

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil
y del Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



TOMO I

**“EVALUACIÓN NO LINEAL DE EDIFICIOS DE CONCRETO
ARMADO DE 6 Y 8 PISOS CON Y SIN MUROS DE CORTE”**

Tesis presentada por el bachiller:

Calla Deza, Herber Rolando

para optar Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Asesor:

Msc.Ing. Rosas Espinoza, Jorge

Arequipa – Perú

2018

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR DE TESIS

VISTO

El BORRADOR DE TESIS Titulado:

*"Evaluación No Lineal de Edificios en Concreto
Armado de 6 y 8 Niveles con y sin muros de Corte"*

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):

Herber Rolando Callo Deza

Nuestro DICTAMEN es:

Aprobado

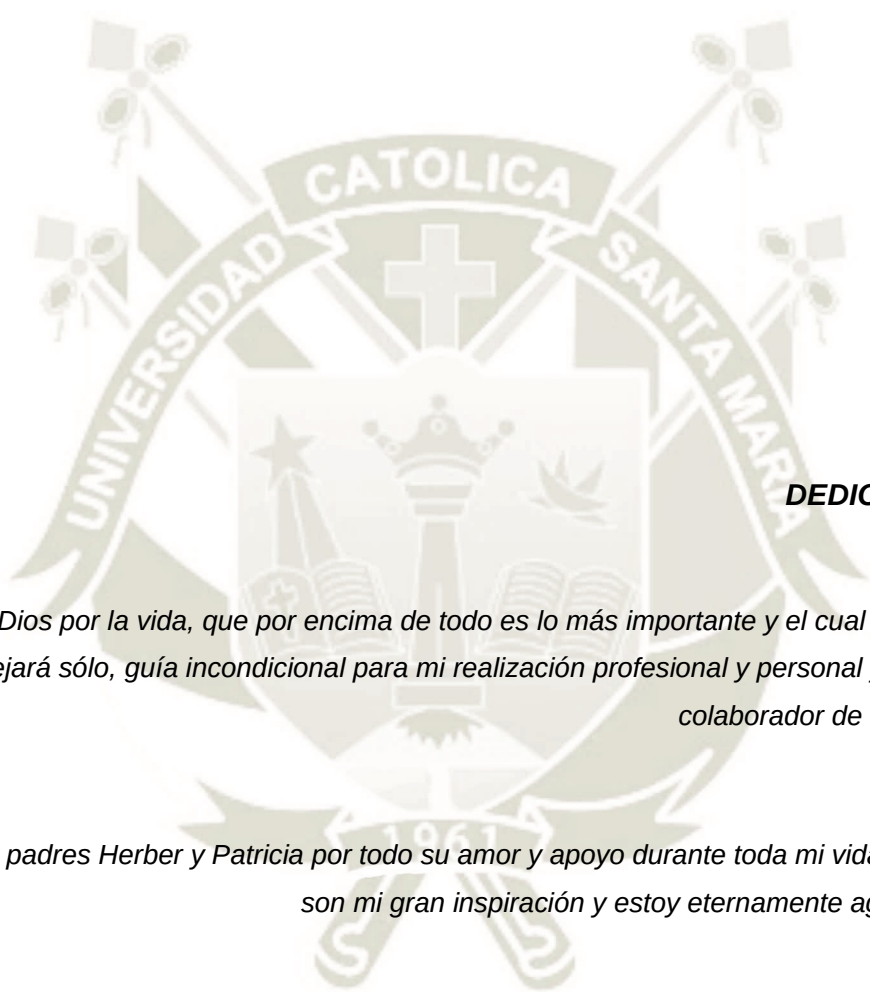
OBSERVACIONES:

Arequipa, 13 de Agosto del 2018

[Signature]
1938

[Signature]
CED 2766

chages
1732



DEDICATORIA

A Dios por la vida, que por encima de todo es lo más importante y el cual nunca me dejará sólo, guía incondicional para mi realización profesional y personal y principal colaborador de esta tesis.

A mis padres Herber y Patricia por todo su amor y apoyo durante toda mi vida, ustedes son mi gran inspiración y estoy eternamente agradecido.

A mis hermanos Mirelly, Leslie, Fernando y principalmente Andrea por su cariño ayuda y compañía en todo momento de manera incondicional.

A los docentes de la Universidad por su apoyo, buen ánimo y predisposición en cualquier momento ante cualquier duda o inquietud mía, estoy muy agradecido.

INTRODUCCIÓN

A la fecha con los cambios constantes de los códigos sismo resistente en nuestro país y las nuevas recomendaciones que dan las normas y códigos en otros países, en base a los terremotos mortales ocurridos en los últimos 10 años que causan grandes pérdidas de vidas humanas y bienes materiales en promedio 10 000 personas fallecen cada año y se estima en pérdidas económicas de orden de miles de millones de dólares , en el Perú (Ica-2007), China (2008 y 2010), Haití (2010), Japón (2011), Ecuador (2016) y otros, sismos producidos en diferentes partes del mundo, con saldo de miles de víctimas y heridos.

Por las debilidades detectadas de las estructuras frente a determinados sismos, es que se ha motivado a algunas normas y códigos a cambiar su filosofía de diseño por resistencia a una filosofía más eficiente y adecuada de diseño por desempeño.

La Justificación del presente trabajo de investigación busca entender y comprender el comportamiento sismo resistente de las edificaciones de concreto armado y se recomienda la necesidad que desde un inicio del diseño el ingeniero considere los daños esperados de la estructura en base a un determinado sismo, en resumen es una herramienta más de la ingeniería sísmica y estructural que sirve para predecir el comportamiento de los edificios ante diversas sollicitaciones sísmicas de esta manera se asegura un diseño adecuado según la importancia de la edificación a construir.

Esta nueva filosofía busca garantizar la formación de rotulas plásticas en las vigas y no en las columnas (columna fuerte – viga débil).

Con las conclusiones y recomendaciones obtenidas al realizar la investigación, el ingeniero estructural pueda entender y diseñar edificaciones más seguras en beneficio de la comunidad, con un eficiente comportamiento sismo resistente

RESUMEN

Los últimos sismos ocurridos en el mundo y en nuestro país con magnitudes moderadas dejan cuantiosas pérdidas económicas y vidas humanas, esto ha demostrado que países como Estados Unidos de Norte América con mayor conocimiento en el campo de la ingeniería estructural, inicien a desarrollar una nueva generación de códigos para actualizar la filosofía de diseño tradicional. El siguiente trabajo de investigación trata justamente de estudiar e investigar la nueva tendencia de análisis y diseño sismo resistente, en base a las recomendaciones dadas por el comité VISION 2000, ATC-40 y FEMA 273.

Para el desarrollo de la investigación se ha elegido dos edificaciones en concreto armado típicas de 6 y 8 niveles de uso común, las cuales se van estructurar sin muros de corte y con muros de corte. Para lo cual primeramente se realizar el análisis elástico y diseño en base al Reglamento Nacional de Edificaciones. Posteriormente se realiza el análisis estático no lineal de las edificaciones, para encontrar su nivel de desempeño en base a la curva de capacidad y la demanda sísmica de diseño. Esto nos permite la verificación de la filosofía de diseño contemplada en nuestro reglamento, así mismo los resultados de la investigación nos mostrará el comportamiento estructural de las edificaciones según las estructuraciones propuestas, y que el ingeniero estructural pueda concebir estructuras cada vez más seguras.

Palabras Claves: Sismos, ingeniería Estructural.

ABSTRACT

The last earthquakes in the world and in our country with moderate magnitudes leave a lot of economic losses and human lives, this has shown that countries like the United States of North America with greater knowledge in the field of structural engineering, start to develop a new generation of codes to update the traditional design philosophy. The following research work is just about studying and investigating the new trend of resistant earthquake analysis and design, based on the recommendations given by the VISION 2000 committee, ATC-40 and FEMA 273.

For the development of the research has been chosen two buildings in reinforced concrete typical of 6 and 8 levels of common use, which will be structured without walls of cut and with walls of court. For which firstly the elastic analysis and design will be carried out based on the National Building Regulation. Subsequently, the non-linear static analysis of the buildings is carried out to find their level of performance based on the capacity curve and the seismic design demand. This allows us to verify the design philosophy contemplated in our regulation, likewise the results of the research will show us the structural behavior of the buildings according to the proposed structures, and that the structural engineer can conceive increasingly safe structures.

Keywords:: Earthquakes, structural engineering

ÍNDICE

DEDICATORIA
RESUMEN
ABSTRACT
DEDICATORIA
INTRODUCCION

CAPITULO I	1
1. ASPECTOS GENERALES DE LA INVESTIGACION	1
1.1. INTRODUCCIÓN.	1
1.2. OBJETIVOS DE LA TESIS DE INVESTIGACIÓN. -	1
1.3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS. -	3
1.4. HIPÓTESIS PLANTEADAS DE LA INVESTIGACIÓN.	6
1.5. CARACTERÍSTICAS DE SITIO.	7
1.6. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO.	7
CAPÍTULO II	11
2. MARCO TEÓRICO	11
2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO.	11
2.2. BASES TEÓRICAS.	12
2.3. DEFINICION DE TERMINOS.	15
2.3.1. CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA.	15
2.3.2. DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA.	16
2.3.3. REDUNDANCIA.	17
2.3.4. FACTOR DE SOBRERESISTENCIA.	18
2.4. HIPOTESIS.	19
CAPITULO III.	20
3. ESTRUCTURACION.	20
3.1 INTRODUCCIÓN.	20
3.2 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION.	21
3.2.1 SIMPLICIDAD Y SIMETRIA.	22
3.2.2 RESISTENCIA Y DUCTILIDAD.	22
3.2.3 HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO.	24
3.2.4 UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA.	24
3.2.5 RIGIDEZ LATERAL.	25
3.2.6 EXISTENCIA DE LOSAS QUE PERMITAN CONSIDERAR A LA ESTRUCTURA COMO UNA UNIDAD.	26
3.2.7 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.	26
3.2.8 SUB ESTRUCTURA O CIMENTACIÓN.	27
3.3 FALLAS MÁS COMUNES EN EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO.	28
3.3.1 EFECTO DE COLUMNA CORTA.	28
3.3.2 CONFINAMIENTO (ESTRIBOS O AROS) DEFICIENCIA DE COLUMNAS.	29
3.3.3 MALA CONEXIÓN ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	30
3.3.4 CONFIGURACIÓN INADECUADA YA SEA EN PLANTA O ELEVACIÓN.	30
3.3.5 GOLPETEO ENTRE EDIFICIOS A FALTA DE JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA.	31
3.3.6 APARICIÓN DE EFECTOS TORSIONANTES.	31
3.3.7 VARIACIONES BRUSCAS DE RIGIDEZ A LO LARGO DE LA ALTURA DE LA EDIFICACIÓN.	32
3.4 ANÁLISIS ELÁSTICO Y NO LINEAL DE LOS EDIFICIOS EN CONCRETO ARMADO.	34
3.4.1 ANÁLISIS ELÁSTICO.	35
3.4.2 ANÁLISIS INELÁSTICO.	36
3.5 ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.	37

3.5.1 OBJETIVOS DEL DISEÑO SÍSMICO.	37
3.5.2 ASPECTOS PRINCIPALES DEL DISEÑO SÍSMICO.	38
3.5.3 ENFOQUES DE DISEÑO.	39
3.5.4 CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.	40
CAPÍTULO IV.....	43
4. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE.....	43
4.1 INTRODUCCIÓN.	43
4.2 PROPUESTA EMPLEADA EN LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO.	44
4.3 NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO.	45
4.3.1 PROPUESTA DEL COMITÉ VISION 2000.	45
4.3.2 PROPUESTA DEL ATC-40.	46
4.3.3 PROPUESTA DEL FEMA 356.	47
4.4 NIVELES DE DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE.	48
4.4.1 PROPUESTA DEL COMITÉ VISION 2000 SEAOC.	49
4.4.2 PROPUESTA DEL ATC-40 Y FEMA 356.	51
4.5 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.	55
4.5.1 PROPUESTA DEL COMITÉ VISION 2000.	56
4.5.2 PROPUESTA DEL ATC-40.	57
4.5.3 PROPUESTA DEL FEMA 356.	57
CAPITULO V.....	58
5. ANÁLISIS LINEAL Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE LOS EDIFICIOS MODELOS.	59
5.1 INTRODUCCIÓN.	59
5.2 PREDIMENSIONAMIENTO.....	59
5.3 METRADO DE CARGAS.	64
5.4 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO.	66
5.4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL.	67
5.4.2 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL.	72
5.5 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA.	82
5.6 DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO.	82
5.6.1 DISEÑO POR FLEXIÓN.	83
5.6.2 DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN.	87
5.6.3 DISEÑO POR CORTE.	88
5.6.4 DISEÑO DE EDIFICIOS PROPUESTOS EN LA INVESTIGACION.	92
CAPITULO VI.....	122
6. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN EDIFICACIONES MODELO.	122
6.1 INTRODUCCIÓN	122
6.2 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES.	122
6.2.1 MODELOS ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO.	122
6.2.2 MODELOS ESFUERZOS-DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO.	124
6.3 MODELO INELASTICO DE LAS SECCIONES (DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA).	128
6.4 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS EN CONCRETO ARMADO.	132
6.4.1 CAPACIDAD ESTRUCTURAL.	132
6.4.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (ANÁLISIS “PUSHOVER”).	132
6.4.3 ESPECTRO DE CAPACIDAD.	140
6.4.4 ESPECTRO DE DEMANDA	141
6.4.5 PUNTO DE DESEMPEÑO.	1456
6.5 ANÁLISIS NO LINEAL DE LAS EDIFICACIONES MODELO.	153
CAPÍTULO VII.....	167

7. ANALISIS COMPARATIVOS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACION.	167
7.1 INTRODUCCIÓN.	167
7.2 EVALUACIÓN DE RESULTADOS EN EL ANALISIS LINEAL.	167
7.3 EVALUACIÓN DE RESULTADOS EN EL ANALISIS NO LINEAL.	169
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	174
BIBLIOGRAFÍA	178
ANEXO-1	
EJEMPLO DE APLICACIÓN	
ANEXO-2	
DISEÑO DE LOSA	
DISEÑO POR CORTE DE COLUMNAS	
ANEXO-3	
PLANOS ESTRUCTURALES	



INDICE DE FIGURAS

CAPITULO 1

Figura 1. 1 Configuración estructural de las edificaciones aporticadas de 6 a 8niveles.	4
Figura 1. 2 Configuración estructural de las edificaciones con muros de corte de 6 a 8 niveles.	4
Figura 1. 3 Sismo de Arequipa junio 2001	5
Figura 1. 4 Terremoto de Pisco 15 agosto 2007	5
Figura 1. 5 Terremoto de Haití, 2010	8
Figura 1. 6 Terremoto de Japón, 2011	9
Figura 1. 7 Terremoto de Chile, 2010	9
Figura 1. 8 Terremoto en México (2017)	10

CAPITULO 2

Figura 2. 1 Ejemplo de espectros de respuesta y cálculo del espectro medio.	14
Figura 2. 2 Espectros promedio en diferentes suelos (Roberto Aguilar 2012)	15
Figura 2. 3 Capacidad resistente de una estructura (Roberto Aguiar 2002- 2003)	16
Figura 2. 4 Curvas Constitutivas del Concreto y del Acero	18

CAPITULO 3

Figura 3. 1 Edificios Simétricos y Asimétricos (Raúl Serrano Lizaola, 2001)	22
Figura 3. 2 Definición de resistencia o capacidad estructural. (Elnashai & Di Sarno, 2008)	23
Figura 3. 3 Edificio en la Ciudad de México, falla por Resistencia y Ductilidad. (Raúl Serrano Lizaola, 2001)	24
Figura 3. 4 Falla en edificio Sismo de Kobe (1995). (Raúl Serrano Lizaola, 2001)	24
Figura 3. 5 Curva típica de respuesta estructural para sistemas sujetos a cargas horizontales. (Elnashai & Di Sarno, 2008)	25
Figura 3. 6 Diafragma Rígido Continuo y Discontinuo. (Raúl Serrano Lizaola, 2001)	26
Figura 3. 7 Efectos negativos de no considerar elementos no Estructurales. (CIGIR, 2009)	27
Figura 3. 8 Edificio se voltea en Shanghai.	27
Figura 3. 9 Efecto de Columna Corta (COVENIN, 1988)	28
Figura 3. 9 Efecto de Columna Corta (COVENIN, 1988)	29
Figura 3. 10 Falla por efecto de Columna Corta colegio Nazca – Camaná – Tacna – Moquegua. (Angel San Bartolomé, 1998)	29
Figura 3. 11 Falla por comprensión en Columnas por falta de Confinamiento (Ángel San Bartolomé, 1998)	29
Figura 3. 12 Falla de unión viga – columna por no cumplir longitud de desarrollo. (Raúl Serrano Lizaola, 2001)	30
Figura 3. 13 Colapso de pisos Intermedios debido a cambio brusco de la rigidez y resistencia de pilares. (Fardis N.F. 2009)	30
Figura 3. 14 Edificios Simples – Edificios Complejos (Hector Aroquipa Velázquez, 2012)	31
Figura 3. 15 Falta de Separación Sísmica entre Edificios. (CIGIR, 2009)	31
Figura 3. 16 Efectos de torsión en Edificios.	32
Figura 3. 17 Modelo de edificaciones con planta baja libre. (CIGIR, 2009)	32
Figura 3. 18 Efecto de piso blando. (CIGIR, 2009)	33
Figura 3. 19 Efecto de piso blando en Edificio en Venezuela. (CIGIR, 2009)	33
Figura 3. 20 Colapso total de la planta baja del edificio. (Liceo Raimundo Martínez, 1997)	33
Figura 3. 21 Daños Estructurales y sus causas más Comunes. (Iglesias, 1985)	34
Figura 3. 22 Diagrama como cuerpo infinitamente rígido en su propio plano. (Eduard A. Fierro & Luis G. Reyes; 2005)	36
Figura 3. 23 Modelos de Curva Esfuerzo deformación del Concreto	37

CAPITULO 4

Tabla 4. 1 Movimiento Sísmicos de Diseño. (SEAO VISION 2000 Committe, 1995)	46
Tabla 4. 2 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño. (SEAO VISION 2000 Committee, 1995)	51
Tabla 4. 3 Niveles de desempeño de las estructuras. (ATC, 1996)	55

Tabla 4. 4 Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras. (SEAOC VISION 2000 Committe, 1995)	56
Tabla 4. 5 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas.	57
Tabla 4. 6Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. (ATC- 40, 1996)	57
Tabla 4. 7 Objetivos de desempeño. (FEMA 356,2000)	58

CAPITULO 5

Figura 5. 1 Planta de Estructura con y sin Muros de Corte. (Elaboración Propia)	59
Figura 5. 2 Pre-dimensionamiento de Viga Peralzada. (Quiñones, 2016)	60
Figura 5. 3 Áreas tributarias en vigas para caso de análisis. (Elaboración Propia)	65
Figura 5. 4 Cargas Distribuidas en Vigas. (Elaboración Propia)	66
Figura 5. 5 Factor de Amplificación Sísmico (Reglamento Nacional de edificaciones E – 0.30)	71
Figura 5. 6 Diagrama de Espectro utilizado para el Análisis Sísmico. (Elaboración propia)	74
Figura 5. 7 Bloque equivalente a compresiones permitido por el ACI (Quiñones Pablo – Diseño de Estructuras)	84
Figura 5. 8 Diagrama de esfuerzos con el bloque equivalente. (Morochó Fernando – Diseño Estructural)	84
Figura 5. 9 Variación de Parámetro B1. (Quiñones Pablo – Diseño de Estructuras)	86
Figura 5. 10 Diagrama de Interacción de Diseño. (Quiñones Pablo – Diseño Estructuras)	88
Figura 5. 11 Secciones críticas a cortante cuando se cumplen las 3 condiciones. (Diseño por corte – Scribd)	90
Figura 5. 12 Secciones críticas a cortante cuando no se cumple alguna de las 3 condiciones. (Diseño por corte – Scribd)	90
Figura 5. 13 Diseño de edificio Aporticado 6 niveles programa Sap 2000 (Elaboración Propia)	92
Figura 5. 14 Valores de Envolvente para diseño de vigas. (Elaboración Propia)	93
Figura 5. 15 Envolvente de fuerza cortante en vigas. (Elaboración propia)	94
Figura 5. 16 Sección de columna para edificio aporticado de 6 niveles. (Elaboración propia)	96
Figura 5. 17 Diagrama de interacción columna edificio aporticado 6 niveles (Elaboración propia)	100
Figura 5. 18 Diagrama de interacción de columna de 6 niveles (Elaboración propia)	101
Figura 5. 19 Separación máxima de barras sin apoyo lateral	101
Figura 5. 20 Modelamiento de edificio de 8 niveles aporticado programa SAP2000	102
Figura 5. 21 Envolvente de vigas para edificio aporticado de 8 niveles (Elaboración propia)	103
Figura 5. 22 Diagrama de interacción de columna de edificio de 8 niveles aporticado	105
Figura 5. 23 Modelamiento de edificio de edificio de 8 niveles (SAP 2000).	105
Figura 5. 24 Envolvente de una viga edificio con muros de corte 6 niveles	107
Figura 5. 25 Diagrama de Interacción columna de edificio con muros de corte	108
Figura 5. 26 Ejemplo de elementos de borde en muros	110
Figura 5. 27 Placa de 275x30 edificio de 6 niveles	111
Figura 5. 28 Diagrama de interacción para muros de corte (Elaboración propia)	111
Figura 5. 29 Elementos confinados de borde en muros. (SENCICO)	112
Figura 5. 30 Modelamiento de edificio con muros de corte de 6 niveles	113
Figura 5. 31 Diagrama de envolvente para diseño de vigas	115
Figura 5. 32 Diagrama de interacción de edificio de 8 niveles con muros de corte	116
Figura 5. 33 Ejemplo de elementos de borde en muros. (SENCICO)	118
Figura 5. 34 Placa de 3.50x0.30 edificio aporticado de 8 niveles. (Elaboración Propia)	118
Figura 5. 35 Diagrama de interacción de muro de corte 8 niveles.(Elaboración Propia)	119
Figura 5. 36 Elementos confinados de borde en muros. (SENCICO)	120

CAPITULO 6

Figura 6. 1 Modelo elasto-plástico(Takuma QUE, 2006)	123
Figura 6. 2 Modelo de curva completa (Takuma QUE, 2006)	123
Figura 6. 3 Modelo Trilineal (Takuma QUE, 2006)	124
Figura 6. 4 Modelo de Whitney (Takuma QUE, 2006)	125
Figura 6. 5 Modelo de Hognestad (1951) concreto no confinado (Takuma QUE, 2006)	126
Figura 6. 6 Diagrama parábola – rectángulo de cálculo del CEB (Takuma QUE, 2006)	127
Figura 6. 7 Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares. (Takuma QUE, 2006)	127
Figura 6. 8 Modelo de Mander para concreto confinado. (Takuma QUE, 2006)	128

<i>Figura 6. 9 Relación inicial lineal elástica Momento Curvatura</i> -----	129
<i>Figura 6. 10 Relación Momento Curvatura a M+ y M-</i> -----	129
<i>Figura 6. 11 Formación de Rótulas plásticas en vigas</i> -----	131
<i>Figura 6. 12 Idealización de daño equivalente</i> -----	131
<i>Figura 6. 13Figura Distribución de cargas laterales. (Carlos Jurado Guerra, Desempeño Sísmico).</i> -----	133
<i>Figura 6. 14 Curvas de Capacidad típicas para edificios aporticados y duales (Bustamante Mora, 2015)</i> -----	134
<i>Figura 6. 15 Representación del Push-Over y de la Curva de Capacidad (Carlos Jurado, 2012)</i> -----	134
<i>Figura 6. 16 Rigideces tangentes, para determinar el punto de fluencia de una estructura (Takuma OUE, 2006)</i> -----	135
<i>Figura 6. 17 Áreas iguales, para determinar el punto de fluencia de una estructura (Takuma OUE, 2006)</i> -----	136
<i>Figura 6. 18 Alternativa para determinar el modelo bilineal (Takuma OUE, 2006)</i> -----	136
<i>Figura 6. 19 Cortante Vs Desplazamiento en el punto de control (Zevallos Mario, 2014)</i> -----	137
<i>Figura 6. 20 Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura (Carlos Jurado, 2012)</i> -----	137
<i>Figura 6. 21 Puntos notables en el cálculo de la ductilidad disponible de la estructura(Takuma QUE,2006)</i> -----	138
<i>Figura 6. 22 Puntos notables en el cálculo de la ductilidad disponible de un elemento (Takuma QUE,2006)</i> -----	139
<i>Figura 6. 23 Cortantes asociadas a los sismos de demanda</i> -----	139
<i>Figura 6. 24 Conversión de la curva de capacidad en un espectro de capacidad (Bustamante Mora, 2015)</i> -----	141
<i>Figura 6. 25 Cambio en el formato del espectro de demanda, de Sa vs T al formato ADRS (Silva Mercado,2018)</i> -----	142
<i>Figura 6. 26 Caso de intersección en la zona elástica del espectro de capacidad (Takuma OUE, 2006)</i> -----	147
<i>Figura 6. 27 Energía disipada por amortiguamiento y energía de deformación máxima (Silvia Mercado,2018)</i> -----	148
<i>Figura 6. 28 Lazo histerético en cuatro paralelogramos de igual área (Silva Mercado,2018).</i> -----	149
<i>Figura 6. 29 Obtención del área de un paralelogramo pequeño a partir de las variables α_{pi}, α_{pi}, α_{y} y α_{y}(Silva Mercado,2018).</i> -----	149
<i>Figura 6. 30 Reducción del espectro de demanda elástico, a través de los factores de reducción inelástica S_{Ra} y S_{Rv} (Silva Mercado,2018)</i> -----	150
<i>Figura 6. 31 Obtención de la línea radial de periodo (BUSTAMANTE MORA, 2015)</i> -----	151
<i>Figura 6. 32 Reducción del espectro de demanda (BUSTAMANTE MORA, 2015)</i> -----	152
<i>Figura 6. 33 Obtención del punto P_i (Bustamante Mora, 2015)</i> -----	152
<i>Figura 6. 34 Obtención del punto de desempeño a partir del EDAV (Bustamante Mora, 2015)</i> -----	153
<i>Figura 6. 35 Modelo desarrollado en SAP 2000</i> -----	154
<i>Figura 6. 36 Modelo desarrollado en SAP 2000</i> -----	155
<i>Figura 6. 37 Niveles de desempeño graficados en la curva de capacidad típica de una estructura (SEAOC,1995)</i> -----	160

CAPITULO 7

<i>Figura 7. 1 Rotulas plásticas en edificio Aporticado. (Elaboración Propia).</i> -----	169
<i>Figura 7. 2Diagrama momento curvatura de viga para momento positivo (Elaboración Propia).</i> -----	170
<i>Figura 7. 3 Diagrama de momentos – formación de rotulas plásticas. (Elaboración Propia).</i> -----	170
<i>Figura 7. 4 Resultado de comportamiento de rotula plástica-viga Sap 2000. (Elaboración propia)</i> -----	171
<i>Figura 7. 5 Formación de rotulas plásticas en edificios con muros de corte. (Elaboración Propia).</i> -----	173

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO 2

Tabla 2. 1 Valores recomendados del factor de redundancia por el ATC-1995	18
--	----

CAPÍTULO 4

Tabla 4. 1 Movimiento Sísmicos de Diseño. (SEAOC VISION 2000 Committe, 1995)	46
Tabla 4. 2 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño. (SEAOC Visión 2000 Committee, 1995)	51
Tabla 4. 3 Niveles de desempeño de las estructuras. (ATC, 1996)	55
Tabla 4. 4 Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras. (SEAOC VISION 2000 Committe, 1995)	56
Tabla 4. 5 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas.	57
Tabla 4. 6 Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. (ATC- 40, 1996)	57
Tabla 4. 7 Objetivos de desempeño. (FEMA 356,2000)	58

CAPÍTULO 6

Tabla 6. 1 Tabla de Datos para Espectro elástico Norma Peruana E-0.30 (Sa-t) (ELABORACION PROPIA)	143
Tabla 6. 2 Tabla de Datos para Espectro elástico de Demanda Norma Peruana E-0.30 (Sa-Sd) (Elaboración Propia)	145
Tabla 6. 3 Tabla de valores mínimos para SRa y SRv (Fuente ATC-40)	150
Tabla 6. 4 Sismos de Demanda según ATC-40. (Elaboración Propia).	158
Tabla 6. 5 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC Comité VISION 2000, 19995 (Jurado Guerra,2012).	159
Tabla 6. 6 Nivel de demanda y comportamiento esperado (TAKUMA OUE,2006)	161
Tabla 6. 7 Niveles de demanda aporticado 6 niveles (Elaboración propia)	163
Tabla 6. 8 Niveles de demanda aporticado 8 niveles (Elaboración propia)	164
Tabla 6. 9 Punto de desempeño muros de corte 6 niveles (Elaboración propia)	165
Tabla 6. 10 Punto de desempeño muros de corte 6 niveles (Elaboración propia)	166

ÍNDICE DE GRÁFICOS

CAPÍTULO 6

Gráfico 6. 1 Espectro de Respuesta Elástico formato (Sa-t). (Elaboración Propia).	144
Gráfico 6. 2 Espectro de Respuesta Elástico formato (Sa-Sa). (Elaboración Propia).	145
Gráfico 6. 3 Curva de capacidad aporticado de 6 niveles (Elaboración propia)	155
Gráfico 6. 4 Curva de capacidad aporticado de 8 niveles (Elaboración propia)	156
Gráfico 6. 5 Curva de capacidad muros de corte de 6 niveles (Elaboración propia)	156
Gráfico 6. 6 Curva de capacidad muros de corte de 8 niveles (Elaboración propia)	157
Gráfico 6. 7 Espectros de Demanda en formato Sa-Sd (ADRS) (Elaboración Propia)	158
Gráfico 6. 8 Sectorización de la curva Capacidad (FERNANDEZ VILLEGAS, 2006)	160
Gráfico 6. 9 Punto de desempeño aporticado 6 niveles (Elaboración propia)	162
Gráfico 6. 10 Punto de desempeño aporticado 8 niveles (Elaboración propia)	163
Gráfico 6. 11 Punto de desempeño muros de corte 6 niveles (Elaboración propia)	164
Gráfico 6. 12 Punto de desempeño muros de corte 8 niveles (Elaboración propia)	165

CAPÍTULO 7

Gráfico 7. 1 Análisis comparativo edificio Aporticado-Muro de Corte 6 niveles. (Elaboración Propia)	171
Gráfico 7. 2 Análisis comparativo edificio Aporticado-Muro de Corte 8 niveles. (Elaboración Propia)	172

CAPITULO I

1. ASPECTOS GENERALES DE LA INVESTIGACION

1.1. INTRODUCCIÓN.

La mayoría de códigos de diseño sismo resistente, incluida nuestra norma E-030 que recientemente se ha actualizado (2018), considera que las edificaciones no deberían colapsar ante un sismo severo o mayor, pero no tiene una metodología de verificación del comportamiento sísmico de las edificaciones para sismos moderados y frecuentes (que son los más ocurientes, pero menos severos), además es posible que ocurra un sismo muy severo y es necesario evaluarlo. Por ello es necesario entender y comprender la importancia de realizar la evaluación no lineal de los edificios en concreto armado o llamado también análisis por desempeño.

El objetivo de esta tesis es realizar el análisis estático no lineal y la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones de 6 y 8 niveles típicos en nuestro medio en forma aporticada y dual (con muros de corte) y así poder conocer mejor su comportamiento relacionando la estructuración propuesta para cada caso en la investigación.

1.2. OBJETIVOS DE LA TESIS DE INVESTIGACIÓN. -

El objetivo de la tesis de investigación es primeramente diseñar de acuerdo a nuestra norma RNE, dos tipos de edificaciones de 6 y 8 niveles con y sin muros de corte, esto nos permitirá obtener importantes resultados con respecto a la comparación de su comportamiento estructural debido a la presencia de los muros de corte, dentro su estructuración. Así mismo nuestra norma E-030 aprobado 2018, es muy exigente con respecto a la deriva máxima permitida o límite para la distorsión en edificaciones en concreto armado es de tan solo 0.007, en otros países como Ecuador presenta valores de 0.02 (CEC-2000); en Colombia 0.01 (NSR-98) y otros países tienen valores de distorsión mucho mayores, es decir nuestro reglamento es muy exigente en limitar los

desplazamientos, como parte de la investigación se analizara la influencia de esta limitación en la estructuración de los edificios propuestos.

Las normas sismo resistentes tradicionales buscan garantizar que los edificios no van a colapsar ante un sismo severo o mayor, entendiéndose que ante sismos menores la estructura va comportarse en el rango elástico, con daños moderados para sismos menores o moderados. Todo el diseño solo está enfocado al sismo mayor exclusivamente.

La nueva tendencia del diseño sismo resistente busca cuantificar el desempeño que va a tener la edificación ante sismos menores y moderados evaluando las pérdidas de capital como la interrupción del servicio de la edificación. La única forma de poder evaluar y cuantificar el comportamiento sismo resistente de la edificación, es realizar el diseño sísmico de las edificaciones propuestas en la investigación por desempeño.

En el diseño sísmico por desempeño que se va desarrollar lo que se desea es conocer el comportamiento estructural sismo resistente de cada edificación tipo de 6 y 8 niveles construcciones típicas más comunes en nuestro medio, ante sismo de pequeña magnitud que se va repetir varias veces, o sismos mayor magnitud que se registre una vez en su vida útil, o sismos más severos que probablemente su ocurrencia es mucho menor o nunca ocurra. El fundamento del diseño sísmico por desempeño es evaluar sobre la edificación el comportamiento para diferentes eventos sísmicos en términos de índices de daño a nivel local y global de la edificación y ver su tolerancia, ya que según las filosofías y principios del diseño sismo resistente se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En la investigación desarrollada se va obtener conclusiones y recomendaciones muy importantes ya que se va a realizar el estudio por desempeño de las estructuraciones planteadas de 6 a 8 niveles con diferentes estructuraciones, que nos va permitir entender mejor el comportamiento estructural de las edificaciones de concreto armado bajo estas estructuraciones típicas planteadas. El R.N.E. no exige el diseño por desempeño de las edificaciones, ya que nuestra normativa tendría que

establecer los espectros de diseño para cada evento sísmico, según VISION 2000 recomienda cuatro eventos, frecuente, ocasional, raro y muy raro. Además, que la mayoría de ingenieros estructurales prefieren de omitir esta etapa de cálculo de verificación por desempeño de la edificación, solo se realiza a nivel de investigación en su mayoría o proyectos especiales.

1.3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS EDIFICIOS. -

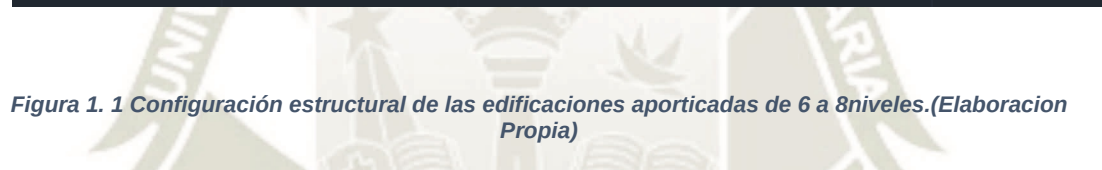
Para realizar la investigación se ha elegido edificaciones de 6 y 8 niveles en concreto armado, que son las más representativas en nuestro medio, ya que en la ciudad de Arequipa se está iniciando un crecimiento vertical, por falta de áreas comerciales y urbanas, en su mayoría se están proponiendo edificaciones de más de 6 niveles. Es importante mencionar que nuestra norma sismo resistente E-030 en estos últimos años se están realizando cambios significativos en sus diferentes artículos, buscando mejorar su filosofía de diseño sismo resistente de acuerdo a las últimas investigaciones, y aprendiendo de las últimas solicitaciones sísmicas importantes que han causado pérdidas de vidas humanas y cuantiosas pérdidas económicas.

Las edificaciones propuestas en la investigación buscan obtener resultados importantes que se pueden aplicar a otras configuraciones estructurales, por lo tanto, se deben proponer una edificación simétrica y con una continuidad vertical, con cargas típicas de uso y una característica de suelo de tal forma que los resultados obtenidos nos permite conseguir conclusiones muy importantes y generales, que nos ayuda a conocer mejor el comportamiento estructural de las edificaciones.

Las edificaciones propuestas son de luces 6m y alturas típicas 2.70m de 6 y 8 niveles, proponiendo primero sin muros de corte, esto nos permitirá conocer las limitaciones que presenta este tipo de estructuración teniendo en cuenta que el límite para la distorsión del entrepiso para edificaciones de concreto armado es del orden 0.007. Ver la figura 1.3.1

Luego a esta configuración estructural se incluirá muros de corte figura 1.3.2, en ambas direcciones, práctica común en nuestro tiempo, por lo aprendido en último sismo de Arequipa sismo de junio del 2001 y Pisco agosto 2007, donde

4



Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Sismo Arequipa (2001)

El terremoto de Arequipa fue de una magnitud de 6.9 en la escala de Richter, dejando 102 víctimas y más de 70 desaparecidos.



Figura 1. 3 Sismo de Arequipa junio 2001. (Luque Solís Edgar, 2018)

Sismo Pisco (2007)

El terremoto de Pisco fue de una magnitud de 7.9 en la escala de Richter, dejando 595 víctimas, 2291 heridos y más de 431 mil damnificadas.



Figura 1. 4 Terremoto de Pisco 15 agosto 2007.(Luque Solís Edgar, 2018)

1.4. HIPÓTESIS PLANTEADAS DE LA INVESTIGACIÓN. -

En la siguiente investigación se plantea las hipótesis relacionas al comportamiento estructural de las edificaciones propuestas de 6 y 8 niveles con y sin muros de corte, las cuales serán motivo de verificación durante el desarrollo de la tesis en sus diferentes capítulos, primera parte corresponde al análisis y diseño de las edificaciones según nuestro R.N.E. para luego realizar el análisis por desempeño (evaluación no lineal de los edificios de concreto armado). Las hipótesis que se plantea en la siguiente investigación son:

- Es posible estructurar edificaciones en concreto armado de 6 y 8 niveles sin muros de corte, y si es posible bajo qué características de análisis y diseño.
- Cuál será el comportamiento sismo resistente de una edificación de 6 y 8 niveles sin muros de corte cumpliendo la norma E-030 actualizada 2018,
- El comportamiento estructural sismo resistente de una edificación de 6 y 8 niveles, al incluir muros de corte en su estructuración es más seguro ante las solicitaciones sísmicas.
- Incorporando el diseño sísmico por desempeño de las edificaciones propuestas en la investigación de 6 y 8 niveles bajo diferentes estructuraciones es posible diseñar y concebir edificaciones más seguras.
- Las edificaciones diseñadas según nuestro RNE, según los modelos típicos de la investigación, respecto a sus derivas las cuales son muy exigentes respecto a otros países, estos no devén presentar daño significativo en sus elementos estructurales en su vida útil.
- En el diseño sismo resistente de las edificaciones propuestas, cumplen con lo estipulado según los objetivos por diseño por desempeño ATC-40, VISION 2000 y FEMA 356.
- La ductilidad propuesta en la norma E-030, según la configuración estructural es correcta.

Las hipótesis planteadas, en la siguiente investigación al verificadas y comprobarlas se cuantificarán, para conocer mucho mejor el comportamiento estructural sismo resistente de las edificaciones, esto nos permitirá que los

ingenieros estructurales obtén por estructuraciones económicas, con un mejor comportamiento sismo resistente evitando las pérdidas de vidas humanas, asegurando la continuidad de las edificaciones y minimizando los daños.

1.5. CARACTERÍSTICAS DE SITIO.

La investigación está orientada al estudio de las edificaciones planteadas en la investigación en la ciudad de Arequipa, donde según los diferentes estudios de mecánica de suelos y zonificación presentan características de suelos del tipo S1 suelos rígidos, a este tipo de suelos corresponde suelo muy rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s entre 500m/s y 1500m/s propio de arena muy densa o grava arenosa densa típico de ciudad de Arequipa, donde se presenta capacidades portante admisible de 2.00kg/cm² a 3.00kg/cm².

1.6. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO.

Los procedimientos convencionales de análisis sísmico que se citan en nuestra normativa no permiten saber cómo será el comportamiento de las edificaciones frente a sismos de menor escala que los sismos diseño de la norma, que son los que rigen el diseño. Es natural pensar que frente a una acción repetitiva de estos sismos se pueden presentar daños en la estructura de los edificios. Además, puede ocurrir un sismo severo mayor al del diseño el cual tiene una probabilidad mínima de ocurrencia, pero posible de ocurrir, mediante este procedimiento por desempeño que incluye el análisis no lineal de la edificación se puede evaluar su comportamiento.

Los métodos tradicionales de diseño sismo resistente son aproximados y no contemplan el efecto de las cargas externas a la que están sometidas los edificios en el tiempo y aún menos cuando esta estructura incursiona más allá del rango elástico, por ejemplo, cuando estamos diseñando un elemento estructural y usamos un valor único de la sección o de los materiales no estamos tomando en cuenta la posibilidad de cambio de la sección en el tiempo ni el aumento de los parámetros de fuerza, aceleración, cortante o desplazamiento. Sin embargo, cuando analizamos en el rango no lineal

debemos elaborar para cada material un modelo de su comportamiento en función de la magnitud de los esfuerzos, es decir, que no usamos un dato constante sino un historial. Más aún, debemos conocer el comportamiento de cada material cuando es sometido a ciclos de carga y descarga como ocurre cuando se presenta un sismo.

Pese a las diferentes investigaciones y cambios constantes en las normativas sísmo resistente en diferentes países con mayor tecnología que en nuestro país, aun no se logra concebir edificaciones con una filosofía que busca evitar pérdidas de vidas humanas y minimizar los daños. A continuación, se muestra los últimos sismos ocurridos en el mundo, que nos demuestran que debemos investigar más el comportamiento sísmico de las edificaciones, mejorando el diseño tradicional de las edificaciones según la normativa, en base a investigaciones con respecto al diseño sísmico por desempeño que incluye el análisis no lineal de la edificación.

Terremoto de Haití (2010)

La cifra de 316.000 muertos que dejó el terremoto de Haití lo hace el más devastador del siglo XXI hasta el momento. El epicentro fue registrado en su capital, Puerto Príncipe con una magnitud de 7.2 grados. Este terremoto ha sido el más fuerte registrado en esta zona desde 1770, causando un número de muertos que superó los 300.000.



Figura 1. 5 Terremoto de Haití.(Luque Solís Edgar, 2018)

Terremoto de Japón (2011)

El terremoto de magnitud 9.0 se convirtió en el más fuerte que ha sufrido Japón hasta la actualidad con 15.883 muertos y 2.650 desaparecidos. Además de la

catástrofe, se declaró un estado de emergencia en la central nuclear de Fukushima debido al fallo de los sistemas de refrigeración de uno de los reactores.



Figura 1. 6 Terremoto de Japón. (Luque Solís Edgar, 2018)

Terremoto de Chile (2010)

El terremoto de magnitud 8.8 grados en la escala de Richter uno de los mayores terremotos de la historia sacudió el centro-sur de Chile dejó 156 muertos y 25 desaparecidos. Hubo destrozos en cerca de 500 000 viviendas y 2 000 000 de damnificados.



Figura 1. 7 Terremoto de Chile. (Luque Solís Edgar, 2018)

Terremoto en México (2017)

El terremoto de magnitud 7.1 grados en la escala de Richter más 331 víctimas y cuantiosas pérdidas económicas.



Figura 1. 8 Terremoto en México. (Luque Solís Edgar, 2018)



CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO.

En 1992 la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California se reunieron para analizar las grandes pérdidas económicas por lo ocurrido en los últimos sismos por ejemplo el de Loma Prieta 1989, con una magnitud de 7.1 y otros, cifras demasiadas altas que motivaron la revisión de la filosofía del diseño sismo resistente. Iniciándose el desarrollo de un marco teórico que hiciera posible la elaboración de una nueva generación de códigos basados en el concepto del Diseño Por Desempeño. Con este fin la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) estableció el Comité Visión 2000.

Ejemplos de aplicación en USA de estos criterios son el ATC-40 (1996) y FEMA-356 (2000). Estos documentos se basan en el empleo de diagramas de demandas y capacidad. Primeramente, se realiza el análisis y diseño de las 2 propuestas de estructuración para los edificios de 6 y 8 niveles basará en la normativa peruana.

La capacidad de la estructura se obtendrá con el proceso de Análisis estático no lineal (Pushover). La demanda sísmica se obtendrá a partir de las recomendaciones del Comité Visión 2000, el ATC-40 y el FEMA 356.

Para determinar el punto de desempeño de las estructuras ante los diferentes niveles de amenaza sísmica se empleará el Método de Espectro de Capacidad propuesto por el ATC-40 (1996) y el Método del coeficiente de desplazamiento propuesto por el FEMA 356 (2000). Este tema se desarrollará ampliamente en el capítulo 4.

2.2. BASES TEÓRICAS.

El diseño sismo-resistente de las normativas y códigos en todo el mundo tienen como principal objetivo principal que las estructuras diseñadas sean capaces de resistir terremotos de baja intensidad sin sufrir daños considerables, sismos moderados con daños factibles para reparación y sismos de gran intensidad que no provoquen el colapso, sin embargo el solo considerar evitar el colapso ante sismos de gran intensidad no se traduce como un comportamiento adecuado sismo-resistente, por lo que se debería revisar y mejorar la concepción de diseño sísmico.

En la siguiente figura se muestra un diagrama el cual indica paso a paso cómo es posible concebir: una estructura sismo resistente y a la vez que cumpla con el desempeño post sismo esperado por el cliente.

En primer lugar se realizara un análisis y diseño sísmico en base al Reglamento Nacional de Edificaciones (Análisis elástico) cumpliendo las derivas de entrepiso como se menciona en este, seguidamente se realizara un Análisis No lineal el cual nos ayudara a verificar e identificar el nivel de desempeño del edificio (análisis inelástico) finalmente verificamos el objetivo de desempeño esperado del edificio ante las demandas sísmicas (matriz de nivel de daño y desempeño).

En el diagrama se observa dos iteraciones, primeramente, cuando no se cumplen los límites de distorsión del entrepiso se tendrá que realizar la estructuración, y el segundo se observa cuando no se cumple el objetivo de desempeño del edificio ante una demanda sísmica, de esta forma se garantiza el óptimo comportamiento de la edificación exigido por la norma Sismo Resistente E-030 de nuestro reglamento.

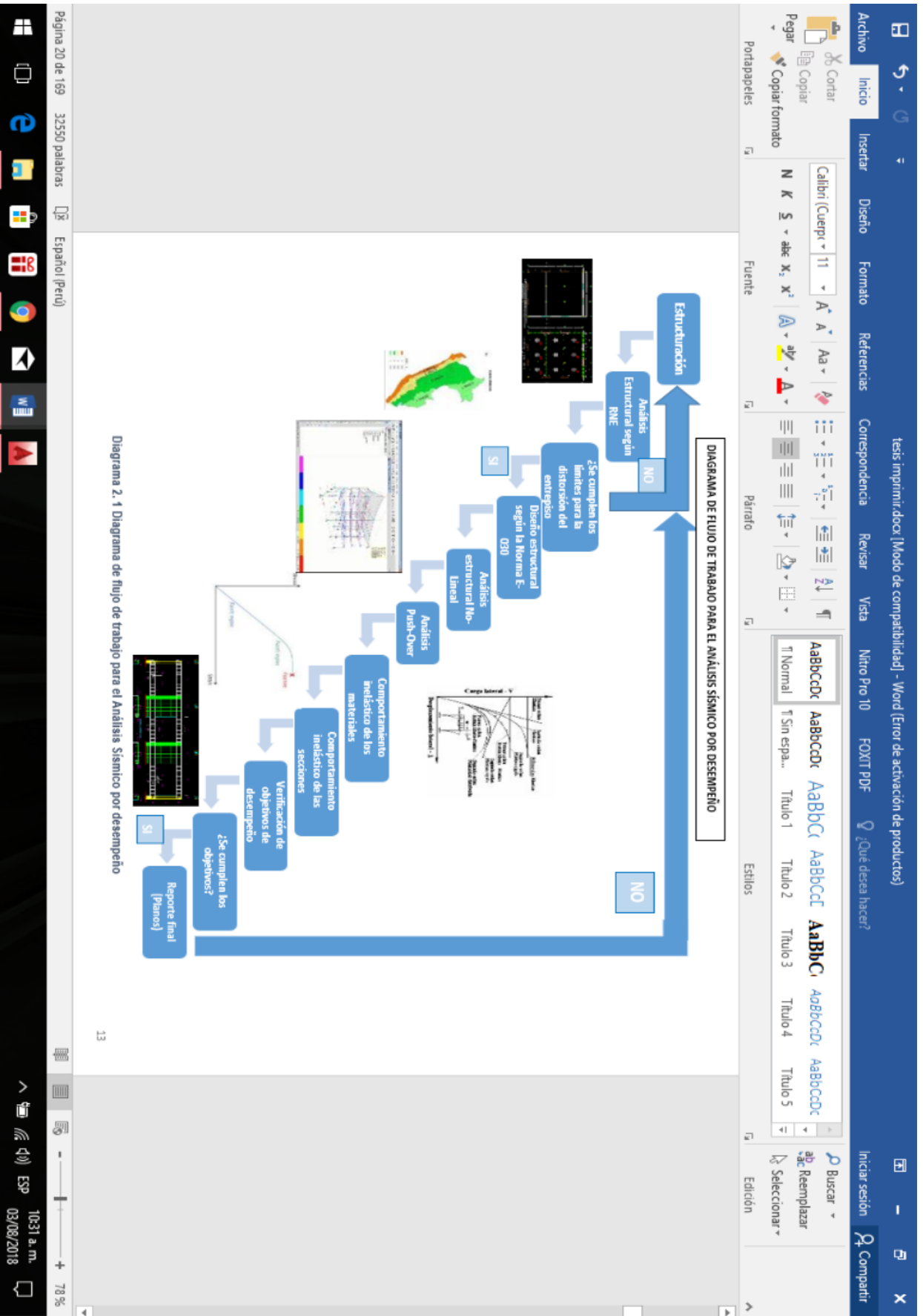


Diagrama 2.1. Diagrama de flujo de trabajo para el Análisis Sísmico por Desempeño. (Elaboración Propia)

A continuación, explicaremos como se ha elaborado un espectro de diseño, primeramente, se clasifica los registros sísmicos de acuerdo al lugar y al tipo de suelo. Una vez clasificados los eventos en el cual tengan una aceleración máxima del suelo considerable, no menor al 10% de la aceleración de la gravedad. Resaltando que en la mayoría de los países de Latinoamérica no se cuenta con una cantidad suficiente de eventos, la forma de trabajar es utilizar estas aceleraciones pequeñas normalizadas a aceleraciones grandes. Por ejemplo, en la figura 2.1 Ejemplo de espectros de respuesta y cálculo del espectro medio se observa los espectros de respuesta de 14 registros sísmicos del Perú y 3 registros en Iquique (Chile), nótese que para $T=0$ la aceleración espectral es $0.4g=392\text{gals}$, así mismo se observa el espectro medio con una aceleración máxima 975gals , si trabajamos con el espectro medio existe una probabilidad de excedencia del 50%. Las normativas hallan líneas y curvas que más se aproxime al espectro medio.(Aguiar Falconi, 2008)

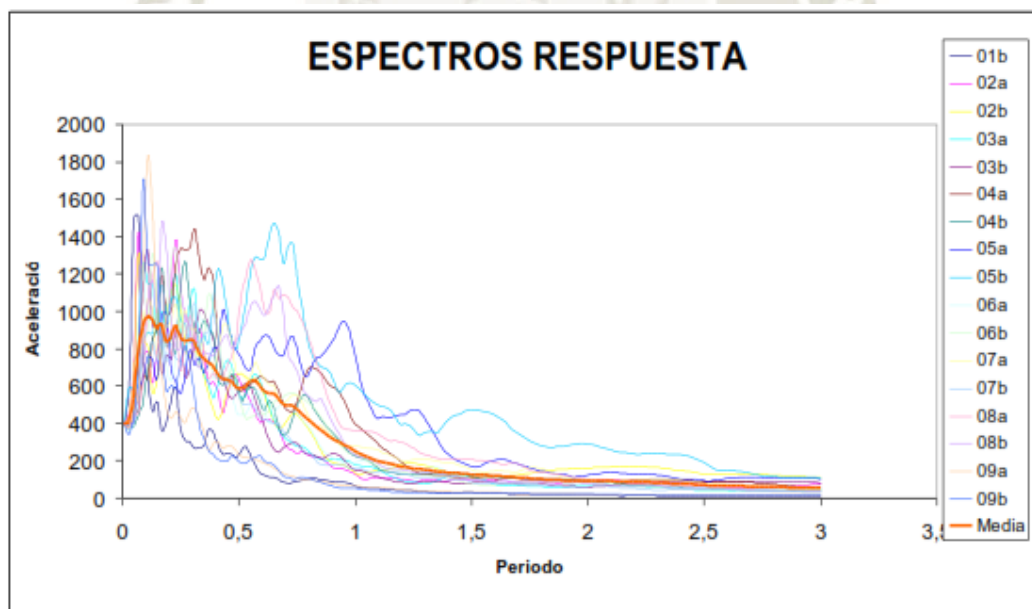


Figura 2. 1 Ejemplo de espectros de respuesta y cálculo del espectro medio. (Roberto Aguiar, 2012)

Para conocimiento Seed (1976) clasifico 104 registros, en cuatro tipos de suelo construyendo los espectros de respuesta elásticos para un 5% de amortiguamiento en la figura 2.2 se indican los espectros de respuesta promedio según el tipo de suelo.

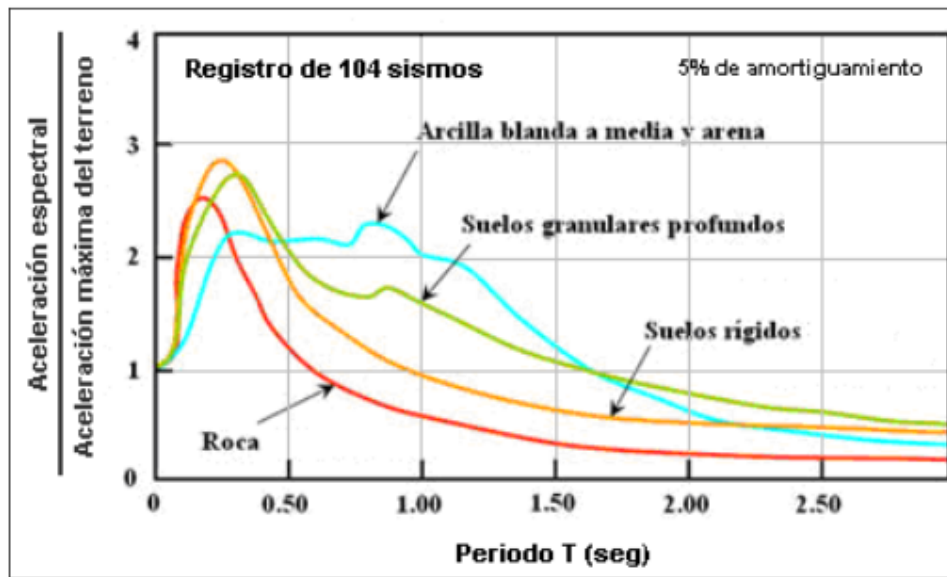


Figura 2. 2 Espectros promedio en diferentes suelos. (Roberto Aguilar, 2012)

Este trabajo ha servido de base para la formulación de varios códigos de América del Sur, observándose que los factores de amplificación son para roca 2.5 en un $T=0.2s$, suelos rígidos 2.8 en un $T=0.4s$, suelos granulares 2.7 $T=0.9s$, nótese como aumenta el periodo y se conserva el factor de amplificación, para arcillas blandas a medias el factor es de 2.1 con periodos en el rango de 0.3s y 1s. (Aguilar Falconi, 2008)

2.3. DEFINICION DE TERMINOS.

Es importante definir algunos términos relacionados al desarrollo de la tesis de investigación que mucho se mencionan en las normas y en el análisis no lineal de edificios en concreto armado que a continuación desarrollaremos.

2.3.1. CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA.

Es importante resaltar que los edificios no se diseñan con el Espectro Elástico para un periodo de retorno 475 años, (sismo raro) sino para un Espectro de Diseño Inelástico, el mismo que se obtiene dividiendo las ordenadas espectrales elásticas para el Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía (Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas). Este

coeficiente es $(R \cdot I_a \cdot I_p)$ donde I_a es un factor de reducción que toma en cuenta la irregularidad en altura, y I_p la irregularidad en elevación. En la investigación para tener valores generales se trabaja con las edificaciones regulares y la Norma E-030 (Tablas N°8 y N°9), estos valores son iguales a 1.0. Por lo tanto, $R=8$ (edificaciones sin muros de corte) y $R=6$ (edificaciones con muros de corte).

Los valores máximos de R en cada tipología estructural en la investigación están asociados a una gran capacidad de disipación de energía y para que esto suceda la estructura debe tener gran ductilidad, redundancia y sobre resistencia. (Aguiar Falconi, 2008)

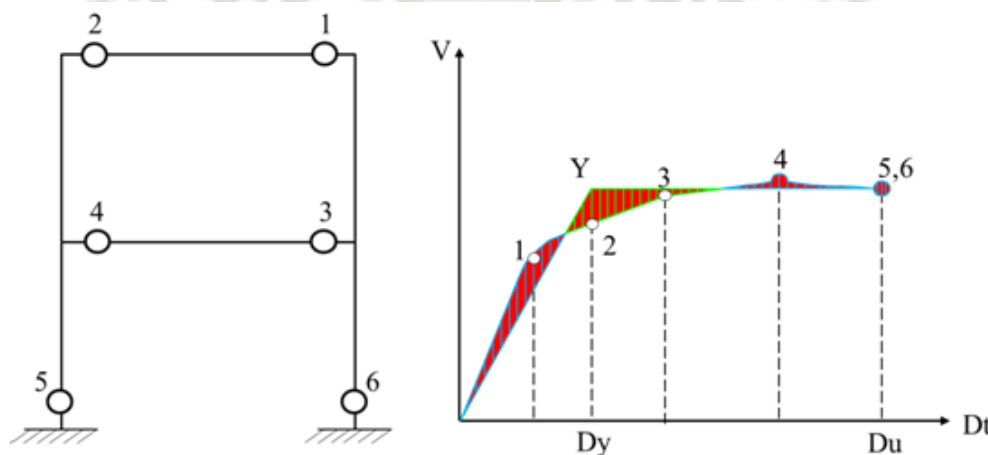


Figura 2.3 Capacidad resistente de una estructura (Roberto Aguilar, 2012)

2.3.2. DUCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA.

El factor R , está en función de la capacidad de ductilidad de una estructura, una forma de encontrar esta ductilidad es encontrando la curva de capacidad sísmica de una estructura, que relaciona el cortante basal V , con el desplazamiento Lateral Máximo D_t , mediante la técnica del Pushover, que consiste en aplicar cargas crecientes hasta llevar a la estructura al colapso ver figura 2.3.

Cuando se aplican las cargas laterales se van formando rotulas plásticas en los diferentes elementos cambiando automáticamente su matriz de rigidez y consiguiendo la de la estructura.

Si cumplimos la filosofía de diseño estas primero se formarán en las vigas y luego en las columnas, diseñando con el criterio Columna Fuerte – Viga Débil.

La figura de anterior muestra la curva de capacidad donde se ha colocado el instante en que cada sección ingresa al rango no lineal, hasta que la estructura alcanza el colapso. Una forma de determinar el punto de fluencia Y , es empleando el criterio de áreas iguales, que consiste en igualar el área interna de la curva de capacidad con el área externa reduciendo la gráfica en forma bilineal.

Se deduce la ductilidad de la estructura u como:

$$u = \frac{Du}{Dy}$$

La curva de capacidad depende de la geometría de sus elementos, y de su diseño (armadura longitudinal y transversal) además de la calidad de los materiales (acero – concreto). Como podemos ver que no se puede realizar la curva de capacidad sin haber diseñado previamente la estructura. El motivo de investigación de la tesis es hacer ver que los ingenieros proyectistas se interesen en encontrar la curva de capacidad sísmica y pueda analizar cómo se van formando las rotulas plásticas y su secuencia, evaluando su mecanismo de colapso.

2.3.3. REDUNDANCIA.

La redundancia está relacionada a la configuración estructural de la edificación lo recomendable es que los edificios tengan mayor cantidad de líneas resistentes (ejes estructurales) en los dos sentidos, de esta manera se tendrá una mayor cantidad de vigas donde se pueden formarse las rotulas plásticas.(Aguiar Falconi, 2008)

Es decir, si se tiene dos estructuras, una con pocos ejes estructurales y otra con mayores ejes estructurales, se segunda estructura tendrá una mayor redundancia. En resumen, su puede indicar que la redundancia depende de la cantidad de rotulas plásticas que se pueden formarse, además de su capacidad de inclusión en el rango elástico.

Número de ejes de columnas	Factor R_R
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Tabla 2. 1 Valores recomendados del factor de redundancia. (ATC, 1995)

Según los ejes de columnas o ejes estructurales cuando mayores son dentro la estructuración de una edificación mayor es la redundancia y por consecuencia mayor ductilidad.

2.3.4. FACTOR DE SOBRESRESISTENCIA.

La sobre resistencia está relacionado al factor de seguridad que nos dan la normas con respecto al diseño en concreto armado de los diferentes elementos estructurales, márgenes de seguridad que nos permite aumentar la ductilidad de las secciones de cada elemento y por consiguiente de la estructura. Por ejemplo, en la figura 2.3 se muestra una viga y al costado el comportamiento real del concreto y del acero, donde además se ha dibujado para el concreto el modelo de Whitney, con el cual se diseñan las vigas así mismo en el acero se trabaja con consideraciones de diseño con un modelo elasto-plástico (bilineal) no tomando en cuenta la zona de endurecimiento del acero.(Aguiar Falconi, 2008)

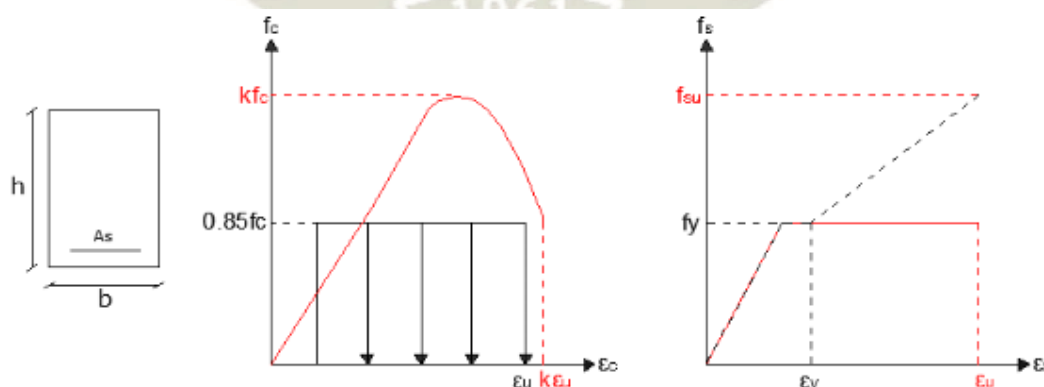


Figura 2. 4 Curvas Constitutivas del Concreto y del Acero. (Roberto Aguiar, 2012)

Todo esto da origen a que las estructuras tengan sobre resistencia, pero también puede darse el caso que el proceso constructivo sea deficiente

(calidad del concreto–cantidad de armadura), en este caso no habrá sobre resistencia. Por eso es muy importante no solo un buen diseño sino una buena ejecución en obra.

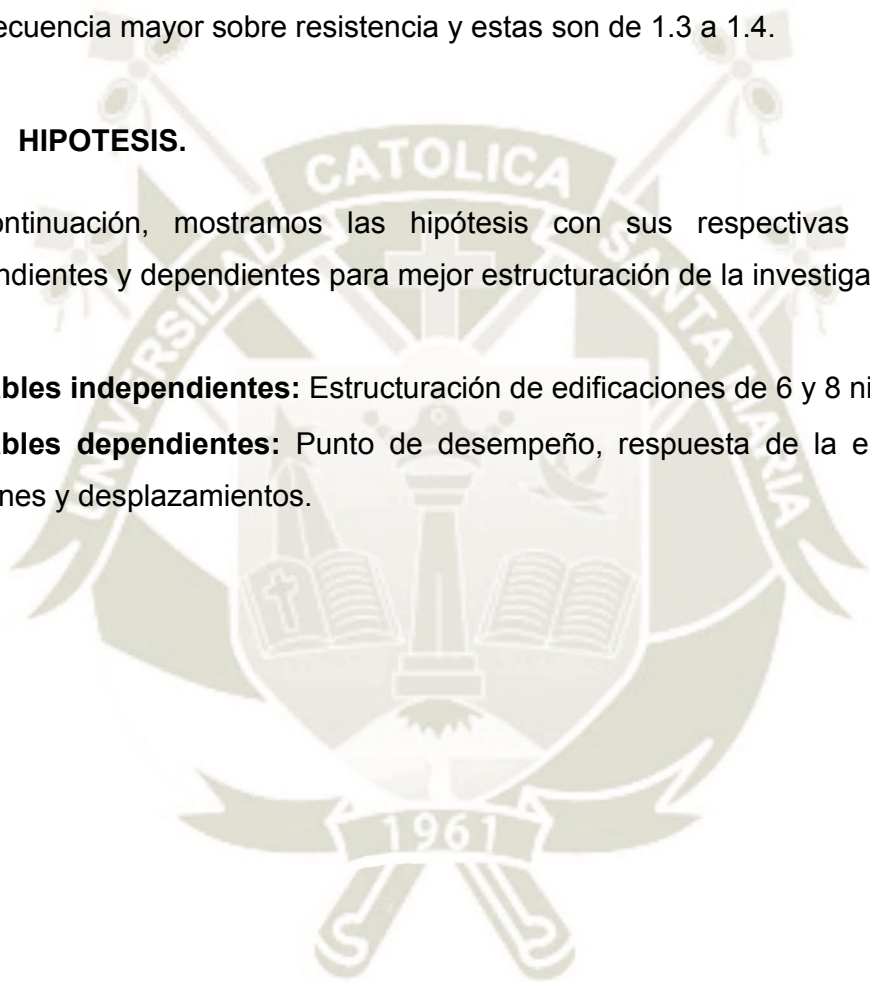
Cuando las derivas son del orden de 0.02 las estructuras aporricadas (columnas y vigas) presentan sobre resistencia del orden 1.20, si la deriva disminuye a 0.007 esto obliga a tener elementos de mayor sección y como consecuencia mayor sobre resistencia y estas son de 1.3 a 1.4.

2.4. HIPOTESIS.

A continuación, mostramos las hipótesis con sus respectivas variables dependientes y dependientes para mejor estructuración de la investigación.

Variables independientes: Estructuración de edificaciones de 6 y 8 niveles.

Variables dependientes: Punto de desempeño, respuesta de la estructura, acciones y desplazamientos.



CAPITULO III

3. ESTRUCTURACION

3.1 INTRODUCCIÓN

El diseño Sísmico en nuestro país y en la mayoría de los códigos tiene mucha complejidad, en caso de la Norma peruana el criterio de Diseño Sismo resistente se expresa señalando:

Las edificaciones se comportarán ante los sismos considerando:

“- RESISTIR SISMOS LEVES: Sin daños.

- RESISTIR SISMOS MODERADO: Considerando daños estructurales moderados.

- REISISTIR SISMOS SEVERO: Con la probabilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso.(Blanco Blasco, 1994)

Según elApplied Technology Council (1996) ATC-40 se considera 3 niveles se sísmicos

- SISMO DE SERVICIO: El sismo de servicio es definido como el nivel de sismo que tiene un 50 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, este nivel de sismo es típicamente 0.5 veces el Sismo de Diseño, en términos probabilísticos el Sismo de Servicio tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 75 años.

- SISMO DE DISEÑO: El sismo de diseño es definido como el sismo que tiene una 10 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, el sismo de diseño representa un nivel infrecuente de sacudida del suelo que puede ocurrir durante la vida del edificio, en términos probabilísticos el Sismo de Servicio tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 475 años.

-SISMO MÁXIMO: El sismo Máximo es definido como el máximo nivel sísmico que se puede esperar en el lugar donde está situado el edificio dentro de un conocido marco geológico, esta intensidad de movimiento del suelo puede ser calculado como el nivel de sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años de periodo. Este nivel de movimiento de la base es de 1.25 a 1.5 veces el Sismo de Diseño, en términos probabilísticos el Sismo de Servicio tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 975 años.

La elaboración de un espectro de diseño (Coeficiente sísmico C) trata de determinar el coeficiente con el cual se debe diseñar una estructura, buscando lograr un comportamiento Elástico durante los sismos Leves, cuya frecuencia de ocurrencia es Alta, y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor, mientras más compleja sea una estructura más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico, por esta razón es aconsejable que la estructuración sea lo más simple y limpia posible de manera que la idealización necesaria para el análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real. (Blanco Blasco, 1994)

3.2 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION. -

Como afirma Blanco Blasco (1994) un objetivo muy importante del diseño, es conocer y poder estructurar la edificación, de tal manera que esta tenga un buen comportamiento sísmico. Por ello se cita los principales criterios a tomar para lograr una estructura sismo-resistente, los cuales son:

- Simplicidad y Simetría.
- Resistencia y Ductilidad.
- Hiperestaticidad y Monolitismo.
- Uniformidad y Continuidad de la Estructura.
- Rigidez Lateral.
- Existencia de las losas que permitan considerar a la estructura como una unidad (Diafragma Rígido)
- Influencia de los Elementos no Estructurales.
- Subestructura y Cimentación.

