



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN  
ESCOLAR, DISEÑADO CON LA NORMA E.030, USANDO CRITERIOS DE  
VISIÓN 2000.**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

Ingeniero Civil.

**AUTOR:**

BARRERA ALVARADO, PEDRO JESÚS.

**ASESOR:**

Mg. Carlos Minaya Rosario.

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño sísmico y estructural.

**LIMA – PERÚ**

**2017-I**



### **DEDICATORIA**

Agradezco al señor todo poderoso por guiarme durante el desarrollo de la tesis, a mis padres por siempre confiar en mí durante todos estos años de mi formación universitaria y al amor de mi vida Natalia Kulmaczewska

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a la universidad César Vallejo y a los docentes por la formación universitaria que me brindaron todo este tiempo.

A la ingeniera civil, Laura Navarro Alvarado, por su apoyo, consejos y servicios que me ha brindado durante el desarrollo de la presente tesis.

Agradezco a mis compañeros de la universidad y personas externas que me brindaron su apoyo en épocas de angustia. Muchas gracias.

## DECLARACION DE AUTENTICIDAD

Yo, **Barrera Alvarado Pedro Jesús**, con DNI N.º **47386033**, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y auténtica.

Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Lima, ..... del 2017.

---

Nombres y apellidos del tesista

## **PRESENTACIÓN**

Señores miembros del Jurado:

En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo presento ante ustedes la tesis titulada "Evaluación del punto de desempeño sísmico de una edificación escolar, diseñado con la norma E.030, usando criterios de VISIÓN 2000."

La misma que someto a vuestra consideración y espero que cumpla con los requisitos de aprobación para obtener el título Profesional de ingeniero civil.

El Autor.

## ÍNDICE

	Pág.
<b>Resumen</b>	10
<b>Abstract</b>	11
<b>I. INTRODUCCIÓN</b>	
1.1 Realidad problemática	12
1.2 Trabajos previos	13
1.2.1 Antecedentes internacionales	13
1.2.2 Antecedentes nacionales	14
1.3 Teorías relacionadas al tema	15
1.3.1 Desempeño sísmico	15
1.3.1.1 Propuesta de desempeño según Visión 2000-SEAOC	16
1.3.2 Demandas sísmicas	18
1.3.2.1 Métodos para determinar el punto de desempeño	19
1.3.3 Capacidad estructural	20
1.3.3.1 Modelo plástico de elementos	20
1.3.3.1.1 Modelo del comportamiento de los materiales	23
1.3.3.2 Comportamiento frente a cargas laterales	26
1.3.3.2.1 Análisis no lineal estático	26
1.3.3.3 Curva de capacidad	27
1.4 Formulación del problema	30
1.4.1 Problema general	30
1.4.2 Problemas específicos	30
1.5 Justificación del estudio	30
1.5.1 Justificación practica	30
1.5.2 Justificación económica	31
1.5.3 Justificación social	31
1.6 Hipótesis	32
1.6.1 Hipótesis general	32
1.6.2 Hipótesis específicos	32
1.7 Objetivos	32
1.7.1 Objetivo general	32
1.7.2 Objetivos específicos	32
<b>II. MÉTODO</b>	
2.1 Diseño de investigación	33
2.2 Variables, operacionalización	34
2.2.1 Variables independientes	34
2.2.2 Variable dependiente	34
2.3 Población y muestra	35
2.3.1 Población	35
2.3.2 Muestra	35
2.3.2.1 Tipo de muestreo	35
2.4 Técnicas y procedimientos de recolección de datos, validez y confiabilidad	36

2.4.1 Técnicas e instrumentos	36
2.5 Metodología de análisis de datos	36
2.6 Aspectos éticos	43
III. <b>RESULTADOS</b>	44
IV. <b>DISCUSIÓN</b>	54
V. <b>CONCLUSION</b>	56
VI <b>RECOMENDACIONES</b>	57
VII <b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS</b>	58
<b>ANEXOS</b>	60

<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>Pág.</b>
Figura 1: Diagrama V vs D, sectorizado por VISION 2000.	17
Figura 2: Espectro de demanda- capacidad.	19
Figura 3: Modelos de plasticidad.	20
Figura 4: Diagrama momento- curvatura de una sección.	21
Figura 5: Conversión de un diagrama de Momento - giro (M - $\phi$ ) a segmentos lineales.	22
Figura 6: Efecto de corte en una columna con diferentes valores de cuantía del 1% al 4%.	23
Figura 7: Modelos del concreto sin confinamiento.	24
Figura 8: Modelo de Mander.	25
Figura 9: Comparación del modelo de 1971 y el modelo de 1982 y la influencia del confinamiento en el tramo de caída.	25
Figura 10: Modelos del acero.	26
Figura 11: Forma ideal del ensayo de desplazamiento incremental.	27
Figura 12: Diagrama cortante basal vs desplazamiento.	28
Figura 13: Curva y espectro de capacidad de una estructura (1GL).	29
Figura 14: Curva y espectro de capacidad de una estructura varios grados de libertad.	30
Figura 15: Tipos de sistemas existentes para edificaciones escolares de concreto-albañilería.	35
Figura 16: Grafica del confinamiento de la sección.	37
Figura 17: Factores para determinar el aumento de resistencia	37
Figura 18: Grafica para determinar el factor de esfuerzo confinado.	38
Figura 19: Gráfica bilineal de la curva de capacidad según FEMA.	40
Figura 20: Espectro elástico en Sa vs Sd.	41
Figura 21: Grafica de la obtención del punto de desempeño.	42
Figura 22: Sectorización de la curva de capacidad bilineal.	42
Figura 23: Modelo escolar de dos pisos.	44
Figura 24: Cuadro de columnas detalladas.	44
Figura 25: Plano de detalles de las vigas.	45



Figura 26: Detalle de vigas del eje longitudinal.	45
Figura 27: Gráfica esfuerzo – deformación del acero.	46
Figura 28: Resultados esfuerzo – deformación del concreto de la columna C3.	46
Figura 29: Diagrama de momento - curvatura de la columna C3.	47
Figura 30: Representación del momento - giro de la columna C3.	48
Figura 31: Modelo de rotula de la columna C3.	49
Figura 32: Gráfico curva – capacidad de la estructura escolar de dos pisos.	50
Figura 33: Sectorización de la parte inelástica según VISION2000.	51
Figura 34: Gráfica de las demandas sísmicas según E.030 y ATC.	52
Figura 35: Intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda.	52

## ÍNDICE DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
Tabla 1: Probabilidad de ocurrencia de un sismo en un edificio de vida útil de 50 años.	16
Tabla 2: Matriz de nivel de desempeño.	16
Tabla 3: Ficha de evaluación.	43
3Tabla 4: Resultados del momento – curvatura de la columna C3.	47
Tabla 5: Resultados de la figura momento – giro de la columna C3.	48
Tabla 6: Aceleración máxima de la zona en estudio.	51
Tabla 7: Matriz de desempeño de la edificación escolar de dos pisos.	53
Tabla 8: Datos para el cálculo del diagrama esfuerzo-deformación del concreto	60
Tabla 9: Datos para determinar el diagrama momento – curvatura de la sección.	61
Tabla 10: Datos para determinar el diagrama momento – curvatura de la sección.	62

## RESUMEN

La presente tesis tuvo como objetivo general determinar el punto de desempeño de una estructura escolar tipo “780 actual”-POST1997, teniendo como muestra el C.E.I 113 ubicado en Ventanilla, diseñado con el código sísmico E.030-2003 para un sismo de diseño bajo los enfoques que brinda VISION-2000.

También se determinó el punto de desempeño para distintas demandas sísmicas definidas por el código ATC-40.

Para determinar la capacidad estructural de la edificación se empleó el método espectro – capacidad, y un análisis no lineal estático, también denominado “Pushover” en el programa SAP2000.

En el capítulo I se indicó la realidad problemática existente, descripción de antecedentes, el marco teórico y justificación para la realización de la presente tesis.

En el capítulo II se indicó la metodología empleada y los procedimientos para la recolección de datos.

En el capítulo III se muestra los resultados mediante gráficas y tablas e interpretación de los mismos.

En el capítulo IV se discute sobre la validación de los resultados y comparación con antecedentes.

En el capítulo V se presenta las conclusiones que se ha llegado en la investigación dando a entender que la estructura presenta un desempeño adecuado para el sismo de diseño.

En el capítulo VI se presentó las recomendaciones para futuras investigaciones.

Palabras claves: desempeño, modelos inelásticos, demanda sísmica.

## **ABSTRACT**

The present thesis had as general objective to determine the performance point of a school structure type "780 actual" -POST1997, having as sample the CEI 113 located in Ventanilla, designed with the seismic code E.030-2003 for a quake of design, under the approaches provided by VISION-2000. The performance point was also determined for different seismic demands defined by the ATC-40 code.

To determine the structural capacity of the building, a static - non - linear analysis, also known as "Pushover", was used in the SAP2000 program.

Chapter I indicated the existing problematic reality, antecedents' description, theoretical framework and justification for the accomplishment of this thesis.

Chapter II outlined the methodology used and the procedures for data collection.

Chapter III shows the results through graphs and tables and their interpretation.

Chapter IV discusses the validation of results and comparison with background.

Chapter V presents the conclusions that have been reached in the investigation suggesting that the structure presents an adequate performance for the design earthquake.

Chapter VI presented recommendations for future research.

Keywords: performance, inelastic models, seismic demand.

## **I.- INTRODUCCIÓN**

### **1.1 Realidad problemática**

América Latina fue sacudida por múltiples sismos, que generaron numerosas pérdidas humanas, económicas y materiales en las construcciones; habiéndose encontrado edificios de concreto armado que colapsaron, y edificios diseñados por normas de aquella época, que presentaron un comportamiento sísmico inadecuado. (Aguilar, 2003)

La mayoría de edificaciones, fallaron debido a malos planteamientos estructurales, y no a la calidad de los materiales frente a sismos moderados.

Franz Sauter, consultor e ingeniero de Costa Rica, realizó inspecciones sobre la vulnerabilidad de numerosos sistemas estructurales a nivel de latino américa (35 años de inspección hasta el año 2000), dando a verificar lo previamente mencionado. (Kuroiwa, 2005)

La mayoría de códigos sísmicos, solo consideran un nivel de amenaza sísmica (denominado sismo “raro”) y un nivel de desempeño (Seguridad de vida), en la cual, suponen que la estructura presentará un comportamiento adecuado, sin embargo, el desempeño no es verificado, careciendo de claridad sobre el nivel de comportamiento y el nivel de daño que se pueda presentar. (Bertero, 1992)

Frente a esta problemática, para estructuras importantes o con un fin de investigación, se prefiere realizar estudios más sofisticados para estimar de forma “eficaz”, el desempeño, daños y problemas que puedan suceder en las estructuras durante un evento sísmico. (Muñoz, 1999)

Los centros educativos construidos de concreto-albañilería representaban un 37% del total existente en el Perú y la mayoría ubicados en la costa, considerado un lugar de alta sismicidad. (Jurado y Navarro, 2009)

En la actualidad, no existe forma de predecir un evento sísmico, pero se hace uso de la teoría del “silencio sísmico”, basado en la probabilidad de ubicar localidades donde no se ha liberado energía durante un largo periodo de tiempo, teniendo como ejemplo la costa sur peruana (Tacna-Arica), lugar que presencié el efecto de un sismo de gran magnitud el año 1868, y que no ha vuelto a ocurrir hasta la actualidad, pero que presenta una gran probabilidad, que vuelva a ocurrir un sismo de gran magnitud tal como lo indicó el Dr. Stuart Nishenko, ex investigador del USGS y que generaría un nivel de daño razonable en la sociedad. (Kuroiwa, 2005)

## 1.2 Trabajos previos

### 1.2.1 Antecedentes internacionales

**Sánchez (2010)**, en su tesis de Maestría “Diseño sísmico basado en desempeño para una edificación esencial de concreto reforzado.”, tuvo como objetivo general diseñar y evaluar el comportamiento de un edificio esencial con los conceptos del diseño basado en desempeño. Se basó en los criterios de FEMA, VISION 2000 y ATC-40.

Obtuvo resultados como, el comportamiento de los elementos y los límites de desempeño de la estructura por medio de la curva de capacidad.

Sugirió que futuras investigaciones consideren el uso del código ATC-58.

**Alemán y Naranjo (2011)**, en sus tesis de título “Diseño por desempeño de elementos estructurales de hormigón armado mediante los códigos FEMA, utilizando ETABS.”, tuvieron como objetivo general diseñar una edificación con la norma ecuatoriana y mejorar su desempeño con el uso de los criterios del código FEMA y el método de los coeficientes.

Obtuvieron resultados no satisfactorios en la etapa de diseño bajo norma, dado que, apenas podían obtener el desempeño de seguridad de vida, por lo cual, mejoraron el comportamiento de los elementos mediante tablas recomendadas por FEMA. Recomendaron que estudios posteriores consideren el sistema de suelo – estructura durante el modelamiento.

**Pérez (2013)**, en su tesis de título “Diseño sísmico resistente por desempeño y sus efectos en el comportamiento estructural.”, tuvo como objetivo comparar el método basado en desempeño frente al método de la norma ecuatoriana. Se basó en los criterios de FEMA y el método de espectro-capacidad, para el punto de desempeño frente a distintas demandas sísmicas.

Concluyó que la estructura diseñada, al ser evaluada mediante el punto de desempeño, cumplía con lo esperado, sin embargo, al ser evaluado por medio de derivas, se encontraba deficiencia al seleccionar las secciones de los elementos porque podían presentar un desempeño local inadecuado para distintas demandas.

### 1.2.2 Antecedentes nacionales

**Delgadillo (2005)**, en su tesis de maestría “Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030.”, tuvo como objetivo analizar el comportamiento de una estructura diseñado con la norma E.030, basándose en los criterios del ATC-40 y FEMA y el método de espectro capacidad. Su investigación fue de carácter metodológico. No consideró la rigidez lateral que puede aportar los muros de albañilería en la estructura analizada, lo cual podría llegar a variar los resultados de forma notoria, pero el autor indica que se enfocó principalmente en explicar los procedimientos de análisis, por lo cual, su investigación no quedaba rechazada.

**Jurado y Navarro (2009)**, en sus tesis de maestría “Reducción de la vulnerabilidad de Edificaciones escolares peruanas.”, tuvieron como objetivo establecer medidas de reforzamiento, con el motivo de, disminuir la vulnerabilidad de edificaciones escolares; analizando costos de reforzamiento para distintas demandas sísmicas, bajo la metodología del diseño basado en desempeño y el método de espectro capacidad. Dado que, el Perú no contaba con información organizada, sobre la distribución de las infraestructuras educativas, ni con un plan de mitigación de la vulnerabilidad de las mismas, por lo cual, no se habían desarrollado intervenciones en las estructuras educativas para reforzarlos.

**Santana (2012)**, en su tesis de maestría “Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada.”, tuvo como objetivo diseñar y evaluar el desempeño de una estructura de albañilería confinada diseñado con la norma E.030 y E.070, por medio del análisis no lineal estático y dinámico. Se basó en los criterios de Vision2000 y ATC-40 y el método de espectro capacidad.

Como resultado, la estructura tuvo un comportamiento casi elástico para sismo de servicio y un desempeño aceptable para un sismo máximo.

