

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ESTUDIO DE LA RELACIÓN ENTRE EL VALOR NORMATIVO Y EL
VALOR EFECTIVO DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE
FUERZA SISMICA “R” PARA SISTEMAS CON PREDOMINANCIA DE
MUROS DE CORTE, UTILIZANDO PROCEDIMIENTOS DE
ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES**

Tesis para optar el título profesional de INGENIERO CIVIL

AUTOR

Luis Jhonatan Illacanchi Guerra

ASESOR:

Christian Alberto Asmat Garaycochea

Lima, noviembre, 2019

I. RESUMEN

Se investigará la relación entre dos tipos de coeficientes de reducción de fuerza sísmica “R”. El primero será determinado a partir de la norma de Diseño Sismorresistente, E.030. El otro factor de reducción “R” será determinado a partir de la relación entre la fuerza elástica máxima y la fuerza que inicia el comportamiento inelástico.

Para el segundo tipo de coeficiente, se aplicarán procedimientos de análisis estático incremental o pushover. De este análisis, se obtendrá la curva de capacidad de la estructura; es decir, se podrá determinar los valores de resistencia y desplazamiento para los cuales la estructura en análisis inicia el comportamiento inelástico o plástico.

Entonces, se puede obtener un valor de “R” por medio de la relación de resistencia lateral en el rango elástico entre la fuerza máxima que inicia el comportamiento plástico. Luego, la relación anterior se comparará con los valores del coeficiente de reducción de fuerza sísmica “R” sugeridos por la norma de Diseño Sismorresistente, E.030.

Esta investigación contribuirá a entender el comportamiento inelástico de estructuras cuyo sistema predominante sean los muros de corte. Actualmente, la norma de Diseño Sismorresistente reconoce como uno de sus principios mantener las estructuras civiles sin daños considerables luego de eventos sísmicos severos. Sin embargo, no es hasta la ocurrencia de un evento sísmico real en que se pone a prueba la efectividad o deficiencia de la norma.

En ese sentido, es de importancia ampliar el conocimiento sobre el comportamiento inelástico de las estructuras, donde se asocie la ductilidad, resistencia y rigidez que puedan desarrollar. Esto podrá ser visualizado de alguna manera con el parámetro “R” de la norma de Diseño Sismorresistente, E.030.

II. OBJETIVOS

II.1.OBJETIVO GENERAL

Estudiar y estimar la reducción efectiva del coeficiente de reducción de fuerza sísmica de la norma E.030 para sistemas estructurales de edificaciones comunes en los que predominan los muros de corte ($R=6$).

II.2.OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a. Predimensionar y diseñar nueve sistemas estructurales planos, de tal manera que se obtenga una muestra de estructuras con distintos periodos de vibración.
- b. Determinar los diagramas de momento-curvatura y el tipo de rotulación para cada elemento estructural que compone cada sistema.
- c. Obtener las curvas de capacidad de cada sistema estructural representativo mediante un análisis estático incremental, pushover.
- d. Comparar los espectros de capacidad y el espectro elástico de demanda de la norma de Diseño Sismorresistente, E.030, empleando los procedimientos sugeridos por el Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building, ATC40.

III. JUSTIFICACIÓN Y ALCANCE

III.1. JUSTIFICACIÓN

Estimar la reducción efectiva del coeficiente de reducción de fuerza sísmica de la norma E.030 permitirá predecir el desempeño sísmico, de una estructura existente o próximas a diseñar, ante la ocurrencia de un evento severo.

III.2. ALCANCES

Se pretende estimar la reducción efectiva de la fuerza sísmica máxima para estructuras donde predominan los muros de corte. Se emulará este comportamiento a estructuras comunes ubicadas principalmente en la ciudad de Lima y que además sean cimentadas sobre

suelos rígidos. Así mismo, el modelado del comportamiento estructural de estos sistemas se realizará con la ayuda del software de análisis estructural SAP2000. Finalmente, para obtener la reducción efectiva del CRFS y compararlo con el de la norma E.030, se utilizarán los procedimientos de análisis estáticos no lineales sugeridos por el Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building, ATC40.

IV. METODOLOGÍA Y PLAN DE TRABAJO:

Inicialmente, se predimensionarán pórticos representativos de edificios, de tal manera que se obtenga una muestra de periodos de vibración aceptable. El predimensionamiento se realizará utilizando el criterio de análisis estático de la norma de Diseño Sismorresistente, E.030, de manera que se limite las derivas de los modelos a valores de 0.004, 0.005 y 0.006, las cuales serán rígidas, medias y dúctiles respectivamente. Para esto se utilizará el software de análisis SAP2000.

Luego del predimensionamiento, se realizará el análisis modal espectral exigido por la norma E.030 a todos los pórticos representativos. Se verificará el cumplimiento de cada una de las restricciones aplicables de la norma de Diseño Sismorresistente. En caso de incumplimiento se volverá a dimensionar hasta obtener un modelo aceptable.

Por otro lado, se predecirá la capacidad y resistencia última de los pórticos representativos. Para esto, se diseñarán los elementos del pórtico, utilizando la norma E.060, y se determinará los diagramas momento – curvatura, desempeño esperado y las rotulas posibles. La información de estos diagramas será útil para definir la secuencia de rotulación de los elementos del pórtico en el software SAP2000. Con las secuencias de rotulación definidas de los elementos de los pórticos, se podrá realizar el análisis pushover y obtener la curva de capacidad en dicho software.

Finalmente, se obtendrán las curvas de capacidad las cuales serán tratadas en un formato de aceleraciones y desplazamientos espectrales (AD) sugeridos por el Seismic Evaluation and

Retrofit of Concrete Building, ATC40. Con estos valores se establecerán algún tipo de relación entre lo establecido por la norma E.030 y lo obtenido en los procedimientos analíticos realizados.



TABLA DE CONTENIDOS

	Pág.
1. INTRODUCCIÓN	1
2. MARCO TEORICO.....	3
2.1. CONCEPCIÓN DE LA INGENIERÍA SISMORRESISTENTE.....	3
2.2. ESCENARIO SÍSMICO PERUANO.....	3
2.3. NORMA TÉCNICA E.030: “DISEÑO SISMORRESISTENTE”	5
2.4. PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO: ANÁLISIS LINEALES.....	5
2.5. PROCEDIMIENTOS ALTERNATIVOS: ANÁLISIS NO LINEALES.....	8
2.6. PROPIEDADES ESTRUCTURALES IMPORTANTES.....	9
2.7. DUCTILIDAD DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN.....	14
2.8. DIAGRAMAS DE MOMENTO-CURVATURA PARA SECCIONES CON CONCRETO CONFINADO.....	22
2.9. DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	31
2.10. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES.....	34
2.11. DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA, CRFS.....	37
3. ESTRUCTURACIÓN DE LOS MODELOS Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	41
3.1. ESTRUCTURACIÓN DE MODELOS.....	41
3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	43
4. ANÁLISIS SÍSMICO DE MODELOS.....	45
4.1. ANÁLISIS ESTÁTICO DE LOS MODELOS.....	45
4.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL EN LOS MODELOS.....	48
5. DISEÑO DE CONCRETO ARMADO.....	50
5.1. DISEÑO DE VIGAS.....	50
5.2. DISEÑO DE COLUMNAS.....	52
5.3. DISEÑO POR CORTE DE VIGAS Y COLUMNAS	56
5.4. DISEÑO DE MUROS DE CORTE.....	57
6. CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES.....	62
6.1. DETERMINACIÓN DE LAS RELACIONES DE MOMENTO CURVATURA DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO CONFINADOS,	

SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN.....	62
6.2. DETERMINACIÓN DE NIVELES DE DESEMPEÑO EN ESTADO PLÁSTICO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	70
6.3. DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS INELÁSTICAS DE UN MODELO ESTRUCTURAL EN EL SOFTWARE SAP2000.....	73
6.4. DETERMINACIÓN DE CURVAS DE CAPACIDAD.....	78
6.5. DETERMINACIÓN DE ESPECTROS DE CAPACIDAD.....	79
6.6. ESPECTRO ESTANDAR DE RESPUESTA ELÁSTICA EN FORMATO DE ACELERACIONES Y DESPLAZAMIENTOS ESPECTRALES.....	81
7. TRATAMIENTO DE RESULTADOS.....	83
7.1. ANÁLISIS RESPECTO A LA ACELERACIÓN DE DISEÑO, A_d	84
7.2. ANÁLISIS RESPECTO A LA ACELERACIÓN LÍMITE DE ELASTICIDAD, A_e	87
7.3. COMPARACIONES DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE FUERZA SISMICA “CRFS” CON INVESTIGACIONES QUE EMPLEARON EL ASCE7.....	90
7.4. COMPARACIONES DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE FUERZA SISMICA “CRFS” EN UNA IDEALIZACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.....	92
8. CONCLUSIONES.....	96
9. REFERENCIAS.....	98
ANEXO A: ESPECTRO DE CAPACIDAD DE MODELOS ESTRUCTURALES Y ESPECTRO DE DEMANDA ELÁSTICA.....	101

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Coeficientes básicos de reducción de fuerza sísmica de la Norma E.030.....	8
Tabla 2 Dimensiones de altura y ancho para cada grupo de modelos.....	42
Tabla 3 Información preliminar para el análisis sismorresistente.....	46
Tabla 4 Deformaciones máximas esperadas para los modelos de análisis.....	47
Tabla 5 Resultados del predimensionamiento del modelo A=B rígido.....	47
Tabla 6 Fuerzas cortantes y momentos de los elementos estructurales en la base de A=B rígido.....	47
Tabla 7 Fuerzas cortantes basales para los análisis estático y modal del modelo A=B rígido.....	48
Tabla 8 Desplazamientos laterales esperados para el modelo A=B rígido.....	49
Tabla 9 Solicitaciones de momentos flectores sobre la viga V1-1 del modelo A=B rígido...	51
Tabla 10 Resumen de la cantidad de acero longitudinal calculada para la viga 1-1 de A=B Rígido.....	52
Tabla 11 Cargas sobre la sección de columna C1 del modelo A=2B flexible.....	54
Tabla 12 Estimado de acero de refuerzo longitudinal para columna C1 del modelo A=2B flexible.....	54
Tabla 13 Estribos colocados en la viga V1-1 del modelo A=B rígido	57
Tabla 14 Cargas importantes sobre la sección más baja del muro PL-1 del modelo A=2B Flexible.....	58
Tabla 15 Niveles de carga de los diagramas MC de la sección más baja en muro PL-1 del modelo A=2B flexible.....	65
Tabla 16 Detalle del acero de refuerzo longitudinal para la fluencia de la sección de muro “PL-1”	67

Tabla 17 Detalle del acero de refuerzo longitudinal para el estado último de la sección de muro PL-1.....	69
Tabla 18 Momentos y curvaturas en la sección del muro PL-1, modelo A=2B Flexible.....	70
Tabla 19 Sectorización de los niveles de desempeño en un diagrama MC para elementos a flexocompresión.....	71
Tabla 20 Sectorización de los niveles de desempeño en un diagrama MC para elementos a flexión.....	72
Tabla 21 Segmentación de la etapa inelástica de la sección crítica del muro PL-1, modelo A=2B flexible.....	72
Tabla 22 Resumen del estado inelástico del diagrama MC de viga tipo V1 del modelo A=2B flexible.....	77



INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 Mapa Sísmico del Perú de los años 1960 – 2017.....	4
Figura 2 Modos de vibración importantes de una estructura.....	6
Figura 3 Reducción de la fuerza elástica máxima por un coeficiente de reducción R.....	8
Figura 4 Idealizaciones de la respuesta estructural en una curva de capacidad.....	10
Figura 5 Oscilador equivalente de masa puntual sometido a vibraciones en la base.....	11
Figura 6 Análisis Tiempo Historia oscilador elástico e inelástico sometido al registro sísmico de El Centro.....	13
Figura 7 Variación de energía dentro de un oscilador equivalente elástico en a), e inelástico en b)	14
Figura 8 Concreto sometido a esfuerzos (a) uniaxiales, (b) biaxiales y (c) triaxiales.....	15
Figura 9 Probetas sin confinamiento de varias resistencias sometidas a cargas uniaxiales de compresión.....	16
Figura 10 Modelo constitutivo de Hognestad para concreto sin confinamiento.....	16
Figura 11 Modelo constitutivo de Whitney.....	17
Figura 12 Modelo constitutivo del concreto confinado propuesto por Kent y Park.....	18
Figura 13 Modelo constitutivo del concreto propuesto por Mander.....	20
Figura 14 Idealización de la curva completa de esfuerzo-deformación del acero 60.....	21
Figura 15 Idealización bilineal de la curva de esfuerzo-deformación del acero 60.....	21
Figura 16 Deformación de una sección de elemento estructural sometido a flexión.....	22
Figura 17 Secuencias de deformación representados en un diagrama Momento-curvatura...23	23
Figura 18 Estado de esfuerzo-deformación de una sección de concreto armado con efectos de flexión y cargas.....	25
Figura 19 Influencia de la cuantía de acero longitudinal en la resistencia y deformación de una sección.....	26
Figura 20 Influencia del acero longitudinal a compresión en la resistencia y deformación en la viga mostrada.....	27
Figura 21 Estados de deformación, momento, carga axial y curvatura de una columna.....	28

Figura 22 Rotulación de los muros de corte por efectos de cargas laterales.....	29
Figura 23 Longitudes de rótulas para elementos estructurales como columnas y vigas.....	30
Figura 24 Espectro de demanda elástica de la zona 4 y suelo rígido.....	31
Figura 25 Objetivos de desempeño sismorresistente sugeridos por el SEAOC (1995).....	32
Figura 26 Niveles de desempeño según el estado físico estructural.....	33
Figura 27 Cuantificación de los niveles de desempeño en una curva de capacidad.....	34
Figura 28 Curva de capacidad como respuesta a la demanda sísmica.....	35
Figura 29 Transformación de a) curva de capacidad a b) espectro de capacidad.....	36
Figura 30 Transformación de Espectro estándar A-T a espectro en A-D.....	37
Figura 31 Idealizaciones de la curva de capacidad según la norma E.030 (2018) y analíticamente.....	38
Figura 32 Ductilidad de demanda para sistemas inelásticos con $\xi=5\%$. debido al sismo de El Centro.....	39
Figura 33 Relación entre el CRFS por ductilidad, sobrerresistencia y de análisis considerando el límite elástico.....	39
Figura 34 Ancho tributario considerado a partir de la idealización de un sistema estructural 3D.....	41
Figura 35 Grupos de los modelos estructurales empleados para esta investigación.....	42
Figura 36 Espectro elástico de aceleraciones según la información en la tabla 3.....	48
Figura 37 Secciones críticas consideradas sobre una viga.....	51
Figura 38 Puntos notables del diagrama de interacción.....	53
Figura 39 Diagrama de interacción de columna C1 del modelo A=2B flexible.....	55
Figura 40 Sección de columna diseñada C1 del modelo A=2B flexible.....	55
Figura 41 Fuerza cortante de diseño para vigas y columnas con responsabilidad sísmica.....	56
Figura 42 Diagrama de interacción en la sección más baja del muro PL-1 del modelo A=2B flexible.....	59
Figura 43 Dimensiones en longitud y altura del núcleo confinado de un muro de corte.....	60
Figura 44 Sección diseñada de muro de corte PL-1 del modelo A=2B flexible.....	61
Figura 45 Deformaciones en estado de fluencia de una sección de elemento de concreto armado.....	65
Figura 46 a) Acero inicia fluencia y el concreto alcanza la deformación unitaria asociada a la máxima resistencia, b) Acero inicia fluencia y el concreto alcanza deformaciones unitarias asociadas a estados de confinamiento.....	66

Figura 47 Deformación de los materiales para el estado último de una sección de concreto armado.....	68
Figura 48 Diagramas momento curvatura para cargas axiales en la sección de PL-1, modelo A=2B flexible.....	70
Figura 49 Sectorización del estado inelástico de un diagrama MC, según criterios de desempeño del SEAOC.....	71
Figura 50 Definición de rótulas en el programa de análisis estructural SAP2000.....	73
Figura 51 Definición de una rotula nueva para un elemento en flexocompresión en una dirección de análisis.....	74
Figura 52 Ventana de propiedades de rotulas en elementos a flexocompresión del software SAP2000.....	74
Figura 53 Ventana de definición de niveles de carga empleados en los diagramas MC.....	75
Figura 54 Ventana de definición de diagrama MC según recomendaciones en 6.2, para cada nivel de carga.....	75
Figura 55 Interfaz de definición de diagrama de interacción para elementos sometidos a flexocompresión.....	76
Figura 56 Interfaz para definir el estado inelástico del diagrama MC de elementos en flexión.....	77
Figura 57 Nivel de desempeño de las rótulas para desplazamientos de 18 y 33cm en el modelo 2A=B flexible.....	79
Figura 58 Curva de capacidad para el desplazamiento controlado del modelo estructural 2A=B flexible.....	79
Figura 59 Desplazamiento y modo de vibración fundamental del modelo estructural 2A=B Flexible.....	80
Figura 60 Espectro de capacidad del modelo 2A=B flexible.....	81
Figura 61 Espectro de respuesta elástica en formato A-D, según las condiciones de diseño en 4.1.2.1.....	82
Figura 62 Análisis entre espectro de respuesta elástico y espectro de capacidad del modelo 2A=B flexible.....	83
Figura 63 Idealización sobre el límite elástico y aceleración de diseño en un espectro de capacidad.....	84
Figura 64 Relación entre la aceleración del límite elástico y de diseño para todos los modelos analizados.....	85
Figura 65 Influencia del PFCM y esbeltoces en la relación A_e/A_d	86
Figura 66 Medias de los CRFS de ductilidad, sobrerresistencia y análisis obtenidos en los modelos.....	87

Figura 67 Influencia del PFCM y esbelteces en el CRFS global, “Análisis”	89
Figura 68 Coeficientes R_{Ω} y R_{μ} determinados a partir de la aceleración de diseño “Ad” utilizada en los modelos estructurales.....	90
Figura 69 Coeficientes R_{μ} determinados a partir de la aceleración de diseño “Ad” utilizada en los modelos estructurales.....	91
Figura 70 Representación del espectro de capacidad en un modelo bilineal para determinar los “CRFS” de “ R_{Ω} ” y “ R_{μ} ”.....	93
Figura 71 Variación de los “CRFS” de sobrerresistencia “ R_{Ω} ” y ductilidad “ R_{μ} ” según el periodo fundamental para espectros de capacidad bilineales.....	94



INDICE DE PLANOS

NOMBRE DEL ARCHIVO	CONTENIDO
20101895_Plano E1	Elementos estructurales Modelo A=2B Flexible
20101895_Plano E2	Elementos estructurales Modelo A=2B Medio
20101895_Plano E3	Elementos estructurales Modelo A=2B Rígido
20101895_Plano E4	Elementos estructurales Modelo A=B Flexible
20101895_Plano E5	Elementos estructurales Modelo A=B Medio
20101895_Plano E6	Elementos estructurales Modelo A=B Flexible
20101895_Plano E7	Elementos estructurales Modelo 2A=B Flexible
20101895_Plano E8	Elementos estructurales Modelo 2A=B Medio
20101895_Plano E9	Elementos estructurales Modelo 2A=B Rígido

ANEXOS

NOMBRE	CONTENIDO
20101895_Anexo A	Espectro de capacidad de los modelos estructurales



1. INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas, las investigaciones en el diseño sismorresistente han contribuido a desarrollar estructuras y obras civiles cada vez menos vulnerables a los sismos. Estas investigaciones generalmente han sido precedidas por los daños identificados en estructuras que han estado sometidas a eventos sísmicos de gran magnitud. Es decir, el diseño sismorresistente constantemente ha buscado soluciones luego de entender las manifestaciones sísmicas reales.

Los daños producidos por los sismos no solo se limitan a la infraestructura civil, sino también a los grandes perjuicios que causa principalmente sobre las personas cercanas a estos fenómenos. Los servicios básicos como la atención médica, agua potable, electricidad, alimentación, comunicación y calidad de vida se ven afectados seriamente. De allí nace el propósito de la ingeniería sismorresistente: buscar constantemente métodos para construir obras civiles seguras.

Actualmente, la ingeniería sismorresistente y las normas de diseño en zonas de alta sismicidad en el mundo apuntan a establecer nuevas soluciones y metodologías de diseño. Esto con la finalidad de que las estructuras se mantengan seguras en todo momento, teniendo en cuenta la inviabilidad técnica y económica que existe para desarrollar estructuras perfectamente elásticas o sin daños. Para ello, las normas de diseño sismorresistente están actualmente enfocadas en el análisis elástico de las estructuras, debido a la comodidad del procedimiento, ante cargas sísmicas reducidas.

Como parte de esa búsqueda constante de soluciones, el estudio de los materiales de construcción han sido parte fundamental del desarrollo de la ingeniería sismorresistente. El concreto armado es uno de los materiales compuestos más empleados en el mundo para la

construcción. Esto se debe al desempeño aceptable que ha tenido este material durante los eventos sísmicos registrados.

Parte de estas nuevas metodologías se encuentran en los códigos de diseño sismorresistentes en el mundo. Así el diseño y los materiales de construcción de las obras civiles deberán ser capaces de asegurar la operatividad de las estructuras luego de la ocurrencia de sismos severos. Y un parámetro fundamental que relaciona tanto el diseño como las propiedades de los materiales es el coeficiente de reducción de fuerza sísmica, R .



2. MARCO TEÓRICO

2.1. CONCEPCIÓN DE LA INGENIERÍA SISMORRESISTENTE

Desde los años setenta, en el Perú, las soluciones a los problemas sísmicos se han tratado utilizando concepciones erróneas para nuestros tiempos. Se ha creído, por ejemplo, que altos grados de rigidez en las estructuras, por ejemplo, pueden ser muy efectivos. De la misma forma, en puntos geográficos diferentes se ha pensado que las estructuras muy flexibles lograrían satisfacer las solicitaciones sísmicas. En la actualidad, los registros de eventos sísmicos y sus consecuencias han sido de mucha utilidad para establecer las mejores condiciones de diseño. La comunidad ingenieril ha desarrollado y adoptado procedimientos de diseño sismorresistente más acorde a los eventos ocurridos. Estas nuevas metodologías comprenden consideraciones como los análisis de riesgos, análisis estructural y geotécnico, análisis de daños y análisis de pérdidas. Aun así, es una tarea difícil para los ingenieros estructurales proporcionar una evaluación de desempeño y riesgo para estructuras certeramente, debido a las innumerables fuentes de incertidumbre en cada obra civil en particular. Por ahora, el éxito del diseño sismorresistente y su posible comportamiento estarán condicionados por los eventos sísmicos futuros. Los métodos de diseño y evaluación de desempeño irán modificándose y adecuándose para determinar mejores resultados.

2.2. ESCENARIO SÍSMICO PERUANO

El Perú está localizado en una de las regiones sísmicas de mayor actividad en el mundo; es, por ello, que permanentemente está expuesto a sufrir las consecuencias de esta actividad. Morales N. y Zavala C. (2008) aseguran que, según la historia de nuestro país, el litoral y la zona andina del Perú son zonas potencialmente activas. La actividad sísmica en el Perú resulta principalmente de la interacción entre las placas Sudamericana y de Nazca. Como consecuencia de esta interacción, se produce el constante reacomodo de estas placas

mediante el fenómeno de subducción y modificaciones continentales de fallas geológicas activas. Estos fenómenos, a su vez, se encuentran modelando el espacio geográfico y el relieve terrestre permanentemente (p. 217).

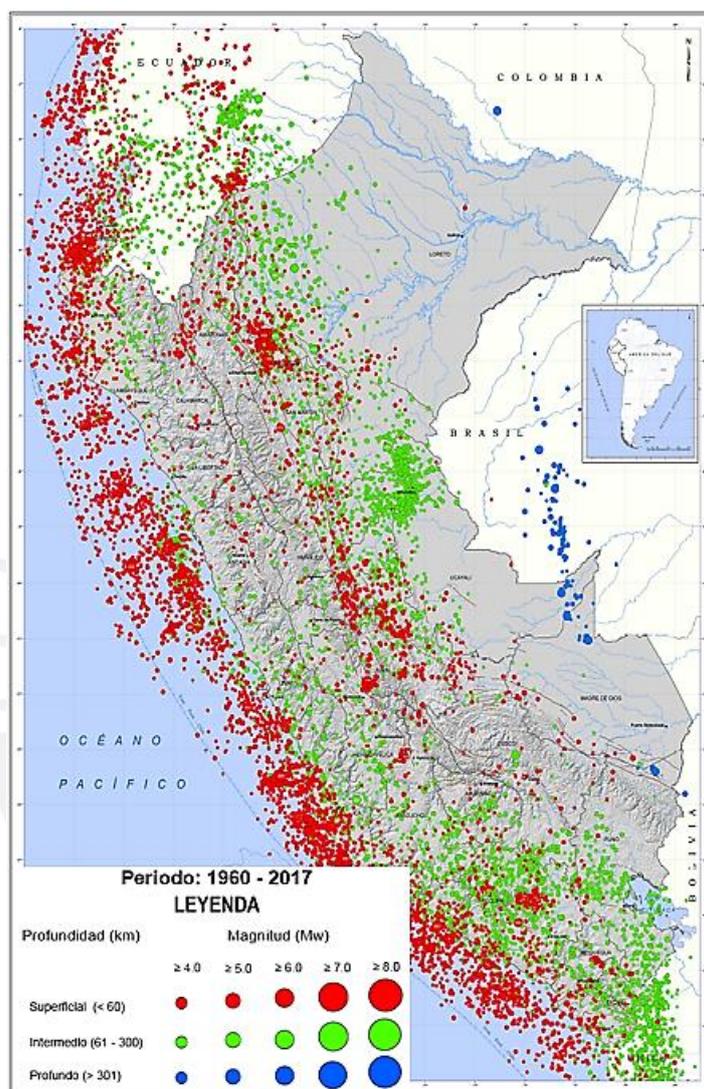


Figura 1: Mapa Sísmico del Perú de los años 1960 - 2017.

Tomado del Instituto Geofísico del Perú (2017)

En la figura 1, se puede visualizar las interacciones descritas y la distribución espacial de sismos en el Perú desde el año 1960. Debido al escenario sísmico, resulta necesario investigar y ampliar permanentemente sobre conocimientos y soluciones posibles que ayuden a entender las manifestaciones sísmicas sobre las estructuras civiles.

2.3. NORMA TÉCNICA E.030: “DISEÑO SISMORRESISTENTE”

La última versión de la norma de Diseño Sismorresistente, E.030, fue renovada el año 2018. Sobre la base de nuevas investigaciones y evidencias de eventos sísmicos de la región, se ha establecido las nuevas condiciones mínimas de diseño para que las edificaciones presenten un comportamiento tolerable frente a eventos sísmicos de importancia. De acuerdo a la Norma E.030, la reformulación y consideración de nuevos principios de diseño sismorresistente se ha realizado sobre una filosofía aun presente, que consiste en evitar pérdidas de vidas humanas, asegurar la continuidad de servicios básicos y reducir los daños en la infraestructura civil (Art.3). Lo anterior, por supuesto, no significa que la infraestructura vaya a colapsar ante cualquier evento sísmico considerable. Los parámetros y consideraciones, establecidos en la norma, aseguran garantizar y salvaguardar la vida de los usuarios de cualquier infraestructura.

2.4. PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO: ANÁLISIS LINEALES

Los análisis lineales son los métodos más empleados para realizar el diseño sísmico. Esto se debe a las simplificaciones determinadas a partir de información experimental y a los registros y evidencias luego de la ocurrencia de eventos sísmicos importantes. Los análisis lineales son de dos tipos: análisis estático y análisis modal espectral. Ambos análisis están establecidos en la Norma E.030.

2.4.1. Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.

Según la Norma E.030 (2018), este método de análisis compatibiliza la acción sísmica en un sistema de fuerzas, cuyos efectos de desplazamiento, y fuerzas sobre la estructura, se calculan mediante procedimientos estáticos (Art. 28).

2.4.2. Análisis Dinámico Modal Espectral.

El análisis modal espectral es un método más refinado para estimar fuerzas y desplazamientos en un sistema estructural mediante la combinación de posibles respuestas modales. Para este método, es fundamental contar con los modos de vibración de la estructura. Estos modos son las formas teóricas más probables que adoptaría una estructura para diversos periodos de vibración. Por ejemplo, en la figura 2, se muestra las formas más importantes de vibración de una estructura genérica. Además, cada modo presenta una masa efectiva propia. Según la Norma E.030 (2018), solo bastará utilizar los modos más significativos para el análisis; es decir, se podrán utilizar no menos de tres formas modales cuya suma de masas efectivas sea al menos el 90% del total de la masa de la estructura (Art. 29).

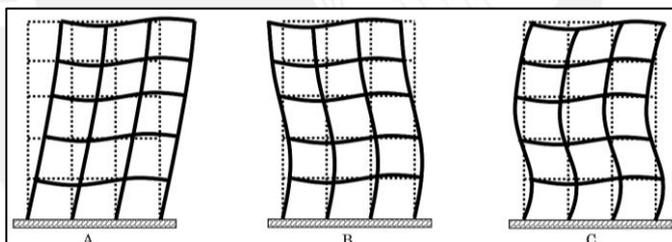


Figura 2: Modos de vibración importantes de una estructura.

Fuente: Elaboración propia.

La norma E.030 (2018) también indica que para realizar un análisis de respuestas modales también se requiere de la aceleración espectral de diseño para cada modo de vibración. La respuesta final esperada de una estructura utilizando este método de análisis se obtendrá mediante la superposición modal. Dichas superposiciones o combinaciones podrán realizarse mediante criterios aceptados tales como la combinación cuadrática completa entre otras (Art. 29).

2.4.3. Coeficiente de reducción de fuerza sísmica “R”, CRFS.

De acuerdo a la Norma E.030 (2018), el Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica “R”, CRFS, define la reducción de la fuerza elástica de demanda sobre la base de los materiales que componen una estructura civil y su disposición en los sistemas estructurales (Art. 18). El desempeño de las estructuras, durante eventos sísmicos en la región peruana, así como las investigaciones realizadas, han sido fundamentales para establecer una reducción tolerable de la fuerza sísmica. Y no solo se trata de reducir, sino también de definir un valor que represente la ductilidad y capacidad de disipación del daño de una estructura. Entonces, el CRFS tiene la finalidad de definir un nivel de inelasticidad prudente de los sistemas estructurales y los materiales, que constituyen una estructura civil, frente a los efectos sísmicos. Esta capacidad inelástica, por supuesto, será aquella que permita disipar el daño al máximo y resguardar la vida humana luego de que un evento sísmico importante haya ocurrido.

En la tabla 1, se muestran los Coeficientes Básicos de Reducción de Fuerzas Sísmicas R_o clasificados de acuerdo al sistema estructural y material utilizado. Para la Norma E.030 (2018), estos coeficientes se verán afectados luego por las irregularidades tanto en altura como en planta presentes en las estructuras. En el caso de los sistemas estructurales de concreto armado, se puede reducir la Fuerza Elástica Máxima, FEM, hasta la octava parte (Art. 18). Entonces, si bien al reducir la Fuerza Elástica Máxima de las estructuras se la hace menos resistente, lo que se obtiene luego es un sistema dúctil, capaz de soportar mayores deformaciones. En la figura 3, se muestra la modificación que realiza el CRFS sobre la FEM.

Tabla 1

Coeficientes básicos de reducción de fuerza sísmica de la Norma E.030.

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
CONCRETO ARMADO:	CRFS BASICO R_0
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Nota. Tomado de “Norma E.030, Diseño Sismorresistente 2018.

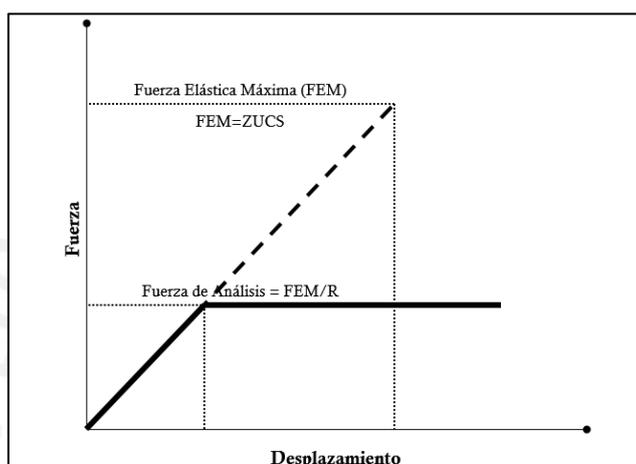


Figura 3. Reducción de la fuerza elástica máxima por un coeficiente de reducción R.

Fuente: Elaboración propia.

2.5. PROCEDIMIENTOS ALTERNATIVOS: ANÁLISIS NO LINEALES

Para la Norma E.030 (2018), los análisis no lineales son herramientas alternativas que tienen la finalidad de evaluar, representar e idealizar el comportamiento inelástico de las estructuras bajo solicitaciones sísmicas. Estos procedimientos no son obligatorios para estructuras convencionales. Sin embargo, se aceptan como métodos de análisis complementarios (Art. 30).

Los análisis estructurales no lineales son los siguientes: estático incremental, dinámico incremental y tiempo historia. Navarro y Fernández (2006) describen al análisis estático incremental o pushover como un método que consiste en la aplicación de un patrón de carga lateral, el cual se irá incrementando monotónicamente. Por otro lado, el análisis

dinámico incremental consiste en aplicar señales de amplitudes definidas, las cuales están organizadas en fases de incremento paulatino. En otras palabras, se somete a la estructura a determinados ciclos de desplazamientos durante una fase. Luego en la siguiente fase, se incrementará la amplitud del desplazamiento anterior, y se someterá al mismo número de ciclos hasta que la estructura alcance un estado límite que propicie el colapso. Por último, el análisis Tiempo Historia es un procedimiento que puede sugerir una mejor representación de la respuesta estructural, debido a que se utiliza un registro sísmico sobre el modelo estructural. Para que este análisis pueda considerarse como no lineal, se debe considerar la degradación de rigidez estructural (p. 3).

2.6. PROPIEDADES ESTRUCTURALES IMPORTANTES

De acuerdo a los estados límite de diseño sismorresistente, son cuatro propiedades estructurales importantes que, actualmente, se consideran para lograr los objetivos de diseño sísmico satisfactoriamente. Estas propiedades se describen a continuación.

2.6.1. Rigidez.

García (1998) afirma que esta propiedad relaciona la cargas o fuerzas con las deformaciones estructurales que se producen en el estado elástico. Para el caso del concreto armado, esta relación no es tan simple, debido a que la relación no es lineal para cualquier nivel de deformaciones. Por el contrario, los efectos de cargas laterales importantes pueden degradar la rigidez de una estructura considerablemente, debido a que el concreto supera su capacidad a tracción y empieza la rotura de este material en varios elementos estructurales (p.8). Una relación no lineal, típica de las estructuras, entre la fuerza y desplazamiento se puede visualizar en un ensayo estático incremental. En la figura 4, se muestra el método más común de estimar la rigidez estructural mediante la idealización de la curva de capacidad en

un modelo bilineal, en el que se define la resistencia de fluencia, V_y , y desplazamiento de fluencia, Δ_y . La rigidez entonces es $K = V_y/\Delta_y$.