3.2.1 SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA.

La experiencia a los largos de los años ha demostrado que las estructuras simples se comportan mejor ante los sismos, esto se da acabo ya que nuestra habilidad para predecir el comportamiento sísmico de una estructura e idealización de los elementos estructurales es marcadamente mayor para estructuras simples.(Blanco Blasco, 1994)

Existen dos razones por las que es muy importante contar con una estructura simple:

- 1.- Mayor Capacidad o probabilidad del Ingeniero de predecir el comportamiento sísmico de la estructura.
- 2.- Mayor confiabilidad en el modelo idealizado de la estructura.

La simetría de la estructura en las dos direcciones es muy importante debido a que a falta de esta se producen efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos.

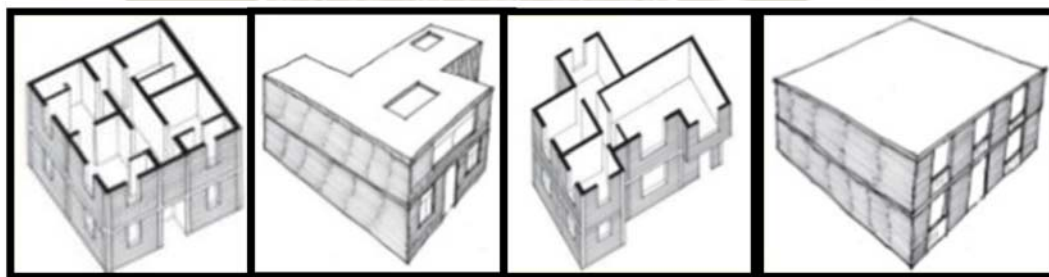


Figura 3. 1 Edificios Simétricos y Asimétricos (Raúl Serrano Lizaola, 2001)

3.2.2 RESISTENCIA Y DUCTILIDAD.

La resistencia es la capacidad de resistir cargas, usualmente es definida como una función del tipo de acción. La resistencia axial, momento y cortante son empleadas para cuantificar la capacidad de una estructura y sus elementos en ingeniería sísmica, en la curva de capacidad que se muestra en la figura 3.1, la capacidad a cortante V de la estructura es definida tanto por (V_y) , que es aquel cortante resistente que define el limite elástico, como por la máxima resistencia a cortante (V_{max}) , de manera parecida, se puede graficar la resistencia a axil y

momento. La primera en función al desplazamiento provocado por la carga axial y la segunda en términos de rotación. (Marte Jiménez, 2014)

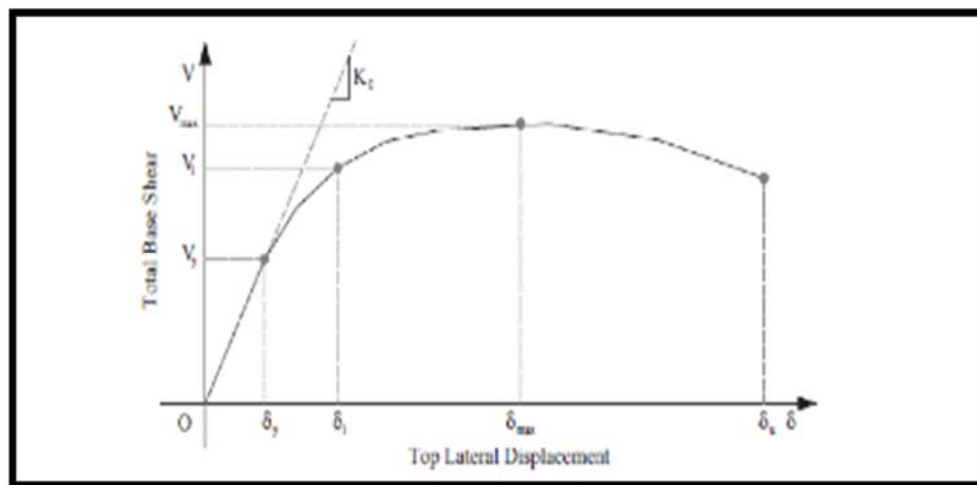


Figura 3.2 Definición de resistencia o capacidad estructural. (Elnashai & Di Sarno, 2008)

Hoy en día las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones por lo que se estructura en dos ejes principales los cuales podemos llamar eje X y Y, todas las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia, los elementos estructurales deben de construirse con materiales adecuados para resistir los esfuerzos ya sean por cargas de servicio y en algunos casos resistir adicionalmente la presencia de solicitaciones sísmicas, la característica fundamental de un sismo es su eventualidad, esto se traduce que un determinado nivel de esfuerzos se produce en la estructura durante un corto periodo de tiempo.

Por esta razón las fuerzas de sismo no se consideran al valor cumbre de la sollicitación, confiriendo a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, debiendo completarse el saldo en respuesta a la ductilidad del edificio, lo cual requiere preparar a la edificación para ingresar a la etapa plástica disipando energía, pero son que esta llegue al colapso. Es muy importante preparar al edificio para que presente formación de rotulas plásticas en elementos que no involucren la estabilidad estructural por lo que es conveniente que estas se formen en vigas. (Blanco Blasco, 1994)



Figura 3. 3 Edificio en la Ciudad de México, falla por Resistencia y Ductilidad. (Raúl Serrano Lizaola, 2001)

3.2.3 HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO.

Las estructuras deben tener unas disposiciones hiperestáticas, ello logra una mayor capacidad resistente al permitir que, por producción de rotulas plásticas, se disipe en mejor forma la energía sísmica.

3.2.4 UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA.

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera de evitar concentración de esfuerzos. (Blanco Blasco, 1994)

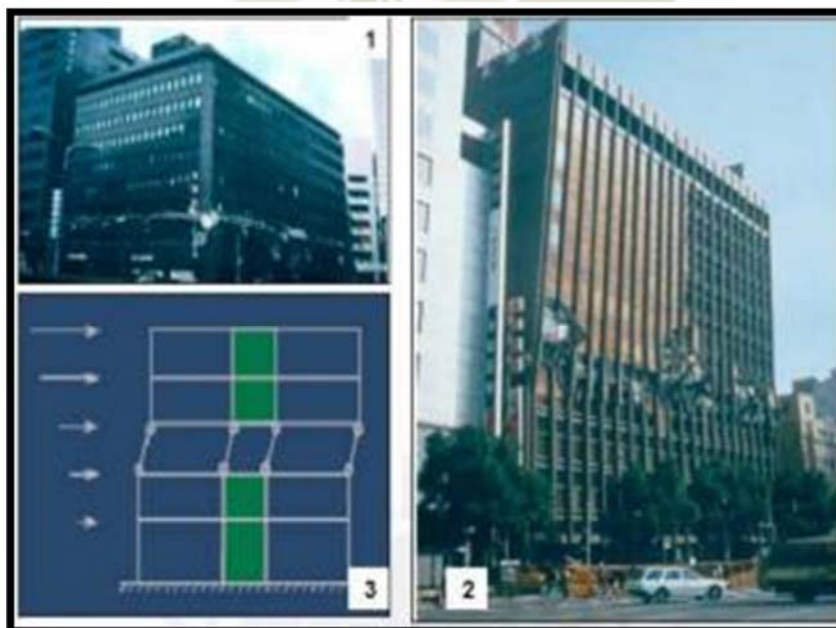


Figura 3. 4 Falla en edificio Sismo de Kobe (1995). (Raúl Serrano Lizaola, 2001)

3.2.5 RIGIDEZ LATERAL.

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales (fuerzas sísmicas) sin tener deformaciones importantes ya que el movimiento ocasionan mayor efecto de pánico es necesario dotarlas de elementos estructurales (muros , columnas) que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales para el caso de la investigación se considera eje X y Y.

La Rigidez se define como la capacidad de un elemento o un conjunto de elementos estructurales de resistir desplazamientos cuando está sujeto a acciones (fuerza) como se muestra en la figura 3.5. Este parámetro K es expresado como la relación de fuerza y desplazamiento, este valor no es constante en la estructura. En la figura 3.5, (K_i) es la rigidez para un desplazamiento (δ_i) requerido y su correspondiente fuerza resistente (V_i). La rigidez gráficamente es la pendiente tangente a un punto cualquiera en la curva o lo que es lo mismo la deriva de esa función en un punto dado. (Marte Jiménez, 2014)

Uno de los objetivos principales del análisis y diseño de una estructura, es de restringir los desplazamientos laterales según los valores estipulados en la Norma NTE-0.30 para ello es necesario que la estructura esta provista de una adecuada rigidez lateral para así evitar deformaciones importantes producidas por los sismos.

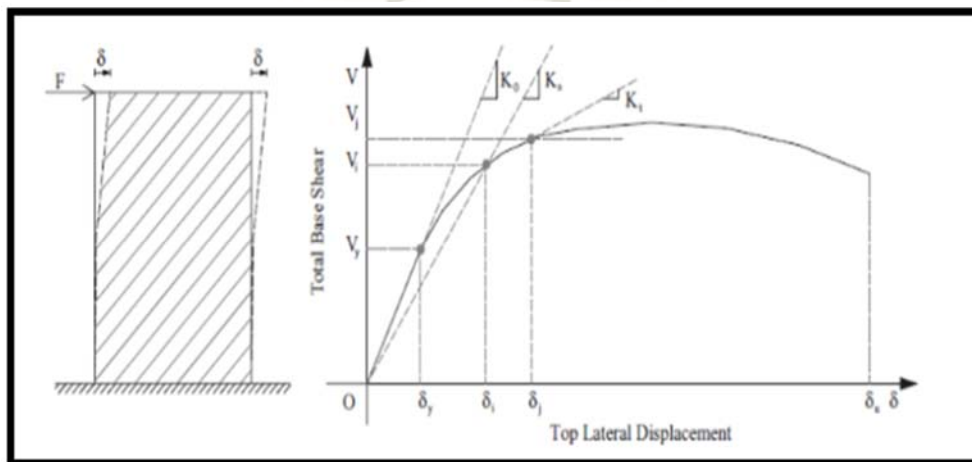


Figura 3. 5 Curva típica de respuesta estructural para sistemas sujetos a cargas horizontales.
(Elnashai & Di Sarno, 2008)

La rigidez de un elemento es una función de las propiedades de su sección, longitud y condiciones de contorno, la rigidez de un sistema estructural trabaja en función de los mecanismos de resistencia lateral utilizados (pórticos resistentes a momentos, pórticos arriostrados, muros, etc.), en el diseño sísmico según Marte Jiménez, 2014 la rigidez lateral es esencial para:

- El control de deformaciones.
- Prevenir inestabilidad tanto local como global.
- Prevenir daño no estructural.
- Asegurar el confort de la gente durante terremotos de nivel bajo a medio.

3.2.6 EXISTENCIA DE LOSAS QUE PERMITAN CONSIDERAR A LA ESTRUCTURA COMO UNA UNIDAD.

Es muy común que en los análisis se suela considerar la hipótesis básica de la existencia de una losa rígida en su plano, que permita la idealización de una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y muros de acuerdo a su rigidez lateral manteniendo una misma deformación lateral.

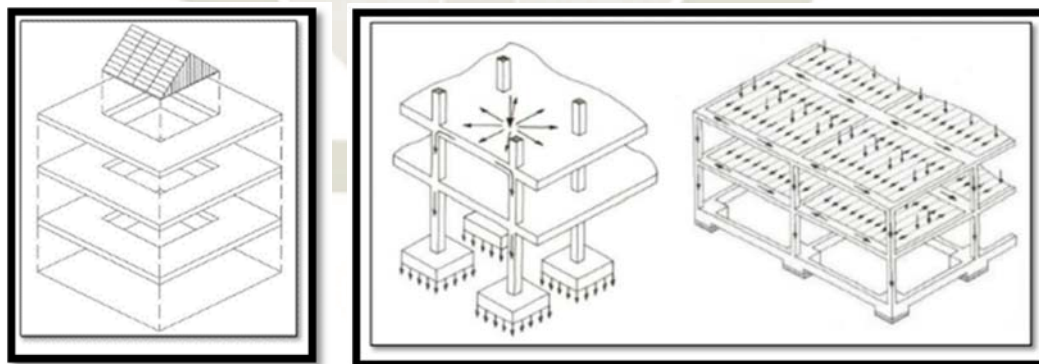


Figura 3. 6 Diafragma Rígido Continuo y Discontinuo. (Raúl Serrano Lizaola, 2001)

3.2.7 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

Los elementos no estructurales (tabiquerías, puertas, etc) desempeñan un aspecto importante en el amortiguamiento dinámico debido principalmente a que al producirse agrietamientos internos aumentan los rozamientos y contribuyen a disipar energía sísmica, aliviando a los elementos resistentes.

Sin embargo pueden presentar unos efectos negativos, causados principalmente por la modificación de elementos estructurales los cuales no son previstos en el cálculo.



Figura 3. 7 Efectos negativos de no considerar elementos no Estructurales. (CIGIR, 2009)

3.2.8 SUB ESTRUCTURA O CIMENTACIÓN.

En el diseño de las subestructuras o cimentaciones según Blanco Blasco, 1994 deben considerarse el efecto de cargas verticales y sismo:

- Transmisión del corte basal de la estructura al suelo.
- Provisión para los momentos volcaneos.
- Licuefacción del subsuelo.
- Posibilidad de movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación.



Figura 3. 8 Edificio se voltea en Shanghái.(CIGIR, 2009)

3.3 FALLAS MÁS COMUNES EN EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO.

En la actualidad el proceso de estructuración y diseño busca que toda estructura sea capaz de resistir acciones sísmicas severas sin que se presente el colapso evitando pérdidas de vidas humanas. Entre las causas más comunes que facilitan el fallo y hasta el desplome de las edificaciones son:

3.3.1 EFECTO DE COLUMNA CORTA.

El “Efecto de Columna Corta” se presenta cuando se restringe parcialmente el desplazamiento lateral de la columna, esta restricción se da generalmente mediante paredes de mampostería con ventanas, lo cual genera que la columna falle por cortante de manera frágil debido a que en su estructuración fue diseñada con una longitud diferente, la solución es la de no unir el muro con la columna, para lo cual se utiliza una junta de separación.(Beuperthuy & Urich, 2012)

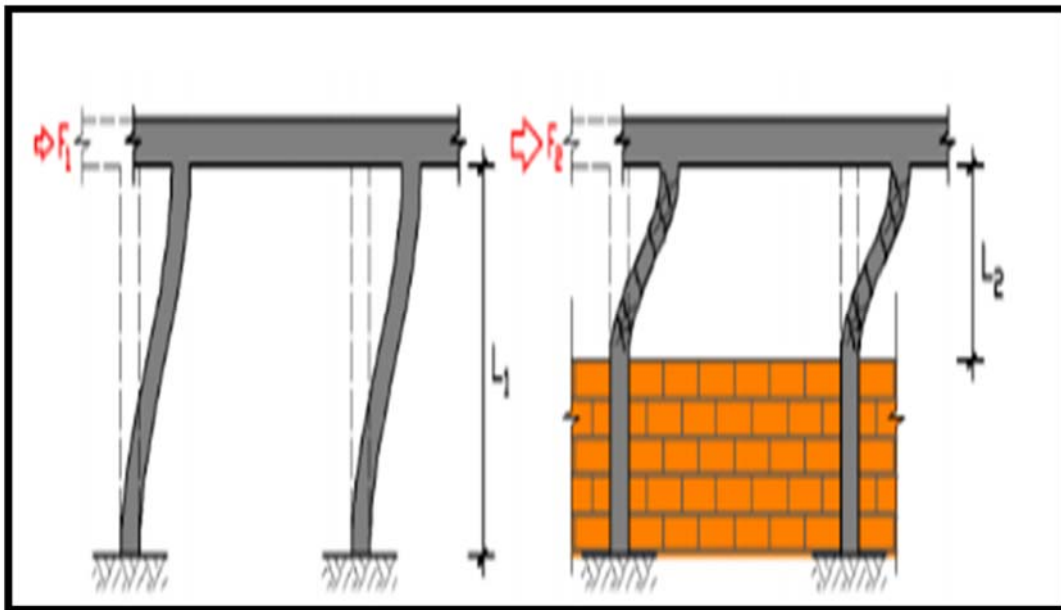
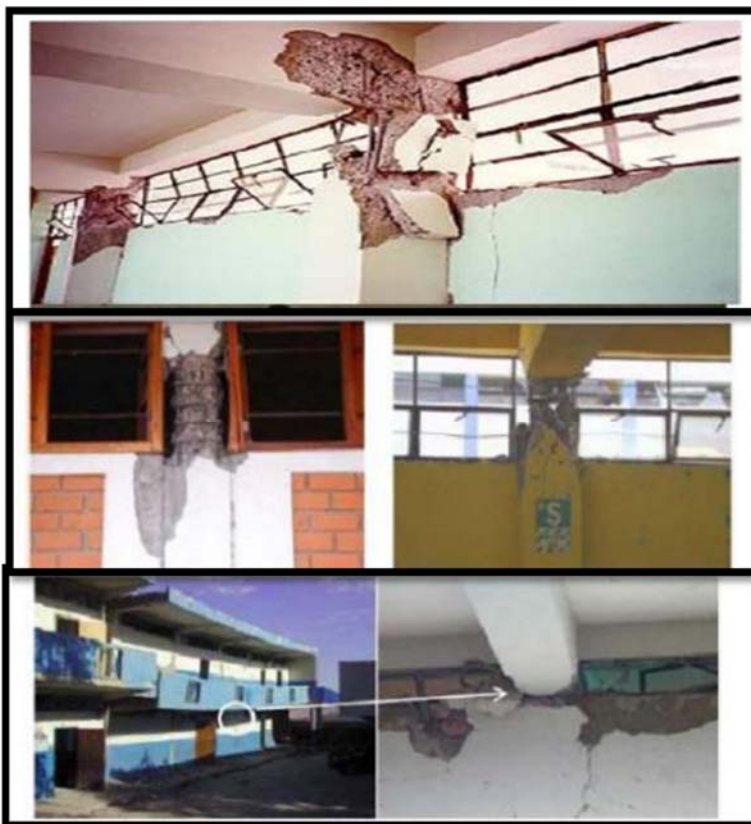


Figura 3. 9 Efecto de Columna Corta (COVENIN, 1988)



*Figura 3. 10 Falla por efecto de Columna Corta colegio Nazca – Camaná – Tacna – Moquegua.
(Angel San Bartolomé, 1998)*

3.3.2 CONFINAMIENTO (ESTRIBOS O AROS) DEFICIENCIA DE COLUMNAS.

Debe tenerse en cuenta que el confinamiento de los elementos estructurales es muy importante ya que mejora la resistencia del concreto por ende presenta un mejor comportamiento Sismorresistente, debe confinarse las zonas con mayor presencia de esfuerzos y respetar las cuantías mínimas.



Figura 3. 11 Falla por compresión en Columnas por falta de Confinamiento (Ángel San Bartolomé, 1998)

3.3.3 MALA CONEXIÓN ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Generalmente las conexiones entre los distintos elementos estructurales (nudos) presentan elevadas concentraciones de esfuerzos, los cuales han conducido a distintos y numerosos casos de falla especialmente en las uniones entre muros y losas, entre vigas y columnas (Estructuras de Marcos), entre columnas y losas y entre columna y cimentaciones, principalmente las fallas son debidas a la poca longitud de desarrollo en los nudos y a la falta de longitud de anclaje.

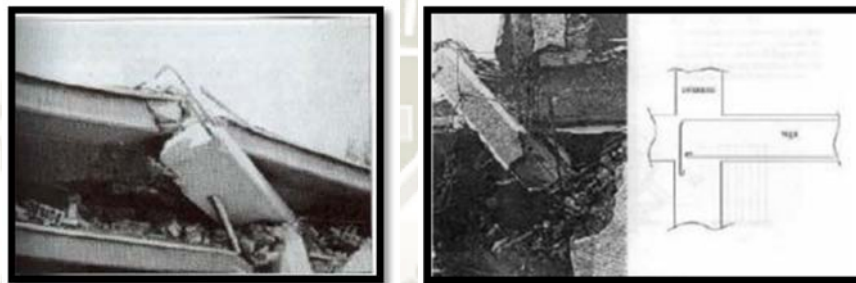


Figura 3. 12 Falla de unión viga – columna por no cumplir longitud de desarrollo. (Raúl Serrano Lizaola, 2001)

3.3.4 CONFIGURACIÓN INADECUADA YA SEA EN PLANTA O ELEVACIÓN.

La concentración de deformaciones inelásticas existe en pisos donde haya cambios de masa, geometría o rigideces, estos edificios que presentan éstas irregularidades no pueden ser tratados solamente a través del método de análisis lineal, sino que se deben de tomar otras consideraciones, la figura 3.13 muestra el colapso de pisos intermedios de un edificio (Kobe1995), donde la rigidez y resistencia de los elementos verticales fueron reducidas abruptamente. (Marte Jiménez, 2014)



Figura 3. 13 Colapso de pisos Intermedios debido a cambio brusco de la rigidez y resistencia de pilares. (Fardis N.F. 2009)



Figura 3. 14 Edificios Simples – Edificios Complejos (HectorAroquipa Velázquez, 2012)

3.3.5 GOLPETEO ENTRE EDIFICIOS A FALTA DE JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA.

Se da debido a que no se consideró los posibles desplazamientos de las edificaciones durante el sismo, por lo que se opta por dejar juntas de separación sísmica.



Figura 3. 15 Falta de Separación Sísmica entre Edificios. (CIGIR, 2009)

3.3.6 APARICIÓN DE EFECTOS TORSIONANTES.

Si el centro de masa de una estructura no coincide con el centro de rigidez, se originan efectos de torsión, en el que el edificio empieza a girar respecto a su centro de rigidez, causando un incremento excesivo de fuerzas laterales.

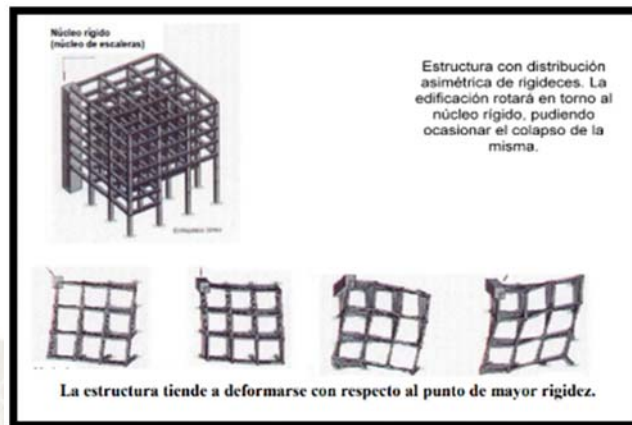


Figura 3. 16 Efectos de torsión en Edificios.(CIGIR, 2009)

3.3.7 VARIACIONES BRUSCAS DE RIGIDEZ A LO LARGO DE LA ALTURA DE LA EDIFICACIÓN.

Con frecuencia se construyen las plantas bajas de los edificios con el mayor espacio posible para permitir el paso o estacionamiento de vehículos, sin colocar paredes; mientras que en los pisos superiores las paredes proporcionan confinamiento y aportan mayor rigidez, esto hace que la planta baja posea una rigidez mucho menor a la de los pisos superiores; lo que conduce a grandes desplazamientos y concentración de daños en las columnas de ese nivel. A esta situación se le conoce como “planta baja débil”, “planta baja libre” o “planta baja blanda”, en caso de un evento sísmico las edificaciones con planta baja débil tienden a presentar severos daños que inclusive en algunos casos se manifiestan con el colapso de la edificación.(Centro de Investigacion en Gestion Integral de Riesgos, 2009)

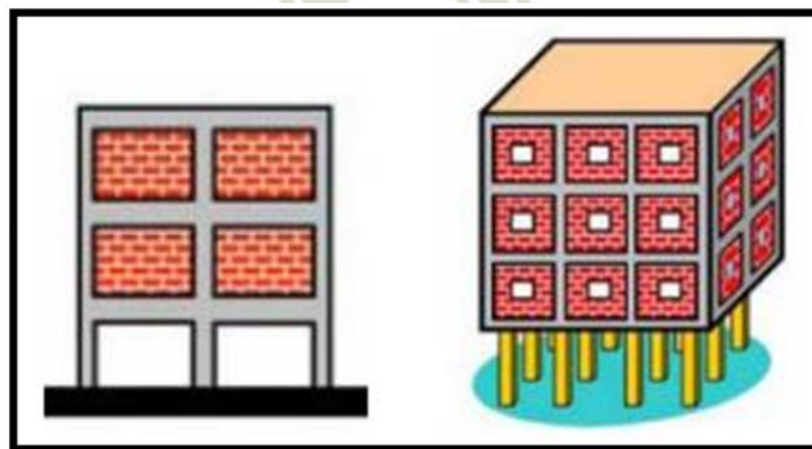


Figura 3. 17 Modelo de edificaciones con planta baja libre. (CIGIR, 2009)

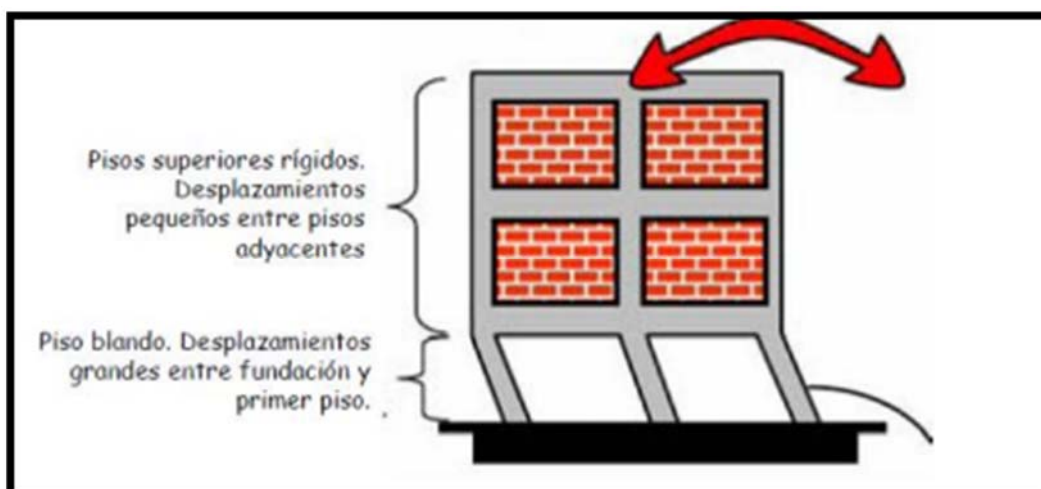


Figura 3. 18 Efecto de piso blando. (CIGIR, 2009)



Figura 3. 19 Efecto de piso blando en Edificio en Venezuela. (CIGIR, 2009)



Figura 3. 20 Colapso total de la planta baja del edificio. (Liceo Raimundo Martínez, 1997)

Elemento estructural	Tipo de daño	Causa más común
Columnas	- Grietas inclinadas - Grietas verticales - Desprendimiento del recubrimiento - Aplastamiento del concreto - Pandeo del acero de refuerzo	- Cortante - Flexocompresión - adherencia - Flexocompresión - Flexocompresión - Flexocompresión
Vigas	- Grietas inclinadas - Roturas de estribos - Grietas verticales - Rotura del refuerzo - Aplastamiento del concreto	- Cortante o Torsión - Cortante o Torsión - Flexión - Flexión - Flexión
Unión viga-columna	- Grietas inclinadas - Falla por adherencia del refuerzo de vigas	- Cortante
Sistemas de piso	- Grietas alrededor de columnas en losas o placas planas - Grietas longitudinales	- Penetración - Flexión
Muros de concreto	- Grietas inclinadas - Grietas horizontales - Aplastamiento del concreto - Pandeo del acero de refuerzo	- Cortante - Flexocompresión o deslizamiento - Flexocompresión o deslizamiento - Flexocompresión o deslizamiento
Muros de mampostería	- Grietas inclinadas - Grietas verticales en las esquinas y en el centro - Grietas horizontales	- Flexión - Volteo - Deslizamiento

Figura 3. 21 Daños Estructurales y sus causas más Comunes. (Iglesias, 1985)

3.4ANÁLISIS ELÁSTICO Y NO LINEAL DE LOS EDIFICIOS EN CONCRETO ARMADO.

Hoy en día la mayoría de los códigos sísmicos y el diseño Sismo resistente están basados en el análisis elástico de las estructuras, estos procedimientos incluyen un análisis estático y dinámico, ya sea por fuerza lateral equivalente o por un espectro de respuesta (modal).

Para tener en cuenta la incursión de la estructura en el rango no lineal, los códigos sísmicos incluyen un factor de reducción (R) o de comportamiento para reducir el espectro elástico equivalente, el cual depende del tipo de estructura.

En un análisis lineal las propiedades estructurales tales como la rigidez y el amortiguamiento, son constante no varían con el tiempo, todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones, son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas. En un análisis no lineal las propiedades

estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele no ser proporcional a la carga, ya que las propiedades estructurales suelen variar, en el análisis no lineal no es aplicable el principio de superposición.

3.4.1 ANÁLISIS ELÁSTICO.

3.4.1.1 IDEALIZACIÓN DE EDIFICACIONES PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO ELÁSTICO.

El análisis elástico supone que el comportamiento de la estructura es elástico, y consiguientemente el del material (concreto, Acero). Se funda en la hipótesis de que la deformación del material en carga es lineal, sea cual sea la tensión; así, se supone que la deformación es proporcional a la tensión, o sea, que el material obedece la ley de Hooke con todas las cargas. Evidentemente deben considerarse las propiedades verdaderas del material, especialmente la tensión de fluencia, y posiblemente la resistencia, cuando se estudia si las fuerzas internas exceden o no de la resistencia de las secciones y las barras.

Para un correcto comportamiento estructural las cuales depende de sus características dinámicas: masa, rigidez y amortiguamiento. Previamente necesitamos un modelo que represente de manera segura y confiable las características dinámicas ya mencionadas, en la estructuración sismo resistente se realizan muchas idealizaciones y suposiciones las cuales son:

- a) Las aceleraciones de los suelos son: fundamentalmente horizontales por lo tanto las fuerzas inerciales son también horizontales.
- b) Masa concentrada a nivel de los techos.
- c) El esqueleto Estructural se considera como un conjunto de elementos estructurales planos con rigidez lateral efectiva, unidos por un diafragma rígido en cada nivel.
- d) La resultante de las cargas sísmicas, actúan sobre el Centro de Masa de cada nivel
- e) Idealización de la Rigidez

- f) Diafragma rígido, se considera que la losa es infinitamente rígida en su plano presenta desplazamientos en ejes del plano y presenta rotación.

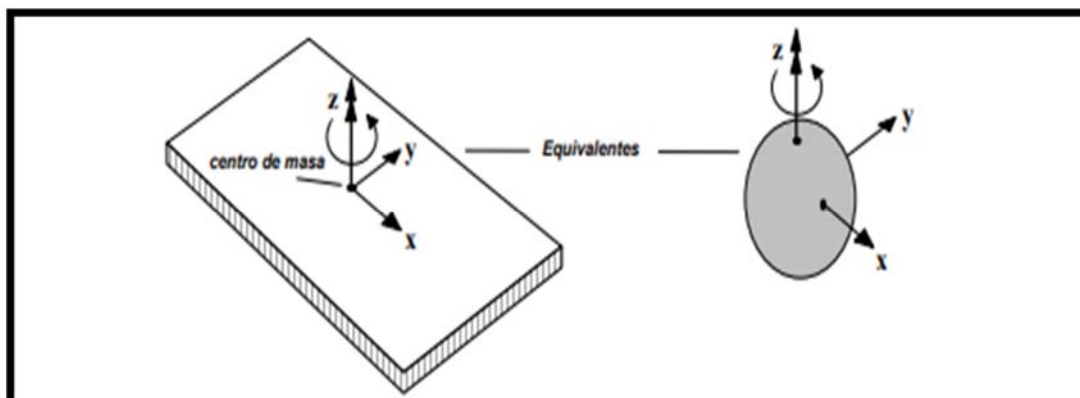


Figura 3. 22 Diagrama como cuerpo infinitamente rígido en su propio plano. (Eduard A. Fierro & Luis G. Reyes; 2005)

3.4.2 ANÁLISIS INELÁSTICO.

Hoy en día este tipo de análisis es factible debido a la gran cantidad de ensayos y estudios realizados con apoyo de programas computacionales.

Así como el análisis elástico y el análisis inelástico el cual también se divide en dos grandes grupos: análisis estático no lineal (ANLE) y el análisis dinámico no lineal (ADNL), para ambos tipos de análisis se requiere de un conocimiento claro de las propiedades de los materiales principalmente cuando están sometidas a cargas cíclicas.

Principalmente tocaremos el análisis Estático no Lineal (Pushover), la finalidad del Pushover radica en modelar una estructura que considere las características inelásticas de los materiales (concreto-acero). En este análisis, la estructura se somete a patrones de carga laterales, las cuales se incrementan de forma monotonicas independiente para cada sentido considerando (X y Y), mostrando la secuencia de agrietamiento, cadencia y falla de cada uno de sus componentes hasta el colapso de la estructura.(Barreto Noa & Samayani Garcia, 2016)

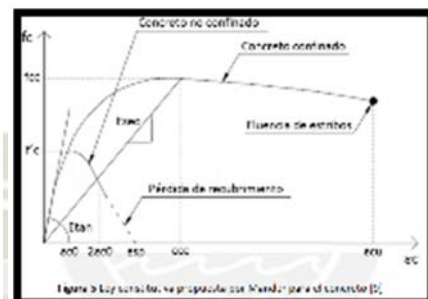
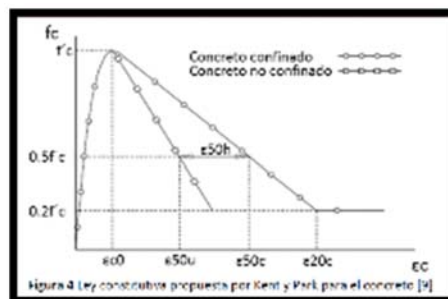
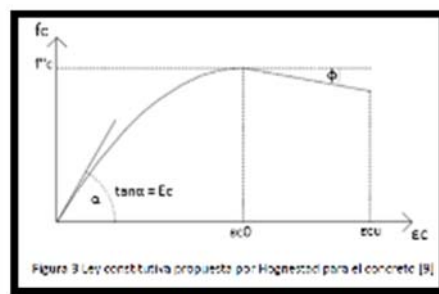
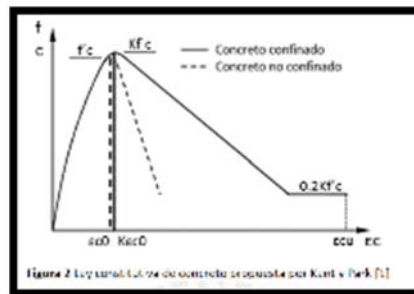


Figura 3. 23 Modelos de Curva Esfuerzo deformación del Concreto. (OttazziPasino Gianfranco, 2004)

3.5 ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.

3.5.1 OBJETIVOS DEL DISEÑO SÍSMICO.

El diseño de las estructuras para resistir sismos difiere del que se realiza para efectos de otras acciones. Las razones son diversas, un ejemplo lo poco predecible que es el fenómeno y de las intensidades extraordinarias que puede alcanzar sus efectos.

Se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones en general para que se comporten linealmente ante el sismo de diseño.

El problema se plantea en forma rigurosa como uno de optimización, en el que se debe equilibrar la inversión y la seguridad de la estructura y probabilidad de daño que pueda ocurrir.

La mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico establecen como objetivo, por una parte, evitar el colapso, pero aceptar el daño, ante un sismo excepcionalmente severo que pueda presentar en la vida de la estructura y por otro evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tenga una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso. (Barreto Noa & Samayani Garcia, 2016)

Estos objetivos pueden plantearse de manera más formal en términos de los estados límite siguiente:

“-RESISTIR SISMOS LEVES: Sin daños.

-RESISTIR SISMOS MODERADO: Considerando daños estructurales moderados.

-REISISTIR SISMOS SEVERO: Con la probabilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso”. (Blasco, 1994)

3.5.2 ASPECTOS PRINCIPALES DEL DISEÑO SÍSMICO.

Los objetivos antes mencionados no se logran simplemente diseñando la estructura para que sea capaz de resistir un conjunto de fuerzas laterales, aunque esto es parte fundamental y principal del proceso, debe darse a la estructura la habilidad de disipar energía inducida por el movimiento del terreno. En casos de sismo severos, es aceptable que una buena parte de esta disipación de energía se realice con deformaciones inelásticas que implican daño, que no se alcance condiciones cercanas al colapso.

El cumplimiento de los objetivos, en términos muy simplistas, implica que la estructura posea rigidez adecuada para limitar desplazamientos laterales y para proporcionar características dinámicas que eviten la amplificaciones excesivas de la vibración, que posea resistencia suficiente a cargas laterales para absorber la fuerza de inercia inducida por la vibración, y tenga una alta capacidad de disipaciones de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionando ductilidad.(Barreto Noa & Samayani Garcia, 2016)

A grandes rasgos el diseño sísmico de una estructura implica las siguientes etapas:

- La selección de un sistema estructural adecuado.
- El análisis Sísmico.
- El direccionamiento de secciones.

- Detallado de la estructura.

3.5.3 ENFOQUES DE DISEÑO.

Para cumplir estrictamente con los objetivos del diseño sísmico expuesto en las secciones anteriores, debería realizarse tres diferentes análisis: uno para un sismo moderado en el que se revisará las condiciones de servicio, considerando el comportamiento elástico lineal, otro para revisar que no se exceda la resistencia de las secciones críticas (estado límite de integridad estructural) ante un sismo severo, usando un modelo elástico lineal pero con propiedades correspondientes a niveles de esfuerzos elevados, y finalmente , un análisis en que se revisará la seguridad contra el mecanismo de colapso para un sismo de intensidad extraordinaria. Este análisis debe considerar el comportamiento plástico (no lineal) de la estructura.(Barreto Noa & Samayani Garcia, 2016)

La secuencia del análisis anterior resulta, obviamente, laboriosa y solo se emplea para diseño de estructuras excepcional importancia (como las instalaciones nucleares). Los reglamentos de diseño de edificios tratan de cumplir con los objetivos establecidos, mediante una sola etapa de análisis. Esto da lugar a simplificaciones drásticas y no siempre bien fundadas, que son motivos de controversia, ya que no queda claro como se deriva el método del análisis, cuáles son los objetivos y como se justifica algunos valores básicos de los parámetros de diseño.

El procedimiento adoptado por la mayoría de códigos actualmente consiste escénicamente en un diseño elástico con fuerzas reducidas, se acepta que parte de la energía introducida en la estructura por el sismo se disipe por deformaciones inelásticas y, por ello, las fuerzas que deben ser capaces de resistir las estructuras son menores que las que se introducirán si su comportamiento fuese elástico lineal.

Por otra lado, el procedimiento de diseño no incluye una revisión explícita de la seguridad ante colapso (estado límite de supervivencia). Solo se supone que,

al obedecer ciertos requisitos de ductilidad, la estructura dispondrá de capacidad de disipación inelástica de energía suficiente para evitar el colapso.

3.5.4 CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICIONES.

En esta parte presentaremos en sus aspectos esenciales, los criterios de diseño sísmico de acuerdo a la norma técnica peruana 2018. Debemos saber también que esta norma es aplicable al diseño de estructuras nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las ya existentes y a la reparación de las estructuras dañadas por la acción sísmica.

La mayoría de códigos reconoce la complejidad del Diseño Sísmico y define alcances y objetivos generales. En caso de la Norma Peruana E.030, La filosofía del Diseño Sismo resistente de acuerdo al Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2016) consiste en:

- Evitar pérdida de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios Básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnicamente ni económicamente factible para las estructuras debido al tiempo de vida aproximado de estas estructuras (50 años). Por lo que en concordancia con la filosofía de diseño Sísmico se establece los siguientes Principios.

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas ante un sismo severo.
- La estructura debería de soportar movimientos sísmicos moderados, y puede experimentar daños dentro de los límites aceptables.
- Para las edificaciones esenciales, se tendrá consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

La NTP establece una relación para calcular la fuerza de cortante basal V como una fracción del peso Total P .

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

Dónde:

Z: Factor de Zona.

U: Factor de Uso.

C: Coeficiente de amplificación sísmica.

S: Factor de Suelo.

R: Factor de Reducción por ductilidad.

Sabemos que a nuestra estructura debemos hacerla incursionar en el rango inelástico, para lograr esto se divide entre un factor de reducción R, esto permite a la estructura que incursione en el rango inelástico, a partir de un análisis elástico. Este factor depende del tipo de sistema estructural.

De acuerdo Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016 a la Norma Técnica Peruana la estructura se debe de revisar para acciones de dos componentes horizontales ortogonales en forma independiente. Para el caso de estructuras irregulares se debe de revisar en la dirección más desfavorable. La estructura puede presentar además movimientos de rotación. La importancia de la rotación y la magnitud de solicitaciones que por este efecto induce a la estructura dependen de la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez lateral. El efecto de torsión se suele considerar de manera estática superponiendo sus resultados a los de un análisis estático y dinámico, de los efectos de translación calculamos de manera independiente.

De acuerdo a la Norma Técnica Peruana en los efectos de torsión se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en dirección perpendicular a la dirección del análisis.

$$e = ec + ea$$

$$e = 0.05 * b$$

Dónde:

- Ec: Excentricidad calculado.
- Ea: Excentricidad accidental.

El segundo objetivo básico del diseño sismo resistente, consiste en evitar daños entre sismos moderados, se trata de cumplir limitando los desplazamientos relativos de entrepiso (D_f/h_e).

Para calcular los desplazamientos laterales de acuerdo a la Norma Técnica Peruana se calcula multiplicando los desplazamientos laterales por $0.75 \cdot R$ obtenidos en el análisis lineal y elástico con las solicitaciones de sismos reducidos.

CAPÍTULO IV

4. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE

4.1 INTRODUCCIÓN

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesta en las normativas y códigos corrientes, tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso.

A lo largo del tiempo, la ocurrencia de devastadores terremotos ha traído la necesidad de realizar cambios notorios en la reglamentación o normas Sismo resistente.

Asimismo, dichos eventos también han conllevado a la implementación de nuevos conceptos de diseño sísmico acorde con la aparición de software que facilitan el proceso. Uno de estos conceptos es llamado “Diseño por Desempeño”.

La metodología de diseño actual, está basada en un terremoto de diseño de única intensidad o nivel de aceleración. En concordancia con la filosofía de diseño toda estructura que es sometida a un terremoto intenso debería diseñarse para evitar el colapso más no para evitar sufrir daños estructurales. Este criterio no está adecuadamente representado en la metodología de diseño y constituye uno de los puntos débiles de la ingeniería Sismo resistente. El diseño en la condición límite del sismo no es verificado o calibrado contra demandas o solicitudes del sismo por lo que no hay ninguna garantía sobre la capacidad real de la estructura bajo estas condiciones (Pique del Pozo, 2003).

Según el párrafo citado, el diseño Sismo resistente actual no contempla la real capacidad de la estructura en su diseño.

4.2 PROPUESTA EMPLEADA EN LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO.

La necesidad de modificar los procedimientos de diseño sísmico se hizo más notoria después de los sismos de Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 y Kobe 1995.

En 1992 se iniciaron esfuerzos por desarrollar un marco de referencias que hiciera posible la elaboración de una nueva generación de códigos basados en concepto por Diseño por Desempeño. Con este fin la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California The Structural Engineers Association of California (SEAOC) estableció el Comité VISION 2000.(Villanueva Mohr, 2009).

De manera paralela en Japón se llevaron a cabo, a comienzo de los noventa, discusiones importantes acerca de la necesidad y posibilidad de adoptar varios de los principios de la filosofía de Diseño por Desempeño en su Código de Diseño Sísmico. Esto se hizo oficial después del sismo de Kobe en 1995, cuando el “Ministerio Japonés de Construcción” presenta un proyecto para el desarrollo de una metodología de diseño por desempeño.

En USA apareció el ATC-40(Consejo de Tecnología Aplicada –California) (1996), FEMA (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias) -(2000), el cual sugiere la necesidad de emplear criterios alternativos de diseño sísmico en los cuales desde un inicio del proceso de diseño el ingeniero considere de manera explícita los niveles de daños esperados durante la vida útil de la estructura.

En resumen, el diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permiten el dimensionamiento y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de sismo especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estado límites. En general la idea básica del diseño por desempeño es diseñar una estructura que se desempeñara o comportara de una manera

definida cuando esté sujeta a diversos escenarios de sismos, así mismo otra finalidad de este diseño es facilitar a los involucrados del proyecto (propietarios y diseñadores) la elección de alternativas de objetivos de diseño. (The Structural Engineers Association of California SEAOC, 1995). El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tiene estos daños a las actividades posteriores a estos eventos.

4.3 NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO.

Se define peligro sísmico como la probabilidad de ocurrencia de un movimiento sísmico dentro de un periodo específico de tiempo y sobre un área de terreno establecida, con una intensidad determinada.

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseada. Estos eventos sísmicos discretos se denominan “Movimientos sísmicos de diseño”. Su definición varía de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles sociales y económicamente aceptables. (Bertero, 1992)

A continuación, se presentan los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISION 2000, al ATC-40 y al FEMA 356.

4.3.1 PROPUESTA DEL COMITÉ VISION 2000.

Los movimientos Sísmicos de diseño son expresados por el comité VISION 2000 en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del periodo promedio del tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce un determinado nivel de daños. La probabilidad de excedencia, es decir en el ejemplo anterior 10 % en 50 años es una representación estadística de la posibilidad de que el afecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un periodo de tiempo determinado

expresado en años. El periodo de retorno (T_r) (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia (P_e) para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación. (The Structural Engineers Association of California SEAOC, 1995)

$$T_r = -\frac{t}{\ln(1 - P_e)}$$

La tabla 4.1 muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos del diseño considerados por el comité VISION 2000.

Movimiento Sísmico de Diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años.
Ocasional	72 años	50 % en 50 años.
Raro	475 años	10 % en 50 años.
Muy raro	950 años	10 % en 100 años.

Tabla 4. 1 Movimiento Sísmicos de Diseño. (SEAOC VISION 2000 Committee, 1995)

4.3.2 PROPUESTA DEL ATC-40.

EIATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Utilizando las siglas S, D y M que hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa “Earthquake”.

SISMO DE SERVICIO (SE).

Corresponde a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno de aproximadamente de 72 Años, de manera que pueda llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación , la magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas , este es el sismo ocasional de la Tabla 4.1.

SISMO DE DISEÑO (DE).

Representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de una estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un periodo de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre lo indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de las estructuras convencionales, este es el sismo raro de la Tabla 4.1.(Applied Technology Council ATC-40, 1996)

SISMO MÁXIMO (ME).

Corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5 % de ser excedido en un periodo de 50 años, es decir con un periodo de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y es utilizado para el diseño de estructuras esenciales, corresponde al sismo muy raro de la Tabla 4.

4.3.3 PROPUESTA DEL FEMA 356.

El FEMA propone 4 niveles de movimientos sísmicos, las siglas BSE-n es la abreviatura de "Basic Safety Earthquake" y n toma valores entre 1 y 2. Los cuales se presentan a continuación.

- Sismo con una probabilidad de excedencia de 50 % en 50 años con un periodo de retorno medio de 72 años. Este evento es el equivalente a sismo Frecuente de la Tabla 4.1.

- Sismo con una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años con un periodo de retorno medio de 225 años. Este evento es el equivalente a sismo Ocasional de la Tabla 4.1.

-BSE-1: Sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años con un periodo de retorno medio de 474 años. Este evento es el equivalente al sismo Raro de la Tabla 4.1.

-BSE-2: Sismo con una probabilidad de excedencia de 2 % en 50 años con un periodo de retorno medio de 2475 años. Este evento es el equivalente al sismo Muy Raro de la Tabla 4.1.

4.4 NIVELES DE DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE.

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.(ATC-40, 1996)

Expresa la máxima extensión del daño, considerando tanto condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales su contenido y ocupantes. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de trascendencia pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.).(The Structural Engineers Association of California SEAOC, 1995)

Dependiendo de los deseos del propietario de la edificación, existe un amplio rango de requerimientos de desempeño estructural los cuales pueden ser adaptados según los objetivos de rehabilitación requeridos.(Federal Emergency Management Agency FEMA, 2000)

A continuación, se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por tres de los trabajos más completos realizados hasta el momento: ATC-40, el comité VISION 2000 y el FEMA 356.

Los niveles de desempeño planteados inicialmente por el ATC-40 fueron más adelante tomados en su totalidad por el FEMA 356 en su “Guidelines for the Seismic Rehabilitation”, porque serán presentados conjuntamente.

4.4.1 PROPUESTA DEL COMITÉ VISION 2000 SEAOC.

La propuesta de The Structural Engineers Association of California (SEAOC), (1995) fue emitida por el comité VISION 2000, la propuesta Visión 2000 define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes parámetros.

TOTALMENTE OPERACIONAL.

Nivel de desempeño en el cual no ocurre ningún tipo de daño. Las consecuencias en las instalaciones son despreciables, la edificación permanece totalmente segura para los ocupantes, todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para el uso inmediato, no se requieren reparaciones. (The Structural Engineers Association of California SEAOC, 1995)

OPERACIONAL.

Nivel de desempeño en el cual ocurren algunos daños de tipo moderado en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, incluso ciertos daños leve en los elementos estructurales, el daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del evento sísmico, en general se requieren de unas reparaciones menores. (The Structural Engineers Association of California SEAOC, 1995)

SEGURIDAD.

Nivel de desempeño en el que ocurren daños moderados en elementos Estructurales como no Estructurales y en el contenido de la edificación. La rigidez Lateral de la estructura como la capacidad de resistir cargas laterales se ven reducidas, sin embargo, aún se tiene un margen de seguridad frente al colapso, se verá afectado por interrupción de servicios eléctricos, mecánicos, los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del evento sísmico, por lo que es preciso proceder a su reparación siempre y cuando sea factible en el punto de vista económico.(The Structural Engineers Association of California SEAOC, 1995)

PRÓXIMO AL COLAPSO.

Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso, los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos y fallos locales, la edificación es totalmente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones pueden resultar no factibles desde un punto de vista técnico y económico.(The Structural Engineers Association of California SEAOC, 1995)

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agritamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre - Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Tabla 4. 2 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño. (SEAOC Visión 2000 Committee, 1995)

4.4.2 PROPUESTA DEL ATC-40 Y FEMA 356.

Los niveles de desempeño del ATC-40 y FEMA 356 para las estructuras corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los no estructurales.

NIVELES PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Se definen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural, adicionalmente se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos niveles se identifican por la abreviación Sp-n (Sp son las siglas de Structural Performance y n es el número que varía entre 1 y 6), en caso del FEMA 356 se usa S-n.

Ocupación inmediata, sp-1.

Los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resentida que antes de ocurrido el sismo. No se presenta pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.

Daño controlado, sp-2.

Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que estos puedan verse afectados.

Seguridad, sp-3.

Los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existente frente a un posible colapso parcial o total de la estructura, pueden presentarse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, no habrá pérdidas de vidas humanas, es posible que la edificación luego del sismo tenga que ser reparada siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

Seguridad limitada, sp-4.

Corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

Estabilidad estructural, sp-6.

Este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resentida en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

No considerado, sp-6.

Este no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

NIVELES PARA LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

Según la Applied Technology Council, 1996 y Federal Emergency Management Agency FEMA, 2000 se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a elementos no Estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida, estos se representan con la abreviación NP-n, NP de las siglas de “Nonstructural Performance” y n es una letra que toma valores de A a la E.

Operacional NP-A:

Los elementos no estructurales tales como: maquinas, sistemas, etc. permanecen en su sitio y funcionando con normalidad.

Ocupación Inmediata NP-B:

A pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos, algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.

Seguridad NP-C:

Pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, si se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinarias pueden verse seriamente afectados, requiriendo en algunos casos ser reparados o en el peor de los casos reemplazarlos.

Amenaza Reducida NP-D:

Se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.

No considerado NP-E:

No es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

4.4.2.1. NIVELES PARA LAS ESTRUCTURAS.

En la tabla 4-3 se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40 y FEMA 356) del nivel de desempeño de los elementos Estructurales y no Estructurales, estas combinaciones representan en sí el comportamiento global del edificio.

OPERACIONAL 1-A:

Los daños estructurales, no estructurales y en los sistemas son limitados, la estructura continúa funcionando con normalidad después del sismo, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.

OCUPACION INMEDIATA 1-B:

Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

SEGURIDAD 3-C:

La probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.

ESTABILIDAD ESTRUCTURAL 5-E:

El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles replicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales, no se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y en algunos casos demoler la estructura.

Niveles de desempeño no estructurales	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP5
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Operacional	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No Aplicable

NR: combinación No Recomendada

Tabla 4. 3 Niveles de desempeño de las estructuras. (ATC-40, 1996)

4.5 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.

El primer paso en la ingeniería basada en desempeño es la selección del objetivo del desempeño sísmico para el diseño, estas son la relación entre los niveles de desempeño deseados y el nivel de movimiento sísmico esperado.

Para la selección de estos objetivos, es necesario tener en cuenta los siguientes factores: tipo de ocupación, factor de importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, costo de reparación la importancia de la estructura (patrimonio histórico y cultural).(Leon, 2003)

4.5.1 PROPUESTA DEL COMITÉ VISION 2000.-

Comité VISION 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo:

Estructuras Críticas: Aquellas que contienen material peligroso y que son una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.

Estructuras Esenciales: Aquellas que son las encargadas de operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc.

Estructuras Básicas: Son todas aquellas edificaciones comunes que no se encuentran incluidas en los dos primeros.

En la Tabla 4.4 se muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño, las filas corresponden a los movimientos

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

sísmicos de diseño y las columnas representan el nivel de desempeño.

Tabla 4. 4 Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras. (SEAOC VISION 2000 Committee, 1995)

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

Tabla 4. 5 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas.(SEAO VISION 2000 Committe, 1995)

4.5.2 PROPUESTA DEL ATC-40.

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño sísmico para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación, en la mayoría de los códigos puede verse que para el sismo de diseño el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de Seguridad, mientras que para el sismo máximo corresponde estabilidad estructural.(Applied Technology Council ATC-40, 1996)

Movimiento Sísmico de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			✓	
Sismo Máximo, ME				✓

Tabla 4. 6Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. (ATC- 40, 1996)

4.5.3 PROPUESTA DEL FEMA 356.-

La propuesta del FEMA 356 esta resumida en una matriz (matriz de desempeño), cada celda en la matriz representa un objetivo de desempeño, con el cual se genera un objetivo de desempeño específico (Objetivo de

Seguridad Básico, Objetivo Mejorado, Objetivo Limitado).(Federal Emergency Management Agency FEMA, 2000)

K+p= Objetivo de Seguridad Basico (BSO, de “Basic Safetu Objective”).

K+p+cualquiera de a,e,i,b,f,j o n = Objetivos Mejorados (EnhancedObjectives).

o solamente o n solamente o **m** solamente= Objetivo Mejorado (EnhancedObjective).

K solamente o **p** solamente= Objetivo Limitado (LimitedObjective).

c,g,d,h,l = Objetivo Limitado (LimitedObjective).

Movimiento	Nivel de desempeño de la estructura			
Sismico	Operacional Nivel (1-A)	Ocupación inmediata Nivel (1-B)	Seguridad Nivel (3-C)	Estabilidad estructural Nivel (5-E)
50%/50 años	a	b	c	d
20%/50 años	e	f	g	h
BSE-1 (10%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2 (2%/50 años)	m	n	o	p

Tabla 4. 7 Objetivos de desempeño. (FEMA 356,2000)

CAPITULO V

5. ANÁLISIS LINEAL Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE LOS EDIFICIOS MODELOS.

5.1 INTRODUCCIÓN.

En la presente tesis se estudiarán un edificio de 6 niveles con y sin muros de corte y uno de 8 niveles con y sin muro de corte, la altura de entrepiso para los pisos es de 2.70m y el edificio es de uso Oficinas.

La planta tiene 3 paños de 6 m (18m) en la dirección transversal X y longitudinal Y. Esto hace un área total de 324m² por planta. (Figura 5.1).

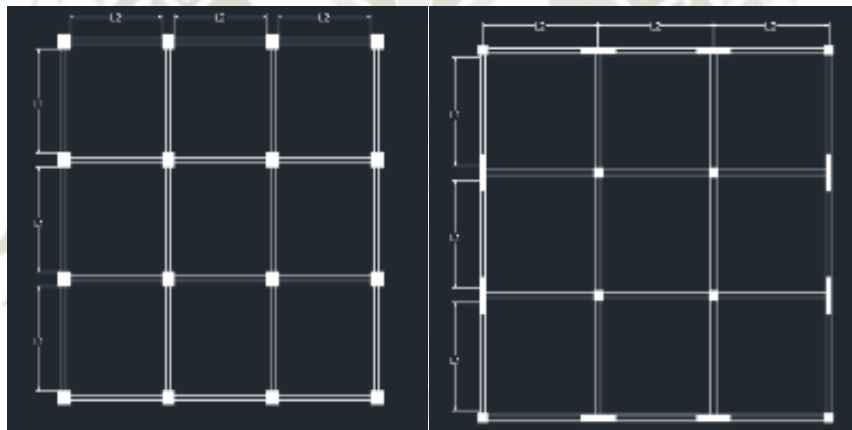


Figura 5. 1 Planta de Estructura con y sin Muros de Corte. (Elaboración Propia)

Para el diseño del edificio se tuvo en cuenta la ubicación en la Costa del País y su cimentación sobre un excelente suelo (grava).

Como primera Instancia la estructura se encuentra conformada por pórticos de concreto armado de $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ y acero de $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

5.2 PREDIMENSIONAMIENTO.

El proceso de pre dimensionamiento consiste en determinar de manera tentativa las dimensiones de los diferentes elementos que conforman la estructura, en base al conocimiento y practica de muchos ingenieros que son

estipuladas en la Norma Peruana E0-30 de concreto armado.(Blanco Blasco, 1994)

a). Pre dimensionamiento de losas macizas en dos direcciones.

Para determinar el peralte de losas macizas armadas en dos direcciones se usaron los siguientes criterios:

- $\text{Espesor} = \frac{\text{luz libre}}{40} = \frac{600}{40} = 15 \text{ cm}$
- $\text{Espesor} = \frac{\text{Perimetro}}{180} = \frac{4 \times 600}{180} = 13.33 \text{ cm}$

Se decidió emplear una losa maciza de 20 cm de espesor en todos los niveles para asegurar el comportamiento de diafragma rígido.

b). Pre dimensionamiento de vigas Peraltadas.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones E-0.60, las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte en el orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre de apoyo a apoyo, incluyendo esta altura el espesor de la losa del techo.

- $\text{Peralte} = \frac{\text{Luz libre}}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$

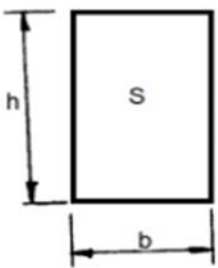
	b 1) 0.3h - 0.5h 2) Ancho mínimo si: a) Forman Pórticos o elementos sismo resistentes: 25cm b) No forman pórticos: < 25cm b= 15 o 20 cm	h 1) ln/10 ó ln/12 2) Si b = 0.5 H entonces h= ln/14
---	---	--

Figura 5. 2 Pre-dimensionamiento de Viga Peraltada. (Quiñones, 2016)

De acuerdo a los planos de estructuración, se tiene a continuación las luces más importantes para todos los niveles, a continuación, un resumen de cálculos.

VIGA	N	Ln(m)	Ln/10	Ln/12	Ln/14	h (m)	0.30*h	0.50*h	b (m)
Todos Niveles	1	6.00	0.60	0.50	0.43	0.60 m	0.18	0.30	0.30 m

Tabla 5. 1 Tabla de Pre-dimensionamiento de elemento viga estructural del edificio. (Elaboración Propia)

En forma general se consideró las vigas con un peralte de 0.70m de altura con un ancho de 0.30m.

c). Pre dimensionamiento de Columnas.

Las columnas son elementos estructurales que soportan el peso de los pisos superiores, estos elementos se encuentran sometidos principalmente a cargas axiales y momentos flectores, inicialmente se pre dimensionara por cargas verticales:(Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016)

Para dimensionar el Edificio se emplearon los siguientes Criterios:

COLUMNAS CENTRADAS	COLUMNAS EXCENRICAS
$Area Bruta = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$	$Area Bruta = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c}$

Tabla 5. 2 Fórmulas para pre-dimensionamiento de columnas. (Elaboración propia)

Siendo:

$$P_{servicio} = P.A.N$$

P= Carga de acuerdo tipo de edificación ver Tabla 5-3.

A= Área tributaria de columna.

N=Número de Pisos.

Categoría del Edificio	Peso Equivalente por m2
Edificios Categoría A (ver E-0.30)	1500 kgf/m2
Edificios Categoría B (ver E-0.30)	1250 kgf/m2
Edificios Categoría C (ver E-0.30)	1000 kgf/m2

Tabla 5. 3 Peso equivalente de acuerdo a categoría de Edificación. (Elaboración Propia)

Se hace el análisis de la columna central que tiene un área tributaria de 36m² y se considera una edificación de:

Edificio 6 Niveles	Edificio 8 Niveles
$\text{Área Bruta} = \frac{P.A.N}{0.45 f'c}$	$\text{Área Bruta} = \frac{P.A.N}{0.45 f'c}$
$\text{Área Bruta} = \frac{1000 \times 36 \times 6}{0.45 \times 210}$	$\text{Área Bruta} = \frac{1000 \times 36 \times 8}{0.45 \times 210}$
$\text{Área Bruta} = \frac{216000}{0.45 \times 210}$	$\text{Área Bruta} = \frac{288000}{0.45 \times 210}$
$\text{Área Bruta} = 2285.71 \text{ cm}^2$	$\text{Área Bruta} = 3047.62 \text{ cm}^2$
$\text{Columna S. Rígido} = 55 \text{ cm} \times 55 \text{ cm}$	$\text{Columna S. Rígido} = 55 \text{ cm} \times 55 \text{ cm}$
$\text{Columna S. Aporticado}$ $= 85 \text{ cm} \times 85 \text{ cm}$	$\text{Columna S. Aporticado}$ $= 110 \text{ cm} \times 110 \text{ cm}$

Tabla 5. 4 Pre-dimensionamiento de columnas de Edificio de 6 niveles y 8 niveles. (Elaboración Propia)

d) Pre dimensionamiento de Placas.

Tienen la principal función de absorber las fuerzas sísmicas y dar rigidez a la edificación para poder controlar los desplazamientos laterales, de esta manera para poder pre dimensionar debemos asumir que toda la fuerza cortante del primer nivel será controlada por las placas en ambas direcciones, por lo tanto, hallaremos el Valor de (Vu) obteniéndola de la norma Peruana E-030, la cual debe de ser menor que la resistencia aportada por la Placa (Vc). (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016)

$$Vc = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times t \times L$$

Donde:

$\phi = 0.85$, factor de reducción de resistencia por cortante.

F_c = Resistencia específica del concreto a compresión, 210 kgf/cm².

t = Espesor de la placa

L= Longitud de la Placa.

Hallando Cortante Basal.

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

Z= Factor de Zona.

U=Factor de Uso.

C=Coeficiente de Amplificación Sísmica.

S=Factor de Suelo.

R=Factor de Reducción.

P=Peso de la edificación.

Zona.	Zona 4.	Z=0.45
Uso.	Edificación Común.	U=1
Factor de Suelo.	Suelos muy Rígidos. S1-Zona 4.	S=1
Coeficiente de Amplificación Sísmica.	$T_p=0.4 \text{ s}$ $T_I=2.5 \text{ s}$ $T < T_p \quad C = 2,5$ $T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$ $T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$	APORTICADO 6 y 8 Niveles $t = 0.462 \text{ s}$ C=2.16 $t = 0.617 \text{ s}$ C=1.62 MUROS DE CORTE 6 y 8 $t = 0.27 \text{ s}$ C=2.5 $t = 0.36 \text{ s}$ C=2.5
Factor de Reducción.	La estructura para objetivos de estudio es totalmente regular en planta y elevación.	Aporticado R=8 Muros Estructurales R=6
Peso de la Edificación.	Se considerara un peso aproximado de 1000kgf/m2	6 Niveles P=1944 tnf. 8 Niveles P=2592 tnf.

Tabla 5. 5 Tabla para determinar Cortante Basal de Edificio de 6 niveles y 8 niveles. (Elaboración Propia).

Muros de Corte 6 Niveles.	$V = 364.5 \text{ tnf.}$
----------------------------------	--

$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P$ $V = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{6} . 1944 = 364.5 \text{ tnf}$	$Vc = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times t \times L$ $364500 = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times L$ $L = 1861.10 \text{ cm}$
Muros de Corte 8 Niveles. $V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P$ $V = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{6} . 2592 = 486 \text{ tnf}$	$V = 486 \text{ tnf}.$ $Vc = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times t \times L$ $486 = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times L$ $L = 2481.48 \text{ cm}$

Tabla 5. 6 Pre-dimensionamiento de Muros de Corte para 6 niveles y 8 niveles (Elaboración Propia)

5.3 METRADO DE CARGAS.

5.3.1 CARGAS CONSIDERADAS Y PESOS UNITARIOS.

Las cargas muertas consideradas en esta investigación serán por pesos específicos y por cargas distribuidas:

- Concreto Armado. 2400 kgf/cm².
- Albañilería Tabiquería. 150 kgf/m².
- Losa Maciza e=0.20 m. 480 kgf/m².
- Acabados (piso Terminado). 100 kgf/m².

Para el Caso de Cargas vivas (CV), se usarán los valores de la tabla

Oficinas (*)	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Tabla 5. 7 Cargas vivas oficinas. (Reglamento Nacional de Edificaciones E-0.20)

- Carga Viva (Oficinas) 250 kgf/m².

METRADO DE CARGAS EN VIGAS.

Se consideraron las cargas muertas además del peso de los elementos estructurales, el peso de las losas, el piso terminado y la tabiquería.

Las cargas de losa, piso terminado y tabiquería se aplicaron directamente a las vigas usando una distribución por área tributaria como se ilustra en la figura.

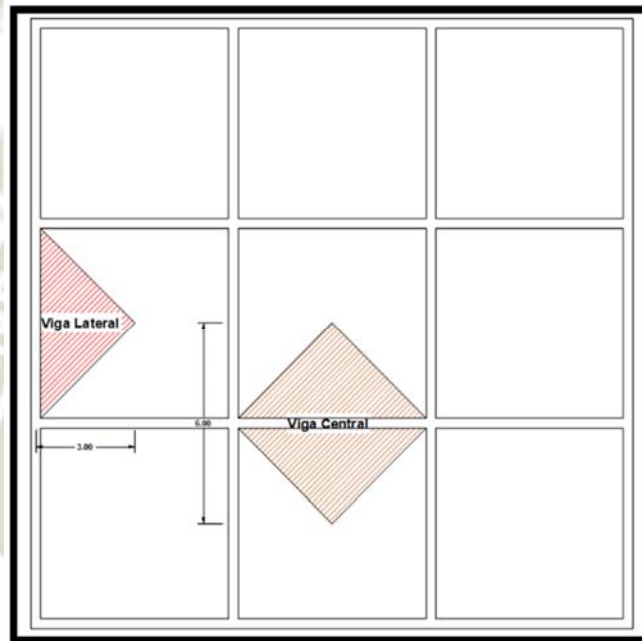


Figura 5. 3 Áreas tributarias en vigas para caso de análisis. (Elaboración Propia)

CARGA MUERTA Y CARGA VIVA.

CARGAS MUERTAS	PISO TIPICO (tnf/m ²)
Peso Losa Maciza	0.48
Peso Piso Terminado	0.10
Peso Tabiquería	0.15
Σ	0.73
CARGAS VIVAS	PISO TIPICO (tnf/m ²)
Peso de Cargas Vivas	0.20
Σ	0.20

Tabla 5. 8 Cargas muertas y cargas vivas para análisis. (Elaboración Propia)

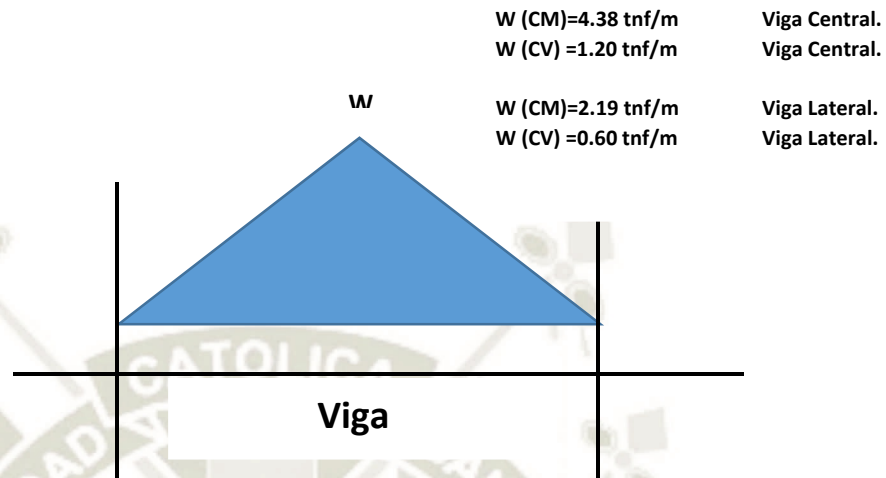


Figura 5. 4 Cargas Distribuidas en Vigas. (Elaboración Propia)

5.4 ANÁLISIS SÍSMICOESTÁTICO Y ANÁLISIS SÍSMICODINÁMICO.

El análisis Sísmico se realiza para verificar que el edificio a diseñar cumpla con todos los requisitos especificados en la norma E-0.30 de Diseño Sismo resistente, ya sea la rigidez (Control de Deriva Máxima), por otro lado, tiene la finalidad de determinar las fuerzas internas en los elementos estructurales bajo la acción del “Sismo de Diseño”, así también como para calcular la junta de separación Sísmica.

Para un sistema estructural de Concreto Armado, la norma específica que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso (calculado según el artículo 16.4 del Reglamento nacional de Edificaciones E-0.30) dividido entre la altura de entrepiso, conocido como deriva, no debe exceder de 0.007. Se realizará el análisis Dinámico utilizando el procedimiento de combinación espectral.

