

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**“Desempeño Sísmico de un Tipo de Edificio Educativo Peruano  
Diseñado Antes de 1997”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**Presentado por:**

YANNET MARCELA HUERTA AUCASIME  
CHRISTIAN MARTÍN URIBE MATHEWS

Lima - Perú

MAYO 2006



## RESUMEN

Los últimos sismos ocurridos en el Perú han demostrado que los edificios educativos construidos antes de 1997 son vulnerables. Sin embargo, algunos edificios educativos construidos con un sistema estructural más rígido que el usado en esa época tuvieron un buen desempeño.

En el presente trabajo se revisó el diseño de un edificio escolar de tres pisos construido antes de 1997 siguiendo las indicaciones de La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente (2003). Luego se evaluó el desempeño del edificio ante tres niveles de peligro sísmico y en tres perfiles de suelo.

Para la evaluación del desempeño se usó la propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC y para la estimación de la respuesta, se usaron procedimientos de análisis no lineal basado en espectros de demanda-capacidad.

El estudiado demuestra que el edificio no satisface los requerimientos de rigidez de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente (2003) ni siquiera en suelo S1, sin embargo el diseño si cumple con los requerimientos de resistencia para suelo S1 pero no para los suelos S2 y S3.

Los resultados de este trabajo indican que en un suelo rígido el edificio educativo tendría un buen desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica. Sin embargo en condiciones adversas de suelo, perfil S3 de la NTE-030, el edificio tendría un pobre desempeño quedando inclusive al borde del colapso para sismos ocasionales.



## DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN TIPO DE EDIFICIO EDUCATIVO PERUANO DISEÑADO ANTES DE 1997

<b>1</b>	<b>EL EDIFICIO EDUCATIVO TRADICIONAL DE TRES PISOS.....</b>	<b>5</b>
1.1	Edificaciones escolares en la costa peruana.....	5
1.2	Arquitectura del edificio estudiado.....	5
1.3	Estructura.....	7
<b>2</b>	<b>ANÁLISIS DEL EDIFICIO BAJO LA NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE PERUANA (2003).....</b>	<b>10</b>
2.1	Modelo estructural.....	10
2.2	Análisis de modo de vibración.....	11
2.3	Análisis dinámico por superposición espectral.....	12
2.3.1	Espectro de análisis y criterio de superposición.....	12
2.4	Verificación de desplazamientos laterales.....	13
2.4.1	Fuerza cortante en la base y solicitaciones de diseño.....	15
2.5	Verificación del Diseño de los Elementos.....	16
2.5.1	Revisión del diseño de vigas.....	17
2.5.2	Revisión del diseño de columnas.....	20
2.6	Resumen de la evaluación.....	23
<b>3</b>	<b>METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN EDIFICACIONES .....</b>	<b>24</b>
3.1	Representación de la capacidad estructural.....	24
3.2	Demanda sísmica.....	26
3.3	Estimación de la respuesta inelástica mediante espectros demanda-capacidad...27	
3.3.1	Reducción del Espectro de Demanda.....	27
3.3.2	Procedimientos para Determinar el Punto de Demanda.....	30
3.4	Evaluación del Desempeño Sismorresistente de Edificios sugerida por SEAOC..34	



3.4.1	Niveles de desempeño.....	34
3.4.2	Niveles de comportamiento estructural.....	35
3.4.3	Objetivos de desempeño.....	35
<b>4</b>	<b>EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO .....</b>	<b>37</b>
<b>4.1</b>	<b>Modelo inelástico .....</b>	<b>37</b>
4.1.1	Modelos de comportamiento para materiales.....	37
4.1.2	Diagrama Momento-Curvatura y Momento-Giro.....	39
4.1.3	Modelo del conjunto.....	43
4.1.4	Resultados del análisis del desplazamiento incremental.....	44
4.1.5	Características globales del edificio.....	44
<b>4.2</b>	<b>Representación del peligro sísmico.....</b>	<b>48</b>
<b>4.3</b>	<b>Respuesta del edificio ante los tres niveles de demanda.....</b>	<b>52</b>
<b>4.4</b>	<b>Calificación del desempeño.....</b>	<b>55</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>56</b>
<b>5.1</b>	<b>Respecto al Diseño del Edificio según las actuales normas.....</b>	<b>56</b>
<b>5.2</b>	<b>Ductilidad y Sobrerresistencia.....</b>	<b>56</b>
<b>5.3</b>	<b>Desempeño Sismorresistente.....</b>	<b>57</b>
<b>5.4</b>	<b>Recomendaciones.....</b>	<b>58</b>
<b>6</b>	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>59</b>
<b>7</b>	<b>ANEXO: PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESTRUCTURA .....</b>	<b>60</b>



## INTRODUCCIÓN

En 1997 se produjeron cambios importantes en La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente, incrementando de manera significativa las exigencias de rigidez lateral. Esto ocasionó que en los edificios educativos construidos luego de 1997, se incrementara sustancialmente las dimensiones de los elementos resistentes a cargas laterales.