El autor también indicó tres puntos muy importantes, 1) que se debían recopilar datos sísmicos en la zona central del Perú, 2) que las estructuras de carácter esencial deben ser analizadas con un análisis no lineal para un

óptimo reforzamiento y 3) que no existen muchos estudios respecto al análisis no lineal en estructuras de albañilería ni a nivel nacional ni internacional, por lo cual se debe tener mucho cuidado a la hora de realizar un análisis sobre este tipo de estructura.

**Vergara y Zevallos (2014)**, en sus tesis de título “Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, La libertad.” Tuvieron como objetivo analizar el desempeño de un edificio de 6 pisos, mediante las propuestas del ATC-40 y FEMA.

Los resultados solo se enfocaron para el sismo de diseño “raro”, obteniendo un desempeño aceptable dentro del rango de “seguridad de vida”.

Recomendaron que se deberían realizar más estudios analizando diversas edificaciones con dimensiones variables tanto en altura y en planta, y de esta manera, recolectar datos que generen modelos computacionales con mayor precisión.

### **1.3 Teorías relacionadas al tema**

#### **1.3.1 Desempeño sísmico**

El desempeño sísmico es el comportamiento o estado que una estructura presenta, frente a un determinado nivel del sismo, el cual es medido en niveles de daño y estados límites tanto en elementos estructurales, no estructurales y componentes internos. (SEAOC, 1999)

El desempeño estructural se evalúa posterior a la etapa de diseño, etapa donde se basa en la elección de criterios de diseño para un comportamiento estructura adecuado que puedan brindar seguridad. (Bertero, 1997)

La probabilidad que una estructura presente un sismo de gran magnitud durante su vida útil es relativamente baja, por lo que se permite un comportamiento post elástico y un porcentaje de daño para ciertas estructuras según su categoría y también por temas económicos. (Muñoz, 1999)

La **Tabla 1** indica, la probabilidad en porcentajes que una estructura pueda presentar un nivel de riesgo sísmico en un tiempo de vida útil de 50 años.

SISMO DE DISEÑO	Periodo de retorno en años	Probabilidad de exced. En 50 años (%)
S. Frecuentes	45 años	69
S. Ocasionales	75 años	50
S. Raros	475 años	10
S. muy raros	970 años	5

**Tabla 1:** Probabilidad de ocurrencia de un sismo en un edificio de vida útil de 50 años.

**Fuente:** SEAOC, 1999.

### 1.3.1.1 Propuesta de desempeño según Visión 2000 – SEAOC

Los códigos sísmicos indican que las estructuras deben brindar la seguridad de sus habitantes, seguridad de sus componentes (si la estructura lo requiere tal como un hospital) frente a un evento sísmico, sin embargo, no aclaran el desempeño que la estructura presentará.

Frente a este problema, la asociación SEAOC, líderes mundiales en prácticas estructurales, mediante la **tabla 2** indican el desempeño que una estructura debería presentar, según su categoría, frente a un determinado nivel sísmico.

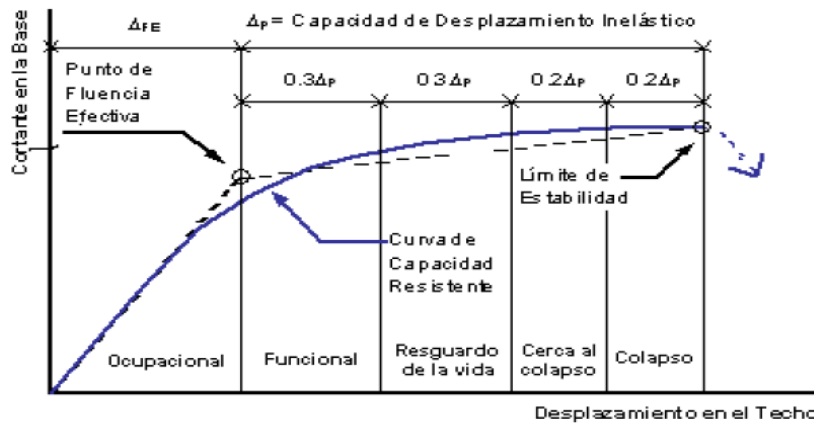
		Matriz de nivel de Desempeño			
		Completo operacional	Operacional	Resguardo de vida	Cerca del colapso
N. DE SISMO	S. Frecuente	E. común	No	No	No
	S. Ocasional	E. esencial	E. común	No	No
	S. raro	Seguridad máx.	E. esencial	E. común	No
	S. muy raro	Seguridad máx.	Seguridad máx.	E. esencial	E. común

**Tabla 2:** Matriz de nivel de desempeño.

**Fuente:** SEAOC, 1999.

Para definir el desempeño de una estructura, Visión 2000, sectoriza el rango inelástico de la curva de capacidad, en su forma bilineal, en 4 sectores.





**Figura 1:** Diagrama V vs D, sectorizado por VISION 2000.

**Fuente:** Jurado y Navarro, 2009.

- **Totalmente operacional (Ocupacional)**

No existe daño. Las instalaciones de servicio se encuentran operativas. No existe pérdida en la rigidez y resistencia de la estructura, por lo tanto, no se necesitan reparaciones.

- **Operacional (Funcional)**

Daño leve en componentes no estructurales y daño “imperceptible” en elementos estructurales, no existe peligro para los habitantes. Las instalaciones de servicio pueden estar operativas o interrumpidos de forma parcial, la rigidez y resistencia se mantiene casi íntegramente en su totalidad.

- **Resguardo de la vida**

Daño moderado en elementos estructurales y no estructurales. Pérdida importante en la rigidez y resistencia de la estructura. Interrupción del servicio de los ascensores, pero no de rutas alternas de evacuación. La edificación puede presentar reparación, aunque no sea recomendable económicamente.

- **Cerca al colapso**

Alto índice de daño en la mayoría de los componentes, los elementos no estructurales pueden encontrarse desplomados. La estructura todavía presenta una capacidad menor frente al colapso, pero podría colapsar producto de las réplicas. No es posible su reparación de forma técnica y económica.

- **Colapso**

La estructura no tiene capacidad de resistencia frente a acciones laterales y gravitacionales. No existe estabilidad ni verticalidad. Colapso total o parcial.

### **1.3.2 Demanda sísmica**

La demanda sísmica es el riesgo local medido en nivel de aceleración, debido al peligro sísmico de una determinada zona. (Kuroiwa, 2005)

Existen dos formas mayormente usadas para expresar la amenaza de una zona, ya sea mediante acelerogramas o espectros de respuestas.

El código ATC-40 señala 3 niveles de sismicidad al momento de evaluar una estructura.

#### **Sismo de servicio (S servicio)**

También llamado sismo ocasional (75 años de periodo de retorno), y es considerado como un 50% del sismo de diseño.

Presenta una probabilidad de ocurrencia del 50% en una estructura de 50 años de vida útil.

#### **Sismo de diseño (S diseño)**

También llamado sismo raro, y es el sismo que establece la mayoría de códigos, incluyendo la norma peruana E.030 (475 años de periodo de retorno).

Presenta una probabilidad de ocurrencia del 10% en una estructura de 50 años de vida útil.

#### **Sismo máximo creíble (S máximo)**

También denominado como sismo muy raro, es considerado entre un 125% y 150% del sismo de diseño (975 años de periodo de retorno).

Presenta una probabilidad de ocurrencia del 5% en una estructura de 50 años de vida útil.

### 1.3.2.1 Métodos para determinar el punto de desempeño

La respuesta estructural de una estructura, en este caso el punto de desempeño, se puede determinar mediante diversos métodos.

Existen 3 métodos que son de uso casi general por los ingenieros, los cuales son: El método de los coeficientes, el método del espectro de capacidad y el método N2. La variación que presentan al compararlos en la respuesta sísmica es mínima, a continuación se indican solo los dos primeros.

#### Método de los coeficientes

FEMA 273 sugiere el uso del método de coeficientes de desplazamiento, que consiste en el uso de una ecuación general y tablas, para determinar el máximo desplazamiento lateral (un punto en la parte superior de la estructura) para distintas demandas sísmicas.

$$D=C_0C_1C_2C_3S_a*(T_e^2/4\pi^2)$$

#### Método del espectro de demanda-capacidad

La respuesta inelástica es dada por una intersección del espectro de capacidad de la estructura en su forma bilineal y un juego de curvas (demandas sísmicas) espectrales de ductilidad constante. (Muñoz, 1999)

En términos del análisis no lineal estático se prefiere utilizar espectros suavizados, tales como las que nos brinda la norma E.030 dado su sencilla comprensión.

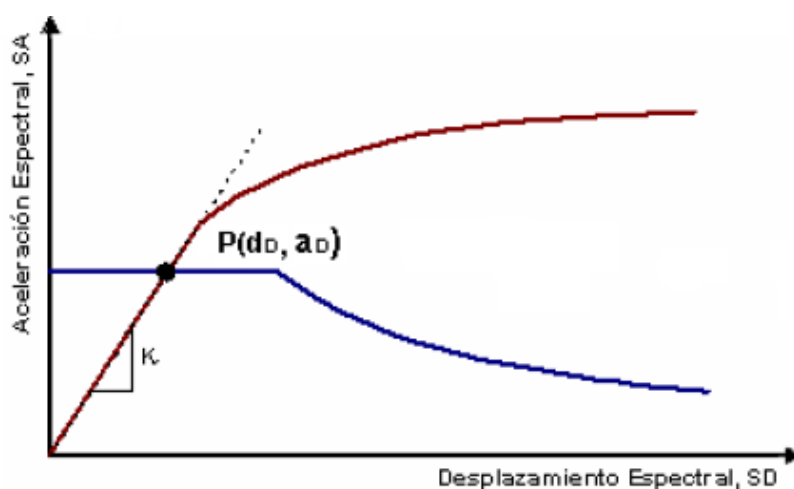


Figura 2: Espectro de demanda- capacidad.

Fuente: Jurado y Navarro, 2009.

### 1.3.3 Capacidad estructural

La capacidad estructural, es la estabilidad que una edificación presenta bajo fuerzas externas y depende de factores como la configuración geométrica, tanto en planta como en altura; y el comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales.

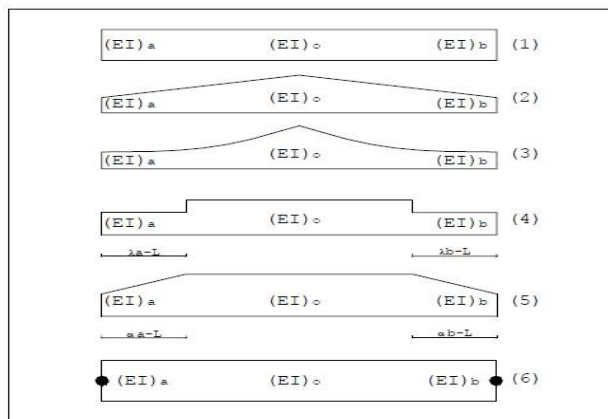
El uso de modelos plásticos permite “conocer” como una estructura se comportará inelásticamente, tanto global y local, cuando se desea realizar una evaluación del desempeño. Para conocer la capacidad estructural, se requiere de un análisis no lineal. (Alemán y Naranjo, 2011)

#### 1.3.3.1 Modelo plástico de elementos

Existen diversos modelos de plasticidad que fueron propuestos para intentar explicar el comportamiento de la pérdida de rigidez, de forma decreciente, en los extremos de los elementos. (Aguiar, 2003)

El comportamiento de los elementos es representado por rótulas del tipo momento - giro que resultan de los diagramas momento-curvatura de cada elemento debido a su simplicidad y fácil comprensión.

Los diagramas momento – curvatura indican en comportamiento de los elementos tanto en su etapa lineal y no lineal. En los diagramas momento – curvatura la distribución de curvatura no es equitativa, pero para un sencillo análisis la forma de rótula del tipo momento – giro es considerado constante en toda la longitud de la zona dañada denominada rotula plástica ( $L_p$ ), y este se puede calcular de forma aproximada entre un 0.4 y 0.5 del peralte del elemento en el sentido de análisis. (Paulay y Priestley, 1992)



**Figura 3:** Modelos de plasticidad.

**Fuente:** Aguiar, 2003.

Conocer la relación momento - curvatura ( $M - \phi$ ), permite determinar la capacidad de ductilidad por curvatura de una sección, y si este presentará falla frágil. (Aguiar, 2003)

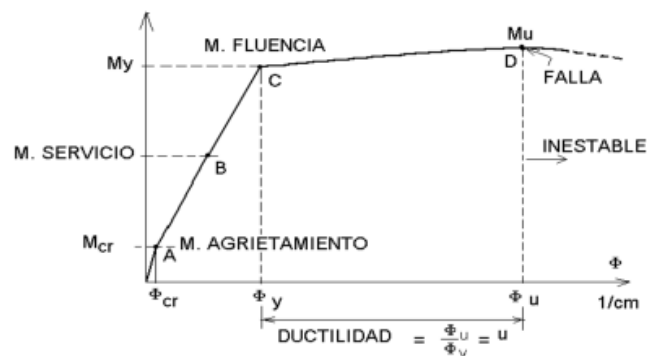
Una estructura hiperestática que presente ductilidad permitirá que los momentos se redistribuyan; y solamente se puede lograr lo mencionado, si las secciones de la estructura permiten soportar rotaciones inelásticas sin colapsar. (Ottazzi, 2006)

La relación momento – curvatura ( $M - \phi$ ) tendrá un carácter lineal hasta alcanzar el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ) (Punto A), posteriormente, la recta cambia de pendiente no muy pronunciado hasta que se produce el agotamiento del concreto, o bien, la fluencia del acero a tracción (Punto C), luego si el elemento fue bien diseñado presentará ductilidad. (Ottazzi, 2006)

Para asegurar un comportamiento dúctil, se debe tener cuidado con la cuantía de refuerzo longitudinal, anclaje de refuerzo y el confinamiento del concreto. (Oviedo, 2016)

La distribución del acero de refuerzo influye de forma significativa en el gráfico del momento – curvatura ( $M - \phi$ ), y la disipación de energía disminuye cuando se aumenta la cuantía de acero por tracción.

La siguiente **figura 5**, muestra el diagrama momento-curvatura de una viga.