MODELO ESTRUCTURAL

- La base de las columnas y placas se consideró perfectamente empotrada.
- Cada nivel fue considerado como un diafragma rígido, con tres grados de libertad, dos de los cuales son de traslación horizontal (X-Y) y uno de rotación en el plano horizontal.

- Por cada nivel se consideran dos masas traslacionales y un rotacional.
- Para la obtención de las masas se obtuvieron a partir de metrado de cargas se consideró 100 % carga Muerta + 25 % de carga Viva.

5.4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL.

ANÁLISIS ESTÁTICO.

Para iniciar el proceso de análisis primero hallaremos el Peso de la Edificación:

Área de la Edificación= $18 \times 18 = 324 \text{ m}^2$.

Área de la Edificación.		324 m2
Carga Muerta de Losa	0.48 tnf/m2	155.52 tnf
Carga Muerta de Contrapiso	0.1 tnf/m2	32.4 tnf
Carga Muerta de Tabiquería	0.1 tnf/m2	32.4 tnf
Carga Muerta de vigas	144 ml	62.208 tnf
Carga Muerta de Columnas	16 unidades	46.69 tnf
	Σ Total	329.22 tnf

Tabla 5. 9 Carga muerta de Edificación por piso. (Elaboración Propia)

Área de la Edificación		324 m2
Carga Viva	0.2 tnf/m2	64.8 tnf
	Σ Total	64.8 tnf

Tabla 5. 10 Carga viva de la Edificación por piso. (Elaboración Propia)

PESO PISO	100% CM	25% CV	TOTAL DE PISO
PESO PISO 1	329.22 tnf	20.25 tnf	349.47 tnf
PESO PISO 2	329.22 tnf	20.25 tnf	349.47 tnf
PESO PISO 3	329.22 tnf	20.25 tnf	349.47 tnf
PESO PISO 4	329.22 tnf	20.25 tnf	349.47 tnf

PESO PISO 5	329.22 tnf	20.25 tnf	349.47 tnf
PESO PISO 6	164.61 tnf	20.25 tnf	184.86 tnf
		ΣPeso Total Edificación	1932.21 tnf

Tabla 5. 11 Pesos finales para Análisis Estático y Dinámico 6 niveles Aportado. (Elaboración Propia).

PESO PISO	100% CM	25% CV	TOTAL DE PISO
PESO PISO 1	359.33 tnf	20.25 tnf	379.58 tnf
PESO PISO 2	359.33 tnf	20.25 tnf	379.58 tnf
PESO PISO 3	359.33 tnf	20.25 tnf	379.58 tnf
PESO PISO 4	359.33 tnf	20.25 tnf	379.58 tnf
PESO PISO 5	359.33 tnf	20.25 tnf	379.58 tnf
PESO PISO 6	359.33 tnf	20.25 tnf	379.58 tnf
PESO PISO 7	359.33 tnf	20.25 tnf	379.58 tnf
PESO PISO 8	179.66 tnf	20.25 tnf	199.91 tnf
		ΣPeso Total Edificación	2856.96 tnf

Tabla 5. 12 Pesos finales para Análisis Estático y Dinámico 8 niveles Aportado. (Elaboración Propia)

PESO PISO	100% CM	25% CV	TOTAL DE PISO
PESO PISO 1	304.60 tnf	20.25 tnf	324.85 tnf
PESO PISO 2	304.60 tnf	20.25 tnf	324.85 tnf
PESO PISO 3	304.60 tnf	20.25 tnf	324.85 tnf
PESO PISO 4	304.60 tnf	20.25 tnf	324.85 tnf
PESO PISO 5	304.60 tnf	20.25 tnf	324.85 tnf
PESO PISO 6	152.30 tnf	20.25 tnf	172.55 tnf
		ΣPeso Total Edificación	1796.80 tnf

Tabla 5. 13 Pesos finales para Análisis Estático y Dinámico 6 niveles con Muro de Corte. (Elaboración Propia)

PESO PISO	100% CM	25% CV	TOTAL DE PISO
PESO PISO 1	351.25 tnf	20.25 tnf	371.50 tnf
PESO PISO 2	351.25 tnf	20.25 tnf	371.50 tnf
PESO PISO 3	351.25 tnf	20.25 tnf	371.50 tnf
PESO PISO 4	351.25 tnf	20.25 tnf	371.50 tnf
PESO PISO 5	351.25 tnf	20.25 tnf	371.50 tnf
PESO PISO 6	351.25 tnf	20.25 tnf	371.50 tnf
PESO PISO 7	351.25 tnf	20.25 tnf	371.50 tnf
PESO PISO 8	175.63 tnf	20.25 tnf	195.88 tnf
		ΣPeso Total Edificacion	2796.38 tnf

*Tabla 5. 14 Pesos finales para Análisis Estático y Dinámico 8 niveles con Muros de Corte.
(Elaboración Propia)*

5.4.1.1 PARÁMETROS SÍSMICOS CORTANTE BASAL.

Para hallar la Cortante Basal (Análisis Estático) y espectro inelástico de pseudo-aceleraciones (Análisis Dinámico) se siguieron los lineamientos del reglamento nacional de Edificaciones E-0.30.

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P \quad Sa = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g$$

Donde.

a) Factor de Zona(Z):

El edificio en análisis se encuentra en la ciudad de Arequipa ubicada en la Zona 4.

$$Z = 0.45$$

b) Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U):

Este edificio es para uso de oficinas cuya falla no acarrea peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes entonces corresponde a una Edificación Común Categoría C y donde su factor de Uso es:

$$U = 1$$

c) Parámetro de Suelo (S):

El perfil del suelo, correspondiente al terreno donde se ubica el edificio es del tipo S1, pues el terreno califica como un suelo muy Rígido (grava densa) al tener una capacidad portante de 2.0 a 3.0 kgf/cm².

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla 5. 15 Parámetros de Suelos y Periodos. (Reglamento Nacional de Edificaciones, E-0.30)

$$S = 1$$

$$T_p = 0.4 \text{ segundos}$$

$$T_L = 2.5 \text{ segundos}$$

d) Factor de Amplificación Sísmica (C):

Este factor se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo, Depende del periodo de la estructura y del tipo de suelo: Para un análisis Estático el periodo fundamental de vibración es: $T = \frac{hn}{Ct}$, donde hn corresponde a la altura de la edificación y (ct) corresponde al tipo de estructuración. (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016)

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

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

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

Figura 5. 5 Factor de Amplificación Sísmico (Reglamento Nacional de edificaciones E – 0.30)

Para nuestro caso edificio aporticado $C_t = 35$ y la altura correspondiente a 6 niveles $h_n = 16.20$ m.

- $T = 0.463$ s. $C = 2.16$.

Para nuestro caso edificio aporticado $C_t = 35$ y la altura correspondiente a 8 niveles $h_n = 21.60$ m.

- $T = 0.617$ s. $C = 1.62$.

Para nuestro caso edificio muros de corte $C_t = 60$ y la altura correspondiente a 6 niveles $h_n = 16.20$ m

- $T = 0.27$ s. $C = 2.5$.

Para nuestro caso edificio muros de corte $C_t = 60$ y la altura correspondiente a 6 niveles $h_n = 21.60$ m

- $T = 0.36$ s. $C = 2.5$.

e) Sistema Estructural y Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas.

Este valor depende mucho de la rigidez que presente el edificio (Sistema Estructural), para nuestro objetivo de análisis presentamos 2 modelos de edificios, un edificio aporticado y un edificio con muros de corte, por lo que el Coeficiente de Reducción Sísmica será:

Edificio Aporticado	$R_x = 8$
$R_y = 8$	
Edificio con muros de Corte	$R_x = 6$
$R_y = 6$	

Ya con todos los parámetros establecidos, calculamos la fuerza cortante en la Base:

	V.Estática- 6 niveles Aporticado (ton)	V.Estática- 6 niveles Muros de Corte (Ton)	V.Estática- 8 niveles Aporticado (Ton)	V.Estática- 8 niveles Muros de Corte (Ton)
XX	234.76	336.9	260.34	524.32
YY	234.76	336.9	260.34	524.32

Tabla 5. 16 Cortante Vasal de edificaciones de estudio, análisis Estático (Elaboración Propia)

5.4.2 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL.

El modelo Dinámico considera la rigidez y las propiedades inerciales elásticas del edificio, para ello se usa el modelo tridimensional empleado para el análisis por cargas verticales y se asignan masas concentradas en el centro de masa de cada diafragma con tres grados de libertad, que corresponden a dos traslacionales horizontales y una rotación perpendicular a la losa. Las masas se obtuvieron en base a las cargas aplicadas a la edificación, para esto se consideró el 100 % de la carga Muerta y el 25% de la carga viva.

El análisis Dinámico de las edificaciones se puede realizar mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo historia, en este caso por ser una edificación convencional, se usó el procedimiento de combinación modal espectral.

Para las sollicitaciones sísmicas se calculó mediante la combinación de todos los modos de vibración para obtener la máxima respuesta elástica. Este proceso se realiza con una Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los valores calculados de cada modo.

También la Norma E-0.30 hace referencia que la cortante basal obtenida mediante un análisis dinámico no debe ser menor que el 80% de la cortante obtenida mediante un análisis estático (Estructura Regulares), esto para darle una resistencia mínima a la estructura ante cualquier eventualidad sísmica. (Quiñones Reyes, 2016)

5.4.2.1 PARÁMETROSSÍSMICOS Y ESPECTRO DE DISEÑO.

Para hallar la Cortante Basal (Análisis Estático) y espectro inelástico de pseudo-aceleraciones (Análisis Dinámico) se siguieron los lineamientos del reglamento nacional de Edificaciones E-0.30.

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P \quad S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g$$

Tomando en cuenta los parámetros antes mencionados, se realizará el análisis en las dos direcciones considerando que para el espectro de pseudo-aceleraciones se tomará el valor de (C) vs el Periodo el cual será afectado por ZUSg/R.

Dirección xx: EDIFICICIO APORTICADO.

Z	U	S	Estructura	K	R	KR	g(m/s2)
0.45	1	1	Regular	1	8	8	9.81

FACTOR (ZUSg/R)= **0.5518.**

Dirección yy: EDIFICICIO APORTICADO.

Z	U	S	Estructura	K	R	KR	g(m/s2)
0.45	1	1	Regular	1	8	8	9.81

FACTOR (ZUSg/R)= **0.5518.**

Dirección xx: EDIFICICIO MUROS DE CORTE.

Z	U	S	Estructura	K	R	KR	g(m/s2)
0.45	1	1	Regular	1	6	8	9.81

FACTOR (ZUSg/R)= **0.736.**

Dirección yy: EDIFICICIO MUROS DE CORTE.

Z	U	S	Estructura	K	R	KR	g(m/s2)
0.45	1	1	Regular	1	6	8	9.81

FACTOR (ZUSg/R)= **0.736.**

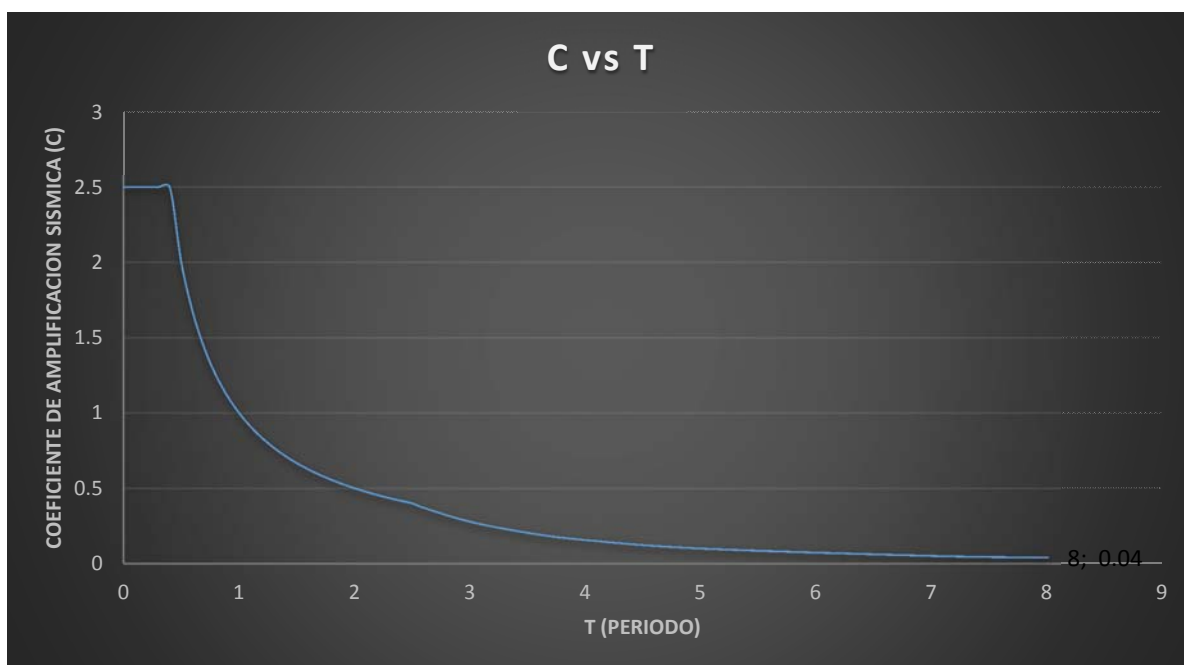


Figura 5. 6 Diagrama de Espectro utilizado para el Análisis Sísmico. (Elaboración propia)

5.4.2.2 REPRESENTACION DE LAS PROPIEDADES INERCIALES.

Para un correcto análisis Dinámico mediante el uso de Software se necesita conocer las propiedades inerciales de los diafragmas, la masa trasnacional y la inercia rotacional aplicada en nudos ubicados en los centros de gravedad de cada piso más una excentricidad de 0.05 de la longitud en planta perpendicular a la dirección de análisis. (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016)

NIVEL	MASA-X(Ton seg ² /m)	MASA-Y (Ton seg ² /m)	INERCIA ROTACIONAL (Ton seg ² /m)
TECHO NIVEL 1	35.62	35.62	1923.70
TECHO NIVEL 2	35.62	35.62	1923.70
TECHO NIVEL 3	35.62	35.62	1923.70
TECHO NIVEL 4	35.62	35.62	1923.70
TECHO NIVEL 5	35.62	35.62	1923.70
TECHO NIVEL 6	18.84	18.84	1017.58

Tabla 5. 17 Propiedades inerciales de los Diafragmas Aporticado 6 niveles (Elaboración Propia)

NIVEL	MASA-X(Ton	MASA-Y (Ton	INERCIA
-------	-------------	--------------	---------

	seg2/m)	seg2/m)	ROTACIONAL (Ton seg2/m)
TECHO NIVEL 1	38.69	38.69	2089.42
TECHO NIVEL 2	38.69	38.69	2089.42
TECHO NIVEL 3	38.69	38.69	2089.42
TECHO NIVEL 4	38.69	38.69	2089.42
TECHO NIVEL 5	38.69	38.69	2089.42
TECHO NIVEL 6	38.69	38.69	2089.42
TECHO NIVEL 7	38.69	38.69	2089.42
TECHO NIVEL 8	20.38	20.38	1100.44

Tabla 5. 18 Propiedades inerciales de los Diafragmas Aporticado 8 niveles (elaboración Propia)

NIVEL	MASA-X(Ton seg2/m)	MASA-Y (Ton seg2/m)	INERCI ROTACIONAL (Ton seg2/m)
TECHO NIVEL 1	33.11	33.11	1788.16
TECHO NIVEL 2	33.11	33.11	1788.16
TECHO NIVEL 3	33.11	33.11	1788.16
TECHO NIVEL 4	33.11	33.11	1788.16
TECHO NIVEL 5	33.11	33.11	1788.16
TECHO NIVEL 6	17.59	17.59	949.81

Tabla 5. 19 Propiedades Inerciales de los diafragmas Muros de Corte 6 niveles (Elaboración Propia).

NIVEL	MASA-X(Ton seg2/m)	MASA-Y (Ton seg2/m)	INERCI ROTACIONAL (Ton seg2/m)
TECHO NIVEL 1	35.80	35.80	1933.20
TECHO NIVEL 2	35.80	35.80	1933.20
TECHO NIVEL 3	35.80	35.80	1933.20
TECHO NIVEL 4	35.80	35.80	1933.20
TECHO NIVEL 5	35.80	35.80	1933.20
TECHO NIVEL 6	35.80	35.80	1933.20
TECHO NIVEL 7	35.80	35.80	1933.20
TECHO NIVEL 8	17.9	17.9	966.6

Tabla 5. 20 Propiedades inerciales de los diafragmas Muros de Corte 8 niveles (Elaboración Propia)

5.4.2.3 MODOS Y PERIODOS DE VIBRACIÓN

Para la investigación se consideraron 3 modos de vibración como mínimo por cada nivel: para edificio de 6 niveles será 18 modos de vibración y para edificios de 8 niveles se considerará 24 modos de vibración. Se obtuvieron los periodos.

Edificio Aporticado 6 Niveles.

MODOS	PERIODO (seg)	% MASA PARTICIPATIVA	
		XX	YY
1	0.636499	37.03%	37.03%
2	0.629583	38.39%	38.39%
3	0.500789	1.36%	1.36%
4	0.176643	6.19%	6.19%
5	0.174588	6.45%	6.45%
6	0.1408	0.26%	0.26%
7	0.082855	2.64%	2.64%
8	0.081806	2.77%	2.77%
9	0.06679	0.13%	0.13%
10	0.047951	1.37%	1.37%
11	0.047312	1.44%	1.44%
12	0.038813	0.07%	0.07%
13	0.032447	0.00%	0.00%
14	0.032155	0.68%	0.68%
15	0.031768	0.05%	0.05%
16	0.031764	0.00%	0.00%
17	0.03171	0.67%	0.67%
18	0.03112	0.00%	0.00%
		99.52%	99.52%

Tabla 5. 21 Modos de vibración de edificio Aporticado 6 niveles (Elaboración Propia)

Se puede observar que se cumple con tener más del 90 % de porcentaje de masa participativa al considerar los 18 modos de vibración del edificio en ambas direcciones xx ,yy.

De la tabla 5.21, se observa que el periodo predominante es de $T= 0.629$ segundos correspondientes al Modo 2 de vibración ya que tiene el mayor porcentaje de masa participativa 38.39 % el cual corresponde al eje X y Y .

$$VDINAMICA=191.79 \text{ tnf}$$

Este resultando nos muestra que el edificio presenta la misma rigidez en la dirección X y la dirección Y.

Edificio Aporticado 8 Niveles.

MODOS	PERIODO (seg)	% MASA PARTICIPATIVA	
		XX	YY
1	0.819603	35.94%	35.94%
2	0.812949	36.80%	36.80%
3	0.629959	0.86%	0.86%
4	0.21723	6.65%	6.65%
5	0.215168	6.87%	6.87%
6	0.172004	0.22%	0.22%
7	0.0967	2.82%	2.82%
8	0.095626	2.95%	2.95%
9	0.078448	0.13%	0.13%
10	0.05409	1.50%	1.50%
11	0.053442	1.58%	1.58%
12	0.044307	0.08%	0.08%
13	0.037649	0.00%	0.00%
14	0.036817	0.00%	0.00%
15	0.036817	0.00%	0.00%
16	0.036028	0.00%	0.00%
17	0.035402	0.00%	0.00%
18	0.035402	0.00%	0.00%
19	0.035371	0.04%	0.04%
20	0.035362	0.01%	0.01%
21	0.03484	0.83%	0.83%
22	0.034623	0.01%	0.01%
23	0.034619	0.01%	0.01%
24	0.034578	0.00%	0.00%
		97.28%	97.28%

Tabla 5. 22 Modos de vibración para edificio Aporticado de 8 niveles. (Elaboración Propia)

Se puede observar que se cumple con tener más del 90 % de porcentaje de masa participativa al considerar los 24 modos de vibración del edificio en ambas direcciones xx ,yy.

De la tabla 5.22, se observa que el periodo predominante es de $T= 0.813$ segundos correspondientes al Modo 2 de vibración ya que tiene el mayor porcentaje de masa participativa 36.80 % el cual corresponde al eje X y Y .

Este resultando nos muestra que el edificio presenta la misma rigidez en la dirección X y la dirección Y.

$$VDINAMICA= 234.91 \text{ TNF}$$

Edificio Muros de Corte 6 Niveles.

MODOS	PERIODO (seg)	% MASA PARTICIPATIVA	
		XX	YY
1	0.506026	36.56%	36.56%
2	0.50313	36.93%	36.93%
3	0.345183	0.37%	0.37%
4	0.129911	8.07%	8.07%
5	0.129265	8.13%	8.13%
6	0.085259	0.06%	0.06%
7	0.059427	3.05%	3.05%
8	0.059148	3.07%	3.07%
9	0.042472	0.00%	0.00%
10	0.040611	0.00%	0.00%
11	0.040611	0.00%	0.00%
12	0.038973	0.00%	0.00%
13	0.038183	0.02%	0.02%
14	0.036723	1.28%	1.28%
15	0.036552	1.29%	1.29%
16	0.033024	0.00%	0.00%
17	0.032988	0.00%	0.00%
18	0.032984	0.00%	0.00%
		98.82%	98.82%

Tabla 5. 23 Modos de Vibración para edificio con Muros de Corte 6 Niveles. (Elaboración Propia)

Se puede observar que se cumple con tener más del 90 % de porcentaje de masa participativa al considerar los 24 modos de vibración del edificio en ambas direcciones xx ,yy.

De la tabla 5.23, se observa que el periodo predominante es de $T= 0.503$ segundos correspondientes al Modo 2 de vibración ya que tiene el mayor porcentaje de masa participativa 36.93 % el cual corresponde al eje X y Y.

Este resultando nos muestra que el edificio presenta la misma rigidez en la dirección X y la dirección Y.

$$VDINAMICA= 285.124 \text{ TNF}$$

Edificio Muros de Corte 8 Niveles.

MODOS	PERIODO (seg)	% MASA PARTICIPATIVA	
		XX	YY
1	0.640772	35.68%	35.68%
2	0.637459	35.98%	35.98%
3	0.430749	0.31%	0.31%
4	0.161622	8.11%	8.11%
5	0.16088	8.16%	8.16%
6	0.105187	0.05%	0.05%
7	0.072524	3.17%	3.17%
8	0.072208	3.19%	3.19%
9	0.054275	0.00%	0.00%
10	0.050576	0.00%	0.00%
11	0.050576	0.00%	0.00%
12	0.047537	0.00%	0.00%
13	0.046368	0.02%	0.02%
14	0.043845	1.44%	1.44%
15	0.043664	1.44%	1.44%
16	0.041748	0.00%	0.00%
17	0.041597	0.00%	0.00%
18	0.041582	0.05%	0.05%
19	0.041573	0.06%	0.06%
20	0.036262	0.00%	0.00%
21	0.036069	0.00%	0.00%
22	0.036069	0.00%	0.00%
23	0.035879	0.00%	0.00%
24	0.034361	0.00%	0.00%
		97.65%	97.65%

Tabla 5. 24 Modos de Vibración para edificio con Muros de Corte de 8 Niveles (Elaboración Propia)

Se puede observar que se cumple con tener más del 90 % de porcentaje de masa participativa al considerar los 24 modos de vibración del edificio en ambas direcciones xx ,yy.

De la tabla 5.24, se observa que el periodo predominante es de $T= 0.637$ segundos correspondientes al Modo 2 de vibración ya que tiene el mayor porcentaje de masa participativa 35.98 % el cual corresponde al eje X y Y. Este resultando nos muestra que el edificio presenta la misma rigidez en la dirección X y la dirección Y.

$$VDINAMICA= 422.67 \text{ TNF}$$

5.4.2.4 CONTROL DE DESPLAZAMIENTO LATERAL.

Los desplazamientos laterales que nos proporciona el programa está en base a las sollicitaciones sísmicas reducidas (Espectro Elástico a Espectro Inelástico) por ende se debe multiplicar dicho desplazamiento lateral elástico por 0.75R de acuerdo a la Norma E-0.30, para poder obtener desplazamientos laterales inelásticos, que serían los desplazamientos esperados ante un sismo no reducido. Así mismo la norma estipula que para tener un adecuado comportamiento sísmico, se debe de restringir los desplazamientos relativos de entrepiso, por lo que los valores se deberán dividir entre la altura de entrepiso para obtener la deriva. Estos valores deberán ser menores que 0.007 para que cumpla con lo exigido por la Norma Peruana E0.30.(Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016)

$$\delta i = 0.75 \times r \times D i , \quad \Delta i = \delta i - \delta_{i-1} , \quad \frac{\Delta i}{h_{ei}} \leq 0.007$$

NIVEL	Altura de Entrepiso (cm).	Desplazamiento Elástico (cm).	Desplazamiento Inelástico (cm).	Desplazamiento de Entrepiso (cm).	DERIVA
6to	270	1.21	7.27	0.86	0.0032
5to	270	1.07	6.41	1.16	0.0043
4to	270	0.88	5.25	1.46	0.0054
3ro	270	0.63	3.79	1.60	0.0059
2do	270	0.37	2.19	1.44	0.0053
1ro	270	0.13	0.75	0.75	0.0028

Tabla 5. 25 Desplazamientos y Deriva de Edificio 6 Niveles Aporticado. (Elaboración Propia)

NIVEL	Altura de Entrepiso (cm).	Desplazamiento Elástico (cm).	Desplazamiento Inelástico (cm).	Desplazamiento de Entrepiso (cm).	DERIVA
8vo	270	1.61	9.63	0.97	0.0036
7mo	270	1.44	8.66	1.14	0.0042
6to	270	1.25	7.52	1.32	0.0049
5to	270	1.03	6.20	1.48	0.0055
4to	270	0.79	4.72	1.55	0.0057
3ro	270	0.53	3.17	1.46	0.0054
2do	270	0.29	1.71	1.17	0.0043
1ro	270	0.09	0.54	0.54	0.0020

Tabla 5. 26 Desplazamientos y Derivas de Edificio 8 Niveles Aporticado. (Elaboración Propia)

NIVEL	Altura de Entrepiso (cm).	Desplazamiento Elástico (cm).	Desplazamiento Inelástico (cm).	Desplazamiento de Entrepiso (cm).	DERIVA
6to	270	1.01	6.07	0.97	0.0036
5to	270	0.85	5.1	1.13	0.0042
4to	270	0.66	3.97	1.22	0.0045
3ro	270	0.46	2.75	1.22	0.0045
2do	270	0.26	1.53	1.01	0.0037
1ro	270	0.09	0.524	0.52	0.0019

Tabla 5. 27 Desplazamientos y Derivas de Edificio 6 niveles con Muros de Corte (Elaboración Propia)

NIVEL	Altura de Entrepiso (cm).	Desplazamiento Elástico (cm).	Desplazamiento Inelástico (cm).	Desplazamiento de Entrepiso (cm).	DERIVA
8vo	270	1.74	10.46	1.27	0.0047
7mo	270	1.53	9.19	1.40	0.0052
6to	270	1.30	7.79	1.53	0.0057
5to	270	1.04	6.26	1.59	0.0059
4to	270	0.78	4.67	1.58	0.0059
3ro	270	0.52	3.09	1.43	0.0053
2do	270	0.28	1.66	1.10	0.0041
1ro	270	0.09	0.56	0.56	0.0021

Tabla 5. 28 Desplazamientos y derivas de edificio 8 niveles con Muros de Corte (Elaboración Propia)

5.4.2.5 FUERZAS INTERNAS PARA DISEÑO

Para saber con qué fuerzas internas debemos diseñar tenemos que comparar las cortantes basales del análisis estático como las del Análisis Dinámico, en la siguiente tabla se mostrara los valores hallados.

	V. Estática- 6 niveles Aporticado (ton)	V. Dinámica - 6 niveles Aporticado (Ton)	V. Estática- 8 niveles Aporticado (Ton)	V. Dinámica- 8 niveles Aporticado (Ton)
XX	234.76	191.79	260.34	234.91
YY	234.76	191.79	260.34	234.91
		82 % de V. Estático.		90 % de V. Estático.

Tabla 5. 29 Verificación de fuerzas internas para diseño estructuración Aporticada (Elaboración Propia)

	V. Estática- 6 niveles Muros de Corte (ton)	V. Dinámica- 6 niveles Muros de Corte (Ton)(0.736)	V. Estática- 8 niveles Muros de Corte (Ton)	V. Dinámica- 8 niveles Muros de Corte (Ton) (0.736 a 0.9829)
XX	336.9	285.11	524.32	422.67
YY	336.9	285.11	524.32	422.67
		85 % de V. Estático.		81 % de V. Estático.

Tabla 5. 30 Verificación de fuerzas internas par diseño estructuración Muros de Corte (elaboración Propia)

La estructura es regular por lo que para temas de diseño no debe de ser menor al 80% del cortante Estático, como la cortante dinámica es mayor al 80% de la Cortante Estática, se utilizó la cortante dinámica como fuerza interna para diseñar y no fue necesario escalarla.

5.5 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA.

La norma establece una serie de combinaciones de carga, asociadas a factores de amplificación. Para determinar las cargas ultimas de diseño, en la presente investigación las cargas que generan las combinaciones predominantes son: Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV) y Carga de Sismo (CS), y las combinaciones relacionadas a estas cargas según el capítulo 9.2 de la Norma E-0.60, son las siguientes:

$$\begin{aligned} U &= 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \\ U &= 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS} \\ U &= 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS} \end{aligned}$$

Factores de reducción de resistencia.

Solicitaciones en la Sección.	Factores de Reducción (Φ).
Flexión sin carga Axial.	0.90
Cortante y Torsión	0.85
Flexo compresión con refuerzo en estribos.	0.70
Flexo compresión con refuerzo en Espiral.	0.75
Aplastamiento.	0.70

Tabla 5. 31 Factores de reducción resistencia. (Elaboración Propia)

5.6 DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO.

Para Blanco Blasco (1994) comenzaremos definiendo tres conceptos fundamentales para el diseño en concreto armado:

- Resistencia: Capacidad para oponerse a la Rotura.
- Rigidez: Capacidad para oponerse a la deformación.
- Estabilidad: Capacidad para mantener el equilibrio.

Para el diseño en concreto armado se utiliza el método a la rotura, también conocido diseño por Resistencia (Strenght Design Method). Este método

consiste en que todas las secciones deben tener una resistencia de diseño (capacidad) por lo menos igual a la resistencia requerida (Demanda Mu).

Resistencia de Diseño: Es la resistencia nominal de la sección afectada por los factores de reducción de resistencia. Resistencia requerida: Es la que se obtiene por las combinaciones de las cargas amplificadas.

Resistencia Requerida: Es la resistencia obtenida por la combinación de cargas amplificadas.

Podemos describirla de la siguiente manera:

- Para la flexión $\Phi M_n \geq M_u$
- Para la Cortante $\Phi V_n \geq V_u$
- Para la Axial $\Phi P_n \geq P_u$

Donde:

- M_n, V_n, P_n : Valores de momento nominal, cortante nominal y axial nominal respectivamente.

- M_u, V_u, P_u : Valores de momento último, cortante ultima y axial ultimo respectivamente.

5.6.1 DISEÑO POR FLEXIÓN.

Para poder determinar la resistencia nominal de la sección, debemos tener en cuenta las siguientes suposiciones:

- Las secciones planas permanecen planas, antes y después de la aplicación de las cargas.
- La adherencia entre el acero y el concreto no presenta deslizamiento es decir que las deformaciones tienen relación.
- Se desprecia la resistencia a tracción del concreto.
- Los esfuerzos del acero y del concreto serán calculados por el diagrama de esfuerzo vs deformación de ambos. Se utilizará la relación esfuerzo-deformación del ACI para el concreto comprimido y para el acero de

refuerzo se puede suponer elasto-plástico con una plataforma con un valor de f_y .

- La deformación en compresión última del concreto es $\epsilon_c = 0.003$.
- Se puede asumir un bloque de compresiones rectangular.

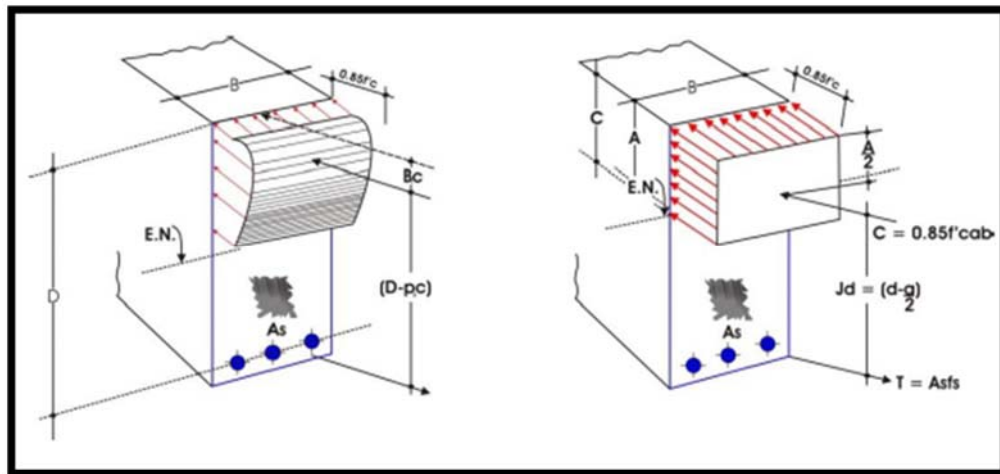


Figura 5.7 Bloque equivalente a compresiones permitido por el ACI (Quiñones Pablo – Diseño de Estructuras)

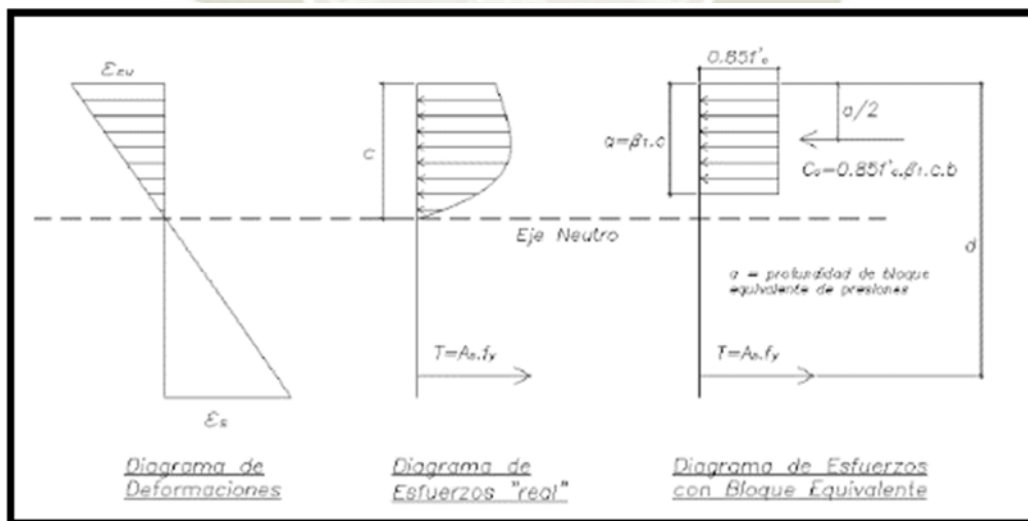


Figura 5.8 Diagrama de esfuerzos con el bloque equivalente. (Morocho Fernando – Diseño Estructural)

Como se puede observar en la figura 5.8 el diagrama de esfuerzos de concreto se puede reemplazar por un bloque de compresiones uniformemente distribuido con un esfuerzo de $0.85 f'_c$ desde el borde de la sección transversal hasta una distancia

$$a = \beta_1 \cdot c$$

Donde:

d = Peralte efectivo.

b = Ancho del elemento.

c = Distancia al eje neutro desde el borde de la sección.

β_1 = Parámetro que depende de esfuerzo de concreto, el cual se detalla en la figura 5.9.

$$\text{Si } f'_c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \beta_1 = 0.85.$$

$$\text{Si } f'_c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \beta_1 = 0.85.$$

$$\text{Si } 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_1 = 1.05 - 0.714 \times f'_c / 1000$$

$$\text{Si } f'_c \geq 560 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \beta_1 = 0.65.$$

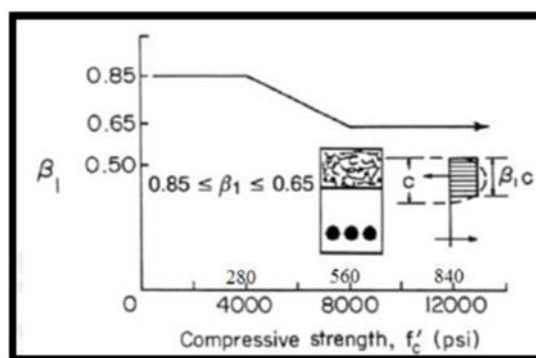


Figura 5. 9 Variación de Parámetro B1. (Quiñones Pablo – Diseño de Estructuras)

Planteando las ecuaciones de igualdad de fuerzas se tiene que:

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Y el momento nominal de la sección es igual al par generado por estas fuerzas, que es:

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

La cuantía se define como $p = A_s / b \cdot d$.

La cuantía balanceada se da cuando se produce una falla balanceada, que se obtiene cuando el concreto llega a su deformación unitaria última $\epsilon_{cu} = 0.003$ al mismo tiempo que el acero llega a su deformación de fluencia (ϵ_y). La cuantía balanceada y el acero máximo de una sección se calculan de la siguiente manera:

$$p_b = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_{cu} + \epsilon_y)}$$

La cuantía máxima la norma ACI y la Norma E-0.60 fijan la cantidad máxima de acero:

$$p_{max} = 0.75 \times p_b$$

El área mínima de acero será la necesaria para que la sección resista por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}) que se obtiene de la siguiente manera:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} \quad f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

Realizando algunos cálculos y asumiendo valores se obtiene la siguiente relación para secciones rectangulares:

$$p_{min} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

5.6.2 DISEÑO POR FLEXO-COMPRESIÓN.

Los elementos que están sujetos a distintas combinaciones de fuerza axial y momento flector se diseñaran mediante este método. Caso típico son para las columnas y placas estructurales que están sujetos a enormes cantidades de carga. Para realizar este procedimiento se deberá determinar las dimensiones de la sección proporcionar un arreglo del acero de refuerzo y saber las propiedades de estos elementos. En cada caso se determina las deformaciones del acero de refuerzo y luego se calcula el esfuerzo a la cual están sometidas. Al obtener las fuerzas, tanto en el concreto como en cada acero de refuerzo distribuido, se procederá a calcular la resistencia nominal de la sección (P_n, M_n) al trasladar las fuerzas al centroide de la sección, obteniéndose así el diagrama de interacción. Luego se verificará que las cargas últimas se encuentren dentro del diagrama de diseño, por lo que es un procedimiento reiterativo por la variación del acero distribuido y las dimensiones de la sección. (Ottazzi Pasino, 2014)

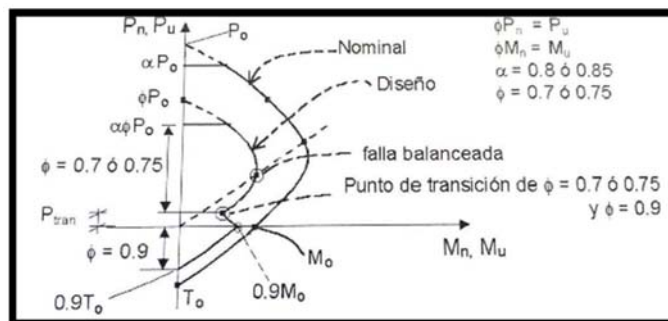


Figura 5. 10 Diagrama de Interacción de Diseño. (Quiñones Pablo – Diseño Estructuras)

5.6.3 DISEÑO POR CORTE.

Como menciona Ottazzi Pasino (2014) el diseño de corte se realiza en todos los elementos estructurales. Esta solicitación es compleja, por lo que el diseño propuesto por el ACI es semi-empírico, y está basado en los ajustes de muchos resultados observando el comportamiento de elementos de prueba. Para el cálculo de la capacidad nominal por Fuerza Cortante (V_n) se tomará en cuenta el aporte del concreto (V_c) y el aporte del refuerzo de acero (V_s), es decir:

$$V_u \leq \phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

El valor de V_c se calculará de acuerdo a las siguientes formulas considerando la presencia de la carga axial:

- Elementos en Flexión: $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d$
- Elementos en Compresión: $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{N_u}{140 \times A_g}\right) \times bw \times d$
- Elementos en Tracción: $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 - \frac{N_u}{35 \times A_g}\right) \times bw \times d \geq 0$

Ahora para el cálculo de V_s , se utilizará la siguiente relación:

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

Donde:

A_v = Área del acero transversal que resistirá los esfuerzo por corte.

S = Separación de los esfuerzos de acero para la fuerza cortante.

Capacidad máxima del acero de Cortante.

La fuerza cortante absorbida por el acero no debe superar a cuatro veces la máxima fuerza cortante básica que puede absorber el concreto simple: fuerzas cortantes superiores a la especificada destruyen la integridad del hormigón por eso la norma limita la contribución máxima de los estribos a la resistencia en corte:

$$V_{smax} = 2.12 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

La limitación impuesta por la ecuación anterior asumiendo un V_c equivale aceptar que el cortante máximo, permitido por la norma, que puede actuar en una sección es:

$$V_u max = \Phi(V_c + 2.1 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d) \approx \Phi \times 2.6 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

Si V_u excede de V_{umax} , será necesario incrementar la resistencia del concreto F_c o cambiar las dimensiones de la sección, es necesario señalar que el ACI para esfuerzo por cortante establece que el esfuerzo de fluencia del Acero no debe Exceder de 4200 kgf/cm², esta limitación intenta controlar el ancho de las grietas inclinadas bajo cargas de servicio ya que con valores f_y altos el espaciamiento entre estribos aumentaría y en consecuencia el ancho de las grietas inclinadas puede ser mayor.(Ottazzi Pasino, 2014)

Sección crítica a cortante.

Como se menciona en el libro de Diseño de Concreto Armado Ottazzi Pasino (2014) la sección crítica de diseño antes fuerzas cortantes se ubica a una distancia “d” desde la cara interna del apoyo, si se cumple simultáneamente las siguientes 3 condiciones:

- La reacción en el apoyo, en dirección del cortante aplicado, produce compresión en las zonas extremas del elemento.
- Las cargas son aplicadas en o cerca de la cara superior del elemento.
- Ninguna carga concentrada se aplica entre la cara interna del apoyo y la sección crítica descrita previamente.

En caso de que se cumplan las 3 condiciones mencionadas anteriormente, todas las secciones entre la sección crítica y la cara interna del apoyo se pueden diseñar para el cortante de la sección crítica.

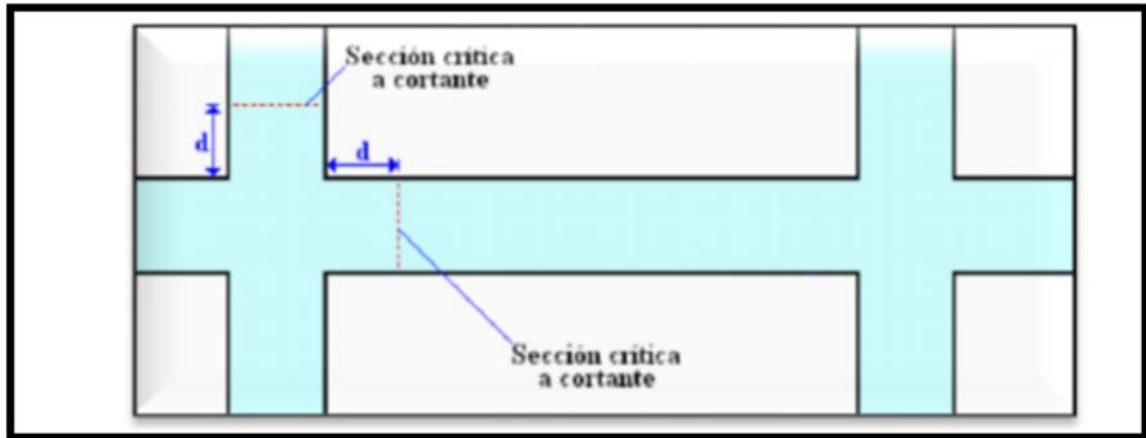


Figura 5. 11 Secciones críticas a cortante cuando se cumplen las 3 condiciones. (Diseño por corte – Scribd)

En caso de no cumplir con las 3 condiciones anteriores se tomará como sección crítica la cara interna del apoyo.

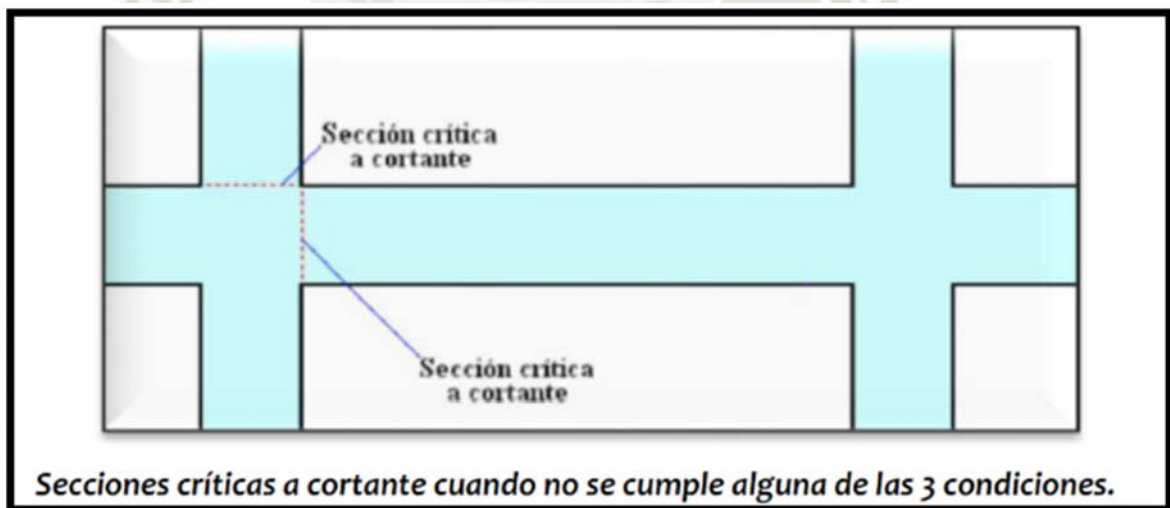


Figura 5. 12 Secciones críticas a cortante cuando no se cumple alguna de las 3 condiciones. (Diseño por corte – Scribd)

Espaciamiento mínimo entre estribos.

El Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2016) en el reglamento nacional de edificaciones afirma que el espaciamiento mínimo de los estribos en las vigas de hormigón armado no debe superar los siguientes valores:

$$s \leq \frac{d}{2}. \quad s = 60 \text{ cm.}$$

s : Espaciamiento de los Estribos.

d : Altura efectiva de la viga.

NOTA: Este criterio permite que, en cualquier lugar del elemento estructural, al menos 2 estribos crucen a cada fisura diagonal.

Espaciamiento de los estribos de confinamiento en zonas sísmicas.

En zonas sísmicas el espaciamiento de los estribos de confinamiento ubicados en el sector de apoyo no puede superar las siguientes expresiones:

$$s \leq \frac{d}{4}$$

$$s \leq 8db_l$$

$$s \leq 24d_{et}$$

$$s \leq 30 \text{ cm.}$$

Dbl: Menor diámetro de las varillas longitudinales.

Det: Diámetro de los estribos transversales

NOTA: El primer criterio permite que, en las zonas críticas a cortante de la viga, al menos 4 estribos crucen a cada fisura diagonal.

La distancia desde el apoyo hasta la cual deben colocarse los estribos con este espaciamiento mínimo es de dos veces la altura del elemento (2h), medidos desde la cara interior del apoyo.

El primer estribo no puede ubicarse a más de 5 cm de la cara interna del apoyo, ni a la más de la mitad de la mitad del espaciamiento entre estribos (s).

Adicionalmente la Norma exige para los estribos verticales:

$$\text{Si } V_s \leq 1.10 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times ds \leq 0.60m \text{ o } s \leq 0.50d$$

$$\text{Si } V_s > 1.10 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times ds \leq 0.30m \text{ o } s \leq 0.25d$$

Para Vigas Sísmicas, el cortante asumido por el acero no debe ser mayor que:

$$V_{smax} = 1.60 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

5.6.4 DISEÑO DE EDIFICIOS PROPUESTOS EN LA INVESTIGACION.

Se tomará en cuenta la envolvente del conjunto de combinaciones mencionadas en la Norma Peruana E.60 y se realizara el diseño por flexión, cortante y flexo-compresión.

EDIFICIO DE 6 NIVELES APORTICADO.

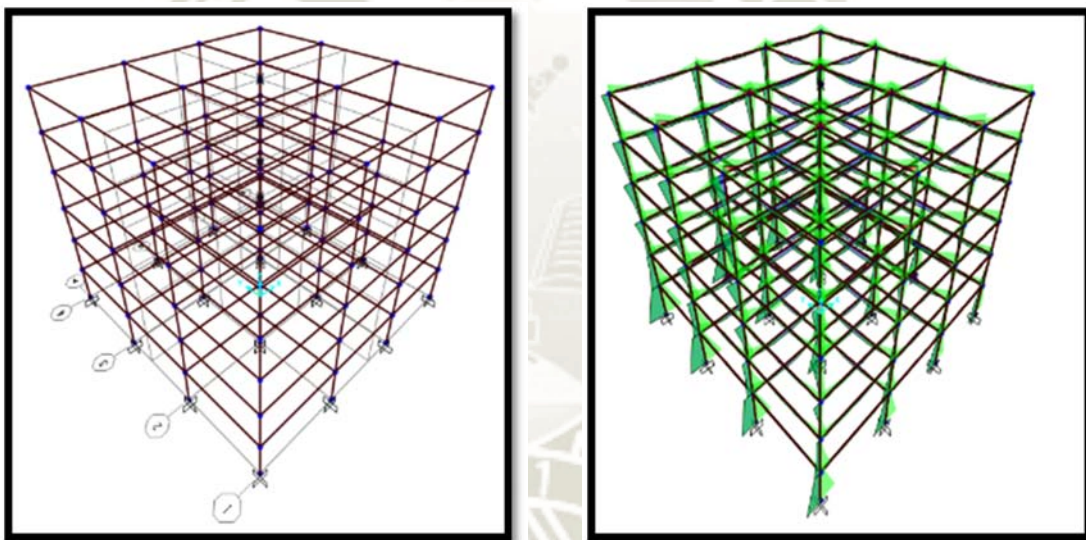


Figura 5. 13 Diseño de edificio Aporticado 6 niveles programa Sap 2000 (Elaboración Propia)

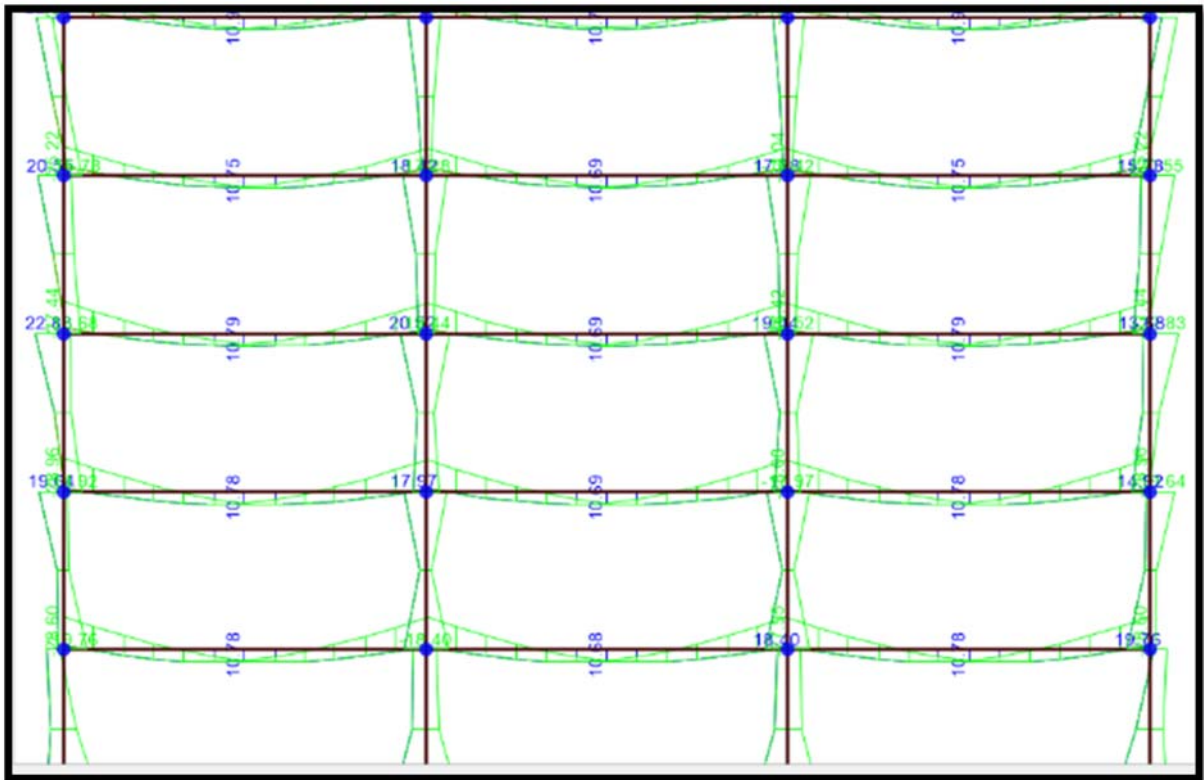


Figura 5. 14 Valores de Envolvente para diseño de vigas. (Elaboración Propia)

- Dimensión de Vigas: 0.30 m x 0.60 m
- Dimensión de Columnas: 0.85 m x 0.85 m
- Momento Negativo: 23.54 tnf.m
- Momento Positivo: 9.58 tnf.m
- Momento Negativo: 21.55 tnf.m
- Momento Negativo: 22.61 tnf.m
- Momento Positivo: 9.30 tnf.m
- Momento Negativo: 22.61 tnf.m
- Momento Negativo: 23.54 tnf.m
- Momento Positivo: 9.58 tnf.m
- Momento Negativo: 21.55 tnf.m

Momento Ultimo	Factor de Amplificación	Momento de Diseño	Base (b) cm	Peralte (d) cm	Ku	Cuantía (p)	As (cm2)
23.54	0.9	26.16	30	54	29.9	0.00787	12.75
9.58	0.9	10.64	30	54	12.2	0.00302	4.89
21.55	0.9	23.94	30	54	27.4	0.00712	11.53

22.61	0.9	25.12	30	54	28.7	0.00752	12.18
9.3	0.9	10.33	30	54	11.8	0.00292	4.73
22.61	0.9	25.12	30	54	28.7	0.00752	12.18
21.55	0.9	23.94	30	54	27.4	0.00712	11.53
9.58	0.9	10.64	30	54	12.2	0.00302	4.89
23.54	0.9	26.16	30	54	29.9	0.00787	12.75

Tabla 5. 32 Diseño de vigas de concreto armado edificio Aporticado 6 niveles. (Elaboración Propia)

Cuantía Máxima = 0.01594 As máximo = 25.82 cm²

Cuantía Mínima = 0.002415 As mínimo = 3.91 cm²

DISEÑO CORTANTE DE UNA VIGA EDIFICIO DE 6 NIVELES APORTICADO

La cortante Última del diagrama de envolventes es de 16.62 tnf.

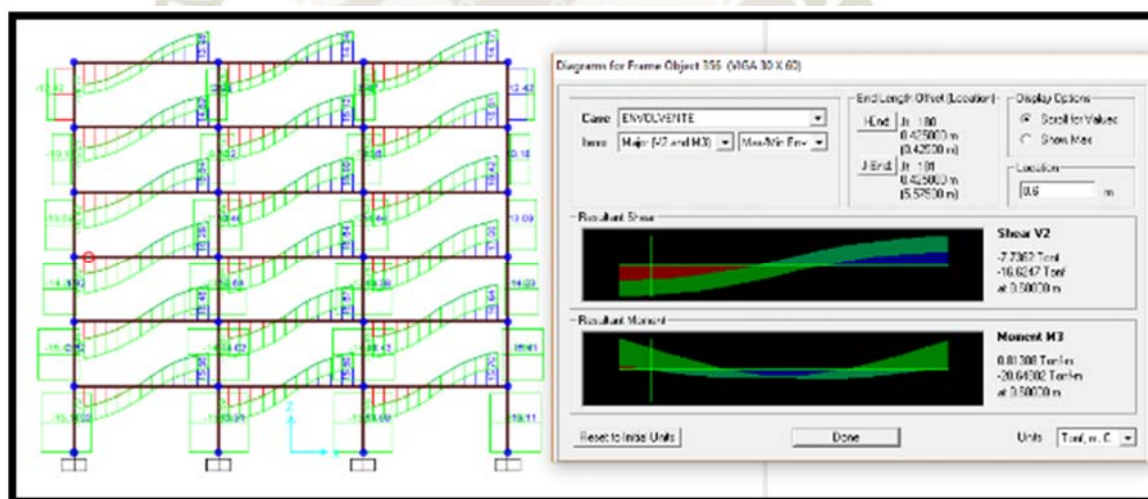


Figura 5. 15 Envolvente de fuerza cortante en vigas. (Elaboración propia)

$$V_u \leq \phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_u = 19.62 \text{ tnf}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V \text{ diseño} = 19.55 \text{ tnf.}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 12.44 \text{ tnf}$$

$$V_s = 7.11 \text{ tnf.}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$s = 45.30 \text{ cm}$$

Aplicando Criterios mínimos

$$s_{min} \leq \frac{d}{4} \quad S_{min} = 13.5 \text{ cm}$$

$$s_{min} \leq 8dbl \quad S_{min} = 12.7 \text{ cm}$$

$$s_{min} \leq \frac{d}{4} \quad S_{min} = 22.86 \text{ cm}$$

$$s_{min} \leq 30 \quad S_{min} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Si } V_s \leq 1.10 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d \quad s \leq 0.60m \quad \text{o} \quad s \leq 0.50d$$

$$\text{Si } 7.11 \leq 25.823 \quad s \leq 0.60m \quad \text{o} \quad s \leq 0.27 \text{ cm}$$

Cuadro de Estribos 1@0.05 10@ 0.12 Resto a @ 0.25

DISEÑO DE COLUMNA EDIFICACIÓN DE 6 NIVELES APORTICADO

Dimensión de columna de acuerdo a análisis cumpliendo deriva 0.85m x 0.85m

- Momento Máximo 47.94 tnf.m
- Cortante Máxima 14.87 tnf
- Carga Axial Máxima 390 tnf

El área para refuerzos longitudinal total A_{st} , para elementos en compresión no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total, A_g , de la superficie transversal. (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016)

$$A_g = 7225 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 72.25 \text{ cm}^2$$

Por lo que utilizamos la siguiente distribución de Acero 16 varillas de 1".

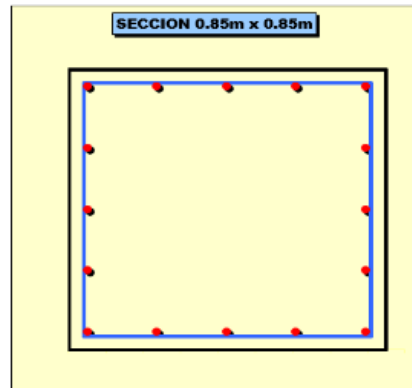


Figura 5. 16 Sección de columna para edificio aporticado de 6 niveles. (Elaboración propia)

Calculando Punto de Compresión Pura (Nominal).

$$P_{no} = 0.85 \times f'_c \times A_g + A_s f_y - 0.85 \times f'_c$$

$$P_{no} = 1615.89 \text{ tnf.}$$

Adicionalmente al Factor de Reducción para diseño por Resistencia la Norma limita el valor máximo de la carga axial que se puede aplicar a una columna la cual corresponde al 80% P_{no} .

$$P_{no} = 1292.71 \text{ tnf.}$$

Aplicando factor de Reducción de acuerdo a la norma peruana para resistencia de diseño o de Rotura son:

Para Columnas con Estribos (ϕ): 0.70

Para Columnas con Espirales (ϕ): 0.75 (Debido a su mayor Ductilidad).

$$\phi P_{no} = 904.90 \text{ tnf.}$$

Calculando Punto de Falla Balanceada.

Módulo de Elasticidad de Acero $E_s = 2000000 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_s = 0.0021 \text{ m/m}$

Módulo de Elasticidad del Concreto $E_c = 15000\sqrt{210} \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_c = 0.003 \text{ m/m}$

Determinando C igualando deformaciones unitarias:

$$\frac{0.003}{C} = \frac{0.0021}{77.5 - C}$$

$$C = 45.6 \text{ cm}$$

Calculando deformaciones en el Acero y Esfuerzo de Acero: Zona
Compresión. x

$$A_s = 25.35 \text{ cm}^2 \quad y = 7.5 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{45.6} = \frac{x}{38.1} \quad x = 0.002507 \quad f_{y1} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_s = 10.14 \text{ cm}^2 \quad y = 25 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{45.6} = \frac{x}{20.6} \quad x = 0.001355 \quad f_{y2} = 2709 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_s = 10.14 \text{ cm}^2 \quad y = 42.5 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{45.6} = \frac{x}{3.1} \quad x = 0.000203 \quad f_{y3} = 406.5 \text{ kgf/cm}^2$$

Calculando deformaciones en el Acero y Esfuerzo de Acero: Zona Tracción.

$$A_s = 10.14 \text{ cm}^2 \quad y = 60 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{45.6} = \frac{x}{14.4} \quad x = 0.000948 \quad f_{y4} = 1896.7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_s = 25.35 \text{ cm}^2 \quad y = 77.5 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{45.6} = \frac{x}{31.9} \quad x = 0.002 \quad f_{y5} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

Determinando Compresión y Momentos Flectores:

Compresión por Bloque de concreto

$$C_c = 0.85 \times f_c \times \beta \times C \times B$$

$$C_c = 587.93 \text{ tnf} \quad M_c = 135.96 \text{ tnf.m}$$

Compresión por Acero

$$C_1 = A_s \times (f_{y1} - 0.85 \times f_c)$$

$$C_1 = 101.95 \text{ tnf} \quad M_1 = 35.68 \text{ tnf.m}$$

$$C_2 = A_s \times (f_{y2} - 0.85 \times f_c)$$

$$C_2 = 25.67 \text{ tnf} \quad M_2 = 4.49 \text{ tnf.m}$$

$$C_3 = A_s \times (f_{y3} - 0.85 \times f_c)$$

$$C_3 = 2.31 \text{ tnf} \quad M_3 = 0 \text{ tnf.m}$$

Tracción por Acero

$$T_1 = A_s \times (f_{y4} - 0.85 \times f_c)$$

$$T_1 = 19.23 \text{ tnf} \quad M_4 = 3.37 \text{ tnf.m}$$

$$C_2 = A_s \times (f_{y5} - 0.85 \times f_c)$$

$$T_2 = 106.47 \text{ tnf} \quad M_5 = 37.27 \text{ tnf.m}$$

$$\phi = 0.7$$

$$P_{bn} = 592.15 \text{ tnf}$$

$$\phi P_{bn} = 414.51 \text{ tnf}$$

$$M_{bn} = 216.76 \text{ tnf.m}$$

$$\phi M_{bn} = 151.73 \text{ tnf.m}$$

Calculando Punto de Flexión Pura

Para calcular el punto de flexión se supone un C y se buscara al tener 0 en compresión.

$$C = 14 \text{ cm.}$$

Calculando deformaciones en el Acero y Esfuerzo de Acero: Zona Compresión.

$$A_s = 25.35 \text{ cm}^2 \quad y = 7.5 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{14} = \frac{x}{6.5} \quad x = 0.001393 \quad f_{y1} = 2785 \text{ kgf/cm}^2$$

Calculando deformaciones en el Acero y Esfuerzo de Acero: Zona Tracción.

$$A_s = 10.14 \text{ cm}^2 \quad y = 25 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{14} = \frac{x}{11} \quad x = 0.002357 \quad f_{y2} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_s = 10.14 \text{ cm}^2 \quad y = 42.5 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{14} = \frac{x}{28.5} \quad x = 0.006107 \quad f_{y3} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_s = 10.14 \text{ cm}^2 \quad y = 60 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{14} = \frac{x}{46} \quad x = 0.009857 \quad f_{y4} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_s = 25.35 \text{ cm}^2 \quad y = 77.5 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{14} = \frac{x}{63.5} \quad x = 0.013607 \quad f_{y5} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$C_c = 180.55 \text{ tnf.}$$

$$C_{fy1} = 66.09 \text{ tnf.}$$

$$T_{fy2} = 42.59 \text{ tnf.}$$

$$T_{fy3} = 42.59 \text{ tnf.}$$

$$T_{fy4} = 42.59 \text{ tnf.}$$

$$T_{fy5} = 106.47 \text{ tnf.}$$

$$P_n = 12.41 \text{ tnf.}$$

$$M_n = 141.29 \text{ tnf.m}$$

Probando.

$$C = 13.35 \text{ cm.}$$

Calculando deformaciones en el Acero y Esfuerzo de Acero: Zona Compresión.

$$As = 25.35 \text{ cm}^2 \quad y = 7.5 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{13.35} = \frac{x}{5.9} \quad x = 0.001315 \quad fy1 = 2629 \text{ kgf/cm}^2$$

Calculando deformaciones en el Acero y Esfuerzo de Acero: Zona Tracción.

$$As = 10.14 \text{ cm}^2 \quad y = 25 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{13.35} = \frac{x}{11.7} \quad x = 0.002618 \quad fy2 = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$As = 10.14 \text{ cm}^2 \quad y = 42.5 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{13.35} = \frac{x}{29.2} \quad x = 0.006551 \quad fy3 = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$As = 10.14 \text{ cm}^2 \quad y = 60 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{13.35} = \frac{x}{46.7} \quad x = 0.010483 \quad fy4 = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$As = 25.35 \text{ cm}^2 \quad y = 77.5 \text{ cm} \quad \frac{0.003}{13.35} = \frac{x}{64.2} \quad x = 0.014416 \quad fy5 = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$Cc = 172.17 \text{ tnf.}$$

$$Cfy1 = 62.13 \text{ tnf.}$$

$$Tfy2 = 42.59 \text{ tnf.}$$

$$Tfy3 = 42.59 \text{ tnf.}$$

$$Tfy4 = 42.59 \text{ tnf.}$$

$$Tfy5 = 106.47 \text{ tnf.}$$

$$\phi = 0.9$$

$$Pn = 0.06 \text{ tnf}$$

$$\phi Pbn = 0.0 \text{ tnf}$$

$$Mn = 122.41 \text{ tnf.m}$$

$$\phi Mbn = 110.17 \text{ tnf.m}$$

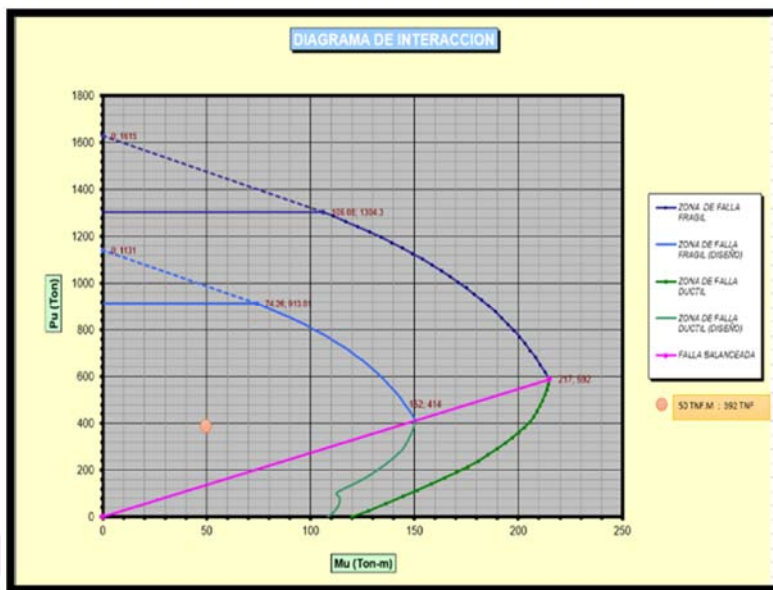
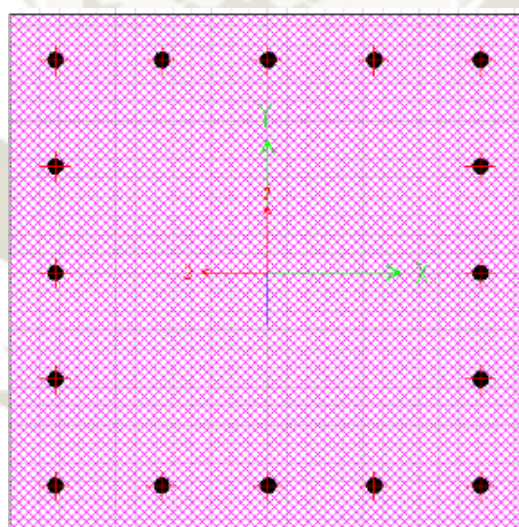


Figura 5. 17 Diagrama de interacción columna edificio aporticado 6 niveles (Elaboración propia)



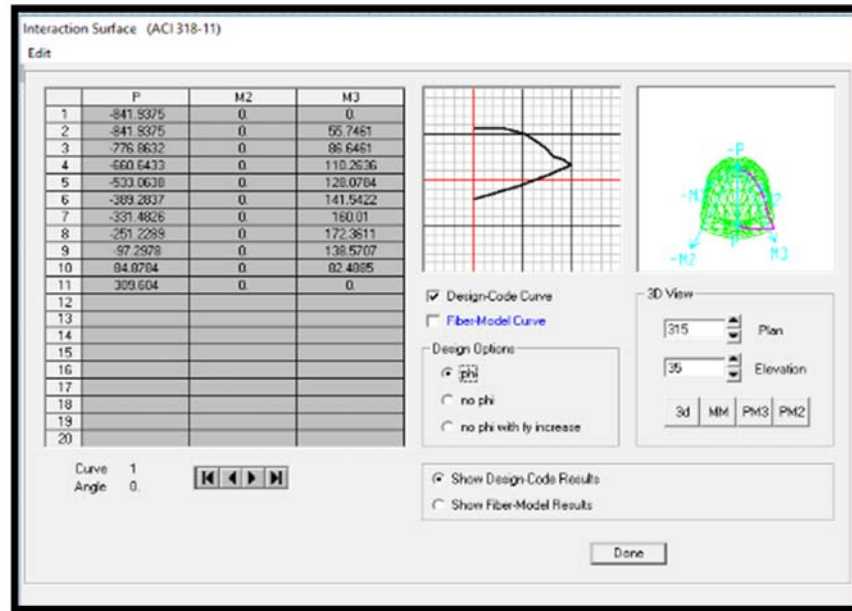


Figura 5. 18 Diagrama de interacción de columna de 6 niveles (Elaboración propia)

Es necesario anotar que la norma exige que cada barra de la esquina debe tener apoyo lateral proporcionado por el doblez de un estribo con un Angulo comprendido menor o igual a 135. Adicionalmente ninguna barra debe estar separada más de 0.15 m libres, a cada lado a lo largo del estribo desde la barra lateral soportada. (Ottazzi Pasino, 2014)

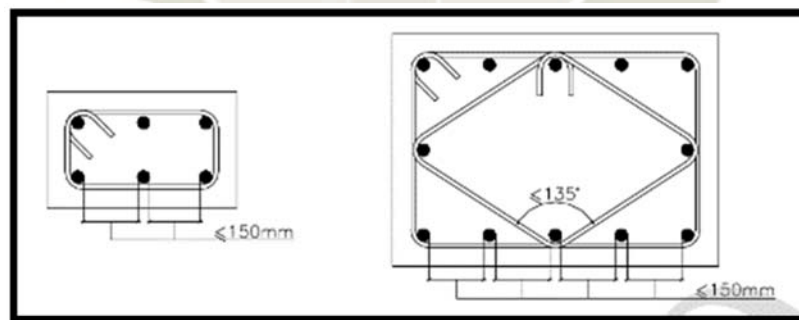


Figura 5. 19 Separación máxima de barras sin apoyo lateral

La separación mínima será la siguiente:

$$S > 1.5 \text{ db.}$$

$$S > 0.04 \text{ m.}$$

$$S > 1.3 \text{ el Tamaño del Agregado.}$$

Edificio de 8 Niveles Aporticado.