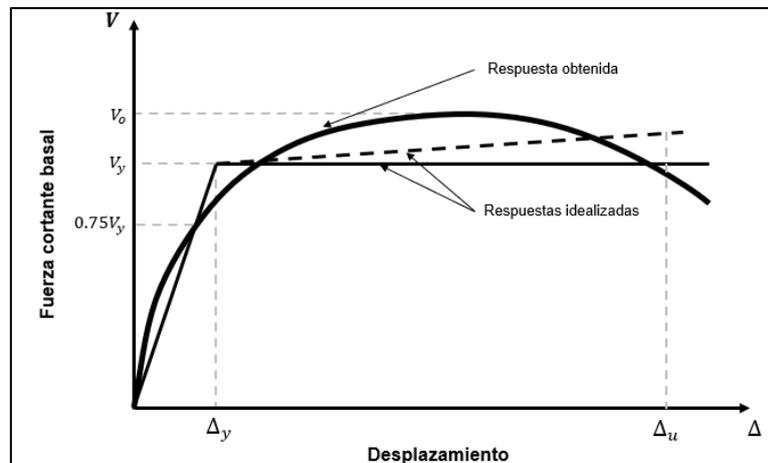


Figura 4. Idealizaciones de la respuestas estructurales en una curva de capacidad.

Tomado de “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, por T. Paulay y M. Priestley (USA), 1992.

2.6.2. Resistencia.

De acuerdo a T. Paulay y M. Priestley (1992), la resistencia puede definirse como la capacidad estructural de soportar cargas y que eviten su colapso. Si se desea proteger una edificación de daños durante eventos sísmicos específicos, entonces se buscará prevenir que la edificación desarrolle largas incursiones en estados inelásticos (p.11). Esto significa que la estructura deberá tener una resistencia suficiente, de tal manera que soporte todas las acciones internas generadas por los sismos leves, moderados o severos.

2.6.3. Ductilidad.

La definición de este término es muy amplia. Su aplicación se da en los materiales, secciones de elementos estructurales, la rotaciones, curvaturas y deflexiones. Sin embargo, en todas las aplicaciones anteriores, el objetivo es alcanzar la máxima capacidad de deformación frente a una sollicitación de cargas en general. Para T. Paulay y M. Priestley (1992), la ductilidad estructural se define como la capacidad del sistema estructural de mantener

deformaciones más allá del estado de fluencia o del rango elástico, sin pérdidas significativas de resistencia. Si bien la definición física de este comportamiento es aceptada, la cuantificación es más discutible. En la figura 4, se muestran los términos que definen la representación de esta propiedad por medio de la expresión $\mu_u = \Delta_u/\Delta_y$ (p. 12).

2.6.4. Disipación de energía.

Tedesco, J., McDougal, W., Allen, C. (1999) sugieren una explicación física para este fenómeno, que se realiza desarrollando la condición de equilibrio dinámico mediante la ecuación de movimiento de D’Alambert. Un modelo estructural puede ser representado por un modelo puntual de un grado de libertad que es sometido a una fuerza lateral de $-M\ddot{s}(t)$ (p. 16). En la figura 5, se muestra un diagrama de cuerpo libre para la situación descrita. Por lo tanto, la ecuación de equilibrio dinámico durante dicha interacción puede describirse como $F_c + F_R + F_I = 0$. Donde F_c es la fuerza de amortiguamiento estructural, F_R es la fuerza restitutiva y F_I es la fuerza inercial del sistema ($F_I = M\ddot{x}_{abs} = M(\ddot{x} + \ddot{s})$).

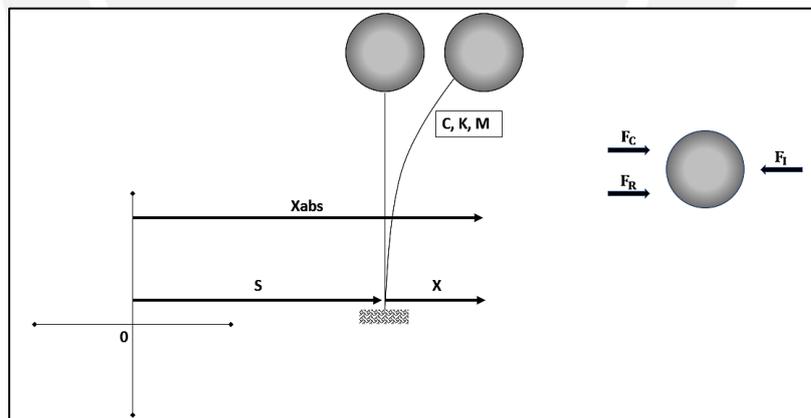


Figura 5. Oscilador equivalente de masa puntual sometido a vibraciones en la base.

Tomado de “Material de enseñanza del curso de Ingeniería Antisísmica”, por Muñoz A. (Perú), 2011.

De la ecuación de equilibrio dinámico, se puede deducir la siguiente ecuación diferencial, que será de utilidad para explicar la energía presente en el sistema: $M\ddot{x}(t) + F_c(t) + F_R(t) = -M\ddot{s}(t)$. También puede adoptar la siguiente expresión: $-M(\ddot{x} + \ddot{s}) - C\dot{x} - Kx = 0$. Durante el movimiento sísmico, cada una de las fuerzas del sistema realiza un

trabajo debido a los desplazamientos producidos dentro del sistema. Muñoz A. (2011) evalúa el trabajo de cada fuerza, transformando la ecuación anterior a la siguiente forma:

$\int M\ddot{x}(t) dx + \int F_c(t)dx + \int F_R(t)dx = - \int M\ddot{s}(t) dx$. Dado que $x(t)$ es una función de desplazamiento relativo genérica que depende del tiempo, dx será igual a $\dot{x}(t)dt$. Entonces, la anterior expresión mostrará matemáticamente el movimiento y la energía del sistema desde el inicio del sismo hasta un instante considerable o hasta finalizar el movimiento. El término $\int M\ddot{x}(t) dx$ representa la energía cinética del sistema, E_K ; $\int F_c(t)dx$, la energía disipada por el amortiguamiento estructural desde el inicio, E_C ; $\int F_R(t)dx$, la energía restitutiva E_R ; y $-\int M\ddot{s}(t) dx$, la energía total de entrada que recibe la estructura del suelo, E_I (p. 180).

Por otro lado, el trabajo de la fuerza restitutiva E_R tiene dos fases. La primera fase es el almacenamiento de la energía de deformación elástica E_E que puede ser recuperable e intenta mantener las condiciones iniciales del sistema. Sin embargo, cuando la estructura inicia el comportamiento plástico, existe una segunda fase de trabajo, donde ocurre un exceso de energía que produce mayores desplazamientos que van causando daños en la estructura. Así, la energía en esta última fase es conocida como histerética, E_H . Reformulando la ecuación de equilibrio dinámico en términos de energía, se tiene finalmente la siguiente expresión: $E_K(t) + E_C(t) + E_E(t) + E_H(t) = E_I(t)$. Aunque el enfoque de esta investigación no se centra exactamente sobre los principios energéticos, es importante reconocer la dinámica estructural y la forma en que la energía puede causar el colapso, por ejemplo.

En la figura 6, se muestra un análisis energético de un modelo estructural de un grado de libertad elástico y otro inelástico tomado de Chopra A. (1995) El registro de aceleraciones utilizado pertenece a “El Centro” en California, ocurrido el 18 de mayo de 1940, cuya aceleración máxima fue de 0.319g. Por otro lado, el modelo puntual de un grado de libertad elástico tiene un periodo fundamental de $T_n = 0.5 \text{ seg}$ y amortiguamiento $\xi = 5\%$. Para el

modelo inelástico, se tiene además que el coeficiente de reducción de fuerza sísmica, CRFS, es $R = 4$. Los desplazamientos de respuesta del ensayo de tiempo historia se muestra en la figura 6. Lo relevante está relacionado con las condiciones finales. En el modelo elástico, el sistema regresa a su condición inicial, mientras que, en el caso inelástico, existe una deformación permanente (p. 250-253).

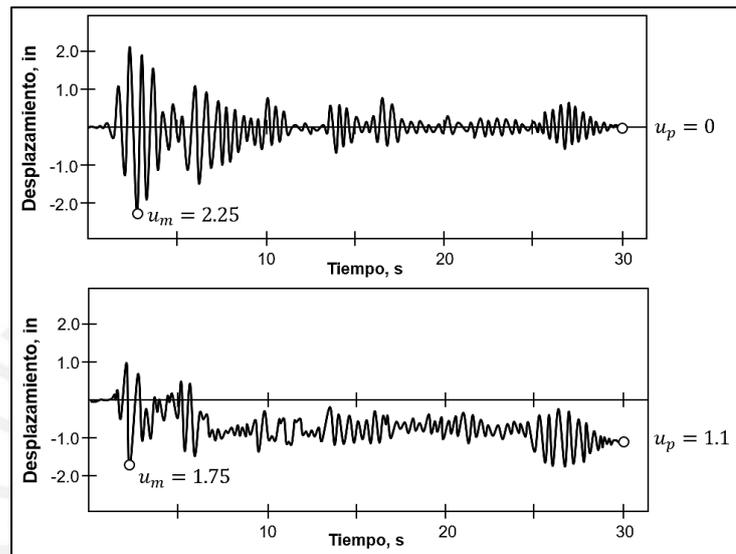


Figura 6: Análisis Tiempo Historia oscilador elástico e inelástico sometido al registro sísmico de El Centro.

Tomado de “Dynamics of Structures: theory and applications to earthquake”, por Anil K. Chopra (USA), 1995.

Los resultados sobre la dinámica de la energía del análisis Tiempo Historia anterior se muestran en la figura 7. En el modelo elástico, tanto la energía de deformación elástica y cinética son contrarrestadas por los efectos del amortiguamiento estructural solamente, de tal manera que no se producen daños por incursiones inelásticas. Por otro lado, en el modelo inelástico, el amortiguamiento estructural disipa una cantidad de energía mucho menor al del caso elástico. La energía restante produce desplazamientos que incurren en regímenes inelásticos, los cuales se disipan debido a la materialización de daños en los elementos estructurales.

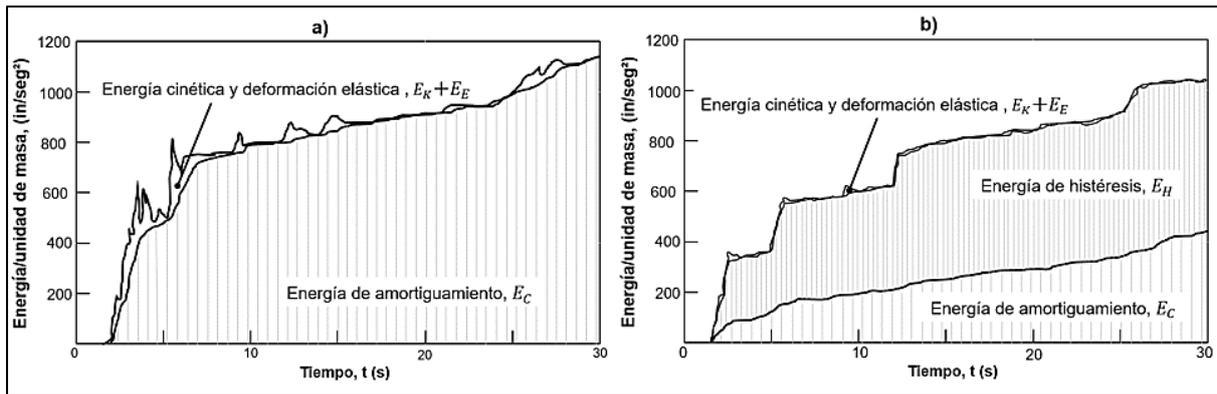


Figura 7: Variación de energía dentro de un oscilador equivalente elástico en a), e inelástico en b).

Tomado de “Dynamics of Structures: theory and applications to earthquake”, por Anil K. Chopra (USA), 1995.

Entonces, el concepto de disipación de energía se puede resumir como la capacidad de reducir las demandas de deformaciones mediante el amortiguamiento estructural y sucesos de histéresis controlados sin que signifique una pérdida considerable de resistencia. De esta manera, los nuevos enfoques sismorresistentes consisten en reducir dichos desplazamientos o disipar los excesos de energía mediante dispositivos que puedan ser reemplazables o cuyo costo beneficio sea factible tales como disipadores de energía o aisladores.

2.7. DUCTILIDAD DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN

2.7.1. Comportamiento del concreto.

El concreto es un material cuya composición más simple y usada es de agua, material cementante (normalmente cemento portland) y agregados. Para Ottazzi G. (2011), la importancia del concreto se debe a que es un material muy utilizado, es económico y posee una excelente resistencia frente a esfuerzos de compresión. Sin embargo, una de sus mayores desventajas tiene que ver con la baja resistencia a esfuerzos de tracción (p. 23). Por ello, es de gran interés conocer el comportamiento del concreto en las estructuras, ya que su comportamiento es modificado por los esfuerzos uniaxiales, biaxiales y triaxiales. Para ello,

se elaboró la figura 8, en la que se muestra las situaciones más frecuentes del comportamiento del concreto.

Configurar elementos de concreto, para solicitaciones de esfuerzos uniaxiales, ocurre en muy raras ocasiones para estructuras con cierto grado de responsabilidad de cargas. Normalmente, la simplificación que supone utilizar comportamientos uniaxiales es útil para justificar algunas condiciones iniciales de diseño. Por otro lado, el concreto bajo esfuerzos biaxiales se presenta en vigas y columnas con solicitaciones de fuerzas cortantes. Por último, el comportamiento del concreto bajo esfuerzos triaxiales se presenta debido al confinamiento que producen los estribos en elementos estructurales.

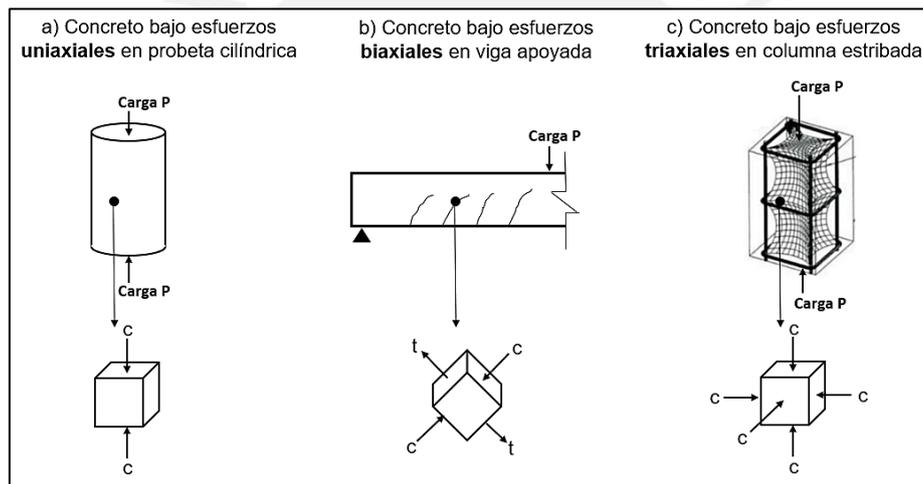


Figura 8. Concreto sometido a esfuerzos (a) uniaxiales, (b) biaxiales y (c) triaxiales.

Fuente: Elaboración propia.

2.7.2. Comportamiento del concreto no confinado.

La descripción del comportamiento del concreto no confinado, en cuanto a parámetros de resistencia y deformaciones, generalmente se realizan empleando ensayos estándar en probetas cilíndricas de concreto. Estos especímenes se cargan longitudinalmente a deformaciones lentas hasta alcanzar la deformación máxima. Los cilindros estándar tienen las dimensiones de 12 pulgadas de altura por 6 pulgadas de diámetro y se ensayan a los 28 días. En la figura 9, se muestran las curvas características de esfuerzo-deformación para concretos

de diferentes resistencias cargadas uniaxialmente. De acuerdo a los ensayos realizados por Park, R., Paulay, T. (1988), aproximadamente, la resistencia máxima para cada curva se presenta para deformaciones unitarias de 0.002. Luego de alcanzar la resistencia máxima, el concreto aún puede seguir deformándose, pero la resistencia empieza a disminuir debido a las grietas visibles en el cilindro (p. 13). Así, una aproximación muy buena de la curva de comportamiento es la que propuso Hognestad como muestra en la figura 10.

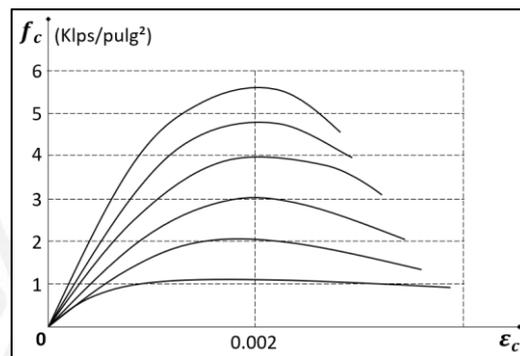


Figura 9. Probetas sin confinamiento de varias resistencias sometidas a cargas uniaxiales de compresión.

Tomado de “Estructuras de Concreto Reforzado”, por R. Park y T. Paulay (México), 1988.

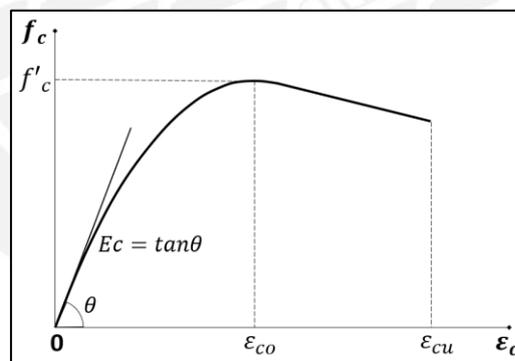


Figura 10. Modelo constitutivo de Hognestad para concreto sin confinamiento

Tomado de “Estructuras de Concreto Reforzado”, por R. Park y T. Paulay (México), 1988.

Por otro lado, Ottazzi, G. (2011) muestra una idealización aún más simplificada y conservadora del modelo constitutivo de concreto. Es aceptada por varias normativas y utilizada comúnmente para el diseño y cálculo de elementos estructurales. Este modelo constitutivo se muestra en la figura 11 y corresponde al modelo propuesto por Whitney (2014). Para esta investigación, el diseño de los elementos estructurales utilizará dicho

modelo constitutivo, lo que es lo mismo que utilizar las recomendaciones de la norma de Diseño en Concreto Armado E.060.

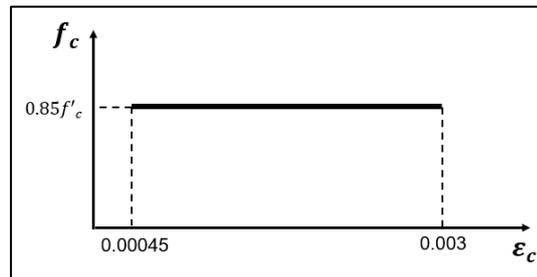


Figura 11. Modelo constitutivo de Whitney.

Tomado de “Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado”, por Gianfranco Ottazzi (Perú), 2014.

2.7.3. Comportamiento del concreto confinado.

El caso de estudio más relevante para esta investigación tiene que ver con el comportamiento del concreto junto a los refuerzos de acero transversales o estribos. Se puede hacer concreto confinado mediante refuerzos transversales dispuestos en numerosos arreglos respetando las normas de concreto armado y según consideraciones del diseñador. A partir de esa variabilidad, existen modelos constitutivos importantes del concreto confinado que son utilizados para fines académicos y de investigación. Para los modelos de esta tesis, se empleará el modelo constitutivo de Kent y Park para determinar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales. Adicionalmente, se realizará una breve reseña del modelo constitutivo de Mander por ser ampliamente utilizado en análisis no lineales.

2.7.3.1. modelo constitutivo de Kent y Park

Según Park, R., Paulay, T. (1988), este modelo se definió sobre la base experimental realizada en especímenes rectangulares y que además estaban confinados con estribos rectangulares. Este modelo además es muy representativo debido a complementa los estudios de autores muy reconocidos en el estudio del concreto (p. 28). En la figura 12, se muestra la idealización del comportamiento del concreto confinado por Kent y Park.

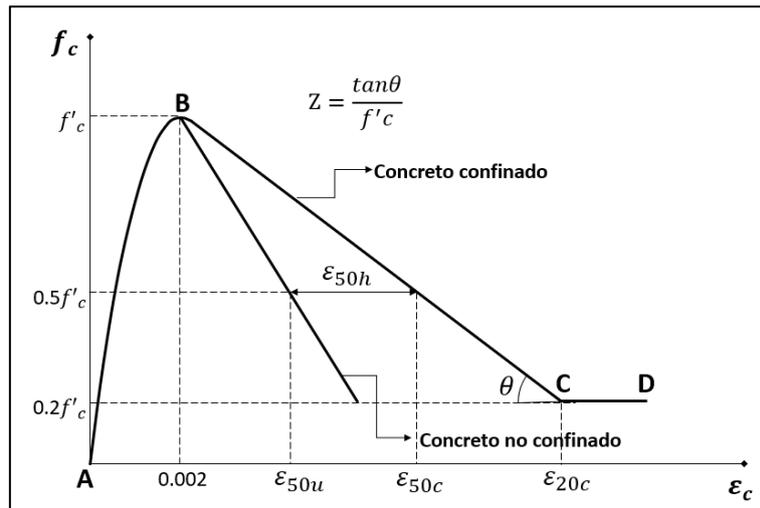


Figura 12. Modelo constitutivo del concreto confinado propuesto por Kent y Park.

Tomado de “Estructuras de Concreto Reforzado”, por R. Park y T. Paulay (México), 1988.

Park, R., Paulay, T. (1988) explica que el primer tramo parabólico ascendente de esta curva “AB” muestra un comportamiento no lineal del concreto en el que se supone además que el acero de confinamiento no tiene incidencia hasta que se alcance la resistencia máxima del material f'_c . La deformación unitaria ϵ_c asociada a esta máxima resistencia es de 0.002 (p. 30). La resistencia f_c en cualquier punto de esta curva para la deformación deseada ϵ_c , puede determinarse mediante la siguiente ecuación:

- $f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002} \right)^2 \right], \text{ si } \epsilon_c \leq 0.002.$

Para Park, R., Paulay, T. (1988), el siguiente tramo lineal descendente “BC” corresponde al comportamiento del concreto cuando se presentan los efectos de confinamiento. La pendiente de esta recta estará definida principalmente por la cuantía de confinamiento y la deformación unitaria máxima estimada (p. 30). Así, la resistencia f_c en cualquier punto de esta recta para la deformación deseada ϵ_c , puede encontrarse mediante la siguiente ecuación:

- $f_c = f'_c [1 - Z(\epsilon_c - 0.002)], \text{ si } 0.002 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{20c}$

Donde:

$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002}$ define la pendiente del tramo descendente.

$\varepsilon_{50u} = \frac{3+0.002 f'_c}{f'_c - 1000}$ es la deformación que alcanza el concreto sin confinar cuando la resistencia disminuye al 50% de la resistencia máxima.

$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}}$ es el incremento de la deformación debido al confinamiento.

Finalmente, Park, R., Paulay, T. (1988) define que, el último tramo constante de esta curva, corresponde a deformaciones muy altas donde el concreto confinado alcanza en promedio el 20% de su resistencia máxima (p. 31). Sin embargo, no se tomará en consideración este estado, ya que, a nivel global dentro de una estructura, esto podría significar un estado muy inestable y poco predecible por la interacción entre elementos estructurales existentes. Por otro lado, un cuestionamiento recurrente de este modelo es la desestimación de una posible mejora en la resistencia por el empleo de confinamiento, la cual sí existe. Sin embargo, “se requiere más trabajo experimental en los especímenes de concreto confinado para proporcionar más datos para el análisis estadístico y poder incluir más variable” (Park, R., Paulay, T., 1988, p. 31). Por ejemplo, los numerosos arreglos de acero de confinamiento pueden crear respuestas distintas. Por ello, es conveniente utilizar estos modelos conservadoramente para los estados de confinamiento de los elementos estructurales, debido a que provienen de ensayos de desplazamientos axiales incrementales lentos. Este modelo, además, podría analogarse muy bien al comportamiento que posiblemente desarrollen los elementos estructurales, debido a los análisis estáticos incrementales.

2.7.3.2. modelo constitutivo de Mander

Este modelo constitutivo, a diferencia del modelo de Kent y Park, considera que el confinamiento tiene un efecto importante sobre la resistencia y ductilidad del elemento estructural. En la figura 13, se muestra el modelo constitutivo de Mander, en el que la deformación máxima del concreto confinado, ϵ_{cu} , podría darse hasta que el acero de refuerzo transversal de la sección empiece a fluir. Mander, J., Priestley, M., Park, R. (1988) sugiere que la expresión única que define la curva de resistencia de este modelo tiene en consideración efectos adicionales como las cargas cíclicas sobre la sección o la fractura del concreto de recubrimiento (p. 1807).

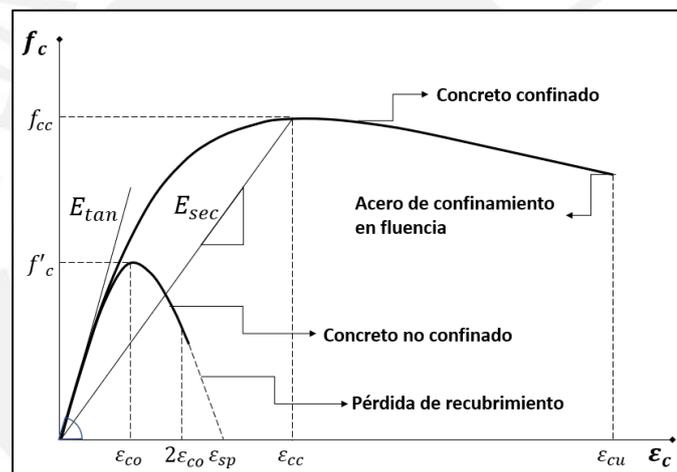


Figura 13. Modelo constitutivo del concreto propuesto por Mander.

Tomado de “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete” por J. Mander (USA), 1988

2.7.4. Comportamiento de refuerzo de acero grado 60.

El refuerzo de acero de grado 60, en el Perú, comúnmente se presenta en varillas corrugadas de sección transversal redonda, que se utiliza en los elementos estructurales como refuerzo longitudinal y transversal. Para Ottazzi, G. (2014), la buena ductilidad que presenta el acero hace que sea un buen complemento del concreto para formar elementos estructurales seguros y con fallas predecibles (p. 57). Debido a que su fabricación es profesional y controlada, resulta sencillo describir la curva de esfuerzos y deformaciones unitarias cuando

es sometida a cargas axiales monotónicas. Este comportamiento es apreciable en la figura 14, y es posible reconocer claramente tres estados: un tramo inicial elástico AB, una plataforma de fluencia BC y, finalmente, un tramo de endurecimiento CD.

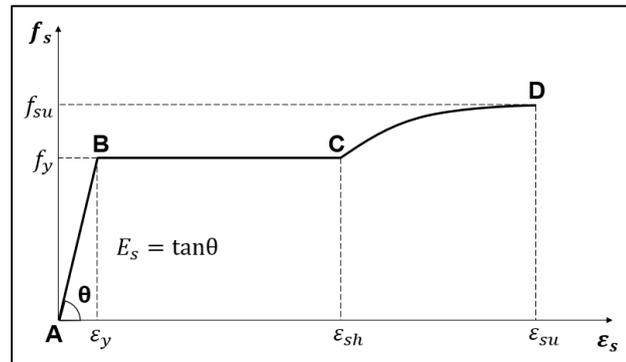


Figura 14: Idealización de la curva completa de esfuerzo-deformación del acero 60.

Tomado de “Estructuras de Concreto Reforzado”, por R. Park y T. Paulay (México), 1988.

El modelo de la figura 14 representa una de las mejores idealizaciones del comportamiento del acero, y podría considerarse como adecuado para los propósitos de esta tesis. Sin embargo, se utilizará el modelo bilineal, que se presenta en la figura 15, para todos los cálculos. Esto se debe a la simplicidad del modelo y además permite ser conservadores respecto a la curva completa del acero longitudinal y transversal dentro de una sección del elemento estructural. Por ejemplo, durante un evento sísmico severo, podría presentarse pérdidas de adherencia entre el acero y el concreto, las cuales evitarían el desarrollo de las deformaciones esperadas.

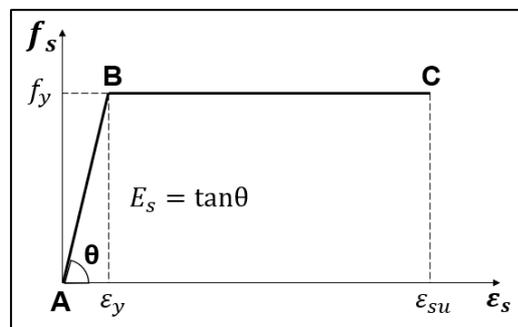


Figura 15: Idealización bilineal de la curva de esfuerzo-deformación del acero 60.

Tomado de “Estructuras de Concreto Reforzado”, por R. Park y T. Paulay (México), 1988.

2.8. DIAGRAMAS DE MOMENTO-CURVATURA PARA SECCIONES CON CONCRETO CONFINADO

Los diagramas de momento curvatura, MC, permiten describir gráficamente el comportamiento elástico e inelástico de una sección específica de un elemento estructural sometido a cargas axiales y de momentos flectores.

2.8.1. Deformaciones a flexión.

De acuerdo a Moehle, J. (2015), la hipótesis de la teoría de flexión fue introducida por Bernoulli, la cual establece lo siguiente: las secciones planas permanecen planas, a pesar de estar sometidas a efectos de flexión. Esto significa que las deformaciones varían linealmente a lo largo de la sección del elemento estructural analizado (p. 144). La figura 16 muestra la deformación de una sección cualquiera de un elemento estructural sometidos a efectos de flexión. A partir de esta representación, se puede definir el término de curvatura, que se definirá como la variación angular a lo largo del eje del elemento.

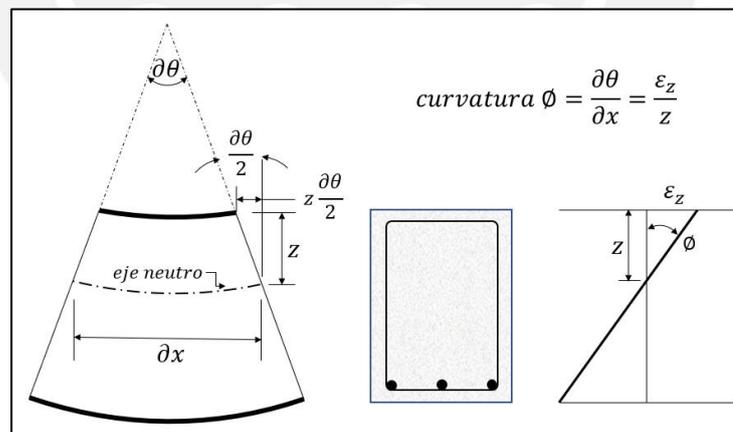


Figura 16: Deformación de una sección de elemento estructural sometido a flexión.

Tomado de “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings”, por J. Moehle (USA), 2015.

2.8.2. Comportamiento a flexión de secciones de elementos estructurales.

Moehle, J. (2015) asegura que, cuando una sección está sometida a momento flector, sea o no con cargas axiales importantes, se desarrollan esfuerzos internos capaces de

equilibrar las acciones externas. Esto, por supuesto, produce deformaciones sobre las secciones de los elementos estructurales, las cuales se traducen en curvaturas (p. 146). En figura 18, se muestra las secuencias notables de momento-curvatura que ocurren en las secciones de los elementos estructurales cuando se incrementan las magnitudes de momentos flectores.

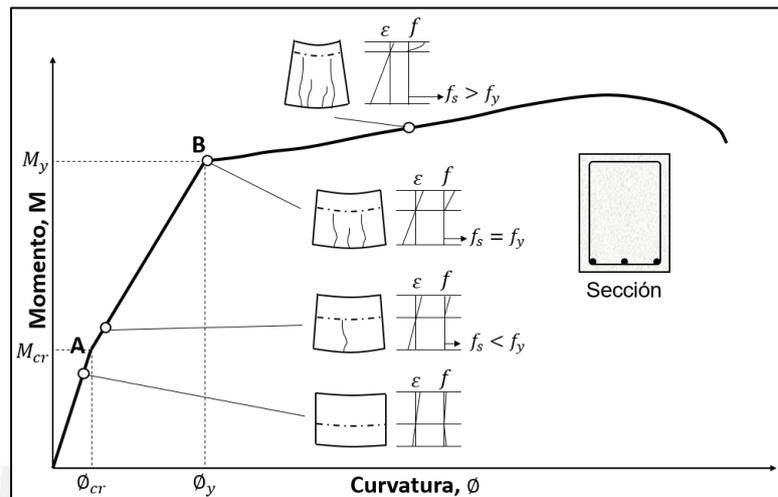


Figura 17. Secuencias de deformación representados en un diagrama Momento-curvatura.

Tomado de “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings”, por J. Moehle (USA), 2015.

El punto “A” de la figura 18, representa el momento en que el concreto en estado de tracción agota su capacidad. Hasta este punto se puede evidenciar una relación lineal entre momento y curvatura, ya que, luego de este estado, existirá una reducción ligera en la rigidez de la sección. Esto se debe al nulo aporte que tendrá la fibra de concreto a tracción. Otro punto importante es “B”. que corresponde a la fluencia de la sección. En este estado, el acero empieza el estado de fluencia y la etapa inelástica de la sección. Moehle, J. (2015) asegura que, luego de la fluencia, a medida que la curvatura se incrementa, el acero de refuerzo solo se deformará sin incrementar significativamente la resistencia. Mientras tanto, los esfuerzos en el concreto también se incrementan y la profundidad de la zona de compresión disminuye. Así, es posible que la sección mantenga siempre el equilibrio hasta que el concreto en compresión agote completamente su capacidad y la sección alcance el estado último (p. 147).

Podría ocurrir situaciones en las que el concreto agote su capacidad antes de que el acero inicie su estado de fluencia o donde no se deforme lo suficiente. A este tipo de secciones se catalogarán como frágiles, las cuales no son recomendables para las edificaciones en general.

2.8.3. Consideraciones para el cálculo de diagramas momento curvatura.

Los puntos notables que se utilizarán para los modelos estructurales de esta tesis son los de fluencia y los que determinan el estado último. Ottazzi G. (2014) sugiere que, para el cálculo de estos puntos del MC de las secciones, se tengan en cuenta las consideraciones que se detallan a continuación: las secciones planas permanecerán planas en todo instante, las relaciones de esfuerzo deformación de los materiales son propiedades conocidas que están representadas por modelos constitutivos apropiados, no se considerarán las contracciones térmicas o flujo plástico del concreto, y el equilibrio de fuerzas y momentos en las secciones se cumplirán permanentemente. En estos puntos notables, las secciones se encontrarán fisuradas, por lo que no se utilizarán secciones transformadas (p. 143).

2.8.4. Procedimiento de cálculo de puntos notables de momento curvatura.

El procedimiento consistirá en compatibilizar cada estado de deformación de los materiales para el punto notable requerido. En la figura 18, se puede visualizar las deformaciones en una sección cualquiera y la compatibilización de deformaciones y esfuerzos en el acero, el concreto confinado y el concreto de recubrimiento. Se sugiere emplear un valor inicial de la profundidad del eje neutro e ir ajustando este valor con las consideraciones descritas en 2.8.3.