**Figura 4:** Diagrama momento- curvatura de una sección.

**Fuente:** Ottazzi, 2006.

### Relación Momento-curvatura ( $M - \phi$ ) y Momento – giro ( $M - \theta$ )

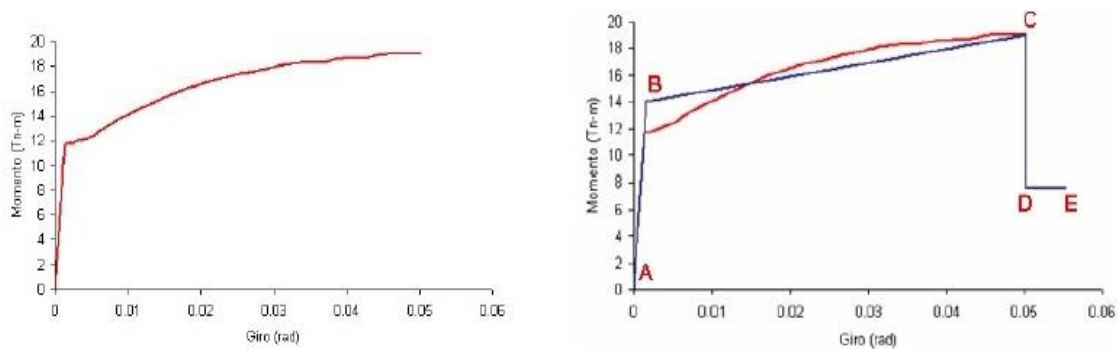
Existe una diferencia entre el momento-curvatura y momento-giro ocurrido en la zona plástica donde el  $M - \phi$  es correspondiente a una sección fisurada de concreto armado en teoría de longitud nula mientras que el  $M - \theta$  es la

zona o porción del elemento, donde se forma la articulación plástica y la curvatura es constante. (Ottazzi, 2006)

Mediante los diagramas momento- curvatura ( $M - \phi$ ) de cada elemento, se puede determinar los diagramas momento – giro ( $M - \theta$ ) que es la forma sencilla que indica el comportamiento elástico e inelástico de los elementos. Mediante el siguiente cálculo se puede transformar la curvatura a giro.

$$\Theta = \phi \times L_p$$

En la **figura 5** se observa la conversión del diagrama en segmentos lineales, valores que se ingresan en un programa computacional.



**Figura 5:** Conversión de un diagrama de Momento - giro ( $M - \phi$ ) a segmentos lineales.

**Fuente:** Jurado y Navarro, 2009.

De la **figura 5**, B representa el punto donde se genera la fluencia efectiva y se genera la primera rótula; C vendría a ser el punto de capacidad resistente (colapso) de la rótula.

Posteriormente, el momento presenta una reducción del 40% (Punto D), para luego incrementarse en un 10% que vendría a ser el punto final (Punto E) los cuales no son considerados por lo general (D y E) para la evaluación. (Jurado y Navarro, 2009)

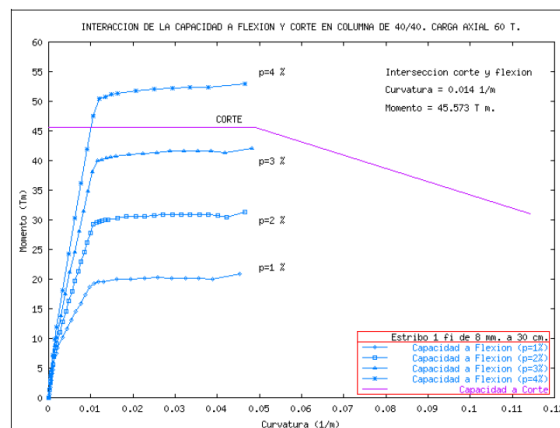
### **Efecto de corte en los diagramas momento - curvatura**

En la evaluación de estructuras actuales se puede obviar el efecto de falla por corte, factor que influye en el comportamiento de los elementos, gracias a los requerimientos de diseño que brindan los códigos actuales.

Sin embargo, en estructuras antiguas factor de corte presenta mucha influencia, dado que se puede obtener resultados muy lejanos a la realidad. Esto se da debido que las estructuras antiguas fueron construidas con gran cantidad de refuerzo longitudinal y poca cantidad de refuerzo transversal. Afectando el diagrama momento – curvatura. (Aguiar, 2003)

En la **figura 6**, se aprecia el efecto de corte en una columna con un mismo valor de refuerzo transversal pero distintos valores de refuerzo longitudinal que van desde el 1% al 4%.

En los casos de cuantía menores a 3%, la falla se produce por flexión, mientras que para el caso de 4%, el elemento ni siquiera ha llegado a su punto de fluencia. (Aguiar, 2003)



**Figura 6:** Efecto de corte en una columna con diferentes valores de cuantía del 1% al 4%.

**Fuente:** Aguilar, 2003.

### 1.3.3.1.1 Modelo del comportamiento de los materiales

Existen numerosos modelos que pretenden indicar el comportamiento de los materiales tanto para el concreto como el acero.

#### Modelos del concreto confinado y no confinado

Dada la complejidad de estudiar el comportamiento del concreto, debido a numerosas variables, es que existen numerosos modelos que describen de forma analítica la relación esfuerzo – deformación del concreto, ya sea confinado o no confinado. (Ottazzi, 2006)

A continuación se indican los modelos del concreto no confinado tomados de Aguiar, 2003 y el concreto confinado tomados de Ottazzi, 2006.

### Modelo de Jensen o trapezoidal (Concreto no confinado)

Es la representación compuesta de dos tramos de carácter lineal, y representa de forma sencilla la relación entre la resistencia a compresión y la deformación unitaria. (Aguiar, 2003)

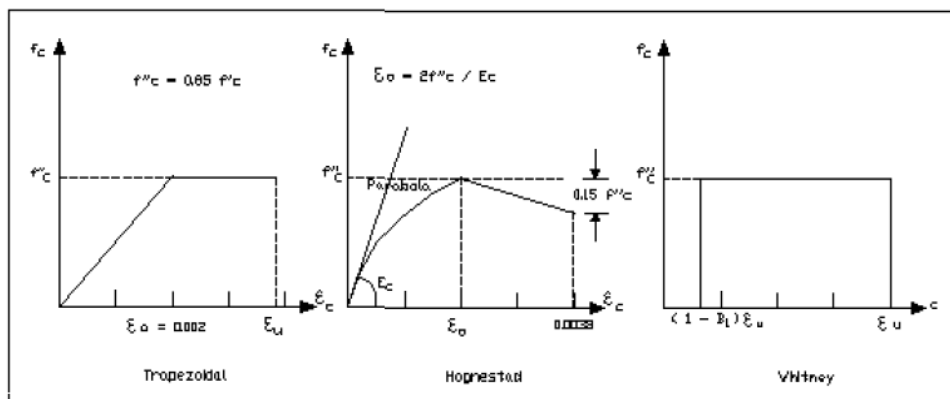
### Modelo Hognestad (concreto no confinado)

Compuesto de dos tramos (parabólico y lineal).  $\epsilon_0$  presenta un valor de 0.002 y  $\epsilon_{cu}$  un valor comprendido entre 0.003 y 0.004 correspondiente a un esfuerzo de  $0.85 f'_c$ . (Ottazzi, 2006)

### Modelo de Whitney o ACI (Concreto no confinado)

Modelo sencillo de carácter conservador usado en el diseño para ubicar la resultante de la fuerza a compresión. (Aguiar, 2003)

Sin embargo, no es el adecuado para analizar con precisión la resistencia y ductilidad. (Ottazzi, 2006)



**Figura 7:** Modelos del concreto sin confinamiento.

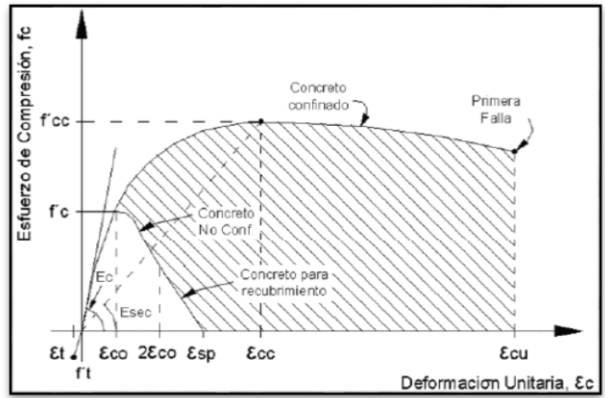
**Fuente:** Aguiar, 2003.

### Modelo de Mander (concreto confinado)

Es el modelo con más uso en el análisis sísmico de elementos bajo esfuerzo a flexión y flexo-compresión, tanto en concreto confinado y sin confinar.

El modelo permite modificar la curva del concreto, tanto en el valor de  $f'_c$  y la deformación máxima, para introducir la efectividad del confinamiento. (Ottazzi, 2006)



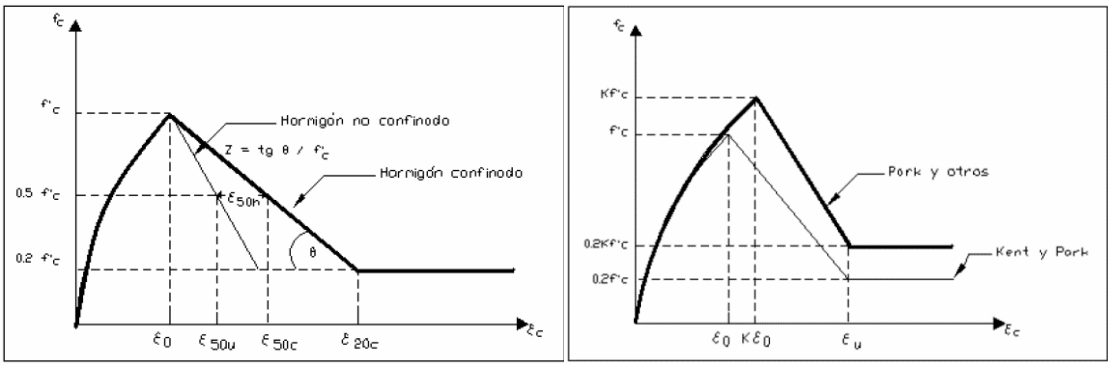


**Figura 8:** Modelo de Mander.  
**Fuente:** Ottazzi, 2006.

**Modelo de Kent y Park (1971 y 1982) (concreto confinado)**

Destaca por tener su mayor uso en concreto con estribos rectangulares. En el modelo de 1971 carecía del aumento en la resistencia  $f'_c$ , corregido en el modelo de 1982, presentado un aumento de la resistencia y en la variación del tramo en caída por presencia del confinamiento.

El confinamiento es considerado en la longitud y pendiente del tramo decreciente. *“En ambos casos se alcanza la máxima resistencia máxima a la compresión  $f'_c$ , pero en el modelo de concreto confinado, la deformación a la rotura ( $\epsilon_{20c}$ ) es mayor con relación al modelo de concreto no confinado ( $\epsilon_{50c}$ ).”* (Aguiar, 2003)



**Figura 9:** Comparación del modelo de 1971 y el modelo de 1982 y la influencia del confinamiento en el tramo de caída.

**Fuente:** Aguilar, 2003.

## Modelos del acero

### Modelo elastoplástico perfecto

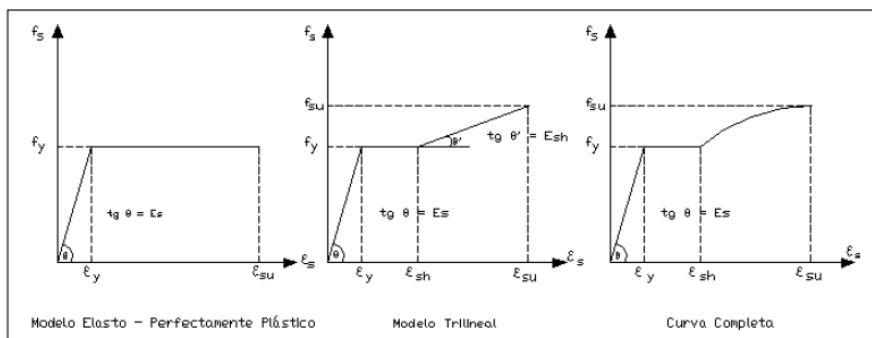
Modelo sencillo que representa el diagrama de curva esfuerzo – deformación, mostrado en la parte derecha de la **figura 10**, se observa que no existe un aumento en el esfuerzo del acero posterior a la zona de fluencia y el acero simplemente se deforma. Considerado para el diseño pero no para la evaluación del desempeño sísmico.

### Modelo trilineal

Modelo que presenta aumento de esfuerzos después del tramo de plataforma. La plataforma del acero puede soportar mayores esfuerzos gracias al endurecimiento por deformación. (Aguiar, 2003)

### Modelo de curva completa

Es el modelo que considera la curva parabólica completa (sea de segundo grado o tercer grado), similar al modelo trilineal por la zona de endurecimiento. No es de uso frecuente en el diseño. (Aguiar, 2003)



**Figura 10:** Modelos del acero.

**Fuente:** Aguiar, 2003.

### 1.3.3.2 Comportamiento frente a cargas laterales

Es necesario realizar un análisis no lineal si se desea determinar la capacidad estructural (el comportamiento de una edificación). Existen números métodos, las cuales son: Carga monotónico, carga incremental cíclica (AND), carga multimodal y carga dinámica incremental (IDA), etc.

#### 1.3.3.2.1 Análisis no lineal estático

La técnica consiste en colocar cargas laterales en una dirección de forma incremental (ya sea por sistema de fuerzas o desplazamientos de forma

constante) hasta provocar el colapso (punto en que la estructura alcanza su capacidad máxima), y el cual es medido por un punto de control ubicado en la parte superior de la edificación.

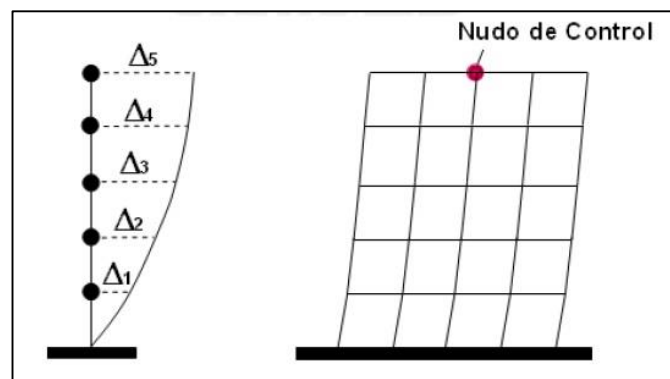
Esta forma de análisis permite ubicar las zonas “débiles” de la estructura.

Por lo general, se asume un patrón de cargas o desplazamientos, asociado con el modo fundamental de la estructura en la dirección del ensayo. (Muñoz, 1999)

Si la estructura presenta un periodo menor a 1 segundo, entonces se procede a realizar el análisis con el modo fundamental, pero si el periodo es mayor a 1 segundo, se procede a realizar el análisis multimodal, donde se considera los modos hasta contener el 70% de la masa fundamental.

Debe señalarse que para realizar este tipo de análisis se deben presentar algunas condiciones, tal como:

Estructura regular, no debe existir torsión en los modos fundamentales de vibración. (Alemán y Naranjo, 2011)



**Figura 11:** Forma ideal del ensayo de desplazamiento incremental.

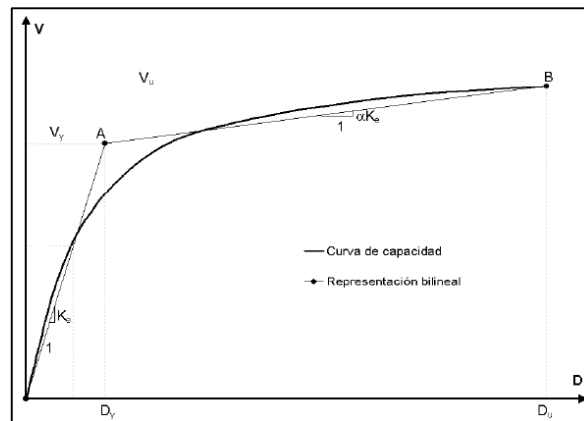
**Fuente:** Sánchez, 2006.