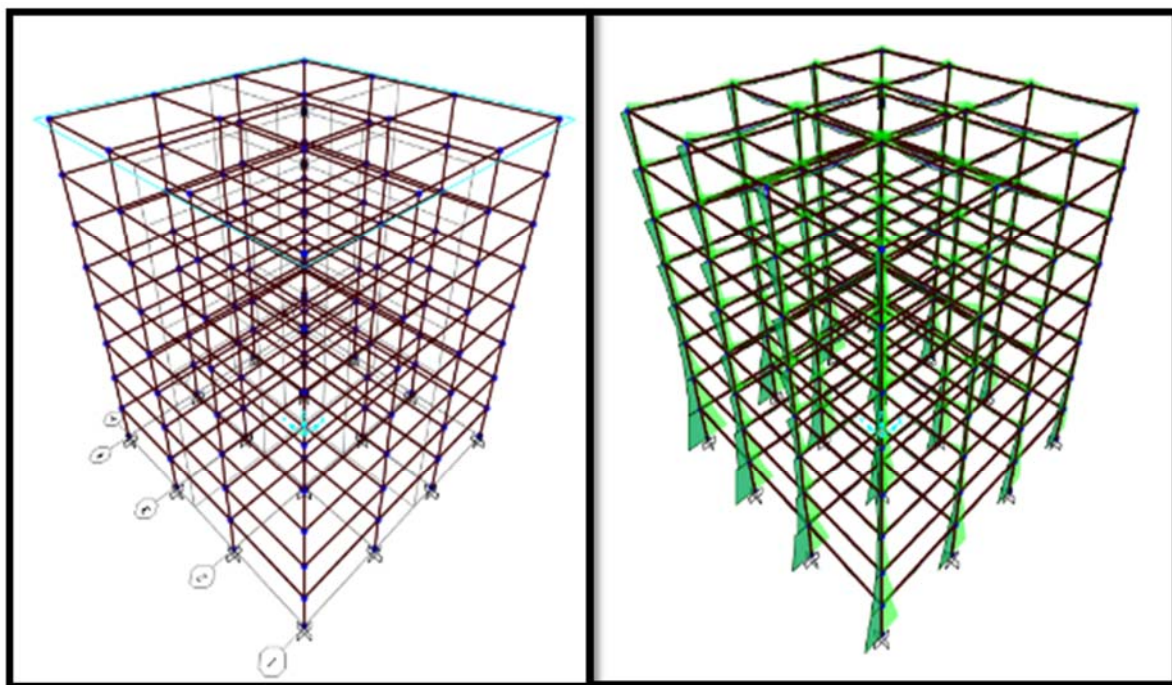


Figura 5. 20 Modelamiento de edificio de 8 niveles aporticado programa SAP2000

- Dimensión de Vigas: 0.30 m x 0.60 m
- Momento Negativo: 22.73 tnf.m
- Momento Positivo: 9.40 tnf.m
- Momento Negativo: 20.44 tnf.m
- Momento Negativo: 21.73 tnf.m
- Momento Positivo: 9.15 tnf.m
- Momento Negativo: 21.73 tnf.m
- Momento Negativo: 20.44 tnf.m
- Momento Positivo: 9.15 tnf.m
- Momento Negativo: 22.73 tnf.m

Momento Ultimo	Factor de Amplificación	Momento de Diseño	Base (b) cm	Peralte (d) cm	Ku	Cuantía (p)	As (cm ²)
22.73	0.9	25.26	30	54	28.9	0.00757	12.26
9.4	0.9	10.44	30	54	11.9	0.00292	4.73
20.44	0.9	22.71	30	54	26.0	0.00672	10.89
21.73	0.9	24.14	30	54	27.6	0.00717	11.62
9.15	0.9	10.17	30	54	11.6	0.00287	4.65
21.73	0.9	24.14	30	54	27.6	0.00717	11.62
20.44	0.9	22.71	30	54	26.0	0.00672	10.89
9.4	0.9	10.44	30	54	11.9	0.00292	4.73
22.73	0.9	25.26	30	54	28.9	0.00757	12.26

Tabla 5. 33 Cálculo de acero en vigas edificio aporricado (Elaboración propia)

Cuantía Máxima = 0.01594

As máximo = 25.82 cm²

Cuantía Mínima = 0.002415

As mínimo = 3.91 cm²

CORTANTE DE UNA VIGA

La cortante Última del diagrama de envolventes es de 17.06 tnf.

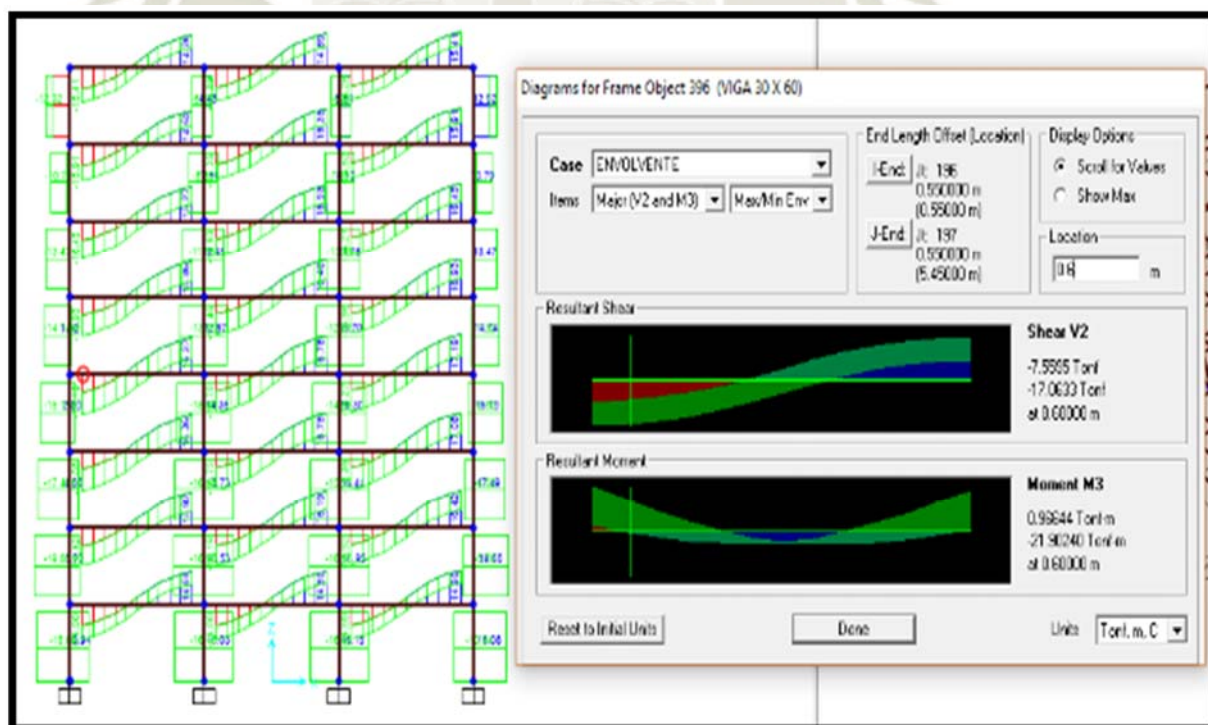


Figura 5. 21 Envolvente de vigas para edificio aporricado de 8 niveles (Elaboración propia)

$$V_u \leq \phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_u = 17.06 \text{ tnf}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V \text{ diseño} = 20.07$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 12.44 \text{ tnf}$$

$$V_s = 7.63 \text{ tnf.}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$S = 42.21 \text{ cm}$$

Aplicando Criterios mínimos Sismo resistente colocar estribos en 2H

$$s_{min} \leq \frac{d}{4} \quad S_{min} = 13.5 \text{ cm}$$

$$s_{min} \leq 8d_{bl} \quad S_{min} = 12.7 \text{ cm}$$

$$s_{min} \leq \frac{d}{4} \quad S_{min} = 22.86 \text{ cm}$$

$$s_{min} \leq 30 \quad S_{min} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Si } V_s \leq 1.10 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad s \leq 0.60m \quad \text{o} \quad s \leq 0.50d$$

$$\text{Si } 6.61 \leq 25.823 \quad s \leq 0.60m \quad \text{o} \quad s \leq 0.27 \text{ cm}$$

Cuadro de Estribos 1@0.05 10@ 0.12 Resto a @ 0.25

DISEÑO DE COLUMNA

Dimensión de columna de acuerdo a análisis cumpliendo deriva 1.10 m x 1.10 m

Momento Máximo 84.66 tnf.m Momento Máximo 78.45 tnf.m

Cortante Máxima 17.48 tnf Cortante Máxima 16.15 tnf

Carga Axial Máxima 341.75 tnf Carga Axial Máxima 554.52 tnf

El área para refuerzos longitudinal total (A_{st}), para elementos en compresión no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total, A_g , de la superficie transversal. (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016)

$$A_g = 12100 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 121.25 \text{ cm}^2$$

Para eso se trabajará con 24 varillas de 1 pulgada lo cual hace un área de 121.68 cm².

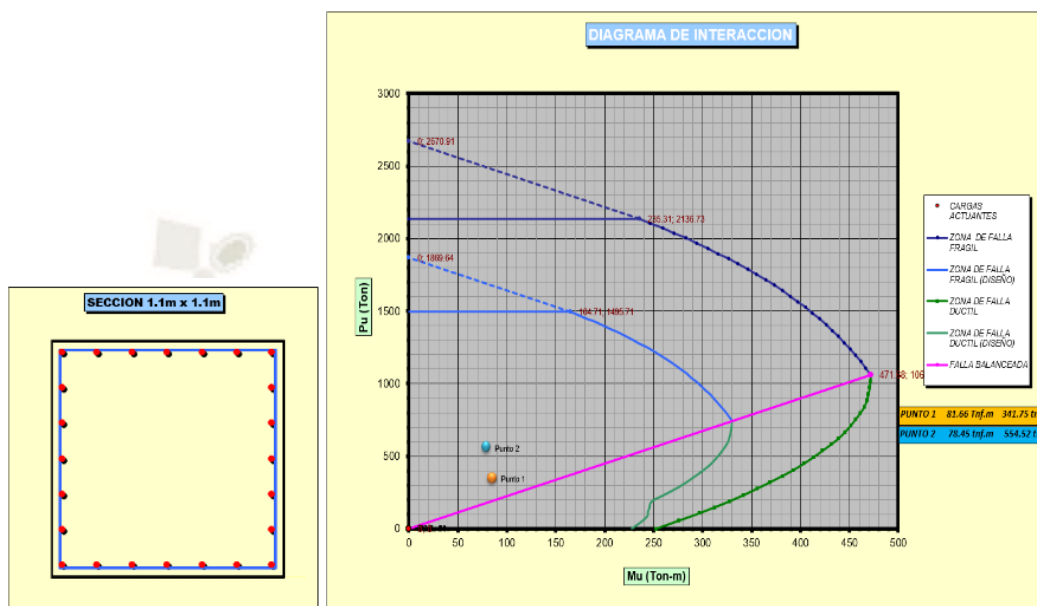


Figura 5. 22 Diagrama de interacción de columna de edificio de 8 niveles aporticado.

Edificio de 6 Niveles con Muros de Corte.

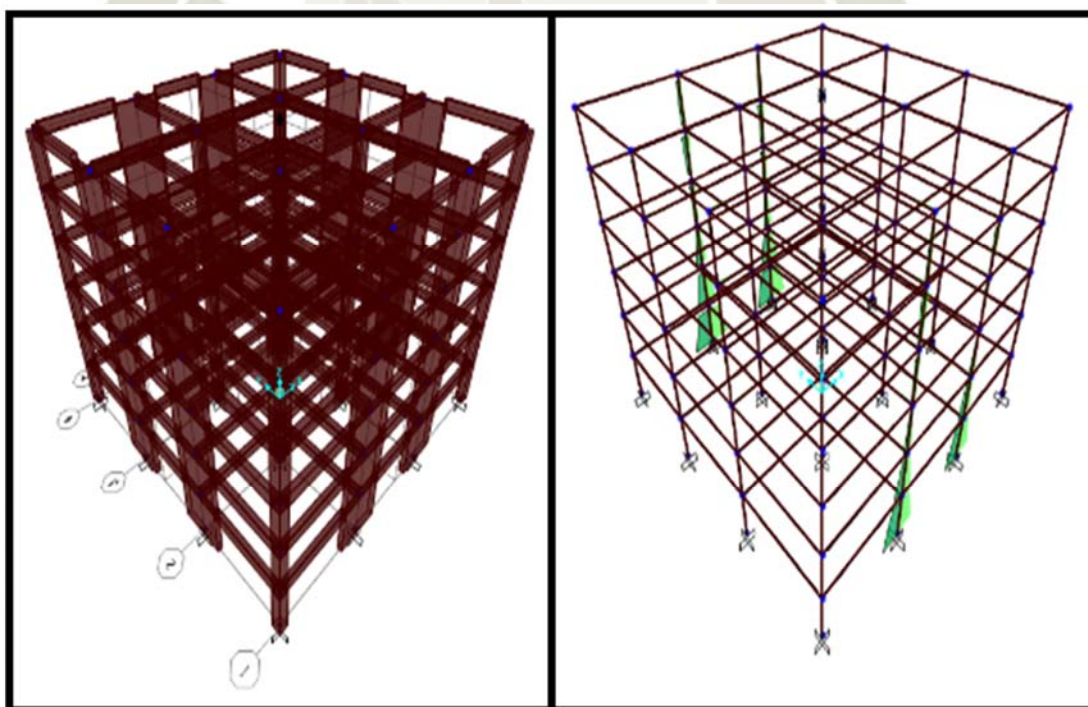


Figura 5. 23 Modelamiento de edificio de edificio de 8 niveles (SAP 2000).

- Dimensión de Vigas: 0.30 m x 0.60 m
- Dimensión de Columnas: 0.55 m x 0.55 m
- Dimensión de Placa: 2.75 m x 0.30 m
- Momento Negativo: 26.71 tnf.m
- Momento Positivo: 10.41 tnf.m
- Momento Negativo: 19.25 tnf.m
- Momento Negativo: 22.19 tnf.m
- Momento Positivo: 9.75 tnf.m
- Mmento Negativo: 22.19 tnf.m
- Momento Negativo: 19.25 tnf.m
- Momento Positivo: 10.41 tnf.m
- Momento Negativo: 26.71 tnf.m

Momento Ultimo	Factor de Amplificación	Momento de Diseño	Base (b) cm	Peralte (d) cm	Ku	Cuantia (p)	As (cm2)
26.71	0.9	29.68	30	54	33.9	0.00902	14.61
10.41	0.9	11.57	30	54	13.2	0.00327	5.30
19.25	0.9	21.39	30	54	24.5	0.00632	10.24
22.19	0.9	24.66	30	54	28.2	0.00737	11.94
9.75	0.9	10.83	30	54	12.4	0.00307	4.97
22.19	0.9	24.66	30	54	28.2	0.00737	11.94
19.25	0.9	21.39	30	54	24.5	0.00632	10.24
10.41	0.9	11.57	30	54	13.2	0.00327	5.30
26.71	0.9	29.68	30	54	33.9	0.00902	14.61

Tabla 5. 34 Cálculo de acero en vigas de edificio aporticado 8 niveles (Elaboración propia).

Cuantía Máxima = 0.01594

As máximo = 25.82 cm²

Cuantía Mínima = 0.002415

As mínimo = 3.91 cm²

CORTANTE DE UNA VIGA EDIFICIO CON MUROS DE CORTE 6 NIVELES.

La cortante Última del diagrama de envolventes es de 16.43 tnf.

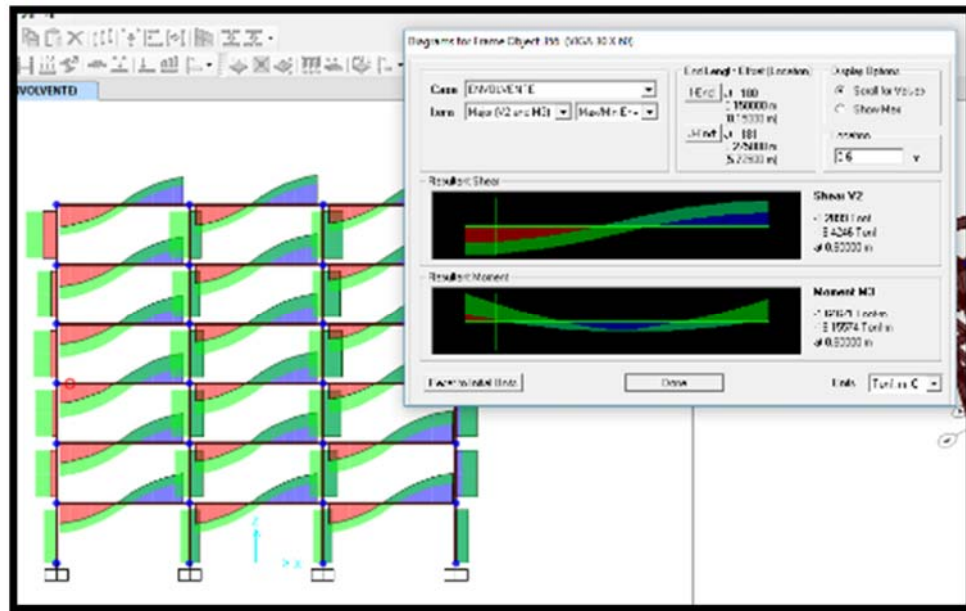


Figura 5. 24 Envolvente de una viga edificio con muros de corte 6 niveles

$$V_u \leq \phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_u = 16.43 \text{ tnf}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_{\text{diseño}} =$$

$$19.33 \text{ tnf.}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$6.89 \text{ tnf.}$$

$$V_c = 12.44 \text{ tnf}$$

$$V_s =$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$S = 46.74 \text{ cm}$$

Aplicando Criterios mínimos Sismo resistente colocar estribos en 2H

$$s_{\min} \leq \frac{d}{4} \quad S_{\min} = 13.5 \text{ cm}$$

$$s_{\min} \leq 8dbl \quad S_{\min} = 12.7 \text{ cm}$$

$$s_{\min} \leq \frac{d}{4} \quad S_{\min} = 22.86 \text{ cm}$$

$$s_{min} \leq 30 \quad S_{min} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Si } V_s \leq 1.10 x \sqrt{f'c} \times bw \times d \qquad s \leq 0.60m \qquad o \qquad s \leq 0.50d$$

$$\text{Si } 6.89 \leq 25.823 \quad s \leq 0.60m \quad o \quad s \leq 0.27 \text{ cm}$$

Cuadro de Estribos **1@0.05 10@ 0.12 Resto a @ 0.25**

COLUMN

Dimensión de columna de acuerdo a análisis cumpliendo deriva 0.55m x 0.55m

- Momento Máximo 9.29 tnf.m
- Cortante Máxima 4.60 tnf
- Axial Máxima 360.75 tnf

El área para refuerzos longitudinal total A_{st} , para elementos en compresión no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total, A_g , de la superficie transversal. (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016)

$$A_g = 3025 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 30.25 \text{ cm}^2$$

Para eso se trabajará con 12 varillas de $\frac{3}{4}$ pulgada lo cual hace un área de 34.20 cm².

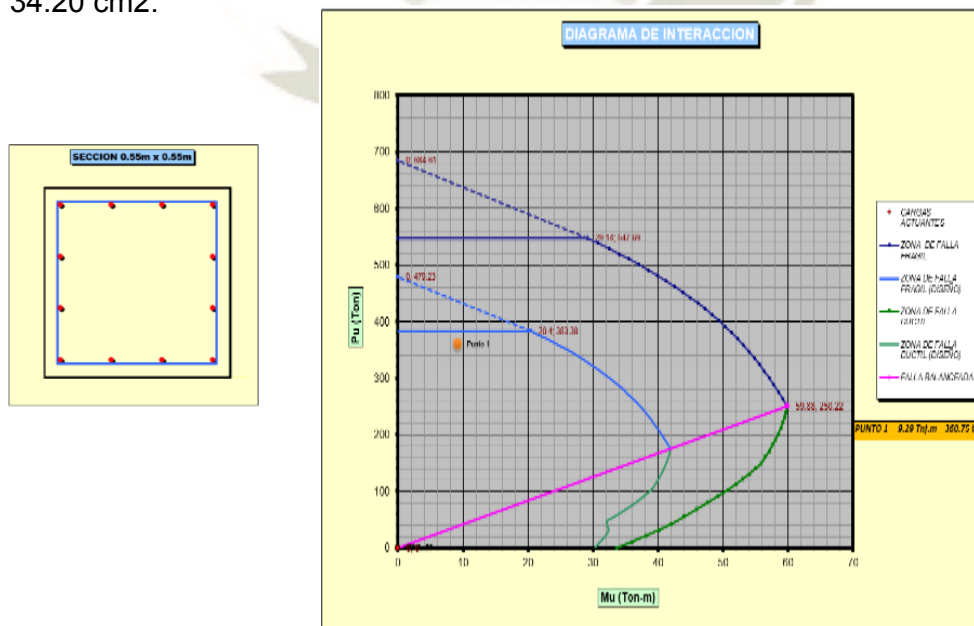


Figura 5. 25 Diagrama de Interacción columna de edificio con muros de corte.

MURO DE CORTE

Dimensión de muro de corte de acuerdo a análisis cumpliendo deriva 2.75 m x 0.30 m

- Momento Máximo 362.43 tnf.m
- Cortante Máxima 65.06 tnf
- Carga Axial Máxima 247.80 tnf

Acero en el núcleo de los extremos

Para determinar el acero en los núcleos trabajaremos con el Momento Máximo

$M_u = 362.43 \text{ tnf.m}$ $b = 30 \text{ cm}$ $d = 0.85L = 233.75 \text{ cm}$

$A_s = 33.21 \text{ cm}^2$ lo que corresponde a **12 Ø 3/4**

El refuerzo mínimo distribuido se determina en función a la fuerza cortante actuante:

$V_u \leq 0.5 \times V_c$	$V_u \geq 0.5 \times V_c$
$\rho_{\min}(\text{horizontal}) = 0.002$	$\rho_{\min}(\text{horizontal}) = 0.0025$
$\rho_{\min}(\text{vertical}) = 0.0015$	$\rho_{\min}(\text{vertical}) = 0.0025$

El reglamento también controla el número de capas y espaciamiento del refuerzo distribuido:

$s_{\max}(\text{Horizontal} - \text{Vertical}) < 40 \text{ cm y } 3t, \text{ Segun el RNE E. 060.}$

$s_{\max}(\text{Horizontal} - \text{Vertical}) < 45 \text{ cm y } 3t, \text{ Segun el ACI 318.}$

Adicionalmente es necesario que el refuerzo se encuentre en dos capas si:

$V_u \geq 0.5 \times V_c \text{ o } t > 20 \text{ cm, segun RNE E. 060.}$

$V_u \geq 0.5 \times V_c \text{ o } h_w/l_w \geq 2, \text{ segun ACI 318.}$

$h_w = \text{Altura de muro entre losas.}$ $l_w = \text{Longitud del Muro.}$

Verificando Cortante de Placa $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$

$V_c = 63.36 \text{ tnf}$ $65.06 \geq 63.36 \text{ tnf}$

$V_u = 65.06$ tnf
tnf.

$\phi = 0.85$ V diseño = 76.54

$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$
13.18 tnf.

$V_c = 63.36$ tnf

$V_s =$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times 0.85 \times L_m}{s}$$

$S = 105.77$ cm $\phi 3/8$

Aplicamos criterio de Cuantía Mínima y dado de que $V_u \geq 0.5 \times V_c$ entonces

$\rho_{\min}(\text{horizontal}) = 0.0025$
0.0025

$\rho_{\min}(\text{vertical}) =$

$$A_{s\min} = 0.0025 \times 30 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como el muro tiene un $t = 30$ cm, se aplicara dos capas de refuerzo por lo tanto en una cara será $3.72 \text{ cm}^2/\text{m}$ lo cual corresponde a $\phi 1/2 @ 0.25 \text{ cm}$ por cara.

Para el cálculo del acero Vertical trabajaremos con una cuantía $\rho_{\min}(\text{vertical}) = 0.0025$ lo cual corresponde a $\phi 1/2 @ 0.25 \text{ cm}$

Cuando la cuantía vertical es elevada cuantía de $p = 0.01$, es necesario tener estribos de confinamiento que eviten el pandeo lateral de las barras a lo largo de toda el alma.

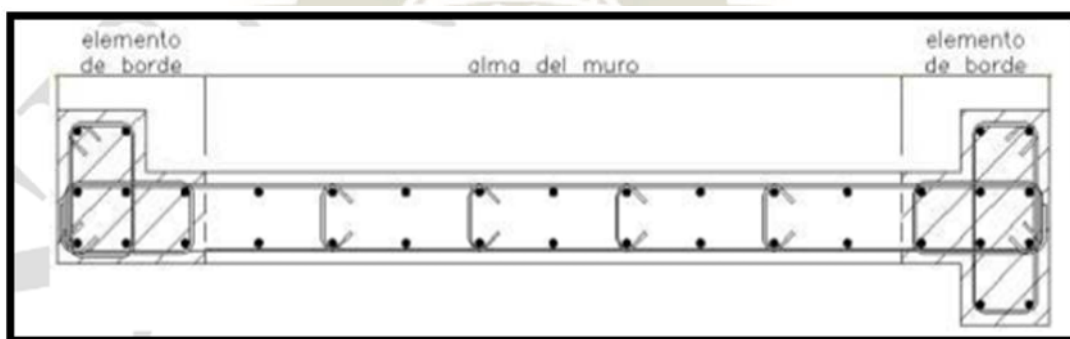


Figura 5. 26 Ejemplo de elementos de borde en muros

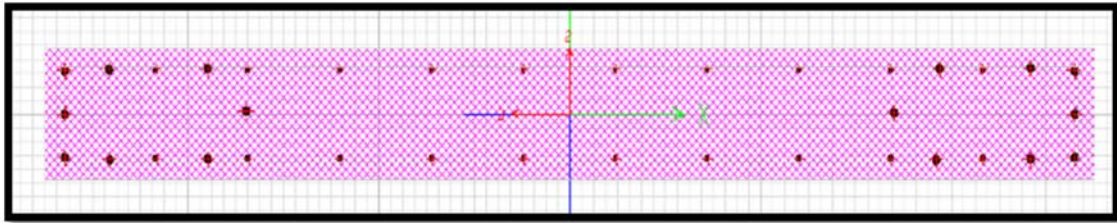


Figura 5. 27 Placa de 275x30 edificio de 6 niveles

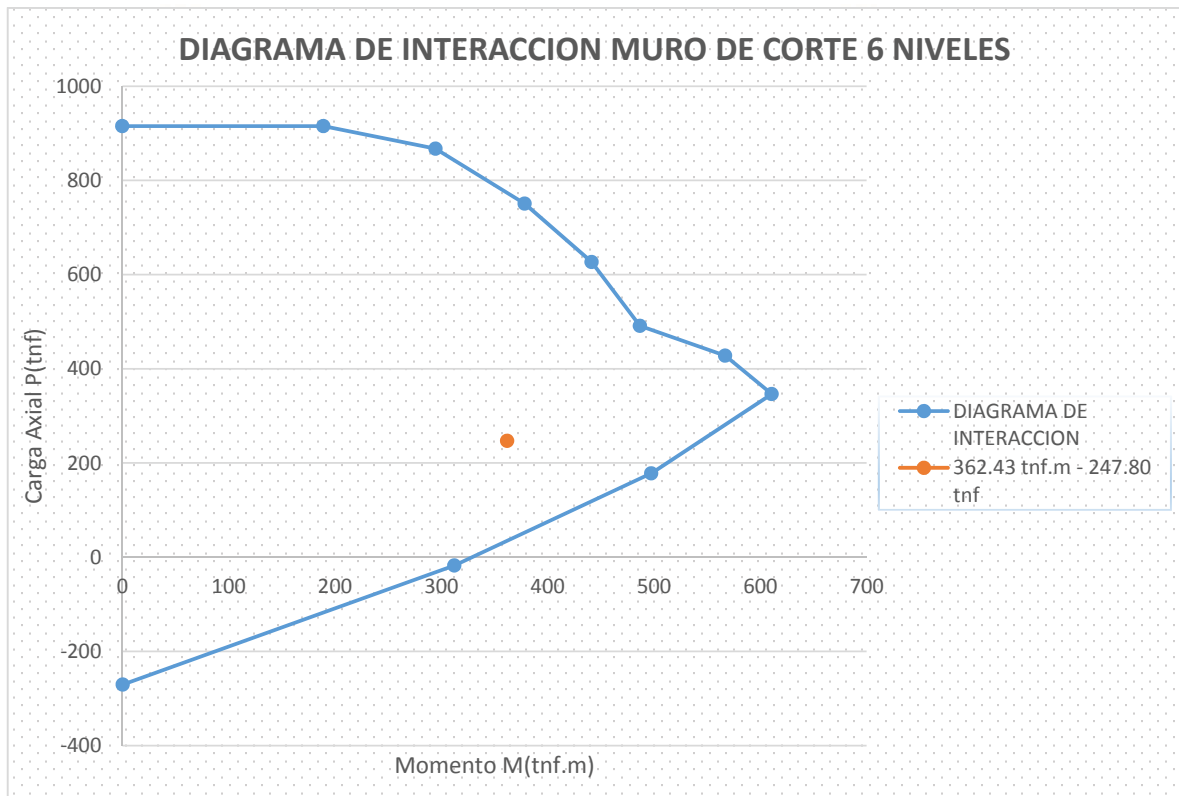


Figura 5. 28 Diagrama de interacción para muros de corte (Elaboración propia)

Verificación para usar cabeza confinadas, para no usar cabezas confinadas debe verificarse que la profundidad del eje neutro “c” cumpla con la siguiente relación.

$$c < \frac{lm}{600 \times \frac{\Delta m}{hm}}$$

lm = longitud del muro en el plano horizontal.

hm = altura total del muro.

Δ = desplazamiento del nivel mas alto del muro que corresponde a la altura hm , este

desplazamiento debe calcularse según la norma peruana NTE. E0.30. lo cual indica que debe multiplicarse los desplazamientos elásticos por 0.75 R.

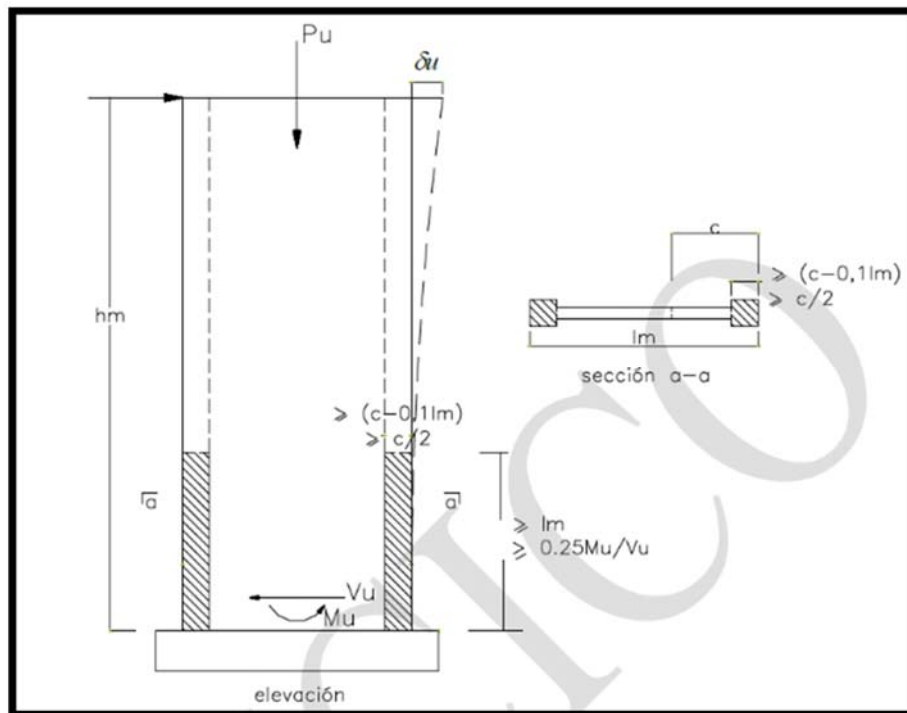


Figura 5. 29 Elementos confinados de borde en muros. (SENCICO)

$$Mu = 362.43 \text{ tnf.m}$$

$$Pu = 247.80 \text{ tnf}$$

$$c = 72.97 \text{ cm}$$

$$c < \frac{275}{600 \times \frac{6.07}{270 \times 6}}$$

$$c < \frac{275}{600 \times 0.00375}$$

$$72.97 \text{ cm} < 91.67 \text{ cm}$$

no es necesario colocar estribos de confinamiento

Los elementos de borde deben medir por lo menos Bajos.

0.5.C

Muros

Los elementos de borde deben medir por lo menos Altos.

C - 0.10.lm

Muros

Como es un muro alto haremos la segunda opción por una consideración propia de diseñador.

Elemento de Borde 46 cm.

La altura de los elementos de borde debe de ser:

$$Alturadeelementodeborde > lm$$

$$AlturadeElementodeborde > 0.25 \times \frac{Mu}{Vu}$$

$$\text{Altura de Elemento de borde} = 2.75 \text{ m} = 1 \text{ piso}$$

Es normal tener núcleos confinados en toda la altura, que pueden ser de menor profundidad en pisos superiores donde no los exige el reglamento

Edificio de 8 Niveles con Muros de Corte.

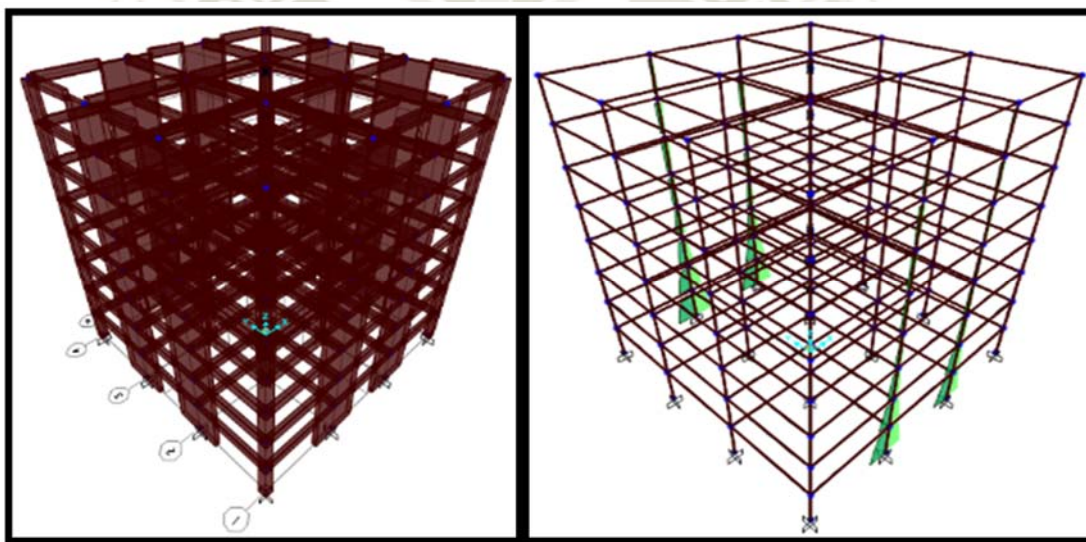


Figura 5. 30 Modelamiento de edificio con muros de corte de 6 niveles

- Dimensión de Vigas: 0.30 m x 0.60 m
- Dimensión de Columnas: 0.60 m x 0.60 m
- Dimensión de Placa: 3.50 m x 0.30 m
- Momento Negativo: 34.00 tnf.m
- Momento Positivo: 12.10 tnf.m
- Momento Negativo: 17.85 tnf.m
- Momento Negativo: 24.61 tnf.m
- Momento Positivo: 10.00 tnf.m

- Momento Negativo: 24.61 tnf.m
- Momento Negativo: 17.85 tnf.m
- Momento Positivo: 12.10 tnf.m
- Momento Negativo: 17.85 tnf.m

Momento Ultimo	Factor de Amplificación	Momento de Diseño	Base (b) cm	Peralte (d) cm	Ku	Cuantía (p)	As (cm2)
34	0.9	37.78	30	54	43.2	0.01197	19.39
12.1	0.9	13.44	30	54	15.4	0.00385	6.24
17.85	0.9	19.83	30	54	22.7	0.00582	9.43
24.61	0.9	27.34	30	54	31.3	0.00827	13.40
10	0.9	11.11	30	54	12.7	0.00315	5.10
24.61	0.9	27.34	30	54	31.3	0.00827	13.40
17.85	0.9	19.83	30	54	22.7	0.00582	9.43
12.1	0.9	13.44	30	54	15.4	0.00385	6.24
34	0.9	37.78	30	54	43.2	0.01197	19.39

Tabla 5. 35 Cálculo de acero en vigas edificio de 6 niveles con muros de corte

Cuantía Máxima = 0.01594 As máximo = 25.82 cm²

Cuantía Mínima = 0.002415 As mínimo = 3.91 cm²

CORTANTE DE UNA VIGA PARA EDIFICIO DE 8 NIVELES CON MUROS DE CORTE

La cortante Ultima del diagrama de envolventes es de 19.03 tnf.

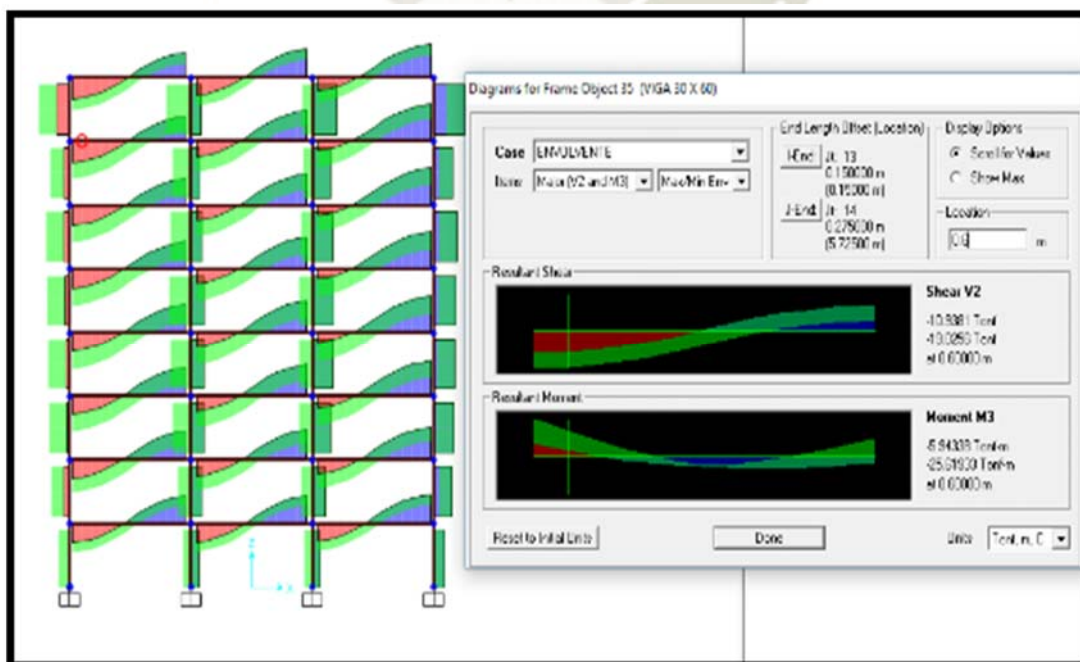


Figura 5. 31 Diagrama de envolvente para diseño de vigas.(Elaboración Propia)

$$V_u \leq \phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_u = 19.03 \text{ tnf} \quad \phi = 0.85 \quad V_{\text{diseño}} = 22.39 \text{ tnf.}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad V_c = 12.44 \text{ tnf} \quad V_s = 9.95 \text{ tnf.}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$s = 32.36 \text{ cm}$$

Aplicando Criterios mínimos Sismo resistente colocar estribos en 2H

$$s_{\min} \leq \frac{d}{4} \quad s_{\min} = 13.5 \text{ cm}$$

$$s_{\min} \leq 8db_l \quad s_{\min} = 12.7 \text{ cm}$$

$$s_{\min} \leq \frac{d}{4} \quad s_{\min} = 22.86 \text{ cm}$$

$$s_{\min} \leq 30 \quad s_{\min} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Si } V_s \leq 1.10 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad s \leq 0.60m \quad \text{o} \quad s \leq 0.50d$$

$$\text{Si } 9.95 \leq 25.823 \quad s \leq 0.60m \quad \text{o} \quad s \leq 0.27 \text{ cm}$$

Cuadro de Estribos **1@0.05 10@ 0.12 Resto a @ 0.25**

COLUMNA

Dimensión de columna de acuerdo a análisis cumpliendo deriva 0.60 m x 0.60 m

- Momento Máximo 12.87 tnf.m
- Cortante Máxima 5.75 tnf
- Axial Máxima 472 tnf

El área para refuerzos longitudinal total A_{st} , para elementos en compresión no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total, A_g , de la

superficie transversal.(Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016)

$$A_g = 3025 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 30.25 \text{ cm}^2$$

Para eso se trabajará con 20 varillas de 3/4 pulgada lo cual hace un área de 57 cm².

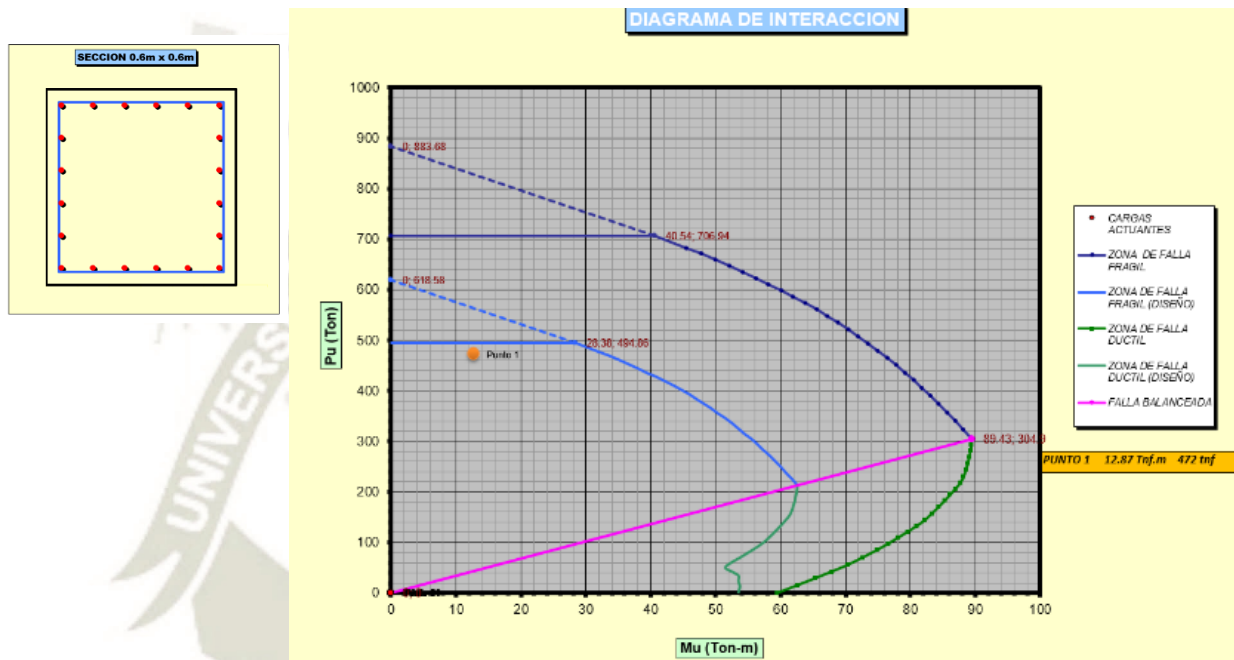


Figura 5. 32 Diagrama de interacción de edificio de 8 niveles con muros de corte

MURO DE CORTE 8 NIVELES

Dimensión de muro de corte de acuerdo a análisis cumpliendo deriva 3.50 m x 0.30 m

- Momento Máximo 724.00 tnf.m
- Cortante Máxima 100.28 tnf
- Carga Axial Máxima 355.31 tnf

Acero en el núcleo de los extremos

Para determinar el acero en los núcleos trabajaremos con el Momento Máximo

$$\mu = 724 \text{ tnf.m}$$

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

$$d = 0.85L = 297.50 \text{ cm}$$

$$A_s = 50 \text{ cm}^2 \text{ lo que corresponde a } 4\phi 1 - 10\phi 3/4$$

El refuerzo mínimo distribuido en el alma se determina en función a la fuerza cortante actuante:

$V_u \leq 0.5 \times V_c$	$V_u \geq 0.5 \times V_c$
$\rho_{\min}(\text{horizontal}) = 0.002$	$\rho_{\min}(\text{horizontal}) = 0.0025$
$\rho_{\min}(\text{vertical}) = 0.0015$	$\rho_{\min}(\text{vertical}) = 0.0025$

El reglamento también controla el número de capas y espaciamiento del refuerzo distribuido:

$$s_{\max}(\text{Horizontal} - \text{Vertical}) < 40 \text{ cm y } 3t, \text{ Segun el RNE E.060.}$$

$$s_{\max}(\text{Horizontal} - \text{Vertical}) < 45 \text{ cm y } 3t, \text{ Segun el ACI 318.}$$

Adicionalmente es necesario que el refuerzo se encuentre en dos capas si:

$$V_u \geq 0.5 \times V_c \text{ o } t > 20 \text{ cm, segun RNE E.060.}$$

$$V_u \geq 0.5 \times V_c \text{ o } h_w/l_w \geq 2, \text{ segun ACI 318.}$$

$$h_w = \text{Altura de muro entre losas.} \quad l_w = \text{Longitud del Muro.}$$

Verificando Cortante de Placa $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$

$$V_c = 80.64 \text{ tnf} \quad 100.28 \geq 63.36 \text{ tnf}$$

$$V_u = 100.28 \text{ tnf} \quad \phi = 0.85 \quad V_{\text{diseño}} = 117.98 \text{ tnf.}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad V_c = 80.64 \text{ tnf} \quad V_s = 37.34 \text{ tnf.}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times 0.85 \times L_m}{s}$$

$$S = 47.52 \text{ cm } \phi 3/8 \quad \text{no procede por que la separación es mucha.}$$

Aplicamos criterio de Cuantía Mínima y dado de que $V_u \geq 0.5 \times V_c$ entonces

$$\rho_{\min}(\text{horizontal}) = 0.0025 \quad \rho_{\min}(\text{vertical}) = 0.0025$$

$$A_{s\min} = 0.0025 \times 30 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como el muro tiene un $t = 30 \text{ cm}$, se aplicará dos capas de refuerzo por lo tanto en una cara será $3.72 \text{ cm}^2/\text{m}$ lo cual corresponde a $\phi 1/2 @ 0.25 \text{ cm}$ por cara.

Para el cálculo del acero Vertical trabajaremos con una cuantía $\rho_{\min}(\text{vertical}) = 0.0025$ lo cual corresponde a $\phi 1/2 @ 0.25 \text{ cm}$

Cuando la cuantía vertical es elevada cuantía de $p = 0.01$, es necesario tener estribos de confinamiento que eviten el pandeo lateral de las barras a lo largo de toda el alma.

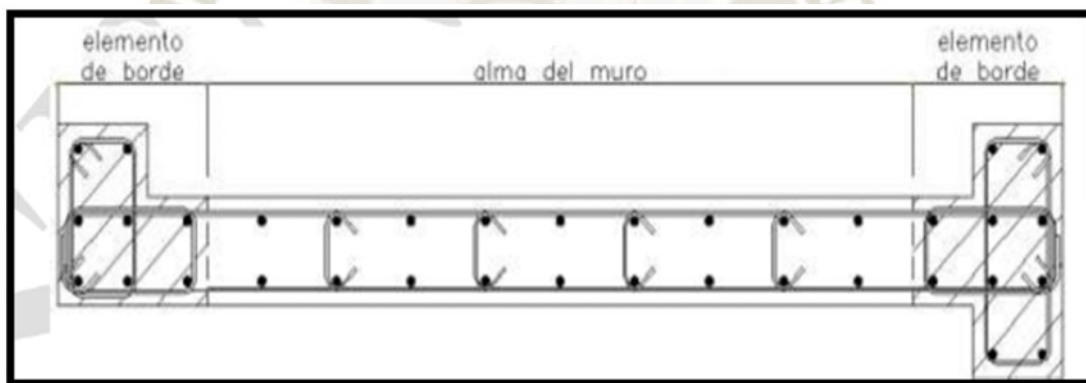


Figura 5. 33 Ejemplo de elementos de borde en muros. (SENCICO)

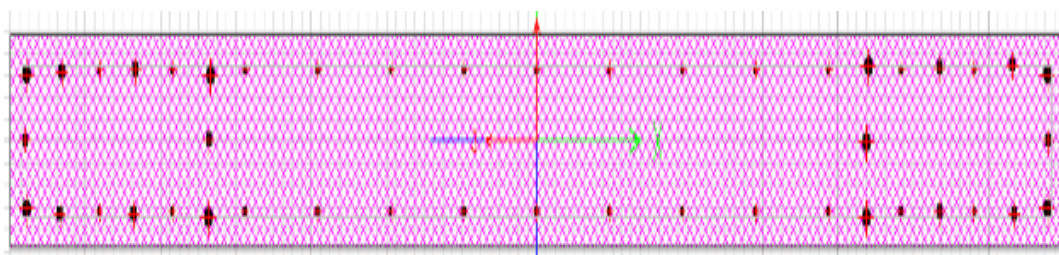


Figura 5. 34 Placa de 3.50x0.30 edificio aporticado de 8 niveles. (Elaboración Propia)

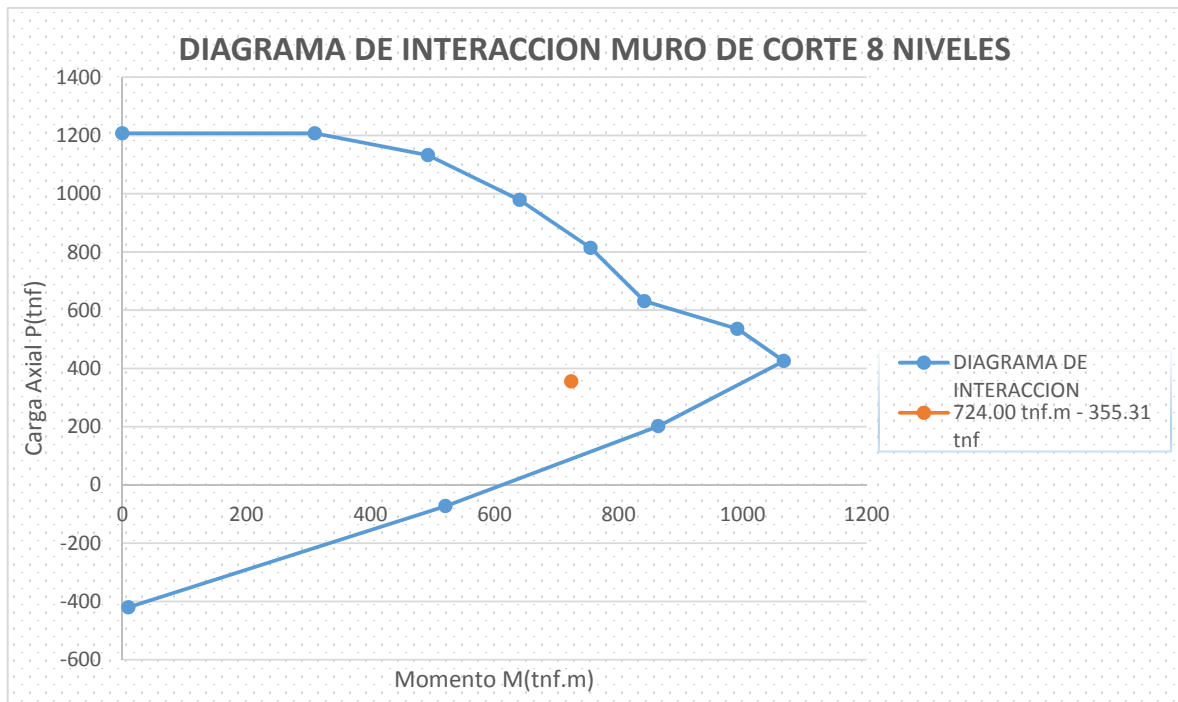


Figura 5. 35 Diagrama de interacción de muro de corte 8 niveles.(Elaboración Propia)

Verificación para usar cabeza confinadas, para no usar cabezas confinadas debe verificarse que la profundidad del eje neutro “c” cumpla con la siguiente relación.

$$c < \frac{lm}{600 \times \frac{\Delta m}{hm}}$$

lm = longitud del muro en el plano horizontal.

hm = altura total del muro.

Δ

= desplazamiento del nivel mas alto del muro que corresponde a la altura hm, este

desplazamiento debe calcularse segun la norma peruana NTE. E0.30. lo cual indica que

debe multiplicarse los desplazamientos elasticos por 0.75 R.

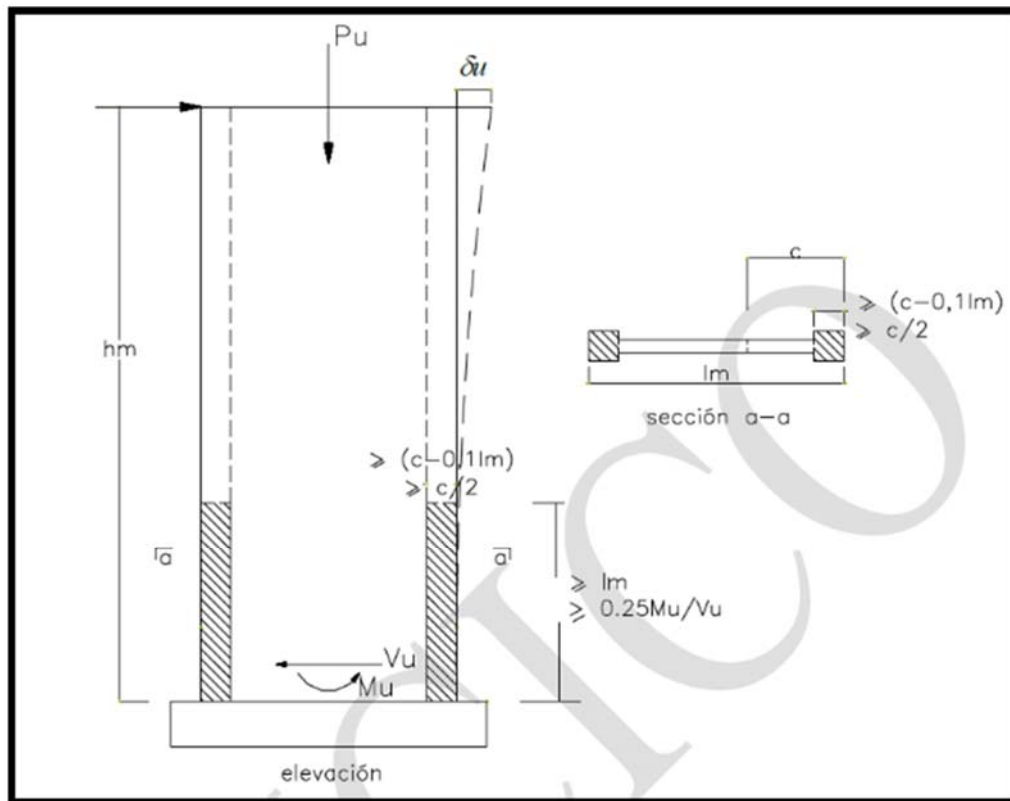


Figura 5. 36 Elementos confinados de borde en muros. (SENCICO)

$M_u = 724.00 \text{ tnf.m}$
96.14 cm

$P_u = 355.31 \text{ tnf}$

$c =$

$$c < \frac{350}{600 \times \frac{10.46}{270 \times 8}}$$

$$c < \frac{350}{600 \times 0.0048}$$

$$96.14 \text{ cm} < 106.06 \text{ cm}$$

no es necesario colocar estribos de confinamiento

Los elementos de borde deben medir por lo menos $0.5.C$ Muros Bajos.

Los elementos de borde deben medir por lo menos $C - 0.10.l_m$ Muros Altos.

Como es un muro alto usaremos la segunda opción por una consideración propia de diseñador.

Elemento de Borde 61 cm.

La altura de los elementos de borde debe de ser:

$$\text{Altura de elemento de borde} > l_m$$

$$\text{Altura de Elemento de borde} > 0.25 \times \frac{M_u}{V_u}$$

$$\text{Altura de Elemento de borde} = 3.50 \text{ m} \approx 2 \text{ piso}$$

Es normal tener núcleos confinados en toda la altura, que pueden ser de menor profundidad en pisos superiores donde no los exige el reglamento



CAPITULO VI.

6. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN EDIFICACIONES

MODELO

6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se realizará el análisis estático no lineal Push-Over de las edificaciones de 6 y 8 niveles aporticado con muros de corte y sin muros de corte, para encontrar la curva de capacidad resistente de las estructuras ante acciones sísmicas, curva que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo en el tope.

6.2 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

El concreto Armado es un material estructural heterogéneo y con su comportamiento complejo, conformado por dos elementos que se complementan: el concreto, de alta resistencia a la compresión y el acero de refuerzo con un buen desempeño a la tracción. El comportamiento del concreto armado ha sido investigado mediante experimentos. Emplearemos la relación esfuerzo-deformación idealizadas o simplificadas, tanto para el concreto como para el acero, las cuales fueron desarrolladas a partir de resultados experimentales.(Ottazzi Pasino, 2014)

6.2.1 MODELOS ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO

Para el acero los modelos más empleados son el Elasto-plástico, el de la curva completa y el trilineal tomaremos como referencia lo expuesto por Park & Paulay(1983).

- **Modelo Elasto-plástico.**

En este modelo la curva del acero se simplifica idealizándola como dos líneas rectas como muestra la figura 6.1, sin embargo, este modelo ignora el endurecimiento característico del acero.

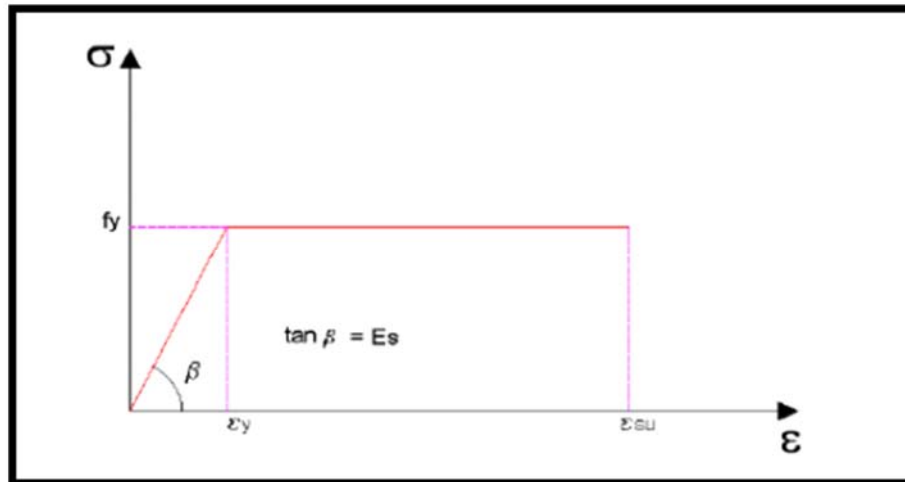


Figura 6. 1 Modelo elasto-plástico.(Takuma QUE, 2006)

Para el tipo de acero $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ usado en nuestro análisis, este modelo no estima adecuadamente los esfuerzos del acero para deformaciones más allá de la fluencia, por tanto, su empleo no es adecuado para la evaluación del desempeño sísmico.

- **Modelo de curva completa.**

El modelo de curva completa observado en la figura 6.2 corresponde a una idealización más refinada.

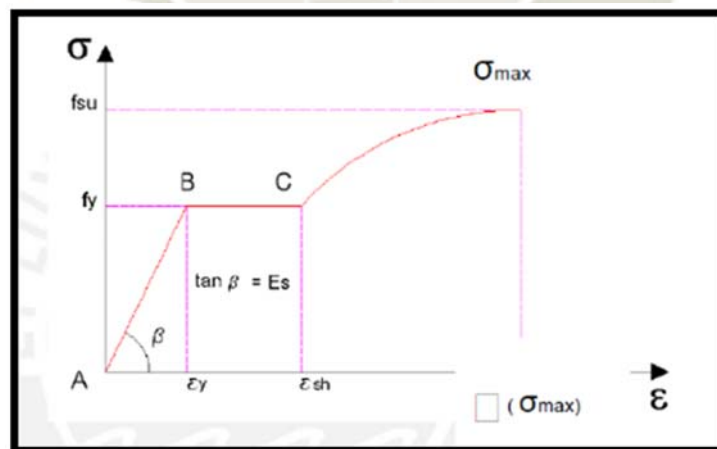


Figura 6. 2 Modelo de curva completa. (Takuma QUE, 2006)

Los valores de los esfuerzos y deformaciones al inicio de la fluencia (ϵ_y, f_y), del endurecimiento por deformación (ϵ_{sh}) y esfuerzo máximo (σ_{max}) son necesarios para determinar la curva.

- **Modelo trilineal.**

El modelo trilineal mostrado en figura 6.3 también constituye una buena representación. Es una simplificación del modelo anterior.

En el presente trabajo se empleó este modelo para definir el comportamiento del acero de refuerzo. A continuación, se indican los parámetros más importantes:

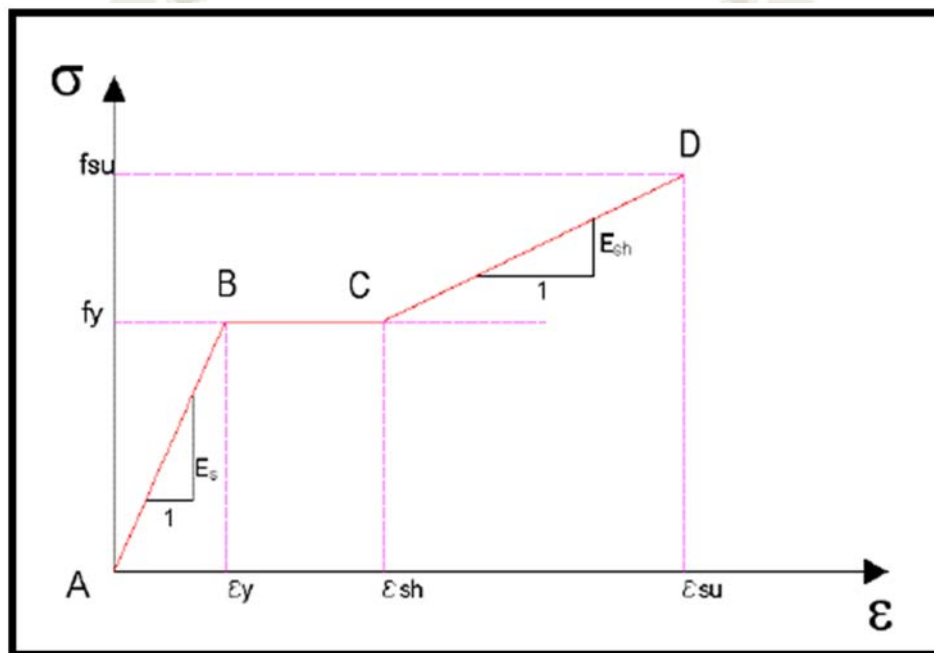


Figura 6. 3 Modelo Trilineal. (Takuma QUE, 2006)

El tramo Lineal AB corresponde al rango elástico, donde se cumple que la pendiente es igual a su módulo de elasticidad (E_s). En el tramo BC, llamada escalón de fluencia (f_y), la deformación aumenta hasta E_{sh} (deformación al inicio de la zona de endurecimiento). El tramo lineal CD corresponde a la zona de endurecimiento por deformación y la pendiente para este tramo es igual a E_{sh} . (Allauca Sanchez & Oue, 2006)

6.2.2 MODELOS ESFUERZOS-DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO.

Las relaciones esfuerzo-deformación para el concreto son más complicadas que las del acero debido a que se deben tomar en cuenta varios como la geometría, duración de la carga, de la calidad de los materiales, etc. Los

modelos de concreto no confinado son muy empleados para el diseño, mientras los modelos para el concreto confinado son usados para determinar la capacidad de los elementos con el fin de hacer estudios de capacidad última. (Ottazzi Pasino, 2014)

Se presenta a continuación algunos modelos conocidos:

Para concreto no Confinado:

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

S.C. Whitney sugirió el reemplazo de la forma del bloque de esfuerzos real de compresión del concreto por uno rectangular equivalente como una simplificación.

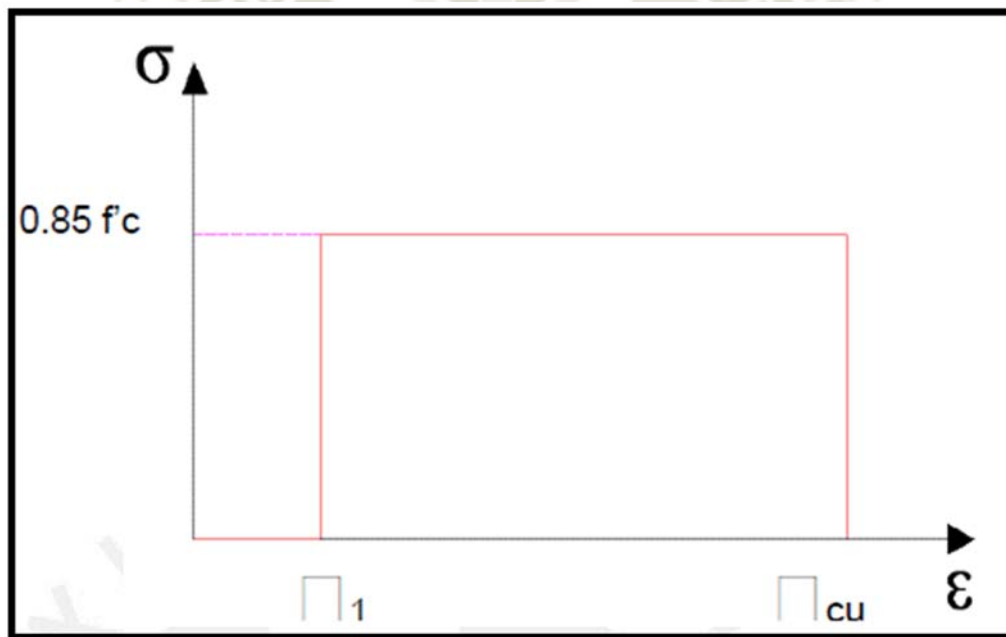


Figura 6. 4 Modelo de Whitney. (Takuma QUE, 2006)

Este modelo es aceptado por el ACI y la Norma Peruana E-0.60 para el diseño de secciones de Concreto Armado.

- **Modelo de Hognestad**

El modelo de Hognestad, mostrado en la figura 6.5, es uno de los más usados para representar el comportamiento del concreto no confinado.