Los terremotos recientes han mostrado el buen comportamiento de los edificios construidos luego de 1997 y han mostrado el mal desempeño de las edificaciones de construcción anterior a 1997 debido fundamentalmente a la falta de rigidez en el sistema para solicitaciones laterales.

Existen sin embargo, algunos edificios educativos construidos antes de 1997 que tienen un sistema sismorresistente notoriamente más rígido que el empleado en esa época. Debido a esta característica, estos edificios podrían tener un desempeño sismorresistente aceptable. En este trabajo se estudia el desempeño sismorresistente de un tipo de edificación escolar de 3 pisos construida antes de 1997, aparentemente con una adecuada rigidez y resistencia lateral.

### **Organización del documento.**

En el primer capítulo se presenta la arquitectura y estructura del edificio estudiado. Usando las actuales normas peruanas de edificaciones, en el segundo capítulo se revisa el diseño del edificio en cuanto a su rigidez y resistencia lateral. Los procedimientos para calcular la respuesta espectral inelástica de estructuras y el marco de referencia para calificar el desempeño se resumen en el tercer capítulo. En el capítulo cuarto se presenta el modelo inelástico desarrollado para el edificio en estudio, se resume el análisis efectuado y se califica el desempeño teórico obtenido. Finalmente, en el quinto capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo.



## 1 EL EDIFICIO EDUCATIVO TRADICIONAL DE TRES PISOS.

### 1.1 Edificaciones escolares en la costa peruana.

En la costa peruana las edificaciones escolares generalmente se construyen en albañilería confinada y concreto armado. Estas edificaciones tienen de 1 a 3 pisos y 2 a 3 aulas por nivel. Cuentan también con una escalera de acceso, azoteas y techos planos.

Las edificaciones escolares en el Perú tienen diferentes tipologías y han ido cambiando con el tiempo. Nuestro trabajo consiste en el estudio de uno de esos sistemas de tres pisos que se describe en el acápite siguiente.

### 1.2 Arquitectura del edificio estudiado.

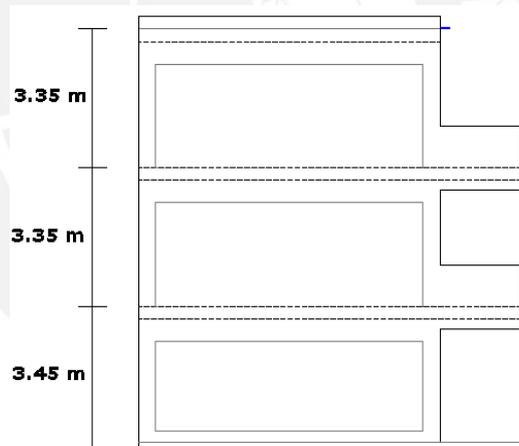
Dentro de los tipos de edificios de tres pisos existe uno con tres aulas por nivel y una escalera independiente a la estructura para acceder a los diferentes niveles.

Un pabellón de este tipo se muestra en la foto 1 y corresponde al C. E. N° 7022 ubicado en la Urb. Calera de la Merced en el distrito de Surquillo, ciudad de Lima. El edificio escolar cuenta con un área techada de 540 m<sup>2</sup> distribuidos en 3 pisos y 3 aulas por cada piso. Asimismo, tiene una azotea sin acceso.



**FOTO 1. Vista principal del pabellón.**

La figura 1 muestra un corte transversal de la edificación con las alturas de entrepiso.



**FIG 1. Corte transversal de la edificación.**

La escalera que comunica a los tres niveles se encuentra en un extremo del edificio sin formar parte de la estructura principal, ya que está separada de ésta por medio de una junta. La foto 2 muestra una vista de la escalera.



**FOTO 2. Vista frontal de la escalera.**

En cada piso las aulas se comunican a través de un corredor en voladizo como se muestra en la foto 3.

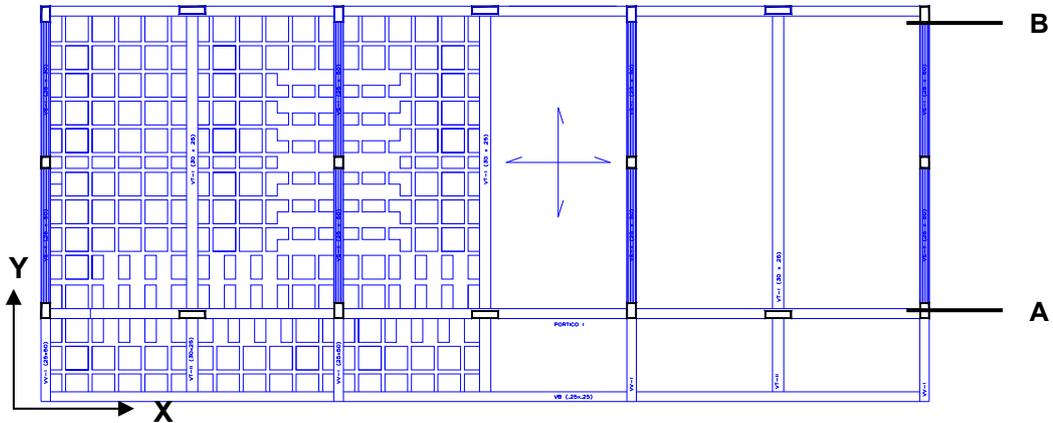


**FOTO 3. Corredor que comunica a las aulas.**

### **1.3 Estructura.**

El sistema estructural del centro educativo es una combinación de pórticos de concreto armado y muros de albañilería confinada tal como aparece en el juego de planos de estructuras que se incluye en el anexo N° 1. El sistema de techado es un aligerado de 0.25 m en dos direcciones.