### 1.3.3.3 Curva de capacidad

Es la relación entre la fuerza producida a la edificación ( $V$ ) y el máximo desplazamiento en el techo ( $X$ ) asociado a esta fuerza, hasta el punto de colapso. Cada estructura presenta una curva de capacidad propia.

De la **figura 11**, la sección “lineal” de la gráfica, indica el comportamiento elástico de la estructura, hasta alcanzar el primer punto donde se produce la primera rotula, por lo cual, la pendiente empieza a girar pero no presenta un carácter significativo en la pérdida de rigidez ( $K$ ) y resistencia lateral ( $Fr$ ),

por lo cual, para definir que la estructura ingresa al régimen inelástico, se prefiere seleccionar un punto superior, el cual es nombrado fluencia efectiva ( $V_y$ ) y se representa gracias a la transformación de la curva de capacidad a un gráfico bilineal. El giro de la curva se da debido a la disipación de energía histerética, hasta que la estructura ya no pueda soportar más y se produzca el colapso ( $D_u$ ). (Muñoz, 1999)



**Figura 12:** Diagrama cortante basal vs desplazamiento.

**Fuente:** Aguiar, 2003.

## Partes de la curva de capacidad

### Ductilidad

Es una característica fundamental de la estructura que permite disipar la energía histerética cuando la estructura incursiona en el rango inelástico.

De forma sencilla, se define como la relación entre el máximo desplazamiento de colapso ( $X_c$ ) y el desplazamiento donde se inicia el rango inelástico ( $X_y$ ) de la curva de capacidad. (Muñoz, 1999)

### Resistencia lateral

Un factor primordial de la curva de capacidad es conocer la resistencia lateral de una estructura, y es definido como la máxima carga horizontal ( $V_y$ ), que lleva a la estructura a incursionar dentro del rango inelástico. (Muñoz, 1999)

Una estructura que presente un alto valor de resistencia lateral permitirá que este demore en ingresar al rango inelástico, y que los niveles de daños sean menores.

### **Sobrerresistencia**

Aun cuando la estructura ha sobrepasado la fase elástica, esta puede recibir cargas laterales superiores al valor máximo del rango elástico, este parámetro es llamado la sobrerresistencia. (Muñoz, 1999)

Un valor superior a la unidad indica que la estructura presenta un factor de seguridad, mientras que un valor menor a la unidad indica que la estructura presenta un mayor grado de daño, fallo o colapso.

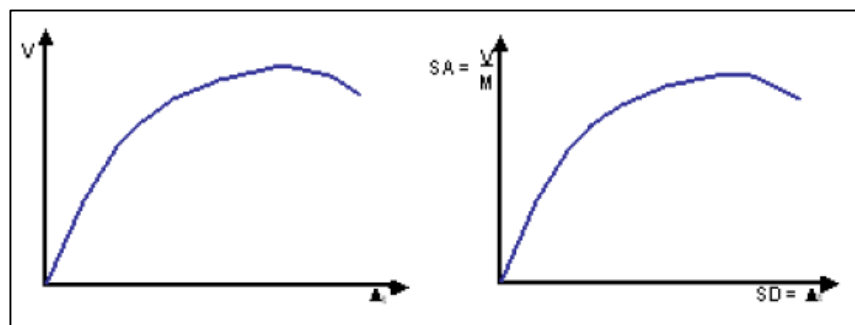
### **Espectro de capacidad**

Es la relación entre la fuerza restitutiva por unidad de masa ( $S_a$ ) que el edificio desarrolla frente a cada desplazamiento espectral ( $S_d$ ) y se obtiene de la curva de capacidad.

Mediante este espectro es que la mayoría de códigos realizan la evaluación dado que permite Intersectar el espectro de capacidad y el espectro de demanda en un solo gráfico.

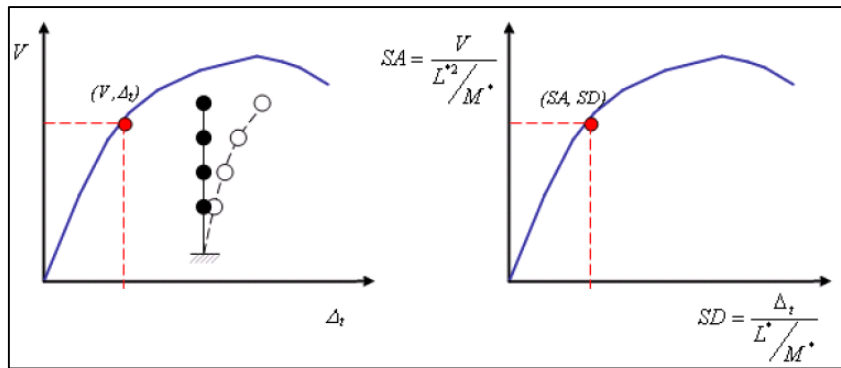
El espectro de capacidad en un sistema de un grado de libertad se obtiene de dividir la fuerza cortante ( $V$ ) entre la masa de la estructura ( $M$ ), mientras que, en el eje horizontal el desplazamiento queda definido con el mismo valor ( $SD=X$ ).

En estructuras de varios grados de libertad, el espectro se obtiene dividiendo el cortante basal (Eje  $y$ ) entre el factor de participación de la estructura ( $L^*/M^*$ ), y el desplazamiento (Eje  $x$ ) entre la masa efectiva ( $L^{*2}/M^*$ ). (Muñoz, 1999)



**Figura 13:** Curva y espectro de capacidad de una estructura (1GL).

**Fuente:** Muñoz, 1999.



**Figura 14:** Curva y espectro de capacidad de una estructura varios grados de libertad.

**Fuente:** Muñoz, 1999.

## 1.4 Formulación del problema

Frente a la falta de claridad que presenta la norma E.030 sobre el desempeño que una estructura presenta, es que se plantea la siguiente pregunta:

### 1.4.1 Problema general

¿Es adecuado el desempeño de la estructura escolar estudiada al evaluar el sismo brindado por la norma E.030, usando los criterios del comité VISION2000?

### 1.4.2 Problemas específicos

¿Cuál es la sobrerresistencia presentada en la edificación estudiada, usando criterios del comité VISION2000?

¿Cómo varía el desempeño estructural si se considera distintos niveles de demandas sísmicas usando criterios del comité VISION2000?

## 1.5 justificación del estudio

### 1.5.1 Justificación practica

La presente tesis pretende brindar información confiable, que pueda servir como referencia para profesionales y estudiantes de ingeniería civil, interesados en el área de estructuras, que deseen aprender una metodología de evaluación basado en desempeño, dado que, la mayoría de códigos

sísmicos, de carácter prescriptivo de diseño, no especifican el desempeño, en este caso, punto de desempeño que una estructura pueda presentar.

Jurado y Navarro (2009) realizaron un estudio sobre la vulnerabilidad de edificaciones escolares, determinando el punto de desempeño para distintas demandas sísmicas y con un tipo de suelo S2 para dos tipos de sistemas estructurales educativos PRE y POST-1997.

Dada la actualización de los factores físicos de la norma E.030 en el año 2014, se pretende verificar si el punto de desempeño ha variado significativamente con el estudio anterior, y como varía en un tipo de suelo S1.

### **1.5.2 Justificación económica:**

Todo tipo de diseño estructural, sin importar su categoría, debería presentar alternativas económicas que permitan brindar, a la entidad o dueño, el desempeño y costo de reparación que se puede esperar en la edificación después de un evento sísmico.

Se debe indicar que si se elige un sistema estructural “económico”, puede que la estructura presente un nivel de daño considerable frente a un sismo moderado.

Según el programa HAZUS de FEMA, indica que el costo de reparación es mayor al costo de construcción incluso después de un sismo moderado, ya que, se requiere realizar actividades con el mayor cuidado, debido que se puede afectar a los elementos aledaños. (Aguilar, 2003)

### **1.5.3 Justificación social:**

El Perú es un país altamente sísmico, y el Reglamento Nacional de Edificaciones cataloga las estructuras escolares como esenciales, ya que este brindará servicios de primera necesidad y un resguardo de vida de la población en época de catástrofe.

## **1.6 Hipótesis**

### **1.6.1 Hipótesis general**

La estructura estudiada diseñada por la norma E.030, presenta un desempeño operacional según la matriz de desempeño de VISION-2000.

### **1.6.2 Hipótesis específicos**

La estructura escolar analizada presenta una sobrerresistencia mayor a la unidad lo cual indica que presenta un factor de seguridad adecuado.

La estructura escolar analizada frente a distintas demandas sísmicas presenta un desempeño totalmente operacional para un sismo ocasional y un desempeño de resguardo de vida para un sismo muy raro.

## **1.7 Objetivos**

### **1.7.1 Objetivo general**

Determinar si el desempeño de la estructura analizada, diseñada con la norma E.030-2003, es el adecuado (desempeño operacional) con la matriz de desempeño brindado por el comité VISION2000.

### **1.7.2 Objetivos específicos**

Determinar cuál es la sobrerresistencia presente en la edificación esencial, para observar si presenta un factor de seguridad mayor a la unidad.

Observar como varía el desempeño estructural al considerar distintos niveles de demandas sísmicas y determinar si cumple con lo establecido por VISION-2000.



## **II.- MÉTODO**

### **2.1 Diseño de investigación**

#### **Tipo de estudio**

##### **Aplicada**

El presente trabajo de investigación aplica conocimientos de diseño (Diseño basado en desplazamientos) y modelos teóricos (modelo de Mander tanto para el concreto confinado y no confinado (recubrimiento) y el modelo de curva parabólica con endurecimiento del acero), con el propósito, de evaluar y dar a conocer el punto de desempeño de la estructura analizada.

#### **Nivel de estudio**

##### **Explicativo**

El presente trabajo, presenta las características de nivel explicativo, dado que desea evaluar el efecto de las demandas sísmicas, en el desempeño de una estructura escolar con un sistema POST-1997 (780 actual) y verificar si la norma E.030 garantiza un nivel de desempeño adecuado según VISION-2000.

#### **Diseño de estudio**

##### **No experimental**

El presente proyecto de tesis tiene como objetivo analizar el comportamiento en el rango inelástico de la estructura mediante modelos teóricos y determinar el punto de desempeño bajo la metodología recomendada del SEAOC de forma global.

Por lo tanto, no se requiere el uso de muestras de laboratorio.

##### **Transversal**

En la presente investigación, el factor del tiempo no es una variable principal que influya en el análisis no lineal estático.

## 2.2 Variables, operacionalización

### 2.2.1 Variables Independientes

Capacidad estructural.

Demandas sísmicas.

### 2.2.2 Variable dependiente

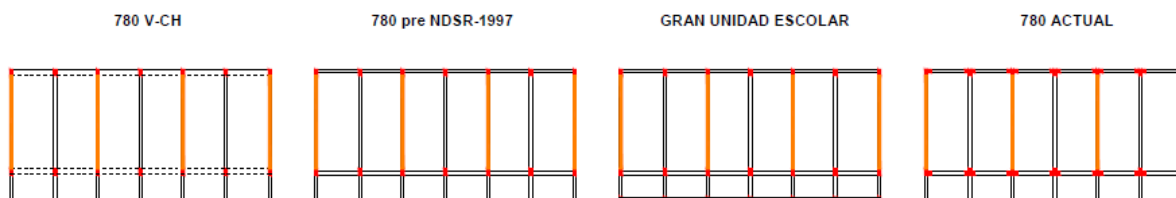
Desempeño estructural.

MATRIZ DE OPERACIONALIDAD DE VARIABLES				
VARIABLES	DEFINICION CONCEPTUAL	INDICADORES	METODOLOGÍA	INSTRUMENTOS
D				
Desempeño	Punto de interseccion existente entre el espectro de capacidad de la estructura y la demanda sismica indicando la respuesta estructural.	1) Sectorización del tramo inelastico por VISION 2000, 2) Método espectro - capacidad.	1) Visión 2000, 2)ATC.	SAP 2000, Planilla excel
I				
Capacidad estructural.	Estabilidad que una edificación presenta bajo fuerzas externas y depende de numerosos factores tanto en geometría, altura y planta	Rótulas plasticas, ANLE	1) Modelo de momento - giro basados en momento . Curvatura, 2) Modelo Mander, 3) Modelo del acero parabólico 4)FEMA	SAP 2000, Planilla excel
Demandas sísmicas.	Modelo suavizado del comportamiento sismico expresado en una grafica de periodo vs aceleracion	Sismo operacional, sismo de diseño y sismo maximo creible.	1) Norma peruana E.030, 2) ATC-40.	SAP2000, Excel

## 2.3 Población y muestra

### 2.3.1 Población

La población es los distintos sistemas estructurales existentes para una edificación escolar de concreto-albañilería.



**Figura 15:** Tipos de sistemas existentes para edificaciones escolares de concreto-albañilería.

**Fuente:** Jurado y Navarro, 2009.

### 2.3.2 Muestra

La muestra es el centro Educativo Inicial 133, ubicado en la Urbanización Antonia Moreno de Cáceres, distrito de Ventanilla, Callao.

Es una estructura de dos pisos, con una altura máxima de 6 metros, y una altura de 2.8 metros en el 1er piso.

Presenta un sistema denominado “780 actual”, también llamado POST-1997.

La estructura es de categoría esencial, y se encuentra ubicado en la Zona 4 sísmica del Perú y el tipo de suelo es el denominado suelo “S1”.

#### 2.3.2.1 Tipo de muestreo

Debido a la complejidad de realizar un censo, y un tema personal, se consideró un tipo de muestreo aleatorio de carácter dirigido y acceso fácil de información, en el cual se tomó una edificación escolar que presenta un sistema estructura denominado “780 actual” POST-1997.

## **2.4 Técnicas y procedimientos de recolección de datos, validez y confiabilidad**

### **2.4.1 Técnicas e instrumentos**

El presente trabajo de investigación requerirá del uso de las siguientes técnicas e instrumentos.

#### **Técnica**

Guías documentales: Se hará uso de los siguientes documentos: Modelos teóricos para determinar el comportamiento de los elementos, E.020 para la selección de cargas, E0.30 de la norma peruana para la determinación del sismo de diseño, ATC-40 para la determinación de las distintas demandas sísmicas, FEMA para los procedimientos del análisis no lineal estático y la matriz de SEAOC Visión 2000 para la ubicación del punto de desempeño.

#### **Instrumento**

Recolección de datos: Mediante el programa computacional de diseño sísmico (SAP2000 v.18), y planillas elaboradas de diagrama momento curvatura y sectorización de la curva de capacidad, se recopilará la información necesaria para el logro de los objetivos de forma observacional.

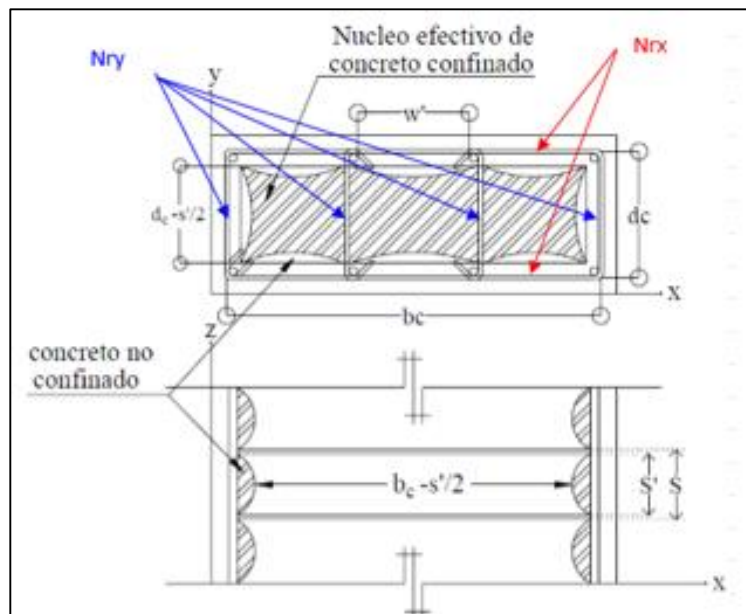
## **2.5 Método de análisis de datos**

En el presente trabajo de investigación usa del análisis no lineal estático y el método de espectro – capacidad para el cálculo de punto de desempeño.