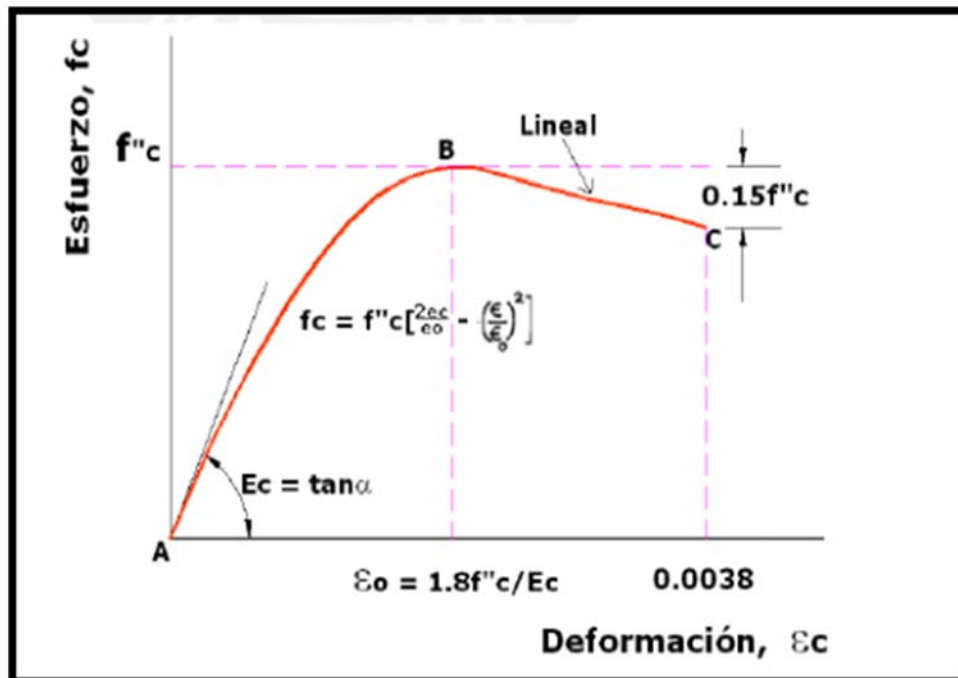


Figura 6. 5 Modelo de Hognestad (1951) concreto no confinado. (Takuma QUE, 2006)

El tramo AB, es parabólico, corresponde al incremento de la deformación en el concreto, hasta llegar a $\epsilon_o = 0.002$, valor al que corresponde el máximo esfuerzo a compresión ($f_c = 0.85f''_c$), este tramo se aproxima por una parábola. El tramo lineal BC, muestra el descenso de la resistencia en el concreto, debido a la fisuración interna que se ha producido en el elemento, la deformación seguirá aumentando hasta llegar a un máximo valor (ϵ_{cu} , comprendido entre 0.003 y 0.004), el cual corresponde al punto de rotura del concreto en compresión. (Ottazzi Pasino, 2014)

- **Modelo del CEB**

La propuesta del Comité Europeo del Concreto (CEB 1978), figura 6.6 corresponde a un modelo inelástico perfectamente plástico. Se emplea para el diseño de elementos de concreto armado en flexión simple. (Ottazi. G, 2003)

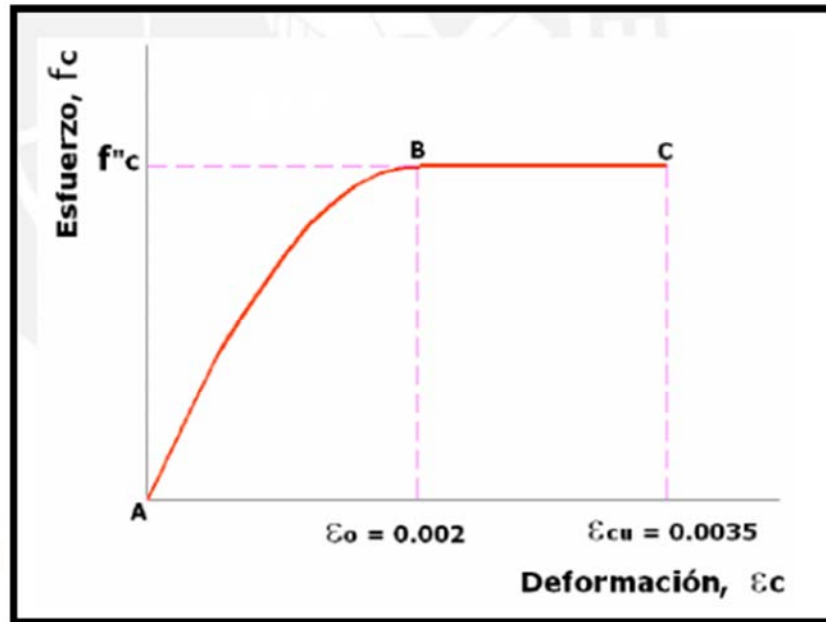


Figura 6.6 Diagrama parábola – rectángulo de cálculo del CEB. (Takuma QUE, 2006)

Al igual que el modelo anterior, el tramo AB se aproxima mediante una parábola hasta llegar a los puntos de máximo esfuerzos en el concreto ($f'_c = 0.85 f_c$) y su correspondiente deformación (ϵ_o). Luego, bajo un esfuerzo constante, la deformación en el concreto seguirá aumentando hasta llegar a su máximo valor (ϵ_{cu}). El modelo de Kent y Park es muy utilizado para el caso del concreto confinado por estribos rectangulares. (Ottazzi Pasino, 2014)

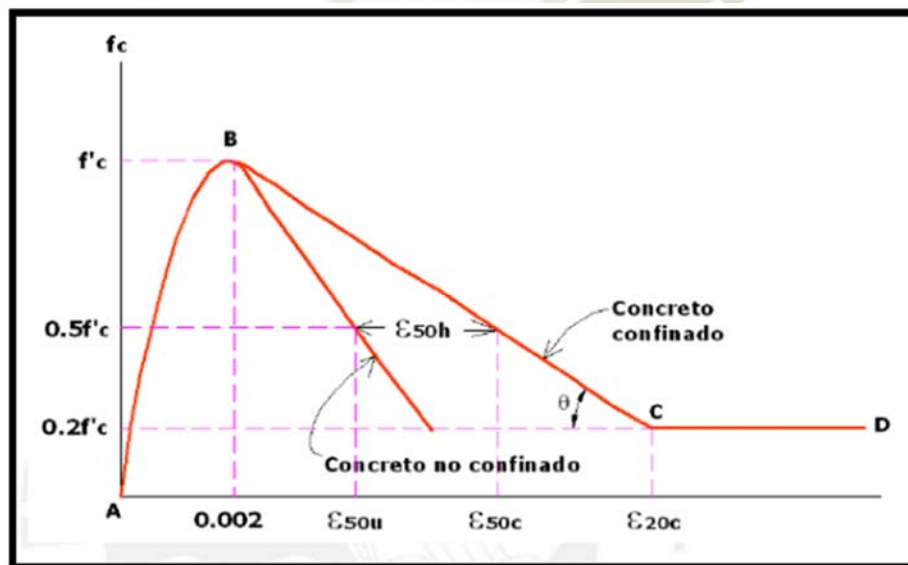


Figura 6.7 Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares. (Takuma QUE, 2006)

Como se observa en la figura no se ha modificado la resistencia del concreto por presencia del confinamiento, más bien su efecto se ha considerado en la longitud y la pendiente de la rama descendente de la curva. (Park & Paulay, 1983)

Modelo de Mander

Este modelo tiene una curva inicial que asciende por encima de la resistencia del concreto confinado f'_c hasta llegar a la resistencia de compresión confinada f'_{cc} . Este segmento está seguido por una curva descendente que depende de los parámetros del acero de confinamiento (Park & Paulay, 1983), el modelo de Mander se muestra en la figura 6.8.

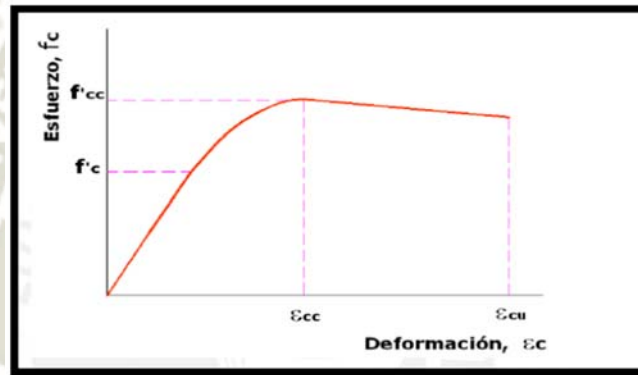


Figura 6. 8 Modelo de Mander para concreto confinado. (Takuma QUE, 2006)

Por convenio entre los grupos de análisis de los edificios, se utilizó la propuesta de curva esfuerzo –deformación de Mander para concreto confinado en compresión.

6.3 MODELO INELASTICO DE LAS SECCIONES (DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA).

MOMENTO FLECTOR Y CURVATURA.

El momento y la curvatura en una sección de concreto armado guardan una relación lineal solo para momentos flectores menores al momento de agrietamiento (M_{cr}).

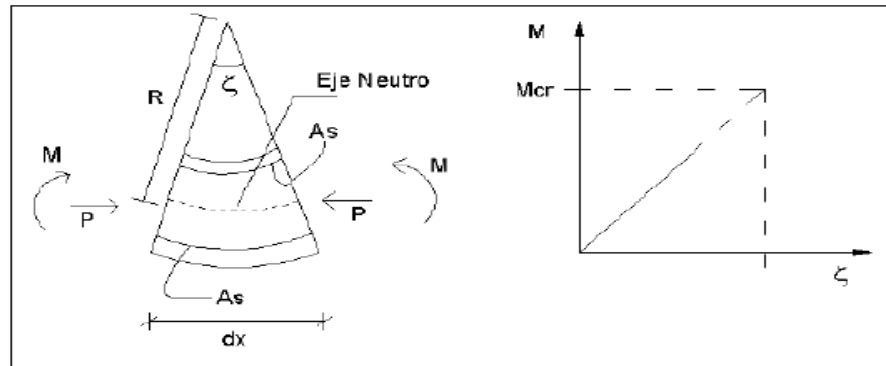


Figura 6. 9 Relación inicial lineal elástica Momento Curvatura.(Roberto Aguiar, 2003)

Luego del agrietamiento la relación continúa prácticamente lineal, pero con otra pendiente hasta que se produce la fluencia del acero o el agotamiento del concreto. Si primero se produce la fluencia del acero la sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcanza su máximo esfuerzo primero y finalmente su máxima deformación. Del diagrama Momento Curvatura, se obtiene la rigidez en una sección de un elemento, que se va a utilizar en el análisis no lineal. En general este diagrama es una curva, como se verá posteriormente, pero para el análisis se acostumbra trabajar con un modelo trilineal donde el punto A se alcanza cuando el concreto llega a su máximo esfuerzo a tracción, el punto B se obtiene cuando el concreto llega a su máxima deformación útil a compresión.(Ottazzi Pasino, 2014)

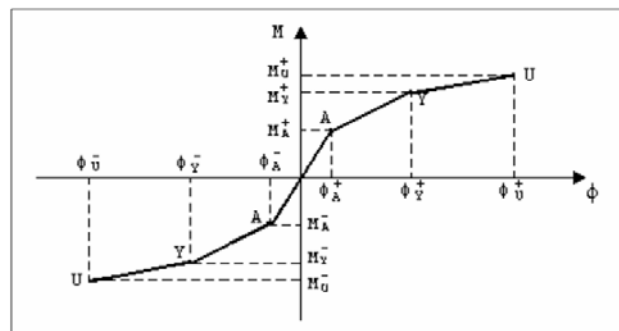


Figura 6. 10 Relación Momento Curvatura a M+ y M-. (Roberto Aguiar, 2003)

Se tienen dos diagramas de Momento curvatura debida a que un elemento puede tener una curvatura cóncava o convexa. Normalmente se representa el diagrama del primer cuadrante, sin embargo, es importante comprender que dependiendo de cómo trabajará el elemento se tendrá el diagrama Momento Curvatura del primer o del tercer cuadrante. En el caso de vigas, estos dos

diagramas serán iguales únicamente cuando la armadura a tracción A_s es igual a la armadura en compresión (A_s')

La pendiente en las diferentes ramas del diagrama Momento Curvatura corresponde a la rigidez a flexión (EI), si el momento actuante supera (M_a), pero menor que (M_y), se trabajara con la rigidez (EI_1), finalmente si el momento actuante en una sección del elemento es mayor que M_u se trabajara con (EI_2). Cada rigidez a flexión se obtiene como sigue:

$$(EI)_0 = \frac{Ma}{\phi a} = \frac{Ebh^3}{12}$$

$$(EI)_1 = \frac{My - Ma}{\phi y - \phi a}$$

$$(EI)_2 = \frac{Mu - My}{\phi u - \phi y}$$

Considerar el efecto de la capacidad de corte de una sección es importante debido a que un miembro puede tener gran capacidad a flexión y una baja capacidad de corte, de tal manera que se produce primero la falla de corte y la sección no llega a la falla última por flexión, puede darse el caso que la sección no llegue ni al punto Y.

En efecto se puede tener una viga con una gran cantidad de refuerzo longitudinal, pero con una cantidad insuficiente de armadura transversal. En este caso la falla que se va a dar en el elemento es por corte y probablemente la viga o columna no alcanza ni siquiera al punto Y de la curva Momento Curvatura.

Por tal motivo es que en el diagrama M-C se debe incorporar el efecto de corte para saber si la sección con la armadura longitudinal y transversal es capaz de llegar al punto de falla última. Si la falla por corte se presenta antes que la de flexión se restringe la ubicación del punto (U), y con ello la determinación de la rigidez (EI_2). (Paulay & Priestley, 1992)

Modelo inelástico de los elementos barra (vigas columnas)

Zonas de comportamiento no-lineal

Durante los sismos importantes las vigas y columnas sufren daño en la zona adyacente a los nudos en una longitud determinada " L ". El daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos como muestra en la figura 6.11

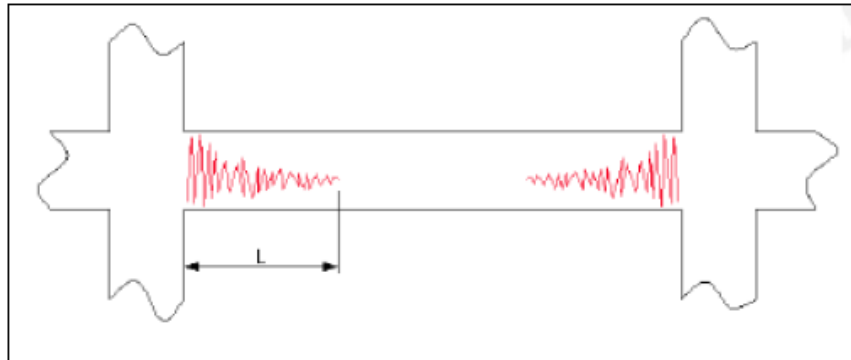


Figura 6. 11 Formación de Rótulas plásticas en vigas. (Fernández Villegas & Navarro López, 2006)

Podemos establecer una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, y el daño y la curvatura se pueden asumir constantes. Esta zona se denomina rotula plástica, y le corresponde una longitud equivalente " L_p " menor a la del daño total " L " como muestra la figura 6.12 de abajo. Una buena estimación hará L_p en vigas y columnas de proporciones típicas es $L_p = 0.5.h$, donde h es el peralte del elemento. (Paulay & Priestley, 1992)

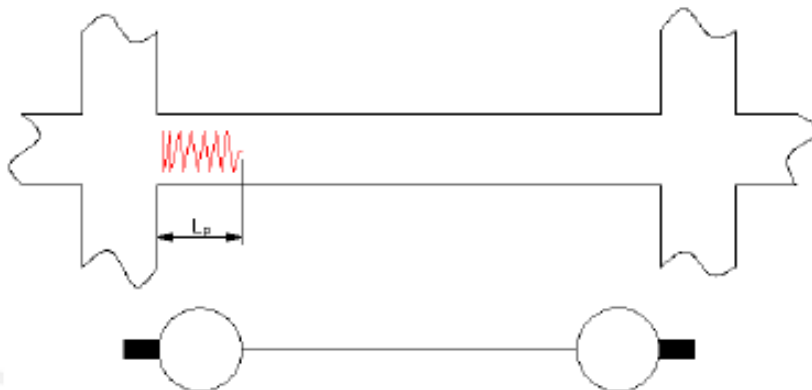


Figura 6. 12 Idealización de daño equivalente. (Fernández Villegas & Navarro López, 2006)

6.4 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS EN CONCRETO ARMADO.

6.4.1 CAPACIDAD ESTRUCTURAL.

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, en este caso se utilizará el análisis estático No Lineal (Análisis Push-Over). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de Curva de Capacidad, esta curva relaciona las fuerzas en la base (cortante Basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura ver figura de abajo. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monotonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto generalmente valido para estructuras con periodos propios menores que 1segundo. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos de vibración. (Borda Meza & Pastor Dulanto, 2007)

6.4.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (ANÁLISIS “PUSHOVER”).

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales, este análisis se realiza sometiendo a la estructura aun patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monotonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima en otras palabras hasta que llegue a su colapso, la distribución de cargas puede ser uniforme, triangular, parabólica, etc.

Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes estas se representan en la formación de rotulas plásticas, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad.

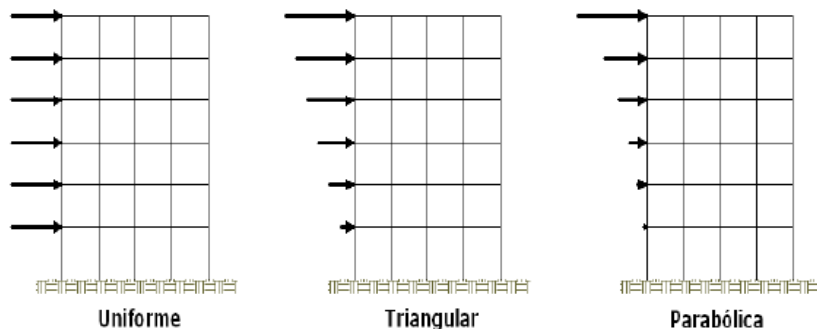


Figura 6. 13Figura Distribución de cargas laterales. (Carlos Jurado Guerra, Desempeño Sísmico).

Puesto que a medida que se van incrementando las cargas (fuerzas), se debe ir monitoreando el cortante basal existente en el edificio y el desplazamiento en un punto de control que generalmente es el centro de masas del último nivel, luego de llegar al colapso de la estructura y terminar al análisis, graficaremos los cortantes basales y los desplazamientos obtenidos, esta grafica es conocida como curva de capacidad la cual nos muestra el comportamiento de la estructura.

La pendiente inicial de la curva es la rigidez inicial de la estructura, y se observa que a medida que se va incrementando su desplazamiento, la rigidez disminuye por lo tanto también la capacidad de soportar las fuerzas.

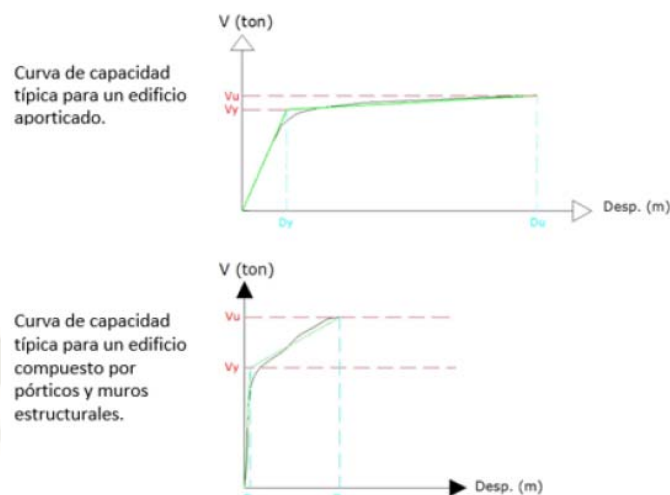


Figura 6. 14 Curvas de Capacidad típicas para edificios aporticados y duales (Bustamante Mora, 2015)

Curva de Capacidad Sísmica.

Al aplicar las cargas incrementales en los diferentes niveles de la edificación se puede hallar la curva de capacidad de la estructura, la curva de capacidad sísmica resistente, relacionando la cortante basal con el desplazamiento máximo lateral del último nivel de un edificio llegando así a su colapso, esta se obtiene como ya antes se mencionó aplicando cargas estáticas monotónicas. Conforme va ocurriendo la formación de rotulas plásticas, va variando la rigidez lateral del edificio hasta que finalmente la estructura llegue a una rigidez final, esta curva nos puede brindar valiosa información sobre el probable comportamiento de la estructura en su régimen inelástico, así como los rangos de seguridad (Sobre resistencia y ductilidades). (Vergara Luna & Zevallos Esquivel, 2014)

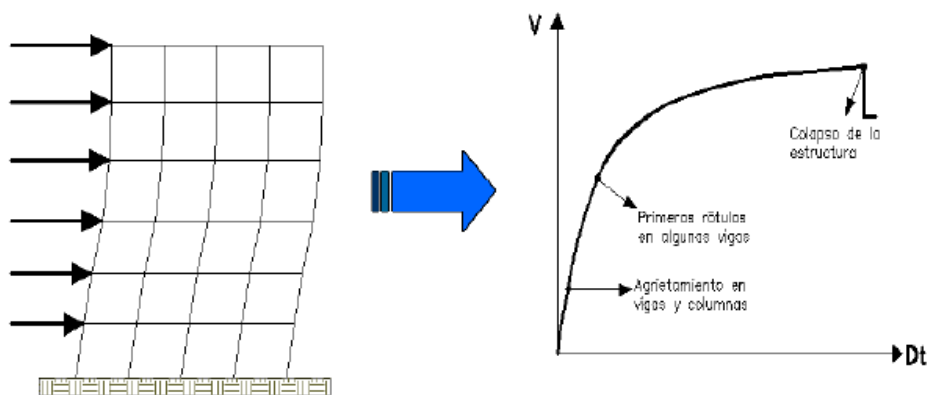


Figura 6. 15 Representación del Push-Over y de la Curva de Capacidad (Carlos Jurado, 2012)

Fluencia efectiva y Modelo Bilineal

En un análisis PushOver (Estático no Lineal) la formación de la primera rótula se reconoce como el inicio del comportamiento no lineal, pero generalmente este evento no está asociado a un cambio significativo e inmediato de la rigidez y resistencia lateral, en pocas palabras no se genera un cambio importante en la pendiente de la curva de capacidad.

Por consiguiente, es necesario hallar un punto de fluencia en el cual se haya producido un cambio importante en el comportamiento del edificio y por lo tanto en la pendiente de la curva de capacidad, dicho punto se halla “Fluencia efectiva”.

- Criterio de las rigideces tangentes.

Se trazan dos tangentes a la curva de capacidad, una en el rango elástico u otro en el punto de cortante máximo, como se muestra en la figura de abajo, el punto de intersección de las dos tangentes determina el punto de fluencia efectiva de la estructura. (Aguiar Falconi, 2003)

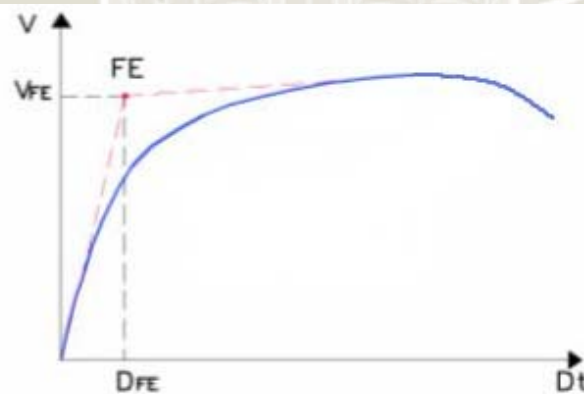


Figura 6. 16 Rigideces tangentes, para determinar el punto de fluencia de una estructura (Takuma OUE, 2006)

- Criterio de las áreas iguales.

“Este criterio consiste en igualar las áreas internas y externas de la curva de capacidad como se muestra en la figura de abajo”. (Aguiar Falconi, 2003)

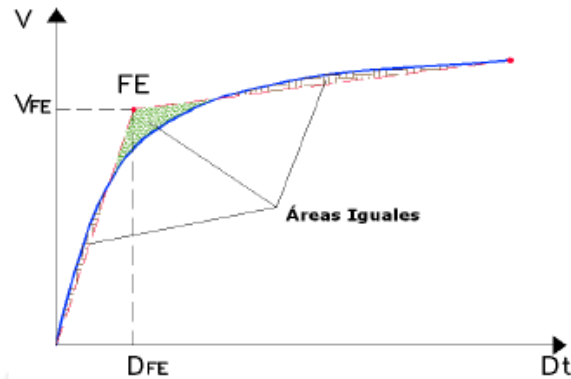


Figura 6.17 Áreas iguales, para determinar el punto de fluencia de una estructura (Takuma OUE, 2006)

La otra forma alternativa para encontrar el modelo bilineal equivalente, el cual es igualar el área bajo la curva de capacidad con el área de la curva del modelo bilineal como se ilustra en la figura de abajo

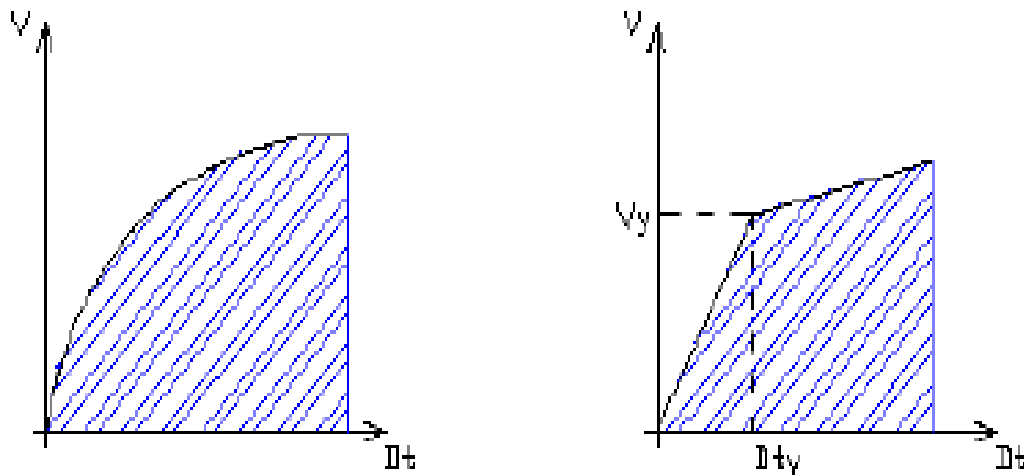


Figura 6.18 Alternativa para determinar el modelo bilineal (Takuma OUE, 2006)

- Ajuste por mínimos cuadrados.

Ecuación 1: Une el origen de coordenadas con el punto de fluencia efectiva.

Ecuación 2: Ecuación de la recta para el rango no lineal.

$$V = b_1 D_t$$

$$V = a_2 + b_2 D_t$$

$$D_{ty} = \frac{a_2}{b_1 - b_2}$$

Los valores (b_1) , (b_2) y (a_2) , se obtienen del ajuste de los mínimos cuadrados, el punto de fluencia es (D_{ty}) , por lo tanto, al igualar estas ecuaciones de determina (D_{ty}) , con la ecuación 3.

El cálculo se realiza de forma iterativa, comienza tentando un valor para (D_{ty}) , de tal manera que los puntos de capacidad resistente se dividen en dos partes, los que son menores a (D_{ty}) , y los mayores. Con los datos del primer grupo se calcula la pendiente (b_1) , y con los datos del segundo grupo se obtienen (a_2) y (b_2) . Posteriormente se recalcula (D_{ty}) y se itera con el cálculo hasta obtener una convergencia.

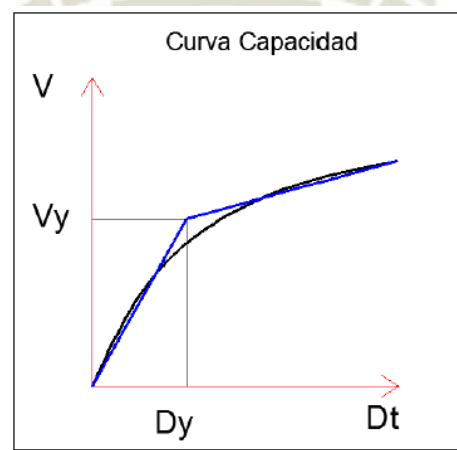


Figura 6. 19 Cortante Vs Desplazamiento en el punto de control (Zevallos Mario, 2014)

Zonas elásticas e inelásticas del modelo bilineal.

El punto de fluencia efectiva de la curva de capacidad (FE) define las zonas de Desplazamiento Elástico (Δ_e) y desplazamiento Inelástico (Δ_i) de la estructura, como se observa en la figura de abajo. (Aguar Falconi, 2003)

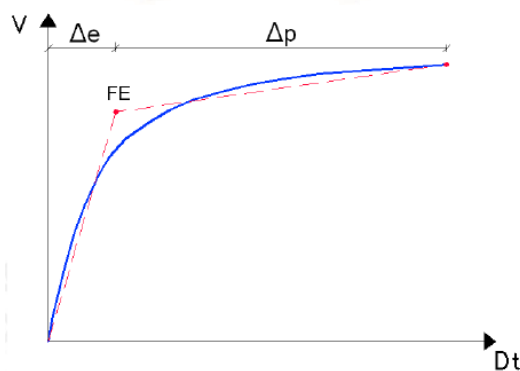


Figura 6. 20 Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura (Carlos Jurado, 2012)

A. Ductilidad

La ductilidad es la capacidad de deformación más allá del límite elástico que posee una estructura o un elemento estructural. Podemos determinar la ductilidad a partir de la formación de la primera rótula y de la fluencia efectiva, la ductilidad de desplazamiento disponible de una estructura puede estimarse dividiendo el desplazamiento de colapso (D_{col}) entre el desplazamiento asociado a la primera rotula (D_{1rot}) o a la fluencia efectiva (D_{fe}) de la siguiente manera:

$$\mu = \frac{D_{col}}{D_{1rot}} \quad \mu = \frac{D_{col}}{D_{fe}}$$

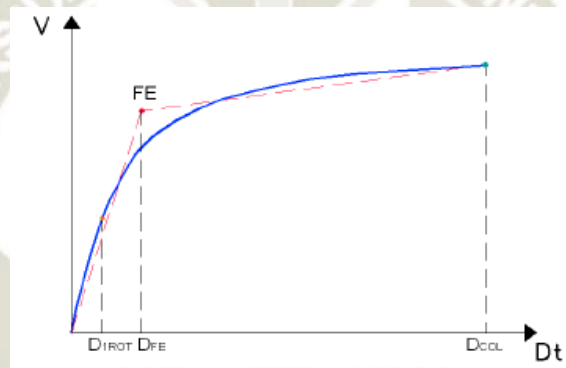


Figura 6. 21 Puntos notables en el cálculo de la ductilidad disponible de la estructura (Takuma QUE, 2006)

De la misma forma podemos hallar la ductilidad de curvatura disponible a flexión de los elementos resulta del cociente entre la curvatura de Rotura (ϕ_{rot}) y la curvatura asociada a la fluencia efectiva del elemento (ϕ_{fe}).

$$\mu = \frac{\phi_{rot}}{\phi_{fe}}$$

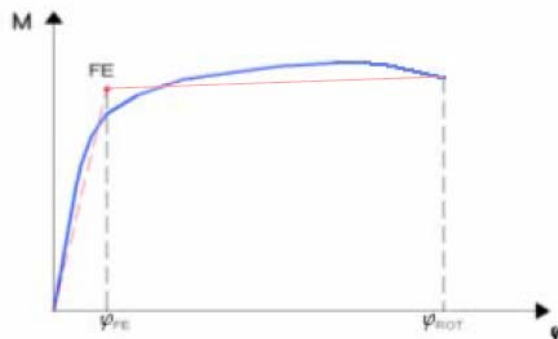


Figura 6. 22 Puntos notables en el cálculo de la ductilidad disponible de un elemento (Takuma QUE,2006)

B. Sobre resistencia.

Muchas estructuras incrementan su capacidad de carga lateral, aun después que el desplazamiento lateral excede el límite elástico, este incremento de capacidad más allá del límite elástico se conoce como Sobre resistencia estructural.

Para cuantificar la Sobre resistencia se emplean cocientes de fuerzas, así por ejemplo es posible definir la Sobre resistencia de la estructura respecto a la fuerza constante de Diseño (V_d) desde el punto de vista de la fuerza cortante de la primera rotura (V_{1rot}), la fuerza cortante de la fluencia efectiva (V_{fe}), y la fuerza cortante de colapso (V_{col}) mediante las siguientes ecuaciones.(Aguiar Falconi, 2003)

$$SR = \frac{V_{1rot}}{V_d}$$

$$SR = \frac{V_{fe}}{V_d}$$

$$SR = \frac{V_{col}}{V_d}$$

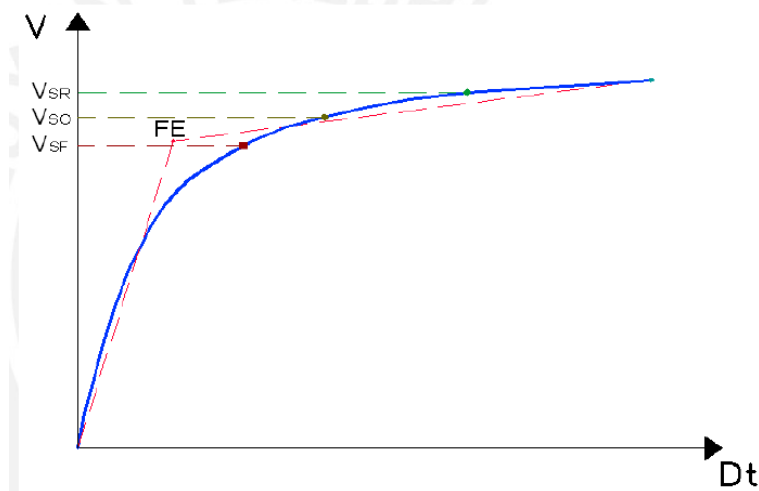


Figura 6. 23 Cortantes asociadas a los sismos de demanda

Capacidad, Demanda y Desempeño de la Estructura.

En resumen y como se mencionó antes la capacidad está dado por la historia de la resistencia de la estructura con forme esta vaya alcanzando ciertos niveles de deformación, aun mas allá de su comportamiento elástico.

La Demanda es medida a partir de la excitación del suelo de fundación la cual produce patrones de deformación en la estructura, medida por desplazamientos. Luego de haber definido las curvas de capacidad y demanda, en un formato en el que ambas son leídas en las mismas coordenadas, el nivel de “Desempeño” (performance) puede ser juzgado y verificado de manera que la estructura responda de manera adecuado a los límites de aceptabilidad.

Hoy en día la tendencia de la ingeniería es la buscar un mejor de control de desempeño en las edificaciones sujetas a distintos niveles de intensidad sísmica.

El diseño sísmico por desempeño, en su concepción actual, se define como la selección de criterios de diseño, sistemas estructurales apropiados, configuración, tal que, para un nivel de movimiento del terreno dado con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no se dañara más allá de ciertos estados limites u otros estados de utilidad

La idea esencial de esta filosofía de diseño por desempeño es que la edificación diseñada con estos criterios sea capaz de tener un desempeño adecuado cuando esta se encuentre sujeta a demandas sísmicas asociadas a intensidad de diseño correspondientes al sitio en que se encuentra, estos niveles ya fueron mencionados en el capítulo 4.

6.4.3 ESPECTRO DE CAPACIDAD.

La capacidad de la estructura puede ser representada por una curva Pushover, la cual representa la relación entre la fuerza cortante en la base de la edificación y el desplazamiento máximo asociado principalmente en el tope de la misma, la capacidad general de una estructura depende de la resistencia y la habilidad de deformación de los componentes individuales de la estructura.

Para usar el método del espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, la cual esta descrita en términos de la fuerza cortante en la base

de la estructura y el desplazamiento la cual se encuentra asociado a dicha fuerza en el tope de la misma, en un espectro de respuesta en el formato de Aceleración-Desplazamiento.

Para convertir la curva de capacidad en un espectro de capacidad utilizaremos el procedimiento por ATC-40(1996), que se describe a continuación:

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} S_{di} = \frac{\Delta_{techoi}}{(PF1 \times \phi_{1techo})}$$

Donde:

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

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

ϕ_{1techo} = Amplitud modal en el techo correspondiente al primer modo.

V_i = Cortante Correspondiente al punto de la curva de capacidad que se desea convertir a espectro de capacidad.

$\Delta_{techo i}$ = Desplazamiento del punto correspondiente a la curva de capacidad que se desea convertir a espectro de capacidad.

W= Peso de la Estructura.

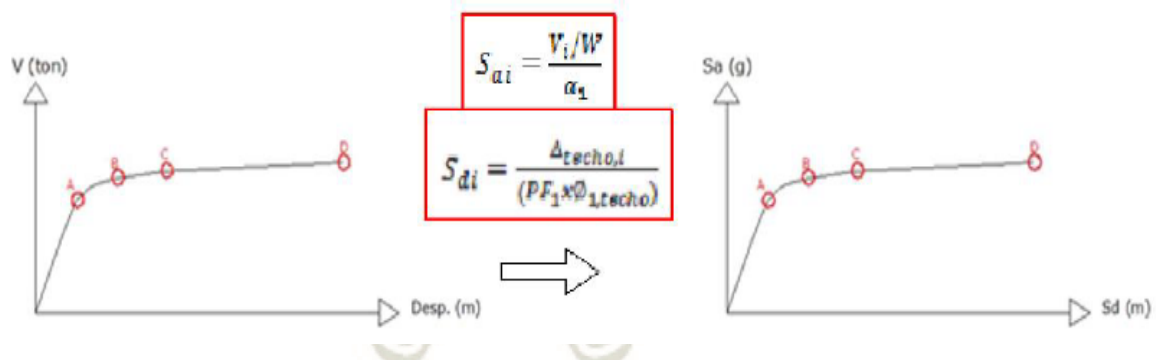


Figura 6. 24 Conversión de la curva de capacidad en un espectro de capacidad (Bustamante Mora, 2015)

6.4.4 ESPECTRO DE DEMANDA

Como afirma Aguiar Falconi (2003) el espectro de demanda elástico trabajado en la sección de análisis dinámico debe construirse en un formato ADRS, esto quiere decir aceleración espectral vs desplazamiento espectral (S_a vs S_d).

Es necesario el formato ADRS del espectro pues permite que ambos espectros, el de capacidad y la demanda, sean plotados en un mismo gráfico,

lo cual permitirá una solución grafica para encontrar el punto de desempeño de la estructura.

Para poder convertir un espectro de demanda de formato S_a vs T a un formato ADSSR, se utiliza la siguiente expresión, donde la recta que pasa por el origen y el punto de coordenadas (S_a, S_d) tiene por pendiente $(4\pi^2/T^2)$ que no es más que la velocidad angular al cuadrado (ω^2)

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai}$$

Donde:

S_{di} = Desplazamiento espectral para cada punto de la gráfica.

S_{ai} = Aceleración espectral para cada punto de la gráfica.

T_i = Periodo para calcular cualquier tipo de estructura

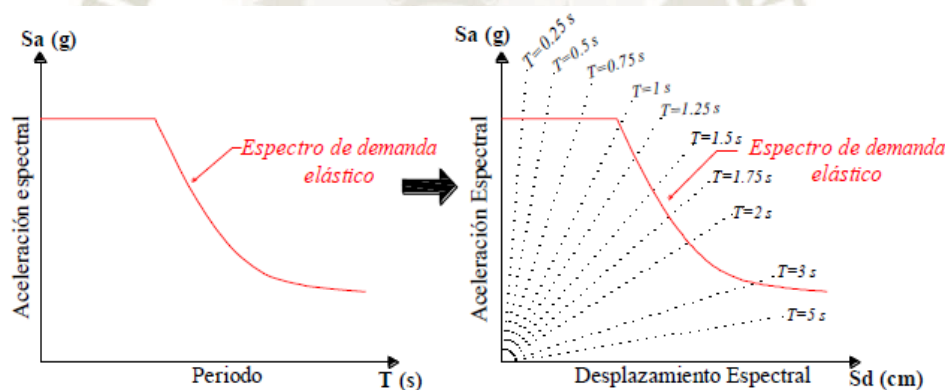


Figura 6. 25 Cambio en el formato del espectro de demanda, de S_a vs T al formato ADSSR (Silva Mercado, 2018)

ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO.

$Z=0.45$

Uso=1

Suelo=1

$T_p=0.4$

$T_L= 2.5$

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

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

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

T	C	$Z \cdot U \cdot S \cdot G$ (g)	$Z \cdot U \cdot S \cdot C \cdot G$
0	2.50	0.45*g	1.13 g
0.1	2.50	0.45*g	1.13 g

0.2	2.50	0.45*g	1.13 g
0.3	2.50	0.45*g	1.13 g
0.4	2.50	0.45*g	1.13 g
0.5	2.00	0.45*g	0.90 g
0.6	1.67	0.45*g	0.75 g
0.7	1.43	0.45*g	0.64 g
0.8	1.25	0.45*g	0.56 g
0.9	1.11	0.45*g	0.50 g
1	1.00	0.45*g	0.45 g
1.1	0.91	0.45*g	0.41 g
1.2	0.83	0.45*g	0.38 g
1.3	0.77	0.45*g	0.35 g
1.4	0.71	0.45*g	0.32 g
1.5	0.67	0.45*g	0.30 g
1.6	0.63	0.45*g	0.28 g
1.7	0.59	0.45*g	0.26 g
1.8	0.56	0.45*g	0.25 g
1.9	0.53	0.45*g	0.24 g
2	0.50	0.45*g	0.23 g
2.1	0.48	0.45*g	0.21 g
2.2	0.45	0.45*g	0.20 g
2.3	0.43	0.45*g	0.20 g
2.4	0.42	0.45*g	0.19 g
2.5	0.40	0.45*g	0.18 g
2.6	0.37	0.45*g	0.17 g
3	0.28	0.45*g	0.13 g
3.5	0.20	0.45*g	0.09 g
4	0.16	0.45*g	0.07 g
5	0.10	0.45*g	0.05 g
7	0.05	0.45*g	0.02 g
8	0.04	0.45*g	0.02 g

Tabla 6. 1Tabla de Datos para Espectro elástico Norma Peruana E-0.30 (Sa-t) (ELABORACION PROPIA)

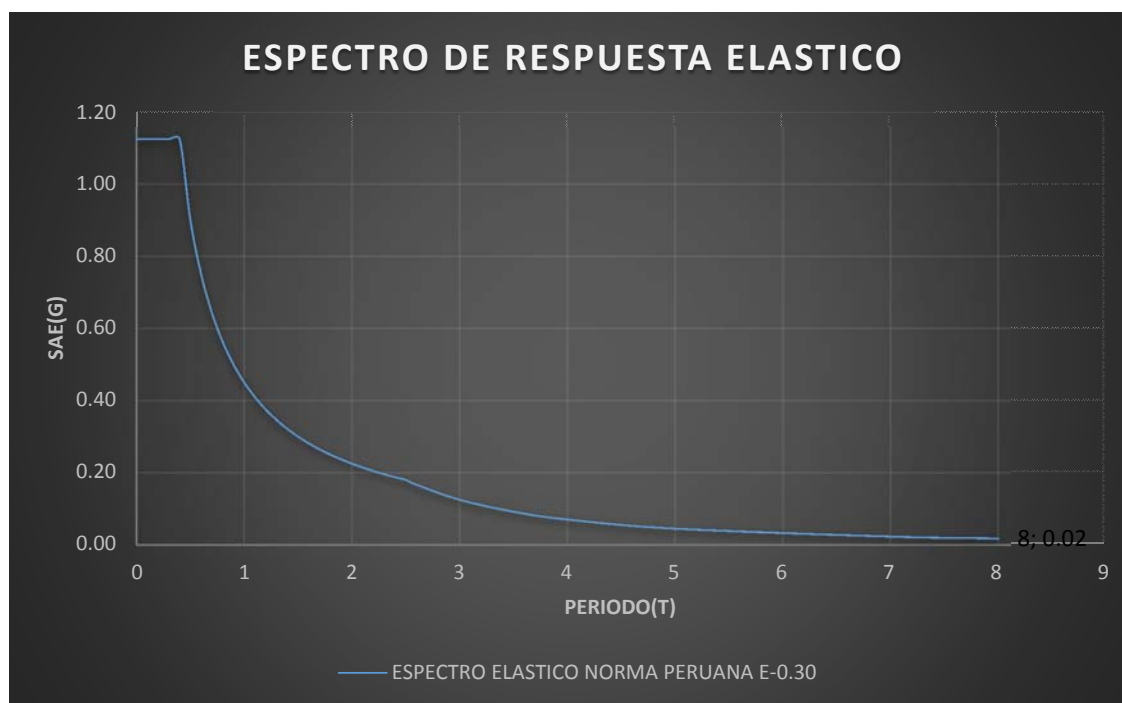


Gráfico 6. 1 Espectro de Respuesta Elástico formato (Sa-t). (Elaboración Propia).

- Aplicaremos ahora la fórmula para transformar el Espectro Elástico de Demanda en formato ADSR.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai}$$

T	C	Z*U*S*G (g)	Sa (g)	T2/4*π²	Sd(m)
0	2.50	0.45*g	1.13 g	0.000	0.000
0.1	2.50	0.45*g	1.13 g	0.002	0.003
0.2	2.50	0.45*g	1.13 g	0.010	0.011
0.3	2.50	0.45*g	1.13 g	0.022	0.025
0.4	2.50	0.45*g	1.13 g	0.040	0.045
0.5	2.00	0.45*g	0.90 g	0.062	0.056
0.6	1.67	0.45*g	0.75 g	0.089	0.067
0.7	1.43	0.45*g	0.64 g	0.122	0.078
0.8	1.25	0.45*g	0.56 g	0.159	0.089
0.9	1.11	0.45*g	0.50 g	0.201	0.101
1	1.00	0.45*g	0.45 g	0.248	0.112
1.1	0.91	0.45*g	0.41 g	0.301	0.123
1.2	0.83	0.45*g	0.38 g	0.358	0.134

1.3	0.77	0.45*g	0.35 g	0.420	0.145
1.4	0.71	0.45*g	0.32 g	0.487	0.157
1.5	0.67	0.45*g	0.30 g	0.559	0.168
1.6	0.63	0.45*g	0.28 g	0.636	0.179
1.7	0.59	0.45*g	0.26 g	0.718	0.190
1.8	0.56	0.45*g	0.25 g	0.805	0.201
1.9	0.53	0.45*g	0.24 g	0.897	0.212
2	0.50	0.45*g	0.23 g	0.994	0.224
2.1	0.48	0.45*g	0.21 g	1.096	0.235
2.2	0.45	0.45*g	0.20 g	1.203	0.246
2.3	0.43	0.45*g	0.20 g	1.315	0.257
2.4	0.42	0.45*g	0.19 g	1.431	0.268
2.5	0.40	0.45*g	0.18 g	1.553	0.280
2.6	0.37	0.45*g	0.17 g	1.680	0.280
3	0.28	0.45*g	0.13 g	2.236	0.280
3.5	0.20	0.45*g	0.09 g	3.044	0.280
4	0.16	0.45*g	0.07 g	3.976	0.280
5	0.10	0.45*g	0.05 g	6.212	0.280
7	0.05	0.45*g	0.02 g	12.176	0.280
8	0.04	0.45*g	0.02 g	15.903	0.280

Tabla 6. 2 Tabla de Datos para Espectro elástico de Demanda Norma Peruana E-0.30 (Sa-Sd)
(Elaboración Propia)

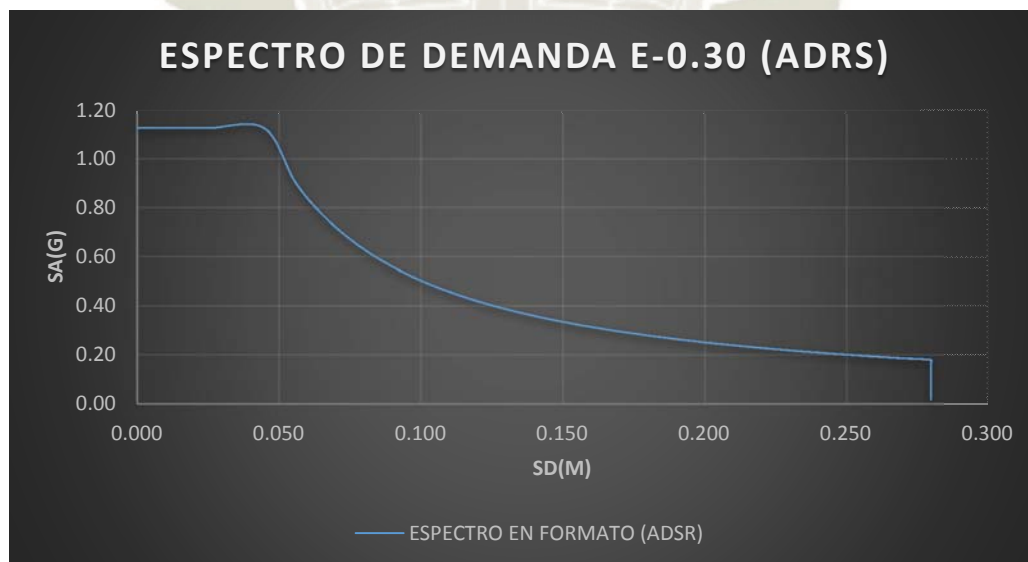


Gráfico 6. 2 Espectro de Respuesta Elástica formato (Sa-Sa). (Elaboración Propia).

Capacidad, demanda y desempeño de la Estructura.

En resumen y como se mencionó antes la capacidad está dado por la historia de la resistencia de la estructura con forme esta vaya alcanzando ciertos niveles de deformación, aún más allá de su comportamiento elástico.

La demanda es medida a partir de la excitación del suelo de fundación la cual produce patrones de deformación en la estructura, medida por desplazamiento.

Luego de hacer definido las curvas de capacidad y demanda, en un formato en el que ambas son leídas en las mismas coordenada, el nivel de "Desempeño"(performance) puede ser juzgado y verificado de manera que la estructura responda de manera adecuado a los límites de aceptabilidad.

Hoy en día la tendencia de la ingeniería es la buscar un mejor control de desempeño en las edificaciones sujetas a distintos niveles de intensidad sísmica.

El diseño sísmico por desempeño, en su concepción actual, se define como la sección de criterios de diseño, sistemas estructurales apropiados, configuración, tal que, para u nivel de movimiento del terreno dado con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no se dañara más allá de ciertos estados limites u otros estados de utilidad.

6.4.5 PUNTO DE DESEMPEÑO.

Una vez obtenidos el espectro de capacidad y el de demanda en formato ADRS, se procede a calcular el punto de desempeño, cuyo procedimiento consiste en intersectar las curvas de capacidad y demanda (espectro Elástico). Se dan 2 casos para este procedimiento:

INTERSECCIÓN EN LA ZONA ELÁSTICA

Cuando se da la intersección en la zona elástica el punto de desempeño corresponde al punto de esta intersección, ya que la intersección en la zona elástica define un comportamiento elástico ante ese nivel de demanda por lo que no presentara mayor daño en la estructura.

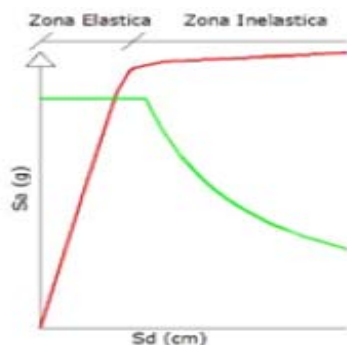


Figura 6. 26 Caso de intersección en la zona elástica del espectro de capacidad (Takuma OUE, 2006)

INTERSECCIÓN EN LA ZONA INELÁSTICO O DE NO INTERSECCIÓN:

En este caso de intersectar en la zona inelástico o de no intersección el procedimiento consiste en reducir el espectro de demanda en función al grado de daño que tenga la estructura, ya que este daño está directamente relacionado con el amortiguamiento que presenta la estructura.

Recordar que el espectro de Demanda que especifica la norma E.30 corresponde a un amortiguamiento elástico de 5% y como se está analizando una estructura que entra en el rango inelástico y presenta daños presentará un amortiguamiento mayor a 5%, por lo que se tendrá que desarrollar el cálculo del amortiguamiento equivalente.

CÁLCULO DEL AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE.

El amortiguamiento equivalente es el amortiguamiento que adopta una estructura cuando es solicitada por algún movimiento que ingresa a un régimen inelástico. En estos momentos la estructura cuenta con un amortiguamiento que puede ser visto como la combinación del amortiguamiento elástico o viscoso, inherente al sistema, y el histérico, relacionado con el área bajo el lazo de histéresis obtenido de la curva de capacidad. (Silva Mercado, 2018)

$$\beta_{eq} = \beta_o + \beta_{elastico}$$

El amortiguamiento Histerético (β_o), puede ser estimado a partir de la representación bilineal del espectro de capacidad, como el área bajo los lazos de histéresis de donde se obtiene la siguiente relación:

$$\beta_o = \frac{E_D}{4 * \pi * E_{so}}$$

Dónde:

E_D = Energía disipada por amortiguamiento

E_{so} = Energía de deformación máxima

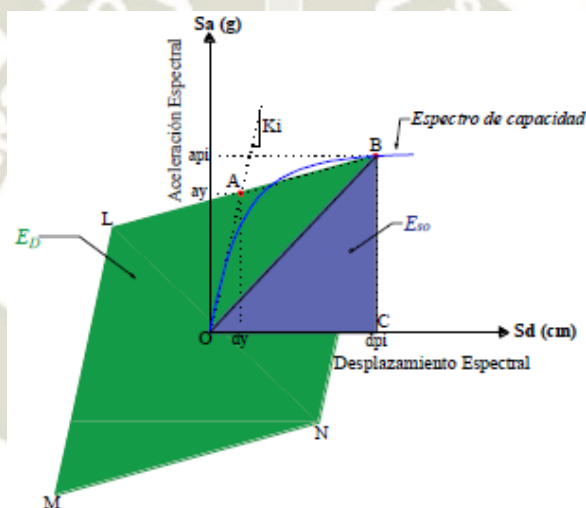


Figura 6. 27 Energía disipada por amortiguamiento y energía de deformación máxima (Silvia Mercado, 2018)

La energía de deformación máxima (E_{so}), es la energía asociada a un ciclo del movimiento y puede ser obtenida gráficamente como el área del triángulo BOC. La energía disipada por amortiguamiento (E_D), es la energía que disipa la estructura en un ciclo de movimiento, obtenida de forma gráfica como el área encerrada por un lazo de histéresis (paralelogramo BAOD), el cual es igual a cuatro veces el área de un paralelogramo más pequeño (BAOD'). (Silva Mercado, 2018)

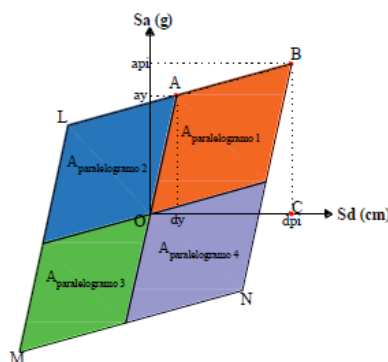


Figura 6. 28 Lazo histerético en cuatro paralelogramos de igual área (Silva Mercado,2018).

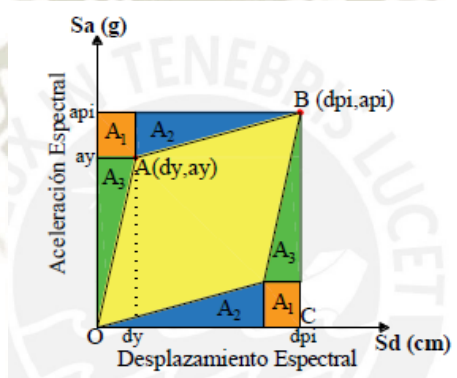


Figura 6. 29 Obtención del área de un paralelogramo pequeño a partir de las variables a_{pi} , d_{pi} , a_y y d_y (Silva Mercado,2018).

Entonces, si se reemplazara los valores de energía en la ecuación de amortiguamiento equivalente, se tendría una expresión como la siguiente.

$$\beta_{eq} = \frac{63.7 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi})}{a_{pi} * d_{pi}} + \beta_{elastico}$$

REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA.

El espectro de respuesta elástico debe ser ajustado según un factor compatible con el nivel de deformaciones esperado, dado que para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía. (Safina.S, 2003)

Quiere decir que se usaran factores de reducción para disminuir el espectro de respuesta elástico, a un espectro con amortiguamiento mayor. Estos factores

de reducción son dependientes del amortiguamiento. Por ende, una vez obtenido el valor del Amortiguamiento equivalente, se puede reducir el espectro de demanda elástico a través de factores de reducción espectral SR_A y SR_V (para la aceleración y velocidad, respectivamente). (Silva Mercado, 2018)

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 * \ln(\beta_{eq})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{3.21 - 0.41 * \ln(\beta_{eq})}{1.65}$$

Estos valores permiten realizar la reducción del espectro de demanda y tienen valores mínimos, los cuales dependen del tipo de comportamiento estructural del sistema.

Tabla 9.- Tabla de valores mínimos para SR_A y SR_V

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

FUENTE: adaptado de ATC-40

Tabla 6. 3 Tabla de valores mínimos para SR_A y SR_V (Fuente ATC-40)

Entonces la reducción del espectro de demanda elástico se consigue al multiplicar los factores de reducción por los valores del espectro Elástico. El valor de SR_A afecta al tramo constante del espectro, mientras que SR_V lo hace en el tramo curvo, cabe resaltar que SR_A y SR_V tienen valores mínimos.

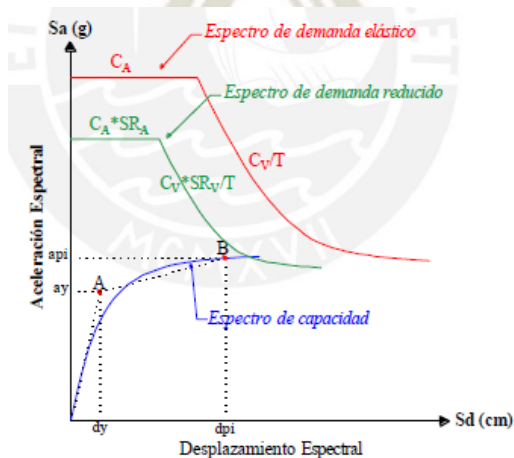


Figura 6. 30 Reducción del espectro de demanda elástico, a través de los factores de reducción inelástica SR_A y SR_V (Silva Mercado, 2018)

6.4.6 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD ATC-40

Para este fin analizaremos el cálculo de punto de desempeño según el ATC-40.

- Se identifica un punto tentativo el cual será en el tramo inelástico del espectro de capacidad.
- Se obtendrá un modelo bilineal de la curva de capacidad y se trazará una línea radial de periodo que parte del punto de coordenadas y cruza al punto tentativo de desempeño como se muestra en la siguiente figura:

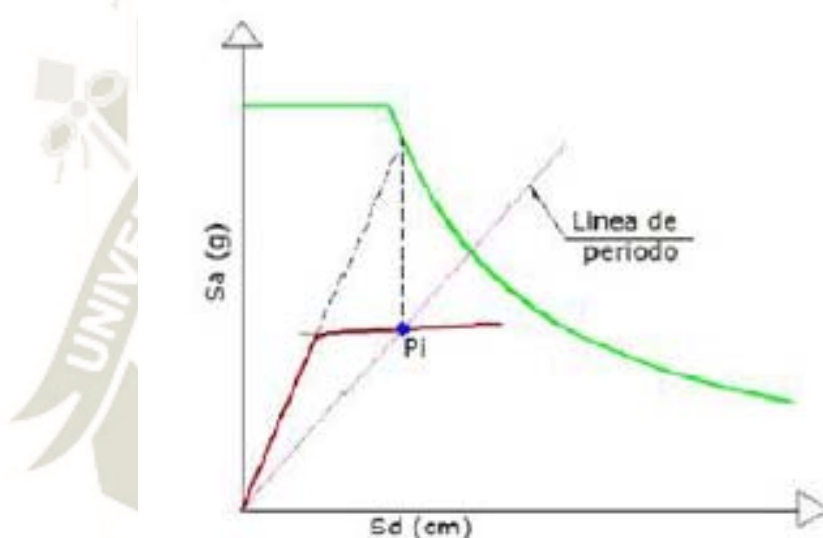


Figura 6. 31 Obtención de la línea radial de periodo (BUSTAMANTE MORA, 2015)

- Ahora se deberá reducir el espectro de demanda con las formulas anteriores, pero para simplificar el procedimiento se utilizará las siguientes:

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

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

Donde:

K : factor de modificación por amortiguamiento. Este depende del tipo de estructura, para estructuras básica k tiene un valor de 1.

(a_{pi}, d_{pi}) : Coordenadas del punto tentativo de desempeño.

(a_y, d_y) : Coordenadas del punto de fluencias efectiva (calculada con el modelo bilinear del espectro de capacidad).

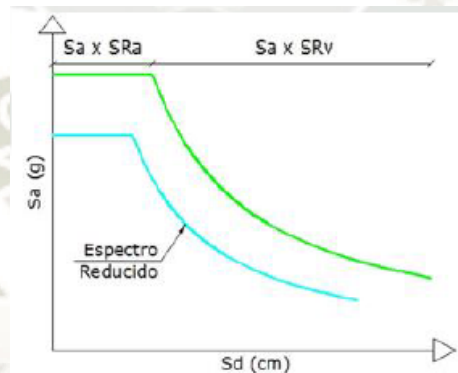


Figura 6. 32 Reducción del espectro de demanda (Bustamante Mora, 2015)

- La intersección del espectro reducido con la línea de periodo nos dará un punto $P'i$ (color verde).

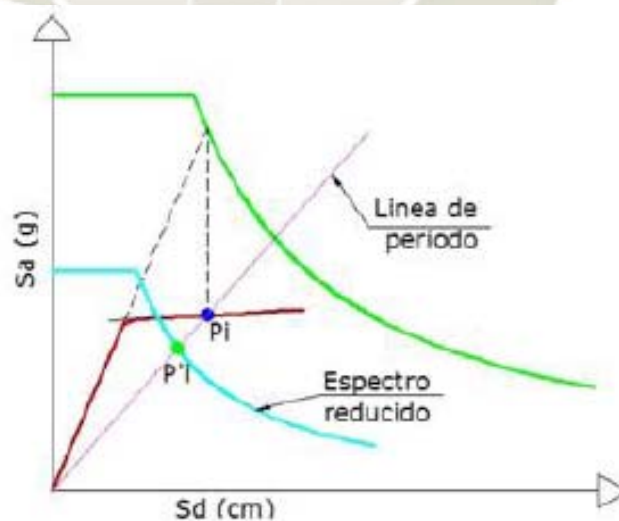


Figura 6. 33 Obtención del punto $P'i$ (Bustamante Mora, 2015)

- Este procedimiento se repetirá para varios puntos (P_i) en el tramo inelástico de la curva de capacidad. La unión de todos los puntos P_i asociados a cada punto del tramo inelástico asumido (P_i) nos dará un “Espectro de Demanda para Amortiguamiento Variable (EDAV), y la intersección de esta gráfica con la curva de capacidad será el punto de desempeño de la estructura como se indica en la siguiente figura:

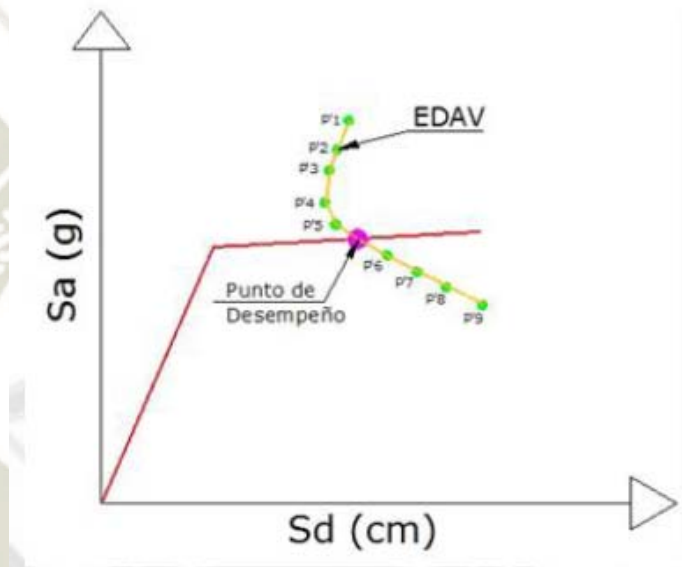


Figura 6. 34 Obtención del punto de desempeño a partir del EDAV (Bustamante Mora, 2015)

6.5 ANÁLISIS NO LINEAL DE LAS EDIFICACIONES MODELO.

En el modelo del edificio se emplearon rotulas en los extremos de todas las vigas y columnas, No se añadió una tercera rotula en la parte central de los elementos sobre todo en las vigas. La figura 6.35 muestra el modelo desarrollado en SAP2000.

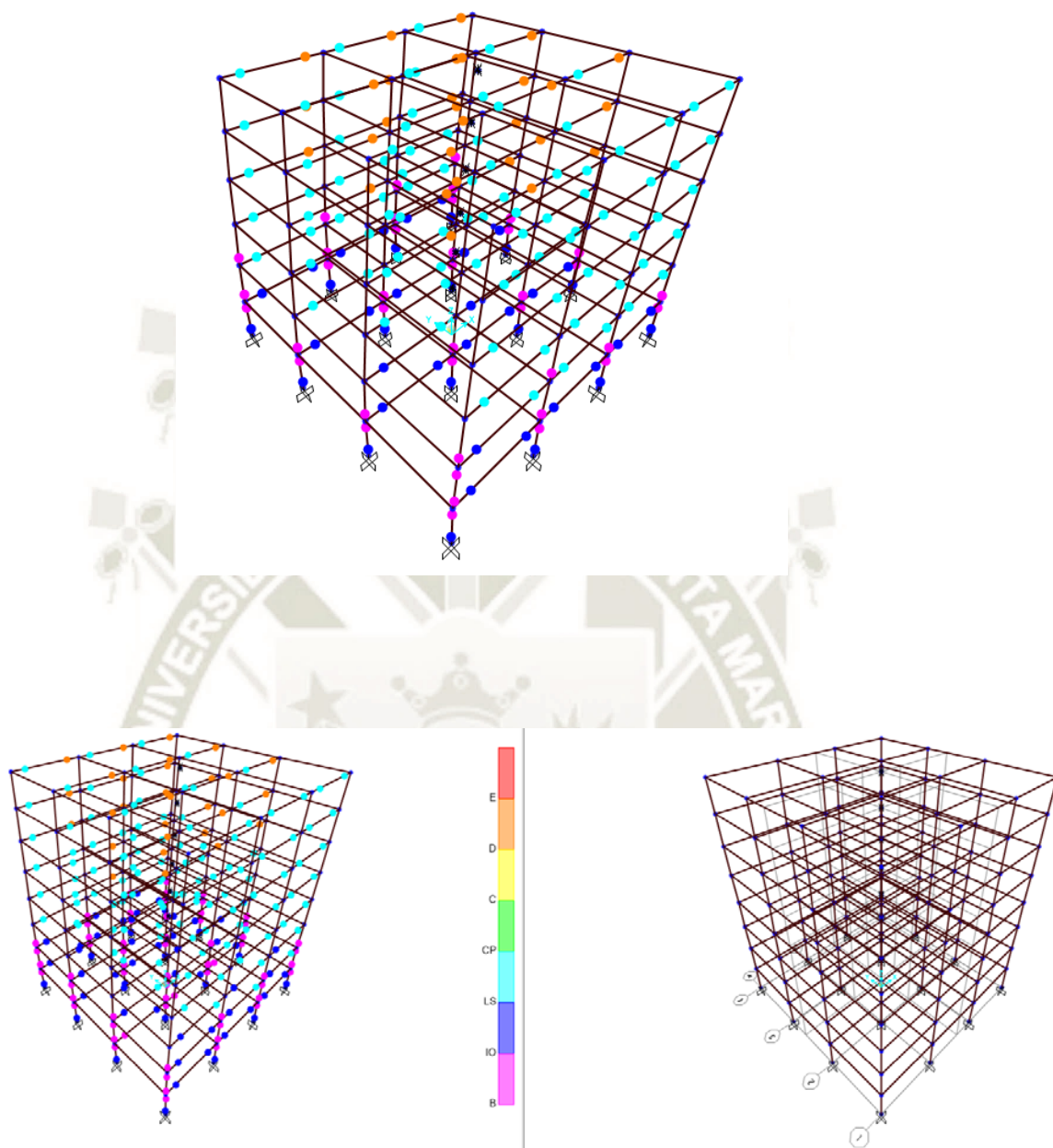


Figura 6. 35 Modelo desarrollado en SAP 2000 Aporticado.(Elaboración Propia)

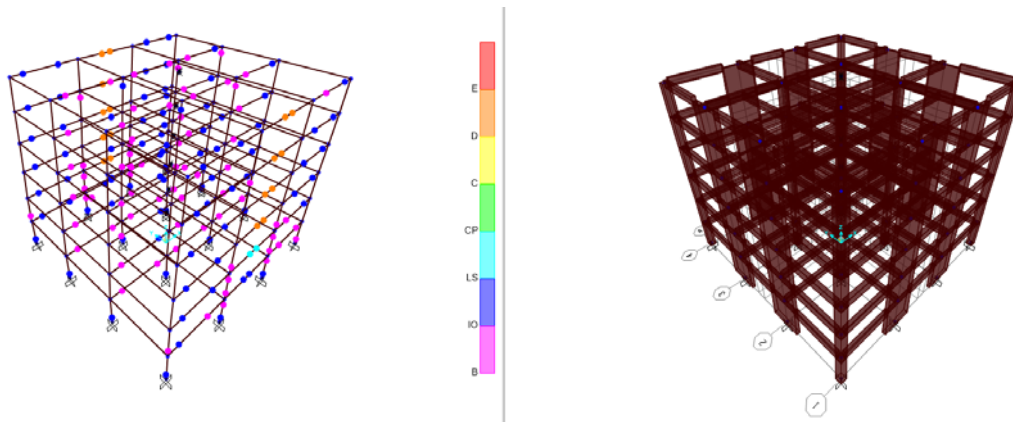


Figura 6. 36 Modelo desarrollado en SAP 2000 muro de corte.(Elaboración propia)

RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTO INCREMENTAL

El patrón de fuerzas aplicadas para el análisis incremental fue de manera creciente triangular en proporción al análisis estático para cada caso.