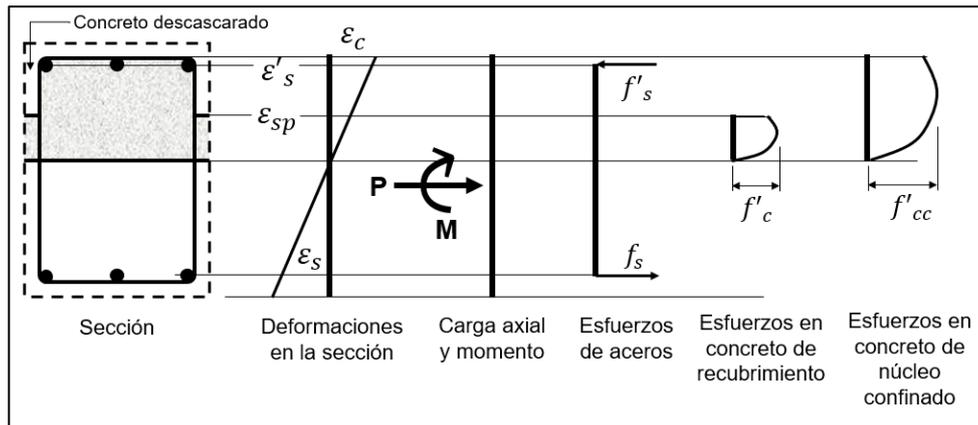


Figura 18. Estado de esfuerzo-deformación de una sección de concreto armado con efectos de flexión y cargas.

Tomado de “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings”, por J. Moehle (USA), 2015.

2.8.5. Respuesta de Momento-Curvatura en vigas o elementos a flexión.

En esta sección, se ampliará algunos aspectos que influyen en la respuesta esperada en vigas o elementos estructurales con comportamiento a flexión y cargas axiales despreciables.

2.8.5.1. cuantía de acero longitudinal de refuerzo.

Normalmente, la relación MC depende de la forma de la sección, los materiales y las consideraciones de 2.8.3. Sin embargo, existen aspectos que frecuentemente se obvian analizar en el diseño estructural convencional, como la cuantía de acero longitudinal. La figura 19 muestra comparativamente el desarrollo del diagrama MC de una sección en la que se ha variado la cuantía de refuerzo longitudinal en tracción y, además, la influencia del acero refuerzo en compresión es despreciable.

Moehle, J. (2015) describe que, para cuantías bajas de acero de refuerzo longitudinal, como $\rho=0.0052$, este material empieza su estado de fluencia en bajas resistencias. Por lo tanto, luego de que el acero fluye, existe una larga plataforma de estado plástico que finalizará cuando el concreto agote su capacidad y la profundidad del eje neutro se reduzca considerablemente, o cuando el acero de refuerzo presente deformaciones muy grandes y falle. Por el contrario, a medida que la cuantía se incrementa, se necesitará mayor área de

concreto que equilibre la sección, lo que es lo mismo que incrementar la profundidad del eje neutro y reducir la curvatura (p. 167). Entonces, si el refuerzo longitudinal aumenta demasiado, la curvatura de la sección puede reducirse considerablemente al punto de convertirse en una sección de falla frágil. Finalmente, para evitar el uso desmedido de cuantías de aceros muy bajas o altas, la norma de Diseño en Concreto Armado, E.060, limita las cuantías para prevenir las situaciones antes descritas.

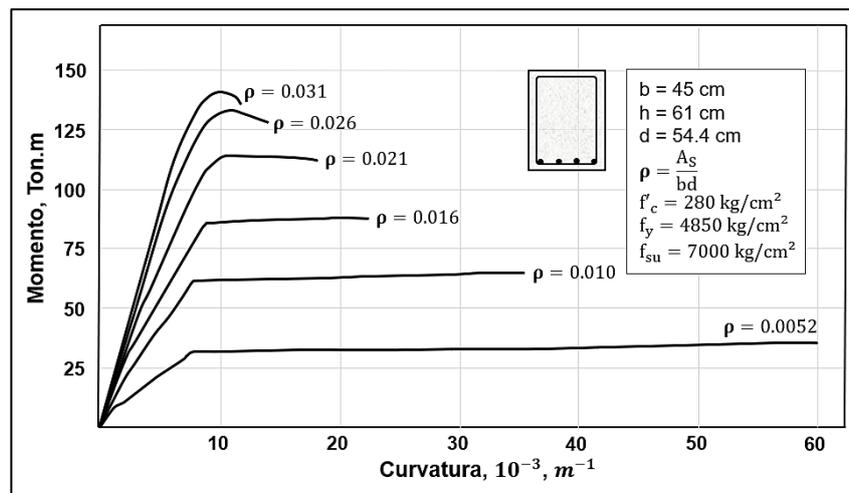


Figura 19. Influencia de la cuantía de acero longitudinal en la resistencia y deformación de una sección. Tomado de “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings”, por Jack Moehle (USA), 2015.

2.8.5.2. efectos de acero de refuerzo en compresión.

Similar a la situación anterior, otro aspecto que influye en la interacción MC es el acero de refuerzo longitudinal en compresión. El análisis de la figura 20 muestra la variación considerable de curvatura debido a la influencia de la cuantía de acero de refuerzo longitudinal en compresión. Solo para $\rho' = 0.005$ se presenta una diferencia de hasta 20% respecto a una sección sin acero en compresión. En cuanto a la resistencia a flexión de la sección no hay una marcada diferencia. Por ello, considerar esta información de los elementos estructurales en los análisis será relevante para mejorar la ductilidad global del sistema estructural.

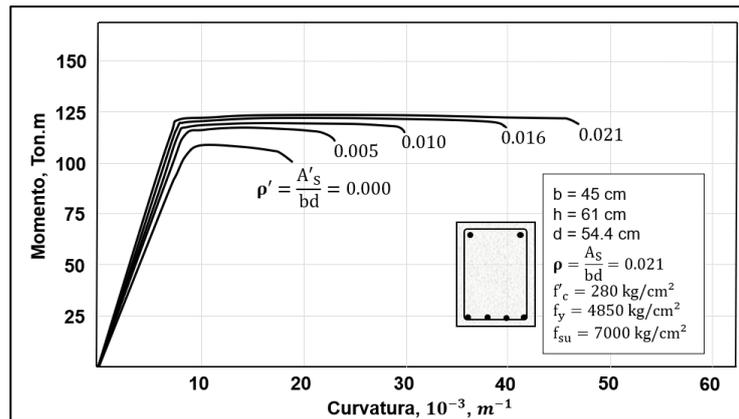


Figura 20. Influencia del acero longitudinal a compresión en la resistencia y deformación en la viga mostrada.

Tomado de “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings”, por Jack Moehle (USA), 2015.

2.8.6. Respuesta de momento y curvatura en columnas.

A diferencia de los elementos sometidos a flexión, los elementos en flexocompresión suelen estar afectados por cargas axiales importantes que modifican el comportamiento a flexión ya conocido. En la figura 21, se muestra el diagrama de interacción de una sección de columna y las curvaturas máximas que puede desarrollar la sección para una determinada carga axial. Por ejemplo, en el punto ‘d’, la sección de columna con una carga axial despreciable, presenta una favorable ductilidad y curvatura. En este punto, conceptualmente, dicha columna es posible asociarla al comportamiento de una viga. Moehle, J. (2015) explica que, luego, a medida que la carga axial se incrementa, se necesitará una mayor zona de compresión para equilibrar la carga axial externa. Esto es lo mismo que incrementar la profundidad del eje neutro, y, por lo tanto, disminuir la curvatura de la sección (p. 176).

Por otro lado, el cambio más importante que produce el incremento de carga axial se produce a partir del punto “balanceado” del diagrama de interacción. Igualmente, en el diseño, este punto es trascendente para decidir sobre el comportamiento esperado de una columna. A partir de este punto, se delimita si una sección estará controlada por el comportamiento a compresión del concreto o por tracción del acero, lo que es lo mismo que una sección con falla frágil o dúctil respectivamente. Por lo tanto, se prefiere emplear

secciones controladas por la deformación del acero, de tal manera que se desarrollen las deformaciones máximas posibles de los materiales en la sección. Esto mejorará la ductilidad global del sistema estructural.

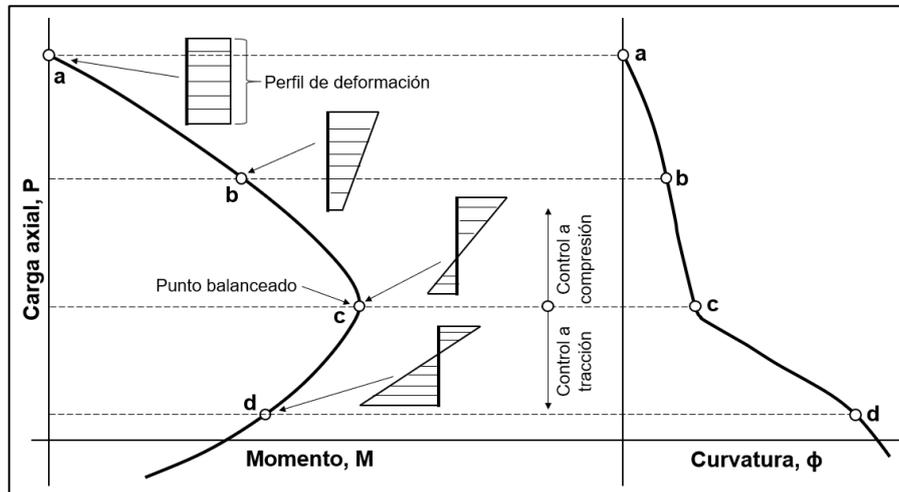


Figura 21. Estados de deformación, momento, carga axial y curvatura de una columna.

Tomado de “Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings”, por Jack Moehle (USA), 2015.

2.8.7. Respuesta de momento curvatura a fuerzas y desplazamientos laterales.

El efecto de las fuerzas o desplazamientos laterales tienen respuestas no explicadas aún en esta tesis. Una aproximación del sismo es en forma de fuerzas o desplazamientos laterales sobre una estructura, las que producen deformaciones y deflexiones a lo largo de los elementos estructurales. La forma más representativa para relacionar los efectos sísmicos en estados inelásticos es mediante la idealización de las rótulas plásticas en ciertas regiones de los elementos estructurales. Estas rotulas plásticas son resultado de deformaciones producidas por efectos de flexión, efectos de corte, efectos por deslizamiento del acero de refuerzo y el cambio de tensión por efectos del sismo.

2.8.7.1. respuesta momento-curvatura en muros de corte esbeltos.

En la figura 22, se tiene a un muro de corte sometido a desplazamientos laterales sea o no con cargas axiales, los cuales producirán un estado de momentos flectores a lo largo de dicho elemento estructural. En dicho estado de momentos, es posible describir el comportamiento de la curvatura a partir de estimaciones del diagrama MC, donde el comportamiento inelástico es apreciable para las regiones cercanas a la base. El comportamiento de la curvatura puede ser aproximable a un modelo bilineal al igual que el diagrama MC, de esta forma es posible estimar de mejor forma una zona de rotulación "LH", que será útil para estudiar los estados inelásticos del sistema estructural.

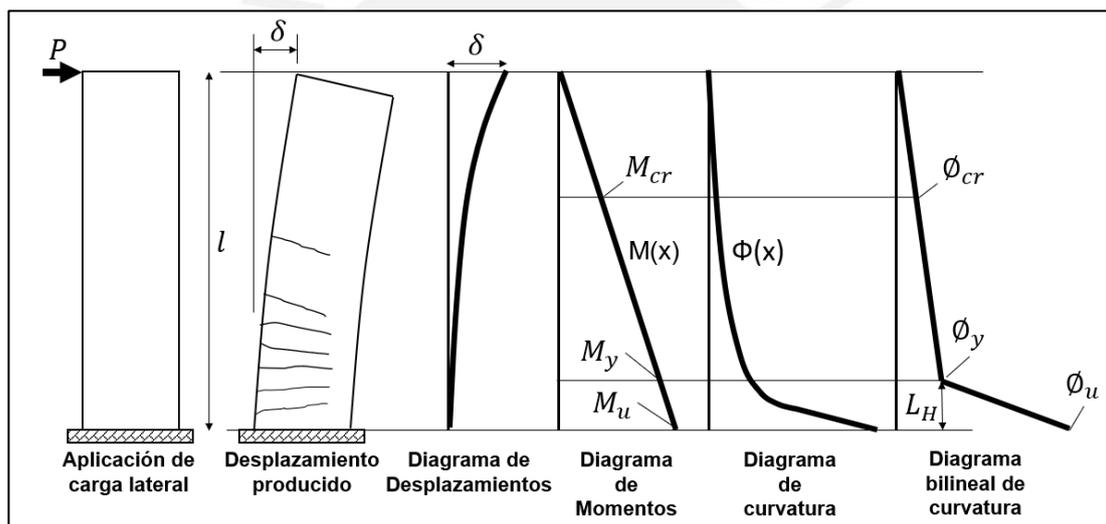


Figura 22. Rotulación de los muros de corte por efectos de cargas laterales.

Adaptado de "Displacement-Based Seismic Design of Structures", por M. Priestley, G. Calvi, M. Kowalsky (Italy), 2007.

Se puede relacionar la rotación plástica " θ_p " y longitud de rotula " L_H " mediante la expresión $\theta_p = (\Phi_u - \Phi_y)l_p$. Ahora, la longitud de la rótula plástica ha sido evaluada empírica y experimentalmente por numerosos investigadores en el mundo. Priestley Park (1987), por ejemplo, evaluó el comportamiento de columnas muy robustas y esbeltas de puentes sometidos a efectos sísmicos. En el análisis se estableció una relación directa entre la

altura, las dimensiones de las barras de refuerzo y sus las características mecánicas. Así, dichos autores recomendaron una longitud de rotulación $L_H = 0.08l + 0.00015d_b f_y$, *psi*; donde “l” corresponde a la altura del elemento; “ d_b ”, al diámetro de barra más alejado; y, “ f_y ”, al esfuerzo de fluencia de la barra. Esta expresión será empleada para las rotulas producidas en los muros de corte de los edificios, debido a que es esperable un comportamiento similar a los realizados en los ensayos.

2.8.7.2. respuesta de momento curvatura en columnas y vigas.

Los desplazamientos laterales aplicados sobre un sistema estructural producen deformaciones distintas en las columnas y vigas, las cuales no son enteramente compatibles con el comportamiento descrito para muros de corte. En la figura 23, se muestran las deformaciones causadas por las cargas laterales que producirán longitudes de rotulación distintas. Park, R. y Paulay, T. (1988), igualmente, definieron las longitudes de rotulación, que han sido evaluadas empírica y experimentalmente para sugerir valores aproximados. Por ejemplo, para el caso de las vigas, la longitud de rotulación será entre $[0.5\sim 0.75]*d$; y para las columnas, $[0.60\sim 0.85]*d$. El valor de “d” hace referencia al peralte efectivo de la sección del elemento (p. 258).

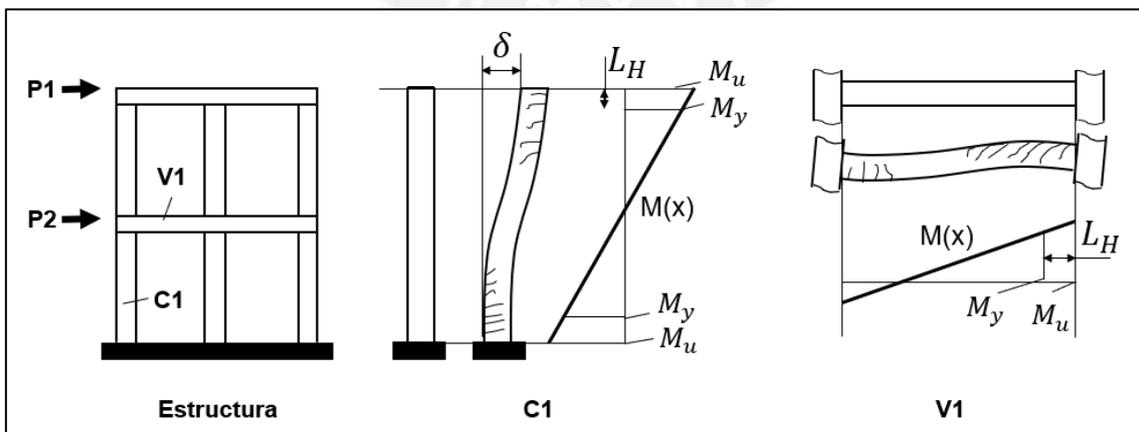


Figura 23. Longitudes de rótulas para elementos estructurales como columnas y vigas.

Fuente: Elaboración propia

2.9. DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

2.9.1. Respuesta estructural a sismos.

Moehle, J. (2015) afirma que, en las estructuras, los efectos sísmicos suelen ser representados a través de un espectro de demanda elástica como el que se elaboró en la figura 24, en el que se muestra la aceleración máxima de un oscilador elástico en función del periodo de vibración. Aunque es posible diseñar estructuras capaces de resistir fuerzas sísmicas asociadas al espectro elástico, no resulta económica ni funcionalmente ventajosa al menos para edificaciones comunes. Por ello, muchas de las estructuras son diseñadas con una fuerza cortante basal menor a la elástica. Como consecuencia de ello, la respuesta inelástica y los daños probables deberán anticiparse para cualquier nivel de vibración en el suelo (p. 13). Normalmente, el desempeño estructural se verificará luego de un evento sísmico real; sin embargo, podría estimarse dicha respuesta anticipadamente con los nuevos enfoques de diseño sismorresistente.

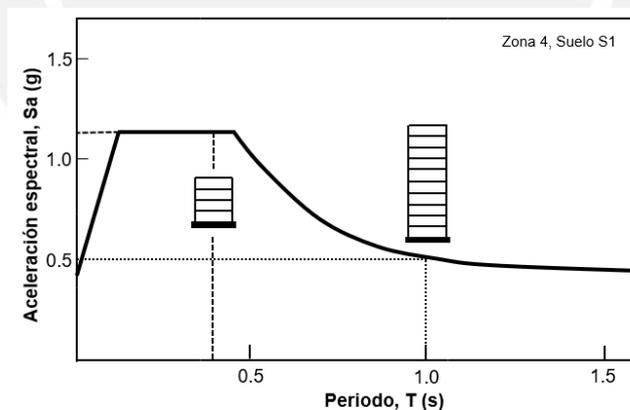


Figura 24: Espectro de demanda elástica de la zona 4 y suelo rígido.

Tomado de “Seismic Design and Performance Verification”, por Jack Moehle (USA), 2015.

2.9.2. Conceptos de niveles de desempeño.

El Applied Technology Council (1996) afirma que el desempeño estructural se puede expresar de múltiples formas. En la actualidad, muchos de los enfoques consisten en definir

una serie de objetivos con la finalidad de obtener un estado esperado cuando se somete a la estructura a una condición particular de carga. Precisamente, el concepto de objetivos de desempeño sismorresistente fue establecido inicialmente en la década de los noventa por el Vision 2000 Comittee, (SEAOC, 1995), los cuales se definen como los estados esperados debido al peligro sísmico identificado (p. 3-1). La figura 25, muestra los objetivos trazados en el reporte del SEAOC para edificaciones comunes, esenciales y críticas en determinados niveles de sismos. Posteriormente, se desarrollaron procedimientos de evaluación de desempeño sísmico estructural tales como el FEMA 273 o el ATC 40.

El objetivo para las edificaciones de usos comunes es buscar un nivel de desempeño completamente operativo, para sismos frecuentes.; para eventos sísmicos de ocurrencias ocasionales, operativo; para sismos raros, resguardo de vida; y, para sismos muy raros, cerca del colapso. Algo parecido, pero con mayor rigor, ocurre en las estructuras con mayor importancia. Moehle J. (2015) sugiere que, los objetivos de desempeño pueden resumirse en dos conceptos claros: las estructuras deberán mantener una probabilidad muy baja de poner en riesgo la vida de sus ocupantes, incluso cuando ocurran sismos raros; y, frente a sismos frecuentes, deberá existir una probabilidad baja de que ocurran daños que incidan en el comportamiento estructural (p. 13).

		Nivel de desempeño			
		Completamente operativo	Operativo	Resguardo de vida	Cerca al colapso
Sismo de diseño	Frecuente (43 años)	X			
	Ocasional (72 años)	○	X		
	Raro (475 años)	△		X	
	Muy raro (970 años)				X

Diagrama de objetivos de desempeño sismorresistente sugeridos por el SEAOC (1995). El diagrama muestra un cuadrado con un eje vertical etiquetado como 'Sismo de diseño' y un eje horizontal etiquetado como 'Nivel de desempeño'. El eje vertical tiene cuatro categorías: Frecuente (43 años), Ocasional (72 años), Raro (475 años) y Muy raro (970 años). El eje horizontal tiene cuatro categorías: Completamente operativo, Operativo, Resguardo de vida y Cerca al colapso. Una diagonal de 'X' marca los objetivos para diferentes tipos de edificaciones: 'Edificaciones comunes' (Ocasional, Operativo), 'Edificaciones esenciales' (Raro, Resguardo de vida) y 'Edificaciones críticas' (Muy raro, Cerca al colapso). Una zona superior derecha está sombreada y etiquetada como 'Desempeños inaceptables'.

Figura 25: Objetivos de desempeño sismorresistente sugeridos por el SEAOC (1995).

Tomado de "Displacement-Based Seismic Design of Structure", por Priestley, Calvi, Kowalsky (Italy), 2007.

Por otro lado, según American Society of Civil Engineers (2014), los objetivos de desempeño sismorresistente podrían ser concepciones filosóficas del diseño, si no se contara con información más precisa y mejor cuantificable. Por ello, los objetivos propuestos por el SEAOC (1995) fueron complementados mediante la asignación de niveles de desempeño a las condiciones físicas de la estructura sometida a incrementos de deformaciones laterales (p. 35), como se muestra en la figura 26. Así, Priestley, M., Calvi, G. y Kowalsky, M. (2007) afirman que, el nivel de desempeño “operativo” corresponde a un estado en el que puede haber ocurrido algún tipo de daño insignificante estructuralmente, por lo que aún es funcional y puede ser ocupado. El nivel de “resguardo de vida” define principalmente un margen en el cual es posible mantener estable la estructura, debido a los números mecanismos plásticos de interacción entre los elementos estructurales. Y el nivel “cerca del colapso” indica el punto a partir del cual se inicia una etapa inestable que marca el posible colapso estructural (p. 67).

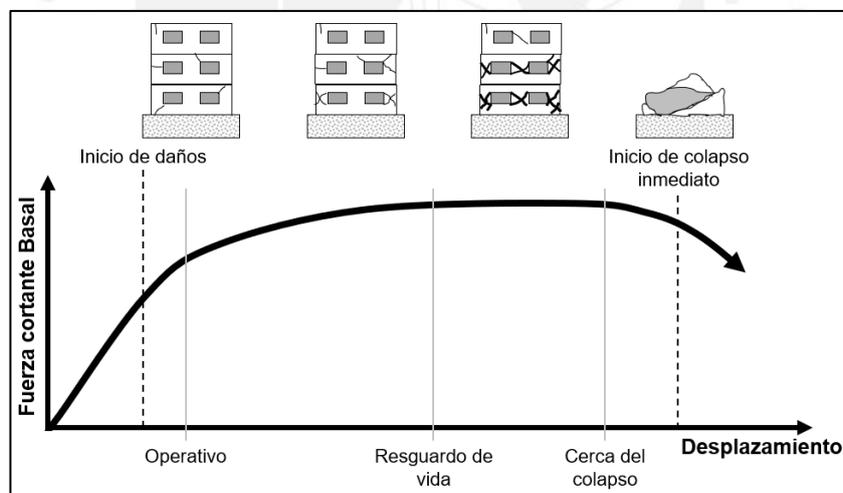


Figura 26: Niveles de desempeño según el estado físico estructural.

Tomado de “Seismic Design and Performance Verification”, por Jack Moehle (USA), 2015.

Además, los niveles de desempeño pueden ser más representativos de manera global. Sin embargo, establecer con certeza parámetros globales que faciliten dicha tarea resulta complicado, debido a las numerosas variables que tiene cada proyecto en particular. Por ello, una solución práctica consiste en estimar el desempeño esperado de cada elemento

estructural. A partir de esto, es posible determinar el nivel de desempeño global, que estará condicionado por el elemento de menor desempeño. Muñoz A. (2011) propone que la cuantificación global de los niveles de desempeño utilizando el desplazamiento inelástico disponible sea como la que se muestra en la figura 27 (p. 165).

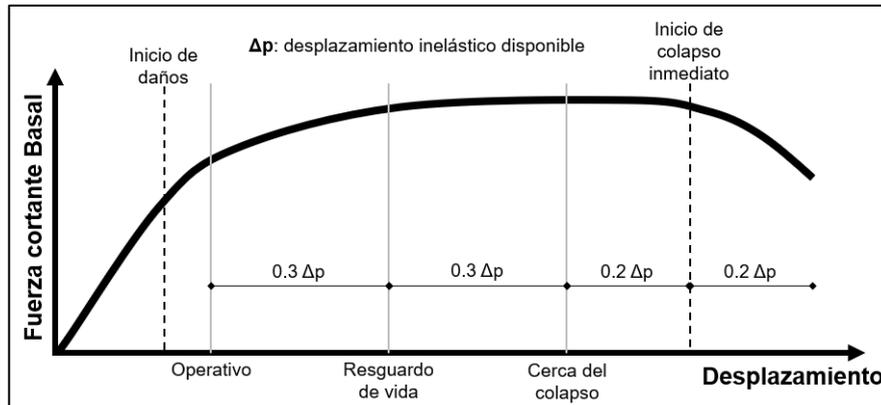


Figura 27: Cuantificación de los niveles de desempeño en una curva de capacidad.

Tomado de “Material de enseñanza del curso de Ingeniería Antisísmica”, por A. Muñoz (Perú), 2011.

2.10. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES

Cuando una estructura responde a un movimiento sísmico, experimenta desplazamientos laterales y deformaciones internas propias de acuerdo a las características estructurales de los elementos que lo componen. Se explicó en acápite anteriores, que las bajas demandas sísmicas inducirán en la estructura comportamientos dentro de regímenes elásticos lineales. Lo contrario ocurre cuando la demanda es alta, y por lo tanto la respuesta excederá la capacidad elástica y existirán posibles daños a causa de la incursión en regímenes inelásticos. En ese sentido, para dotar de un comportamiento estructural confiable ante las demandas sísmicas altas, se utilizan herramientas de análisis que incluyen en sus procedimientos o factores muy importantes. Estos factores son los que afectan el desempeño lateral como la rigidez, el amortiguamiento estructural, el peso propio de la estructura, y la capacidad de deformación de los elementos estructurales. En adelante, se explicará los procedimientos para obtener los resultados representativos para esta tesis.

2.10.1. Curva de capacidad y la representación de la respuesta estructural.

La información principal corresponde al registro de desplazamiento estructural (U) y fuerza cortante basal (V) en la estructura como resultado de la aplicación de análisis estáticos incrementales. Este registro corresponde gráficamente a lo que representa una curva de capacidad como la que se muestra en la figura 28. Es interesante describir el comportamiento estructural a lo largo de esta curva. De acuerdo a Applied Technology Council (1996), normalmente, durante la ocurrencia de sismos frecuentes, se espera que las estructuras desarrollen un comportamiento dentro del rango lineal elástico. Sin embargo, a medida que se incrementa considerablemente la demanda sísmica, los desplazamientos probablemente sean inelásticos y producirán daños en las estructuras, lo que al mismo tiempo degradará la rigidez estructural periódicamente (p. 6-6).

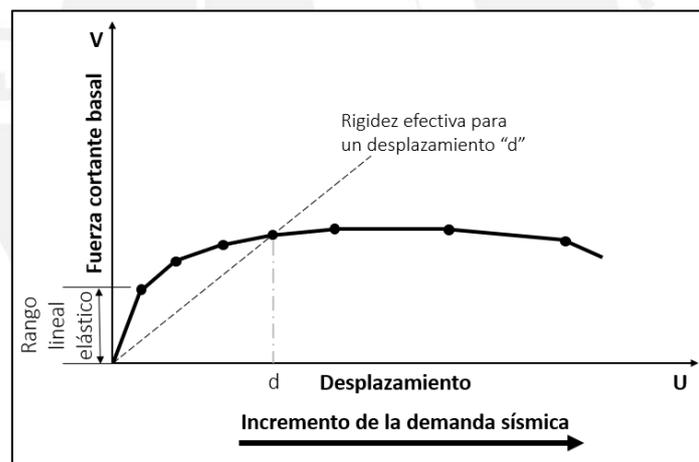


Figura 28: Curva de capacidad como respuesta a la demanda sísmica.

Tomado de "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", por ATC Council (USA), 1996

2.10.2. Procedimientos para establecer análisis comparativos.

Lo primero será representar la curva de capacidad en un formato de aceleraciones (A) y desplazamientos (D) espectrales o en un espectro de capacidad como se muestra en la figura 29. Este formato será ventajoso para las investigaciones de esta tesis, ya que permite visualizar y relacionar gráficamente muchos de los conceptos fundamentales del

comportamiento estructural. Así, en un formato A-D es posible corroborar el desarrollo del espectro de capacidad, al menos para el modo de vibración fundamental, donde se delimite representativamente el límite elástico. Applied Technology Council (1996) sugiere un procedimiento para obtener el espectro de capacidad. Para ello, se utilizarán las expresiones siguientes:

$$a) PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i * \phi_{i1}]}{[\sum_{i=1}^N m_i * \phi_{i1}^2]}; \quad b) \alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i * \phi_{i1}]^2}{[\sum_{i=1}^N m_i * \phi_{i1}^2]}; \quad c) A = \frac{Vb}{M_1^*}; \quad d) D = \frac{U}{PF_1 * \phi_{N1}}.$$

Donde: PF_1 , Factor de participación modal; α_1 , Masa efectiva para el modo fundamental; m_i , masa del nivel i ; ϕ_{i1} , amplitud del del modo 1 en el nivel i ; N , número de niveles o pisos; Vb , Fuerza cortante basal; U , desplazamiento lateral estático; y W , Peso total de la estructura (p. 6-8).

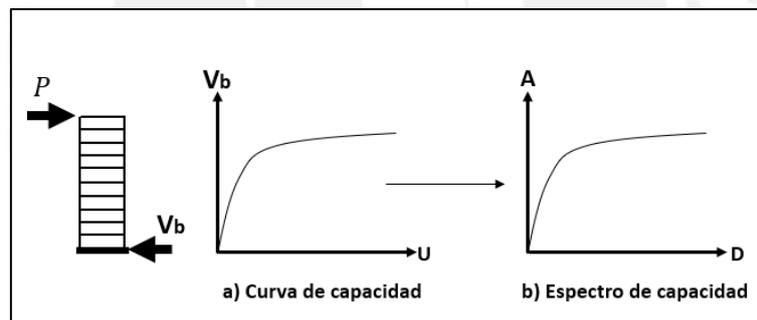


Figura 29. Transformación de a) curva de capacidad a b) espectro de capacidad.

Adaptado de “Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum”, por Anil Chopra y Rakesh Goel (USA), 1999.

Una vez determinado el espectro de capacidad, se necesitará visualizar el espectro de demanda elástica también en un formato de aceleraciones (A) y desplazamientos (D) espectrales como se muestra en la figura 30. Chopra A. y Goel R. (1999) sugieren convertir el eje de periodos a uno de desplazamientos espectrales mediante la expresión $D = \frac{T^2}{4\pi^2} A (g)$.

Finalmente, se superpondrán el espectro de capacidad y el espectro de demanda elástica para

determinar las comparaciones más pertinentes (p. 639). Con este procedimiento, también sería posible determinar el punto de desempeño estructural; sin embargo, estos resultados están fuera del alcance de esta investigación.

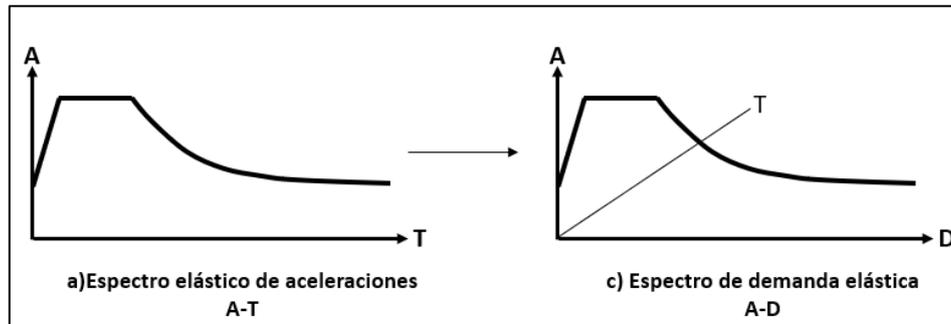


Figura 30. Transformación de Espectro estándar A-T a espectro en A-D.

Adaptado de “Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum”, por Anil Chopra y Rakesh Goel (USA), 1999.

2.11. DETERMINACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA, CRFS

El coeficiente de reducción de fuerza sísmica, CRFS, se define como la representación de las características de resistencia y ductilidad de un sistema estructural para controlar la demanda sísmica. Para Moehle J. (2015), la resistencia estructural estará influenciada significativamente por la información e idealización de respuestas relacionadas con los materiales, interacción entre elementos estructurales o el diseño, donde se emplean amplificaciones conservadoras de cargas muertas y vivas. Entonces, la resistencia nominal de diseño sismorresistente, que podría idealizarse como el límite elástico, no será la misma a la respuesta estructural, sino probablemente un valor ligeramente menor como se puede ver en la figura 31. Para relacionar teóricamente la influencia del diseño en la resistencia, se utilizará el CRFS por sobrerresistencia, $R\Omega$. Este coeficiente relacionará la resistencia elástica límite con la resistencia máxima en la curva de capacidad (p. 431-432).

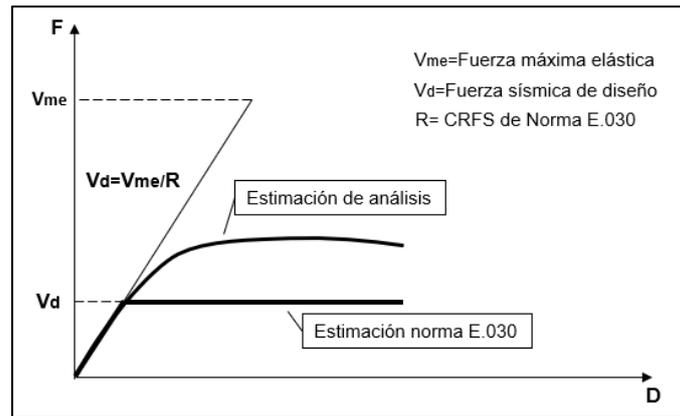


Figura 31. Idealizaciones de la curva de capacidad según la norma E.030 (2018) y analíticamente.

Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, la ductilidad estructural también desempeña un papel fundamental para definir un CRFS idóneo para cada sistema estructural. Actualmente, debido a la inviabilidad técnica y económica de configurar sistemas estructurales sismorresistentes perfectamente elásticos, se opta por desarrollar estructuras capaces de resistir solo una fracción de dicha demanda elástica. Sin embargo, esta elección compromete daños estructurales que deberán ser controlados, de tal manera que la integridad de los ocupantes de las estructuras se mantenga siempre a buen recaudo. La cuantificación de la ductilidad estructural solamente por la capacidad de deformación general en un punto de control de un edificio resulta todavía un tratamiento superficial sobre este concepto estructural, ya que, frecuentemente, se piensa que un CRFS cada vez mayor producirá largos estados de deformación y disipación de daños, lo cual es parcialmente cierto. Sin embargo, los códigos de diseño Sismorresistente en el mundo definen la ductilidad estructural considerando aspectos adicionales como ciertos niveles de rigidez y resistencia mínimos en las estructuras, para que desarrollen estados elásticos durante sismos frecuentes o para que desempeñen una secuencia controlada de daños durante sismos raros. Por ejemplo, la norma peruana E.030 restringe en cierta medida la rigidez mínima en una estructura, limitando las distorsiones de entrepiso según los materiales empleados. Y, para complementar lo anterior, la ductilidad no solo tiene que ver con los desplazamientos; también globalmente se puede establecer una relación entre

ductilidad y resistencia. En la figura 32, se muestra la ductilidad demandada para un oscilador equivalente de masa concentrada a medida que el CRFS varía. Cuando se utiliza un CRFS mayor o se reduce la demanda elástica, la ductilidad demandada será mayor.

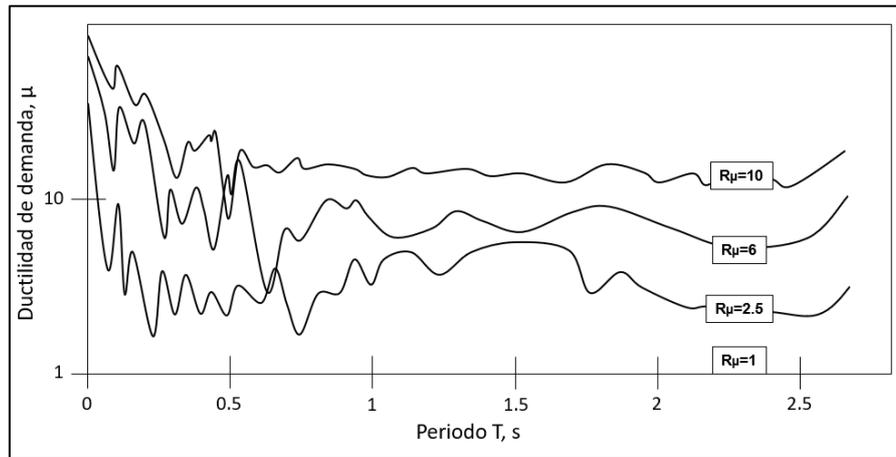


Figura 32. Ductilidad de demanda para sistemas inelásticos con $\xi=5\%$. debido al sismo de El Centro.

Tomado de “Dynamics of Structures: theory and applications to earthquake”, por Anil K. Chopra (USA), 1995.

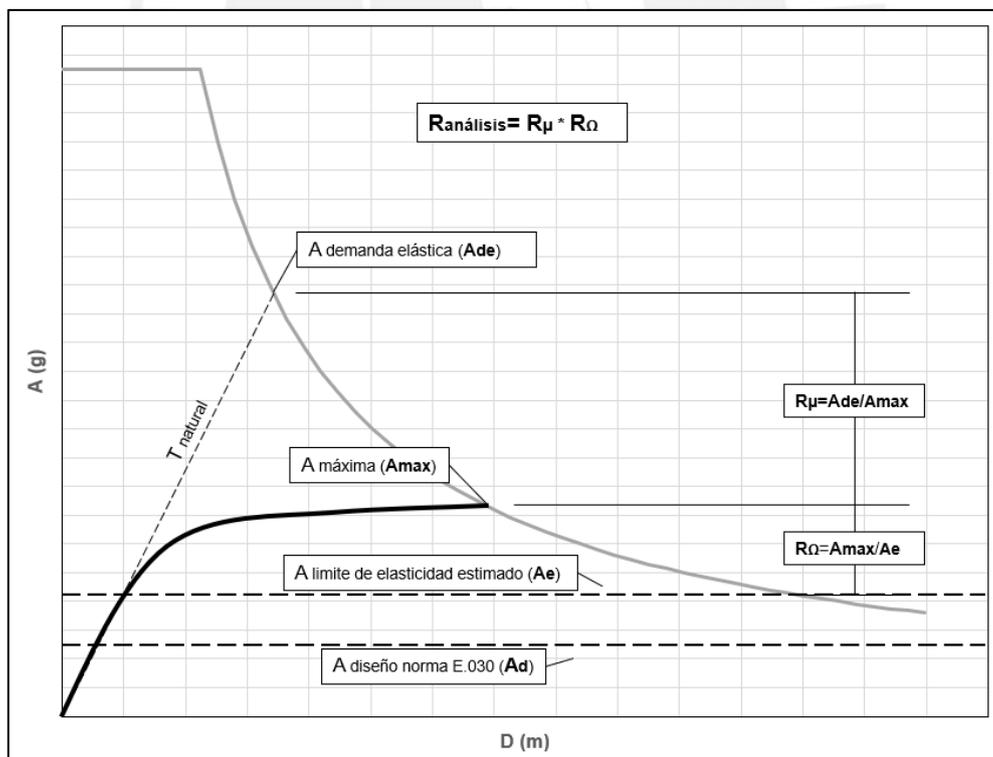


Figura 33. Relación entre el CRFS por ductilidad, sobrerresistencia y de análisis considerando el límite elástico.

Fuente: Elaboración propia.

El concepto de ductilidad demandada se relacionará mediante el CRFS por ductilidad, R_{μ} . Este coeficiente relacionará la fuerza elástica de demanda entre la máxima fuerza que pueda desarrollar la estructura. Moehle J. (2015) sugiere la posibilidad de establecer un CRFS global o de análisis que relacione las dos propiedades de resistencia y ductilidad. Este CRFS de análisis se obtendrá del producto $R_{\Omega} * R_{\mu}$ (p. 433). En la figura 33, se visualiza gráficamente la relación entre ductilidad y resistencia mediante los CRFS correspondientes en un formato A-D.



3. ESTRUCTURACIÓN DE LOS MODELOS Y PREDIMENSIONAMIENTO

3.1. ESTRUCTURACIÓN DE MODELOS

Los modelos estructurales que se analizarán son en 2D, los cuales pueden ser idealizados a partir de uno en 3D como se muestra en la figura 34. Para la estructuración, se ha considerado que los modelos pertenecerán a edificaciones de muros de corte destinadas para oficinas de alturas de entrepiso de 3 metros. El ancho y altura de los modelos representativos estarán definidos por los parámetros A y B respectivamente, los cuales definirán la esbeltez estructural, tal como se muestra en la figura 35. Adicionalmente, las dimensiones definidas de los valores de A y B se han definido a partir de las longitudes de vigas promedio en edificaciones para el uso de oficinas (de 8m de luz hasta 12 m aproximadamente) Los valores definidos se encuentran en la tabla 2.

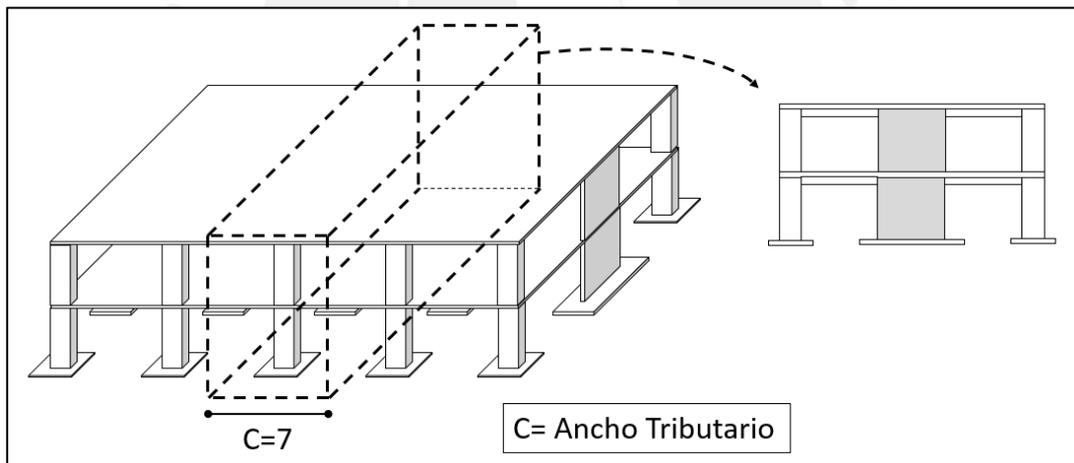


Figura 34: Ancho tributario considerado a partir de la idealización de un sistema estructural 3D.

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, se tendrán tres grupos de modelos estructurales, como se muestra en la figura 35, cada uno de estos grupos constarán de tres modelos: uno flexible, cuya deriva objetivo es de 0.006; otro medio, 0.005; y, rígido, 0.004. Así se tendrán modelos con diferentes fuerzas cortantes en los muros de corte.

Tabla 2

Dimensiones de altura y ancho para cada grupo de modelos

Dimensión	Caso A=2B	Caso A=B	Caso 2A=B
A (m)	24	21	18
B (m)	12	21	36

Nota. Elaboración propia.

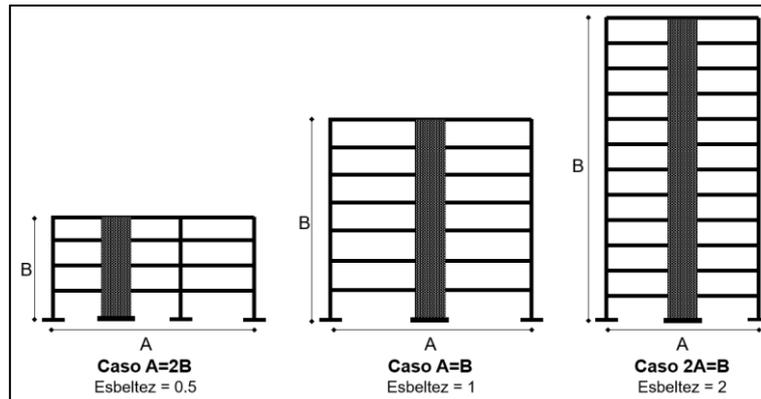


Figura 35: Grupos de los modelos estructurales empleados para esta investigación.

Fuente: Elaboración propia.

3.1.1. Idealización de losas.

Se han considerado losas de 20 cm de espesor para todos los modelos. El ancho tributario de las losas sobre las vigas será de 7 metros. Además, la representación de las losas en los modelos estructurales se realizará mediante cargas distribuidas resumidas y aplicadas sobre las vigas, como se muestra en la figura 34. Por ejemplo, para el caso 2A=B flexible, se tiene las siguientes cargas: Peso de losa de 20 cm de espesor = 0.35 ton/m², Peso del piso terminado = 0.10 ton/m². Por ello, el peso de losa sobre las vigas es igual a 0.35 ton/m² * 7m = 2.45 ton/m y peso del piso terminado sobre la viga = 0.10 ton/m² * 0.35m = 0.035 ton/m.

3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.2.1. Predimensionamiento de Vigas.

Ottazi G. (2014) sugiere que, para predimensionar y definir el peralte “h” de una viga, se utilice alguno de los valores de $h = \left[\frac{Ln}{12} ; \frac{Ln}{10} \right]$. En esta tesis se empleará el valor $\frac{Ln}{12}$, donde “Ln” hace referencia a la luz libre de las vigas. Por ejemplo, para el edificio de caso 2A=B, cuya distancia entre ejes es de 9 metros, se tendrá un peralte de 0.75m. Sobre el ancho de viga, se considerará un valor frecuentemente utilizado de 0.35m.

3.2.2. Predimensionamiento de Columnas.

Las columnas de los modelos tendrán preferentemente sección cuadrada. Esto se realizará con la finalidad de retratar modelos estructurales arquitectónicamente armoniosos con los espacios de oficinas y que faciliten el anclaje entre columna-viga en ambas direcciones de una supuesta edificación tridimensional. Por otro lado, se espera que, en los modelos estructurales, los muros tomen gran parte de las acciones y cargas sísmicas. Por lo tanto, se espera que las columnas no estén condicionadas por acciones de cargas laterales importantes, sino por los efectos de las cargas de gravedad. Así, por recomendación de varios autores, como el asesor de esta investigación, la expresión para determinar un área de la sección de columna será $A_g \geq \frac{P_{servicio}}{0.45 * f'c}$. Sin embargo, esto solo será un predimensionamiento, ya que, en el proceso de diseño, es posible que se necesite realizar algún ajuste adicional sobre el área de la sección, dependiendo de las solicitaciones de carga.

Por ejemplo, para el caso 2A=B flexible, la carga axial de servicio aplicada sobre la columna es de 350ton. Considerando el uso de concreto de resistencia de 280kg/cm² y dado que es una estructura simétrica, solo bastará realizar el predimensionamiento de cualquiera de

ellas: Área bruta “Ag” = $350 \text{ ton} / 0.45 \cdot 280 = 2777 \text{ cm}^2$. Del resultado anterior, se podría configurar inicialmente una columna cuadrada de 55cm de lado. Sin embargo, estas dimensiones se corroborarán en el diseño más adelante.

3.2.3. Predimensionamiento de muros de corte.

Para el predimensionamiento de estos elementos, se empleará el análisis estático de la Norma E.030 del Reglamento de Edificaciones del Perú, y se ajustará la longitud de placa hasta lograr valores cercanos a las derivas objetivo descritas en la sección 3.1, o en la tabla 4. El ancho de estos muros de corte será de 0.35 metros.



4. ANÁLISIS SÍSMICO DE MODELOS

4.1. ANÁLISIS ESTÁTICO DE LOS MODELOS

4.1.1. Parámetros utilizados para el análisis.

El procedimiento para realizar este análisis está descrito en el artículo 28 de la norma E.030. A continuación, se detallarán las expresiones descritas en la norma y que se utilizarán para el análisis sísmico de esta investigación.

4.1.1.1. fuerza cortante en la base "V".

La determinación de la fuerza cortante en la base de la estructura, en una dirección, se realizará mediante la expresión $V = \frac{Z.U.C.S}{R} * P$; donde $\frac{C}{R} \geq 0.125$; Z, Factor de Zona; U, Factor de uso o importancia; C, Factor de amplificación Sísmica; S, Factor de amplificación del Suelo; R, Coeficiente de reducción de las Fuerzas Sísmicas; P, Peso total de la edificación.

4.1.1.2. distribución de fuerza sísmica en altura "F_i".

La fuerza cortante anterior se distribuirá sobre los niveles de la edificación; para ello, se utilizará la expresión $F_i = \alpha_i \cdot V$; donde $\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot (h_j)^k}$; n, número de piso de la edificación; y k, exponente asociado con el periodo fundamental de vibración y sujeto a consideraciones adicionales. Si el periodo fundamental "T" de la estructura es menor o igual a 0.5 segundos, entonces $k = 1$; si el periodo fundamental "T" de la estructura es mayor que 0.5 segundos, entonces $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$.

4.1.2. Utilización del análisis estático en el predimensionamiento de modelos estructurales.

4.1.2.1. Determinación de valores preliminares para el análisis sismorresistente.

Los modelos estructurales que serán evaluados pertenecen a supuestas edificaciones regulares de sistema de muros, cimentadas sobre un suelo rígido de la ciudad de Lima, las cuales están destinadas para edificaciones de oficinas. Esta información preliminar para el análisis sismorresistente se puede resumir en la tabla 3.

Tabla 3

Información preliminar para el análisis sismorresistente

INFORMACIÓN	VALOR
Factor de zona Z	0.45
Factor de uso U	1
Factor del suelo S	1
Tp	0.40
TL	2.5
Coefficiente de Reducción de Fuerza Sísmica básico, Ro	6
Irregularidad Planta	1
Irregularidad Altura	1
Coefficiente de Reducción de Fuerza Sísmica final, R	6

Nota. Elaboración propia.

4.1.2.2. Determinación de modelos y muros de corte.

Se considerará que el modelo ha sido definido una vez que las dimensiones de los muros de corte proporcionen un nivel de rigidez tal que las estructuras alcancen derivas inelásticas aproximadas a 0.004, 0.005 y 0.006, en un análisis modal. En la tabla 4, se resume las derivas inelásticas y los desplazamientos elásticos e inelásticos esperados, según la propuesta de la norma E.030 para edificaciones regulares. Es probable que no se alcancen las derivas objetivo exactamente; por lo que es tolerable que se alcancen valores con diferencias de hasta 15% aproximadamente. Se permite esto porque, en el análisis estático, se utiliza el modo fundamental solamente. En la tabla 5, se muestra los resultados obtenidos para el modelo A=B rígido, aplicando las recomendaciones para el análisis estático de la norma E.030.

Tabla 4

Deformaciones máximas esperadas para los modelos de análisis

CASO	Deriva Máxima Inelástica	Desplazamiento Máximo	Desplazamiento Máximo
	Objetivo	Inelástico (m)	Elástico (m)
Flexible	0.006	0.018	0.004
Medio	0.005	0.015	0.0033
Rígido	0.004	0.012	0.0027

Nota: Elaboración propia.

Tabla 5

Resultados del predimensionamiento del modelo A=B rígido

Caso de análisis	Peso estructural (ton)	Fuerza cortante basal (ton)	Longitud de muro determinada (m)	Desplazamiento elástico alcanzado (m)
SISMO ESTATATICO	809.59	86.63	3.1	0.00273

Nota: Elaboración propia.

Esta etapa también es adecuada para realizar la verificación del factor, R_o , y el sistema estructural asumido. Para ello, la tabla 6 muestra el resumen del porcentaje de fuerza cortante que toma cada elemento estructural de la fuerza cortante basal del modelo. Debido a que el 89.4% de la fuerza cortante basal la tomara el muro de corte, es posible determinar que el sistema estructural asumido, sistema de muros, es correcto.

Tabla 6

Fuerzas cortantes y momentos de los elementos estructurales en la base de A=B rígido

Elemento	Caso de análisis	Fuerza cortante (ton)	Porcentaje de FC (%)	Momento (ton)
Columna 1	Análisis Estático X-X	4.6	5.3	8.8
Muro de corte	Análisis Estático X-X	77.4	89.4	471.2
Columna 2	Análisis Estático X-X	4.6	5.3	8.8

Nota: Elaboración propia.

4.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL EN LOS MODELOS

La utilidad de este análisis es obtener las respuestas elásticas máximas esperadas, las cuales se compararán con los resultados del análisis estático. Para el análisis modal, se utilizará la información preliminar de la tabla 3 para definir el espectro elástico de aceleraciones. Este espectro se muestra gráficamente en la figura 36.

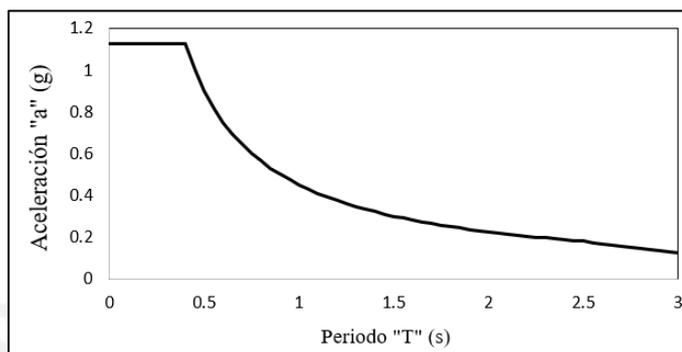


Figura 36. Espectro elástico de aceleraciones según la información en la tabla 3.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1. Comparación entre el análisis modal espectral y el estático.

Luego de realizar el análisis modal espectral, el objetivo será compararlo con el estático, con la finalidad de determinar la fuerza cortante mínima de análisis. La tabla 7 muestra el resumen de las fuerzas cortantes basales para cada tipo de análisis en el modelo A=B rígido. En este caso, la fuerza cortante basal del análisis modal no es menor al 80% del análisis estático, por lo que no se requerirá escalar los resultados, según indica la norma E.030.

Tabla 7

Fuerzas cortantes basales para los análisis estático y modal del modelo A=B rígido.

Caso de análisis	Fuerza cortante basal (Ton)	Momento Volcante (Ton.m)
Análisis Estático X-X	86.63	1312.10
Análisis Modal X-X	82.96	1231.55

Nota: Elaboración propia.

4.2.2. Determinación de desplazamientos laterales.

Una de las características que asegura un nivel de rigidez aceptable de la edificación tiene que ver con los desplazamientos elásticos esperados por el análisis. La norma E.030 establece límites máximos de distorsión o derivas permitidas. En la tabla 8, se muestran los desplazamientos elásticos multiplicados por 0.75R del modelo A=B rígido, debido a que es una estructura regular.

Tabla 8

Desplazamientos laterales esperados para el modelo A=B rígido

Piso	Desplazamiento elástico esperado x 0.75R (m)	Desplazamiento entrepiso (m)	Deriva	Deriva permitida E.030	¿Cumple la deriva permitida?
1	0.0079	0.0079	0.0026	0.007	Si
2	0.0222	0.0144	0.0048	0.007	Si
3	0.0379	0.0157	0.0052	0.007	Si
4	0.0523	0.0145	0.0048	0.007	Si
5	0.0645	0.0121	0.0040	0.007	Si
6	0.0737	0.0092	0.0031	0.007	Si
7	0.0801	0.0064	0.0021	0.007	Si

Nota: Elaboración propia.

5. DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

Se proporcionará someramente el proceso de diseño de los elementos estructurales considerados. En esta sección se empleará la Norma de Diseño en Concreto Armado, E.060, cuyo fundamento de diseño se basa sobre la resistencia de secciones críticas. En este capítulo, el principal objetivo será determinar la cantidad de acero para cada sección crítica de los elementos estructurales. Para esto será necesario determinar características mecánicas de los materiales y la geometría de la sección. Los materiales tendrán las siguientes características: la resistencia a la compresión del concreto ($f'c$) será de 280 kg/cm², la deformación unitaria en compresión última será 0.003 y el modelo constitutivo será el bloque equivalente de compresiones; el acero de refuerzo tendrá un esfuerzo de fluencia (f_y) de 4200 kg/cm², así como un modelo constitutivo elastoplástico perfecto bilineal, donde la deformación de fluencia empezará a partir de 0.0021. En cuanto a la geometría de la sección, será de forma rectangular para todos los elementos estructurales.

5.1. DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son elementos estructurales horizontales que están sometidas principalmente a flexión en una dirección, por lo que, en las secciones, se colocarán dos barras de acero como mínimo tanto en la parte superior e inferior de la sección, ya que facilitará el ensamblaje de estribos. La Norma E.060 propone que el área de las barras corridas deberá ser por lo menos la tercera parte del acero positivo colocado en la sección crítica (de máximo momento); también el área de acero en el punto de inflexión deberá ser por lo menos la tercera parte del acero negativo en el apoyo; y además, el acero corrido, superior e inferior, deberá ser mayor al acero mínimo y proveer una resistencia a flexión mayor a la cuarta parte de la resistencia de cualquier sección. Teniendo en cuenta todas las pautas anteriores, la información necesaria para estimar la cantidad de acero de refuerzo

longitudinal es la sollicitación de momento flector sobre la sección. El programa de análisis SAP2000 puede facilitar las sollicitaciones de momento para el caso de envolventes de carga a lo largo del elemento estructural. En la tabla 9, se muestra las sollicitaciones de carga en las secciones más críticas de la viga V1-1 del modelo A=B rígido. Adicionalmente, en la figura 37 se muestra el bosquejo sobre las secciones críticas consideradas para el diseño.

Tabla 9

Sollicitaciones de momentos flectores sobre la viga V1-1 del modelo A=B rígido

Caso de carga	Momento en Sección 1 (ton.m)	Momento en Sección 2 (ton.m)	Momento en Sección 3 (ton.m)
Carga muerta (-)	18.36	0	33.6
Carga muerta (+)	0	17.17	0
Carga viva (-)	8.46	0	15.5
Carga viva (+)	0	7.90	0
Carga de sismo (-)	15.6	0	17.6
Carga de sismo (+)	15.6	0	17.6
Envolvente (-)	49.15	0	79.05
Envolvente (+)	0	37.53	0

Nota: Elaboración propia.

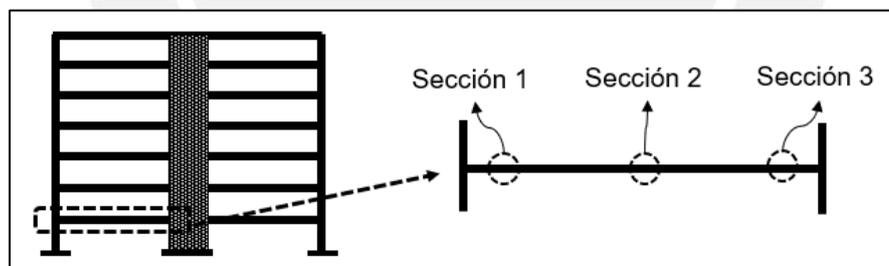


Figura 37: Secciones críticas consideradas sobre una viga.

Fuente: Elaboración propia

El procedimiento de diseño por flexión se basa sobre el equilibrio de la sección en el estado último. La mecánica de análisis es simple: el momento nominal M_n de la sección diseñada y reducido por el factor ϕ (el momento resultante de la sección en estado de resistencia), será mayor o igual al momento producido por las sollicitaciones en estado último M_u . ($M_u \leq \phi M_n$). El factor de reducción para el diseño por flexión ϕ es de 0.9. Y dado que

es necesario como mínimo alcanzar el valor de ϕMn , la expresión anterior puede transformarse en una igualdad que facilitará los cálculos de diseño ($Mu = 0.9 Mn$).

A partir de la igualdad “ $0.85f'c(b)(a) = fy (As)$ ”, es posible deducir muchas expresiones y parámetros para el diseño de vigas según la norma E.060. Una expresión deducible de la igualdad anterior es la utilizada para calcular la profundidad del bloque de compresiones de la sección, $a = d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{|Mu|}{\phi (0.85) f'c (b)}}$. Una vez que se ha determinado el valor de la profundidad del bloque de compresiones, es posible encontrar el acero requerido por las solicitaciones utilizando la expresión $As = \frac{|Mu|}{\phi fy (d - \frac{a}{2})}$. Todas las expresiones anteriores han sido programadas en la misma secuencia detallada en una hoja de cálculo para automatizar los procesos de cálculo de área de acero longitudinal requerido. En la tabla 10, se muestra en detalle el cálculo de acero longitudinal para la viga 1-1 del modelo A=B rígido.

Tabla 10

Resumen de la cantidad de acero longitudinal calculada para la viga 1-1 de A=B rígido.

Sección	Mu (ton.m)	Acero requerido (cm2)	Acero mínimo (cm2)	Acero máximo (cm2)	Arreglo de acero	Acero colocado (cm2)
Sección 1 (-)	49.15	18.40	6.09	62.4	2φ3/4, 3φ1	26.1
Sección 2 (+)	37.53	12.17	6.09	62.4	5φ3/4	14.25
Sección 3 (-)	79.05	27.58	6.09	62.4	4φ3/4, 4φ1	36.3

Nota: Elaboración propia.

5.2. DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de una columna es un tanto diferente a los elementos en flexión, debido a que, además, una carga axial actúa sobre la columna. La manera gráfica y sencilla de representar el comportamiento de una sección bajo solicitaciones de flexión y carga axial es mediante el diagrama de interacción. En la figura 38, se muestra los puntos más notables del diagrama de interacción, donde el punto 1 representa la capacidad de la sección sometida únicamente a una carga axial; el punto 2 corresponde a la falla balanceada que delimita la

falla en tracción y compresión de una sección. En este punto, el acero más alejado del bloque comprimido alcanza la deformación de fluencia y a su vez el concreto alcanza su deformación límite. El punto 3 corresponde a la capacidad de la sección sometida a flexión pura.

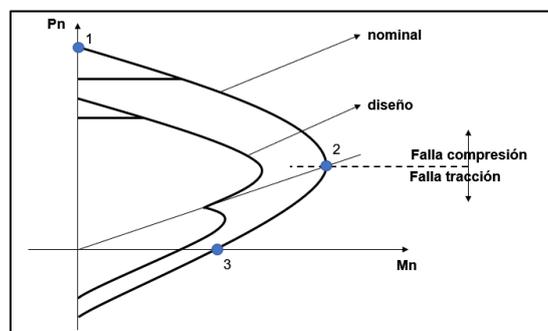


Figura 38: Puntos notables del diagrama de interacción.

Tomado de “Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado”, por Gianfranco Ottazzi (Perú), 2004.

Para determinar el diagrama de interacción, será necesario definir previamente las dimensiones de la sección, cantidad de acero y su distribución dentro de la sección. No existe un procedimiento único para establecer la cantidad de acero y su distribución, ya que mucho de ello depende de los criterios que pueda tomar del diseñador para un elemento en particular. Sin embargo, para poder realizar estas tareas, existen ayudas de softwares computacionales y materiales prácticos para el diseño como los ábacos. En esta investigación, se utilizarán los ábacos publicados por el ACI (ACI SP-17A 1973).

Para determinar una cuantía de acero utilizando los ábacos, se necesitarán contar con las dimensiones de la sección, la resistencia característica del concreto y acero, la distribución que proponen los ábacos, y las cargas actuantes. Con la información previa, es posible determinar ciertos parámetros como “g”, “m” y “k” con las expresiones siguientes: “ $g = (h - 2 * recubrimiento)/h$ ”, “ $m = \frac{f'_y}{0.85f'_c}$ ” y “ $k = \frac{Pu}{f'_c * b * h}$ ”. Por ejemplo, para la columna C1 del modelo A=2B flexible, se tiene las siguientes características: columna de sección cuadrada de lado $l = 55$ cm, recubrimiento de acero = 6 cm, resistencia del concreto $f'_c =$

280kg/cm², acero grado 60 de $f'y = 4200\text{kg/cm}^2$ y distribución según sugerencias de los ábacos 16-2, 16-3, 16-4 y 16-5; por lo que $g=0.78$ y $m=17.65$. Adicionalmente, para estimar la cantidad de acero según las sugerencias de los ábacos, se requieren las cargas en la sección del elemento, los que se muestran en la tabla 11, y las combinaciones posibles en la tabla 12.

Tabla 11

Cargas sobre la sección de columna C1 del modelo A=2B flexible

Tipo de cargas	P (ton)	M (ton.m)
Carga muerta	70.8	14.77
Carga viva	29.7	7.5
Sismo xx +	22.7	16.56
Sismo xx -	-22.7	-16.56

Nota: Elaboración propia.

Tabla 12

Estimado de acero de refuerzo longitudinal para columna C1 del modelo A=2B flexible.

Combinación	Pu (ton)	Mu (ton.m)	K	e (m)	e/t	K e/t	pt m (ábaco)	pt (%)	Acero estimado (cm ²)	Acero mínimo (cm ²)
1.4+1.7L (1)	149.6	33.4	0.17	0.22	0.41	0.07	0.17	0.96	29.1	30.3
1.25(D+L) +S (2)	148.3	44.9	0.17	0.30	0.54	0.10	0.20	1.13	34.3	30.3
1.25(D+L)-S (3)	102.9	11.2	0.12	0.11	0.20	0.02	0.10	0.57	17.1	30.3
0.9D+S (4)	86.4	29.8	0.10	0.35	0.63	0.06	0.10	0.57	17.1	30.3
0.9D-S (5)	41.0	-3.2	0.05	-0.08	0.15	0.01	0.10	0.57	17.1	30.3

Nota: Elaboración propia.

En la tabla 12, se muestran, además, los valores de “K”, “e/t” (excentricidad), la cantidad estimada de acero y el acero mínimo. Finalmente, las cantidades de acero estimadas deberán superar a las del acero mínimo establecida en la norma E.060: 1% del área de la sección bruta. En este caso, con la combinación (2) se supera la condición anterior. Por lo tanto, dicha cantidad de acero estimada será utilizada para definir el diagrama de interacción, el cual se muestra en la figura 39; también se podrá corroborar las combinaciones de carga posibles.

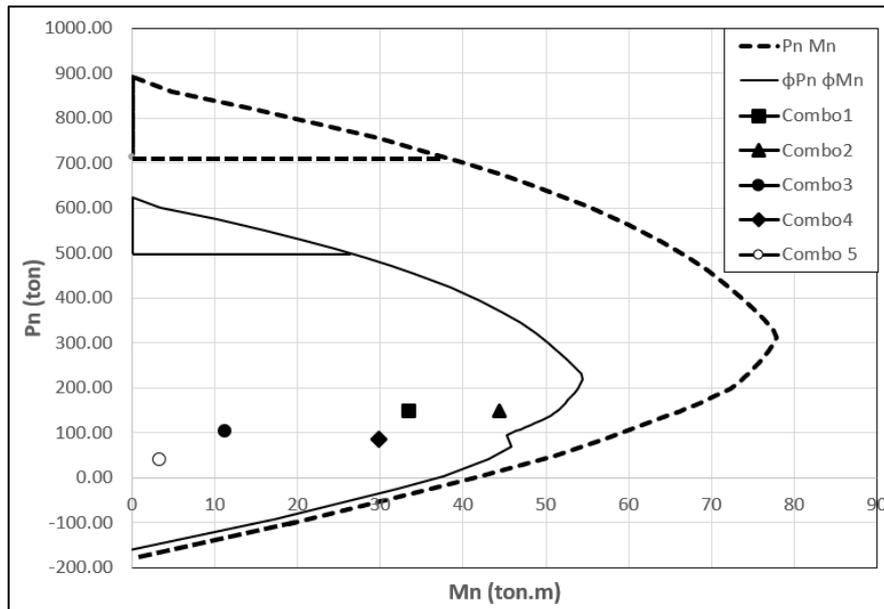


Figura 39: Diagrama de interacción de columna C1 del modelo A=2B flexible.

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, dado que las combinaciones de carga se ubican por debajo del punto balanceado del diagrama de interacción, se podrá esperar comportamientos dúctiles de la sección. Esto permitirá asegurar de que el concreto confinado pueda agotar su capacidad luego de que el acero en tracción desarrolle una plataforma de fluencia larga. En la figura 40, se muestra la sección diseñada de la columna, debido a los aceptables resultados esperados en el diagrama de interacción.

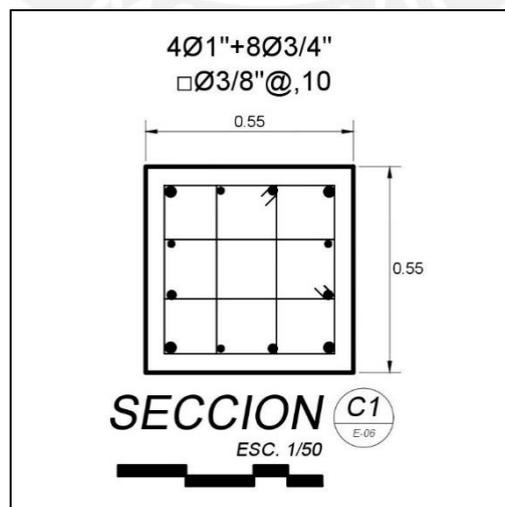


Figura 40: Sección de columna diseñada C1 del modelo A=2B flexible.

Fuente: Elaboración propia.