Se modela en el programa SAP2000 e ingresa las propiedades de los materiales, el comportamiento de los elementos mediante su diagrama momento – giro y las demandas sísmicas para calcular el punto de desempeño.

## Procedimiento para el modelo de Mander

Mander desarrolló un modelo de esfuerzo – deformación para el concreto tanto en confinado con refuerzo transversal y no confinado, presentando una ventaja que el concreto puede contener cualquier tipo de acero que lo confine. El confinamiento del concreto resulta en un aumento significativo de la resistencia y ductilidad del concreto.



**Figura 16:** Grafica del confinamiento de la sección.

**Fuente:** Aquiroz, 2017.

Para secciones rectangulares o cuadradas la resistencia máxima a compresión ( $f_{cc}$ ), se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$f_{cc} = \lambda f'_c$$

$$f_{ix} = \frac{A_{ix}}{s d_c} k_e f_{yh}$$

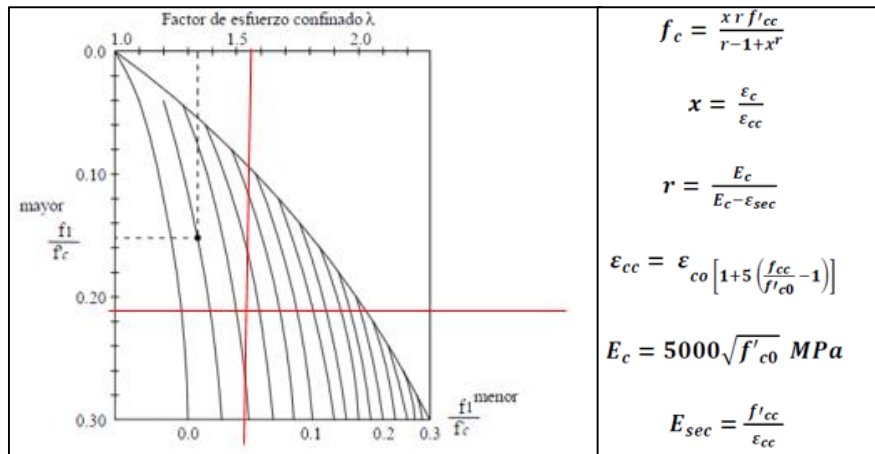
$$f_{iy} = \frac{A_{iy}}{s b_c} k_e f_{yh}$$

$$A_e = \left( b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 d_c} \right)$$

$$k_e = \frac{\left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6 b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 d_c} \right)}{1 - \beta_{cc}}$$

**Figura 17:** Fórmulas para determinar el aumento de resistencia.

**Fuente:** Aquiroz, 2017.



**Figura 18:** Grafica para determinar el factor de esfuerzo confinado.

Fuente: Aquiroz, 2017.

### Procedimiento para la construcción del diagrama momento – curvatura de los elementos

Las etapas para construir el diagrama - momento curvatura de un elemento son:

1. Definir la geometría de la sección del elemento y ubicar los refuerzos.
2. Definir el diagrama esfuerzo – deformación del concreto en compresión y seleccionar un valor de  $\epsilon$  para obtener un punto del diagrama momento - curvatura.

El valor que se seleccione del  $\epsilon_u$  es de gran importancia, ya que este determinará el valor de la curvatura última de la sección.

3. Definir el diagrama esfuerzo – deformación del acero para el análisis sino se cuenta con ensayos de laboratorio.
4. Elegir una ubicación del eje neutro  $c$ , y basado en esta localización trazar el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección tanto en la zona de tracción y compresión.
5. En base a las deformaciones que se obtienen, determinar esfuerzos del concreto y el acero mediante los modelos esfuerzo – deformación elegida para cada material.
6. Con los esfuerzos calculados, se determinan las fuerzas actuantes sobre la sección de acero y concreto, multiplicando cada esfuerzo con su respectiva área.

7. La suma vectorial de las fuerzas representa la carga sobre la sección y se debe observar que exista equilibrio de fuerzas, si no existe equilibrio se repite desde el paso 4 modificando la profundidad del eje neutro.
8. El último paso es obtener el momento flector interno que corresponde a la última posición del eje neutro, multiplicando cada fuerza por su brazo respectivo, medido desde el eje de referencia al centroide plástico de la sección.

La curvatura se calcula como la razón de la deformación del concreto sobre la distancia al eje neutro.

$$\text{Curvatura} = (\epsilon_c / c) = (\epsilon_s / (d - kd)) = ((\epsilon_c + \epsilon_s) / d)$$

De esta manera se obtiene un punto del diagrama envolvente momento curvatura, para ubicar otro punto se impone un nuevo valor de  $\epsilon$ .

Una vez obtenido el diagrama momento – curvatura de la sección se procede a convertirlo en diagrama momento – giro para el análisis.

El procedimiento es sencillo y consiste en multiplicar cada punto de la curvatura por su respectiva longitud de rotula ( $0.5h$ ).

### **Procedimiento para determinar la capacidad estructural**

Se hará uso del programa SAP2000 para determinar la capacidad estructural de la edificación de estudio mediante un análisis estático no lineal.

El análisis consiste en brindar un empuje lateral a la estructura y observar el punto donde se genera el colapso de la estructura.

Este análisis se puede realizar ya sea mediante un control de desplazamientos o fuerzas.

Se verifica el paso donde la estructura llega a su capacidad última.

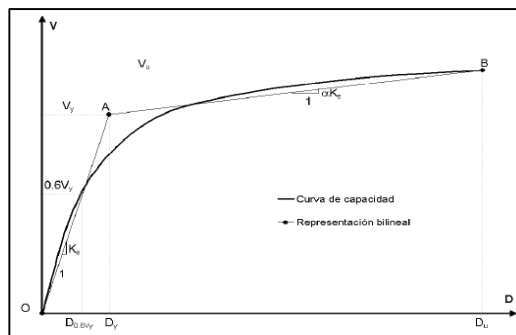
### **Procedimiento para el cálculo de la forma bilineal de la curva de capacidad**

Para la conversión de la curva de capacidad en su forma bilineal, FEMA-273 brinda un procedimiento iterativo y sencillo, el cual consiste en los siguientes pasos:

1. Ubicar el desplazamiento último ( $D_u$ ) y la fuerza asociado ( $V_u$ ), este punto quedará definido como el punto B.

- Elegir un punto arbitrario de la fuerza de fluencia ( $V_y$ ), al cual se denominará temporalmente punto A hasta su verificación.
- Determinar el área bajo la curva de capacidad e igualar con el área de curva bilineal de los puntos obtenidos. Si ambas áreas son iguales, entonces el punto A que se eligió es el correcto y si no cumple, entonces se procederá a repetir el procedimiento.
- Calcular la rigidez lateral efectiva ( $K_e$ ) de la curva bilineal, que vendría a ser la pendiente de la recta OA, mediante la siguiente expresión.

$$K_e = (0.6V_y) / (D_{0.6V_y})$$



**Figura 19:** Gráfica bilineal de la curva de capacidad según FEMA-273.

**Fuente:** FEMA-273.

La curva de capacidad en su forma bilineal permite de manera sencilla conocer la sobrerresistencia y ductilidad presente en la estructura.

### Procedimiento para el cálculo de demandas sísmicas

El método es sencillo de realizar, dado que no requiere de fórmulas complejas para su realización.

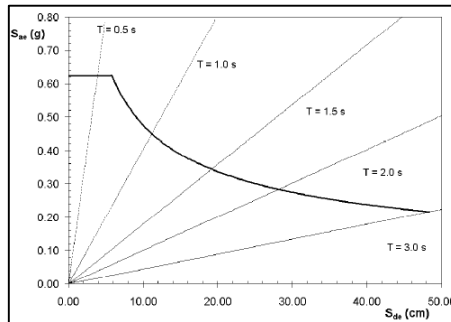
- Calcular el espectro elástico de acuerdo con la norma E.030.
- Transformar la abscisa del espectro elástico de periodo a valores de desplazamiento espectral.

$$S_d = ((t^2) / (4\pi^2)) * S_a$$

- Localizar las pendientes de cada periodo con su desplazamiento espectral asociado.
- Calcular las distintas demandas sísmicas con los criterios que brinda el ATC-40, como un 0.5 del espectro elástico de la norma para determinar



un sismo ocasional y un 1.3 del espectro elástico de la norma para un sismo máximo creíble.



**Figura 20:** Espectro elástico en Sa vs Sd.

**Fuente:** Aguiar, 2003.

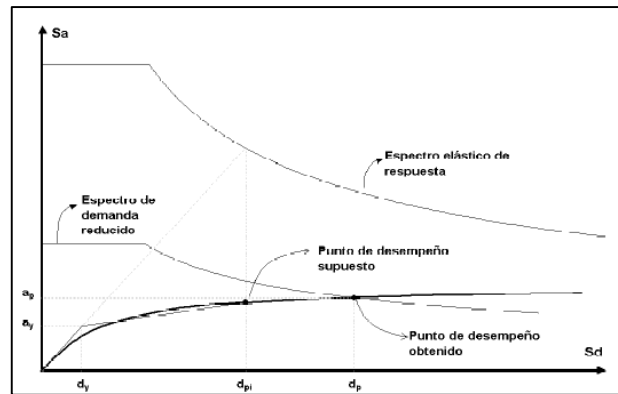
### **Procedimiento para el cálculo del punto de desempeño mediante el método de espectro-capacidad**

El Método de espectro – capacidad es de carácter simple, utilizado por el ATC para determinar el punto de desempeño de una estructura por medio de la intersección del espectro de capacidad y la demanda sísmica en su formato Sa vs Sd.

El método consiste en:

1. Intersectar el espectro elástico de respuesta (5% de amortiguamiento) y el espectro de capacidad en una misma gráfica.
2. Si la intersección se da antes que ocurra el punto de fluencia ( $V_y$ ), entonces ese es el punto de desempeño correspondiente al espectro elástico, pero si la intersección se da en la zona inelástica del espectro de capacidad, entonces se realizará una conversión del espectro elástico de demanda, en un espectro inelástico que consiste en un aumento del amortiguamiento.
3. Determinar un punto en el espectro de capacidad ( $D_p$ ,  $a_p$ ) y verificar que la intersección de este punto y el espectro de demanda reducido coincidan o esté dentro del rango de  $\pm 5\%$  del desplazamiento supuesto.

Consiste en un método sencillo, pero al ser de carácter iterativo, requiere tiempo para determinar el punto de desempeño.

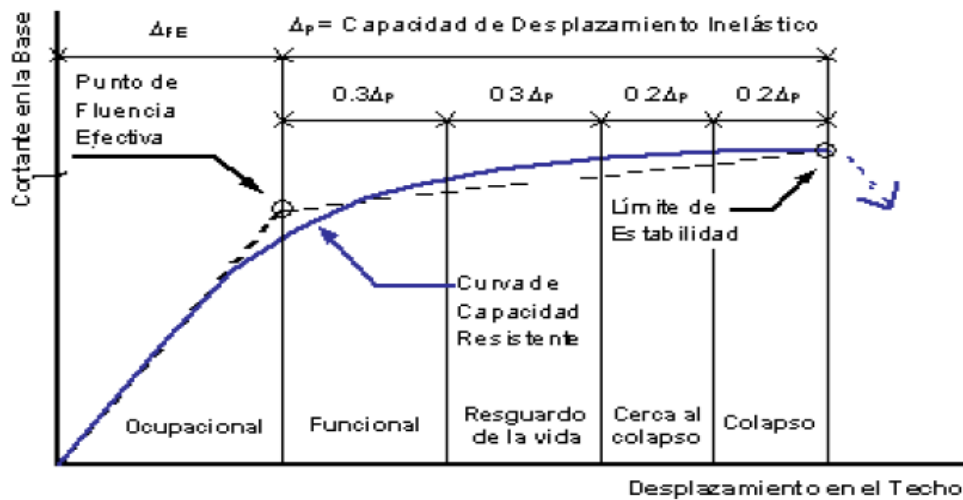


**Figura 21:** Grafica de la obtención del punto de desempeño.

**Fuente:** ATC-40.

### Procedimiento para sectorizar la curva de capacidad según VISION-2000

Consiste en sectorizar la parte inelástica de la curva de capacidad en su forma bilineal con las recomendaciones que brinda VISION 2000 y de esta manera determinar los límites de estado de una estructura de forma global.



**Figura 22:** Sectorización de la curva de capacidad bilineal.

**Fuente:** SEAOC, 2000.

Si bien es cierto que el ATC-40 también brinda una matriz de desempeño similar al de SEAOC 2000, se debe indicar que la primera toma en consideración los niveles de daños presentes tanto en elementos estructurales y no estructurales, y de la “fusión” de los dos, determinar un punto de desempeño de manera global.

El ATC-40 presenta una diferencia con el SEAOC porque permite determinar el punto de desempeño de manera local.

Posteriormente se procede a ubicar el punto de desempeño determinado para distintas demandas sísmicas y verificar si cumple con el desempeño de la matriz de desempeño que brinda VISION-2000.

### Ficha de evaluación según VISION 2000.

Matriz de desempeño que brinda VISION2000.

		Matriz de nivel de Desempeño			
		Completo. operacional	Operacional	Resguardo de vida	Cerca del colapso
N. DE SISMO	S. Frecuente				
	S. Ocasional	E. esencial			
	S. raro		E. esencial		
	S. muy raro			E. esencial	

**Tabla 3:** Ficha de evaluación.

**Fuente:** Propia.

### 2.6 Aspectos éticos

El presente proyecto de investigación tendrá en cuenta la veracidad de los resultados; el respeto por la propiedad intelectual y se registrará bajo la metodología desarrollada por el comité Visión 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (Visión 2000-SEAOC), que utiliza criterios rigurosos referentes al objetivo de la ingeniería sismorresistente de edificaciones, la cual es brindar un comportamiento adecuado de las estructuras y el nivel de daño presentes.

### III.- RESULTADOS

#### 3.1 Modelo de la estructura escolar de 2 pisos

Consiste en una estructura de 2 pisos que consta de un sistema aporricado en el sentido longitudinal y un sistema de muros de albañilería en el sentido transversal, el tipo de sistema es llamado “780 actual”-POST1997.

La estructura presenta juntas sísmicas por lo cual no se consideró el efecto de columna corta.

Las longitudes de las siguientes graficas pueden ser observadas con detalle en los planos adjuntos en el anexo.

El análisis Pushover se consideró en el sentido longitudinal, dado que es el lado más desfavorable de la estructura, y se definió a la estructura como empotrada en su base.