Se utilizó el centro de gravedad de la azotea como punto para el control de desplazamientos para el análisis de todos los edificios. El análisis de fuerza incremental se detuvo cuando se generó un mecanismo de colapso en la edificación.

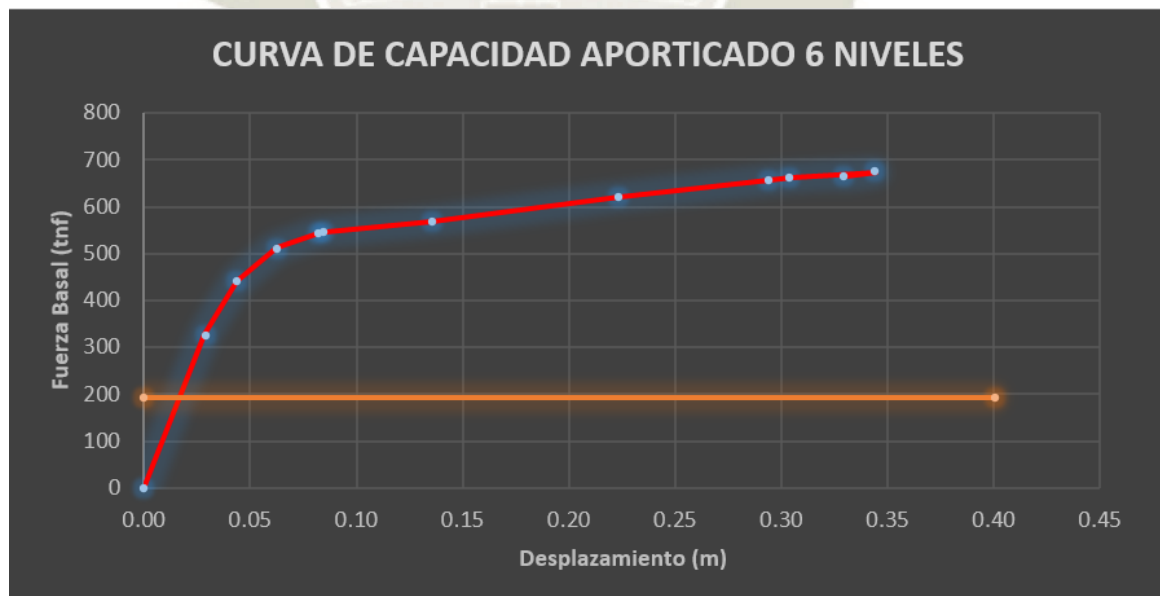


Gráfico 6. 3 Curva de capacidad aporticado de 6 niveles (Elaboración propia)

V colapso = 675 tnf	$R = R_S R_U R_R$	
V fluencia = 500 tnf	$R_{Sobrerresistencia} = V_Y / V_D = 2.60$	
V diseño = 192 tnf	$R_{ductilidad} = \frac{S a_E}{S a_U} = \frac{0.66}{0.3} = 2.20$	
V elástica = 1536 tnf	$R_{Redundancia} = V_U / V_Y = 1.350$	$R = 7.722$

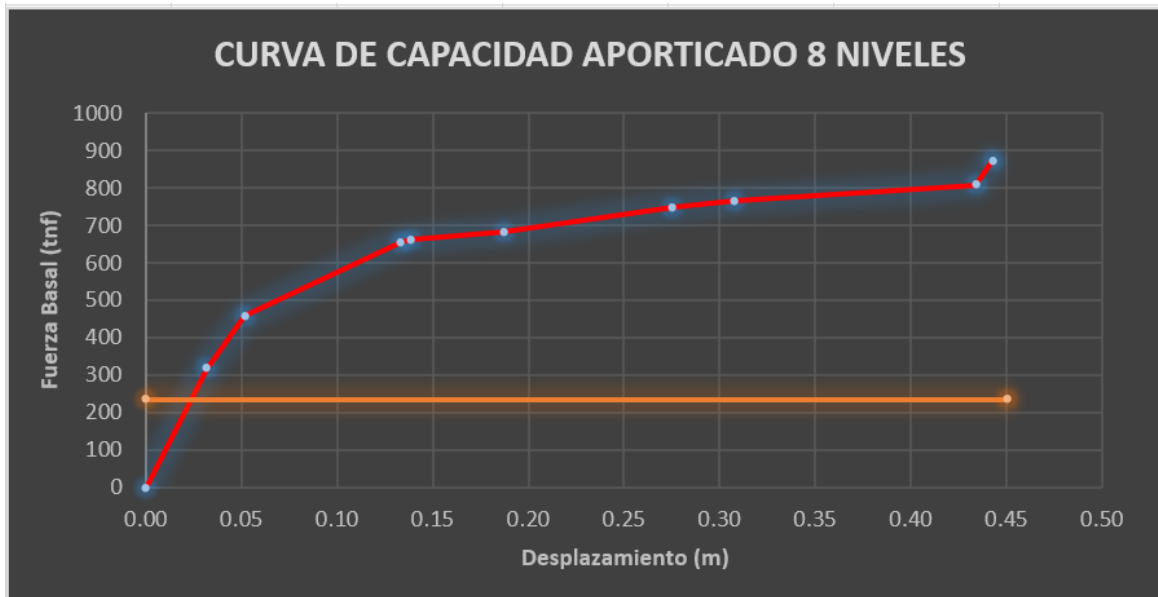


Gráfico 6. 4 Curva de capacidad aporticado de 8 niveles (Elaboración propia)

V colapso = 874 tnf	$R = R_S R_U R_R$	
V fluencia = 588 tnf	$R_{Sobrerresistencia} = V_Y / V_D = 2.50$	
V diseño = 235 tnf	$R_{ductilidad} = \frac{S a_E}{S a_U} = \frac{0.52}{0.27} = 1.93$	
V elástica = 1880 tnf	$R_{Redundancia} = V_U / V_Y = 1.486$	$R = 7.17$

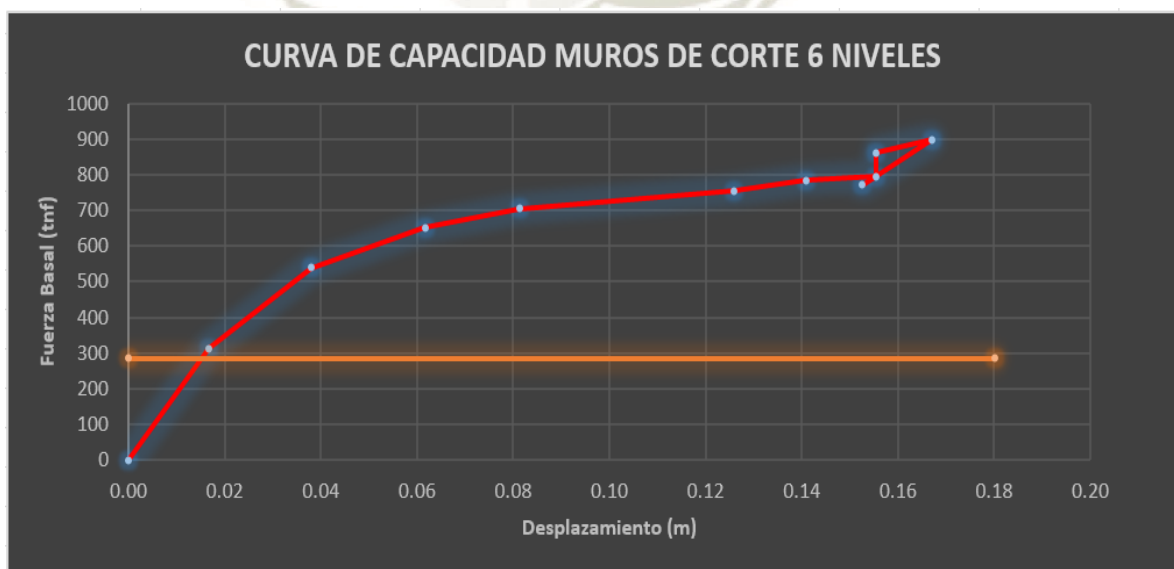


Gráfico 6. 5 Curva de capacidad muros de corte de 6 niveles (Elaboración propia)

V colapso = 901 tnf	$R = R_S R_U R_R$	
V fluencia = 592 tnf	$R_{Sobrerresistencia} = V_Y / V_D = 2.50$	
V diseño = 285 tnf	$R_{ductilidad} = \frac{S a_E}{S a_U} = \frac{0.82}{0.50} = 1.64$	
V elástica = 1710 tnf	$R_{Redundancia} = V_U / V_Y = 1.486$	$R = 6.09$

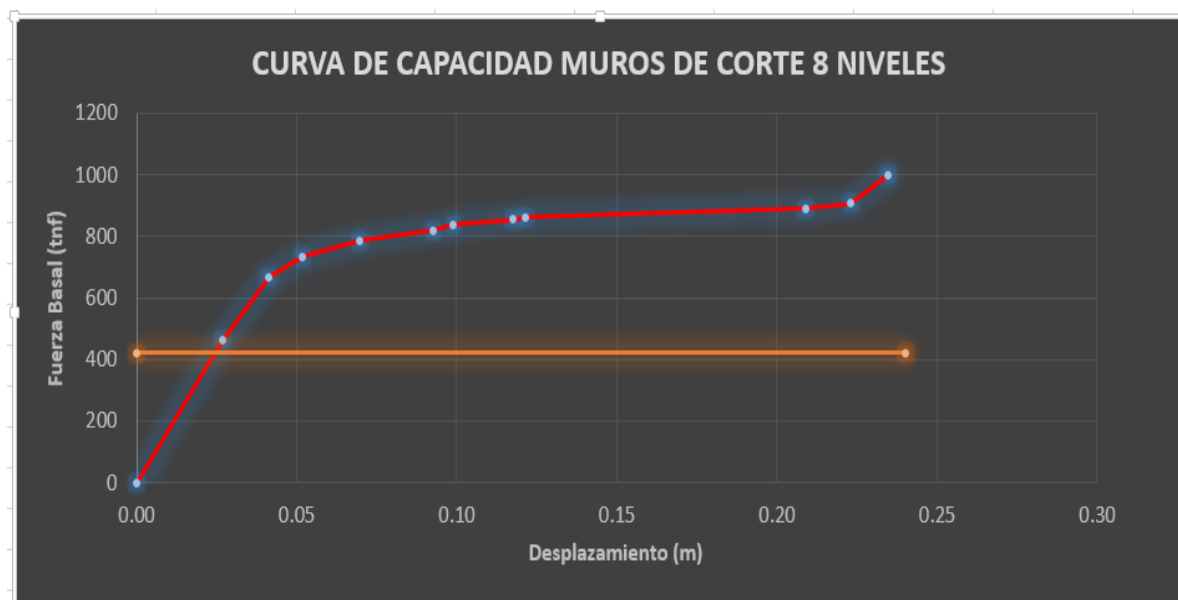


Gráfico 6. 6 Curva de capacidad muros de corte de 8 niveles (Elaboración propia)

V colapso = 998 tnf	$R = R_S R_U R_R$	
V fluencia = 781 tnf	$R_{Sobrerresistencia} = V_Y / V_D = 1.85$	
V diseño = 422 tnf	$R_{Ductilidad} = \frac{S a_E}{S a_U} = \frac{0.68}{0.30} = 2.27$	
V elástica = 2532 tnf	$R_{Redundancia} = V_U / V_Y = 1.278$	$R = 5.36$

DESEMPEÑO SISMO-RESISTENTE DE LAS EDIFICACIONES

Hoy en día existen sugerencias para cuantificar el desempeño de las edificaciones, para efectos de la investigación y en comentario propio la propuesta más completa es la del comité visión 2000 (SEAOC, 1995) de La Asociación de Ingenieros Estructurales de California. (SEAOC), según la propuesta, los objetivos de desempeño se definen en función de la severidad del sismo (Demanda Sísmica) y el comportamiento de la edificación.

REPRESENTACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO.

Los niveles de movimientos sísmicos esperados son expresados por esta investigación por el ATC-40 en términos de evento sísmico con intervalo de

recurrencia media (periodo de Retorno) o una probabilidad de excedencia en un tiempo de explosión de 50 años generalmente.

En la evaluación de desempeño de los edificios en estudio, el peligro se representa por espectros de demanda para cada uno de los niveles de sismicidad para construir estos espectros de demanda tomaremos en cuenta las consideraciones del ATC-40:

Sismo de Demanda		
Sismo de Servicio	0.5 Sismo de Diseño	0.5 Z.U.C.S.G
Sismo de Diseño	Sismo de Diseño	Z.U.C.S.G
Sismo Máximo	1.25 Sismo de Diseño	1.25 Z.U.C.S.G
	1.50 Sismo de Diseño	1.50 Z.U.C.S.G

Tabla 6. 4 Sismos de Demanda según ATC-40. (Elaboración Propia).

En resumen, una manera rápida de tener un espectro elástico para un nivel de sismo categorizado como Sismo de Servicio (según el ATC-40) es considerar como 0.5 veces el Sismo de Diseño de la misma forma.

Las demandas sísmicas deben de estar en formato Sa-Sd (ADRS), para poder superponerlas en el grafico espectro de capacidad para poder determinar el punto de desempeño.

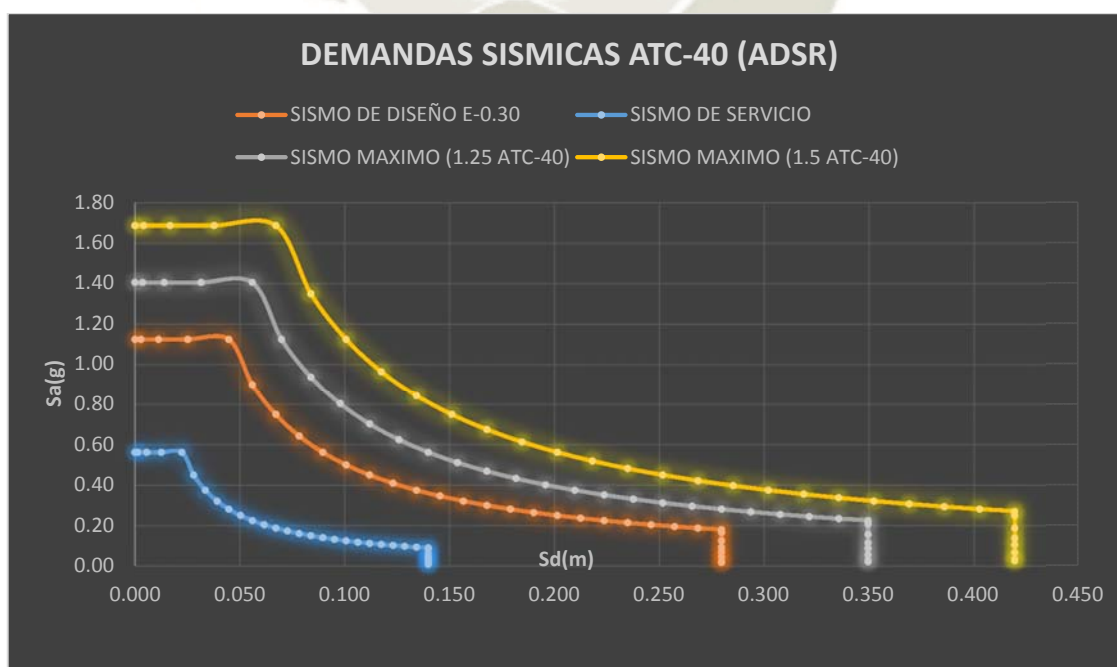


Gráfico 6. 7 Espectros de Demanda en formato Sa-Sd (ADRS) (Elaboración Propia)

NIVELES DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y NO ESTRUCTURAL.

Para una concepción mejor explicada de los niveles de comportamiento estructural tomaremos en cuenta la de comité Visión 2000 del SEAOC la cual propone cinco niveles de desempeño, que se describen en función del comportamiento del sistema estructural de las instalaciones y elementos no estructurales en general.

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto, Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación la cual es inducida por estos daños.
- La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCION DE LOS DAÑOS	ESTADO DE DAÑO
Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.	Despreciable
Funcional	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.	Leve
Resguardo de la vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.	Moderado
Cerca al colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.	Severo
Colapso	Perdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación	Completo

Tabla 6. 5 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC Comité VISION 2000, 19995 (Jurado Guerra,2012).

Ahora desde el punto de vista estructural debemos dividir el espectro de capacidad en sectores asociados a estos niveles de desempeño, en primer lugar, se simplifica el espectro de capacidad en un modelo bilineal se identifica el punto de fluencia efectiva el cual delimita el comportamiento de la edificación

en un rango elástico e inelástico a continuación se mostrará la sectorización con los niveles de desempeño correspondientes:

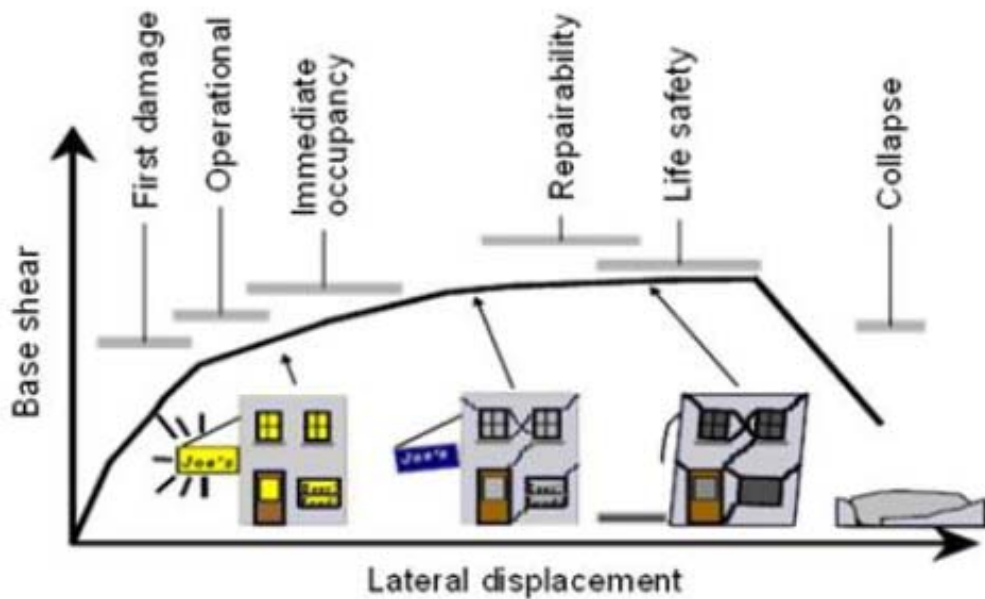


Figura 6. 37 Niveles de desempeño graficados en la curva de capacidad típica de una estructura (SEAOC,1995)

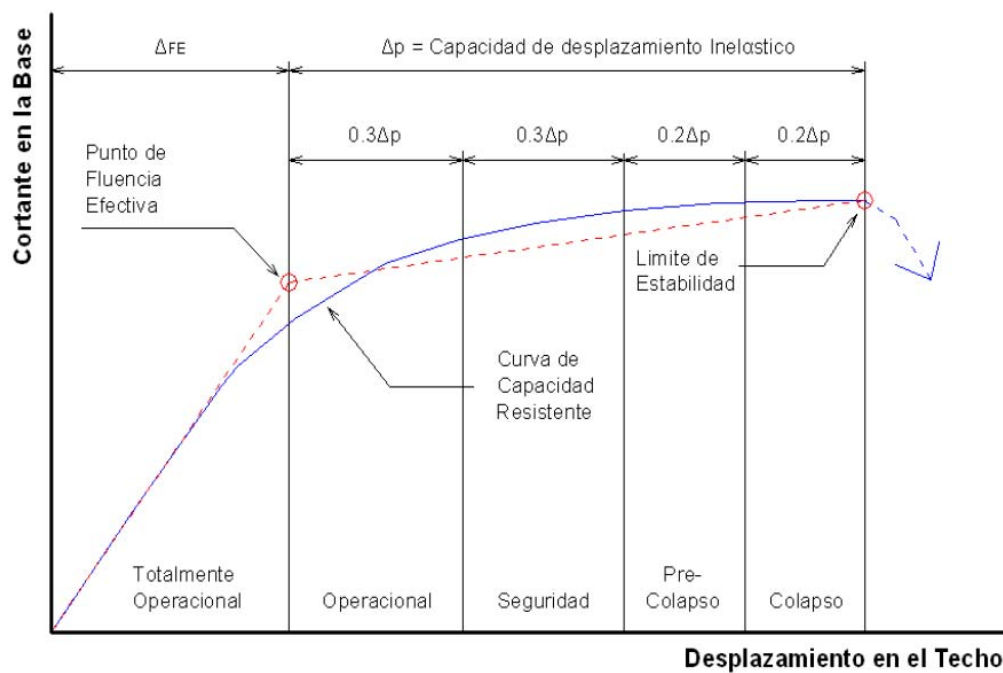


Gráfico 6. 8 Sectorización de la curva Capacidad (FERNANDEZ VILLEGAS, 2006)

SISMOS Y EL COMPORTAMIENTO ESPERADO.

Tenemos que tener en cuenta que el comportamiento esperado depende de la importancia que la edificación tenga para la sociedad, para una mejor explicación el comité Visión 2000 define tres categorías de edificaciones:

- Comunes: Viviendas y oficinas.
- Esenciales: Hospitales, Colegios, Destacamentos Militares, Bomberos.
- Seguridad Crítica: Plantas Industriales, Plantas Nucleares.

Finalmente, el desempeño queda expresado por una matriz que representa el comportamiento deseado para cada categoría según el sismo de demanda.

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69% / 50años)	Común			
	Sismo Ocasional (50% / 50años)	Esencial	Común		
	Sismo Raro (10% / 50años)	Crítico	Esencial	Común	
	Sismo Muy Raro (5% / 50años)	Crítico	Crítico	Esencial	Común

Tabla 6. 6 Nivel de demanda y comportamiento esperado (TAKUMA OUE,2006)

Ahora la ingeniería basada en el desempeño, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado, para poder seleccionar estos objetivos es necesario tener en cuenta factores tales como la ocupación , la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura , consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural.(Applied Technology Council ATC-40, 1996)

Una vez que se ha definido el espectro de capacidad y el de demanda sísmica la cual será mediante las solicitudes del ATC-40 se debe chequear el

objetivo de desempeño, un chequeo por desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no sean dañados más allá de los límites aceptables.

El punto de desempeño se hallará mediante el Método de Espectro de Capacidad (MEC), los niveles sísmicos de demanda serán los del ATC-40 y la verificación del comportamiento esperado mediante Comité Visión 2000.

En las figuras siguientes se observarán los sismos de demandas en Espectro de Demanda de Amortiguamiento Variable según el ATC-40 y el espectro de Capacidad y se observa el punto de desempeño.

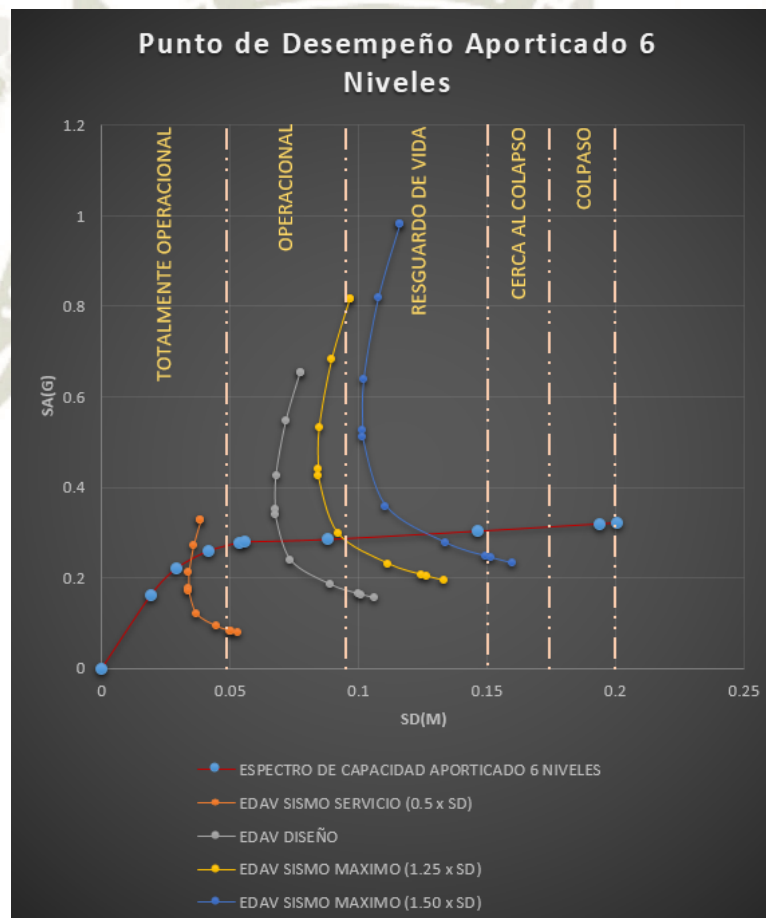


Gráfico 6. 9 Punto de desempeño aporticado 6 niveles (Elaboración propia)

Mostraremos en diagrama de matrices el objetivo de desempeño que tiene el edificio frente de diferentes niveles de demanda.

		Totalmente Operacional	Operacional	Resguardo de Vida	Colapso
NIVELES DE DEMANDA	Sismo Frecuente (69% / 50 años)				
	Sismo Ocasional (50% / 50 años)				
	Sismo Raro (10% / 50 años)				
	Sismo Muy Raro (5% / 50 años)				

Tabla 6. 7 Niveles de demanda aportado 6 niveles (Elaboración propia).

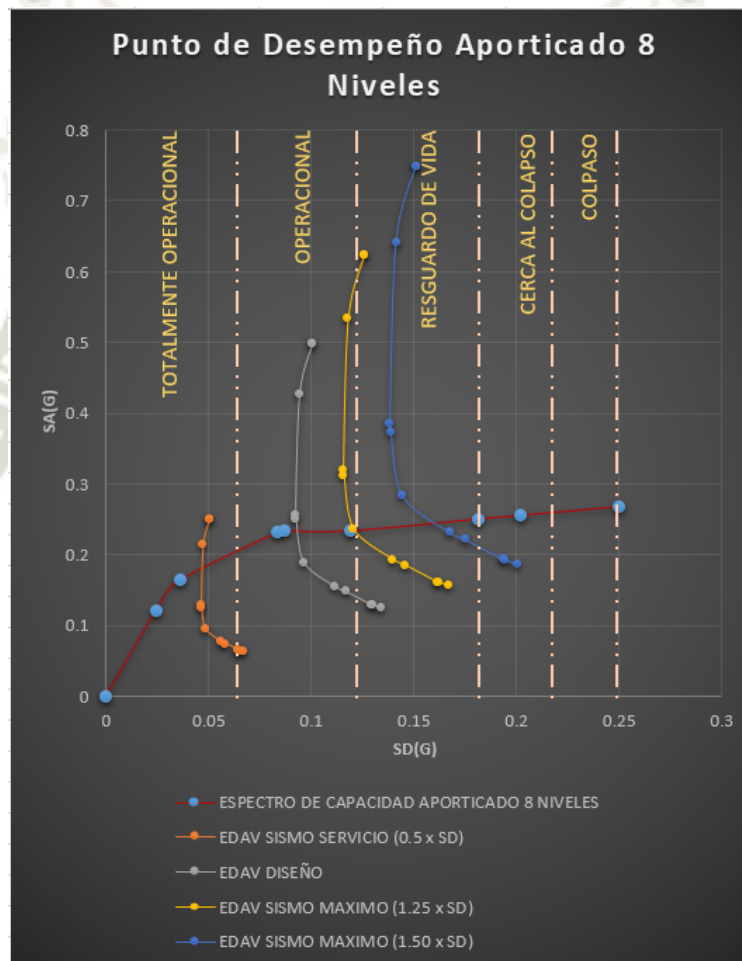


Gráfico 6. 10 Punto de desempeño aportado 8 niveles (Elaboración propia)

Mostraremos en diagrama de matrices el objetivo de desempeño que tiene el edificio frente de diferentes niveles de demanda.

		Totalmente Operacional	Operacional	Resguardo de Vida	Colapso
NIVELES DE DEMANDA	Sismo Frecuente (69% / 50 años)				
	Sismo Ocasional (50% / 50 años)				
	Sismo Raro (10% / 50 años)				
	Sismo Muy Raro (5% / 50 años)				

Tabla 6. 8 Niveles de demanda aportado 8 niveles (Elaboración propia)

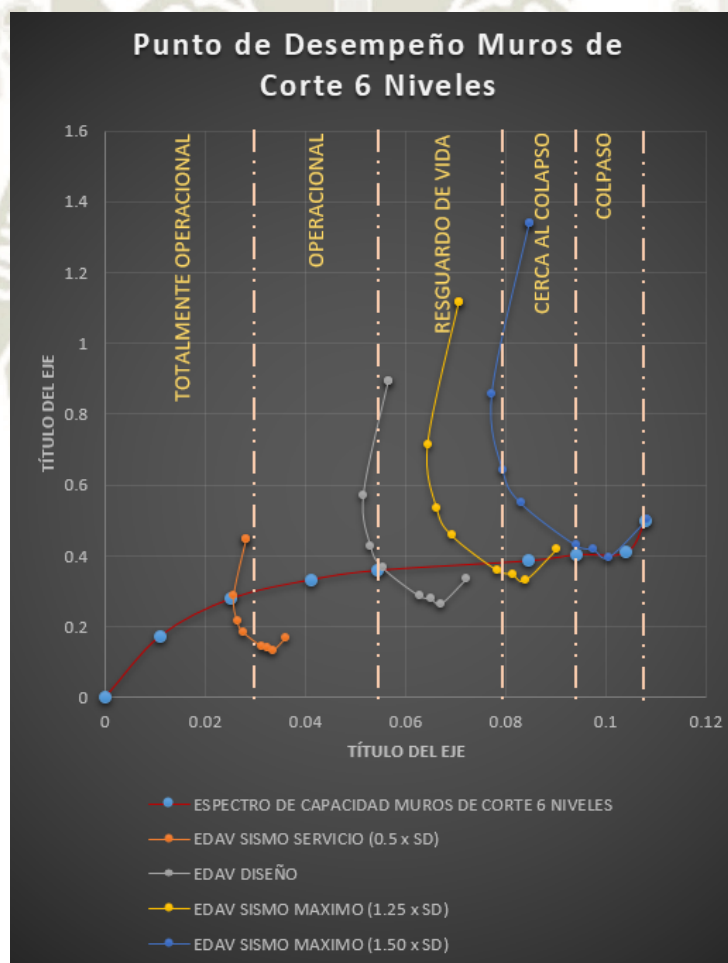


Gráfico 6. 11 Punto de desempeño muros de corte 6 niveles (Elaboración propia)

Mostraremos en diagrama de matrices el objetivo de desempeño que tiene el edificio frente de diferentes niveles de demanda.

		Totalmente Operacional	Operacional	Resguardo de Vida	Colapso
NIVELES DE DEMANDA	Sismo Frecuente (69% / 50 años)				
	Sismo Ocasional (50% / 50 años)				
	Sismo Raro (10% / 50 años)				
	Sismo Muy Raro (5% / 50 años)				

Tabla 6. 9 Punto de desempeño muros de corte 6 niveles (Elaboración propia)

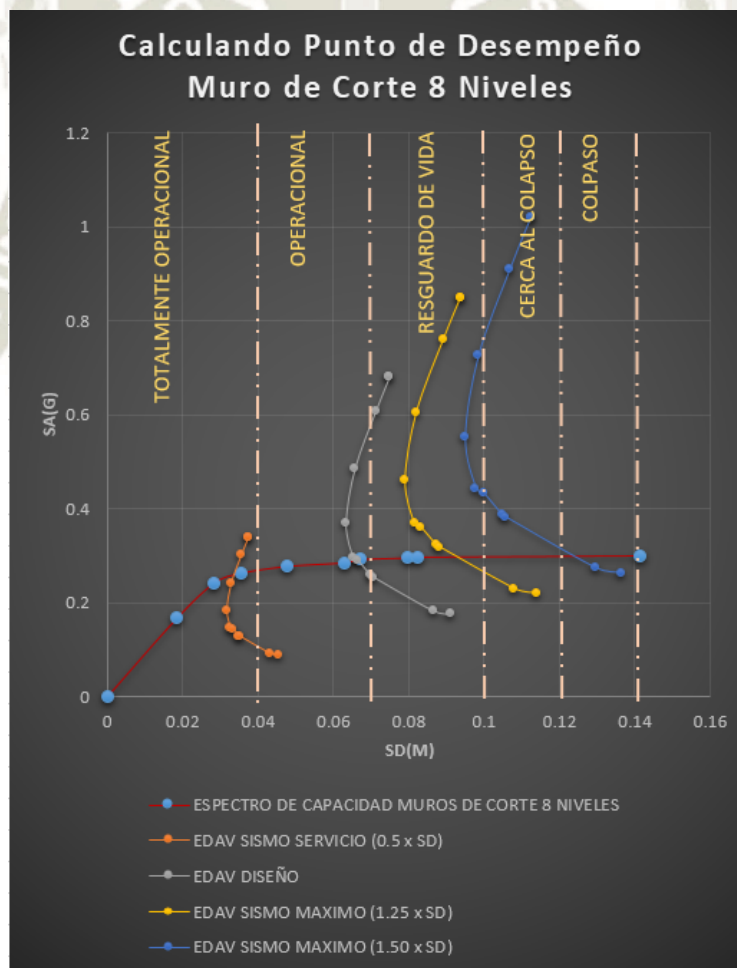


Gráfico 6. 12 Punto de desempeño muros de corte 8 niveles (Elaboración propia)

Mostraremos en diagrama de matrices el objetivo de desempeño que tiene el edificio frente de diferentes niveles de demanda.

		Totalmente Operacional	Operacional	Resguardo de Vida	Colapso
NIVELES DE DEMANDA	Sismo Frecuente (69% / 50 años)				
	Sismo Ocasional (50% / 50 años)				
	Sismo Raro (10% / 50 años)				
	Sismo Muy Raro (5% / 50 años)				

Tabla 6. 10 Punto de desempeño muros de corte 6 niveles (Elaboración propia)



CAPÍTULO VII

7. ANALISIS COMPARATIVOS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACION

7.1 INTRODUCCIÓN

A continuación, se presenta el resumen de los resultados obtenidos después de haber realizado todo el desarrollo del análisis según nuestro reglamento nacional de edificaciones (análisis Elástico) de los modelos planteados en la investigación que son edificios de 6 y 8 niveles sin y con muros de corte.

Una vez obtenidos los resultados del análisis y diseño de los modelos anteriores según la norma se procedieron a realizar el análisis estático no Lineal, tomando en cuenta las consideraciones del Desempeño sísmico según el ATC-40, VISION 2000 (SEAOC).

A continuación, mostraremos los resultados de los modelos planteados tanto en el análisis elástico y No lineal.

7.2 EVALUACIÓN DE RESULTADOS EN EL ANALISIS LINEAL

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis sísmico en los edificios de 6 y 8 niveles aporticado y con muros de corte se ha verificado que los esfuerzos que gobiernan son los relacionados con los efectos sísmicos, por lo tanto, su configuración estructural depende únicamente de cumplir básicamente los límites de distorsión de entrepiso el cual corresponde a edificios de concreto armado de 0.007.

En los edificios Aporticados se pre-dimensionó inicialmente según las recomendaciones de diferentes autores los cuales trabajan según el número de pisos y sus áreas tributarias, para luego proceder a realizar el análisis sísmico y calcular las distorsiones, encontrando distorsiones mucho mayores a 0.007, finalmente se tuvo que realizar pre dimensionamientos mucho mayores hasta llegar a cumplir la distorsión de entrepiso.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

$$\text{Area de columna} = P(\text{servicio}) / (.45 f'c)$$

AREA TRIBUTARIA =	36 m2	FC= 210
EDIFICACION CATEGORIA C =	1000 kgf/cn2	
CARCA DE SERVICIO =	216000 KGF/CM2	
NUMERO DE PISOS =	6	
AREA=	2938.8 cm2	
COLUMNA	54.2 cm x cm	
PREDIMENSIONAMIENTO 55 X 55		

Dimensión Final de columna
cumpliendo Deriva 6
Niveles Aporticado

85 cm x 85 cm

Pre-dimensionamiento Inicial – Dimensión final cumpliendo deriva

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

$$\text{Area de columna} = P(\text{servicio}) / (.45 f'c)$$

AREA TRIBUTARIA =	36 m2	FC= 210
EDIFICACION CATEGORIA C =	1000 kgf/cn2	
CARCA DE SERVICIO =	288000 KGF/CM2	
NUMERO DE PISOS =	8	
AREA=	3918.4 cm2	
COLUMNA	62.6 cm x cm	
PREDIMENSIONAMIENTO 65 cm X 65 cm		

Dimensión Final de
columna cumpliendo
Deriva

1.10 cm x 1.10 cm

En los edificios Aporticados y de Muros Estructurales al realizar el análisis y diseño de las vigas por flexión y cortante, estas no tuvieron inconvenientes debido al buen predimensionamiento inicial realizado (Longitud Libre/10)

Al realizar el diseño estructural por flexo-compresión de las columnas en las edificaciones aporticadas (6-8 niveles), el refuerzo obtenido era muy inferior a la cuantía mínima.

En los edificios aporticados se colocó cuantía mínima en las columnas $\rho_{min} = 0.01$, el cual corresponde al 1% del área de la columna.

El refuerzo por Corte en las columnas, placas y vigas, se realizaron según las recomendaciones Sismo resistente y no por diseño, esto debido al gran aporte de cortante del concreto.

Con respecto al confinamiento de muros de corte, vigas y columnas se cumplió con las recomendaciones Sismo resistente.

Al realizar el análisis Sísmico de las edificaciones planteadas simétricas (regulares) en la investigación, la cortante del análisis dinámico fue inferior al Cortante del análisis estático.

Con respecto al desplazamiento de los edificios de 6 y 8 niveles teniendo configuraciones aporticadas y muros de cortes se encontraron desplazamientos similares ya que en ambos se buscó cumplir la distorsión de entrepiso.

El diseño de vigas para los dos tipos de estructuración (aporticado-muro de corte) resulto igual debido a que presentaban momentos similares en cada caso de análisis.

7.3 EVALUACIÓN DE RESULTADOS EN EL ANALISIS NO LINEAL.

En las edificaciones aporticadas la formación de rotulas plásticas se iniciaron primeramente en las vigas (unión viga columnas), posteriormente las rotulas se formaron en las columnas cumpliendo con lo recomendado por la norma Sismo resistente (Columna Fuerte-Viga Débil).

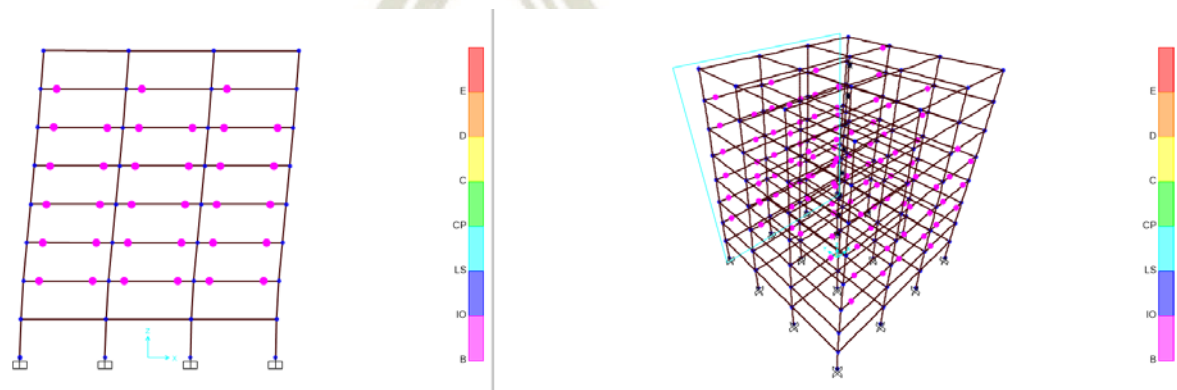


Figura 7. 1 Rotulas plásticas en edificio Aporticado. (Elaboración Propia).

La formación de las primeras rotulas plásticas en vigas se presentaron por falta de refuerzo inferior lo cual representa al momento positivo.

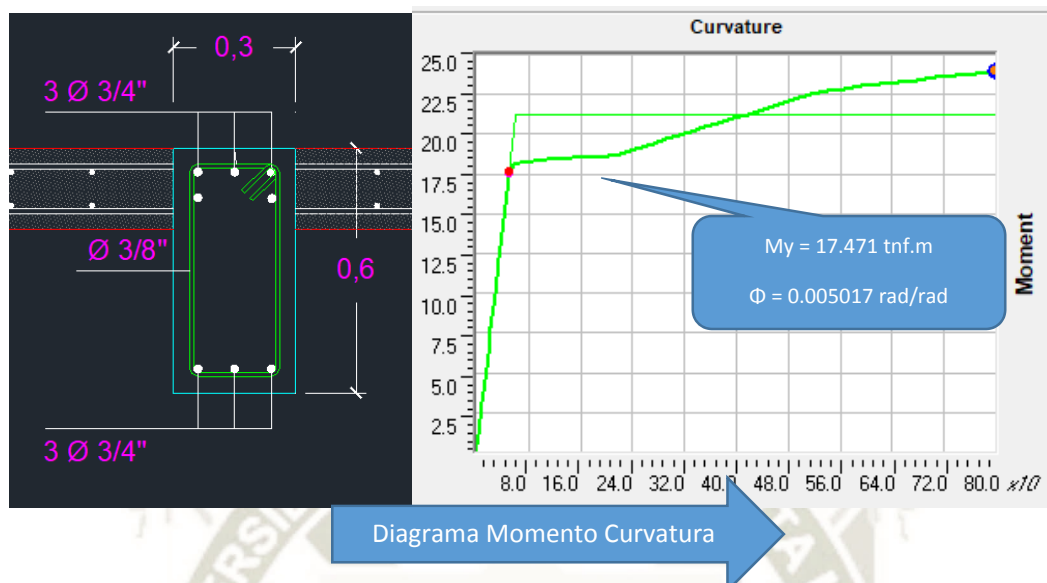


Figura 7. 2Diagrama momento curvatura de viga para momento positivo (Elaboración Propia).

Se observa en la figura xx(abajo) Diagrama de Momentos en vigas producidas por el análisis PushOver, formación de primeras rotulas plásticas(vigas) para lo cual el Momento en viga = +18.15 tnf.m, sobrepasando el momento de diseño (E-0.60).

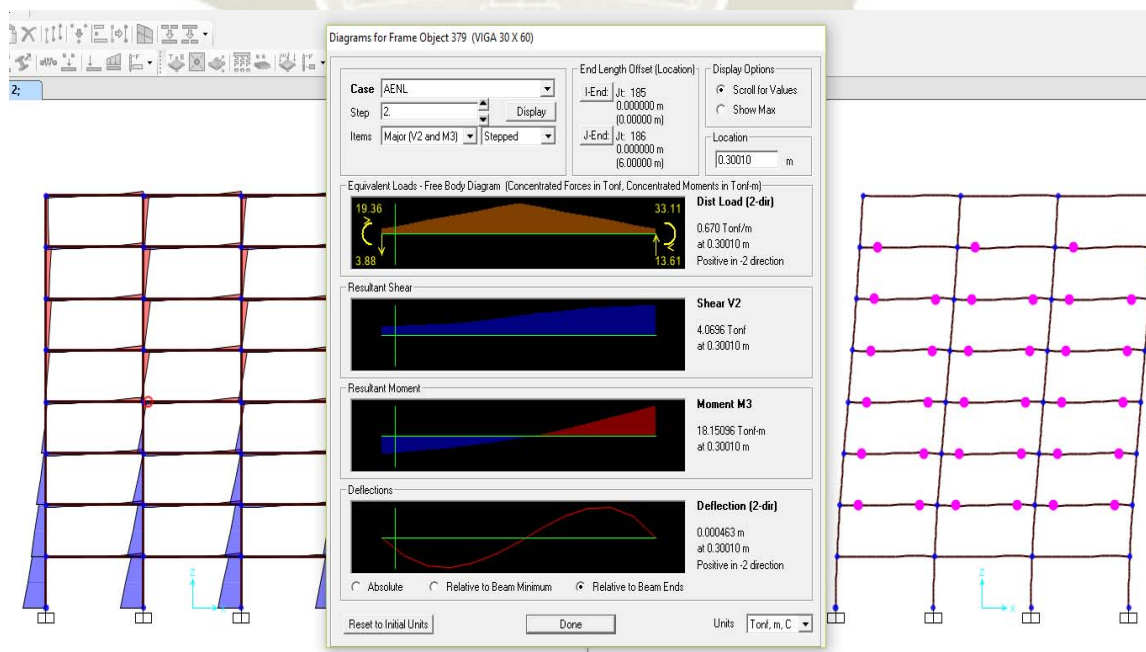


Figura 7. 3 Diagrama de momentos – formación de rotulas plásticas. (Elaboración Propia).

Formación de rotula Plástica en viga por haber excedido el momento de fluencia $M_y=17.471$ tnf.m (momento positivo).

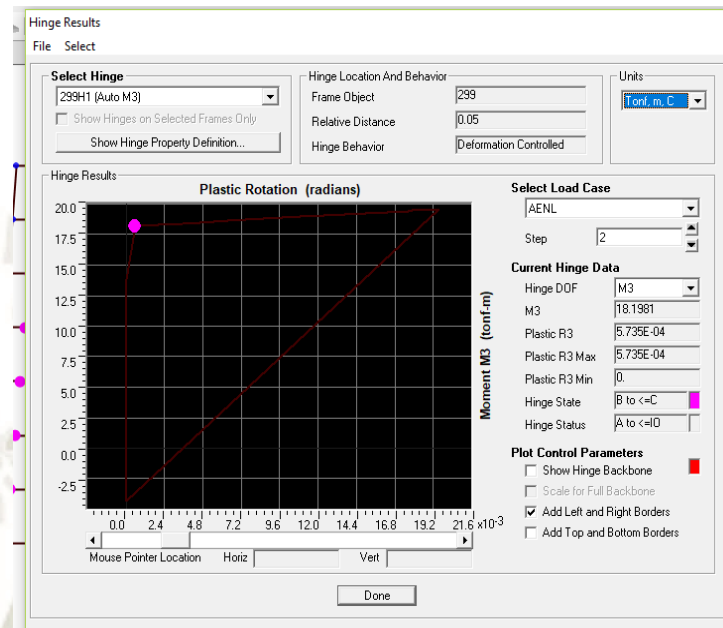


Figura 7. 4 Resultado de comportamiento de rotula plástica-viga Sap 2000. (Elaboración propia)

Al observar las curvas de capacidad (Cortante vs Desplazamiento) en un análisis no Lineal (Pushover) se llegaron a los siguientes resultados.



Gráfico 7. 1 Análisis comparativo edificio Aporticado-Muro de Corte 6 niveles. (Elaboración Propia)

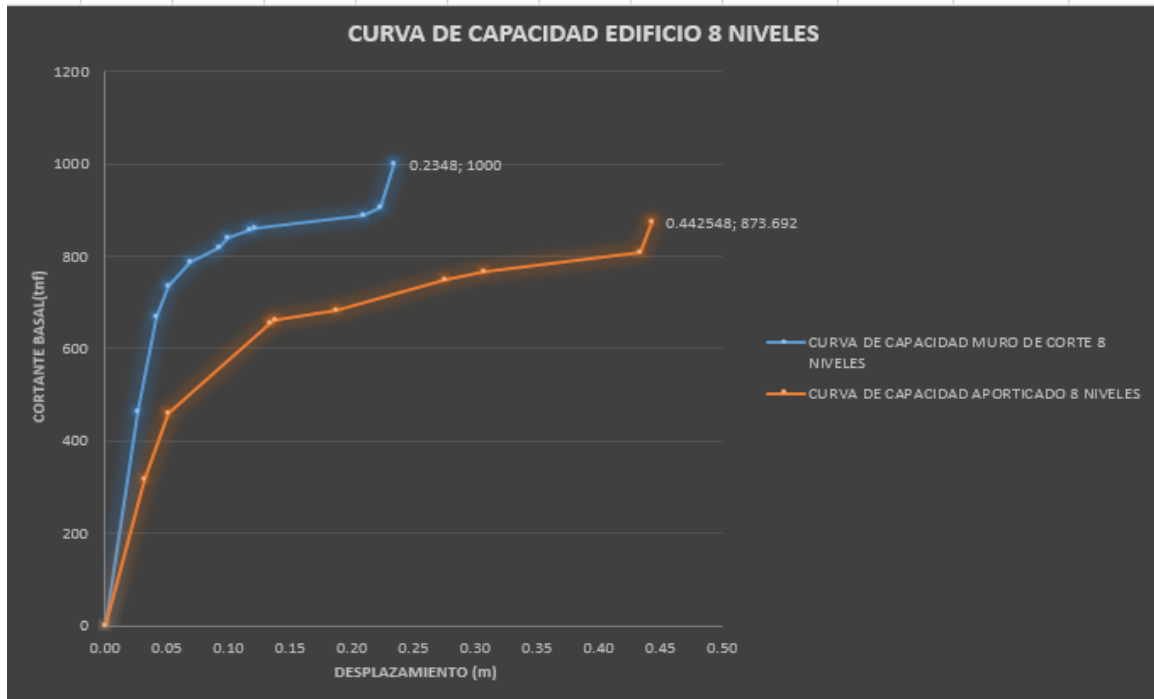


Gráfico 7. 2 Análisis comparativo edificio Aporticado-Muro de Corte 8 niveles. (Elaboración Propia)

Al comparar las gráficas de la curva de capacidad de las dos configuraciones estructurales de la investigación tanto aporticado y muros de corte se observa claramente, que los edificios Aporticados presentan mayor ductilidad pero menor resistencia al edificio con muro de corte.

En la investigación los edificios aporticados presentan su punto de rotura para un desplazamiento en el último nivel que corresponde a casi el doble del desplazamiento que alcanzan los edificios con muros de corte.

En los edificios con muros de corte se forman rotulas plásticas en vigas placas y columnas secuencialmente, formando un mecanismo de colapso rápidamente, lo cual nos confirma el comportamiento estructural definido anteriormente poca ductilidad).

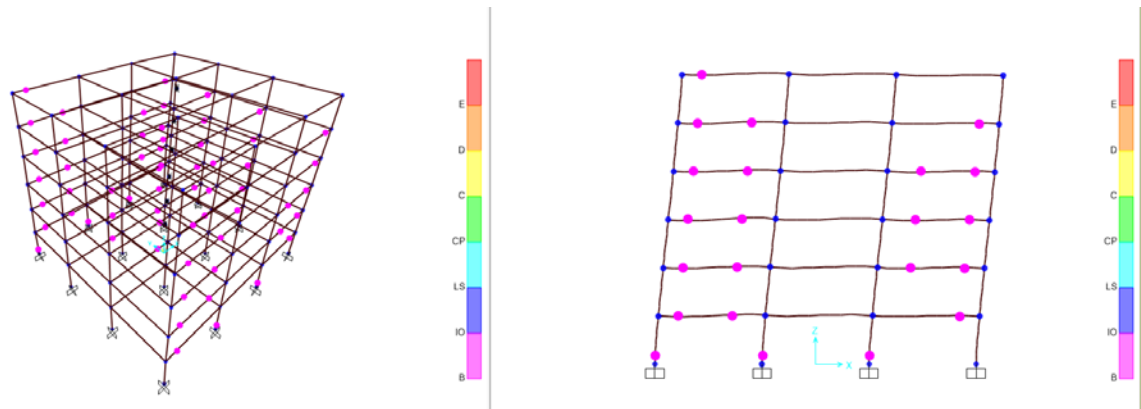


Figura 7. 5 Formación de rotulas plásticas en edificios con muros de corte. (Elaboración Propia).

Al realizar el análisis por desempeño en las edificaciones aporticadas y con muros de corte, se verifico:

- Edificio Aporticado = Cumple con la filosofía del diseño Sismo resistente.
- Edificio Muro de Corte = Cumple con la filosofía del diseño Sismo resistente.

El edificio aporticado presenta un mejor comportamiento sismoresistente debido principalmente a su ductilidad ya que puede soportar demandas sísmicas mucho mayores a comparación del edificio con muros de corte.

Con respecto a la filosofía de diseño E-0.30 las edificaciones según su categoría deben de cumplir consideraciones especiales (objetivos), en nuestra investigación se eligió la categoría tipo C (edificaciones comunes), lo cual corresponde a la filosofía de evitar la pérdida de vidas humanas, donde se verifico en la presente investigación.

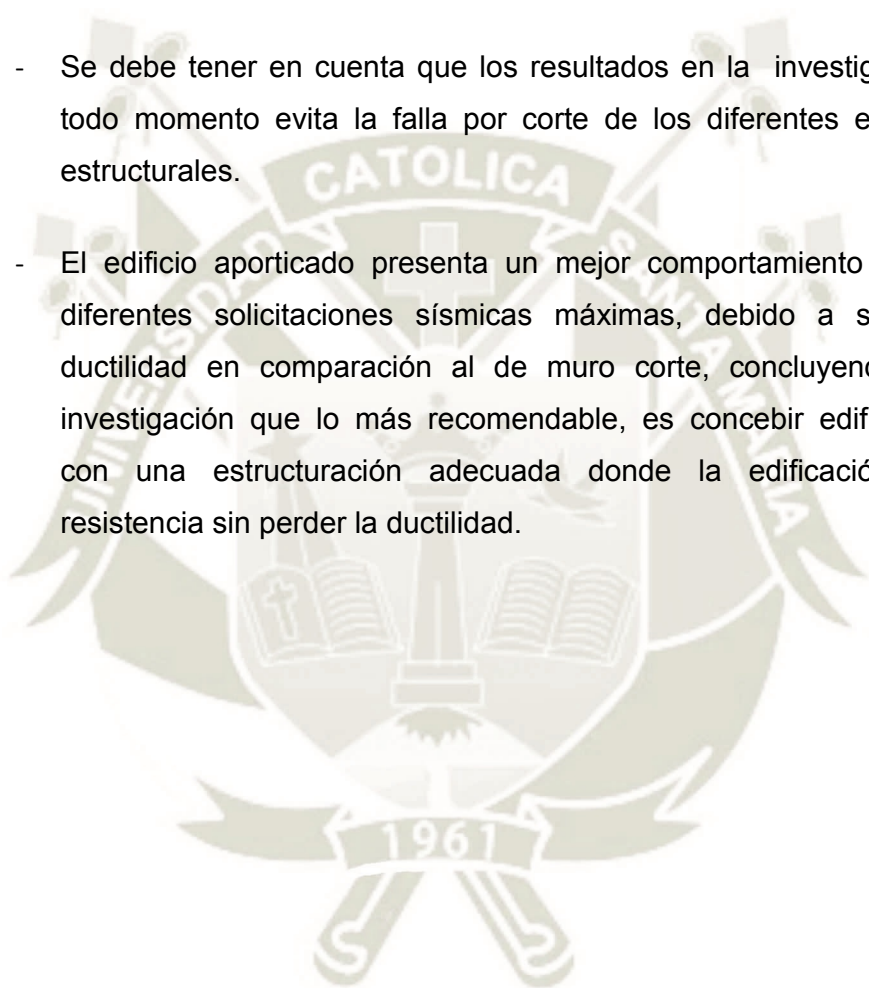
Es importante resaltar que las edificaciones aporticadas presentaron un objetivo de desempeño mejor que el exigido, las edificaciones con muros de corte cumplieron simplemente lo exigido por la norma.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES.

- Alestructuraredificacionesde6y8sinlapresenciademurosdecorte y cumpliendo con la deriva correspondiente (0.007) resulta columnas (0.85m x 0.85m) (1.10m x 1.10m) para 6 y 8 niveles respectivamente, resultando cuantías mínimas en su diseño a flexo-compresión, debido a que el predimensionamiento está en función a cumplir la distorsión de entrepiso.
- Según la configuración estructural de las edificaciones sin muros de corte, diseñadas y construidas en nuestro país con las normas anteriores sísmorresistentes, estas no cumplen con la deriva exigida por la norma E-0.30 (2018).
- Realizando el análisis estático no lineal en las edificaciones de concreto armado nos permite observar el comportamiento de la estructura hasta alcanzar el colapso, mostrándonos la formación de rotulas plásticas en los diferentes elementos estructurales, pudiendo el ingeniero estructural optimizar el diseño inicial.
- El análisis Estático no Lineal nos permite verificar el factor de reducción de fuerza sísmica R, obteniéndose variaciones mínimas que no afectan en el diseño final.
- En el análisis y diseño por desempeño se pudo observar la formación de rotulas plásticas en los extremos de las vigas para momentos positivos los cuales alcanzaron el momento de fluencia antes que los momentos negativos, ya que en diagrama de envolventes de diseño generalmente en esta zona se considera una tercera parte del acero positivo máximo.

- Al realizar el análisis y diseño de las edificaciones de 6 y 8 niveles según nuestro reglamento nacional de edificaciones y posteriormente verificar su comportamiento estructural por desempeño, se concluyó que las edificaciones cumplen con la filosofía del diseño sísmo-resistente exigido en nuestra norma.
- Se debe tener en cuenta que los resultados en la investigación en todo momento evita la falla por corte de los diferentes elementos estructurales.
- El edificio aporticado presenta un mejor comportamiento ante las diferentes sollicitaciones sísmicas máximas, debido a su mayor ductilidad en comparación al de muro corte, concluyendo en la investigación que lo más recomendable, es concebir edificaciones con una estructuración adecuada donde la edificación tenga resistencia sin perder la ductilidad.



RECOMENDACIONES.

- Se recomienda a los ingenieros estructurales, tener en cuenta que no es posible optar por una configuración estructural en edificios de 6 y 8 niveles sin la presencia de muros de corte, ya que para cumplir las derivas exigidas por el reglamento, dará como resultado columnas con dimensiones significativas que al diseñarlas resultan ser antieconómicas
- Se recomienda que las edificaciones sin muros de corte construidas en nuestro país sin cumplir con la norma actualizada E0.30, deben realizar un estudio patológico incluyendo el análisis no lineal, así poder evaluar su desempeño y proceder a su intervención estructural.
- Se recomienda que en nuestra norma E-0.30 se incluya el análisis por desempeño para edificaciones esenciales en forma obligatoria, para el caso de edificaciones importantes y comunes, cuando estas sean de varios niveles ya que a la fecha contamos con toda la metodología, procedimientos para realizar este tipo de análisis (Análisis Estático No Lineal).
- Se debe considerar mayores cuantías mínimas de acero para momentos positivos en los extremos de las vigas para aumentar mayor resistencia a la flexión y evitar la rápida formación de rotulas plásticas en la unión viga – columna o muro columna.
- Es posible refinar el factor de reducción de fuerza sísmica R y poder análisis y diseñar de manera más óptima obteniendo resultados más confiables de diseño.
- Se recomienda diseñar los edificios donde las acciones sísmicas deben ser resistidas tanto por pórticos y muros estructurales (dual),

es decir la fuerza cortante resistida por el muro debe de estar en el rango

de 40% - 50% esto nos dará rigidez lateral y no se perderá la ductilidad en la edificación.

- En el diseño de los diferentes elementos estructurales se debe tomar en cuenta las recomendaciones simorresistentes que permitan dar la ductilidad adecuada y evitar en todo momento las fallas por corte (frágil).



BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar Falconi, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Ecuador: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
- Aguiar Falconi, R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios*. Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguiar Falconi, R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios*. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército.
- Allauca Sanchez, L. Y., & Oue, T. (2006). *Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de cinco pisos diseñado con las normas Peruanas de Edificaciones (Tesis de pregrado)*. Lima: PUCP.
- Applied Technology Council ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California: Seismic Safety Commission.
- ATC-40, A. T. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*. Redwood City.
- Barreto Noa, G., & Samayani Garcia, R. (2016). *Análisis Elástico e Inelástico y verificación por desempeño para el reforzamiento Estructural de la Facultad de Ingeniería Civil (Tesis de pregrado)*. Arequipa: UNSA.
- Beauperthuy, J. L., & Urich, A. J. (2012). *El efecto de columna Corta Estudio de casos*. Venezuela: B.R.S. Ingenieros.
- Bertero, V. (1992). *Lecciones aprendidas de terremotos catastróficos recientes y otras investigaciones: Filosofía y estado de la práctica del diseño sísmorresistente (Tesis de pregrado)*. Cajamarca: UNC.
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Princeliness.
- Borda Meza, L. M., & Pastor Dulanto, A. E. (2007). *Desempeño Sísmico de un edificio Aporticado Peruano de seis pisos (Tesis de pregrado)*. Lima: PUCP.
- Centro de Investigación en Gestión Integral de Riesgos. (2009). *Patologías en las Edificaciones*. Venezuela: CIGIR.
- Edificaciones, R. N. (2016). *Diseño Sísmorresistente*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia ICG.
- Federal Emergency Management Agency FEMA. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D.C: ASCE.
- FEMA-356. (2000). *Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington.
- Jimenez, C. J. (2014). *Calibración del Umbral de Daño Sísmico para el análisis de fragilidad Sísmica de Estructuras de Hormigón Armado mediante Análisis Estático no Lineal*. Barcelona: UPC.

- Jurado Guerra, C., & Mendoza Quintana, M. (2012). *Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de 5 pisos diseñado con el reglamento Nacional de edificaciones aceotando una deriva Maxima de 1% (Tesis de pregrado)*. Lima: PUCP.
- Leon, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo Sísmico de Edificios*. Cataluña: UPC.
- Marte Jiménez, C. J. (2014). *Calibración de umbrales de daño Sísmico para el Análisis de fragilidad Sísmica de Estructuras de Hormigón Armado mediante Análisis Estático no Lineal (Tesis de posgrado)*. Barcelona: Universidad Politecnica de Cataluña.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: El peruano.
- Ottazi Pasino, G. (2011). *Apuntes de Concreto Armado I*. Lima: PUCP.
- Ottazzi Pasino, G. (2014). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: ACI.
- Park, R., & Paulay, T. (1983). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Nueva Zelanda: Universidad de Caterbury.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. California: University of California.
- Pique del Pozo, J. R. (2003). *Desempeño Sísmico Estructural*. Lima: UNI.
- Priestley, M., P. y. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & New York.
- Quiñones Reyes, P. E. (2016). *Proyecto de estructuras de un edificio de oficinas en Miraflores con dos sótanos y cinco pisos. (Tesis de pregrado)*. Lima: PUCP.
- Safina, S. (2003). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales*. Universidad Politecnica de Catalunya: UPC.
- Silva Mercado, R. M. (2018). *Desempeño Sísmico de muros de Quincha tradicional mediante el metodo Espectro de Capacidad (Tesis de pregrado)*. Lima: PUCP.
- T. Paulay, R. &. (1988). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Nueva Zelanda.
- The Structural Engineers Association of California SEAOC. (1995). *Performance Based Seismic engineering of Buildings*. California: SEAOC.
- Vergara Luna, V. A., & Zevallos Esquivel, M. C. (2014). *Análisis sísmico por desempeño estático no Lineal de un edificio de 6 Niveles en la ciudad de Trujillo (Tesis de pregrado)*. Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego.
- Villanueva Mohr, G. O. (2009). *Diseño Sísmico por Desempeño Aplicado a un Edificio de Hormigón Armado (Tesis de pregrado)*. Chile: Universidad Austral de Chile.



ANEXO-1

EJEMPLO DE APLICACIÓN

Ejemplo Momento-Curvatura.