5.3. DISEÑO POR CORTE DE VIGAS Y COLUMNAS

El diseño por cortante de vigas y columnas se realizará de acuerdo a las disposiciones especiales para el diseño sísmico en el capítulo 21 de la Norma de Concreto Armado, E.060. Esto se debe a que estos elementos estructurales no solo resistirán cargas de gravedad, sino que resistirán efectos sísmicos importantes. El diseño por corte se realizará por capacidad; para ello, las fuerzas cortantes de diseño “ V_u ” de vigas y columnas se obtendrán como se muestran en la figura 41.

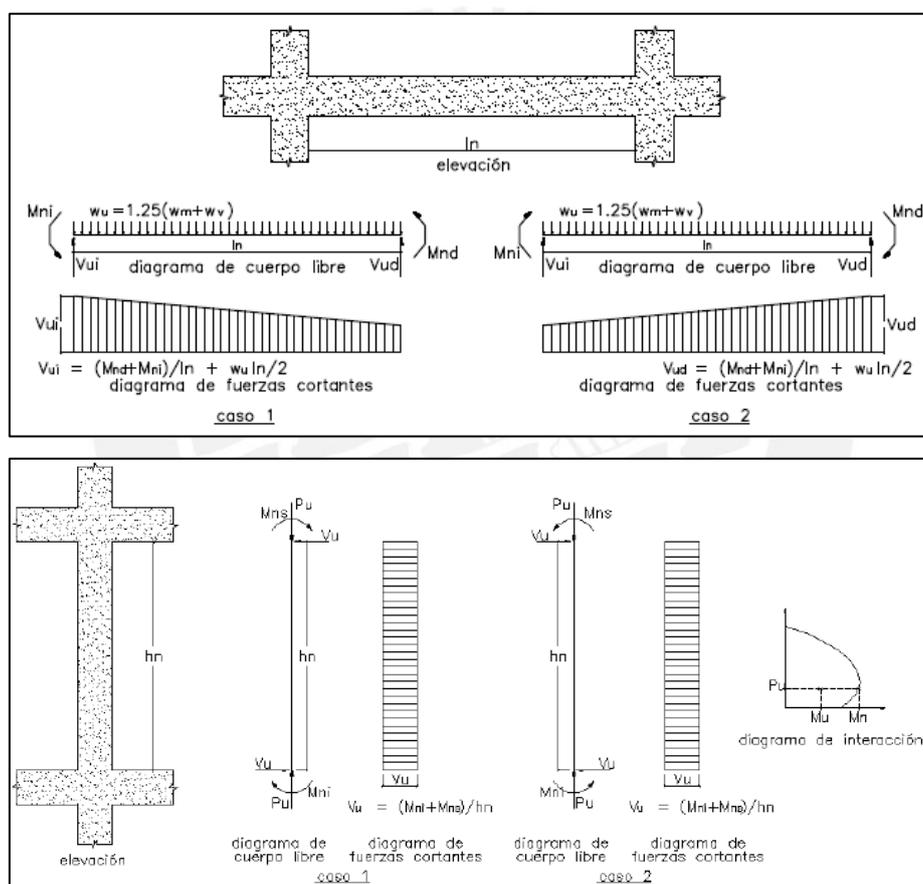


Figura 41: Fuerza cortante de diseño para vigas y columnas con responsabilidad sísmica.

Tomado de “Norma E.060 Concreto Armado”, por SENCICO (Perú), 2009.

Para ejemplificar el procedimiento de diseño, se utilizará a la viga V1-1 del modelo A=B tipo Rígido. El objetivo es determinar la fuerza cortante de diseño de la sección “ V_u ” mediante la expresión $V_u = (M_{nd} + M_{ni}) / l_n + 1.25V_s / 2$, donde M_n es el momento nominal de la

sección con el acero a flexión determinado en 5.1 y “Vs” es la fuerza cortante bajo cargas de servicio. En la tabla 13, se muestra el resumen del acero colocado y la resistencia nominal de la sección para determinar la fuerza cortante de diseño.

Tabla 13

Estribos colocados en la viga V1-1 del modelo A=B rígido.

Sección	Arreglo de Acero	Resistencia Nominal Mn (ton.m)	Cortante de servicio Vs (ton)	Cortante de diseño Vu (ton)	Aporte de corte de concreto Vc (ton)	Estribo colocado (cm ²)
Sección 1 (-)	2φ3/4, 3φ1	70.24	32	49.02	26.38	3/8@.15
Sección 1 (+)	2φ3/4	19.94	32	49.02	26.38	3/8@.15
Sección 3 (-)	4φ3/4, 4φ1	102.82	32	52.28	26.38	3/8@.10
Sección 3 (+)	2φ3/4	19.94	32	52.28	26.38	3/8@.10

Nota: Elaboración propia.

El estribo descrito en la tabla anterior se utilizará solo hasta la zona de confinamiento según el capítulo 21 de la Norma E.060. Luego, se utilizará un confinamiento menor a lo largo de la zona central; sin embargo, esto no es de interés para esta investigación, debido a que las rótulas se ubicarán en la zona de confinamiento. Por otro lado, el diseño de corte de las columnas sigue un proceso similar; esta vez se utiliza la carga axial sobre la sección y el posible momento nominal que puede ocurrir de acuerdo al diagrama de interacción de la sección.

5.4. DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Los muros de corte son elementos estructurales verticales que constan de dos tipos de refuerzo: distribuido horizontal y verticalmente, y concentrado en los extremos mediante núcleos. En estos elementos, la esbeltez ayuda a predecir el posible comportamiento del elemento. Así, por ejemplo, en un muro esbelto, su comportamiento puede asemejarse al de una viga en voladizo. Por el contrario, un muro no esbelto asemejaría su comportamiento al de una viga de gran peralte. Al igual que el diseño de columnas, los muros no disponen de un

procedimiento de diseño definido, por lo que se emplean pautas y sugerencias, que cumplan con las limitaciones impuestas en la norma E.060. Para ejemplificar el procedimiento empleado, se utilizará a la sección más baja del muro de corte PL-1 en el modelo A=2B flexible. En la tabla 14, se presenta el resumen de las cargas significativas actuantes y las combinaciones de carga posibles para este elemento en el primer piso. También, las características de la sección y las propiedades de los materiales son las siguientes: sección rectangular de ancho “b” = 35 cm y longitud “h” = 160 cm; altura “l” = 12 m; recubrimiento = 4 cm; concreto de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Finalmente, la esbeltez del muro, “l/h”, es mucho mayor a la unidad, por lo que se puede empezar a diseñar este elemento tratando como una viga en voladizo.

Tabla 14

Cargas importantes sobre la sección más baja del muro PL-1 del modelo A=2B flexible

Carga muerta	Carga viva	Carga de sismo		1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+S		1.25(CM+CV)-S		0.9CM+S		0.9CM-S	
		Ms	Vs	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu
(ton)	(ton)	(ton.m)	(ton)	(ton)	(ton.m)	(ton)	(ton.m)	(ton)	(ton.m)	(ton)	(ton.m)	(ton)	(ton.m)
164.9	73.02	172.9	51.16	355.0	10.0	299.7	181.2	295.1	-164.6	150.7	177.0	146.1	-168.9

Nota: Elaboración propia.

Inicialmente, se puede estimar una cantidad de acero en los núcleos como si se tratara de una viga a flexión, la cual se irá ajustando hasta que sea la más óptima y eficiente. Para la sección del primer piso, se realizará un cálculo rápido del acero con el momento último “Mu” más crítico. Blanco A. (S.F.) propone que, un valor estimado del brazo de palanca, “jd” es $0.9 \cdot \text{Longitud del muro}$. Así, la cantidad de acero podrá estimarse por medio de la expresión $Mu = 280 \text{ ton.m} = \phi(As)(fy)(jd) = 0.9(As)(fy)(0.9H)$, $As=33.29 \text{ cm}^2$ (p. 295). Esta cantidad de acero inicial probablemente sea mayor al refuerzo óptimo para las solicitaciones de carga del elemento, por lo que, inicialmente, se colocarán 4 barras de Ø1’ en cada núcleo para reforzar la placa simétricamente. La cantidad de acero anterior se podrá optimizar hasta que las combinaciones de cargas estén satisfechas en el diagrama de interacción generado. Por

otro lado, también se asumirá una cantidad de acero vertical repartido a lo largo del alma de la sección igual al mínimo establecido en la norma E.060, $A_{sv \text{ min}} = 0.25\%$ de la sección = $0.0025 (35) (100) = 8.75 \text{ cm}^2/\text{m}$. El acero vertical asumido podrá incrementarse si se requiere de acuerdo al acero horizontal determinado luego de todo el proceso de diseño. El refuerzo de acero vertical a lo largo del alma será de 8 varillas de $\text{Ø}1/2$ divididas en dos mallas de 4, y espaciadas cada 30 cm. Con esta configuración, ya es posible generar un diagrama de interacción para esta sección, como se muestra en la figura 42, y evaluar el comportamiento y eficiencia de la armadura de refuerzo determinada en los pasos anteriores.

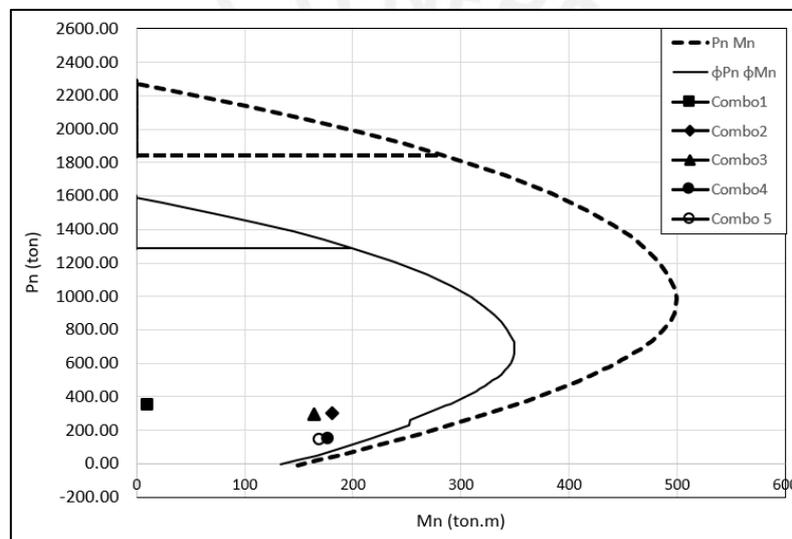


Figura 42: Diagrama de interacción en la sección más baja del muro PL-1 del modelo A=2B flexible.

Fuente: Elaboración propia.

No hace falta optimizar el acero longitudinal de la sección, debido a la holgura entre las solicitaciones y la respuesta estimada. El siguiente paso será verificar si se necesita confinar o no el núcleo del muro de corte, el cual dependerá de la comparación entre la profundidad del eje neutro máxima para las combinaciones de carga y un cociente definido en la norma E.060, esto se puede resumir mediante la expresión $c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\partial u}{\partial m} \right)}$. Esta sección de placa tiene un eje neutro máximo igual a 50 cm, mientras que la expresión propuesta por la norma es igual a 53cm; por ello, no es necesario aumentar la longitud del núcleo ni tampoco

confinarlo. Sin embargo, en los muros de corte de otros modelos estudiados, es posible que se requiera confinar e incrementar la longitud de confinamiento; esto puede realizarse según las indicaciones gráficas de la norma E.060 como se muestra en la figura 43.

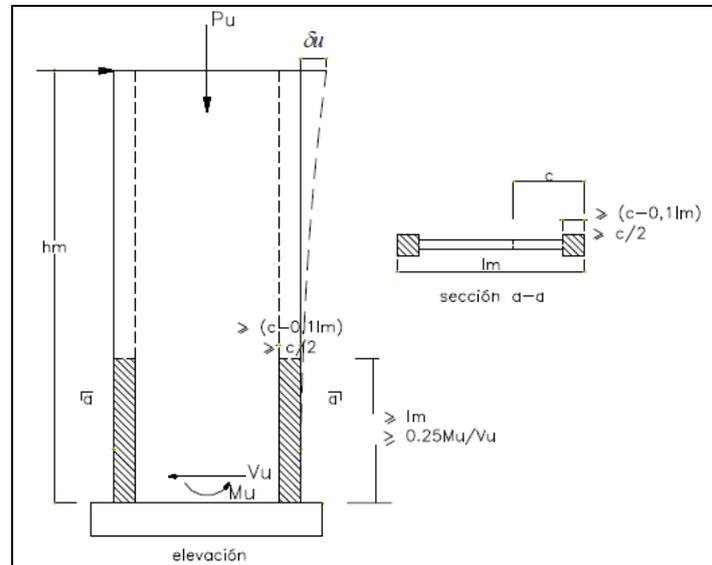


Figura 43. Dimensiones en longitud y altura del núcleo confinado de un muro de corte.

Tomado de "Norma E.060 Concreto Armado", por SENCICO (Perú), 2009.

Por otro lado, el procedimiento anterior estuvo relacionado con la determinación del acero longitudinal o vertical, entonces ahora se buscará determinar la cantidad de acero horizontal; para ello, se deberá emplear el diseño por fuerzas cortantes que especifica la norma E.060. La forma de determinar la fuerza cortante de diseño "Vu" de la sección es aceptando el aumento proporcional de la fuerza cortante última "Vua". El factor de proporcionalidad utilizado es la relación entre el momento nominal "Mn" alcanzado por la sección del muro y el momento proveniente del análisis "Mua". Para la sección analizada, Mn es igual a 291.3 ton; Mua, 167 ton; y Vua, 46.9 ton. Por lo tanto, la fuerza cortante de diseño es igual a $V_u = \frac{M_n}{M_{ua}} V_{ua} = \left(\frac{291.3}{167}\right) * 46.9 = 81.8 \text{ ton}$. Luego, deberá calcularse la resistencia que deberá tener el concreto y el acero en la sección utilizando las expresiones

" $V_c = \alpha_c \sqrt{f'_c} * t * l$ " y " $V_s = \frac{A_v f_y d}{S_h}$ " respectivamente. La resistencia ϕV_c del concreto es de

42.2 ton y, utilizando la expresión $V_u = \phi(V_c + V_s)$, se tiene la diferencia de $\phi V_s = 39.7 \text{ ton}$

que tendría que tomar el acero de refuerzo horizontal. Para el refuerzo horizontal se utilizarán

barras de acero de $\varnothing 3/8''$, cuyo espaciamiento $s = \frac{Ah}{(t)(\rho h)} = 16.22 \text{ cm}$ será de 15cm.

También, la cuantía de refuerzo horizontal se utilizará para corroborar el acero vertical

mínimo asumido inicialmente, utilizando la expresión $\rho v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{tm} \right) (\rho h -$

$0.0025) \geq 0.0025$. Este acero asumido es correcto puesto ρv no excede de 0.0025, y de

acuerdo a la norma, es necesario utilizar como mínimo el valor anterior. Finalmente, en la

figura 44, se muestra la distribución de acero para esta sección del muro de corte.

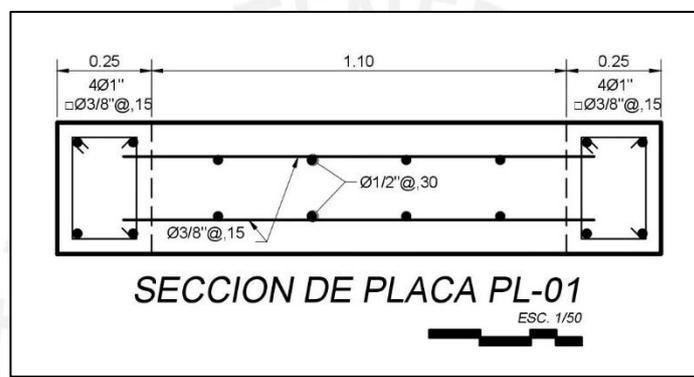


Figura 44. Sección diseñada de muro de corte PL-1 del modelo A=2B flexible.

Fuente: Elaboración propia.

6. CURVAS DE CAPACIDAD DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

En este capítulo, se determinará y modelará el estado inelástico de los modelos estructurales, que será relevante para los propósitos de esta investigación.

6.1. DETERMINACIÓN DE LAS RELACIONES DE MOMENTO CURVATURA DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO CONFINADOS, SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN

Luego del proceso de diseño de los elementos estructurales, se necesitará construir los diagramas de momento curvatura, MC, de cada elemento estructural. La importancia de estos diagramas es, principalmente, definir el comportamiento inelástico de los elementos estructurales.

6.1.1. Consideraciones.

Dado que el interés es describir la etapa inelástica, los puntos importantes que definirán dicho estado son los de fluencia y la capacidad máxima, cuyas consideraciones empleadas para los cálculos se detallan en las siguientes secciones:

6.1.1.1. modelos de curvas esfuerzo deformación del concreto y acero.

Para el concreto, se utilizará el modelo del bloque de compresiones propuesto por Kent y Park, el cual fue descrito en la sección 2.7.3.1 de esta tesis. Asimismo, para el acero de refuerzo de grado 60, se empleará el modelo elastoplástico perfecto, también descrito en la sección 2.7.4.

6.1.1.2. Niveles de cargas sobre los elementos estructurales.

Durante el proceso del análisis estático incremental, los elementos estructurales van a cambiar su deformación permanentemente debido a cambios en las cargas axiales y momentos. Dicho de otra forma, a medida que se incrementa los desplazamientos laterales

sobre un modelo, cada elemento estructural tendrá una nueva configuración de cargas y momentos. Por ello, es imprescindible contar con al menos tres niveles de cargas axiales, de tal manera que un programa de análisis estructural pueda realizar iteraciones a medida que suceden los cambios.

En esta investigación, se utilizarán cinco niveles de cargas, por lo que se elaborarán cinco diagramas de momento curvatura para cada elemento estructural cuyo comportamiento será de flexocompresión. En cuanto a los elementos de comportamiento a flexión como las vigas, se necesitará un solo diagrama, ya que las cargas axiales de estos elementos son prácticamente nulas. Los niveles de carga axial recomendables, para los elementos estructurales que lo requieran, deberán estar repartidos entre las cargas máximas y mínimas obtenidas de las combinaciones de carga posibles. De esta forma, los programas realizarán mejores iteraciones a lo largo del análisis estático incremental.

6.1.1.3. Inicio de fluencia en la sección.

En esta etapa de deformación, el acero en tracción de la sección analizada llegará a la deformación de fluencia $\epsilon_y=0.0021$; en cuanto al concreto, pueden existir dos posibilidades en su comportamiento dependiendo del nivel de carga axial y los resultados provenientes del diseño. Un comportamiento posible para el concreto es que la deformación unitaria puede ser menor a la asociada a la resistencia máxima (<0.002), por lo que podría considerarse que el concreto aun no desarrolla las características de un concreto confinado. Ahora, el otro resultado posible es cuando el concreto alcance deformaciones unitarias superiores al valor asociado a la resistencia máxima (>0.002), por lo que su comportamiento será modificado por el confinamiento. En el primer comportamiento del concreto descrito, se puede esperar comportamientos dúctiles de la sección, mientras que en el segundo caso la ductilidad será muy corta, por lo que es fundamental realizar un diseño con mucho criterio.

6.1.1.4. Resistencia última de la sección.

Este punto indica resistencia máxima de la sección. Es conveniente asumir que, luego de este nivel de rotación, la sección ya presenta una inminente falla debido a que la deformación del concreto más alejado prácticamente se agota. Es importante notar que, en este estado, la deformación del concreto alcanzará el valor máximo de deformación unitaria considerado (0.004). Este valor es 33% mayor a la deformación unitaria utilizada normalmente en el diseño (0.003), y se debe precisamente porque los autores de esta tesis y Park, R., Paulay, T. (1988) reconocen que el concreto incrementa la deformación unitaria última, debido a los efectos de confinamiento en los elementos estructurales (p.30). Por otro lado, el acero de refuerzo longitudinal continuará desarrollando su deformación a lo largo de la plataforma de fluencia (0.0021).

6.1.2. Cálculos.

Con los parámetros establecidos en el marco teórico y esta sección, se ejemplificará la obtención de los diagramas momento curvatura para una sección de muro de corte que pertenece al modelo flexible "A=2B". Sobre la base de las cargas descritas en la tabla 14, se definirán los niveles de cargas, en la tabla 15, para definir los diagramas MC correspondientes. Para cada nivel de carga, se calcularán los puntos importantes de un diagrama momento curvatura: la fluencia de la sección y el estado último.

Para el caso del nivel de carga $P_1 = 50$ ton, por ejemplo, lo complicado será calcular la profundidad del eje neutro de la sección que cumpla con la condición de iniciar la fluencia en el acero y a su vez mantener el equilibrio de fuerzas. La complicación se debe principalmente a las numerosas ecuaciones que resultan luego de considerar todas las barras de acero longitudinal que componen la sección. Por ello, se recomienda utilizar una hoja de cálculo y programar los resultados a partir de una única variable, en este caso la profundidad del eje

neutro “ $k_d = c$ ”. En la figura 45, se muestra que, utilizando la deformación unitaria del acero en tracción más alejado en el estado de fluencia igual a 0.0021, todas las deformaciones de las secciones de acero longitudinales y el concreto son conocidas a partir de un valor determinado de la profundidad del eje neutro.

Tabla 15

Niveles de carga de los diagramas MC de la sección más baja en muro PL-1 del modelo A=2B flexible

Niveles de carga

P1=50 ton
P2=150 ton
P3=300 ton
P4=450 ton
P5=600 ton

Nota: Elaboración propia.

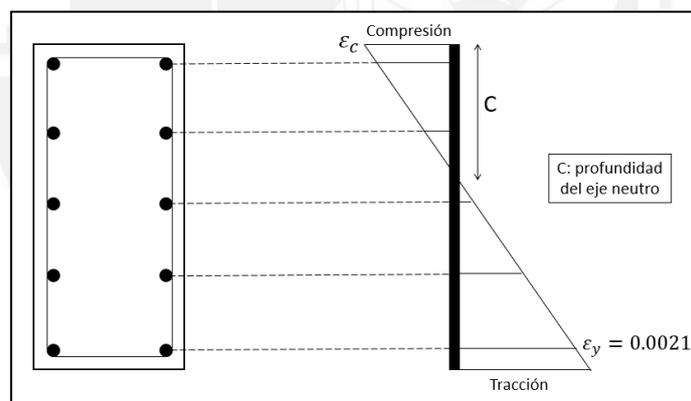


Figura 45. Deformaciones en estado de fluencia de una sección de elemento de concreto armado.

Fuente: Elaboración propia.

Se ha indicado en la sección 6.1.1.3, que, para el estado de fluencia, se puede esperar dos deformaciones posibles del concreto “ ϵ_{cu} ”, tal como se muestra la figura 46. En secciones con un amplio margen de ductilidad es frecuente que el concreto aún no desarrolle las condiciones de confinamiento; sin embargo, cuando las cargas axiales son muy altas, es más probable que el confinamiento influya en la resistencia y deformación del concreto.

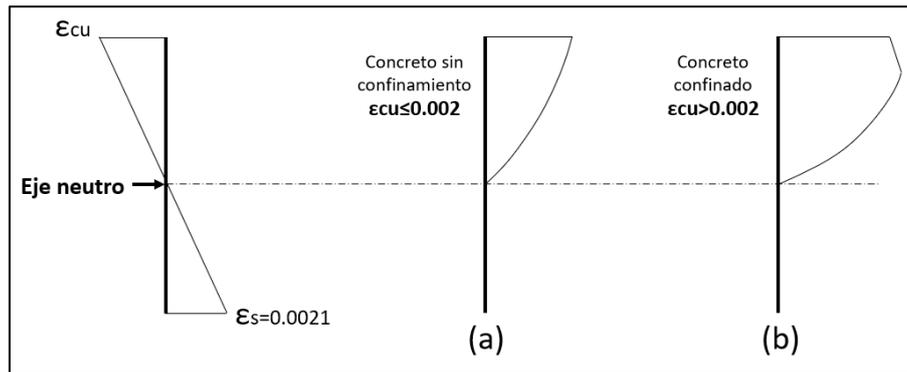


Figura 46. a) Acero inicia fluencia y el concreto alcanza la deformación unitaria asociada a la máxima resistencia, b) Acero inicia fluencia y el concreto alcanza deformaciones unitarias asociadas a estados de confinamiento.

Fuente: Elaboración propia.

Para cada valor de eje neutro tanteado se deberá corroborar siempre el equilibrio de fuerzas en la sección. En caso de que no se cumpla ello, se volverá a asumir un nuevo valor del eje neutro y realizar los pasos anteriores hasta cumplir el equilibrio en la sección. Se deberá realizar este análisis en dos direcciones si la geometría o la disposición de la armadura de refuerzo no es simétrica tales como placas irregulares y la mayoría de vigas. Para el nivel de carga $P_1=50$ ton, se asumió un valor del eje neutro, “ $c=kd$ ”, para la sección de la placa. El valor de “ $c=kd$ ”, que cumple las condiciones descritas anteriormente, es de 45.8 cm. Se elaboró la tabla 16, para resumir el comportamiento del refuerzo de acero longitudinal en la sección.

Además, la deformación unitaria que alcanza el concreto es de 0.00087, la cual aún no produce efectos de confinamiento sobre la sección. Sin embargo, en el caso que se necesite emplear los efectos del confinamiento, se deberán utilizar los parámetros que consideran dichos efectos, los cuales fueron descritos en la sección 2.7.3.1. La secuencia es relativamente sencilla, ya que inicialmente se determinará el parámetro “ Z ”, que define la pendiente de la rama descendente de la curva de esfuerzos deformación del concreto confinado; luego el valor de “ α ”, que define el esfuerzo medio en el bloque de esfuerzos del concreto; e “ γ ”, que define la distancia del centroide del bloque hacia la fibra en compresión

más alejada. Estos dos últimos valores pueden determinarse directamente a partir de la tabla 6.2, tomada de Estructuras de Concreto Reforzado (R. Park y T. Paulay, 1988, p. 232).

Finalmente, con las magnitudes de carga de cada material de la sección es posible verificar el equilibrio estático realizando una sumatoria de fuerzas convencionales $\Sigma \text{Fuerzas} = Cc + \Sigma \text{Fuerzas acero} + \text{Fuerza externa} = 114.21 \text{ ton} - 64.46 \text{ ton} - 50 \text{ ton} \approx 0 \text{ ton}$. Adicionalmente, para el nivel de carga analizado, existe un momento que produce la fluencia en la sección y su curvatura correspondiente: $MF = \Sigma \text{Momento acero} + MCc = 53.57 \text{ ton.m} + 114.28 \text{ ton} (1.60\text{m}/2 - 0.16\text{m}) = 126.8 \text{ ton.m}$; Curvatura $\phi = (0.00087/0.45 \text{ m}) \times 100 = 1.91 \times E-03 /\text{m}$.

Tabla 16

Detalle del acero de refuerzo longitudinal para la fluencia de la sección de muro PL-1

Ítem	As (cm ²)	Posición en la sección (cm)	Estado	ϵ_{si}	f _{si} (kg/cm ²)	F (ton)	M (ton.m)
1	5.70	5.00	Compresión	0.00078	1554.99	8.86	6.65
2	5.70	20.00	Compresión	0.00049	983.30	5.60	3.36
3	5.70	35.00	Compresión	0.00021	411.62	2.35	1.06
4	2.58	42.00	Compresión	0.00007	144.83	0.37	0.14
5	2.58	57.00	Tracción	0.00021	426.86	1.10	0.25
6	2.58	72.00	Tracción	0.00050	998.55	2.58	0.21
7	2.58	87.00	Tracción	0.00079	1570.24	4.05	0.28
8	2.58	102.00	Tracción	0.00107	2141.92	5.53	1.22
9	2.58	117.00	Tracción	0.00136	2713.61	7.00	2.59
10	5.70	125.00	Tracción	0.00151	3018.51	17.21	7.74
11	5.70	140.00	Tracción	0.00180	3590.20	20.46	12.28
12	5.70	155.00	Tracción	0.00208	4161.89	23.72	17.79

Nota: Elaboración propia.

Por otro lado, un procedimiento similar es el que se deberá seguir para calcular el segundo y último punto importante que corresponde al momento máximo y la máxima curvatura en la sección. Igualmente, es recomendable programar una nueva hoja de cálculos en la que se realice iteraciones similares al estado anterior. Para el estado último, el concreto confinado alcanzará la deformación unitaria máxima que se definió anteriormente, $\epsilon_{cu}=0.004$; con este valor, se puede condicionar los demás valores de deformación en la

sección utilizando también un valor de la profundidad del eje neutro de la sección. Adicionalmente, en la sección 2.8.4, se adelantó el comportamiento del concreto de recubrimiento, el cual no está confinado, en una sección para estados últimos. Parte de este material será descascarado del elemento estructural cuando se alcance el estado último; para ello, la deformación unitaria máxima considerada para el concreto de recubrimiento será $\epsilon_{cu}=0.003$. Para describir mejor el comportamiento de deformaciones en una sección, se elaboró la figura 47, donde se puede visualizar que la variable condicionante, finalmente, seguirá siendo el valor de la profundidad del eje neutro, “ $c=kd$ ”. Con este dato, serán fácilmente calculables la deformación unitaria, la resistencia de los aceros de refuerzo longitudinal, la fuerza equivalente del bloque de compresiones del concreto confinado y sin confinar. Luego del proceso anterior, solo quedará evaluar el equilibrio de la sección para determinar la curvatura y el momento máximo asociado a esta.

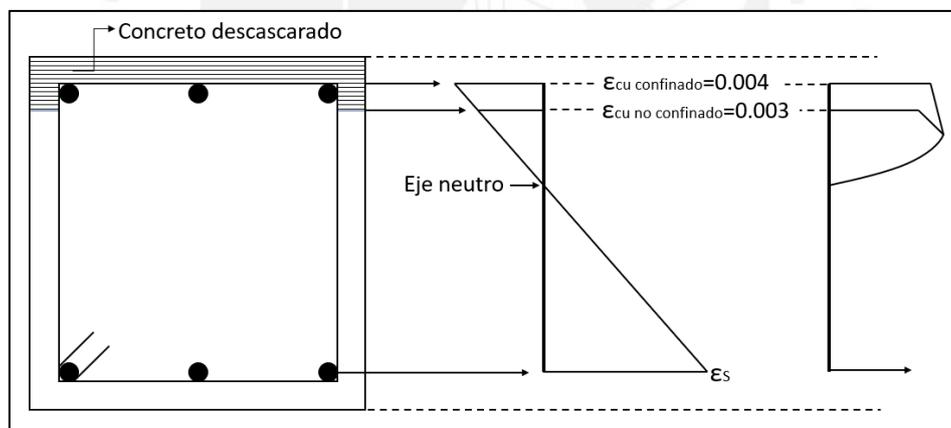


Figura 47. Deformación de los materiales para el estado último de una sección de concreto armado.

Fuente: Elaboración propia.

Luego de realizar tanteos, el valor de la profundidad del eje neutro “ $c=kd$ ” para el estado último es 25.30 cm. Asimismo, para el concreto confinado de la sección, se obtiene el valor de “ Z ” igual a 97, por lo que el valor de “ α ”, que define el esfuerzo medio en el bloque de esfuerzos del concreto confinado, es igual a 0.785 e “ γ ”, que define la distancia del centroide del bloque hacia la fibra en compresión más alejada, es igual a 0.440. Por otro lado,

para el concreto de recubrimiento, se utilizará el modelo de Hognestad, donde se ha definido un valor de deformación unitaria máximo de 0.003. Por lo tanto, el valor de “ α ” que define el esfuerzo medio en el bloque de esfuerzos del concreto no confinado es igual a 0.765 y el factor que define la distancia del centroide del bloque hacia la fibra en compresión más alejada “ γ ” es igual a 0.410. Entonces, con los parámetros definidos se puede estimar la fuerza resultante del bloque de compresiones del concreto confinado “ C_c ” y sin confinar “ C_{nc} ” iguales a 130.4 ton y 33 ton respectivamente. Por último, se elaboró la tabla 17 para resumir el comportamiento del acero de refuerzo longitudinal de la sección.

Tabla 17

Detalle del acero de refuerzo longitudinal para el estado último de la sección de muro PL-1

Ítem	As (cm ²)	Posición en la sección (cm)	Estado	ϵ_{si}	f_{si} (kg/cm ²)	F (ton)	M (ton.m)
1	5.70	5.00	Compresión	0.00356	4200.00	23.94	17.96
2	5.70	20.00	Compresión	0.00093	1859.65	10.60	6.36
3	5.70	35.00	Tracción	0.00170	3403.51	19.40	8.73
4	2.58	42.00	Tracción	0.00293	4200.00	10.84	4.12
5	2.58	57.00	Tracción	0.00556	4200.00	10.84	2.49
6	2.58	72.00	Tracción	0.00819	4200.00	10.84	0.87
7	2.58	87.00	Tracción	0.01082	4200.00	10.84	0.76
8	2.58	102.00	Tracción	0.01346	4200.00	10.84	2.38
9	2.58	117.00	Tracción	0.01609	4200.00	10.84	4.01
10	5.70	125.00	Tracción	0.01749	4200.00	23.94	10.77
11	5.70	140.00	Tracción	0.02012	4200.00	23.94	14.36
12	5.70	155.00	Tracción	0.02275	4200.00	23.94	17.96

Nota: Elaboración propia.

Luego, se verificará el equilibrio de la sección, el momento producido “ M ” y la curvatura “ ϕ ” de la siguiente manera: $\Sigma \text{Fuerzas} = C_c + C_{nc} + \Sigma \text{Fuerzas acero} + \text{Fuerza externa} = 130.4 \text{ ton} + 33 \text{ ton} - 121.7 \text{ ton} - 50 \text{ ton} \approx 0 \text{ ton}$; $M_u = \Sigma \text{Momento acero} + M_{C_c} + M_{C_{nc}} = 90.7 \text{ ton.m} + 130.4 \text{ ton} (1.60/2 \text{ m} - 0.12 \text{ m}) + 33 \text{ ton} (1.60/2 \text{ m} - 0.15 \text{ m}) \approx 205.61 \text{ ton.m}$; y Curvatura $\phi = (0.004 / 0.25 \text{ m}) \times 100 = 15.81 \times E-03 / \text{m}$. Los procedimientos anteriores se repitieron para los cuatro niveles de carga restantes, cuyos resultados se resumen en la tabla 18. Asimismo, con el resumen de la tabla 18, se elaboró la figura 48, que grafica las curvas simplificadas de los diagramas MC de la sección del muro PL-1 analizado.

Tabla 18

Momentos y curvaturas en la sección del muro PL-1, modelo A=2B Flexible

Nivel de carga	Estado de Fluencia			Estado Ultimo		
	Momento (ton.m)	Profundidad eje neutro (cm)	Curvatura (1/m*10-3)	Momento (ton.m)	Profundidad eje neutro (cm)	Curvatura (1/m*10-3)
P=50 ton	126.80	45.80	1.91	205.61	25.30	15.81
P=150 ton	179.94	54.80	2.08	235.80	34.30	11.66
P=300 ton	253.08	64.90	2.31	288.32	49.80	8.03
P=450 ton	315.60	73.70	2.55	324.35	66.10	6.05
P=600 ton	357.00	84.20	2.92	338.36	82.90	4.83

Nota: Elaboración propia.