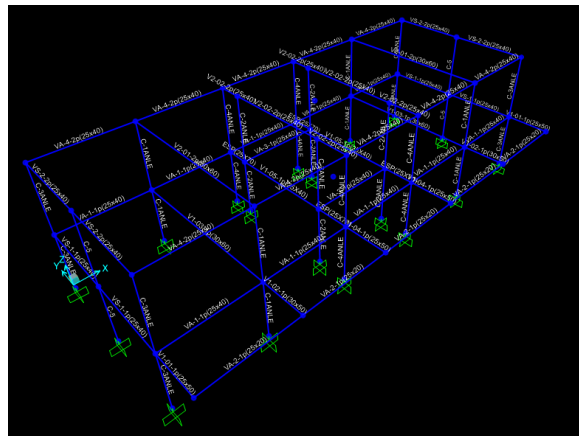


Figura 23: Modelo escolar de dos pisos.

#### 3.1.1 Dimensión de los elementos a evaluar

CUADRO DE COLUMNAS							
Tipo Nivel	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	
1er	<p>8 # 3/4" Ø 2 # 3/8 @ .25</p>	<p>25 x 40 2 # 5/8"</p>	<p>25 x 35 2 # 5/8"</p>	<p>25 x 25 4 # 5/8"</p>	<p>25 x 25 4 # 1/2"</p>	<p>15 x 25 4 # 3/8"</p>	
2do	<p>8 # 3/4" Ø 2 # 3/8 @ .25</p>	=	=	=	=	=	

Figura 24: Cuadro de columnas detalladas.

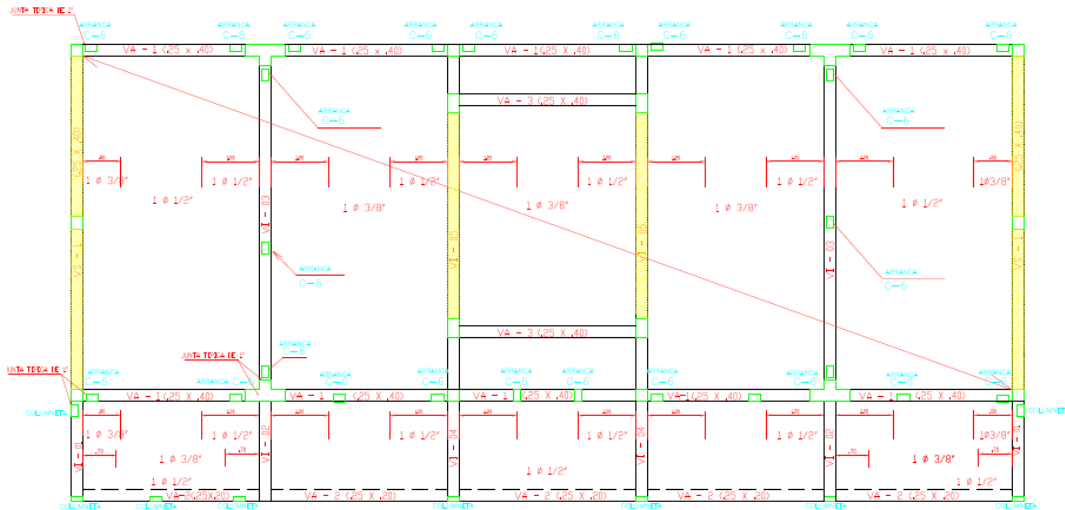


Figura 25: Plano de detalles de vigas.

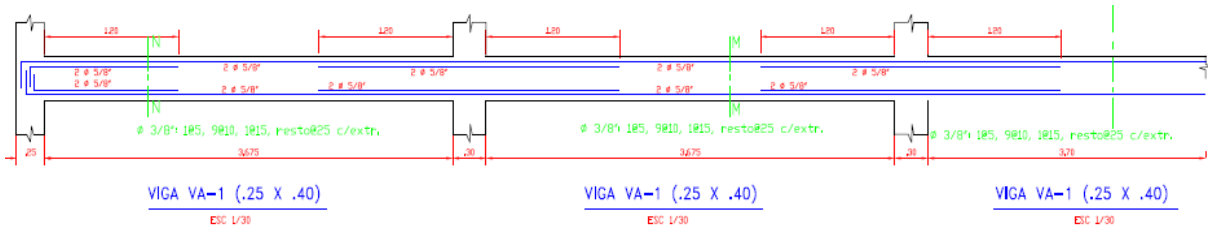


Figura 26: Detalle de vigas del eje longitudinal.

### 3.2 Resultados previos para el análisis no lineal estático

Para el análisis no lineal se debe determinar e incluir las propiedades inelásticas, mediante el diagrama momento – giro, de los elementos en el programa SAP2000 v.18.2 de cada elemento.

Para el cálculo del diagrama momento – giro de cada elemento, se necesita conocer el diagrama momento – curvatura previamente de cada elemento.

#### 3.2.1 Resultados de la elaboración del diagrama momento – curvatura

A continuación se presentará los resultados para un elemento, en este caso se eligió al azar la columna C3 de la figura 24 para indicar los resultados de cada procedimiento.

Como primer paso es necesario definir un modelo teórico tanto para el concreto y el acero para determinar el comportamiento posterior del elemento. Se hará uso del modelo Mander tanto para el concreto confinado y no confinado adecuado para diferentes secciones transversales y el

modelo de endurecimiento por deformación para el acero de refuerzo adecuado para la evaluación del elemento.

### 3.2.1.1 Resultados de los modelos adoptados para los materiales

#### Resultados del acero

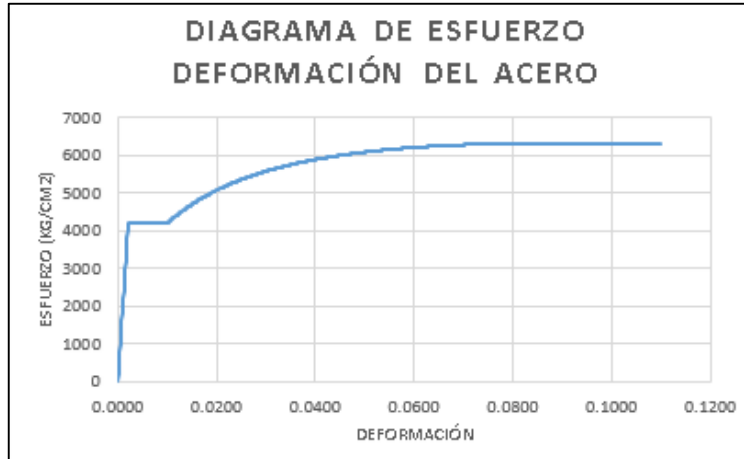


Figura 27: Gráfica esfuerzo – deformación del acero.

#### Interpretación:

La figura 27 representa el diagrama esfuerzo – deformación del acero grado 60. La zona de la plataforma comienza en una deformación de 0.0021 que está asociado a un esfuerzo de 4200kg/cm<sup>2</sup> y se mantiene lineal hasta una deformación de 0.01, se consideró que el acero llega a su máxima capacidad con una deformación de 0.09 asociado a un esfuerzo de 6328 kg/cm<sup>2</sup>.

#### Resultados del concreto

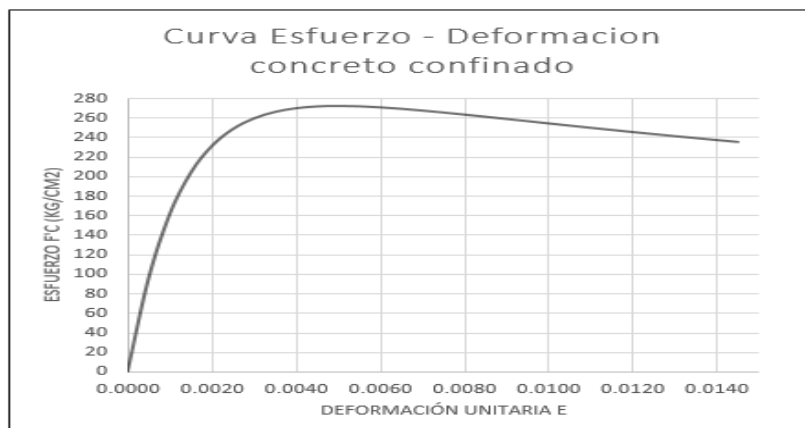
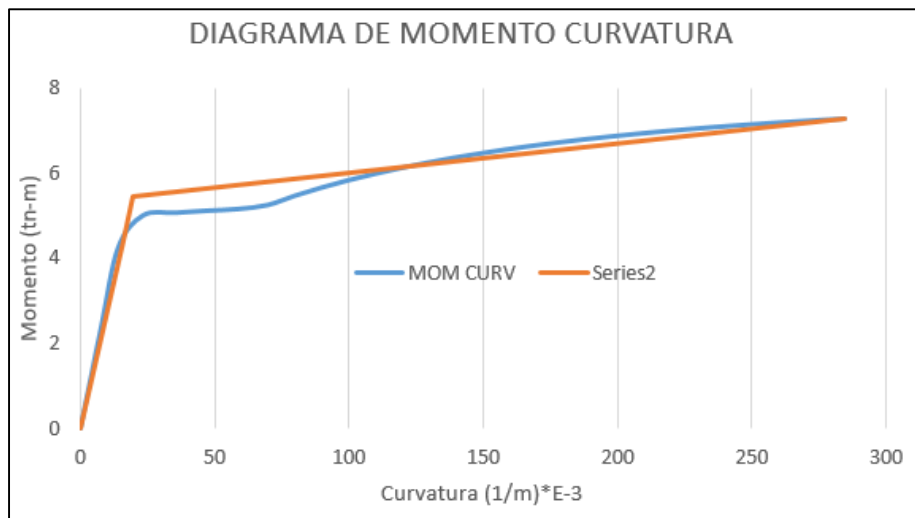


Figura 28: Resultados esfuerzo – deformación del concreto de la columna C3.

### Interpretación:

La **figura 28** indica el diagrama esfuerzo – deformación de la columna llamado C3 (Ver **figura 24**). El elemento presenta un aumento en la resistencia hasta 273kg/cm<sup>2</sup> debido al refuerzo transversal. Se consideró que el elemento llega a su capacidad última con una deformación de 0.0145 cm asociada a una resistencia de 236kg/cm<sup>2</sup>.

### 3.2.1.2 Resultado del diagrama momento – curvatura de la columna C2



**Figura 29:** Diagrama de momento - curvatura de la columna C3.

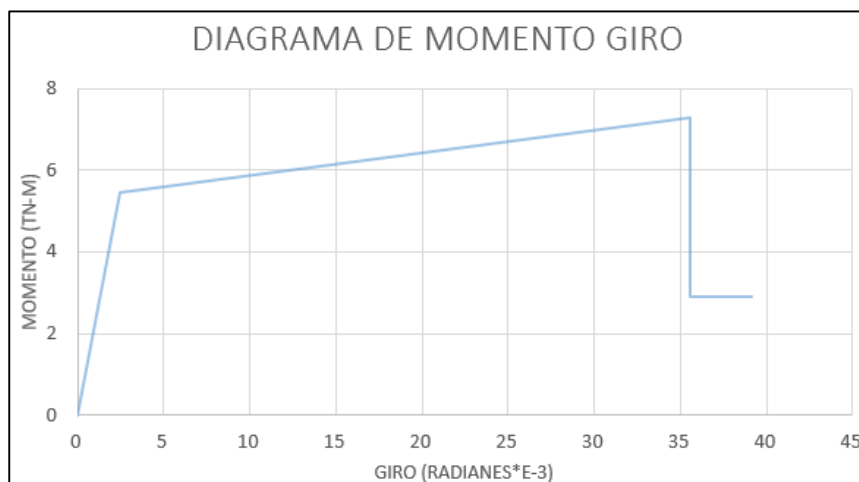
Momento (tn-m)	Curvatura 1/m *E-3	Momento (tn-m)	Curvatura 1/m *E-3	Momento (tn-m)	Curvatura 1/m *E-3
0.00	0.00	5.83	99.71	6.86	197.03
2.40	7.75	5.98	109.57	6.92	206.72
4.24	14.00	6.12	119.37	6.98	216.41
5.00	23.26	6.24	129.13	7.03	226.11
5.06	35.11	6.36	138.87	7.08	235.81
5.11	46.95	6.46	148.59	7.12	245.52
5.15	58.61	6.55	158.29	7.17	255.24
5.25	69.70	6.64	167.98	7.21	264.97
5.47	79.80	6.72	177.66	7.24	274.70
5.66	89.80	6.79	187.35	7.28	284.45

**Tabla 4:** Resultados del momento – curvatura de la columna C3.

### Interpretación:

La **figura 29** representa el diagrama momento – curvatura de la columna C3 y su representación en forma bilineal (línea anaranjada) lo cual servirá para determinar el comportamiento en el rango no lineal de la columna C3 mediante rotulas tipo momento- giro.

### 3.2.2 Resultados del diagrama momento – giro



**Figura 30:** Representación del momento - giro de la columna C3.

Punto	A	B	C	D	E
Momento	0.00	5.466	7.276	2.910	2.910
Curvatura	0.00	19.842	284.447	284.447	312.892
Momento	0.00	5.466	7.276	2.910	2.910
Giro	0.00	2.480	35.556	35.556	39.111

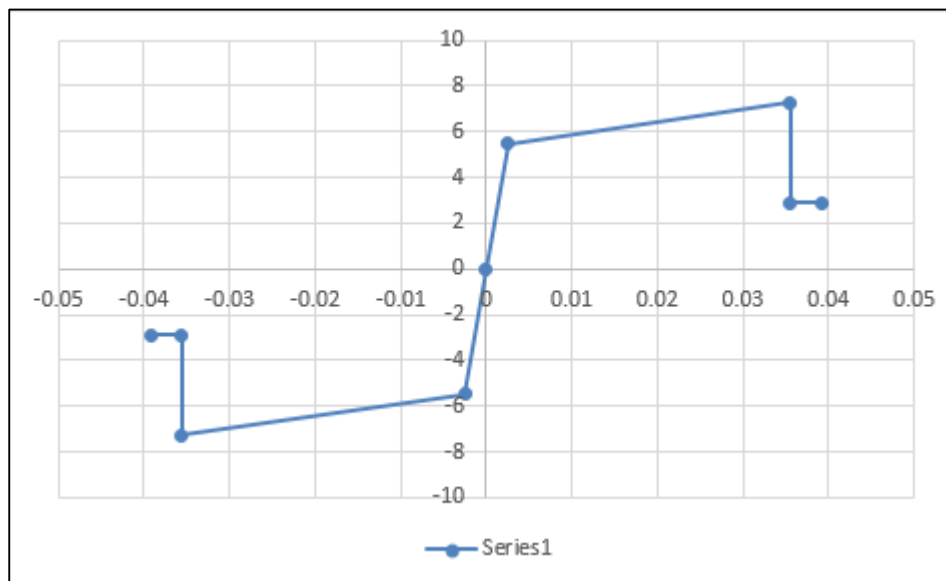
**Tabla 5:** Resultados de la figura momento – giro de la columna C3.

### Interpretación:

La **figura 30** representa el diagrama momento –giro obtenido del diagrama momento – curvatura de la columna C3 y los puntos representativos A, B, C, D y E. Estos valores fueron obtenidos de multiplicar los valores del diagrama momento – curvatura por 0.5h en el sentido de análisis, la altura de la columna es de 0.25m. Se considera que el elemento llega a su capacidad última en el punto C.