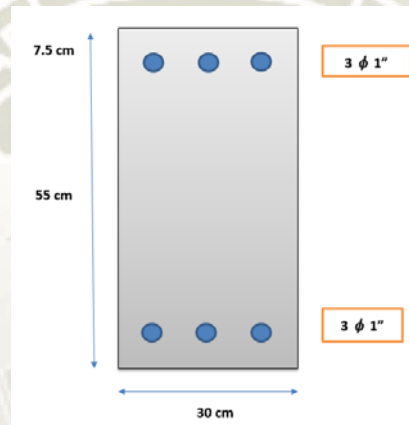
1.- Determinar el diagrama momento curvatura para las dos secciones mostradas. Usar para el acero la relación esfuerzo-deformación mencionada en tesis (curva completa) y para el concreto el bloque rectangular.

$$f_c = 280 \frac{Kgf}{cm^2}$$

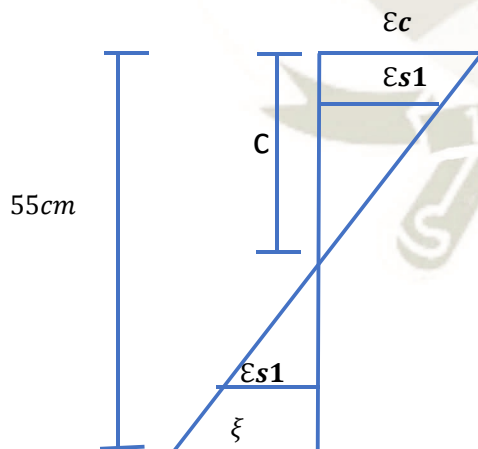
$$f_y = 4220 \frac{Kgf}{cm^2}$$

$$E_c = 15000\sqrt{f_c} E_c = 15000\sqrt{280} E_c = 251602.365$$

$$E_s = 2038735.984 \text{ kgf/cm}^2$$



Punto N°1 Momento de Agrietamiento



$$\sigma_{cr} = 2\sqrt{281.35}$$

$$\xi = \frac{\sigma_{cr}}{E_c}$$

$$\sigma_{cr} = 33.547 \frac{Kgf}{cm^2}$$

$$\xi = 1.333 \times 10^{-4}$$

Determinando C

$$\frac{\varepsilon c}{c} = \frac{1.333 \times 10^{-4}}{55 - c}$$

$$\varepsilon c = \frac{(1.333 \times 10^{-4}) \times (c)}{55 - c}$$

$$\frac{\varepsilon s1}{c - 7,5} = \frac{1.333 \times 10^{-4}}{55 - c}$$

$$\varepsilon s1 = \frac{(1.333 \times 10^{-4}) \times (c - 7,5)}{55 - c}$$

$$\frac{\varepsilon s2}{47,5 - c} = \frac{1.333 \times 10^{-4}}{55 - c}$$

$$\varepsilon s2 = \frac{(1.333 \times 10^{-4}) \times (47,5 - c)}{55 - c}$$

Aplicando $\sum F = 0$

$$251602.365 \times \left[\frac{(1.333 \times 10^{-4})(c)}{55 - c} \right] \times c \times \frac{30}{2} + 108.04 \times 251602.365 \times \left[\frac{(1.333 \times 10^{-4})(c - 7.5)}{55 - c} \right] \times (c - 7.5) = 0$$

$$c = 27.501 \text{ cm}$$

Forma 2

$$30 \times c \times \frac{c}{3} + 108.04 \times 7.5 + 30 \times (55 - c) \times \left(c + (55 - c) \times \frac{2}{3} \right) + 108.04 \times 47.5 = (55.30 + 108.04 \times 2) \times c$$

$$c = 27.50 \text{ cm}$$

Momento

$$251602.365 \times \left[\frac{(1.333 \times 10^{-4})(c)}{55 - c} \right] \times c \times 15 \times \frac{2}{3} \times c + 108.04 \times 251602.365 \times \left[\frac{(1.333 \times 10^{-4})(c - 7.5)}{55 - c} \right] \times (c - 7.5) + 251602.365 \times 1.333 \times 10^{-4} \times (55 - c) \times \frac{30}{2} \times ((55 - c) \times \frac{2}{3}) + 251602.365 \times \left[\frac{(1.333 \times 10^{-4})(47.5 - c)}{55 - c} \right] \times (47.5 - c) = 0$$

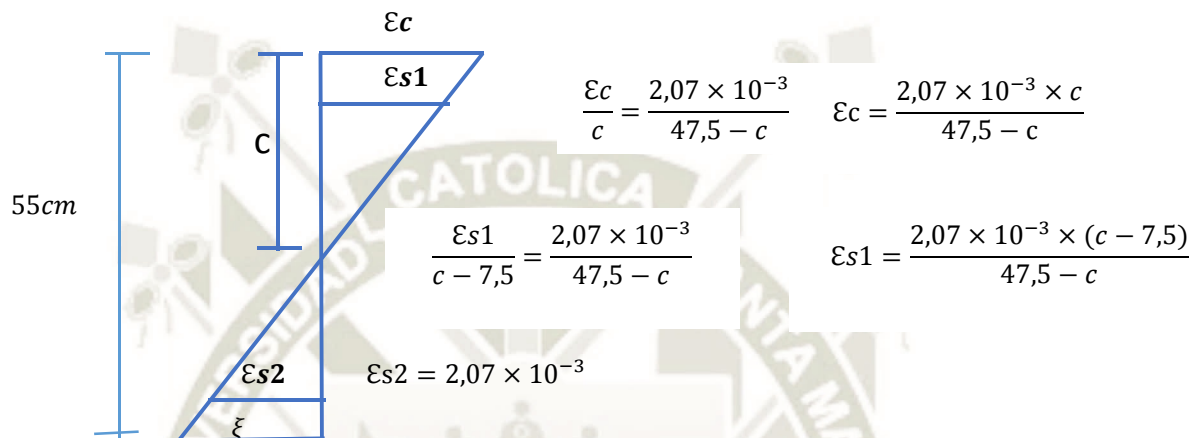
$$M_{cr} = 612746.009 \text{ Kgf} \times \text{cm}$$

$$\phi \Rightarrow \frac{1.333 \times 10^{-4}}{27.5} = 4.8472 \times 10^{-6} \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$

Punto N°2 Fluencia en el Acero

$$\xi = 2,07 \times 10^{-3}$$

$$\frac{4220}{2038735,984}$$



Aplicando $\sum F = 0$

Forma 1

$$251602,365 \times \left[\frac{(2,07 \times 10^{-3})(c)}{47,5 - c} \right] \times c \times \frac{30}{2} + 251602,365 \times \left[\frac{(2,07 \times 10^{-3})(c - 7,5)}{47,5 - c} \right] \times 108,04 = 15,21 \times 4220,18$$

$$c = 14,735 \text{ cm}$$

Forma 2

$$30 \times c \times \frac{c}{3} + 108,04 \times 7,5 + 123,247 \times 47,50 = (30 \times c + 108,04 + 123,247) \times c$$

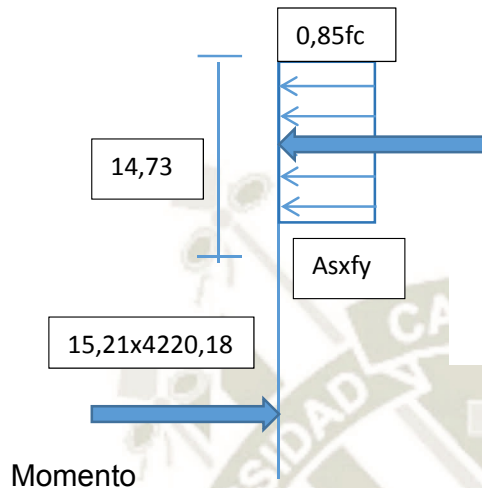
$$c = 14,735 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 251602,36 \times 9,309 \times 10^{-4} = 234,221 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$234,221 > 0,7f_c$$

Aplicamos Whitney

$$\sigma_{\epsilon s1} = 251602,36 \times 4,571 \times 10^{-4} = 931,88 \frac{Kgf}{cm^2}$$



Determinamos f_c

$$f_c \times 30 \times 12,525 + 15,21 \times 931,88 - 15,21 \times f_c = 15,21 \times 4220,18$$

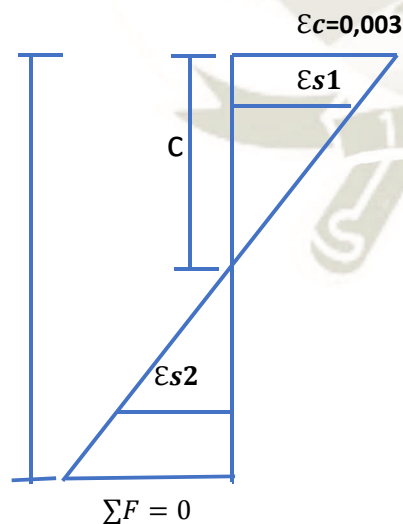
$$f_c = 138,723 \frac{Kgf}{cm^2}$$

$$M = 15,21 \times 4220,18 \times 32,765 + 138,723 \times 12,525 \times 30 \times 8,473 + 931,88 \times 15,21 \times 7,235 - 15,21 \times 138,723 \times 7,3235$$

$$My = 2632068,736 \text{ Kgf} \times \text{cm}$$

$$\phi_y = 6,3177 \times 10^{-5}$$

Punto N°3 Rotura



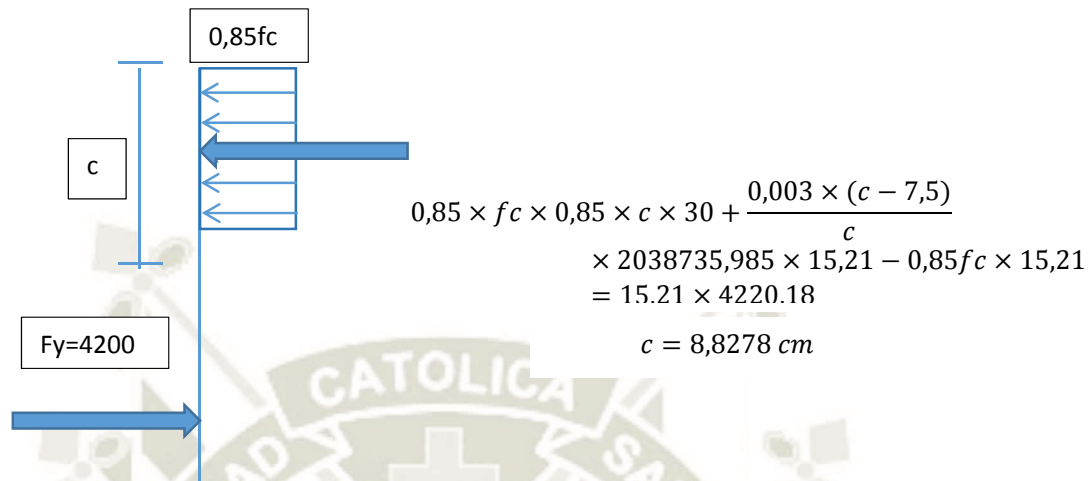
$$\frac{\epsilon_{s1}}{c - 7,5} = \frac{0,003}{c}$$

$$\frac{\epsilon_{s2}}{47,5 - c} = \frac{0,003}{c}$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{0,003 \times (c - 7,5)}{c}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{0,003 \times (47,5 - c)}{c}$$

Aplicamos



Se supone que $f_y = 4220,18$, se verifica

$$\epsilon_{s2} = \frac{0,003 \times (47,5 - 8,8278)}{8,8278} = 0,013142$$

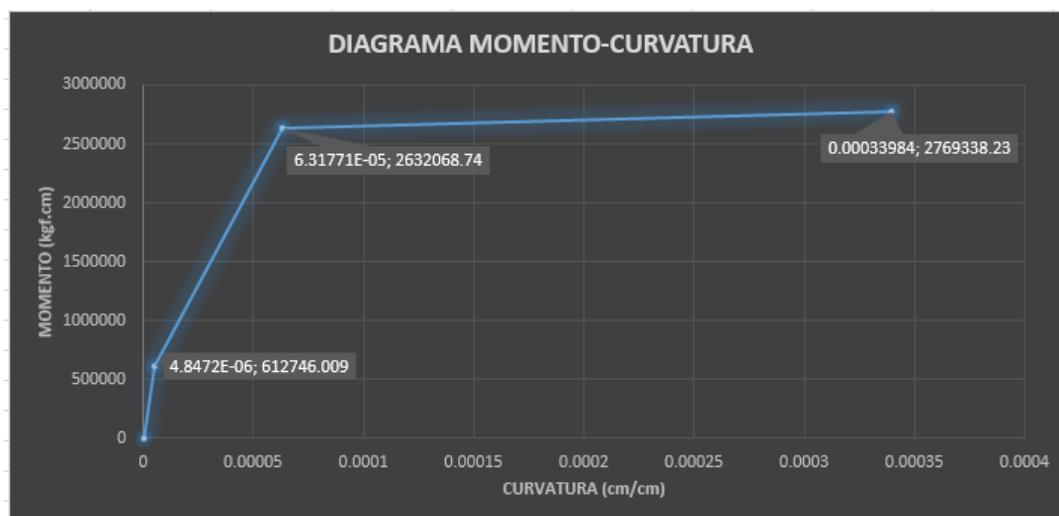
De acuerdo a la gráfica esta correcto la suposición

Hallando el Momento

$$0,85 \times 281,35 \times 0,85 \times 8,8278 \times 30 \times \left[c - \frac{0,85 \times c}{2} \right] + 919,946 \times 15,21 \times (c - 7,5) - 15,21 \times 0,85 \times 281,31 \times (c - 7,5) + 4220,18 \times 15,21 \times (47,5 - c)$$

$$M = 2769338,234 \text{ Kgf} \times \text{cm}$$

$$\phi = \frac{0,003}{8,8298} = 3,3984 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$



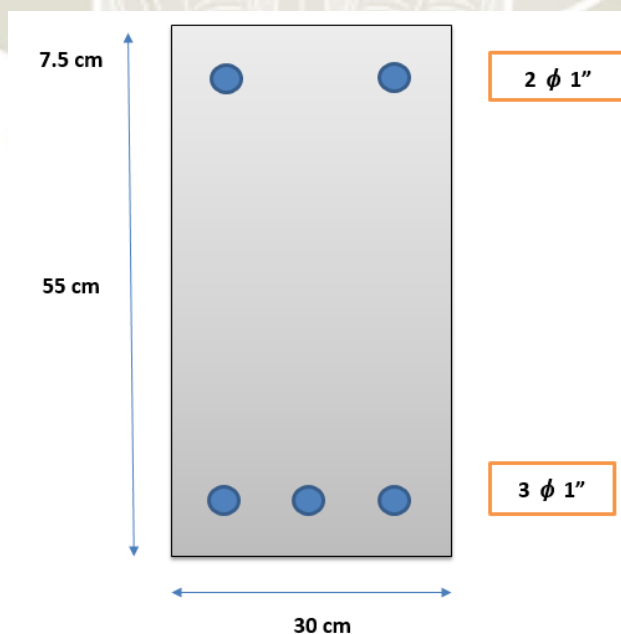
2.- Determinar el diagrama momento curvatura para las dos secciones mostradas. Usar para el acero la relación esfuerzo-deformación mencionada en tesis (curva completa y para el concreto el bloque rectangular.

$$f_c = 280 \frac{Kgf}{cm^2}$$

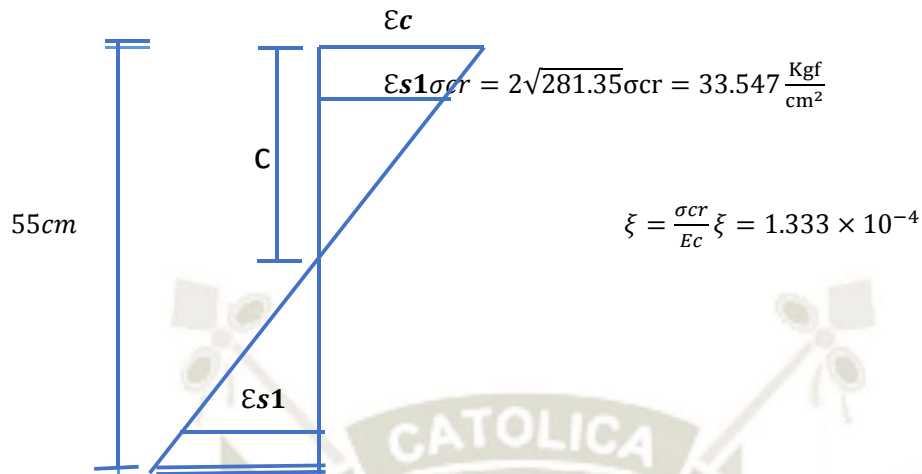
$$f_y = 4220 \frac{Kgf}{cm^2}$$

$$E_c = 15000\sqrt{f_c} E_c = 15000\sqrt{280} E_c = 251602.36$$

$$E_s = 2038735.984 \text{ kgf/cm}^2$$



Punto N°1 Momento de Agrietamiento



$$\epsilon_{s1} \sigma_{cr} = 2\sqrt{281.35} \sigma_{cr} = 33.547 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\xi = \frac{\sigma_{cr}}{E_c} \xi = 1.333 \times 10^{-4}$$

Determinando C

$$\frac{\epsilon_c}{c} = \frac{1.333 \times 10^{-4}}{55 - c}$$

$$\epsilon_c = \frac{(1.333 \times 10^{-4}) \times (c)}{55 - c}$$

$$\frac{\epsilon_{s1}}{c - 7.5} = \frac{1.333 \times 10^{-4}}{55 - c}$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{(1.333 \times 10^{-4}) \times (c - 7.5)}{55 - c}$$

$$\frac{\epsilon_{s2}}{47.5 - c} = \frac{1.333 \times 10^{-4}}{55 - c}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{(1.333 \times 10^{-4}) \times (47.5 - c)}{55 - c}$$

Aplicando $\sum F = 0$

$$251602,365 \times \left[\frac{(1.333 \times 10^{-4})(c)}{55 - c} \right] \times c \times \frac{30}{2} + 72,02 \times 251602,365 \times \left[\frac{(1.333 \times 10^{-4})(c - 7,5)}{55 - c} \right] \times (c - 7,5) = 0$$

$$c = 27,896 \text{ cm}$$

$$30 \times c \times \frac{c}{2} + 72,02 \times 7,5 + 30 \times (55 - c) \times \left(c + (55 - c) \times \frac{2}{3} \right) + 108,04 \times 47,5 = (55 \times 30 + 108,04 + 72,02) \times c$$

$$c = 27.894 \text{ cm}$$

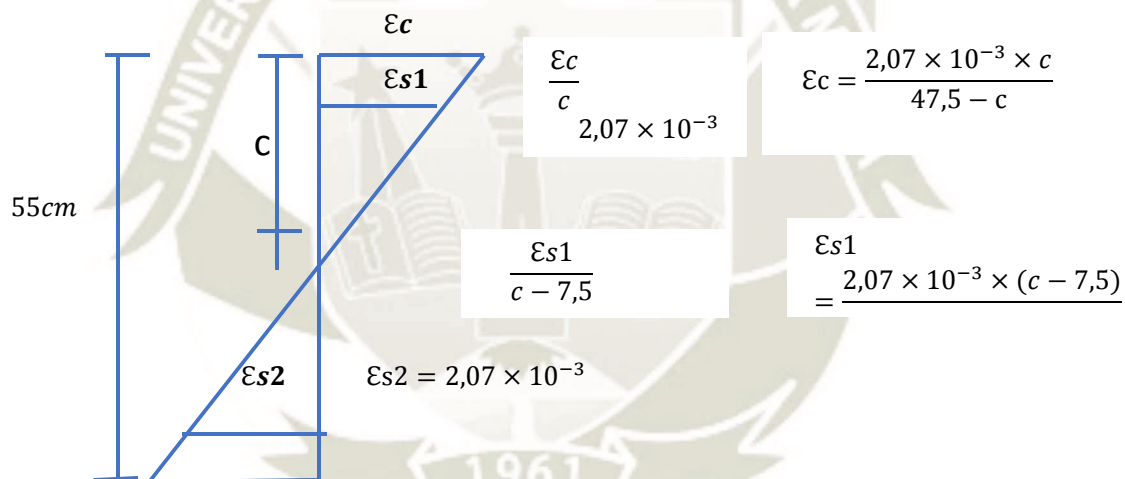
Momento

$$251602,365 \times \left[\frac{(1,333 \times 10^{-4})(c)}{55 - c} \right] \times c \times 15 \times \frac{2}{3} \times c + 72,02 \times 251602,365 \\ \times \left[\frac{(1,333 \times 10^{-4})(c - 7,5)}{55 - c} \right] \times (c - 7,5) + 251602,365 \times 1,333 \times 10^{-4} \\ \times (55 - c) \times \frac{30}{5} \times ((55 - c) \times \frac{2}{5}) + 251602,365 \times \left[\frac{(1,333 \times 10^{-4})(47,5 - c)}{55 - c} \right]$$

$$M_{cr} = 603531,7095 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$\phi = 4.9180 \times 10^{-6} \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$

Punto N°2 Fluencia del Acero



Aplicando $\sum F = 0$

$$251602,365 \times \left[\frac{(2,07 \times 10^{-3})(c)}{47,5 - c} \right] \times c \times \frac{30}{2} + 251602,365 \times \left[\frac{(2,07 \times 10^{-3})(c - 7,5)}{47,5 - c} \right] \times 72,02 \\ = 15,21 \times 4220,18$$

$$c = 15,1396 \text{ cm}$$

Forma 2

$$30 \times c \times \frac{c}{2} + 72,02 \times 7,5 + 123,247 \times 47,50 = (30 \times c + 72,02 + 123,247) \times c$$

$$c = 15,1396 \text{ cm}$$

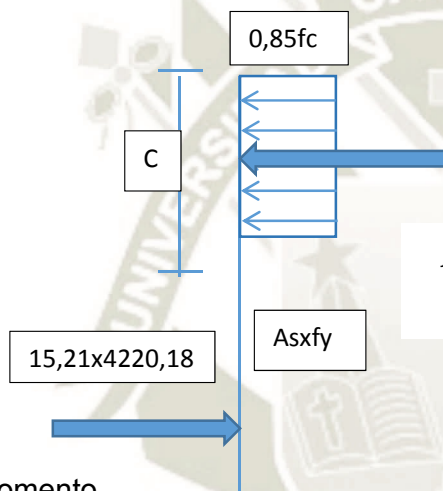
Verificamos σ_c

$$\sigma_c = 251602,36 \times 9,6844 \times 10^{-4} = 243,661 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$243,661 > 0,7f_c$$

Aplicamos Rectangulo de Whitney

$$\sigma_{\epsilon s1} = 996,29 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$



Determinamos f_c

$$f_c \times 30 \times 0,85 \times 15,1396 + 10,14 \times 996,29 - 15,21 \times f_c = 15,21 \times 4220,18$$

$$f_c = 143,88 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

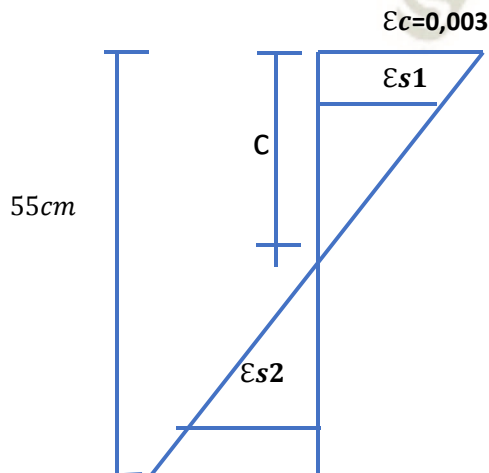
Momento

$$M = 15,21 \times 4220,18 \times 32,3604 + 143,88 \times 0,85 \times 15,1396 \times 30 \times 8,70527 + 996,29 \times 10,14 \times 7,6396 - 10,14 \times 143,88 \times 7,6396$$

$$M_y = 2649048,992 \text{ Kgf} \times \text{cm}$$

$$\phi_y = 6,3967 \times 10^{-5} \text{ cm/cm}$$

Punto N°3 Rotura



$$\frac{\epsilon_{s1}}{c - 7,5} = \frac{0,003}{c}$$

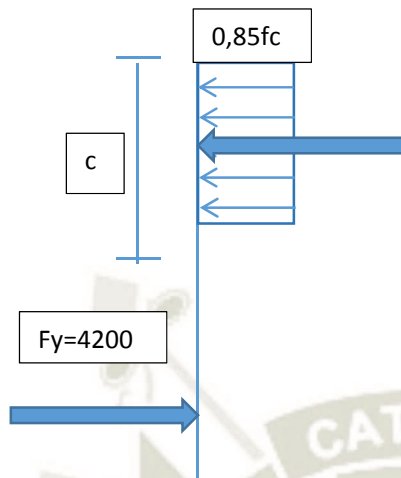
$$\epsilon_{s1} = \frac{0,003 \times (c - 7,5)}{c}$$

$$\frac{\epsilon_{s2}}{47,5 - c} = \frac{0,003}{c}$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{0,003 \times (47,5 - c)}{c}$$

Aplicamos

$$a = 0,85 \times c$$



$$0,85 \times fc \times 0,85 \times c \times 30 + \frac{0,003 \times (c - 7,5)}{c} \times 2038735,985 \times 10,14 - 0,85fc \times 10,14 = 15,21 \times 4220,18$$

$$c = 9,12cm$$

Ahora verificamos los fy1-fy2

$$\epsilon_{s1} = 5,329 \times 10^{-4}$$

$$fy1 = 1086,44 \frac{Kgf}{cm^2}$$

$$\epsilon_{s2} = 0,012625$$

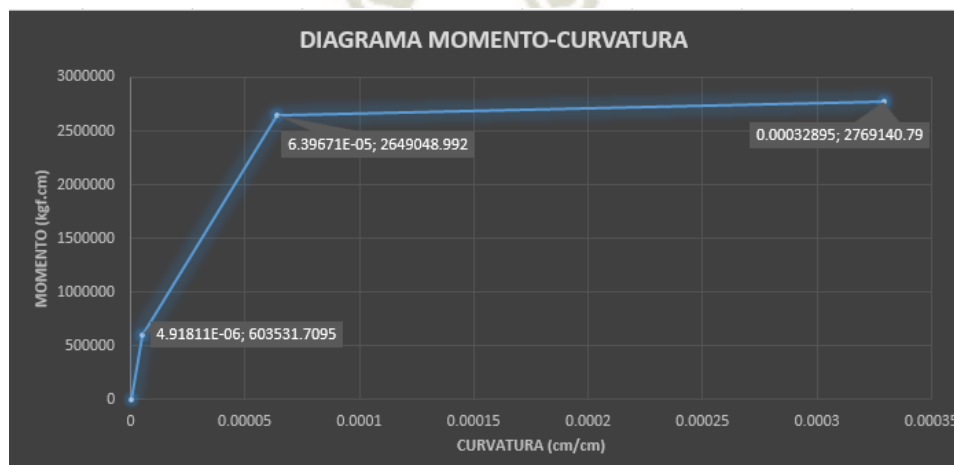
$$fy2 = 4220,18 \frac{Kgf}{cm^2}$$

Hallando el Momento

$$0,85 \times 281,35 \times 0,85 \times 9,12 \times 30 \times 5,244 + 1086,44 \times 10,14 \times 1,62 - 10,14 \times 0,85 \times 281,35 \times 1,62 + 4220,18 \times 15,21 \times 38,38$$

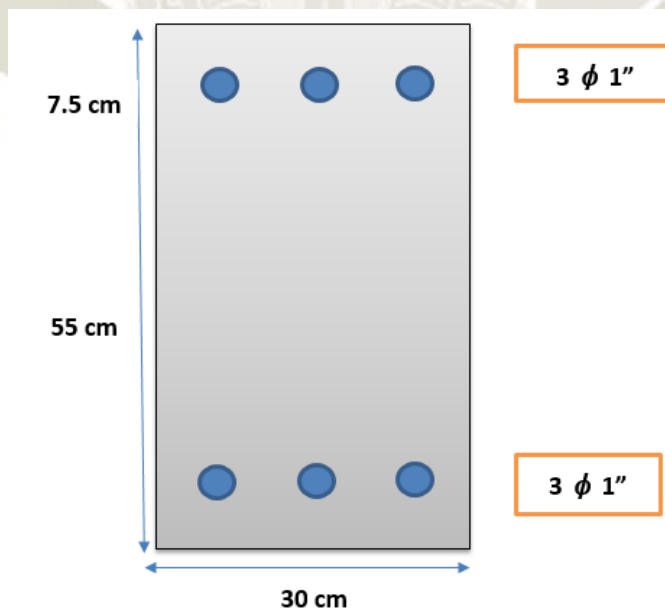
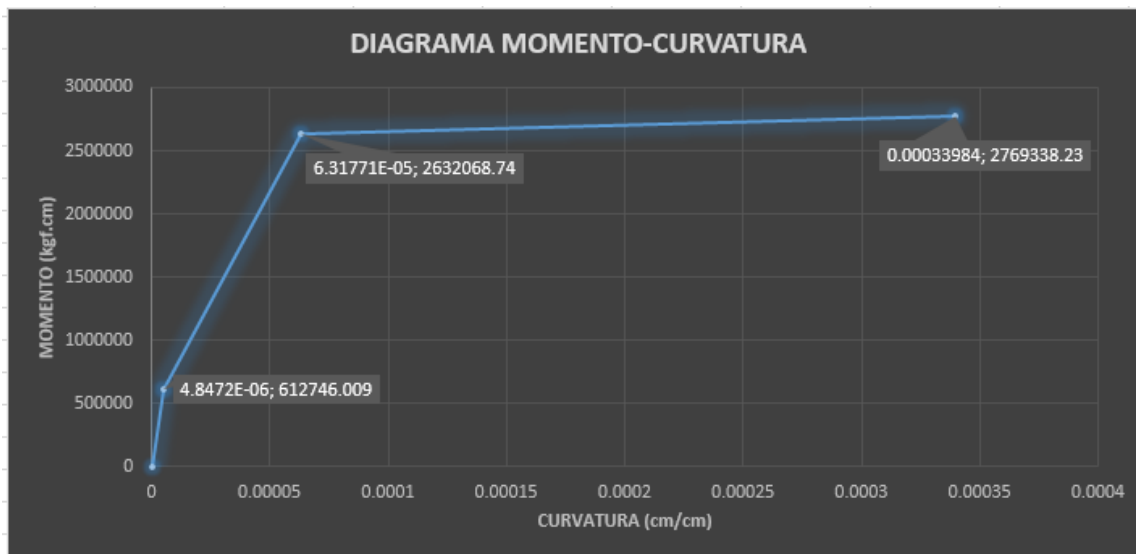
$$M = 2769140,79 Kgf \times cm$$

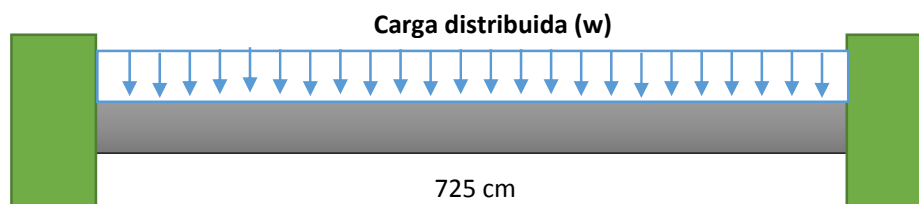
$$\phi = \frac{0,003}{9,12} = 3,2895 \times 10^{-4} \frac{cm}{cm}$$



EJEMPLO FORMACION DE ROTULAS PLASTICAS-CURVA DE CAPACIDAD.

Dibujar la curva de capacidad de la siguiente viga empotrada en dos extremos como se muestra en la figura, el diagrama momento curvatura de la viga es el siguiente.



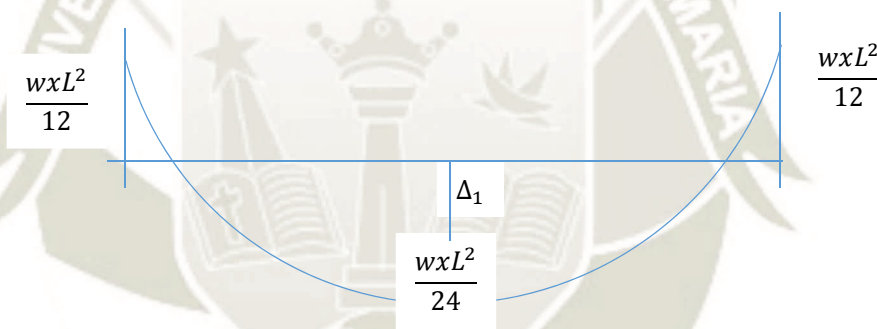


Se considera que la viga de concreto armado presenta un generoso refuerzo a corte por lo que la falla no será frágil, la falla será por la inestabilidad de la estructura (formación de rotulas plásticas).

Paso 1:

El refuerzo a lo largo de toda la viga es el mismo por lo que el diagrama momento curvatura será el mismo en los puntos a analizar.

De acuerdo al diagrama de momentos flectores en la viga doblemente empotrada se puede observar que el mayor momento está presente en los extremos, de tal forma se concluye que la formación de la primera rotula plástica se dará en los extremos.



Hallaremos la carga w_1 , la cual se determina cuando en los extremos se llegue al M_y (momento de fluencia) lo cual nos indica la formación de las primeras rotulas.

$$M_y = \frac{w \times L^2}{12} \quad \begin{matrix} 2632068.74 \text{ kgf.cm} \\ w \times 725 \times 725 \end{matrix}$$

w_1

Para determinar la curva de capacidad de la estructura debemos hallar el desplazamiento en el centro del claro ya que es nuestro punto de referencia.

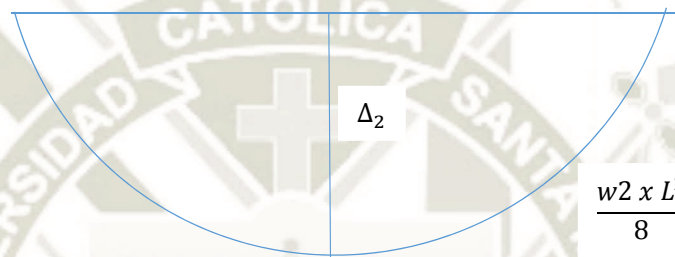
$$\Delta_1 = \frac{w_1 \times L^4}{384 EI} \quad \begin{matrix} EI \\ - \underline{M_y} \end{matrix} \quad EI$$

$$\Delta_1 = 1.0377 \text{ cm}$$

Tener en cuenta que la sección en los extremos ya presenta una curvatura la cual es la que genera la fluencia.

$$\phi_1 = 6.31771 \times 10^{-5} \text{ cm/cm}$$

Con la carga de 60 kgf/cm se forman rotulas plásticas en los extremos por llegar al momento de fluencia, lo que nos indica que los extremos ya no tienen capacidad de soportar momentos, pero si tiene capacidad de rotación, por esta consideración se idealizara una viga con apoyos simples.



Ahora se hallara la carga distribuida w_2 , tener en consideración que el centro del claro presenta ya un momento debido a la contribución de la carga w_1 .

$$M_{w1} = \frac{w_1 \times L^2}{24} \quad M_{w1}$$

Para determinar el w_2 hallaremos el Momento (M_r) que aún puede resistir la viga en el centro del claro.

$$M_r = 1316034.37 \text{ kgf.cm}$$

$$M_r = \frac{w_2 \times L^2}{8}$$

$$w_2 = 725 \text{ kg/m}$$

Con la carga w_2 se formara la rótula plástica en el centro del claro, al aplicar la carga w_2 se genera giros en los extremos y una deformación en el claro.

Se debe de verificar si los giros formados en los extremos debido a la carga w_2 , exceden al giro máximo que soporta la sección (diagrama momento curvatura).

$$\theta = \frac{w_2 \times L^3}{24 EI}$$

$$\theta = 0.0076339 \text{ rad}$$

Como el diagrama está en función a momentos y curvatura, hallaremos la curvatura que genera la carga w_2 .

$$\phi_2 = (\theta)/L_p$$

$$L_p = d = 55 \text{ cm}$$

$$\phi_2 = 1.3879 \times 10^{-4} \text{ cm/cm}$$

Ahora hallaremos la curvatura que se generaría con la presencia de w_1 y w_2 en los extremos y se verificara si la sección es capaz de soportar más rotación.

$$\phi_{w_1+w_2} = \phi_1 + \phi_2$$

$$\phi_{w_1+w_2} = 2.01975 \times 10^{-4}$$

$$\phi_{rotura} = 3.3984 \times 10^{-4}$$

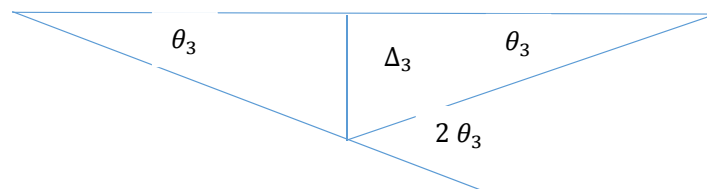
Se observa que la curvatura que se presenta en los extremos bajo las cargas w_1 y w_2 es menor a la curvatura de colapso lo que indica que: la sección en el extremo soporta el giro que genera las cargas w_1 y w_2 , también se puede observar que la sección puede seguir girando sin soportar carga.

Una vez verificado que la sección soporta el giro que genera la carga w_1 - w_2 se determina el desplazamiento generado por w_2 .

$$\Delta_2 = \frac{5w_2 \times L^4}{384 EI}$$

$$\Delta_2 = 1.72955 \text{ cm}$$

Finalmente la estructura no puede soportar más carga, pero aún tiene capacidad de rotación.



Debemos de determinar cuanta capacidad de rotación tiene aún los extremos y el claro para llegar al colapso, ya que el giro en el extremo y claro tiene una relación de 1:2 como se observa en la figura.

Capacidad de Rotación faltante para colapso Extremo:

$$\phi_{fe} = 1.3777 \times 10^{-4} \text{ cm/cm}$$

Capacidad de Rotación faltante para colapso Claro:

$$\phi_{fc} = 2.7656 \times 10^{-4} \text{ cm/cm}$$

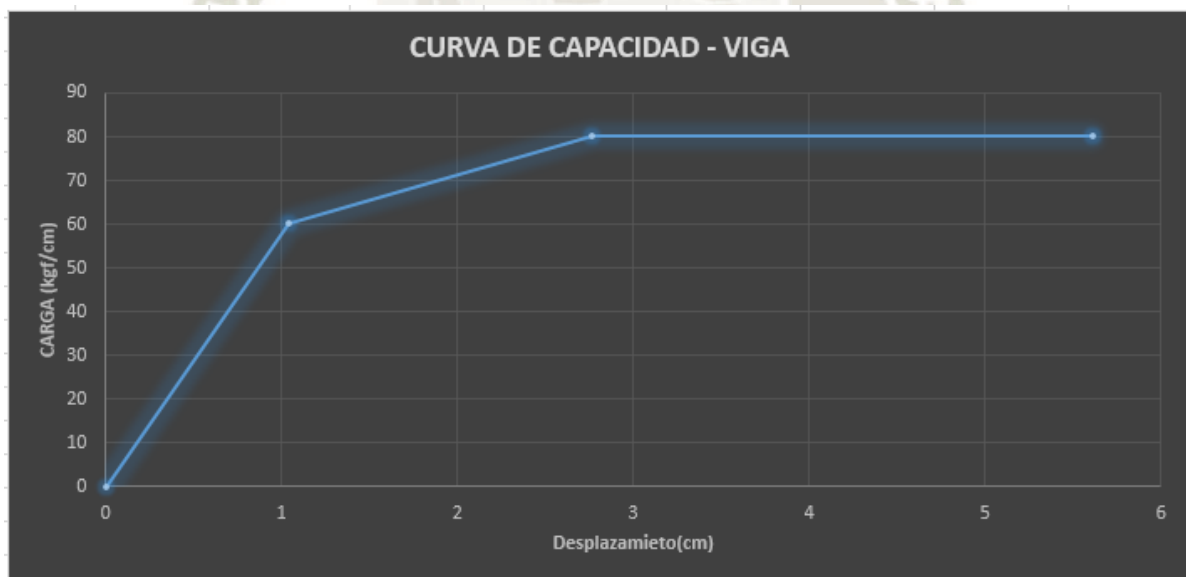
La sección que llegara al primeramente al colapso será la del extremo por ende se calculara el desplazamiento en base a esto.

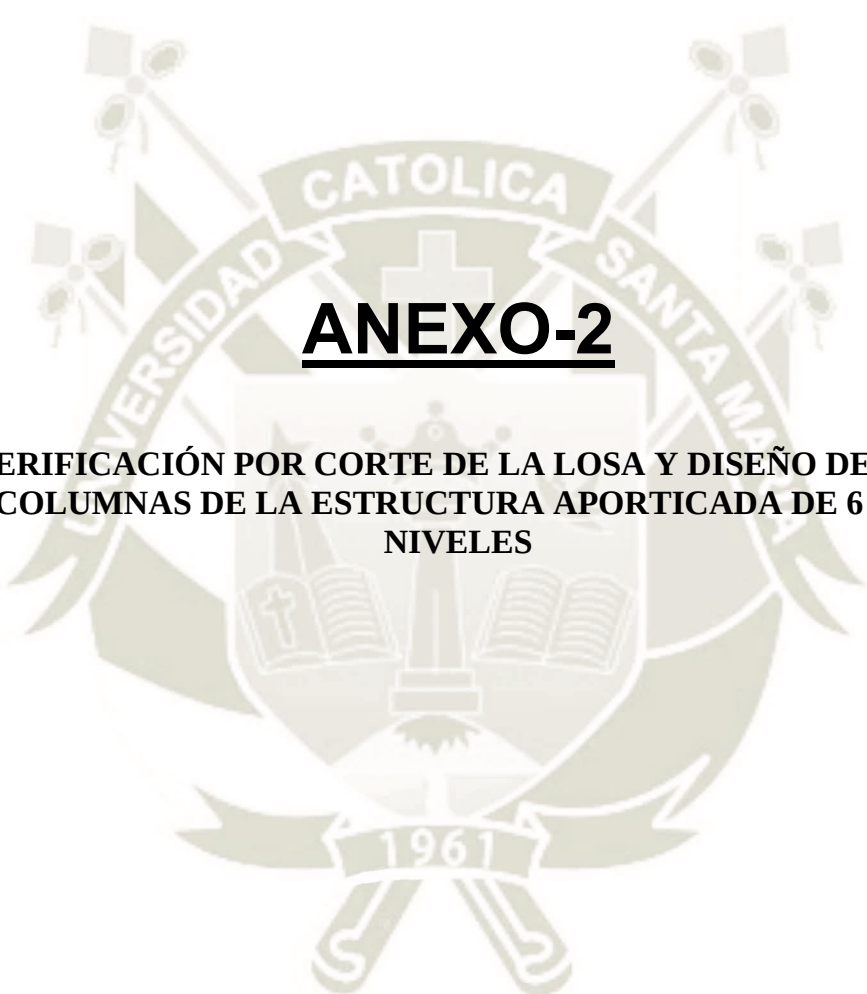
$$\theta = \phi * Lp$$

$$\theta = 0.43413442$$

$$\tan(0.43413442) = \frac{\Delta_3}{375}$$

$$\Delta_3 = 2.84145 \text{ cm}$$





ANEXO-2

VERIFICACIÓN POR CORTE DE LA LOSA Y DISEÑO DE LAS COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA APORTICADA DE 6 Y 8 NIVELES

DISEÑO DE LOSA

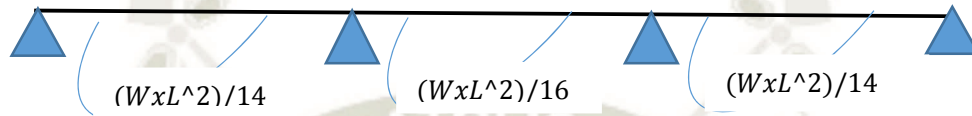
DISEÑO POR FLEXIÓN

$$(WxL^2)/24$$

$$(WxL^2)/10$$

$$(WxL^2)/10$$

$$(WxL^2)/24$$



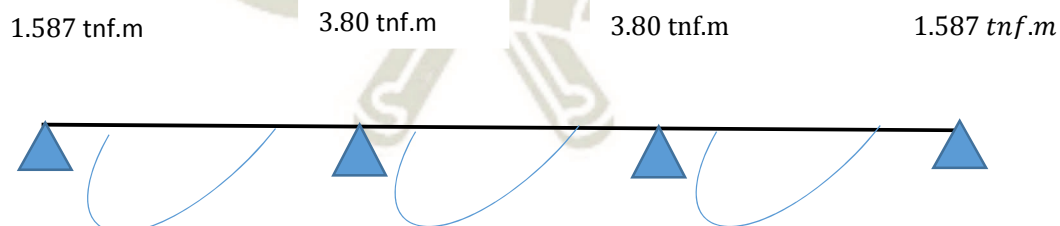
CARGA MUERTA Y CARGA VIVA.

CARGAS MUERTAS	PISO TIPICO (tnf/m2)
Peso Losa Maciza	0.48
Peso Piso Terminado	0.10
Peso Tabiquería	0.15
Σ	0.73
CARGAS VIVAS	PISO TIPICO (tnf/m2)
Peso de Cargas Vivas	0.20
Σ	0.20

Tabla 5. 8 Cargas muertas y cargas vivas para análisis. (Elaboración Propia)

Wultimo= 1.152 tnf/m en un metro de losa

Longitud = 5.75 m



Momento - = 3.8 tnf.m

As= 5.13 cm²

1 m de área tributaria

Momento + = 2.77 tnf.m

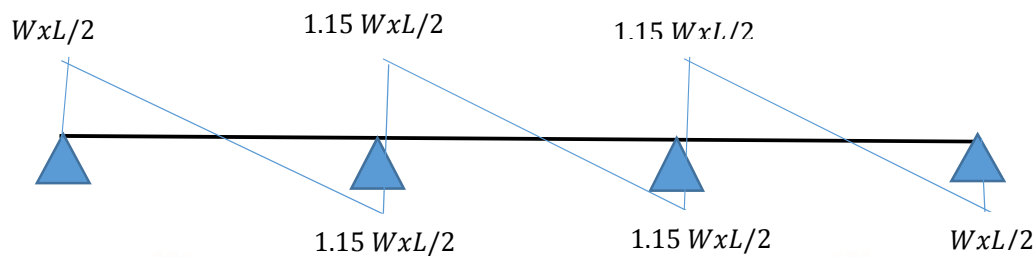
As= 3.78 cm²

1 m de área tributaria

Corresponde Momento - = Acero de ½" @ 0.20 m

Corresponde Momento + = Acero de ½" @ 0.20 m

DISEÑO POR CORTE



Cortante máxima = 3.9744 tn.f

Cortante de Diseño = 4.67576471 tn.f

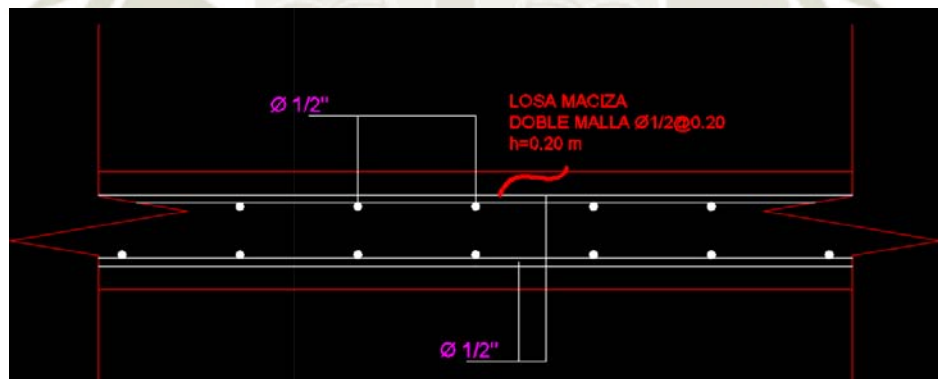
$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$V_c = 13824.7002 \text{ kgf}$

$V_c = 13.82 \text{ tnf}$

$V_d < V_c$

Entonces no necesita Estribos por Corte.



DISEÑO POR CORTE DE COLUMNAS

Siguiendo el mismo criterio de buscar una fallo por flexión en lugar de una por corte, la fuerza cortante (V_u) de los elementos en flexo compresión deberá determinarse a partir de la resistencias nominales en flexión (M_n), en los extremos de la luz libre del elemento, asociadas a la fuerza axial P_u que de como resultado el mayor momento nominal posible.

Deberá colocarse en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud, medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento) que no sea menor que:

- Un Sexto de la luz libre del elemento.
- La máxima longitud de la sección transversal del elemento.
- A 45 cm.

Estos estribos tendrán un espaciamiento que no debe exceder del menor de los siguientes valores, a menos que las exigencias de diseño por esfuerzo cortante sean mayores:

- La mitad de la sección más pequeña de la sección transversal del elemento.
- A 10 cm teniendo en cuenta que el primer estribo deberá ubicarse a no más de 5cm de la cara del nudo.

El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento, no deberá exceder de 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, la menor dimensión del elemento o 30 cm a menos que las exigencias por diseño de esfuerzo cortante sean mayores.

El área mínima del refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro del nudo, deberá cumplir con:

$$v \geq 7.0 \sqrt{((b.s)/f_y)}$$

b= ancho del nudo.

“s” no deberá de ser mayor a 15cm.

Para miembros sujetos a flexo compresión podrá evaluarse considerando:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d (1 + 0.0071 P_u / A_g)$$

Cuando la fuerza cortante V_u exceda de ϕV_c , deberá proporcionarse refuerzo por corte de manera que se cumpla:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s \geq \sqrt{(A_v f_y d) / s}$$

Donde A_v es el área de refuerzo por cortante dentro de una distancia “s” proporcionada por la suma de áreas de las almas del o de los estribos ubicados en el alma.

La resistencia al cortante V_s no deberá considerarse mayor que:

$$2.1 f_c b_w d$$

DISEÑO PARA COLUMNA APORTICADO 6 NIVELES

Edificio Aporticado de 6 Niveles

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} b_w d (1 + 0.0071 P_u / A_g)$$

$$P_u = 390.69 \text{ tnf}$$

$$A_g = 7225 \text{ cm}^2$$

$$V_c = 73181.53 \text{ kgf}$$

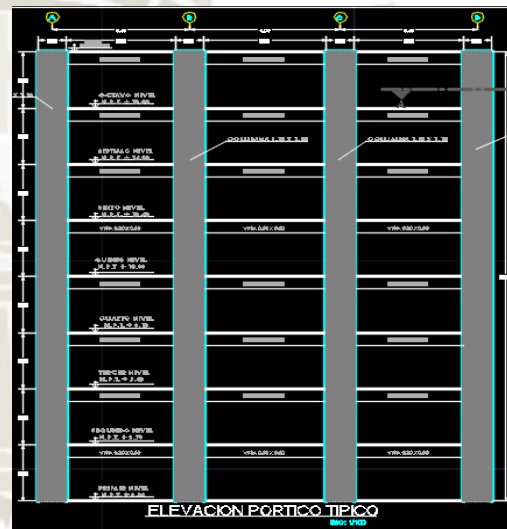
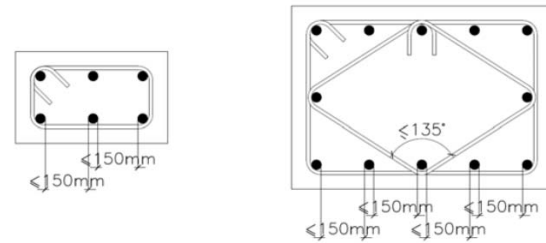
$$V_c = 73.18 \text{ Tnf}$$

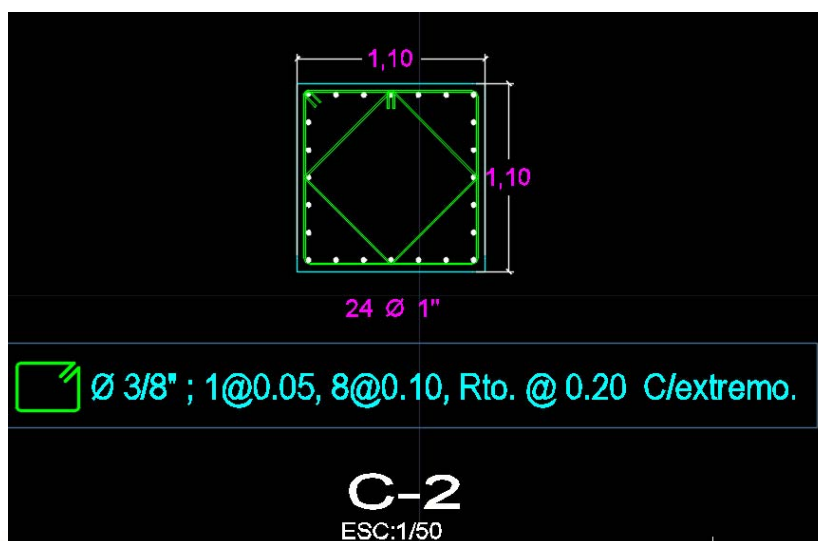
$$V_u = 13.59 \text{ tnf}$$

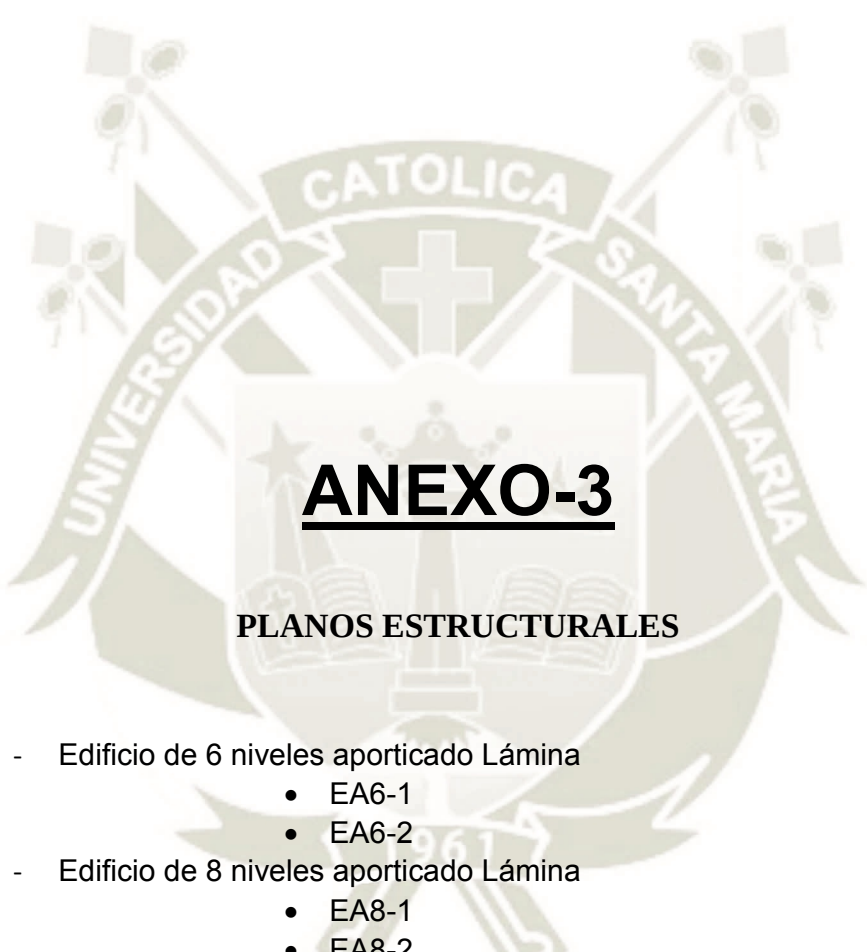
$$V_u / \phi = 15.99 \text{ tnf}$$



Entonces podemos observar que no necesita estribos la columna debido a su gran dimensión por ende se considerara las consideraciones del reglamento nacional de edificaciones.



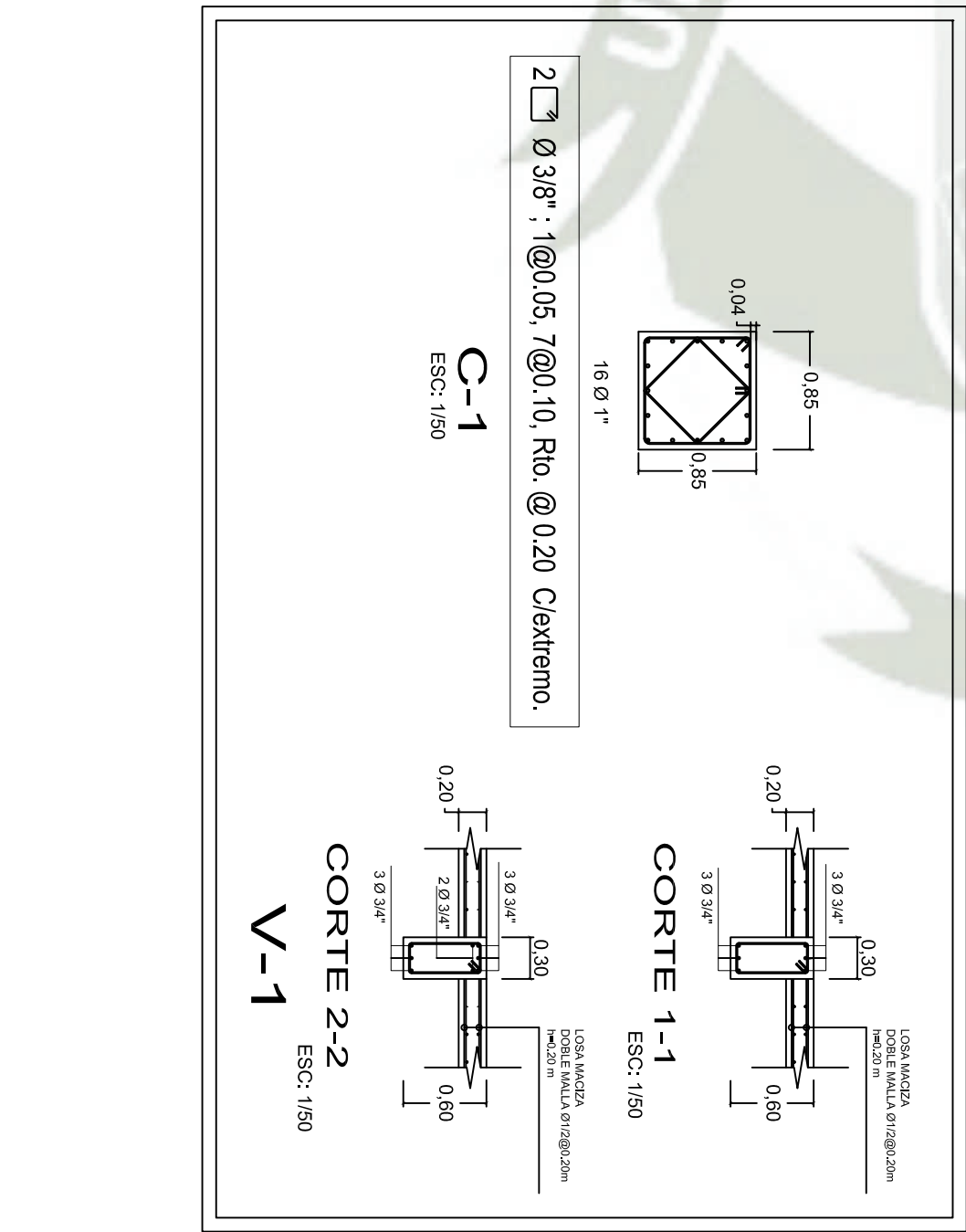
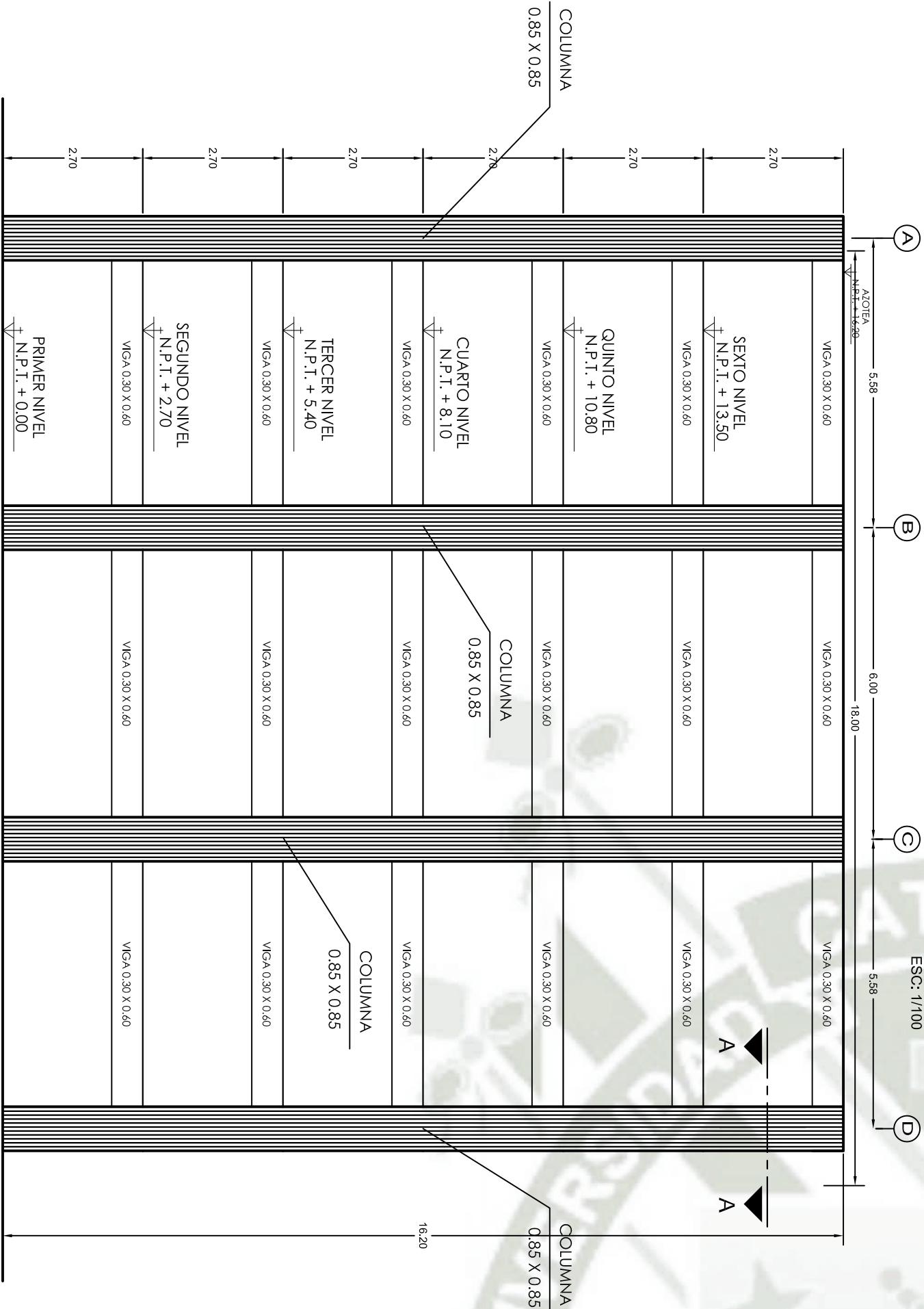
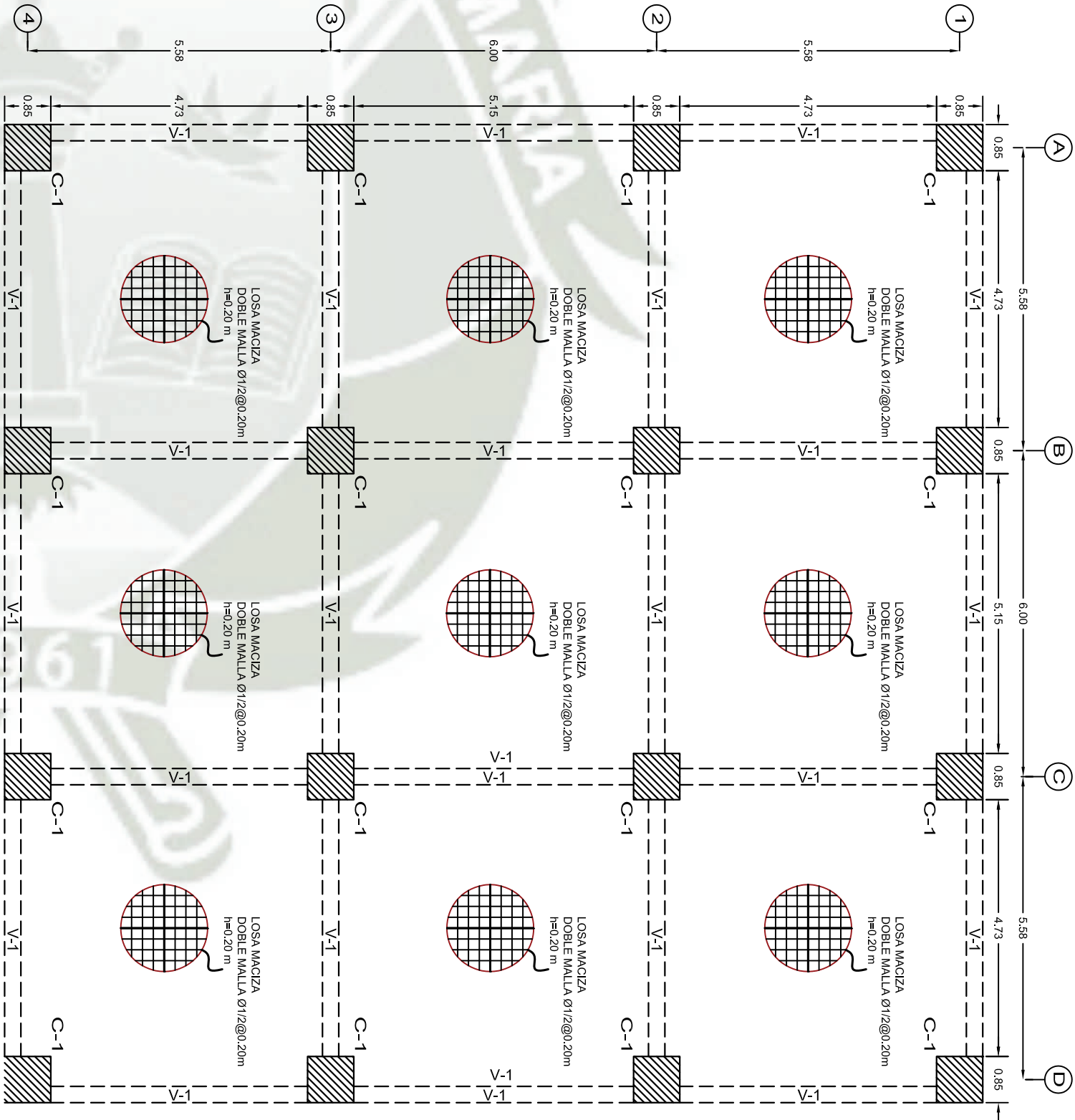
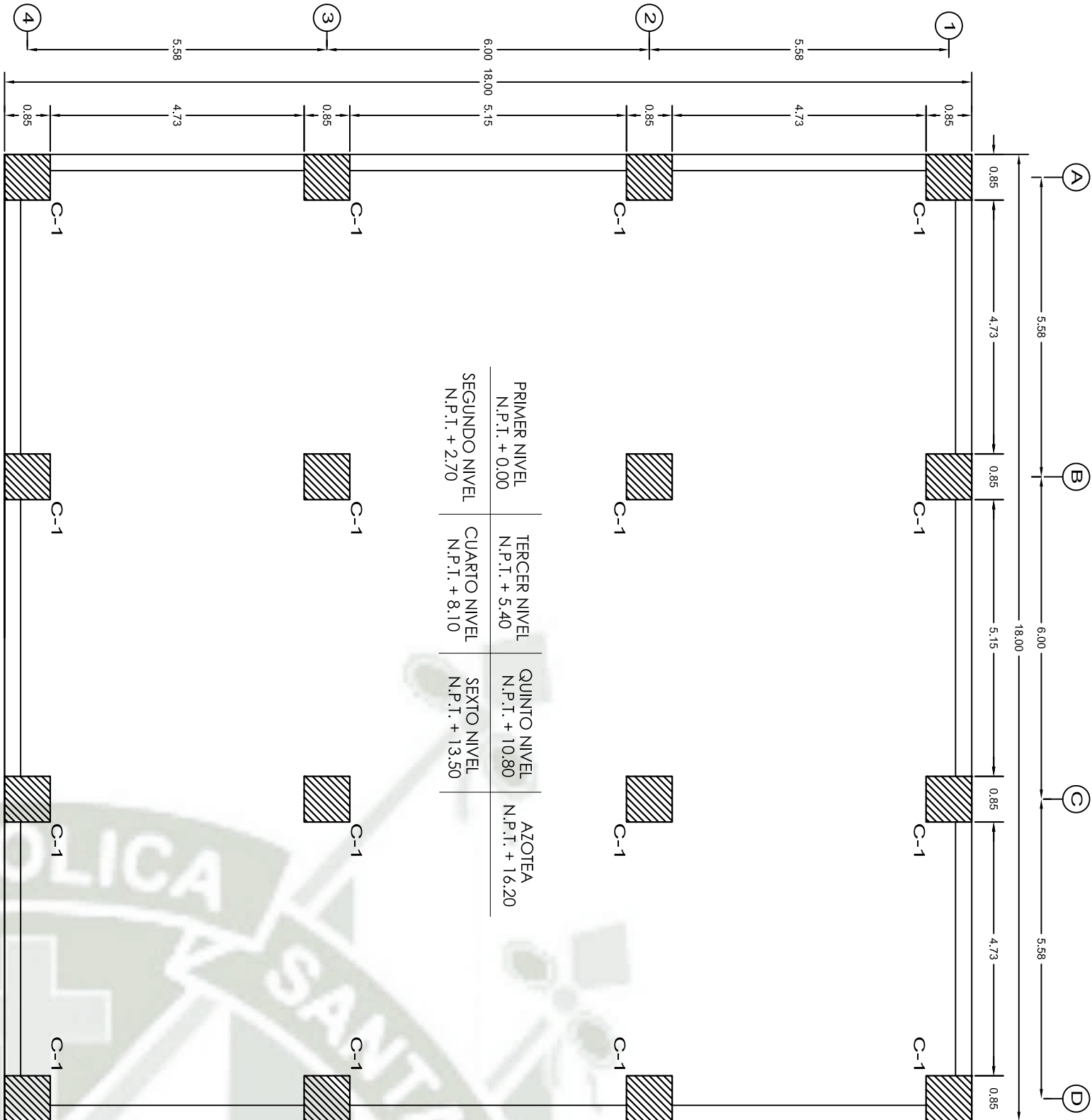




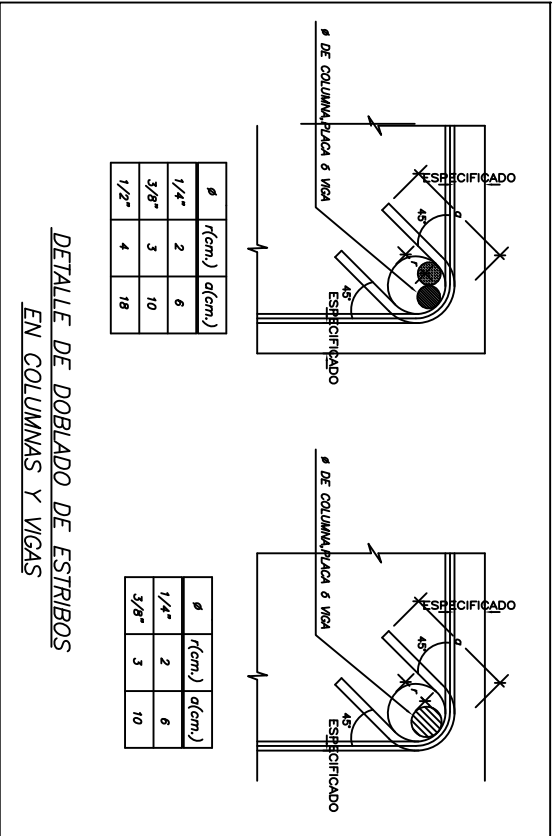
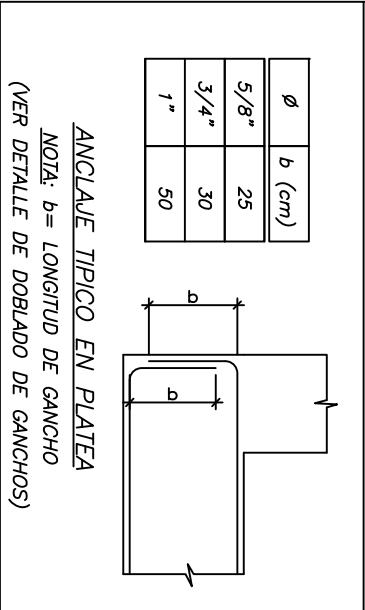
ANEXO-3

PLANOS ESTRUCTURALES

- Edificio de 6 niveles aporticado Lámina
 - EA6-1
 - EA6-2
- Edificio de 8 niveles aporticado Lámina
 - EA8-1
 - EA8-2
- Edificio de 6 niveles con muros de corte Lámina EM6
 - EM6-1
 - EM6-2
 - EM6-3
- Edificio de 6 niveles con muros de corte Lámina EM8
 - EM8-1
 - EM8-2
 - EM8-3