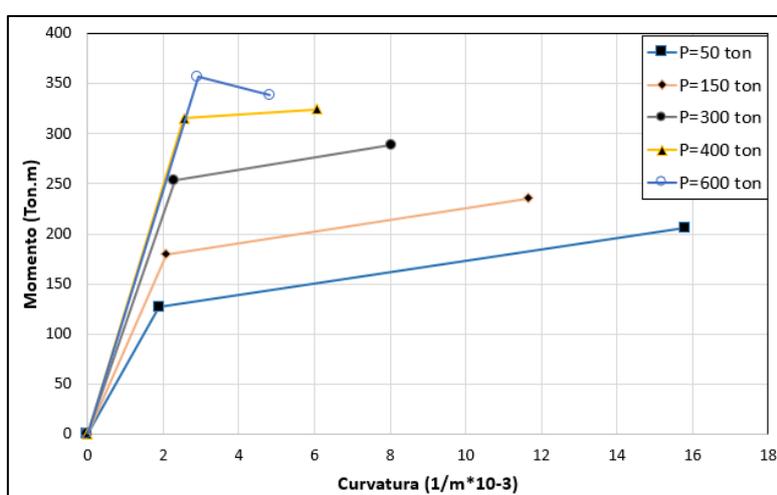


Figura 48. Diagramas momento curvatura para cargas axiales en la sección de PL-1, modelo A=2B flexible.

Fuente: Elaboración propia.

6.2. DETERMINACIÓN DE NIVELES DE DESEMPEÑO EN ESTADO PLÁSTICO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En esta sección, se determinarán los niveles de desempeño de las secciones críticas de los elementos estructurales para que el programa de análisis SAP2000 pueda determinar el desempeño estructural global a medida que se incrementan las deformaciones laterales monotónicas. Para ello, la zona inelástica de los diagramas MC calculados, según sea el caso, será sectorizada, como se muestra en la figura 49, utilizando los criterios del SEAOC y el formato admitido por el software SAP2000.

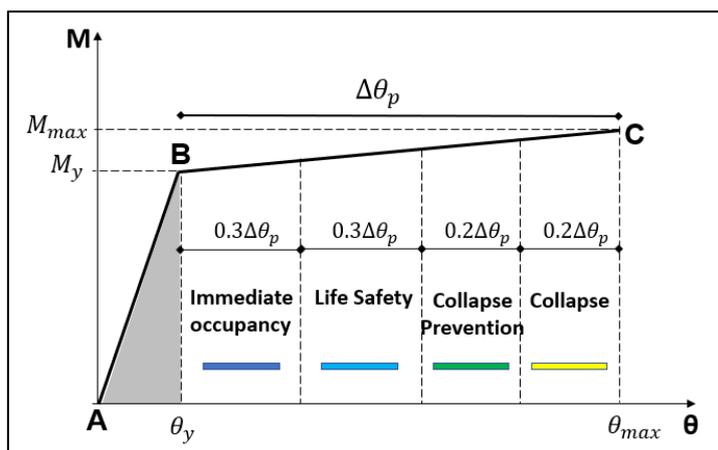


Figura 49. Sectorización del estado inelástico de un diagrama MC, según criterios de desempeño del SEAOC.

Fuente: Elaboración propia.

Computers & Structures (2016) describe pautas para definir e interpretar la etapa inelástica en la interfaz del SAP2000. Para cada diagrama de MC, en elementos estructurales en flexocompresión, se calculará inicialmente " M_{max}/M_y " y " $(\theta_{max} - \theta_y)/SF$ ", los cuales definirán la etapa inelástica solamente que será interpretada por el software de análisis SAP2000 (p.151). "SF" es un factor de escala de curvaturas cualquiera, se recomienda utilizar preferentemente el valor de " 10^{-3} ". Luego de definir la región inelástica, la sectorización se realizará empleando las expresiones de la tabla 19, las cuales fueron definidas sobre la base de criterios de niveles de desempeño del SEAOC.

Tabla 19

Sectorización de los niveles de desempeño en un diagrama MC para elementos a flexocompresión

Estado	Valor máximo
Immediate occupancy	$0.3(\theta_{max} - \theta_y)/SF$
Life safety	$0.6(\theta_{max} - \theta_y)/SF$
Collapse prevention	$0.8(\theta_{max} - \theta_y)/SF$

Nota: Elaboración propia.

Por otro lado, similar al caso anterior, para diagramas de MC en elementos estructurales en flexión, Computers & Structures (2016) describe pautas similares para definir el estado inelástico de una rótula. Se calculará inicialmente " M_{max}/M_y " y " θ_{max}/θ_y ", los cuales definirán la etapa inelástica solamente (p.151). En la tabla 20, se muestran las expresiones para sectorizar el estado inelástico, las cuales también se definieron sobre la base de los criterios de niveles de desempeño del SEAOC. Adicionalmente, en los elementos de flexión, "*Moment SF*" es un factor de escala cualquiera para los momentos, pero se recomienda utilizar el momento de fluencia. Igualmente, "*Curvature SF*" es un factor de escala cualquiera para curvaturas, pero se recomienda utilizar la curvatura de fluencia. Finalmente, en la tabla 21, se ejemplifica la segmentación de la etapa inelástica de la sección crítica del muro de corte PL-1 del modelo A=2B flexible.

Tabla 20

Sectorización de los niveles de desempeño en un diagrama MC para elementos a flexión

Estado	Valor máximo
Immediate occupancy	$0.3 \theta_{max}/CurvatureSF$
Life safety	$0.6 \theta_{max}/CurvatureSF$
Collapse prevention	$0.8 \theta_{max}/CurvatureSF$

Nota: Elaboración propia.

Tabla 21

Segmentación de la etapa inelástica de la sección crítica del muro PL-1, modelo A=2B Flex.

Nivel de carga	Mmax/MY	$(\phi_u - \phi_y)/SF$	Immediate Occupancy	Life Safety	Colapse Prevention
P=50 ton	1.62	13.90	4.17	8.34	11.12
P=150 ton	1.31	9.59	2.88	5.75	7.67
P=300 ton	1.14	5.73	1.72	3.44	4.58
P=450 ton	1.03	3.50	1.05	2.10	2.80
P=600 ton	0.95	1.90	0.57	1.14	1.52

Nota: Elaboración propia.

6.3. DEFINICIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS INELÁSTICAS DE UN MODELO ESTRUCTURAL EN EL SOFTWARE SAP2000

6.3.1. Definición de las características de rótulas.

En el programa SAP2000, la representación sobre el estado inelástico de los elementos estructurales, se realiza mediante las rótulas. En la sección 6.2, se ha definido la sectorización del estado inelástico tanto para elementos sometidos a flexocompresión y flexión, ya que en la interfaz del programa también existen formatos distintos para cada comportamiento asumido. En adelante, se explicarán brevemente el procedimiento para ingresar la información del estado inelástico; no obstante, no se pretende realizar un manual, sino indicar y justificar cada opción asumida. La opción para definir una rótula cualquiera en la interfaz del programa se muestra en la figura 50.

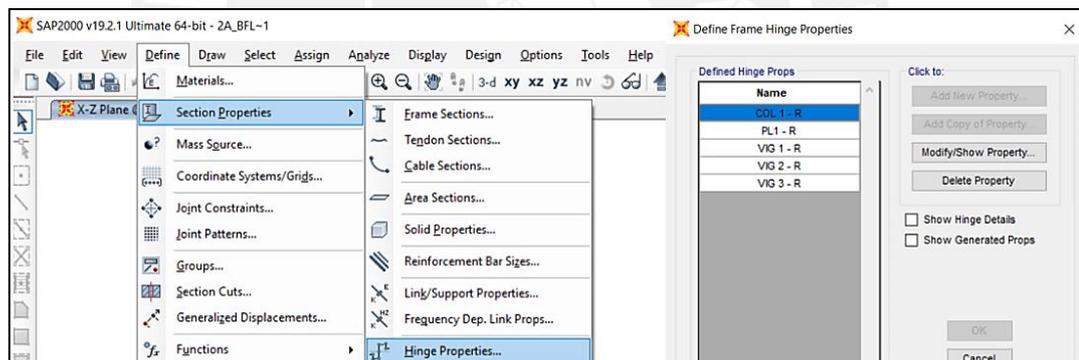


Figura 50. Definición de rótulas en el programa de análisis estructural SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.1.1. definición de rótulas en elementos sometidos a flexocompresión.

En la figura 51, se muestra la opción para agregar una nueva rótula, cuya característica será de deformación controlada. Se selecciona la interacción “P-M3”, debido al comportamiento en flexocompresión en una sola dirección de análisis. Luego de ello, la interfaz se dirigirá a un cuadro de datos sobre las propiedades de la rótula similar a la que se muestra en la figura 52. En dicho cuadro de propiedades, la sección 1 permite definir el tipo de

rotulación, el cual será proveniente de los diagramas MC; asimismo, la longitud efectiva de rotulación, “hinge length”, estará definida por las expresiones ya detalladas en la sección 2.8.7. Por otro lado, la sección 2, se utilizará un valor de escala “SF”, dicho valor recomendado para curvaturas es 10^{-3} . En cuanto a la sección 3, se seleccionará la opción que corresponde dependiendo si existe o no simetría en la sección.

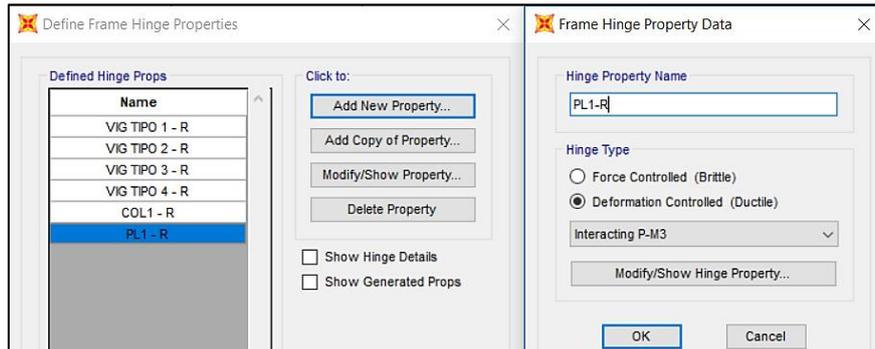


Figura 51. Definición de una rotula nueva para un elemento en flexocompresión en una dirección de análisis.

Fuente: Elaboración propia.

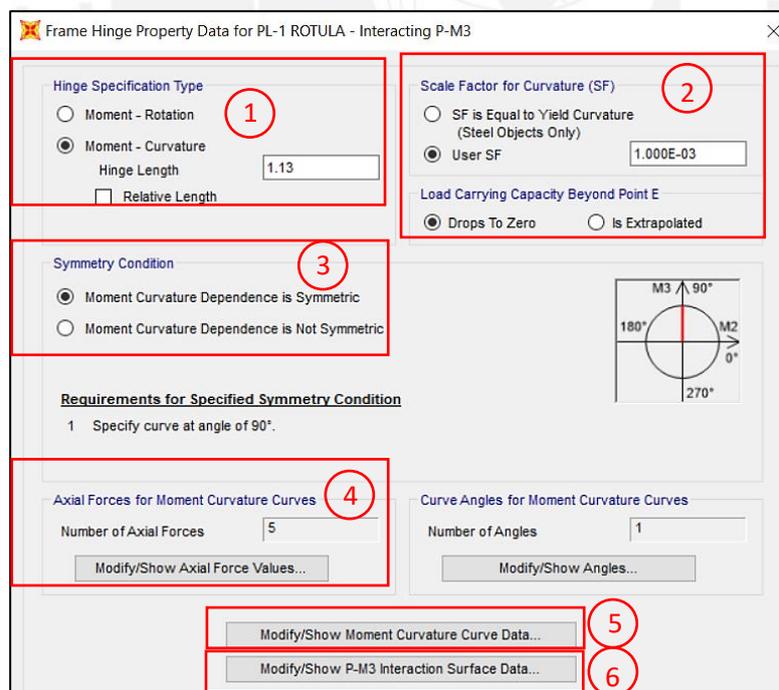


Figura 52. Ventana de propiedades de rotulas en elementos a flexocompresión del software SAP2000.

Fuente: Elaboración propia.

En las secciones siguientes del cuadro de propiedades se ingresará la información propiamente de la región inelástica de los diagramas MC determinadas en el acápite 6.2. Así, en la sección 4, se definirán los niveles de carga para los cuales se han determinado los diagramas MC como se muestra en la figura 53. Por otro lado, en la sección 5, se ingresará la información del diagrama MC, según corresponda a cada nivel de carga, y de acuerdo a las sugerencias descritas en la tabla 19; esta interfaz es posible visualizarla en la figura 54.

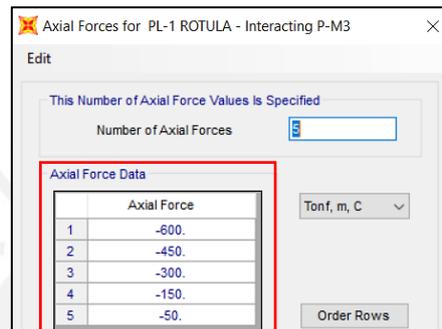


Figura 53. Ventana de definición de niveles de carga empleados en los diagramas MC.

Fuente: Elaboración propia.

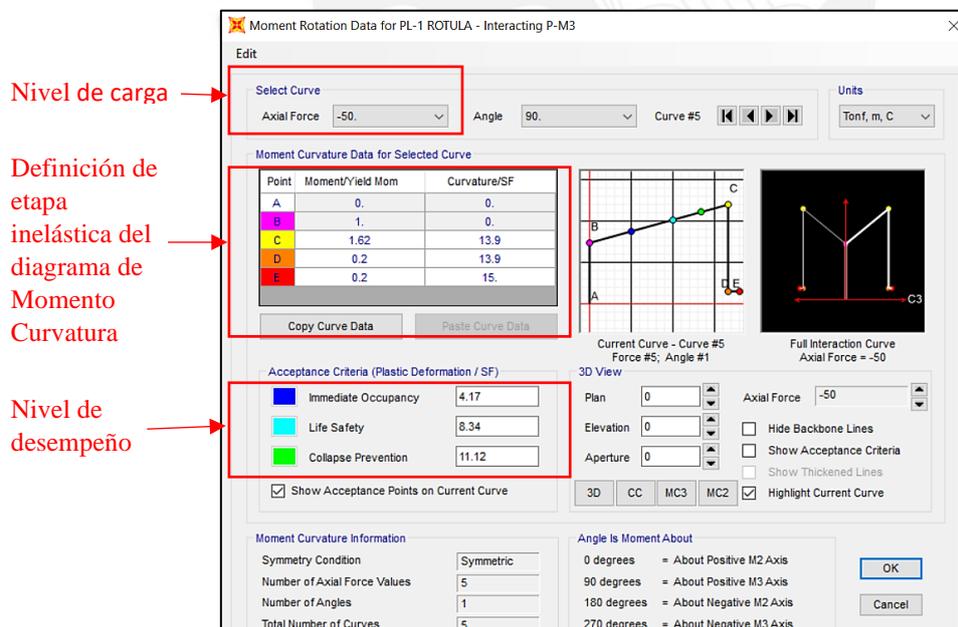


Figura 54. Ventana de definición de diagrama MC según recomendaciones en 6.2, para cada nivel de carga.

Fuente: Elaboración propia.

Una vez que se ha definido los diagramas MC, el programa SAP 2000 necesitará el comportamiento de la sección sometida a cargas axiales y momentos flectores, de tal manera que se pueda realizar una compatibilización entre momentos, cargas axiales y desplazamientos en estados inelásticos. Por ello, en la sección 6 de la figura 52, se insertarán los puntos notables posibles del diagrama de interacción de resistencias nominales de la sección analizada. Inmediatamente, se visualizará una ventana sobre las propiedades que se considerarán sobre el diagrama de interacción, donde se considerará la opción “User definition” y la relación “Elastic-Perfectly plastic”, debido a que la definición la realizará el usuario. Luego, similar a la figura 55, en la interfaz de definición del diagrama de interacción, se recomienda insertar al menos 9 puntos para definir manera precisa cada diagrama. Luego de ingresar la información anterior en todas las secciones, las rotulas producidas por flexocompresión estarán definidas y podrán asignarse en puntos críticos de los elementos estructurales.

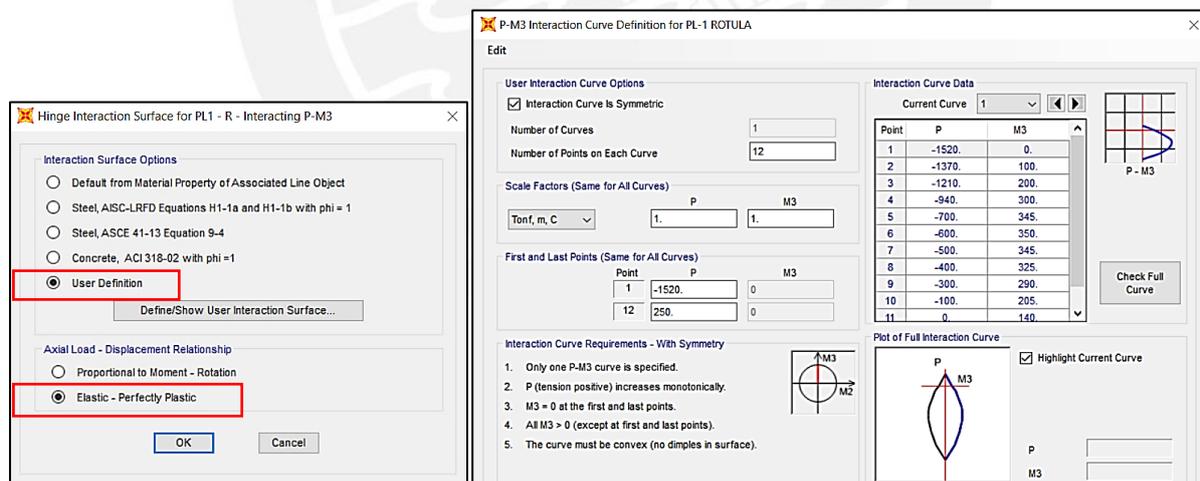


Figura 55. Interfaz de definición de diagrama de interacción para elementos sometidos a flexocompresión.

Fuente: Elaboración propia.

6.3.1.2. definición de rotulas en vigas o elementos sometidos a flexión

Para elementos sometidos a flexión, en la interfaz de definición de nueva rótula de la figura 51, se añadirá una rótula con la característica “Moment M3” que consideran efectos de

momentos flectores en la dirección YY y cargas axiales nulas. La información de la rótula se define en la única ventana que muestra el programa, similar a la figura 55, en las que se especificará la definición del estado inelástico del diagrama MC, los factores de escala, niveles de desempeño y longitud de rotulación según lo explicado en los acápites 2.8.7 y 6.2 de esta investigación. Luego de este proceso, es posible asignar las rotulas a cada elemento a flexión en las zonas críticas. Se elaboró la tabla 22, en la que se muestra la definición de la región inelástica del diagrama MC correspondiente a la viga tipo V1, según los criterios resumidos en la tabla 20.

Tabla 22

Resumen del estado inelástico del diagrama MC de viga tipo V1 del modelo A=2B flexible

Dirección	Momento fluencia My (ton.m)	Curvatura fluencia ϕ_y (1/m*10-3)	Momento máximo Mu (ton.m)	Curvatura máxima ϕ_u (1/m*10-3)	Mu/My	ϕ_u/ϕ_y	Immediate Occupancy	Life Safety	Colapse Prevent
-Y	55.19	4.96	61.22	29.41	1.11	5.92	1.78	3.55	4.74
+Y	13.38	3.93	33.94	58.04	2.54	14.79	4.44	8.87	11.83

Nota: Elaboración propia.

Definición de diagrama Momento Curvatura

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-0.2	-7.
D-	-0.2	-5.92
C-	-1.11	-5.92
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	2.54	14.79
D	0.2	14.79
E	0.2	14.

Longitud efect. Rótula

Type: Moment - Curvature
Hinge Length: 0.39

Factores de escala

	Positive	Negative
Use Yield Moment (Moment SF)	13.38	55.19
Use Yield Curvature (Curvature SF)	3.930E-03	4.960E-03

Niveles de desempeño

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	4.44	-1.78
Life Safety	8.87	-3.55
Collapse Prevention	11.83	-4.74

Figura 56. Interfaz para definir el estado inelástico del diagrama MC de elementos en flexión.

Fuente: Elaboración propia.

6.4. DETERMINACIÓN DE CURVAS DE CAPACIDAD

Luego de definir la información sobre las rotulaciones en el estado inelástico, se asignará cada rótula en las zonas críticas, según las recomendaciones descritas en el acápite 2.8. Luego de asignar la información anterior, se configurará el caso de análisis estático incremental o Pushover en el programa SAP2000, asignará el patrón de cargas laterales, según lo visto en el acápite 4.1.1.2, y definirá inicialmente un desplazamiento controlado sobre un punto de control; preferentemente, este punto será cualquiera que este ubicado en el lugar más alto de la estructura.

Por otro lado, el programa SAP2000 deberá calcular las curvas de capacidad hasta que alguna de las rótulas supere el límite “colapse prevent”, lo cual es lo mismo a iniciar la etapa de colapso en el elemento estructural. Para ello, periódicamente se necesitará ajustar el desplazamiento controlado para el análisis pushover hasta llegar a obtener la condición descrita anteriormente. Esta limitación tiene que ver con la inestabilidad e incertidumbre a nivel global que se presenta cuando un elemento estructural presenta fallas, ya que resulta complicado predecir el comportamiento. Por ejemplo, en la figura 57, se puede ver la secuencia de rotulación del modelo estructural 2A=B flexible, en la que se visualiza que las deformaciones laterales son controladas hasta 18cm en el punto más alto; sin embargo, para las condiciones más últimas posibles, el valor que produce el inicio del estado de colapso en una primera rótula (de color amarillo) es de 33cm.

Las deformaciones anteriores de la estructura se pueden representar mediante una curva que relaciona la fuerza cortante basal y los desplazamientos producidos, o lo que es lo mismo que la curva de capacidad del modelo estructural como se muestra en la figura 58. Es posible que la información sobre dicha curva corresponda aproximadamente al 80% de la curva de capacidad teórica completa, ya que el elemento estructural donde se presenta el

estado de colapso aún tendrá 20% más de deformación, pero dentro del estado de colapso; y se explicó que dicho comportamiento es impredecible a nivel global.

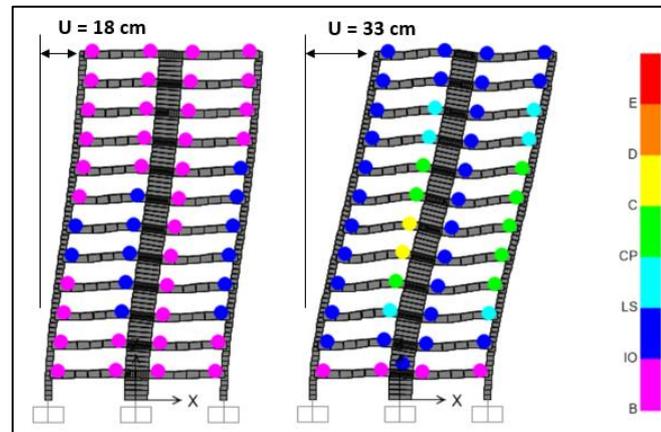


Figura 57. Nivel de desempeño de las rótulas para desplazamientos de 18 y 33cm en el modelo 2A=B flexible.

Fuente: Elaboración propia.

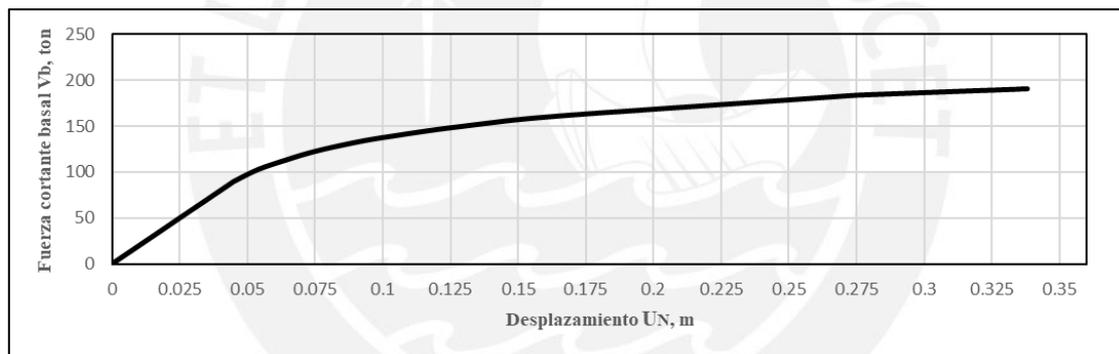


Figura 58. Curva de capacidad para el desplazamiento controlado del modelo estructural 2A=B flexible.

Fuente: Elaboración propia.

6.5. DETERMINACIÓN DE ESPECTROS DE CAPACIDAD

Los resultados de la curva de capacidad anterior se pueden transformar al formato de espectro de capacidad; esto permitirá comparar los comportamientos elásticos e inelásticos para definir los CRFS y, además, verificar los comportamientos como osciladores equivalentes. Por otro lado, la idealización de los sistemas estructurales analizados se puede realizar hacia modelos estructurales discretos de masas concentradas. Así, las masas de cada piso pueden resumirse en un sistema de masas puntuales concentradas. Luego, es posible

obtener las propiedades generalizadas del sistema estructural de acuerdo al procedimiento descrito en el acápite 2.10.2, para transformar la curva de capacidad hacia un espectro de capacidad.

Para convertir la curva de capacidad a un espectro de capacidad, es imprescindible contar con el modo de vibración para el modo fundamental del sistema estructural, ϕ_{j1} , el cual estará normalizado hacia la unidad en el punto más alto (azotea). Esto se puede obtener a partir de los desplazamientos ocurridos para el caso modal y fundamental en el programa SAP2000, y normalizarlo manualmente o emplear el método de Rayleigh. Por ejemplo, en la figura 59, para el modelo 2A=B flexible, se ha obtenido el desplazamiento modal y fundamental, y dividido por el desplazamiento en el punto más alto, de tal manera que el modo de vibración fundamental este normalizado.

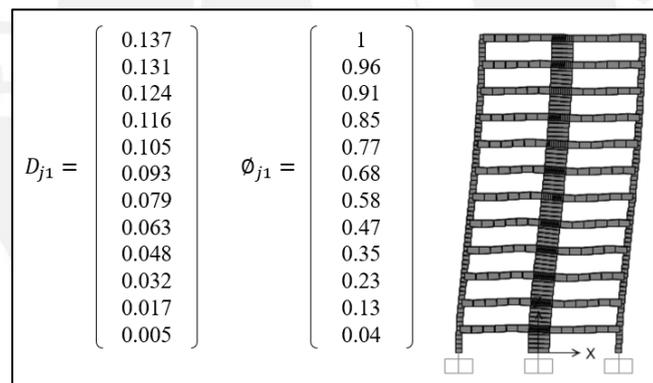


Figura 59, Desplazamiento y modo de vibración fundamental del modelo estructural 2A=B Flexible.

Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a las masas concentradas, estas serán las mismas en todos los pisos, igual a 10.21 ton.s²/m. Luego, es posible determinar las propiedades generalizadas del modelo estructural como el factor de participación utilizando la expresión $L = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1} = 71.39 \text{ ton. s}^2/\text{m}$, la masa efectiva del modo fundamental como $M = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2 =$

54.21 ton. s²/m, el factor de participación modal $PF_1 = \Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2} = 1.32$, y la masa

efectiva del modo fundamental como $M_1^* = \alpha_1 = \frac{(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1})^2}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j1}^2} = 94.0 \text{ ton. s}^2/\text{m}$.

Con las propiedades generalizadas calculadas, se transformará cada registro de fuerza cortante basal “Vb” y desplazamiento “U” de la curva de capacidad para obtener el espectro de capacidad. Para ello, se utilizará la expresión $A = \frac{V_b}{M_1^*}$, para obtener la aceleración espectral; y $D = \frac{U}{PF_1 \phi_{N1}}$, el desplazamiento espectral. Finalmente, con dichos registros de A y D transformados, es posible generar el espectro de capacidad del modelo 2A=B flexible de la figura 60, por ejemplo. Adicionalmente, los espectros de capacidad de todos los modelos analizados, se pueden visualizar en el Anexo A.

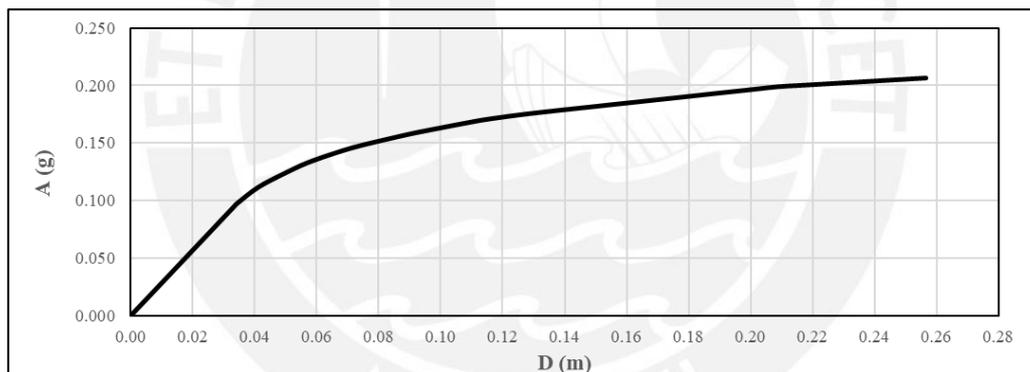


Figura 60. Espectro de capacidad del modelo 2A=B flexible.

Fuente: Elaboración propia.

6.6. ESPECTRO ESTÁNDAR DE RESPUESTA ELÁSTICA EN FORMATO DE ACELERACIONES Y DESPLAZAMIENTOS ESPECTRALES

Un procedimiento similar al anterior se realizará para transformar el espectro de respuesta elástica al formato A-D de aceleraciones y desplazamientos espectrales. Tal como se describe en el acápite 2.10.2, para este caso, solo se necesitará transformar el eje correspondiente a los periodos a uno de desplazamientos espectrales utilizando la expresión

“ $D = \frac{T_n^2}{4\pi^2} A$ ”. Luego, es posible graficar el espectro de respuesta elástica en formato A-D similar al que se muestra en la figura 61. El espectro mostrado será el mismo para todos los modelos estructurales, ya que todos están sometidos a los mismos parámetros de diseño.

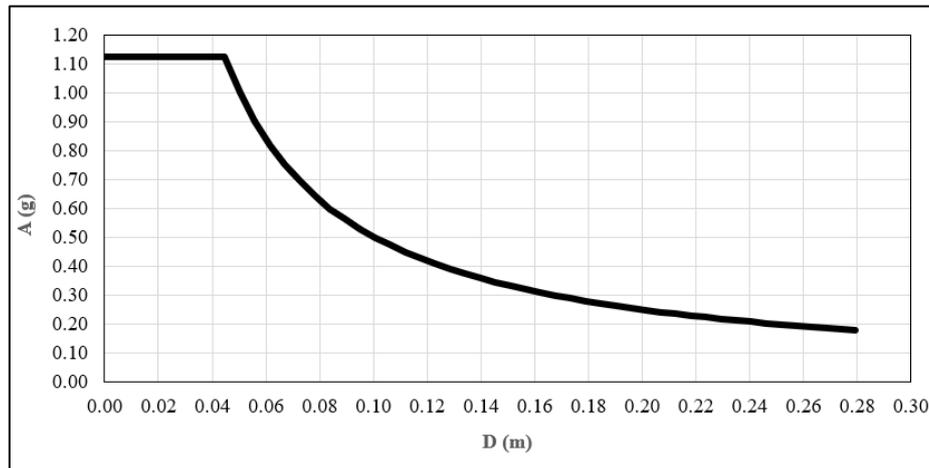


Figura 61. Espectro de respuesta elástica en formato A-D, según las condiciones de diseño en acápite 4.1.2.1.

Fuente: Elaboración propia.

7. TRATAMIENTO DE RESULTADOS

El enfoque principal para elaborar conclusiones relevantes está relacionado con la determinación del coeficiente de reducción de fuerza sísmica “CRFS” de cada modelo estructural estudiado. En el acápite 2.11, se adelantó que un buen comienzo para estudiar cada uno de los resultados de los análisis estáticos no lineales es mediante la comparación entre el espectro de respuesta elástica y el espectro de capacidad de cada modelo estructural, determinando el coeficiente de reducción de fuerza sísmica de análisis “Ranálisis”, de sobrerresistencia “ $R\Omega$ ” y de ductilidad “ $R\mu$ ”. Estas comparaciones se pueden visualizar, por ejemplo, en la figura 62, que corresponden al modelo 2A=B flexible, y para todos los modelos en el Anexo A. Por otro lado, en el acápite 2.11 también se adelantó la posibilidad de encontrar valores de resistencia de diseño y de límite elástico distintos, los cuales se confirman con los resultados obtenidos para todos los modelos estructurales. Por ello, es prudente realizar dos comparaciones: respecto a la aceleración de diseño y respecto al límite elástico encontrado para cada modelo estructural, de tal manera que se contraste ambos parámetros.

valor del CRFS de análisis respecto a la aceleración de diseño será siempre el mismo R . Entonces, utilizar el valor de la aceleración de diseño para los análisis será finalmente un procedimiento corroborativo.

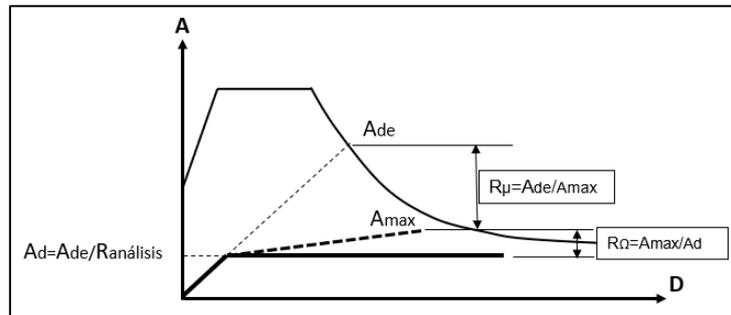


Figura 63. Idealización sobre el límite elástico y aceleración de diseño en un espectro de capacidad.

Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, un análisis más relevante e interesante, de esta sección, es el que corresponde a la aceleración que da inicio al estado inelástico “Ae” y la relación con la aceleración de diseño “Ad”. Dentro de los efectos de sobrerresistencia, el límite elástico ha desarrollado un valor ligeramente mayor a la aceleración considerada para el diseño como el que se ha mostrado en la figura 62, por ejemplo, para el modelo $2A=B$ flexible. Asimismo, un análisis cualitativo de los resultados de los modelos analizados, utilizando criterios estadísticos simples, se muestra en la figura 64. A partir de dicho análisis, es posible establecer que, en promedio, una estructura prolongará el estado elástico hasta una aceleración de respuesta 50% más respecto a la aceleración utilizada en el diseño “Ad”.