### 3.2.2.1 Resultados de la rótula de columna C3



**Figura 31:** Modelo de rótula de la columna C3.

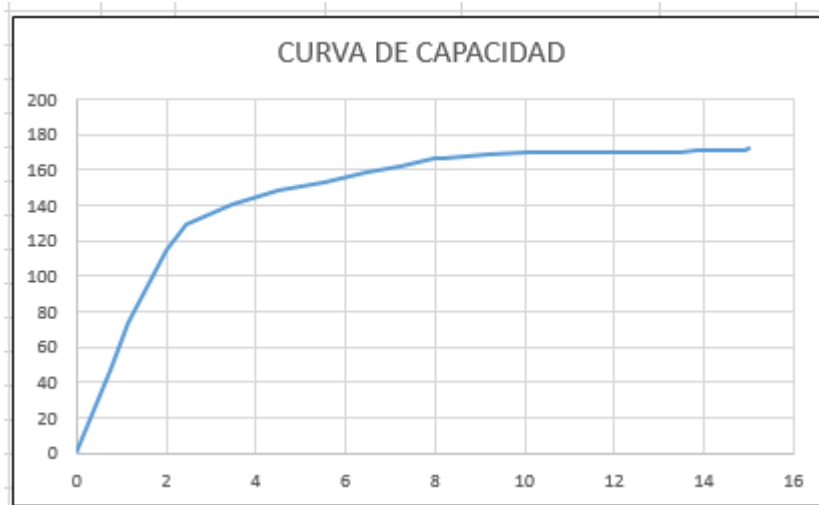
#### **Interpretación:**

La **figura 31** representa la rótula tipo momento – giro de la columna C3 lo que indica cómo se comportará la columna cuando se encuentre en la zona inelástica. Presenta una forma simétrica tanto en el primer y tercer cuadrante debido a que los refuerzos longitudinales se encuentran distribuidos de forma equitativa tanto en la zona de compresión y tracción.

Se procede a realizar el mismo procedimiento para cada elemento presente en la estructura donde se presente una distinta distribución de refuerzo o distinta carga a la cual es sometida.

Se consideró un total de 16 rótulas en las columnas, que fueron generados de manera manual, y 1 rótula para la viga, generada de manera automática por el programa SAP2000.

### 3.2.3 Resultados del análisis no lineal estático: “curva de capacidad”



**Figura 32:** Gráfico curva – capacidad de la estructura escolar de dos pisos.

#### **Interpretación:**

La **figura 32** representa la curva de capacidad de la edificación escolar analizada obtenida del programa SAP2000 producto de haber realizado el análisis estático no lineal.

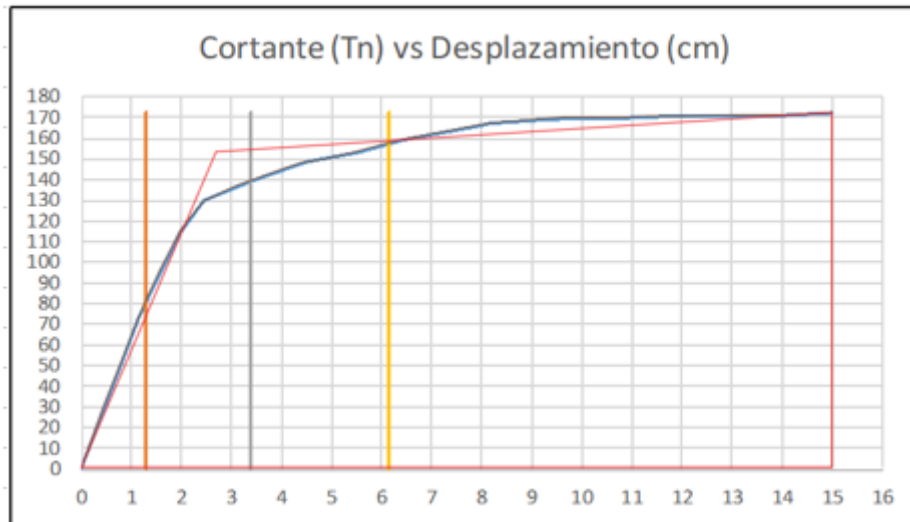
La estructura, presentó un máximo desplazamiento de 15 cm, punto donde ocurre el colapso, asociado a un cortante basal de 172 Tn.

La primera rotula ocurrió cuando la estructura se desplazó 0.98 cm con un cortante basal de 101.17 Tn

La zona de fluencia se dio con un desplazamiento de 2.3 cm asociado a una fuerza de 152 tn.

Por lo tanto, la sobrerresistencia de la estructura es 1.7 lo cual es superior a la unidad indicando que el factor de seguridad de la estructura es adecuado dando a verificar la primera hipótesis establecida.

### 3.3 Resultados de la sectorización de la curva de capacidad según VISION2000



**Figura 33:** Sectorización de la parte inelástica según VISION2000.

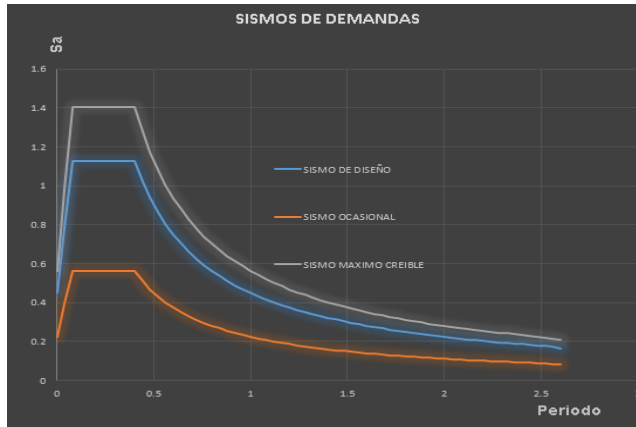
#### Interpretación:

La **figura 33** representa la curva de capacidad en su forma bilineal según lo que indica VISION2000 y la posterior sectorización en porcentajes de 30%, 30%, 20% y 20%, lo cual servirá para definir conceptualmente el punto de desempeño de estructura.

### 3.4 Resultados de las distintas demandas sísmicas

	NIVEL DE SISMO	Aceleración en la base
<b>CRITERIOS DEL ATC 40</b>	Sismo ocasional	0.23g
	Sismo raro	0.45g
	Sismo máximo creíble	0.56g

**Tabla 6:** Aceleración máxima de la zona en estudio.



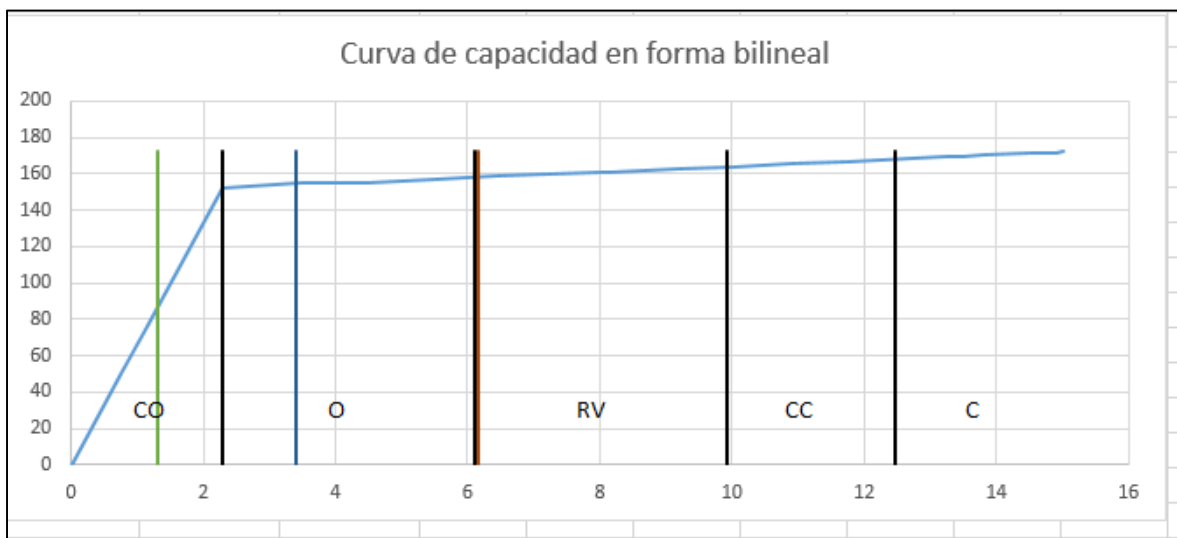
**Figura 34:** Gráfica de las demandas sísmicas según E.030 y ATC.

**Interpretación:**

La **tabla 6** y **figura 34** indica los valores de máximo aceleración presente en la base de la estructura obtenidos de la norma E.030 - 2014 con los factores físicos de  $Z_4=0.45g$  y un factor de suelo  $S_1=1.00$ , la plataforma de los espectros llega hasta un valor de 0.4seg.

Mediante las consideraciones establecidas por el ATC-40 se determinó los valores asociados para un sismo ocasional de 0.23g (0.5 sismo de diseño) y valores del sismo máximo creíble de 0.56g (1.25 sismo de diseño).

**Resultados del método espectro capacidad**



**Figura 35:** Intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda.

**Interpretación:**

La **figura 35** indica los puntos de desempeño obtenidos para los distintos puntos de desempeño (Verde: SO, Azul: SD, Naranja: SMC).

En la figura se observa que la estructura se encuentra en el ras del sector operacional (O) y resguardo de vida (RV).

Los puntos de desempeño fueron obtenidos del programa SAP, el cual realizó el método de espectro – capacidad donde interseco los espectros de demandas y el espectro de capacidad.

**Resultados del punto de desempeño:**

		Matriz de nivel de Desempeño			
		Completo Operacional (CO)	Operacional (O)	Resguardo de vida (RV)	Cerca del colapso (CC)
Demandas	S. Ocasional	Desempeño			
	S. raro		E.030		
	S. muy raro			Desempeño	

**Tabla 7:** Matriz de desempeño de la edificación escolar de dos pisos.

**Interpretación:**

Según **la figura 35** y la matriz de desempeño que brinda VISION2000, indican que la estructura escolar presenta un desempeño operacional para un sismo de diseño, también denominado sismo raro, un desempeño de resguardo de vida para un sismo máximo creíble, también denominado sismo muy raro, y un desempeño completamente operacional para un sismo ocasional.

De la figura 35 se puede indicar que tanto la hipótesis general y la hipótesis específica se cumple concluyendo que la estructura presentará un desempeño adecuado a distintas demandas sísmicas.

## **IV.- DISCUSIÓN**

### **4.1 Discusión de los resultados**

A partir del hallazgo de los resultados, se acepta la hipótesis general, que indica que la estructura analizada cumple con los requerimientos de la matriz de desempeño propuesto por VISION SEAOC 2000 para una edificación esencial, por lo cual se garantiza el desempeño que la norma E.030 otorga para este tipo de edificaciones mediante su metodología prescriptiva.

Estos resultados presentan relación con los modelos inelásticos de los materiales, el método de análisis para determinar el punto de desempeño y los resultados que utilizaron Jurado y Navarro (2009), en sus tesis de maestría, pero la estructura analizada presentó un desempeño adecuado para un sismo ocasional, caso que no ocurrió en la tesis de Jurado y Navarro.

Por lo cual se indica que los resultados de desempeño del colegio C.E.I 133 presentan un desempeño adecuado frente a distintas demandas sísmicas.

También debe indicarse que el desempeño estructural no cambia de manera significativa debido a la modificación de los factores físicos de la nueva norma E.030-2016.

Se toma en consideración lo que Alemán y Naranjo (2011) indican para realizar el análisis no lineal estático, para determinar la capacidad estructural de la edificación, dado que este tipo de análisis presenta limitaciones.

Ellos indican que para un periodo menor a 1seg se realiza el análisis mediante el modo fundamental de la estructura.

Y para estructuras que presentan un periodo mayor a 1seg, se recurre a realizar un análisis multimodal o bien realizar el análisis bajo distintos patrones de carga y de esta manera determinar la capacidad estructural.

Aunque el análisis no lineal dinámico resulte más conveniente que el análisis no lineal estático en la precisión de la respuesta estructural, este resulta muy laborioso y requiere de mucho trabajo computacional.

La elección, por conveniencia, entre el análisis no lineal estático y dinámico se da al momento de querer evaluar cierto determinado factor dentro del tema de desempeño.

El programa SAP2000, permite elaborar rótulas tipo momento – giro de cada elemento de una estructura de manera rápida y eficaz bajo los criterios de FEMA, pero resulta conveniente indicar que debe verificarse de forma manual al menos un elemento, para corroborar resultados.

En la presente investigación se realizó las rotulas de forma manual debido a un percance de entendimiento del programa y verificar los resultados de un elemento resulta ser una tarea muy tediosa debido al número de iteraciones que se debe realizar y verificar que en cada etapa se cumpla la compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos.

Se consideró un factor de 1.3 en el aumento de resistencia para la zona de confinamiento de cada elemento algo que no resultó conveniente para el cálculo de rotula de la columna C1 en forma de T, también debe indicarse que se determinó la rótula de la columna en forma de T considerándolo como una columna rectangular debido a que la zona de compresiones se encontraba en el ala.

El análisis no lineal estático resulta suficiente para conocer el punto de desempeño de una estructura, mientras que el análisis no lineal dinámico, precisa los niveles de daños que se puedan presentar tanto en elementos estructurales y no estructurales por piso de la estructura.

## V.-CONCLUSIÓN

- La estructura escolar de dos pisos resultó presentar un desempeño operacional para un sismo de diseño, también denominado sismo raro de la actual norma E.030, mediante el uso de la matriz de desempeño que brinda VISION2000.
- El desempeño de la estructura analizada cumplió con todos los requisitos de desempeño que indica VISION2000 en su matriz de desempeño.
- La capacidad estructural de la estructura presentó una sobrerresistencia de 1.7 indicado que presenta un factor de seguridad aceptable por lo cual indica que el índice de daño que se pueda presentar en los elementos puede ser menores a los que se pueda calcular.