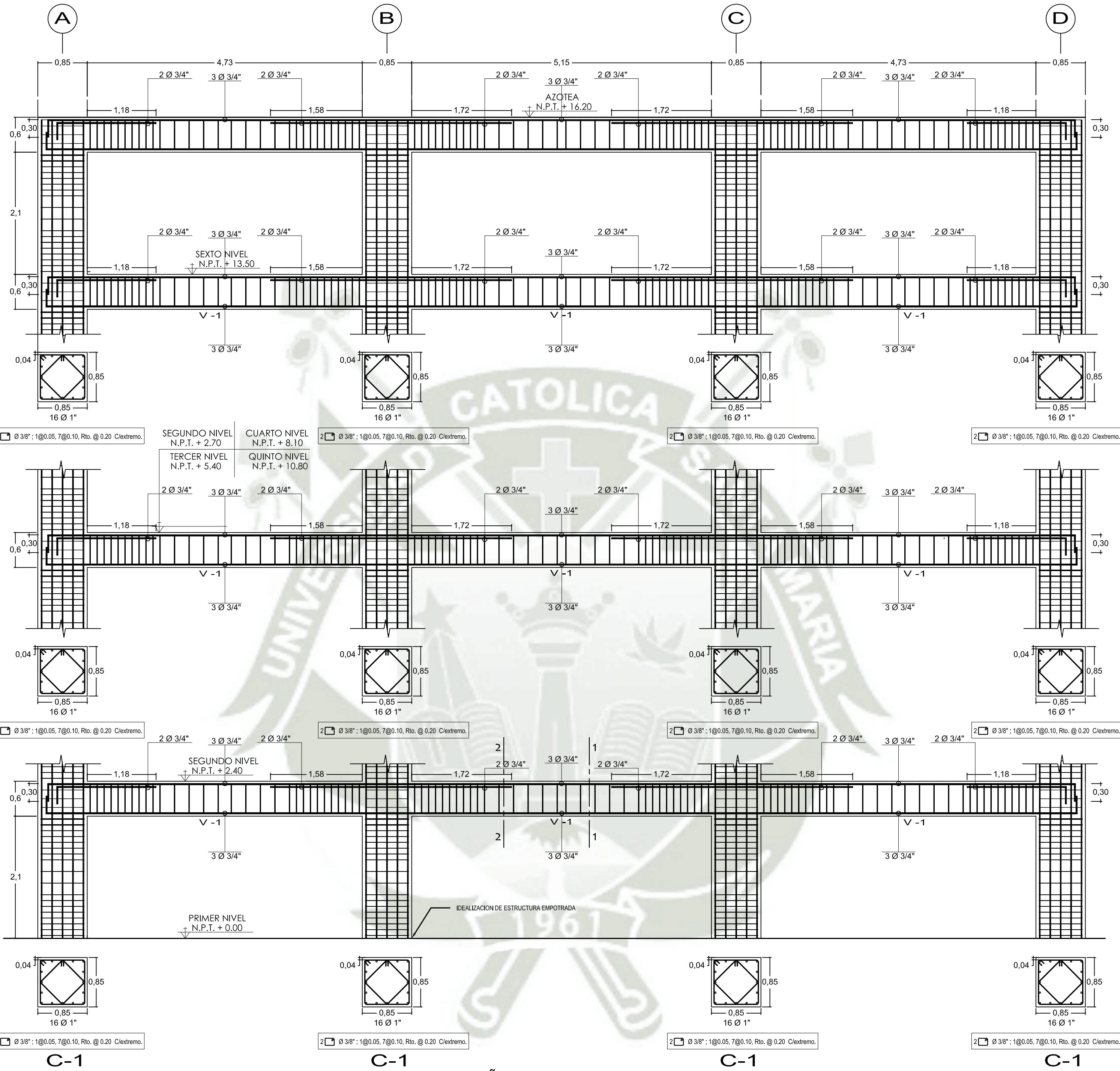
ELEVACION PORTICO TIPICO



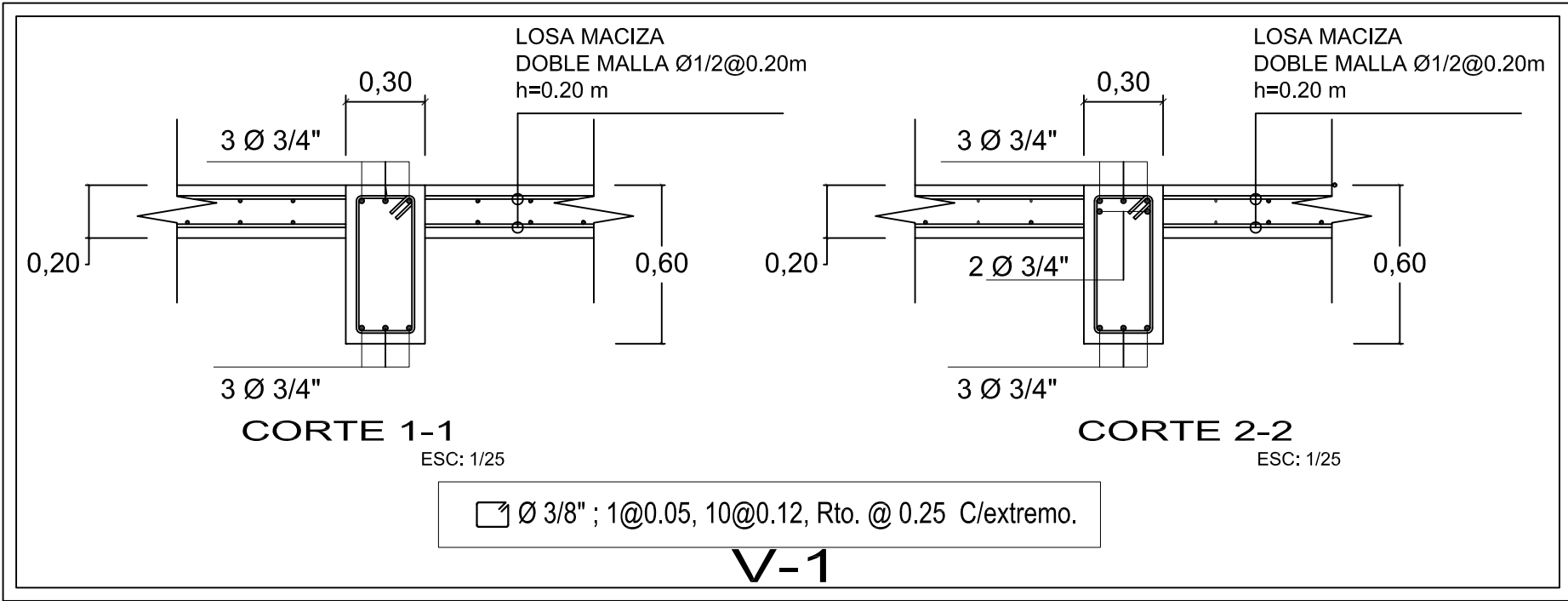
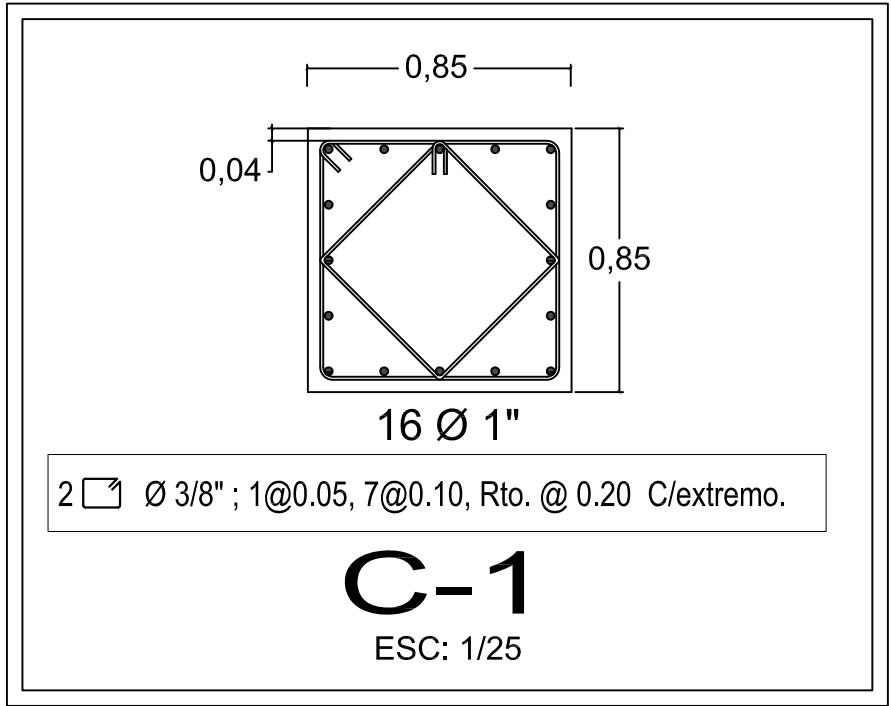
ESPECIFICACIONES	
CONCRETO:	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
ACERO:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
SUELO TIPO S1 :	SUELOS MUY RIGIDOS
Suelos muy rigidos con velocidades de propagación de ondas de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s.	
REQUERIMIENTOS	
MUROS, COLUMNAS y VIGAS	$\geq 15 \quad 4 \text{ cm.}$

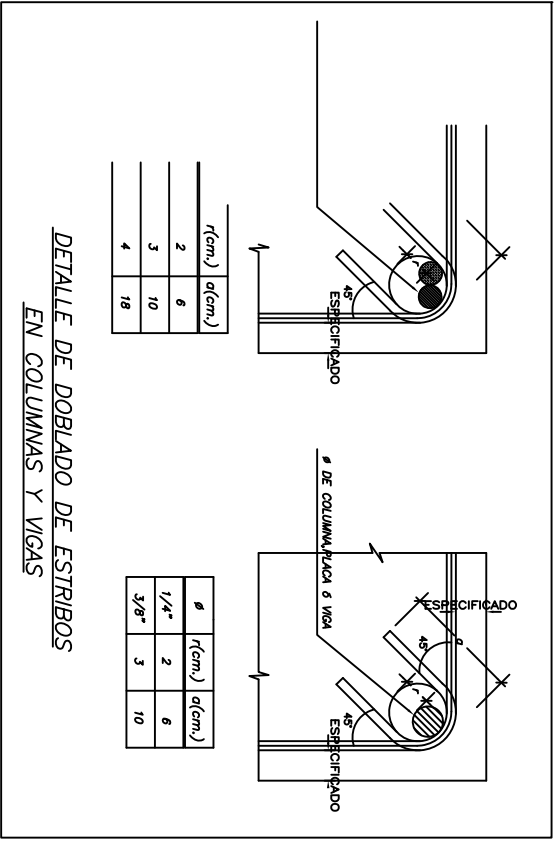
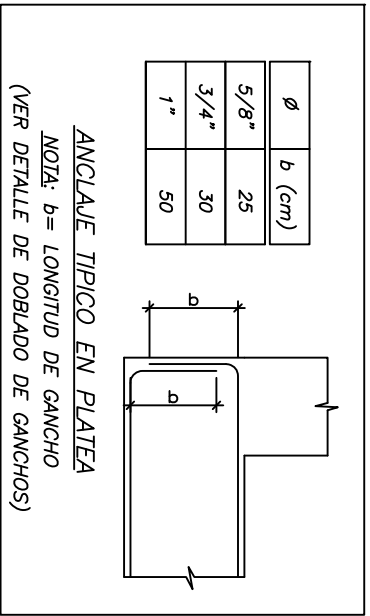
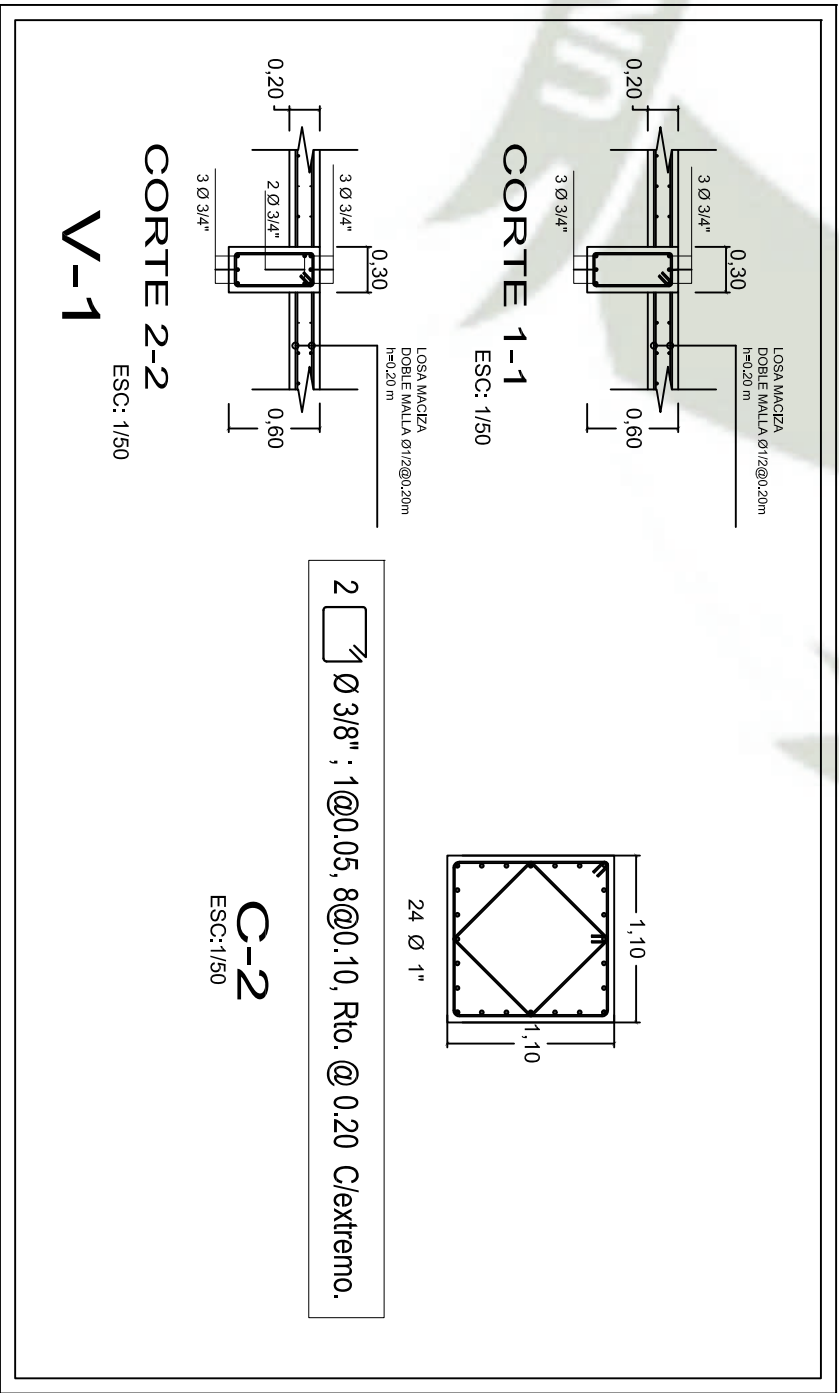
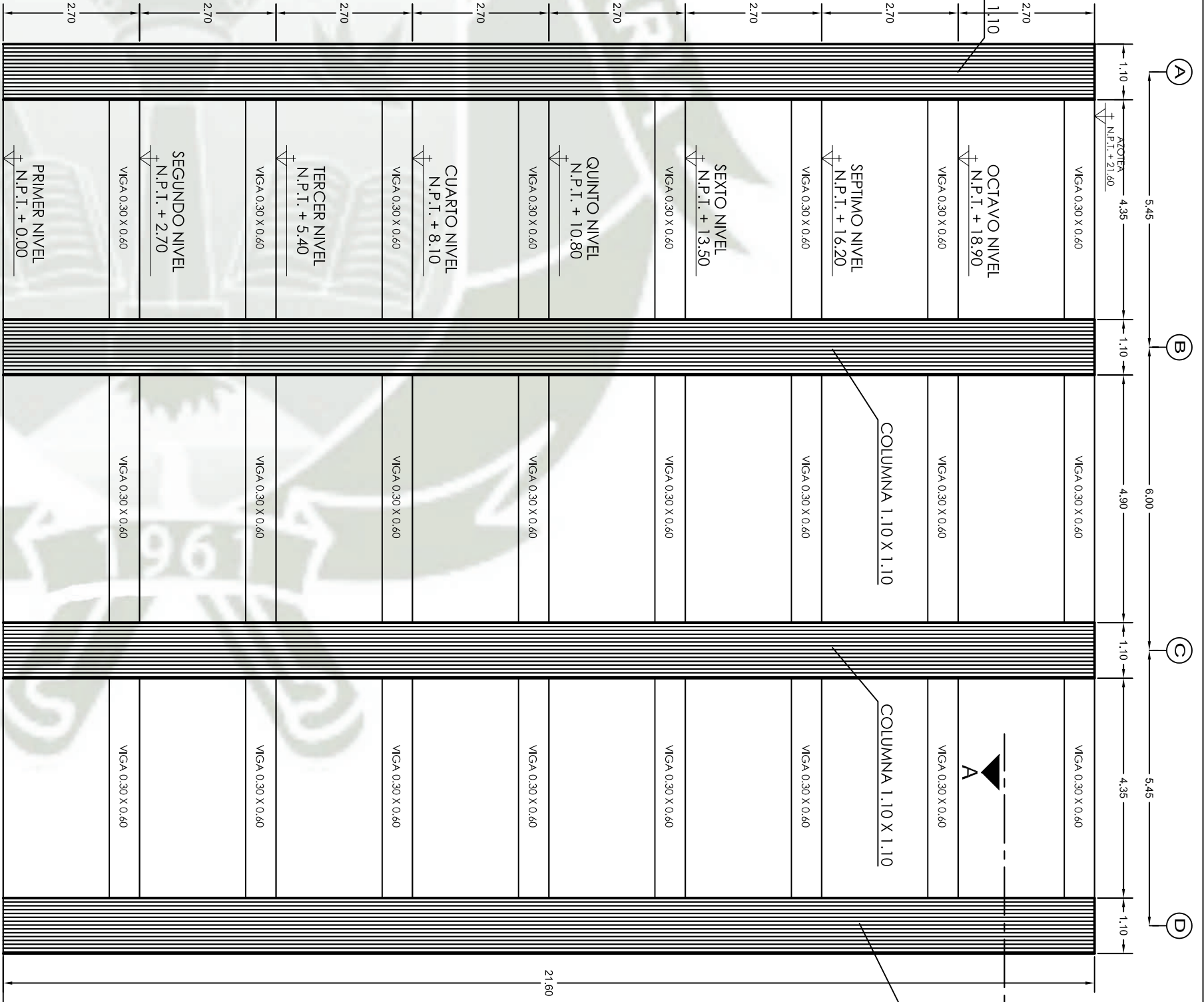
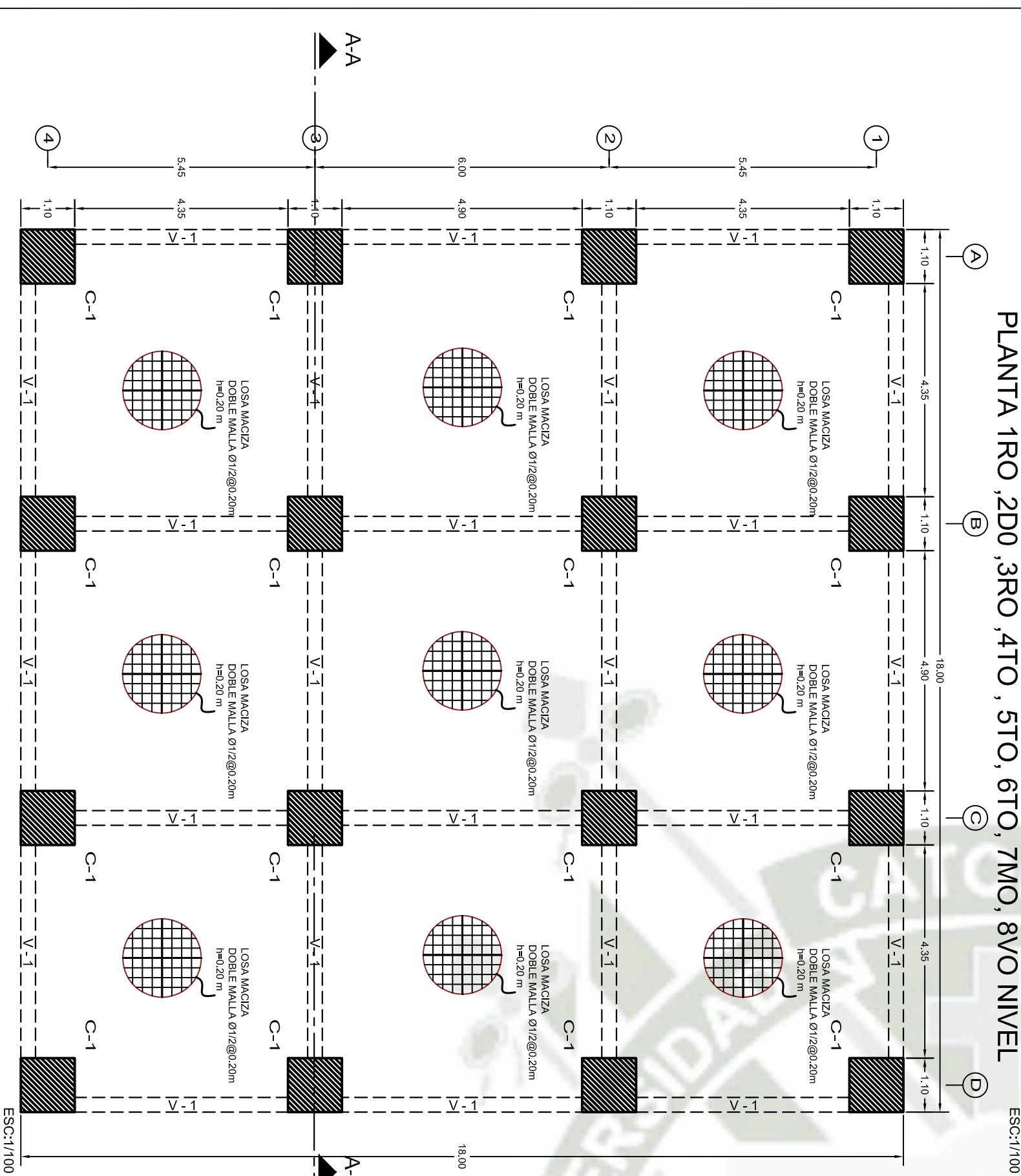
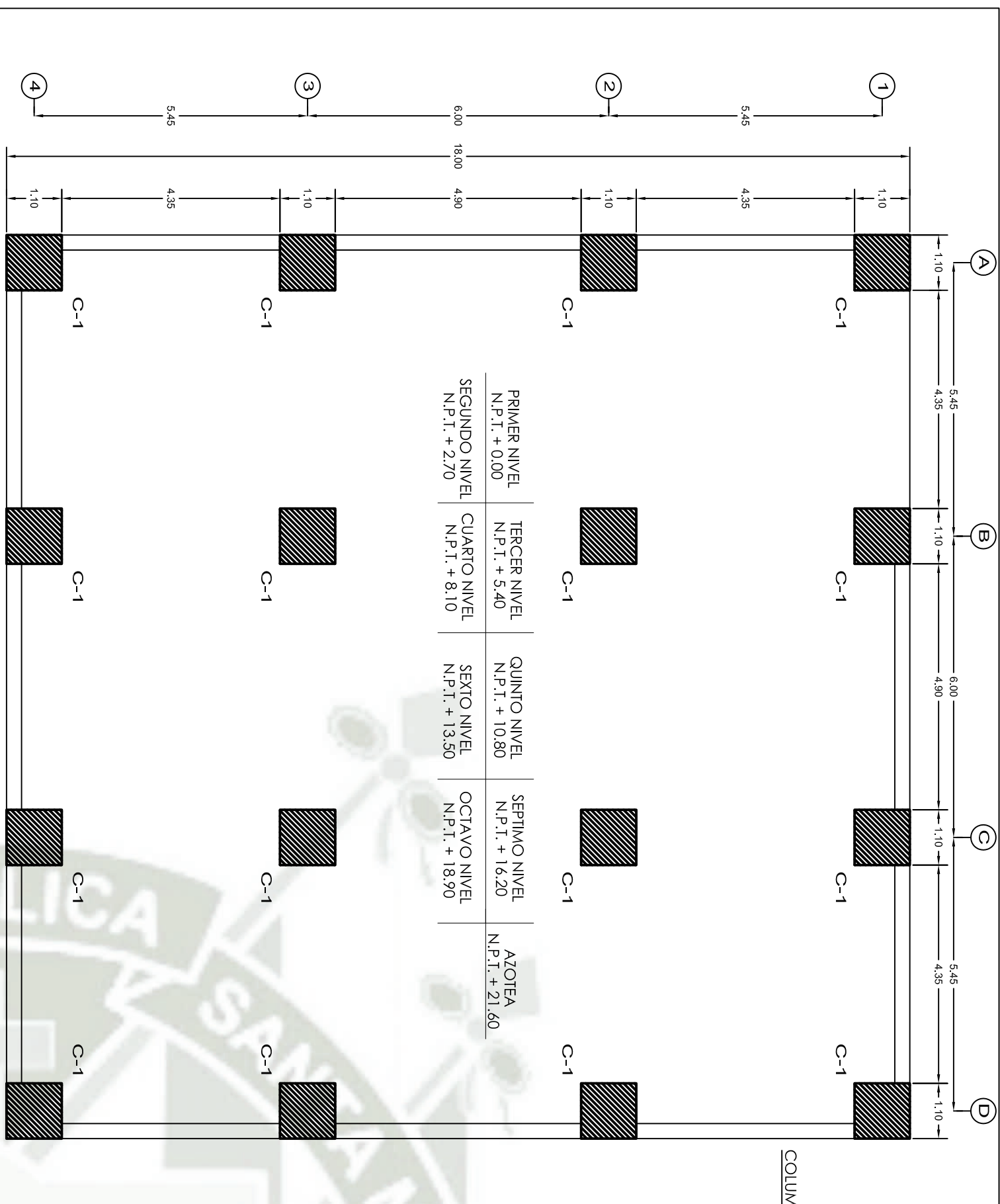
PARAMETROS SISMO-RESISTENTES	
a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:	
- SISTEMA APORTICADO : COLUMNAS Y VIGAS DE CONCRETO ARMADO.	
b) PARAMETROS PARA DETERMIN FUERZA SISMICA:	
ESPECTRO DE DISEÑO:	
- FACTOR DE ZONA (ZONA 4) :	
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1) :	
- FACTOR DE REDUCCION :	
- FACTOR DE REDUCCION :	
c) DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL (du) Y MAXIMO RELATIVO DE ENTRESISO (du) :	
ΔX (cm)	DESPLAZAMIENTO
7.27 cm	7.27 cm
6.41 cm	6.41 cm
5.25 cm	5.25 cm
3.79 cm	3.79 cm
2.19 cm	2.19 cm
0.75 cm	0.0028

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE	
TESIS :	
EVALUACION NO LINEAL DE EDIFICIOS EN CONCRETO ARMADO DE 6 Y 8 NIVELES CON Y SIN MUROS DE CORTE	
TESISTA :	
BACH. HENNER ROLANDO CALLA DEZA	
ASESOR :	
ING. MSC. JORGE ROSAS ESPINOZA	
CONTENIDO :	
EDIFICIO MODELO APORTICADO 6 NIVELES	
EAB-01	



DISEÑO DEL PORTICO TIPICO





ESPECIFICACIONES	
CONCRETO:	f _c = 210 kg/cm ²
ACERO fy = 4200 kg/cm ²	
SUELO TIPO S1 : SUELOS MUY RIGIDOS	
Suelos muy rigidos con velocidades de propagación de ondas de corte vs, entre 500 m/s y 1500 m/s.	
RECURBIMIENTOS	
Muros, columnas y vigas	≥ 15 4 cm.

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:

– SISTEMA APORTICADO : COLUMNAS Y VIGAS DE CONCRETO ARMADO.

b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA:

ESPECTRO DE DISEÑO:

– FACTOR DE ZONA (ZONA 4) :

– FACTOR DE SUELO (TIPO S1) :

– FACTOR DE USO (U=1) :

– FACTOR DE REDUCCION :

– FACTOR DE REDUCCION :

c) DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL (du) Y MAXIMO RELATIVO DE ENTREFESO (de) :

AX (cm)	AY (cm)	DISTORSION
9.63 cm	9.63 cm	0.0036
8.66 cm	8.66 cm	0.0042
7.32 cm	7.32 cm	0.0049
6.20 cm	6.20 cm	0.0055
4.72 cm	4.72 cm	0.0057
3.17 cm	3.17 cm	0.0054
1.71 cm	1.71 cm	0.0043
0.54 cm	0.54 cm	0.0020

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

TESIS :
EVALUACION NO LINEAL DE EDIFICIOS EN CONCRETO ARMADO DE 6 Y 8 NIVELES CON Y SIN MUROS DE CORTE

TESISTA :
BACH. HERBER ROLANDO CALLA DEZA

ASESOR :
ING. MSC. JORGE ROSAS ESPINOZA

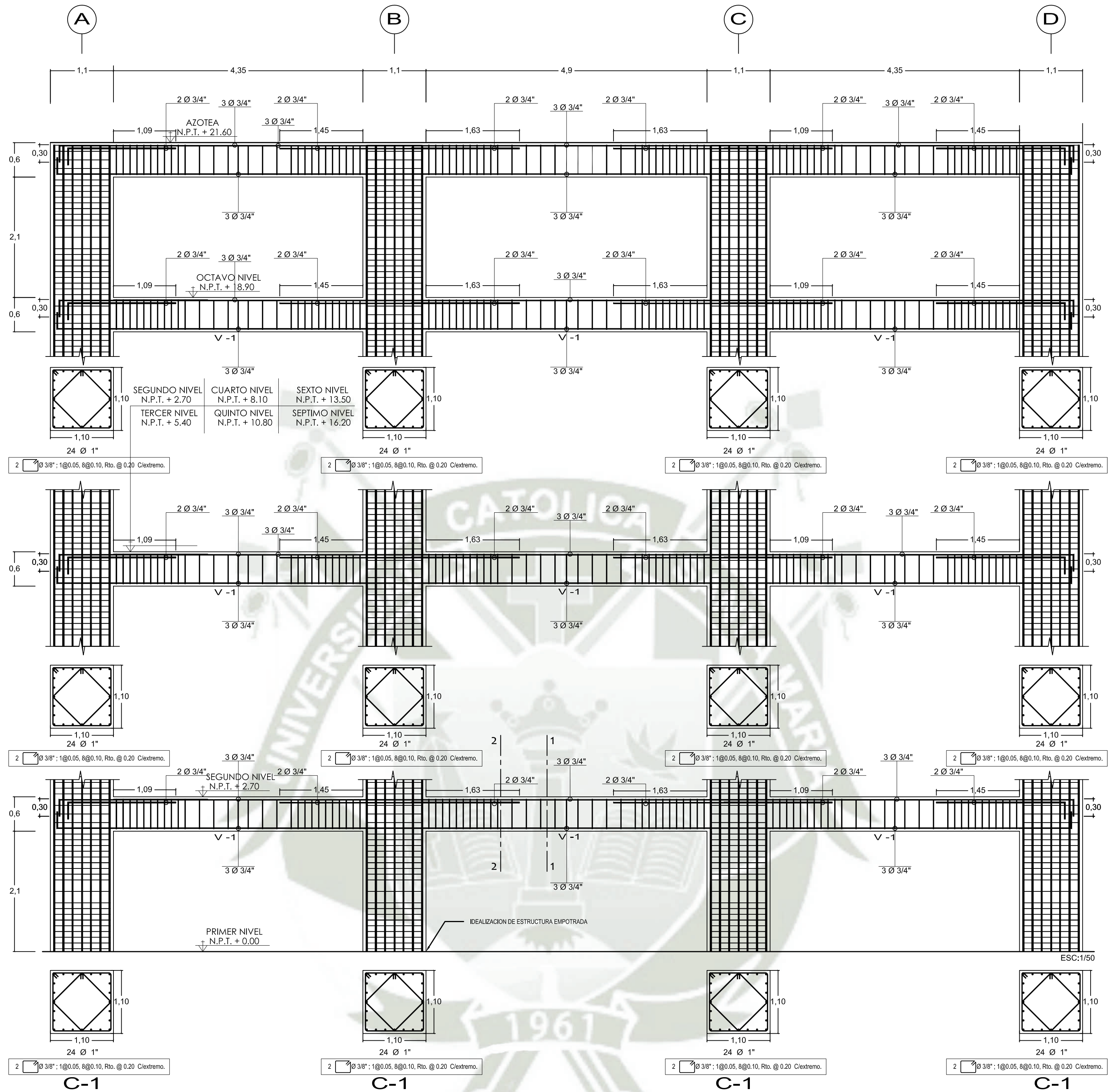
CONTENIDO :
EDIFICIO MODELO APORTICADO 8 NIVELES

FECHA :
AUG. 2018

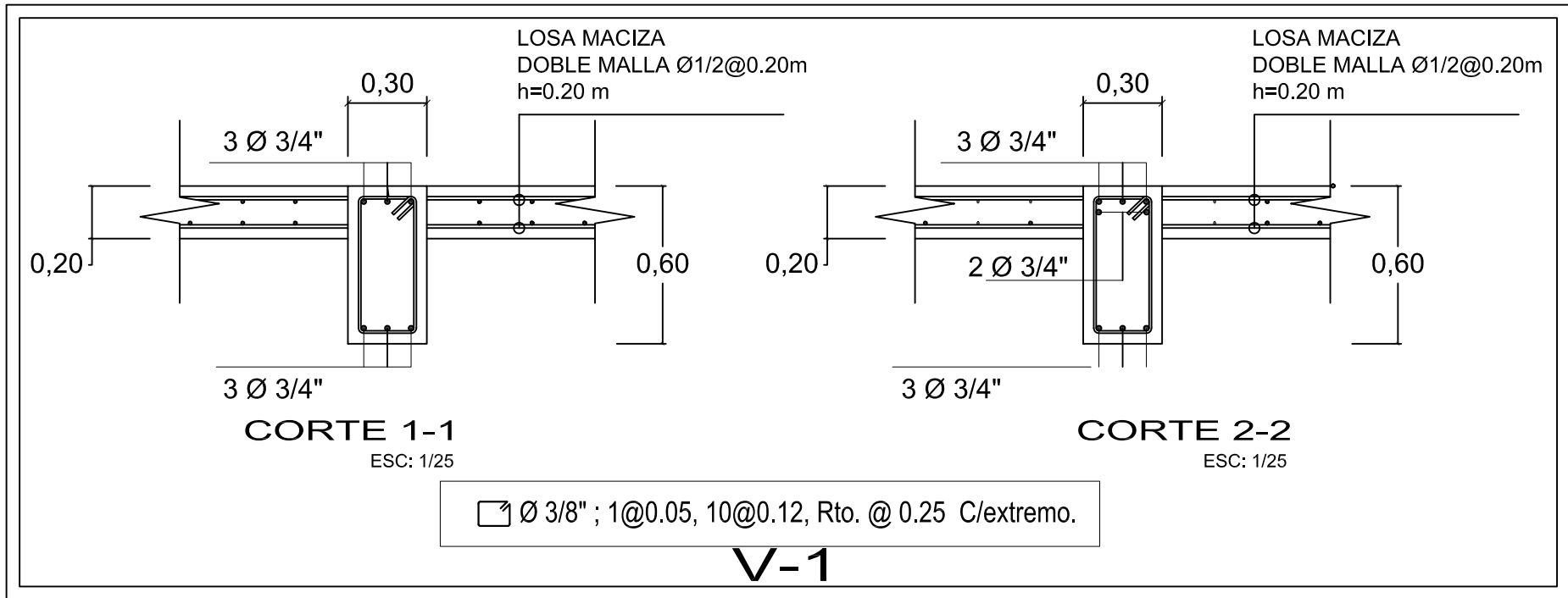
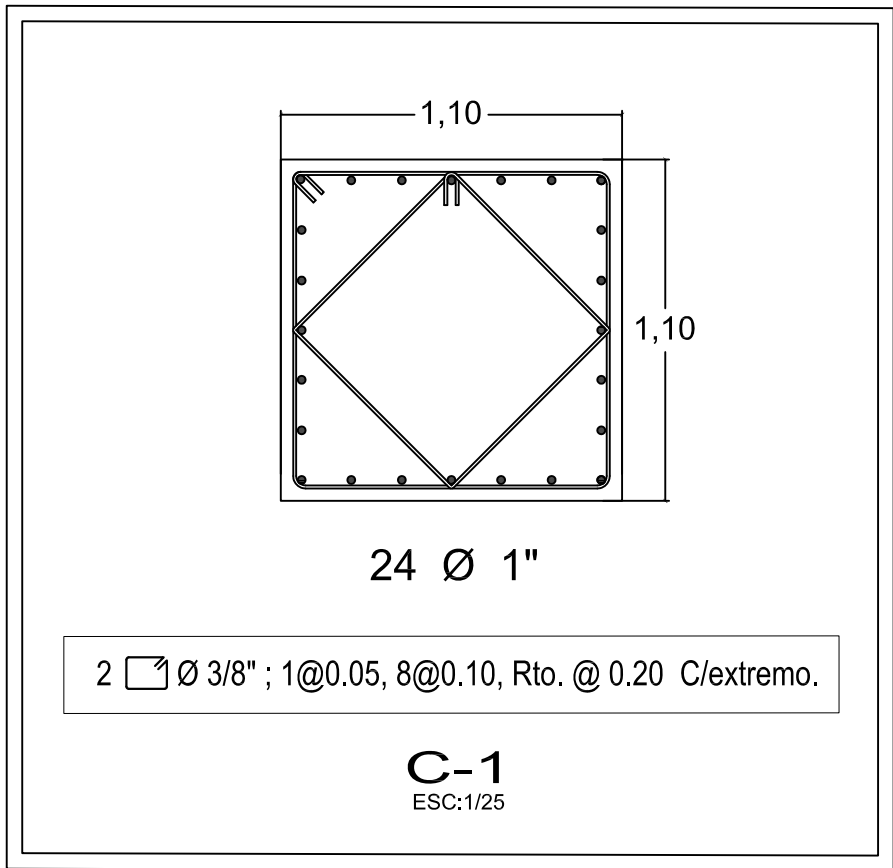
ENCUADRE :
EAB-01

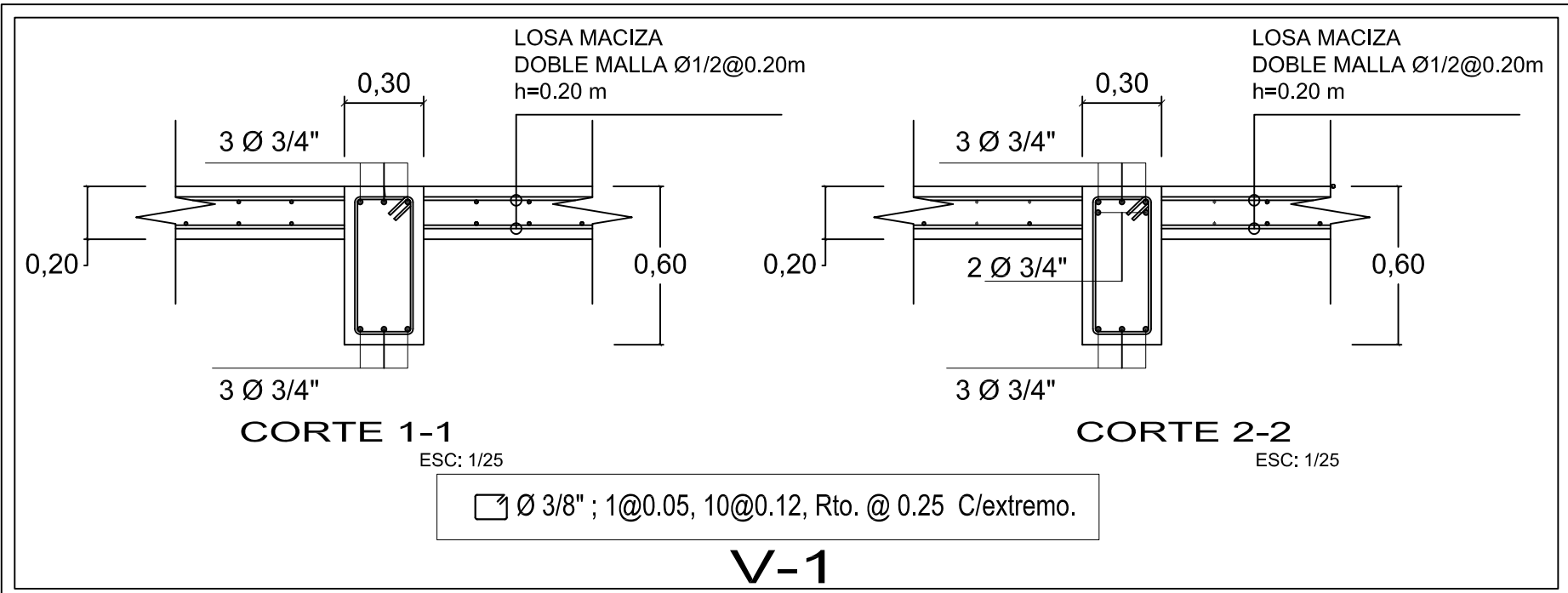
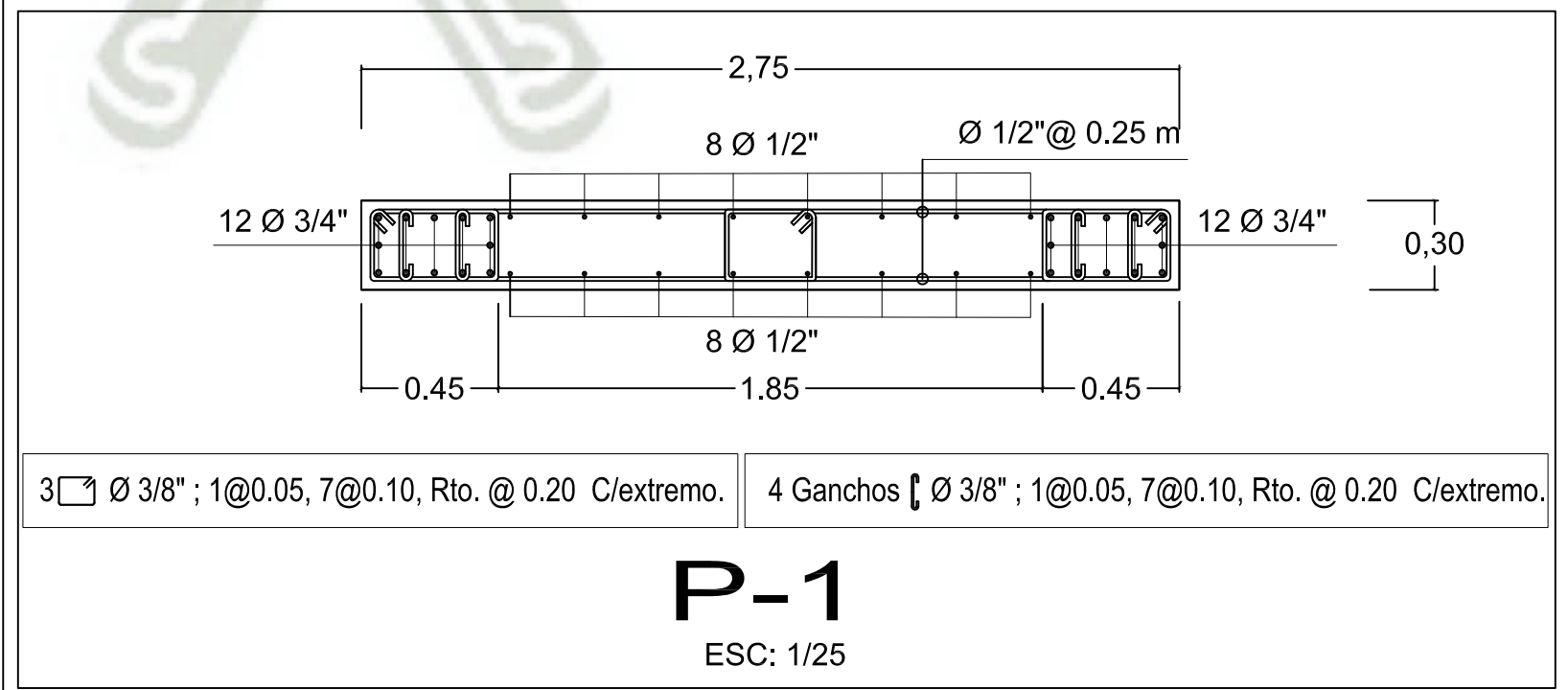
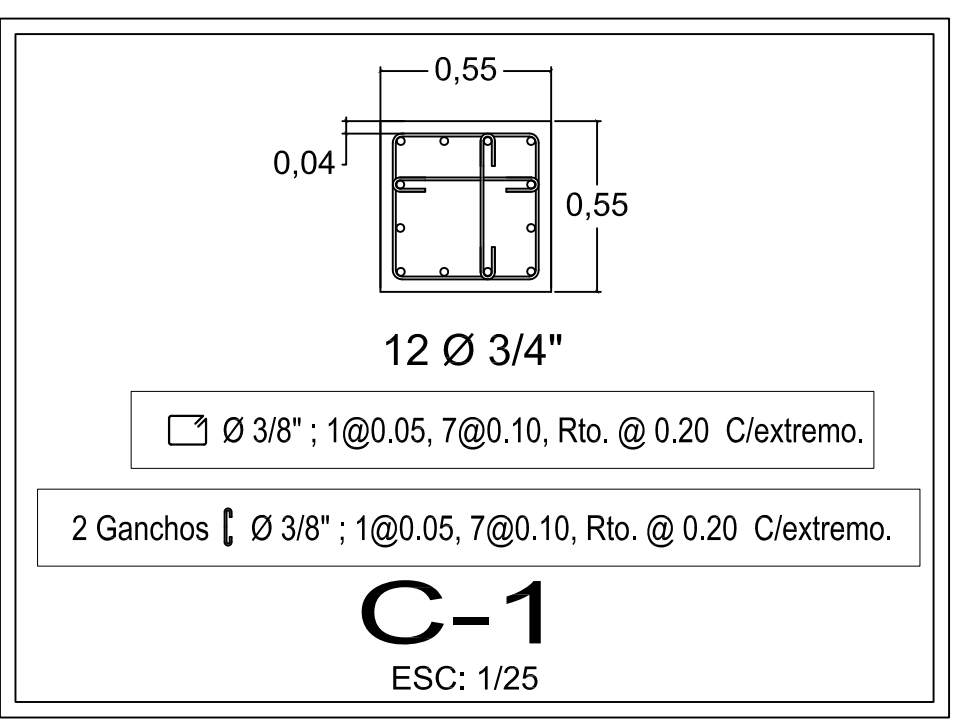
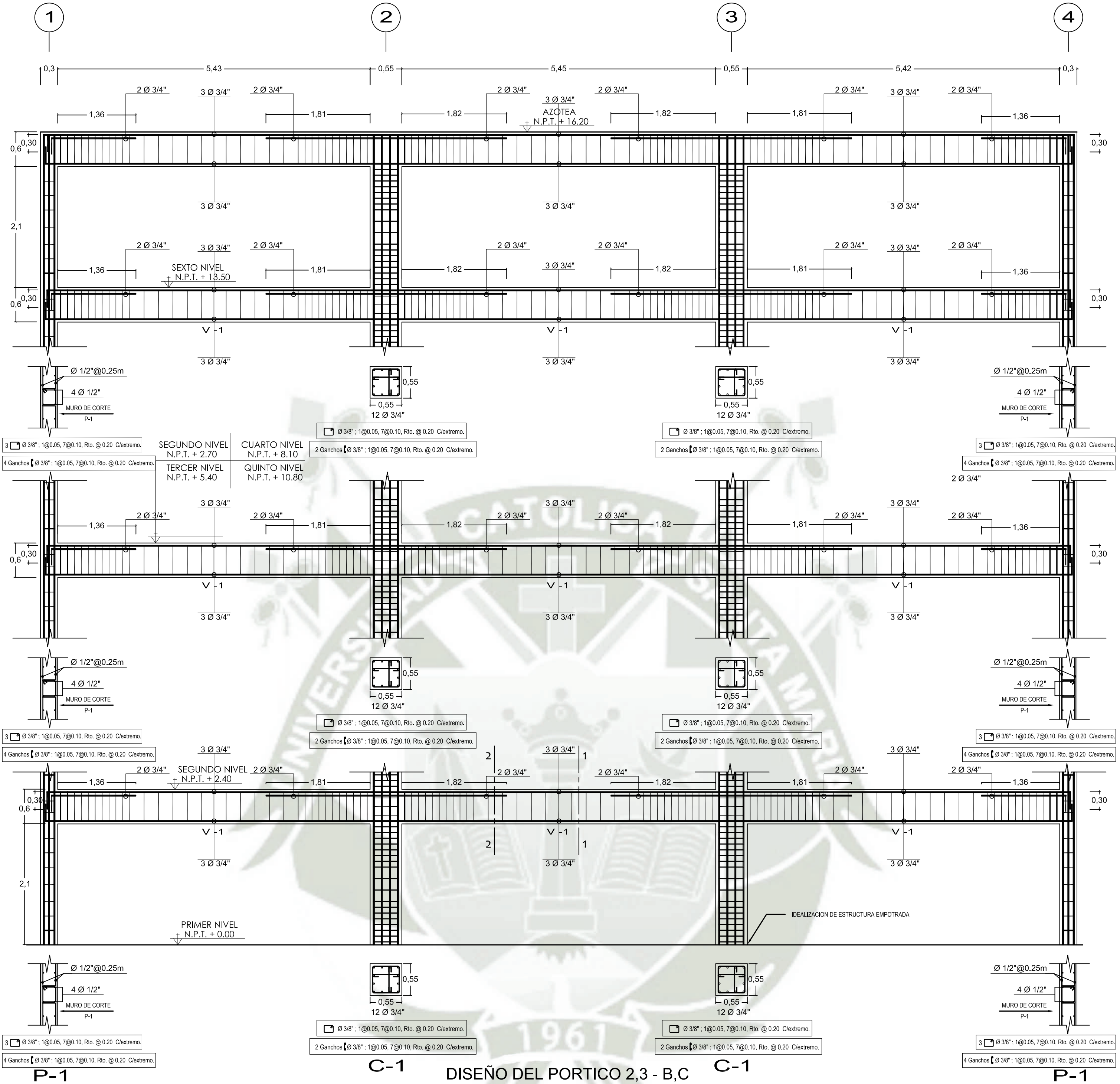
LOSAMACIZA 1RO,2D0 ,3RO ,4TO , 5TO, 6TO, 7MO , 8VO NIVEL

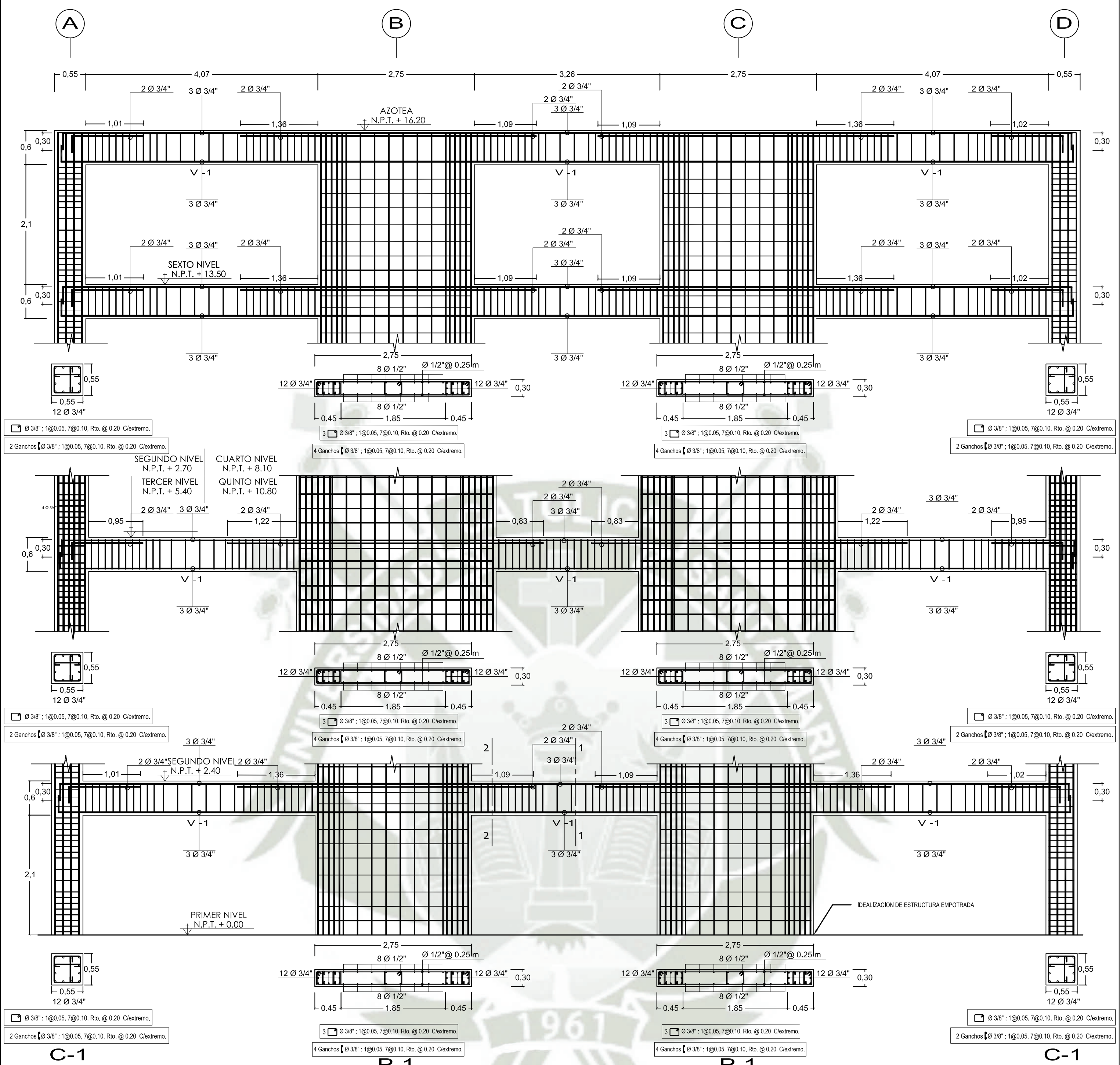
S/C = 200 kg/cm2



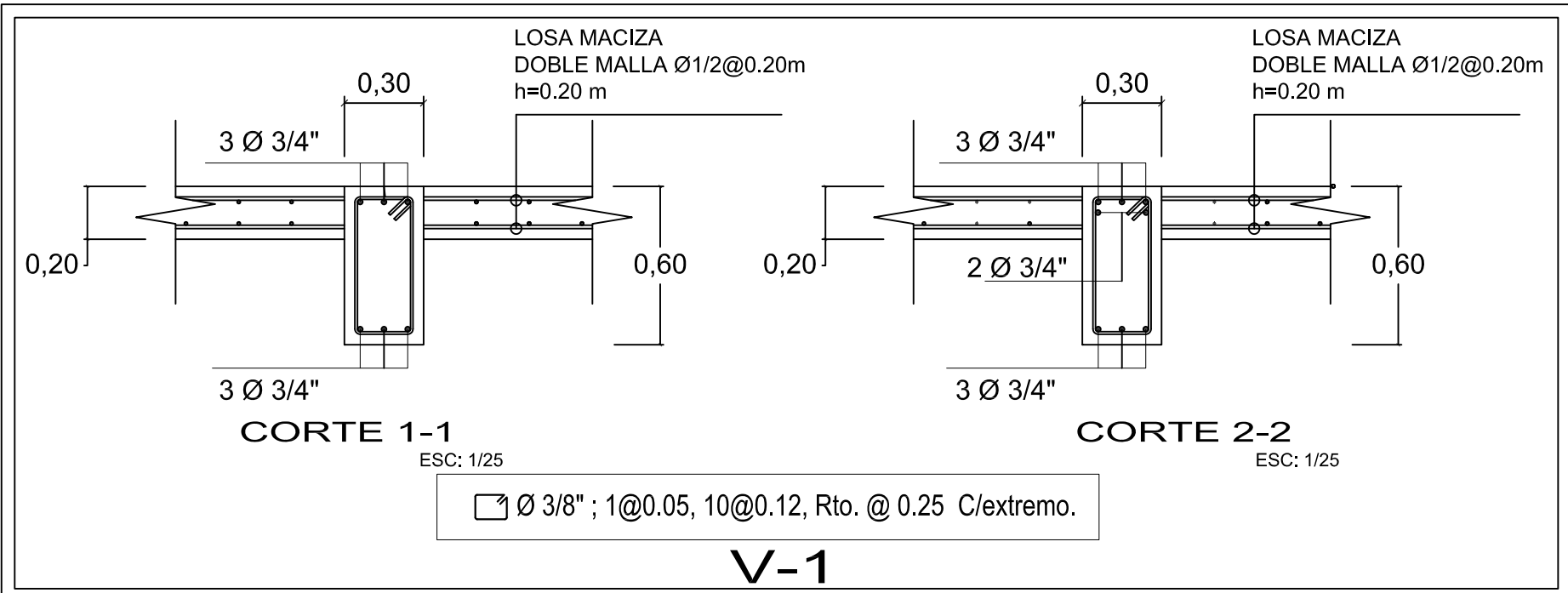
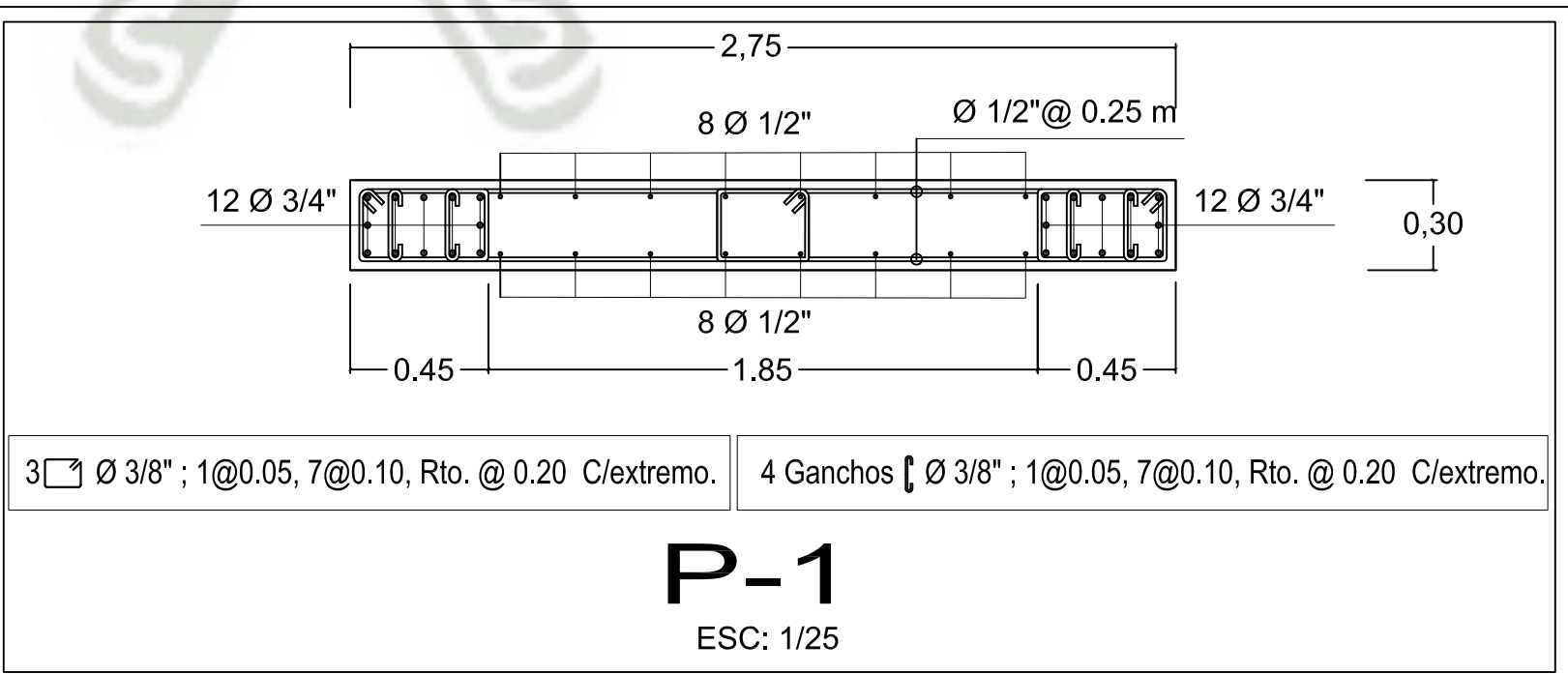
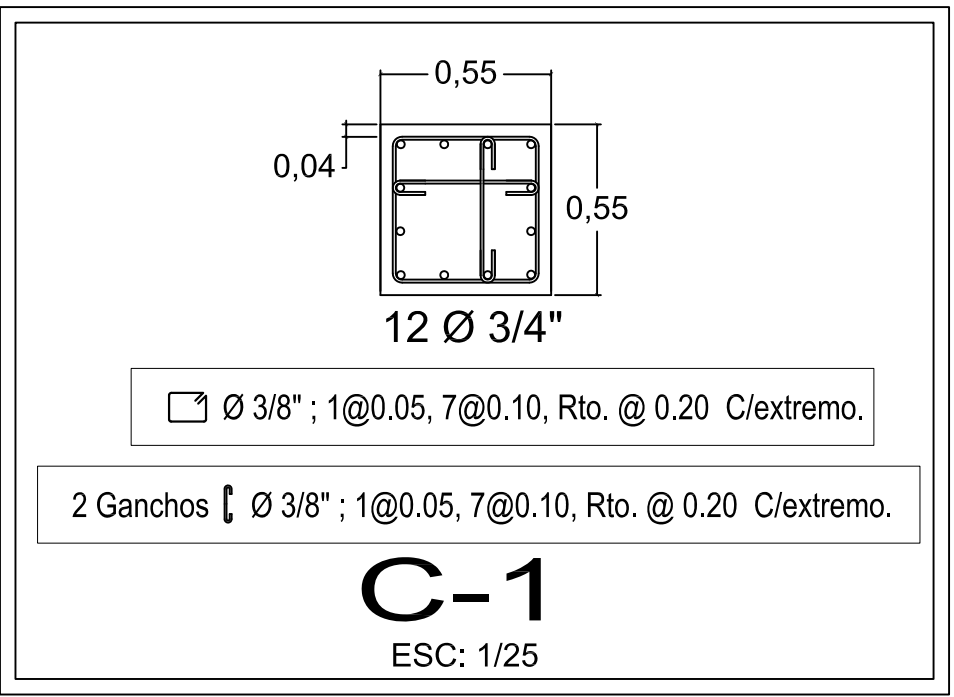
DISEÑO DEL PORTICO TIPICO

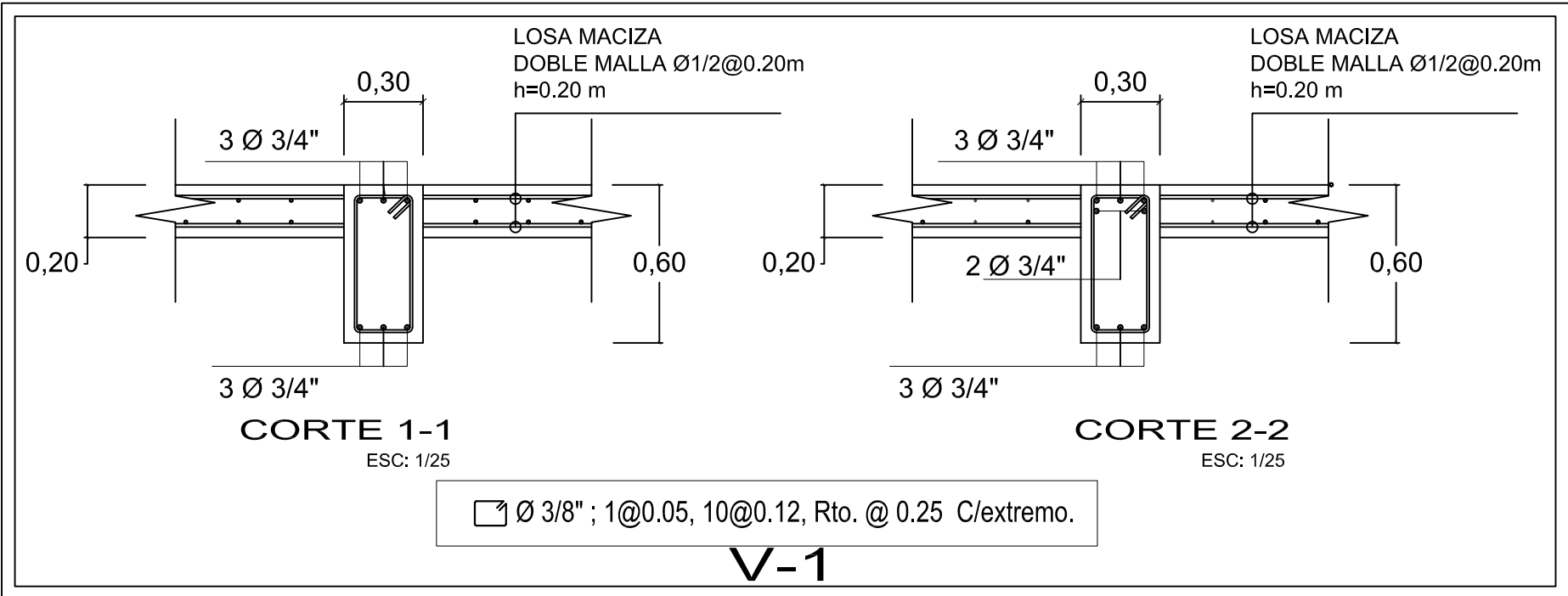
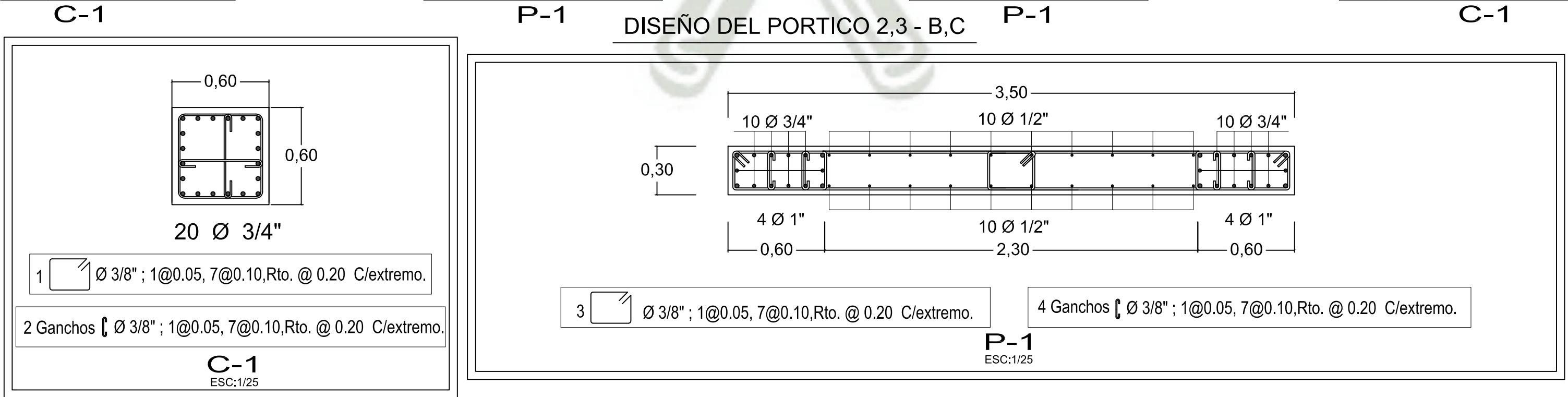
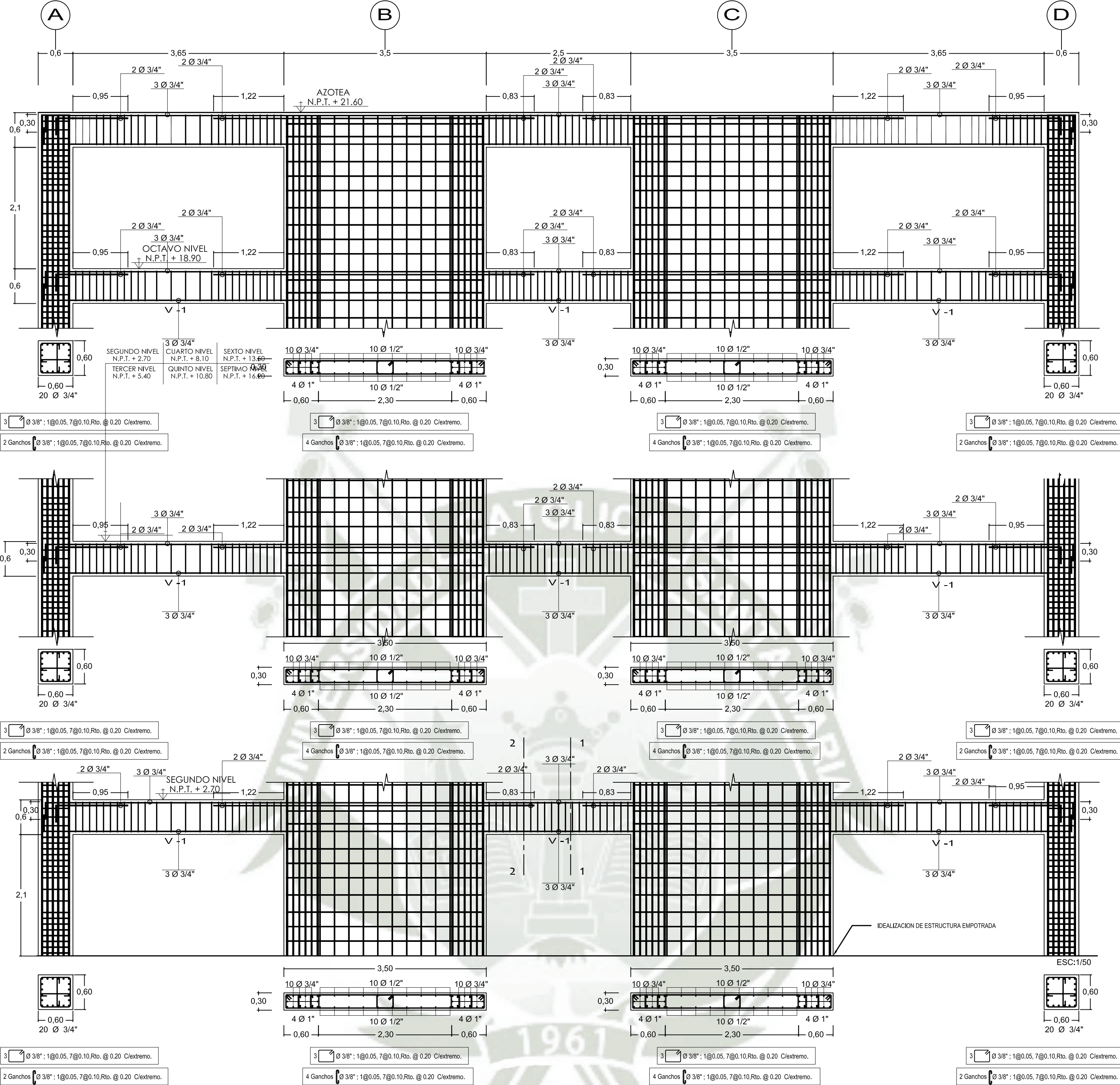






DISEÑO DEL PORTICO 2,3 - B,C





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA			
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE			
TESIS:	EVALUACION NO LINEAL DE EDIFICIOS EN CONCRETO ARMADO DE 6 Y 8 NIVELES CON Y SIN MUROS DE CORTE		
TESISTA:	BACH. HERBER ROLANDO CALLA DEZA		
ASESOR:	ING. MSC. JORGE ROSAS ESPINOZA		
CONTENIDO:	EDIFICIO MODELO MURO DE CORTE 8 NIVELES		
ESC:	ESPECIFICADO	N° LAMINA:	EM6-03
FECHA:	JUL-2018		