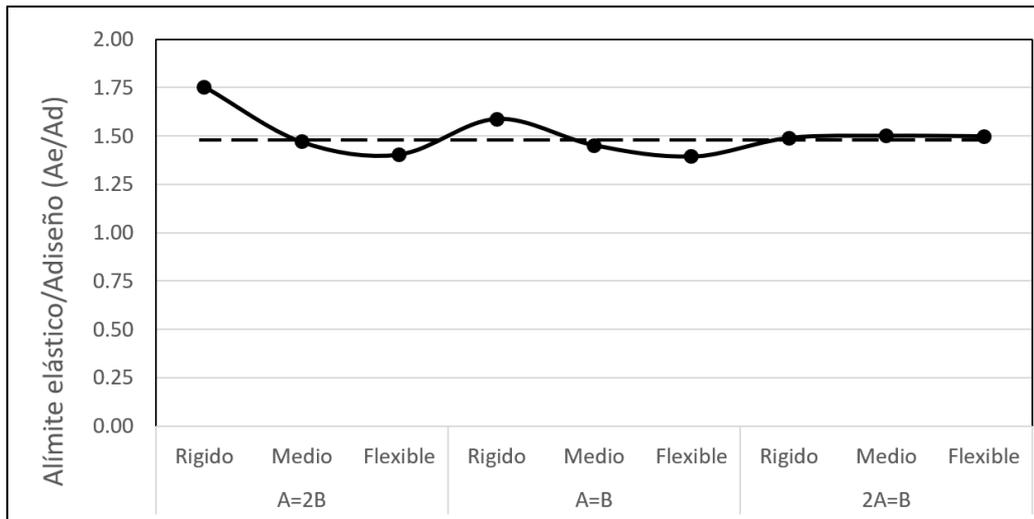


Figura 64. Relación entre la aceleración del límite elástico y de diseño para todos los modelos analizados.

Fuente: Elaboración propia.

Al margen del análisis para osciladores equivalentes, es posible realizar un enfoque sobre la relevancia del Porcentaje de Fuerza Cortante Basal que toman los muros en un sistema estructural “PFCM” y establecer algunos patrones de comportamientos para la relación de “ Ae/Ad ”. Para este análisis, se ha elaborado la figura 65, en la que se ha descrito el “PFCM” para cada modelo estructural correspondiente a los casos $A=2B$, $A=B$ y $2A=B$. Luego, lo que se obtiene son patrones de comportamiento predecibles como los que se muestran en líneas punteadas, los cuales pueden relacionarse por medio de isolíneas de “PFCM” para definir una tendencia. Lo más resaltante corresponde a dispersión considerable, debido al “PFCM”, para establecer una única relación de “ Ae/Ad ” en estructuras más rígidas y de periodos cortos o relativamente cortos. Por ejemplo, para las estructuras cuyos periodos son menores a 1 segundo, las isolíneas permiten predecir que mientras menor es el “PFCM”, la aceleración que inicia el estado inelástico “ Ae ” tiene un incremento bajo respecto de la aceleración de diseño “ Ad ”. Incluso, se puede predecir que, para sistemas estructurales del tipo dual, no habrá una marcada diferencia para el incremento de “ Ae ”. Sin embargo, cuando el PFCM se incrementa, también lo hace el límite elástico, de manera que se comprueba que el incremento de rigidez estructural incrementará la resistencia estructural esto en perjuicio de

la ductilidad como se verá en las siguientes secciones. Por otro lado, los sistemas estructurales más esbeltos y de periodos largos, mayores a 1 segundo, sí muestran una relación de “Ae/Ad” mejor definida, en la que es posible determinar que la aceleración que define el límite elástico “Ae” puede prolongarse hasta 50% más respecto de la aceleración utilizada en el diseño “Ad”. Resulta interesante, además, que el “PFCM” pierde relevancia para modificar la relación “Ae/Ad”; es decir, se incrementa la rigidez estructural utilizando muros de corte más largos, pero la aceleración que define el límite elástico “Ae” tendrá una tendencia marcada de 1.5 veces el valor de la aceleración de diseño “Ad”.

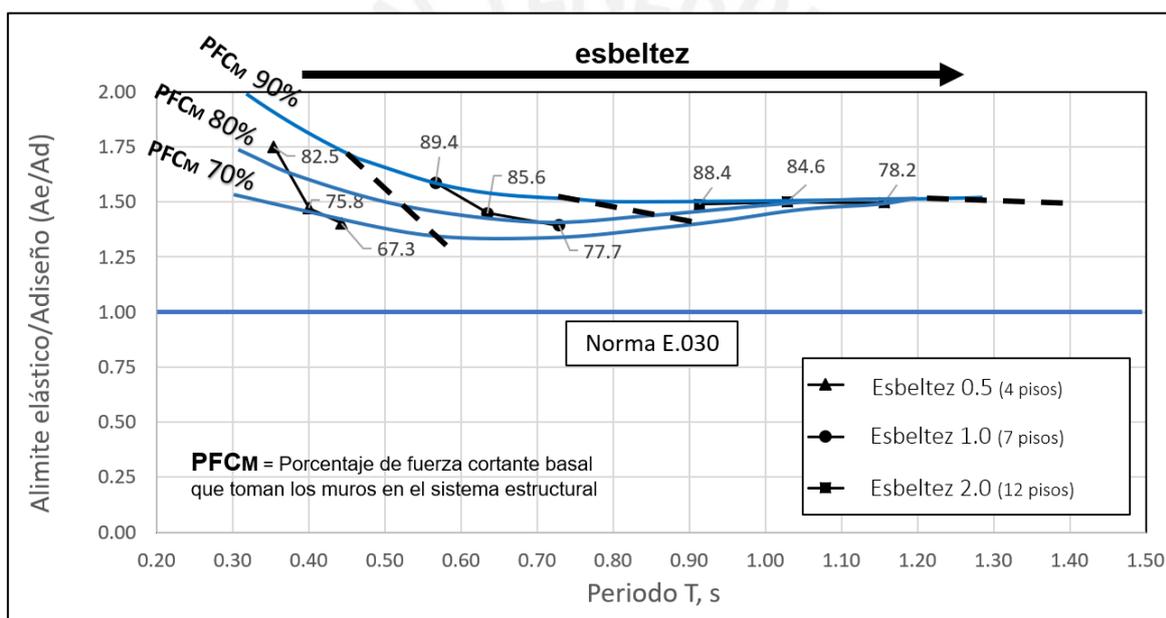


Figura 65. Influencia del PFCM y esbelteces en la relación Ae/Ad.

Fuente: Elaboración propia.

7.2. ANÁLISIS RESPECTO A LA ACELERACIÓN LÍMITE DE ELASTICIDAD, Ae

A partir del límite elástico, en la curva de capacidad, es normal que empiecen a ocurrir los daños estructurales, debido al incremento de deformaciones en los sistemas estructurales, lo cual propicia la formación de las secuencias de rotulaciones plásticas a lo largo de los elementos estructurales. A diferencia de la sección anterior, con la aceleración que limita el estado elástico “Ae” sí es posible estimar los “CRFS” de sobrerresistencia

“ $R\Omega$ ”, ductilidad “ $R\mu$ ” y de análisis “ $R_{análisis}$ ”, según lo descrito en el acápite 2.11, y compararlos con el CRFS empleado en el diseño sismorresistente. El primer análisis sobre los resultados obtenidos se realizará tratándolos cualitativamente y con criterios estadísticos simples; para ello, se ha elaborado la figura 66, que muestra las medias de los CRFS de sobrerresistencia “ $R\Omega$ ”, ductilidad “ $R\mu$ ” y de análisis “ $R_{análisis}$ ” para los nueve modelos estructurales analizados.

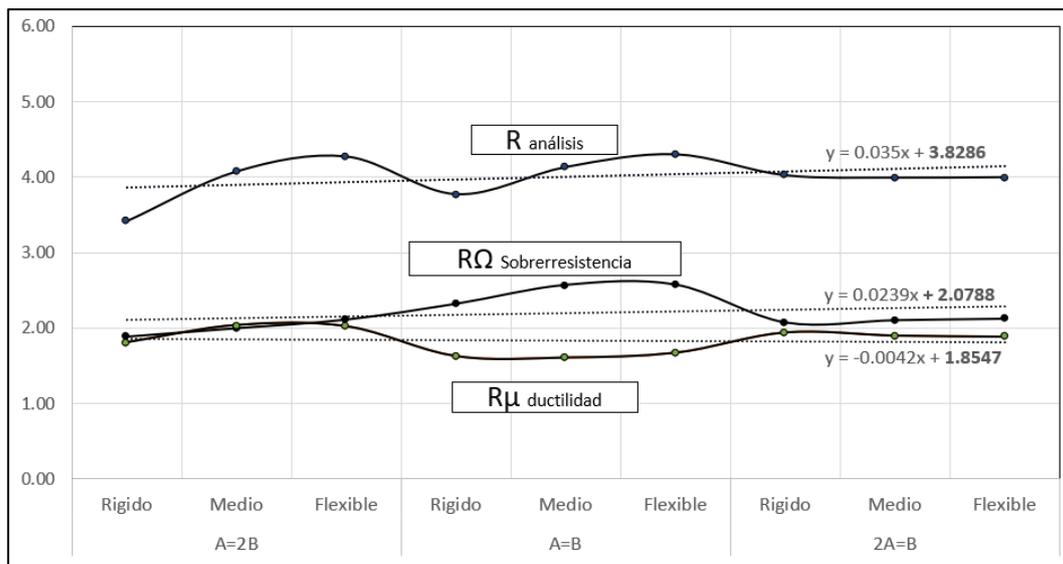


Figura 66. Medias de los CRFS de ductilidad, sobrerresistencia y análisis obtenidos en los modelos.

Fuente: Elaboración propia.

Para el caso del CRFS por ductilidad “ $R\mu$ ”, se tiene una media de 1.83, que, conservadoramente, puede tratarse este valor como 2. En otras palabras, las estructuras analizadas pueden desarrollar como resistencia máxima hasta un valor igual a la mitad de la resistencia elástica establecida en la norma E.030. En cuanto al CRFS por sobrerresistencia “ $R\Omega$ ”, se muestra un valor promedio igual a 2.20, que también puede aproximarse a un valor de 2, e indica que existe una resistencia máxima de dos veces el límite del estado elástico “ A_e ”. Con los dos CRFS anteriores es posible determinar una media del CRFS de análisis “ $R_{análisis}$ ” igual a 4.00; dicho valor significa que la aceleración límite de elasticidad “ A_e ” es la cuarta parte de la aceleración de demanda elástica “ A_{de} ”. Y, en contraste con la

idealización de la norma E.030 respecto de la aceleración límite de elasticidad “ A_e ” y el CRFS para muros estructurales empleado para el diseño ($R=6$), durante un evento sísmico raro no se espera que “ A_e ” sea una reducción de la demanda sísmica hasta la sexta parte, sino más bien hasta la cuarta parte. Finalmente, es importante también describir la relación observada entre los CRFS de ductilidad y sobrerresistencia, especialmente en los casos $A=B$, en la figura 66, ya que no existe una relación proporcional directa sino más bien inversa entre estos CRFS de sobrerresistencia “ R_Ω ” y ductilidad “ R_μ ”. Y es que no es posible desarrollar estructuras con amplio margen de ductilidad si no es disminuyendo la resistencia y viceversa.

Por otro lado, un último tipo de análisis de los resultados, en el que se ha incluido la influencia del porcentaje de fuerza cortante en los muros “PFCM”, esbelteces y periodos, se presenta en la figura 67, donde el “PFCM” crea comportamientos predecibles para modelos estructurales de diferentes esbelteces y periodos, los que están representados en líneas punteadas verdes. A su vez, dichos patrones pueden relacionarse mediante isolíneas de “PFCM” para definir tendencias sobre los resultados. Lo más evidente está relacionado con la convergencia de los valores de CRFS de análisis “ $R_{análisis}$ ”, para estructuras esbeltas y de mayor periodo ($T>1$), que son muy cercanos a 4. Entonces, resulta interesante el hecho de que la longitud de los muros de corte y, por ende, el “PFCM” ya no inciden prácticamente sobre el “ $R_{análisis}$ ”. Sin embargo, lo anterior necesita cierta precisión, ya que, si bien la incidencia de los muros de corte no es relevante, eso no significa que pueda utilizarse sistemas aporricados para economizar la edificación, por ejemplo, donde el “PFCM” es menor a 20%. La limitación se encontrará en el grado de rigidez estructural que permita controlar los excesivos desplazamientos laterales que puede producir la demanda sísmica; para ello, la norma E.030 define este límite mediante las distorsiones máximas en estado inelástico ($\Delta_{max}/h_{ei}=0.007$).

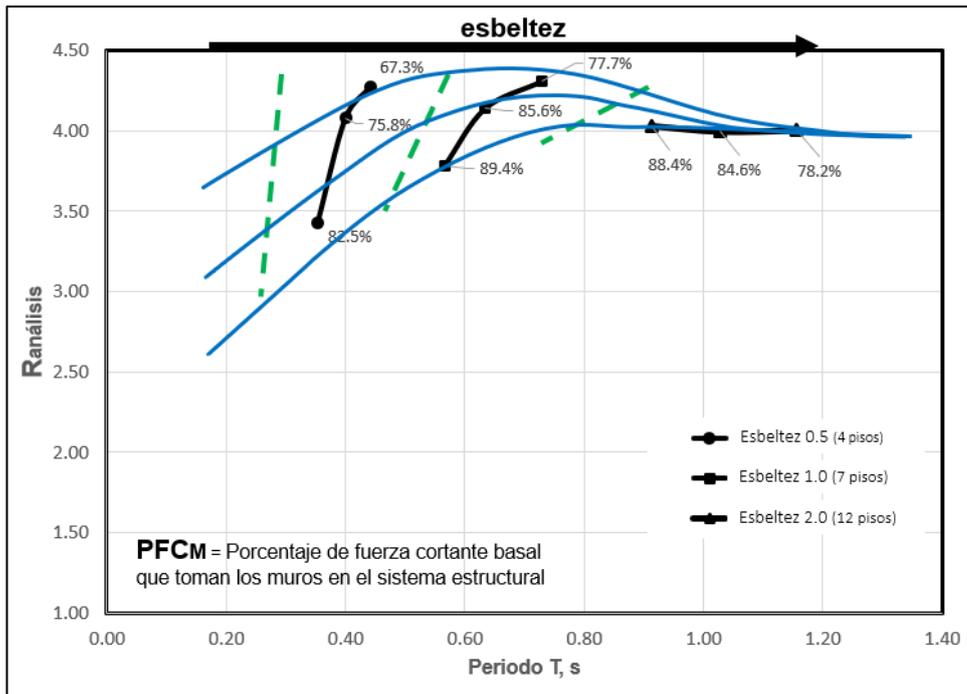


Figura 67. Influencia del PFCM y esbelteces en el CRFS global, “Ranálisis”.

Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, en cuanto al comportamiento de estructuras de periodo corto ($T < 1$), graficadas en la figura 67, es evidente que existe variabilidad en las respuestas del “Ranálisis”, que están condicionadas principalmente por la longitud de muros de corte y el “PFCM”. Cuando el “PFCM” disminuye a valores menores al 70%, los modelos estructurales son caracterizados por un sistema estructural que ya corresponde al tipo dual. Un rango de CRFS de análisis que puede sugerirse y que se ajusta a las tendencias de las isolíneas es de [4.2 – 5]. Esto por supuesto, requerirá de un estudio adicional de modelos estructurales con características duales para establecer con mayor confianza el rango de valores anterior.

7.3. COMPARACIONES DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA “CRFS” CON INVESTIGACIONES QUE EMPLEARON EL ASCE7

Anteriormente, se comentó que algunos códigos de diseño sismorresistente en el mundo emplean coeficientes de reducción de fuerza sísmica “CRFS” de sobrerresistencia “ R_Q ” o ductilidad “ R_μ ”, por ejemplo, para mejorar las condiciones de diseño. A diferencia

de la norma peruana E.030 (2018), el ASCE 7-16 (2017) propone emplear el factor de sobrerresistencia “ Ω_o ” para estimar las respuestas estructurales, respecto de la aceleración de diseño “Ad”, cuyo valor correspondiente para el sistema de muros estructurales es $\Omega_o=2.5$ (p. 92). Este factor “ Ω_o ” es similar al “CRFS” de sobrerresistencia “ $R\Omega$ ”, que ha sido estudiado en el acápite 7.1. Se ha elaborado la figura 68, donde se muestra el rango de valores obtenido para $R\Omega$, que se encuentra entre [2.95-3.7], y “ $\Omega_o=2.5$ ”. De acuerdo a los resultados mostrados, el ASCE 7-16 (2017) sugiere que un sistema de muros estructurales puede desarrollar hasta 2.5 veces la resistencia de diseño, mientras que los resultados obtenidos en los modelos estructurales analizados sugieren resistencias máximas de 2.95 hasta 3.7 veces la resistencia de diseño.

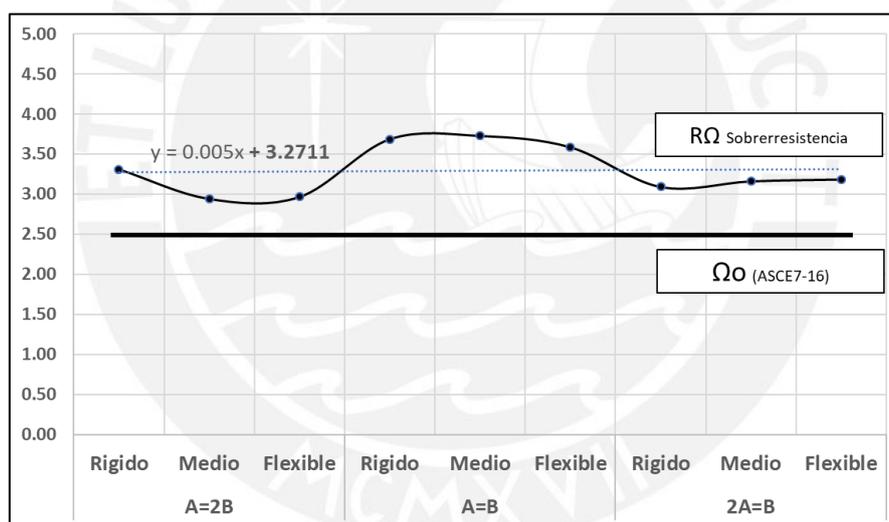


Figura 68: Coeficientes $R\Omega$ y $R\mu$ determinados a partir de la aceleración de diseño “Ad” utilizada en los modelos estructurales.

Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, el ASCE 7 (2010) no propone valores explícitos para el “CRFS” de ductilidad “ $R\mu$ ”. Sin embargo, de acuerdo a la expresión $R = R\Omega * R\mu$, descrita en el acápite 2.11, “ $R\mu$ ” tendría un valor de 2, el cual se encuentra dentro del rango de valores de “ $R\mu$ ” obtenidos para los modelos estructurales estudiados: [1.61-2.04]. Los resultados anteriores se pueden visualizar en la figura 69.

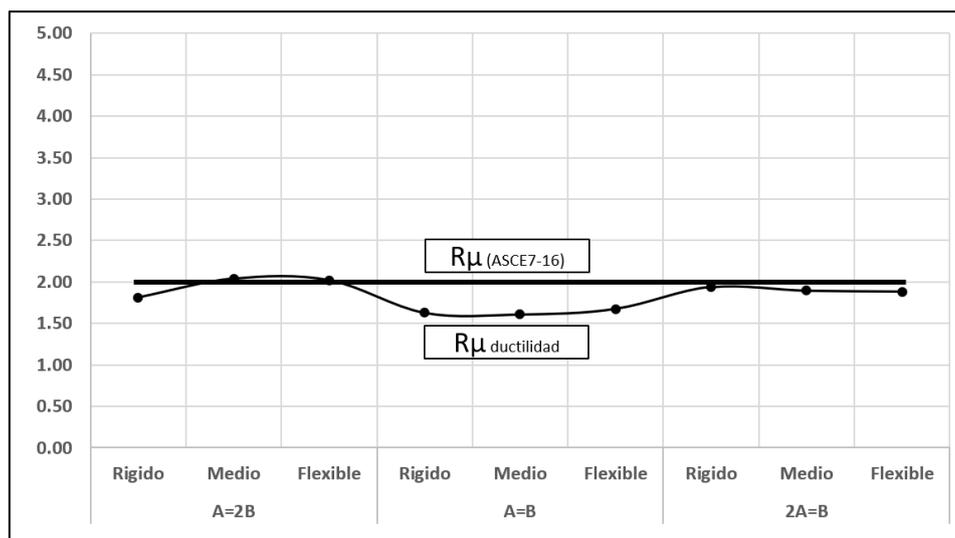


Figura 69: Coeficientes R_{μ} determinados a partir de la aceleración de diseño “Ad” utilizada en los modelos estructurales.

Fuente: Elaboración propia.

Una investigación similar fue desarrollada por el autor Moehle J. (2015), quien buscó determinar el “CRFS” de ductilidad “ R_{μ} ” para diversos modelos estructurales, empleando el ASCE 7 (2010) y análisis no lineales. El rango de valores de “ R_{μ} ” obtenido es entre [1.7-3.2], donde el valor más bajo corresponde a modelos en los que se empleó un CRFS “R” de 5, mientras que los valores altos a 8 (p. 433). Así mismo, para esta investigación es posible estimar el CRFS de sobrerresistencia “ Ω_o ”, para sistemas de muros estructurales con $R=5$, utilizando la expresión $R = R_{\Omega} * R_{\mu}$, donde su valor medio aproximado sería 2.95. En contraste con los resultados de los “CRFS” presentados en las figuras 68 y 69 ($R_{\Omega}=3.27$ y $R_{\mu}=1.85$), se presentan variaciones que pueden atribuirse a los parámetros iniciales de diseño sísmorresistente y estructural de las normas peruanas considerados para los modelos estructurales estudiados.

7.4. COMPARACIONES DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE FUERZA SISMICA “CRFS” EN UNA IDEALIZACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Los espectros de capacidad, correspondientes a las estructuras estudiadas, también pueden ser representados mediante modelos bilineales, los cuales pueden ser definidos mediante los procedimientos de la sección 8 del ATC-40 (1996). De la misma manera, esta aproximación bilineal permite estudiar los coeficientes de reducción de fuerza sísmica “CRFS” con los criterios que propone el ATC-19 (1995), y que es ampliamente aceptado, debido a que permite estimar los “CRFS” de sobrerresistencia “ $R\Omega$ ” o ductilidad “ $R\mu$ ” a partir de la idealización sencilla de la aceleración de fluencia efectiva de la estructura. Esto se puede visualizar en la figura 70.

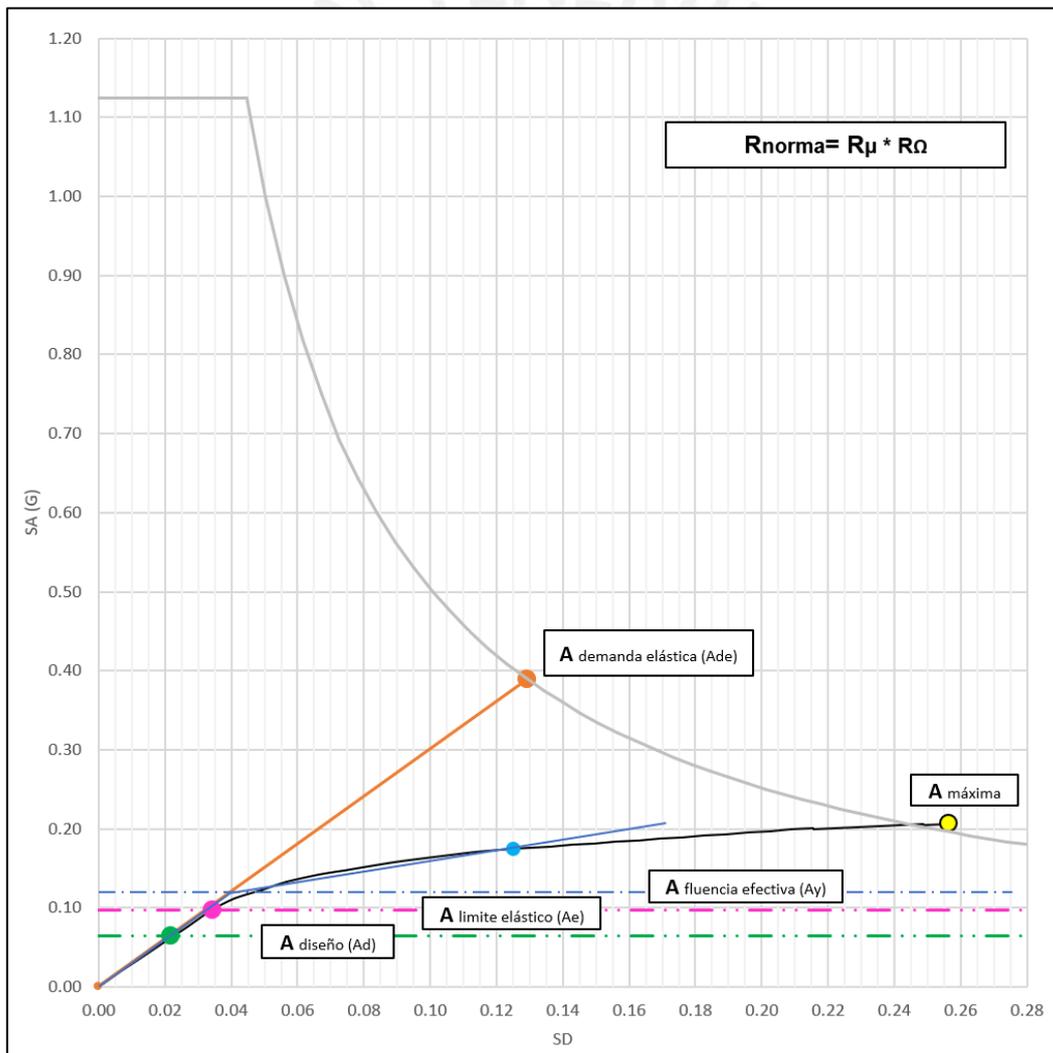


Figura 70: Representación del espectro de capacidad en un modelo bilineal para determinar los “CRFS” de “ $R\Omega$ ” y “ $R\mu$ ”.

Fuente: Elaboración propia

Según el ATC-19 (1995), los “CRFS” de sobrerresistencia “ $R\Omega$ ” y ductilidad “ $R\mu$ ” se pueden determinar utilizando las relaciones “ $R\Omega=Ay/Ad$ ” y “ $R\mu=Ade/Ay$ ” respectivamente (p. 21). Para todos los modelos analizados, se ha representado el espectro de capacidad en formato bilineal; de esta manera, con las relaciones antes descritas, se obtuvieron los “CRFS” de sobrerresistencia “ $R\Omega$ ” y ductilidad “ $R\mu$ ” los cuales se encuentran en la figura 71.

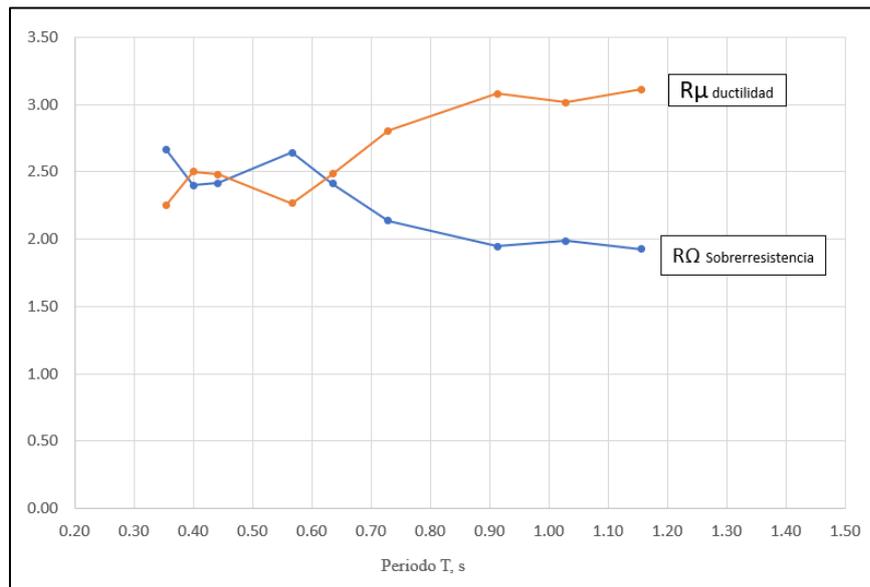


Figura 71: Variación de los “CRFS” de sobrerresistencia “ $R\Omega$ ” y ductilidad “ $R\mu$ ” según el periodo fundamental para espectros de capacidad bilineales.

Fuente: Elaboración propia.

En los modelos estructurales estudiados, los valores del “CRFS” de sobrerresistencia “ $R\Omega$ ” muestran un patrón de comportamiento definido para las estructuras menores y mayores a 0.65s. Para las estructuras de periodos menores a 0.65s ($T < 0.65s$), se ha visto que existe una sobrerresistencia promedio, respecto de la aceleración de diseño (A_d), de 2.5 veces, lo que sugiere que la fluencia efectiva (A_y) o el inicio del estado inelástico se produce luego de dicha sobrerresistencia. En cuanto a las estructuras, cuyos periodos son mayores a 0.65s ($T > 0.65s$), la sobrerresistencia promedio es solamente de 2 veces respecto de la aceleración empleada en el diseño (A_d).

Una tendencia similar se visualiza con los resultados obtenidos para los “CRFS” de ductilidad “ R_{μ} ”. Las estructuras cuyos periodos son menores a 0.65s ($T < 0.65s$) inician la fluencia efectiva (A_y), en promedio, cuando alcanzan una fracción de la aceleración de demanda elástica igual a “ $A_{de}/2.5$ ”. Sin embargo, existe una tendencia más estable para las estructuras cuyos periodos son mayores a 0.65s ($T > 0.65s$), ya que la fluencia efectiva (A_y), en promedio, inicia cuando se alcanza una aceleración de respuesta equivalente a la tercera parte de la aceleración de demanda elástica (A_{de}).



8. CONCLUSIONES

Se ha determinado que los sistemas estructurales analizados desarrollan la formación de la primera rótula cuando se alcanza, en promedio, 50% más con respecto a la aceleración de diseño “Ad” inicialmente asumida. Precisamente, para las estructuras de periodos cortos y medios ($0 < T < 1$), se muestran incrementos que varían desde 35 a 75% en la medida en que el periodo natural decrece o el porcentaje de fuerza cortante basal que toman los muros “PFCM” se incrementa. Sin embargo, para las estructuras de periodos largos ($1 < T$), se muestran incrementos marcados de 50% aproximadamente sin importar el periodo natural y el “PFCM”.

Respecto de la aceleración que produce la primera rótula “Ae” de los sistemas estructurales analizados, se han determinado los coeficientes de reducción de fuerza sísmica “CRFS” de sobrerresistencia “ $R\Omega$ ”, ductilidad “ $R\mu$ ” y de análisis “Ranálisis”, cuyos valores en promedios son aproximadamente 2.20, 1.83 y 4.00 respectivamente.

Con mayor detalle, el CRFS de análisis “Ranálisis” para los modelos estructurales de periodo corto y medio ($0 < T < 1$) resulta en un rango de valores de 3.42 a 4.31 en la medida en que el periodo natural se incrementa o el “PFCM” disminuye en un sistema estructural. Por otro lado, para los modelos estructurales de periodos largos ($T > 1$), se muestra un valor marcado de 4 prácticamente, donde el periodo fundamental y el “PFCM” no muestran influencia alguna sobre los “Ranálisis” determinados.

Los modelos estructurales han sido diseñados con el CRFS correspondiente al sistema de muros estructurales “ $R=6$ ” de la Norma E.030 (2018), donde la aceleración del sismo de diseño “Ad” es la sexta parte de la demanda elástica “Ade”. Asimismo, los análisis estáticos no lineales muestran un comportamiento para el límite elástico “Ae”, el cual se produce, en promedio, en un 50% más respecto de la aceleración de diseño “Ad”. A partir de “Ae” igual a

“1.5Ad”, se produce una sobrerresistencia promedio, en el estado inelástico, de 2.20 veces “Ae”. Por lo tanto, la aceleración que produce la primera rótula “Ae” es, en promedio, la cuarta parte de la demanda elástica “Ade”.

En las representaciones bilineales de los espectros de capacidad de las estructuras estudiadas, se obtuvo un “CRFS” de sobrerresistencia “ $R\Omega$ ” que muestran valores distintos para periodos cortos, medios y largos. Para los modelos estructurales cuyo periodo fundamental es corto ($T < 0.6s$), “ $R\Omega$ ” tiene un valor promedio de 2.5. Por otro lado, para las estructuras de periodos medios y largos ($T > 0.6s$), “ $R\Omega$ ” tiene un valor más definido igual a 3.

Adicionalmente, para los espectros de capacidad bilineales, se ha obtenido el “CRFS” de ductilidad “ $R\mu$ ” que depende de los periodos fundamentales. Las estructuras de periodos cortos ($T < 0.6s$) desarrollan la fluencia efectiva “Ay” cuando se alcanza, en promedio, una fracción de la aceleración de demanda elástica “Ade” igual a “Ade/2.5”. Por otro lado, las estructuras cuyos periodos fundamentales son medios y cortos ($T > 0.6s$) tienen un valor definido de “ $R\mu = Ade/Ay$ ” igual a 3.

Finalmente, esta investigación no pretende crear controversias con lo establecido en la norma E.030; por el contrario, busca colaborar con la ingeniería sismorresistente peruana, de tal manera que se pueda entender y aproximar al comportamiento sismorresistente de estructuras con características similares a los modelos estudiados.

9. REFERENCIAS

- American Society of Civil Engineers 7 (2010) Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. *ASCE Standard*. Virginia, United States of America.
- American Society of Civil Engineers 41 (2014) Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. *ASCE Standard. ASCE 41-13*. Virginia, United States of America.
- Applied Technology Council (1996) *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Report SSC 96-01. California, United States of America.
- Asmat, C. (2016) *Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado (Tesis de maestría)*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Blanco, A. (s. f.) *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Princeliness E.I.R.L. Lima, Perú
- Borzi, B., Pinho, R., Crowley, H. (2007) Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings. *Engineering Structures (Volume 30)*. pp 804-820. doi: 10.1016/j.engstruct.2007.05.021
- Chopra, A. (1995) *Dynamics of Structures: theory and applications to earthquake engineering*. Prentice-Hall, Inc. United States of America.
- Chopra, A., Goel, R. (1999) Capacity-Demand-Diagram Methods based on inelastic design spectrum. *Earthquake Spectra (Volume 15)*. pp 637-656. doi:10.1193/1.1586065
- Chopra, A. (2007) *Dynamics of Structures: theory and applications to earthquake engineering. Third edition*. Pearson Education, Inc. United States of America.