## VI.-RECOMENDACIONES

- En la presente investigación se consideró empotramiento perfecto en la base de la estructura por lo que se recomienda que en futuras investigaciones se considere el efecto suelo – estructura para una mejora en la respuesta estructural y ver si presenta un efecto en la evaluación del punto de desempeño.
- La presente investigación no consideró el efecto de corte en los elementos sustentándose en el libro de análisis por desempeño de Aguiar donde indica que los códigos actuales permiten que una estructura presente una falla dúctil por lo cual se recomienda realizar evaluaciones en edificaciones antiguas considerando el efecto corte en los elementos y como este factor afecta en el desempeño y capacidad estructural.
- Realizar una comparación en distintos métodos para determinar el punto de desempeño de una estructura, ya sea entre el método de espectro – capacidad y el método de los coeficientes.
- Realizar un análisis dinámico no lineal (IDA) para determinar el daño local presente en los elementos.
- Considerar el desempeño estructural en el sentido transversal de la estructura.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- AQUIROZ, Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales. Tesis (Magister en Ingeniería civil). Lima, Perú: Pontífice Universidad Católica del Perú, 2017. 115 pp.
- DELGADILLO, Julio. Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030. Tesis (Magister en Ingeniería civil). Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, 2005. 154 pp.
- JURADO, César y NAVARRO, Laura. Reducción de la vulnerabilidad de Edificaciones escolares peruanas. Tesis (Magister en Ingeniería civil). Lima, Perú: Pontífice Universidad Católica del Perú, 2009. 83 pp.
- SANTANA, Ronald. Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada. Tesis (Magister en Ingeniería civil). Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería. 2012. 269 pp.
- VERGARA, Victoria y ZEVALLOS, Mario. Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, La libertad. Tesis para la obtención del título. Trujillo, La Libertad: Universidad Privada Antenor Orrego, 2014. 84 pp.
- ALEMÁN, Luis. Diseño por desempeño de elementos estructurales de hormigón armado mediante los códigos FEMA, utilizando ETABS. Tesis para la obtención del título. Sangolquí, Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército. 2011. 210 pp.
- PÉREZ, José. Diseño sismo resistente por desempeño y sus efectos en el comportamiento estructural. Tesis para la obtención del título. Ambato, Ecuador: Universidad técnica de Ambato. 2013. 311 pp.
- SANCHÉZ, Marco. Diseño sísmico basado en desempeño para una edificación esencial de concreto reforzado. Tesis (Magister en Ciencias en ingeniería y administración de la construcción). Monterrey, México: Instituto tecnológico y de estudios superiores de Monterrey. 2010. 133 pp.
- AGUIAR, Roberto. Análisis sísmico por desempeño. Sangolquí: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, 2003. pp. 329.

- BERTERO, Vitelmo. Lecciones aprendidas de terremotos catastróficas recientes y otras investigaciones. Primera conferencia internacional Torroja 1989. Monografía N°410-411. Instituto de ciencias de la construcción Eduardo Torroja. Madrid, Noviembre 1992.
- BERTERO, Vitelmo. Performance-based seismic engineering: a critical review of proposed guidelines. Rotterdam, Brookfield. 1997.
- HERNÁNDEZ, Roberto et al. Metodología de la investigación. México: Marcela I, 2007. 256 pp.  
ISBN 13:9789701057537.
- KUROIWA, Julio. Reducción de desastres. 2.ª ed. Lima: Bruño, 2005. pp. 429. ISBN: 9972-1-0400-1.
- MUÑOZ, Alejandro. Ingeniería sismorresistente. Lima: Pontífice Universidad Católica del Perú, 1999. pp.256.
- OTTAZZI, Gianfranco. Diseño en concreto armado. Departamento de Ingeniería. Lima: Pontífice Universidad Católica del Perú, 2006. pp. 504.
- OVIEDO, Ricardo. Diseño sismo resistente de edificaciones de concreto armado. 2016.
- PAULAY R. y PRIESTLEY N., Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, 1992.
- ATC. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, ATC-40, Seismic Safety Commission, SSC Rep. 96-01, 1-2, California, U.S.A.
- FEMA 273. NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency. Rep. FEMA 273 (Guidelines) and 274 (Comentary), Washington, D.C, 1996.
- SENCICO. Norma Técnica de Edificación NTE-E030 Diseño Sismo resistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la industria de la construcción, Lima. 2016.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC). Recommended Lateral Forces Requirements and Commentary (the Blue Book). California: SEAOC. 1999.
- Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. 2005. FEMA 440. Washington D.C: Federal Emergency Management Agency.

## ANEXOS

DIAGRAMA DE ESFUERZO DEFORMACION DEL CONCRETO PARA SECCIONES CONFINADAS METODO DE MANDER				
Seccion			Unid	
b	=	25	cm	Base de la columna en el sentido de análisis
d	=	40	cm	Altura de la columna en el sentido de análisis
rec	=	4	cm	Recubrimiento del acero
b <sub>cx</sub>	=	17	cm	
b <sub>cy</sub>	=	32	cm	
A	=	1000	cm <sup>2</sup>	Area bruta de la sección
A <sub>c</sub>	=	544	cm <sup>2</sup>	Area neta de la sección
A <sub>s</sub>	=	15.36	cm <sup>2</sup>	Area de acero longitudinal
Refuerzo transversal (Estribos)				
φ	=	0.95	cm	Diametro del estribo
S	=	10	cm	Espaciamiento longitudinal
s'	=	9.05	cm	Espaciamiento libre longitudinal
N <sub>rx</sub>	=	2		Numero de ramas en X
N <sub>ry</sub>	=	4		Numero de ramas en Y
A <sub>sx</sub>	=	1.42	cm <sup>2</sup>	Area de refuerzo transversal en X
A <sub>sy</sub>	=	2.84	cm <sup>2</sup>	Area de refuerzo transversal en Y
p <sub>x</sub>	=	0.44%		Cuantia de acero transversal confinado en X
p <sub>y</sub>	=	1.67%		Cuantia de acero transversal confinado en Y
p <sub>s</sub>	=	2.11%		Cuantia de acero transversal confinado
w <sub>1</sub>	=	13.3	cm	Distancia 1 entre estribos visto en planta (w')
w <sub>2</sub>	=	13.3	cm	Distancia 2 entre estribos visto en planta (w')
w <sub>3</sub>	=	13.2	cm	Distancia 3 entre estribos visto en planta (w')
w <sub>4</sub>	=	0	cm	Distancia 4 entre estribos visto en planta (w')
w <sub>5</sub>	=	0	cm	Distancia 5 entre estribos visto en planta (w')
w <sub>6</sub>	=	0	cm	Distancia 6 entre estribos visto en planta (w')
Acero				
f <sub>y</sub>	=	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de fluencia del acero
ε <sub>su</sub>	=	0.09		Deformación última del acero
A <sub>s</sub>	=	15.36	kg/cm <sup>2</sup>	Area de acero longitudinal
p <sub>cc</sub>	=	2.82%		Cuantia de acero longitudinal
Concreto				
f' <sub>c</sub>	=	210	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresión del concreto sin confinar
E	=	217370.65	kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de elasticidad del concreto
ε <sub>co</sub>	=	0.002		Deformacion asociada a la resistencia maxima del concreto f' <sub>c</sub>
A <sub>e</sub>	=	287.304	cm <sup>2</sup>	Area confinada efectiva, se utiliza A <sub>sx</sub> ó A <sub>sy</sub>
K <sub>e</sub>	=	0.543		Factor de coeficiente efectivo
f' <sub>lx</sub>	=	10.11	kg/cm <sup>2</sup>	Presión de confinamiento efectivo en X
f' <sub>ly</sub>	=	38.07	kg/cm <sup>2</sup>	Presión de confinamiento efectivo en Y
f' <sub>lx</sub> /f' <sub>c</sub>	=	0.04815		Relación de confinamiento en X
f' <sub>ly</sub> /f' <sub>c</sub>	=	0.18128		Relación de confinamiento en Y
λ	=	1.30		Factor de esfuerzo confinado (de la figura 11)
f' <sub>cc</sub>	=	273	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresión confinada
ε <sub>cc</sub>	=	0.00500		Deformación unitaria en f' <sub>cc</sub>
E <sub>sec</sub>	=	54600.00	kg/cm <sup>2</sup>	Módulo secante del hormigón confinado
r	=	1.34		

**Tabla 8:** Datos para el cálculo del diagrama esfuerzo-deformación del concreto.

Fuente: Propio.

base	40.00	cm		
altura	25.00	cm		
$\phi$ sup	2.85	cm		
$\phi$ inf	2.85	cm		
rec	4.00	cm		
b	32.00	cm		
d	19.58	cm		
d'	5.43	cm		
P	-8370.00	kg	(Compresion negativo, traccion positivo)	
Acero colocado			Posición medido desde la fibra en compresión	
As1	7.68	cm2	5.425	cm
As2	0.00	cm2	0.000	cm
AS3	0.00	cm2	0.000	cm
As4	0.00	cm2	0.000	cm
As5	7.68	cm2	19.575	cm
Es	2000000	kg/cm2		
f'c	210.00	kg/cm2		

**Tabla 9:** Datos para determinar el diagrama momento – curvatura de la sección.

**Fuente:** Propio.

γ	Kd	Ts1	Ts2	Ts3	Ts4	Ts5	Cc1	es1	es2	es3	es4	es5	fs1	fs2	fs3	fs4	fs5	suma	M	Φ	
0.000	0.000000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000
0.000	5.870910	583.31	0.00	0.00	0.00	-17926.93	8973.62	0.00004	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00117	75.95	0.00	0.00	0.00	-2334.24	0.00	2.43	8.517	
0.271	6.642007	2814.39	0.00	0.00	0.00	-29908.24	18723.85	0.00018	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00195	366.46	0.00	0.00	0.00	-3894.30	0.00	4.32	15.056	
0.327	5.825418	1583.69	0.00	0.00	0.00	-32256.00	22302.31	0.00010	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00354	206.21	0.00	0.00	0.00	-4200.00	0.00	4.76	25.749	
0.353	5.314636	-637.93	0.00	0.00	0.00	-32256.00	24523.93	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00537	-83.06	0.00	0.00	0.00	-4200.00	0.00	4.84	37.632	
0.369	5.074427	-2652.91	0.00	0.00	0.00	-32256.00	26538.91	-0.00017	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00714	-345.43	0.00	0.00	0.00	-4200.00	0.00	4.92	49.267	
0.381	4.950778	-4413.88	0.00	0.00	0.00	-32256.00	28299.88	-0.00029	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00886	-574.72	0.00	0.00	0.00	-4200.00	0.00	4.97	60.597	
0.390	4.907861	-5664.67	0.00	0.00	0.00	-32663.10	29957.76	-0.00037	0.00000	0.00000	0.00000	-0.01046	-737.59	0.00	0.00	0.00	-4253.01	0.00	5.08	71.314	
0.399	4.930775	-6158.30	0.00	0.00	0.00	-33846.99	31635.29	-0.00040	0.00000	0.00000	0.00000	-0.01188	-801.86	0.00	0.00	0.00	-4407.16	0.00	5.29	81.123	
0.406	4.957325	-6520.80	0.00	0.00	0.00	-34907.23	33058.03	-0.00042	0.00000	0.00000	0.00000	-0.01327	-849.06	0.00	0.00	0.00	-4545.21	0.00	5.47	90.775	
0.413	4.985168	-6775.93	0.00	0.00	0.00	-35864.31	34270.23	-0.00044	0.00000	0.00000	0.00000	-0.01463	-882.28	0.00	0.00	0.00	-4669.83	0.00	5.64	100.298	
0.419	5.015008	-6942.95	0.00	0.00	0.00	-36734.07	35307.02	-0.00045	0.00000	0.00000	0.00000	-0.01598	-904.03	0.00	0.00	0.00	-4789.08	0.00	5.78	109.715	
0.424	5.040124	-7037.55	0.00	0.00	0.00	-37528.98	36196.53	-0.00046	0.00000	0.00000	0.00000	-0.01730	-916.35	0.00	0.00	0.00	-4886.59	0.00	5.91	119.045	
0.429	5.066124	-7072.51	0.00	0.00	0.00	-38258.99	36961.50	-0.00046	0.00000	0.00000	0.00000	-0.01862	-920.90	0.00	0.00	0.00	-4981.64	0.00	6.02	128.303	
0.434	5.090806	-7058.32	0.00	0.00	0.00	-38932.16	37620.48	-0.00046	0.00000	0.00000	0.00000	-0.01992	-919.05	0.00	0.00	0.00	-5069.29	0.00	6.13	137.503	
0.438	5.114088	-7003.60	0.00	0.00	0.00	-39555.13	38188.72	-0.00046	0.00000	0.00000	0.00000	-0.02121	-911.93	0.00	0.00	0.00	-5150.41	0.00	6.22	146.654	
0.442	5.135956	-6915.49	0.00	0.00	0.00	-40133.38	38678.88	-0.00045	0.00000	0.00000	0.00000	-0.02249	-900.45	0.00	0.00	0.00	-5225.70	0.00	6.31	155.765	
0.446	5.156438	-6799.95	0.00	0.00	0.00	-40671.54	39101.50	-0.00044	0.00000	0.00000	0.00000	-0.02377	-885.41	0.00	0.00	0.00	-5295.77	0.00	6.39	164.842	
0.449	5.175584	-6661.92	0.00	0.00	0.00	-41173.54	39465.46	-0.00043	0.00000	0.00000	0.00000	-0.02504	-867.44	0.00	0.00	0.00	-5361.14	0.00	6.46	173.893	
0.453	5.193460	-6505.54	0.00	0.00	0.00	-41642.73	39778.27	-0.00042	0.00000	0.00000	0.00000	-0.02631	-847.08	0.00	0.00	0.00	-5422.23	0.00	6.52	182.922	
0.456	5.210139	-6334.31	0.00	0.00	0.00	-42082.00	40046.31	-0.00041	0.00000	0.00000	0.00000	-0.02757	-824.78	0.00	0.00	0.00	-5479.43	0.00	6.58	191.933	
0.459	5.225694	-6151.15	0.00	0.00	0.00	-42493.89	40275.05	-0.00040	0.00000	0.00000	0.00000	-0.02883	-800.93	0.00	0.00	0.00	-5535.06	0.00	6.64	200.930	
0.462	5.240199	-5958.56	0.00	0.00	0.00	-42880.61	40469.17	-0.00039	0.00000	0.00000	0.00000	-0.03009	-775.85	0.00	0.00	0.00	-5589.41	0.00	6.69	209.916	
0.464	5.253724	-5758.62	0.00	0.00	0.00	-43244.11	40632.72	-0.00037	0.00000	0.00000	0.00000	-0.03135	-749.82	0.00	0.00	0.00	-5630.74	0.00	6.74	218.892	
0.467	5.266338	-5553.11	0.00	0.00	0.00	-43586.11	40769.22	-0.00036	0.00000	0.00000	0.00000	-0.03260	-725.06	0.00	0.00	0.00	-5675.27	0.00	6.79	227.862	
0.469	5.278105	-5343.55	0.00	0.00	0.00	-43908.15	40881.71	-0.00035	0.00000	0.00000	0.00000	-0.03386	-695.78	0.00	0.00	0.00	-5717.21	0.00	6.83	236.827	
0.471	5.289085	-5131.22	0.00	0.00	0.00	-44211.63	40972.85	-0.00033	0.00000	0.00000	0.00000	-0.03511	-668.13	0.00	0.00	0.00	-5756.72	0.00	6.87	245.789	
0.473	5.299335	-4917.20	0.00	0.00	0.00	-44497.79	41044.99	-0.00032	0.00000	0.00000	0.00000	-0.03637	-640.26	0.00	0.00	0.00	-5795.98	0.00	6.90	254.749	
0.476	5.308907	-4702.43	0.00	0.00	0.00	-44767.74	41100.17	-0.00031	0.00000	0.00000	0.00000	-0.03762	-612.30	0.00	0.00	0.00	-5835.13	0.00	6.93	263.708	
0.478	5.317848	-4487.69	0.00	0.00	0.00	-45022.51	41140.20	-0.00029	0.00000	0.00000	0.00000	-0.03887	-584.33	0.00	0.00	0.00	-5862.31	0.00	6.97	272.667	

Tabla 10: Datos de cada punto del diagrama momento – curvatura de una sección.

Fuente: propio.