- Computers & Structures, INC. (2016) *CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE, and CSiBridge*. Computers and Structures, INC. California, United States of America.
- Estrada, G. (1975) *Estructuras antisísmicas (Segunda edición)*. Compañía Editorial Continental. México.
- García, L. (1998) *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Universidad de Los Andes. Bogotá, Colombia.
- Kamath, K., Hirannaiah, S., Barbosa Noronha, J. C. (2016) An analytical study on performance of a diagrid structure using nonlinear static pushover analysis. *Perspectives in Science (Volume 8)*. pp 90-92. doi: 10.1016/j.pisc.2016.04.004
- López, O., Del Re Ruíz, G. (2006). *Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar el desempeño sísmico de estructuras aporticadas de concreto armado. (Tesis de maestría)*. Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.
- Mander, J., Priestley, M., Park, R. (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering (Volume 114)*. Issue 8. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804)
- Moehle, J (2015) *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education, United States of América.
- Morales, N., Zavala, C. (2008) Terremotos en el litoral central del Perú: ¿podría ser lima el escenario de un futuro desastre? *Revista Peruana de Medicina Experimental y Salud Publica*, 25(2), 217-224.
- Muñoz, A. (2011) *Material de enseñanza del curso de Ingeniería Antisísmica*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

- Navarro, C., Fernández, J. (2006) *Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar el desempeño sísmico de estructuras aporticadas de concreto armado (Tesis de pregrado)*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Oshiro Higa, F. (s. f.) *Edificios de Concreto Armado: Calculo Estructural Antisísmico Tomo I*. Gráfica Horizonte. Lima, Perú.
- Ottazzi, G. (2014) *Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú
- Park, R., Paulay, T. (1988) *Estructuras de concreto reforzado*. Editorial Limusa, S. A. México D. F., México.
- Paulay, T., Priestley, M. (1992) *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, Inc. United States of America.
- Priestley, M., Park, R. (1987) Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading. *ACI Structural Journal (Volume 84)*. No. 1. pp. 61-76.
- Priestley, M., Calvi, G., Kowalsky, M. (2007) *Displacement-Based Seismic Designo of Structures*. IUSS Press. Pavia, Italy.
- Sasuke Otani (2004) Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings. *Journal of Advance Concrete Technology (Volume 2)*. Pp 3-24. doi: 10.3151/jact.2.3
- SENCICO (2018) *NTE. E 0.30. Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú.
- SENCICO (2009) *NTE. E 0.60. Concreto Armado*. Lima, Perú.
- Tedesco, J., McDougal, W., Allen, C. (1999) *Structural dynamics: theory and applications*. Addison Wesley Longman, Inc. California, United States of América.

10. ANEXOS

Anexo A: Espectro de capacidad de los modelos estructurales.

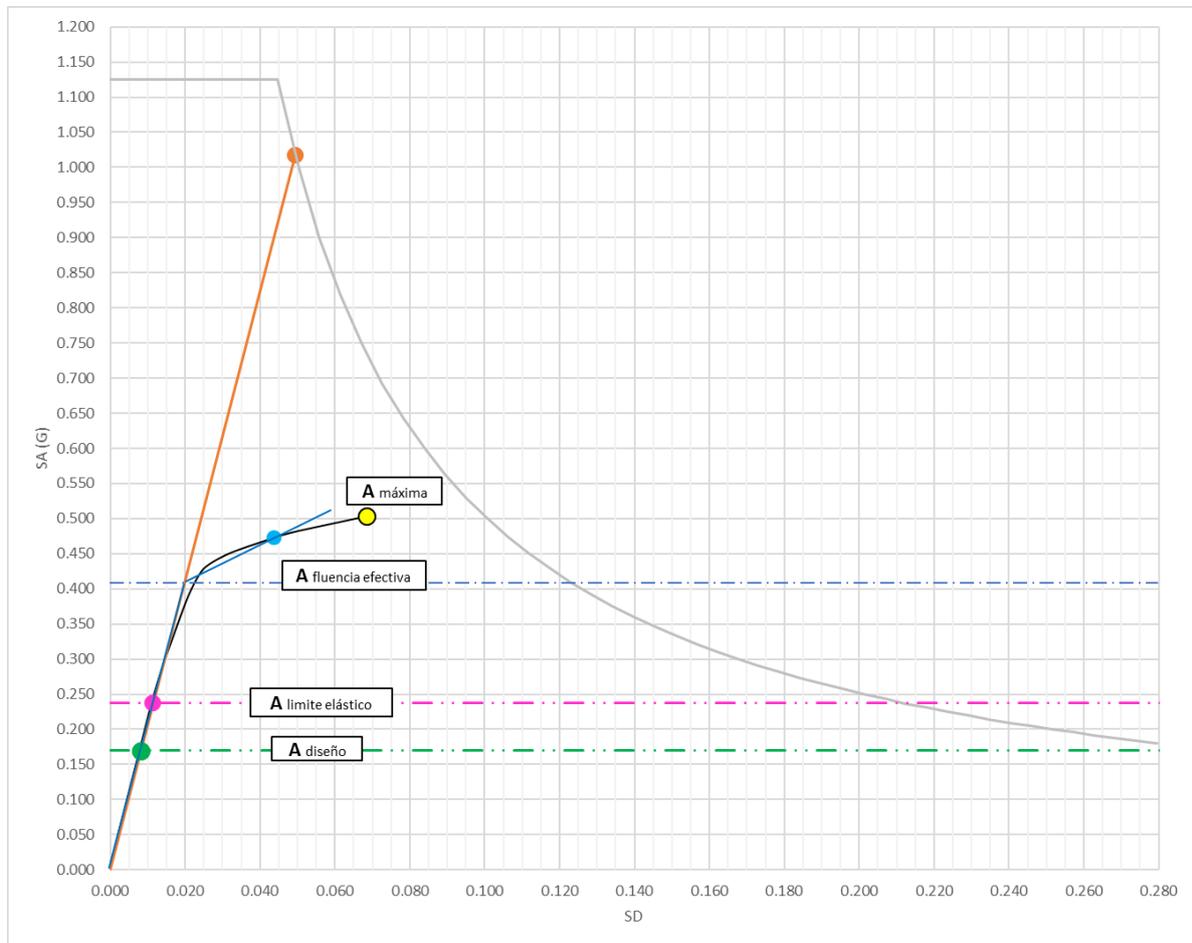


Figura A 1: Espectro de capacidad del modelo A=2B Flexible (negro) y el espectro de demanda elástica (gris). La aceleración utilizada en el diseño de la estructura se muestra en verde, mientras que la aceleración que produce la primera rótula se muestra en rosa.

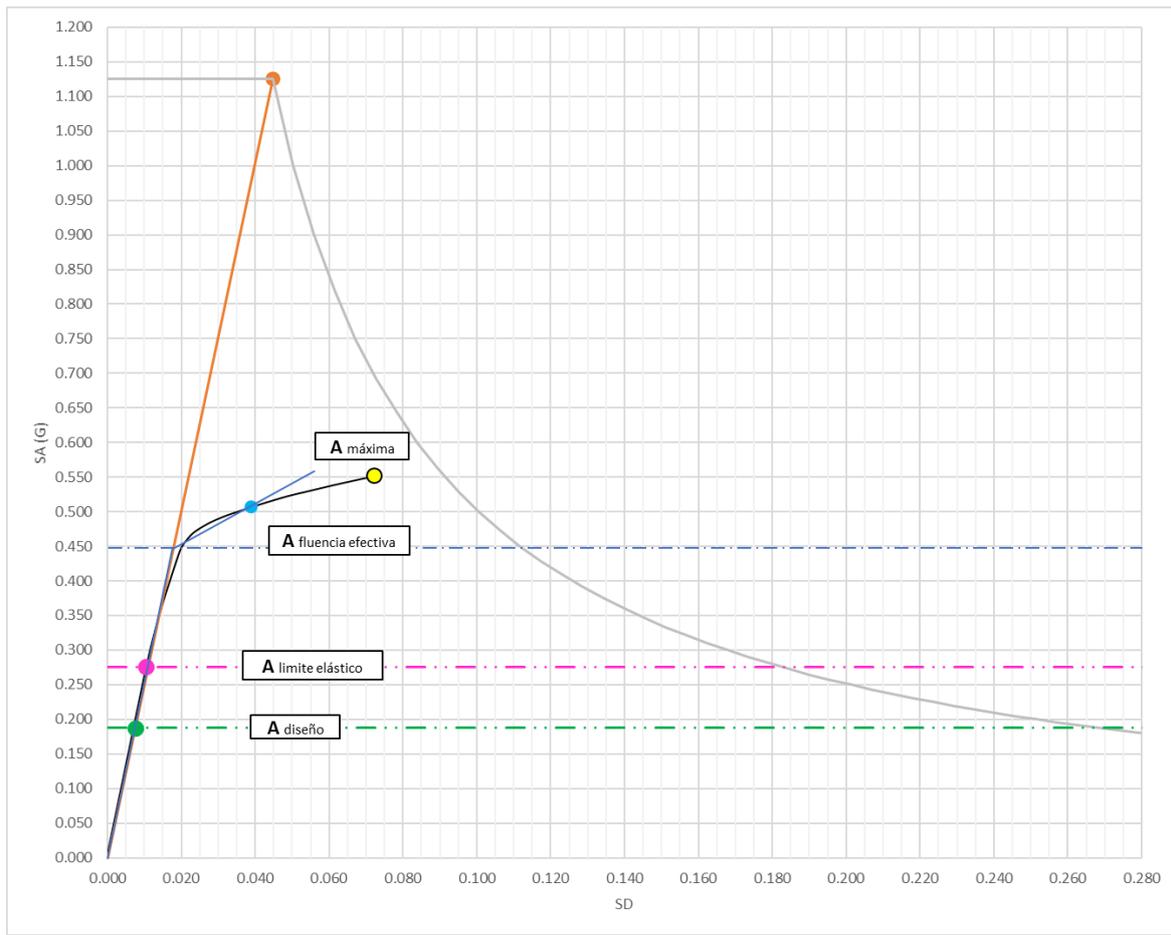


Figura A 2: Espectro de capacidad del modelo A=2B Medio (negro) y el espectro de demanda elástica (gris). La aceleración utilizada en el diseño de la estructura se muestra en verde, mientras que la aceleración que produce la primera rótula se muestra en rosa.

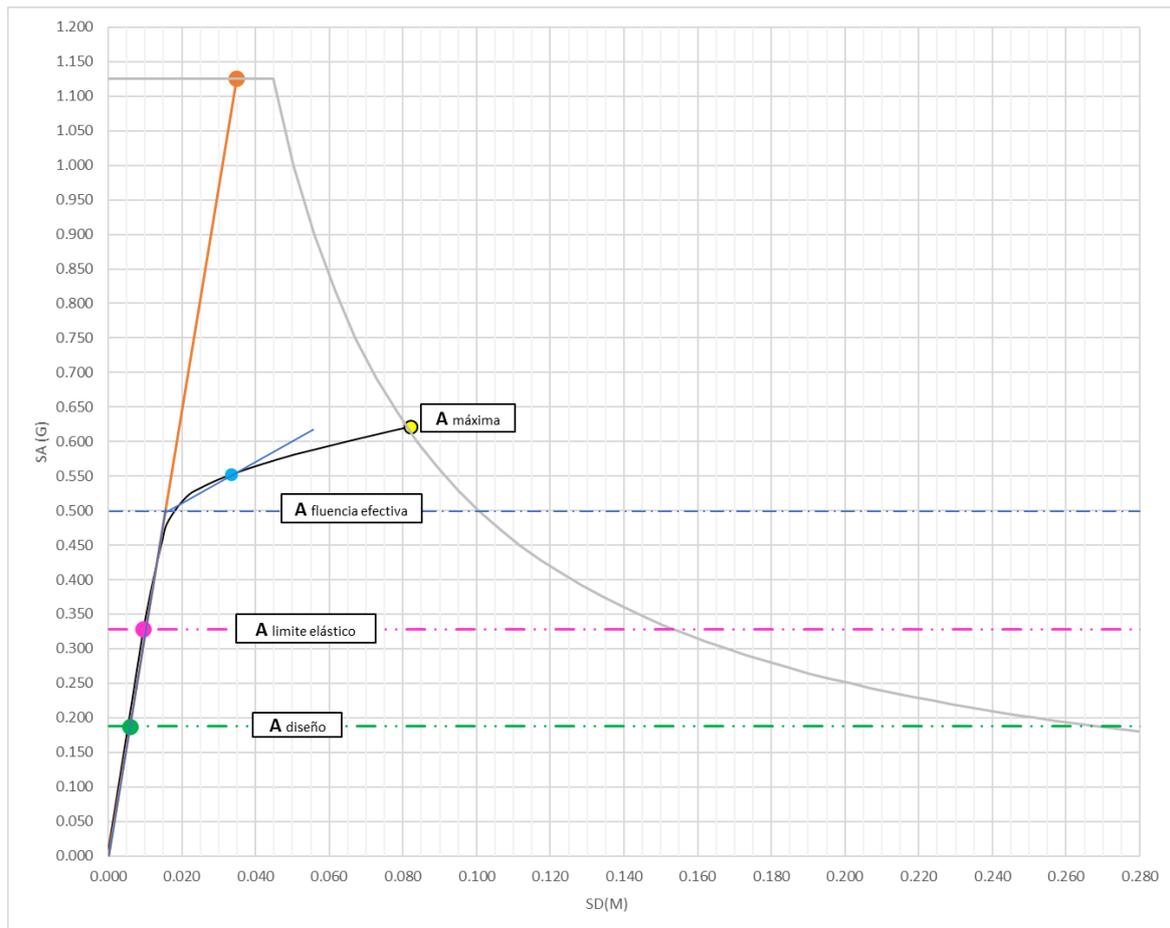


Figura A 3: Espectro de capacidad del modelo A=2B Rígido (negro) y el espectro de demanda elástica (gris). La aceleración utilizada en el diseño de la estructura se muestra en verde, mientras que la aceleración que produce la primera rótula se muestra en rosa.

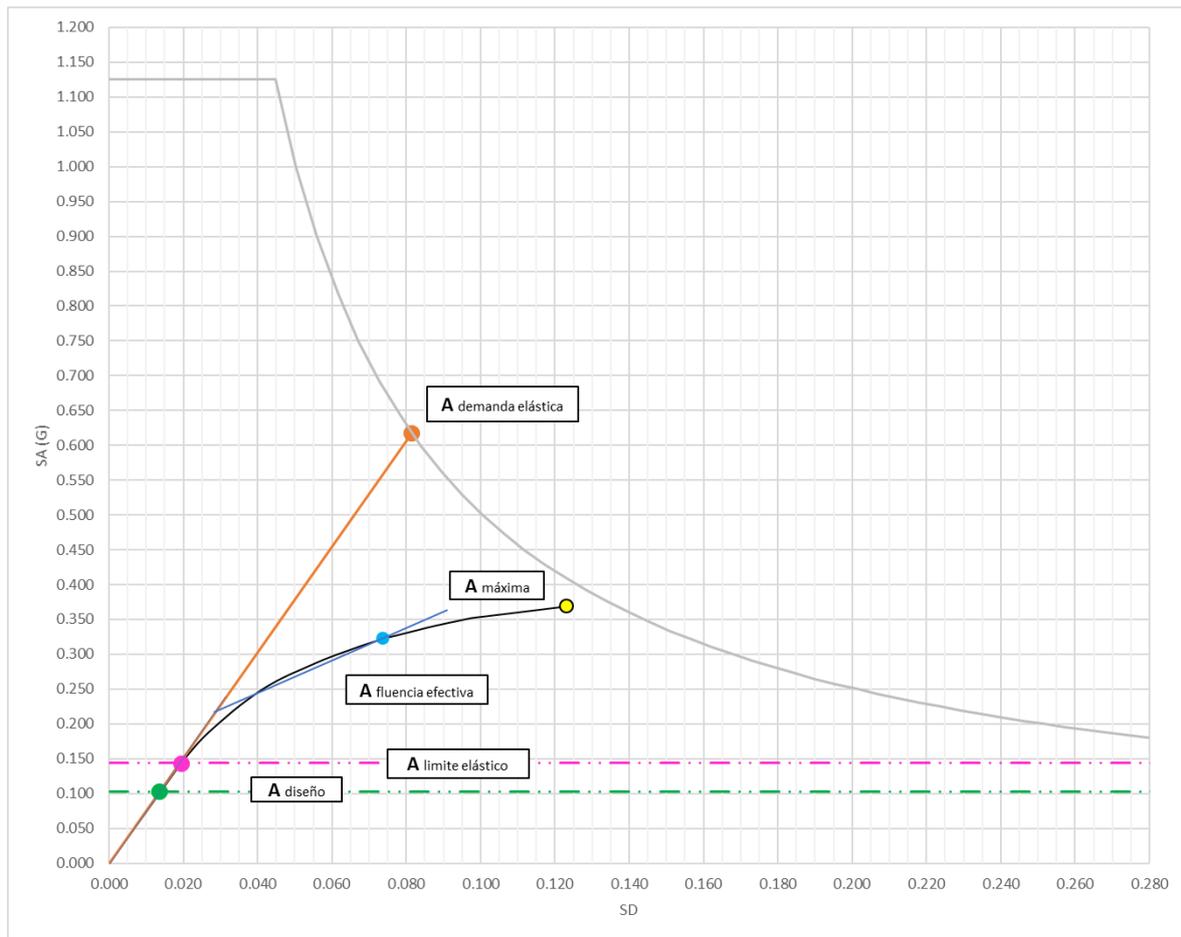


Figura A 4: Espectro de capacidad del modelo A=B Flexible (negro) y el espectro de demanda elástica (gris). La aceleración utilizada en el diseño de la estructura se muestra en verde, mientras que la aceleración que produce la primera rótula se muestra en rosa.

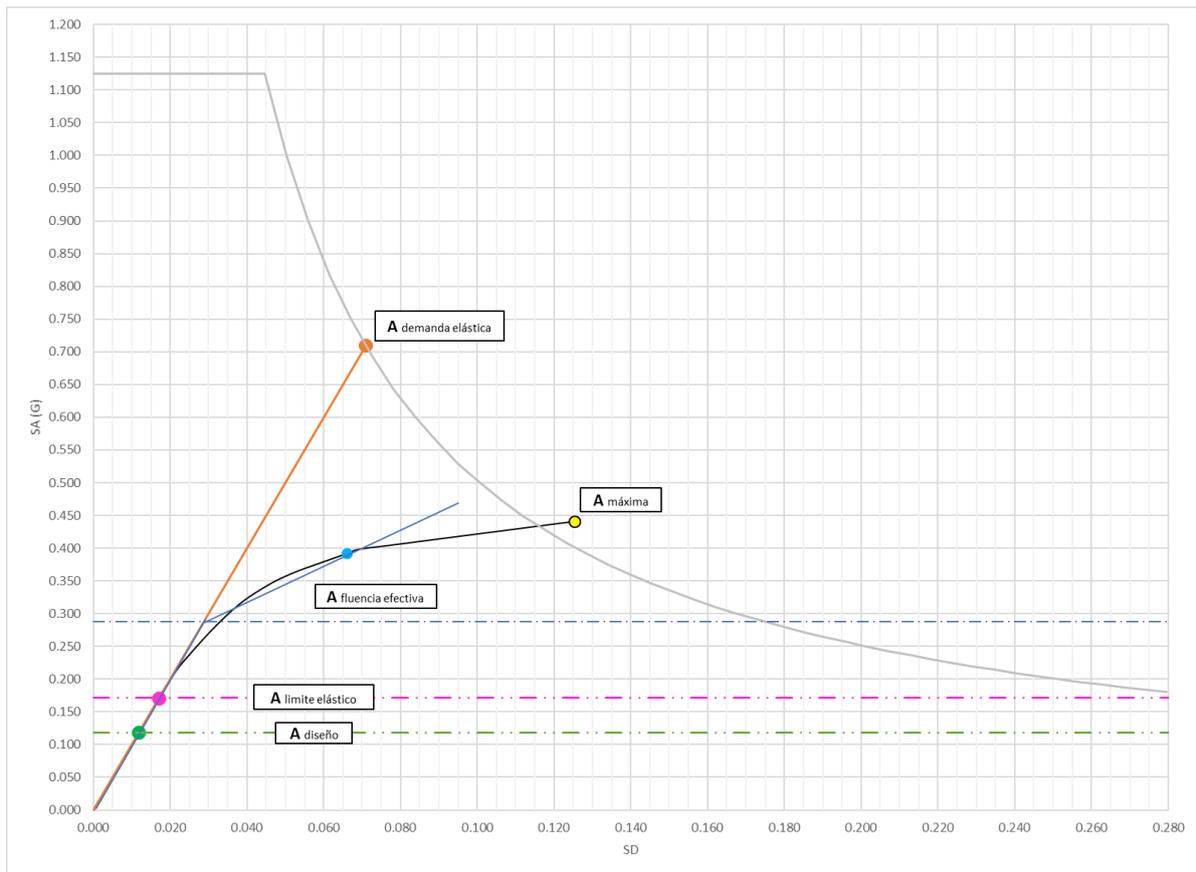


Figura A 5: Espectro de capacidad del modelo $A=2B$ Medio (negro) y el espectro de demanda elástica (gris). La aceleración utilizada en el diseño de la estructura se muestra en verde, mientras que la aceleración que produce la primera rótula se muestra en rosa.

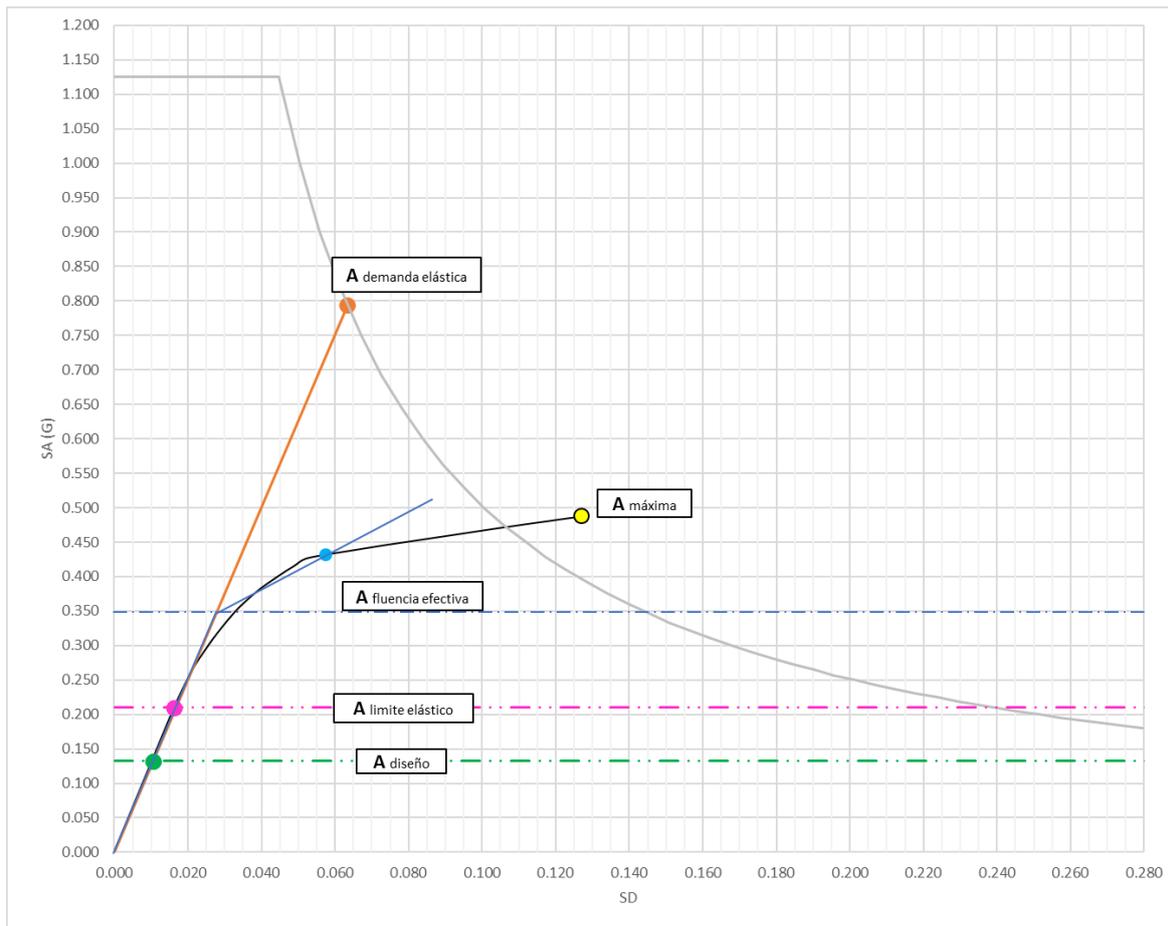


Figura A 6: Espectro de capacidad del modelo A=2B Rígido (negro) y el espectro de demanda elástica (gris). La aceleración utilizada en el diseño de la estructura se muestra en verde, mientras que la aceleración que produce la primera rótula se muestra en rosa.

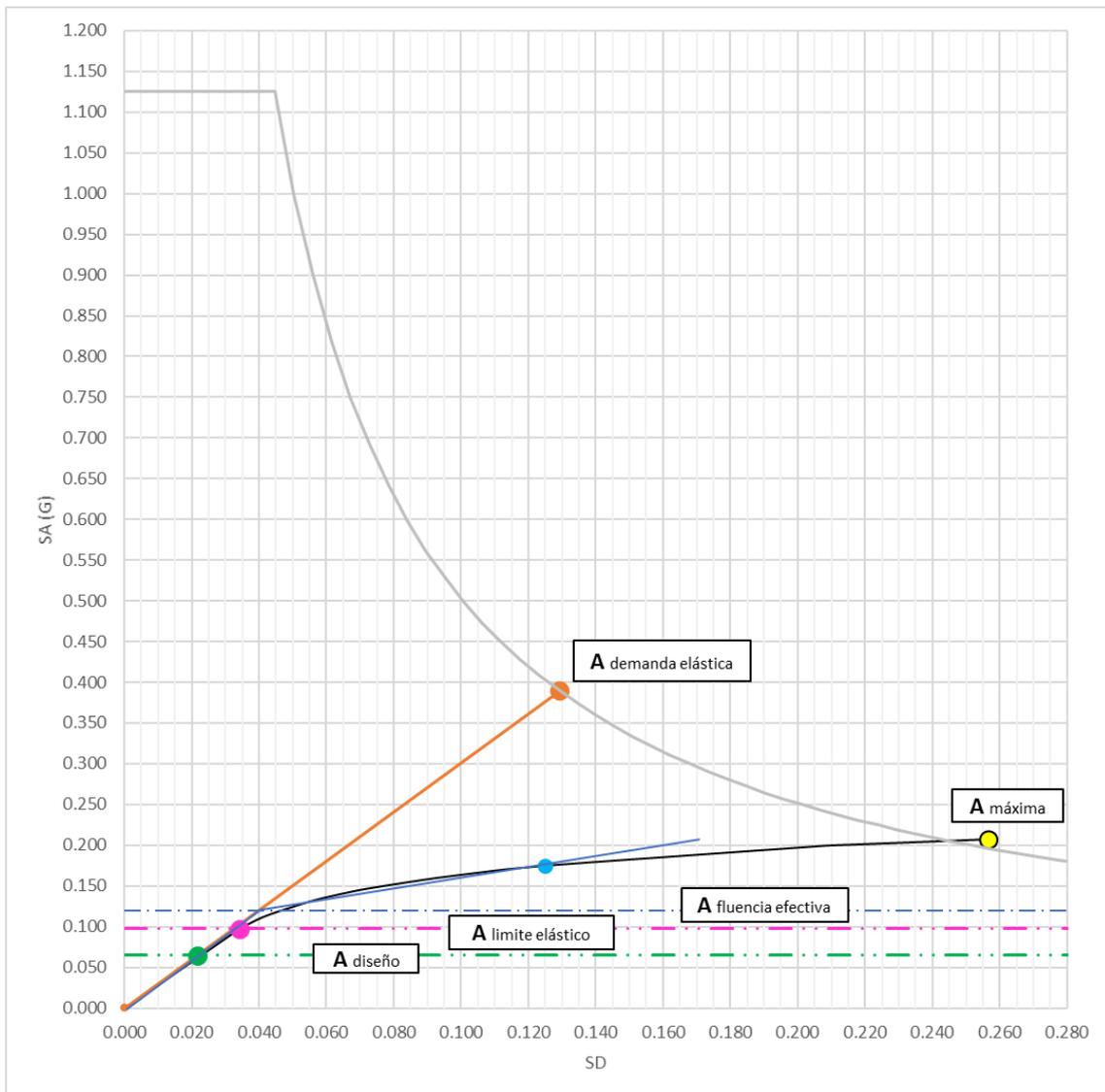


Figura A 7: Espectro de capacidad del modelo 2A=B Flexible (negro) y el espectro de demanda elástica (gris). La aceleración utilizada en el diseño de la estructura se muestra en verde, mientras que la aceleración que produce la primera rótula se muestra en rosa.

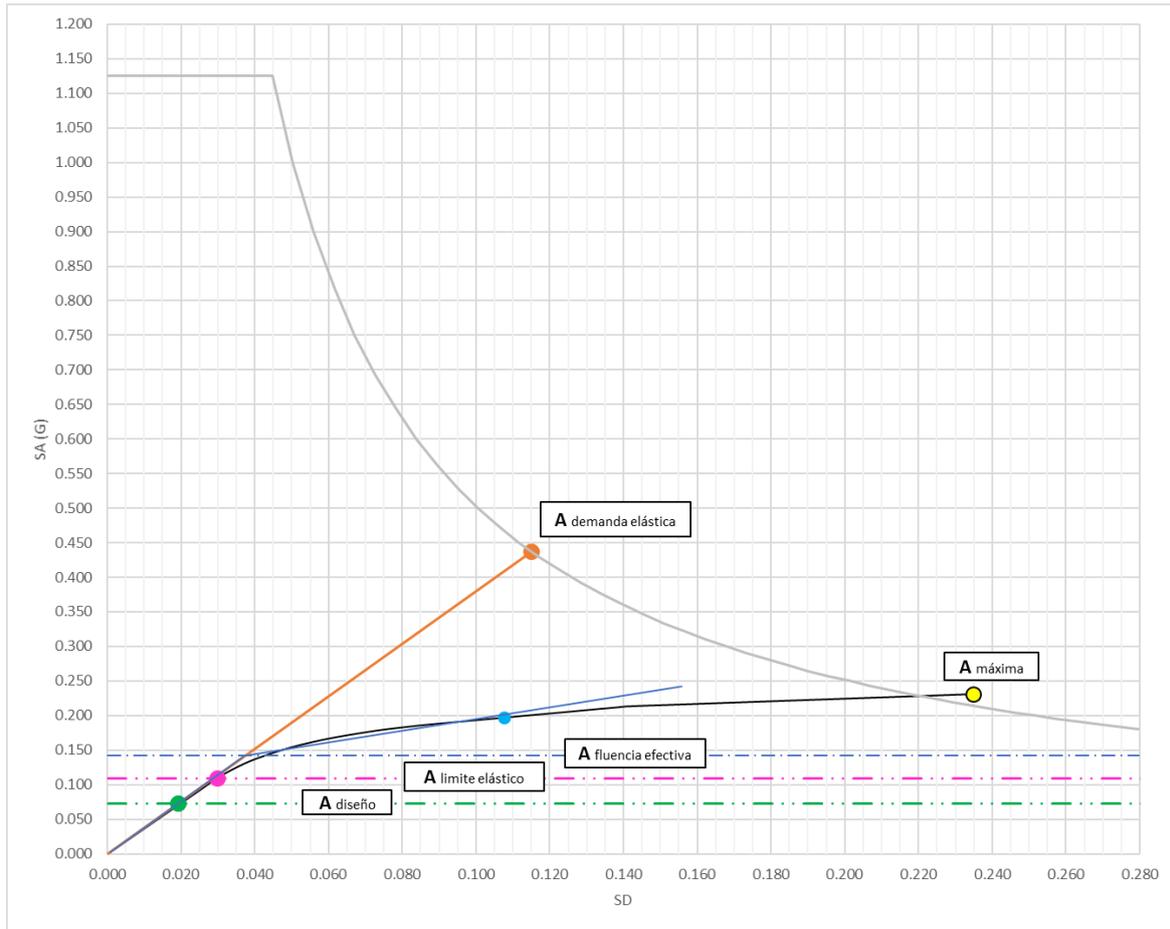


Figura A 8: Espectro de capacidad del modelo $2A=B$ Medio (negro) y el espectro de demanda elástica (gris). La aceleración utilizada en el diseño de la estructura se muestra en verde, mientras que la aceleración que produce la primera rótula se muestra en rosa.

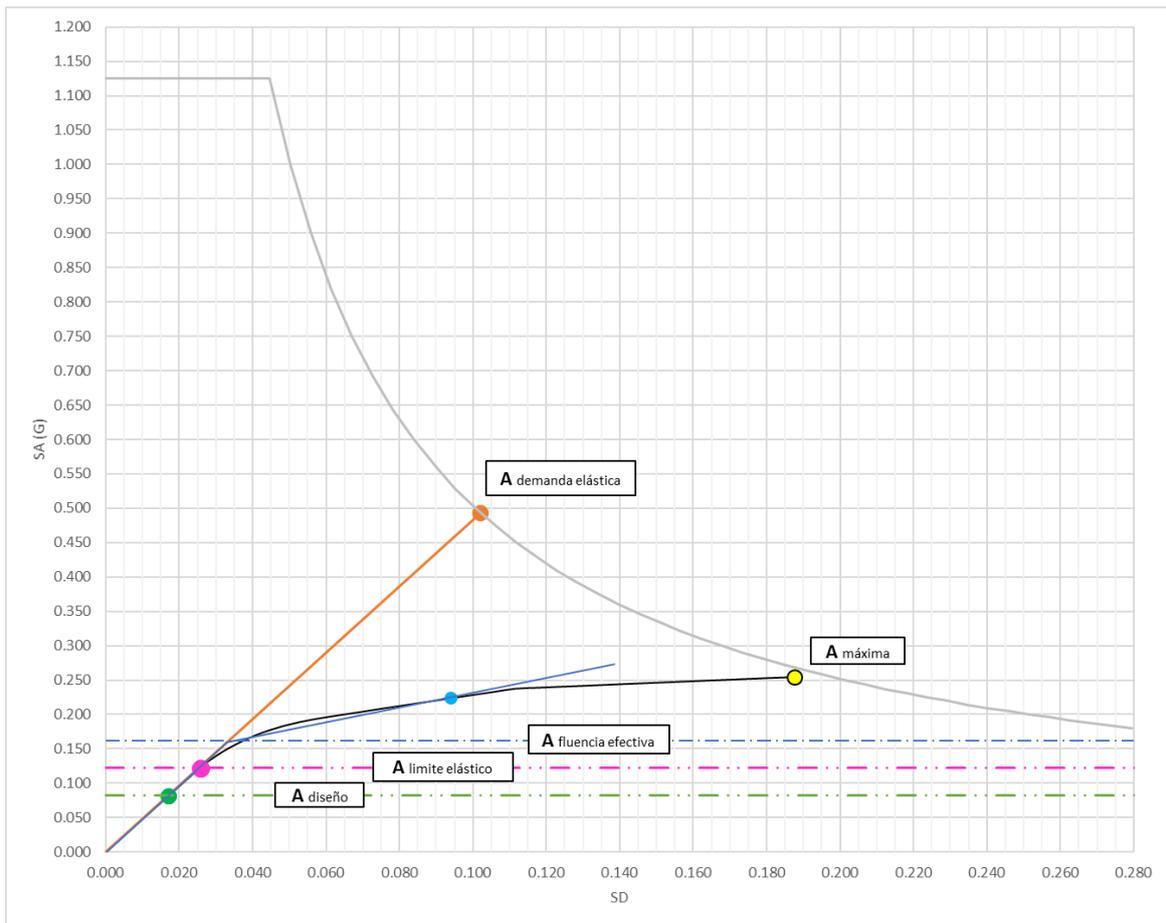


Figura A 9: Espectro de capacidad del modelo 2A=B Rígido (negro) y el espectro de demanda elástica (gris). La aceleración utilizada en el diseño de la estructura se muestra en verde, mientras que la aceleración que produce la primera rótula se muestra en rosa.