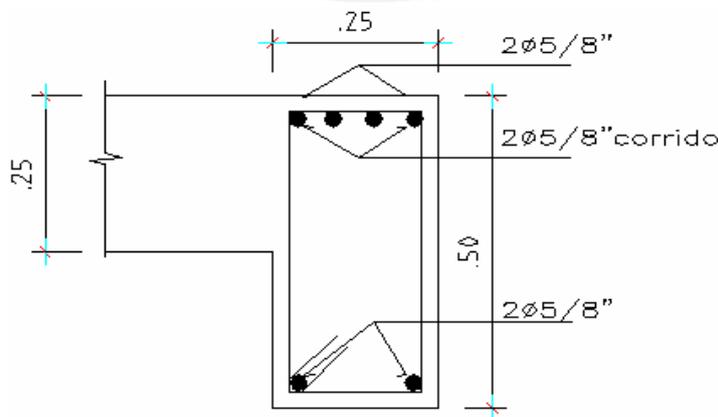
La figura 2 muestra una vista en planta del sistema estructural con los ejes coordenados que se usarán de referencia.



**FIG 2. Configuración estructural en planta.**

En la dirección longitudinal (X-X) la estructura se encuentra conformada por dos pórticos de concreto armado constituidos por columnas de 0.25x0.40, placas de 0.20x0.70 y por vigas peraltadas de 0.25x0.50.

En la dirección longitudinal, las vigas de los dos primeros niveles se encuentran armadas con 4 fierros corridos de  $\frac{5}{8}$ " y bastones, mientras que, en la azotea la armadura es de 4 fierros corridos de  $\frac{1}{2}$ " más bastones. La figura 3 muestra el refuerzo en la sección de momento negativo para la viga del segundo piso.



**FIG 3. Refuerzo en la zona de momento negativo en viga del segundo nivel.**

Las columnas de 0.25x0.40 de los pórticos longitudinales, están armadas por 8 varillas de  $\frac{5}{8}$ " y las placas de 0.20x0.70, tienen una armadura importante de  $8\phi^{3/4}$ " +  $2\phi^{1/2}$ ". El detalle se muestra en la figura 4.

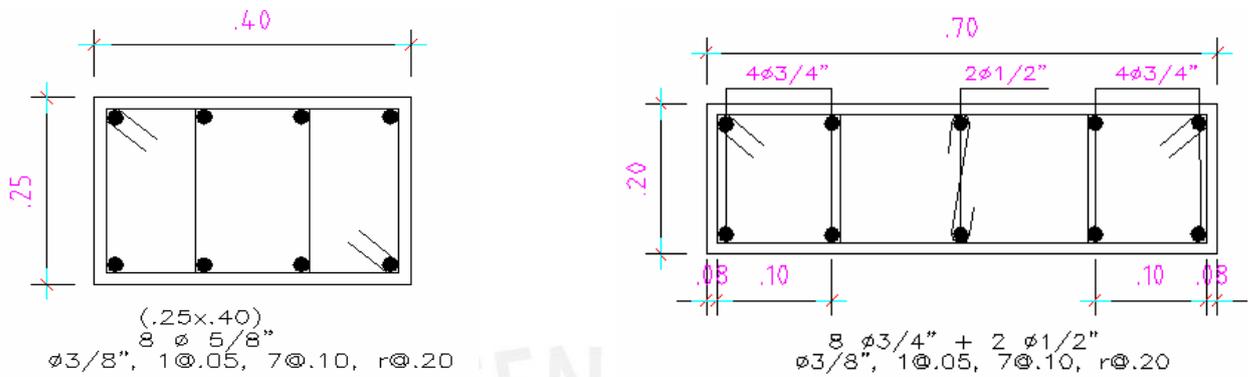


FIG 4. Detalle de columnas del pórtico.

En la dirección transversal (Y-Y), se tienen cuatro muros de albañilería confinada con unidades de arcilla de  $f'b=140\text{kg/cm}^2$ . Estos se encuentran confinados en sus extremos por columnas de 0.25x0.40 pertenecientes a los pórticos e interiormente por columnas de sección de 0.25x0.30.

El edificio descansa sobre cimientos corridos en ambas direcciones. La figura 5 muestra la sección transversal de la cimentación en las direcciones longitudinal y transversal.

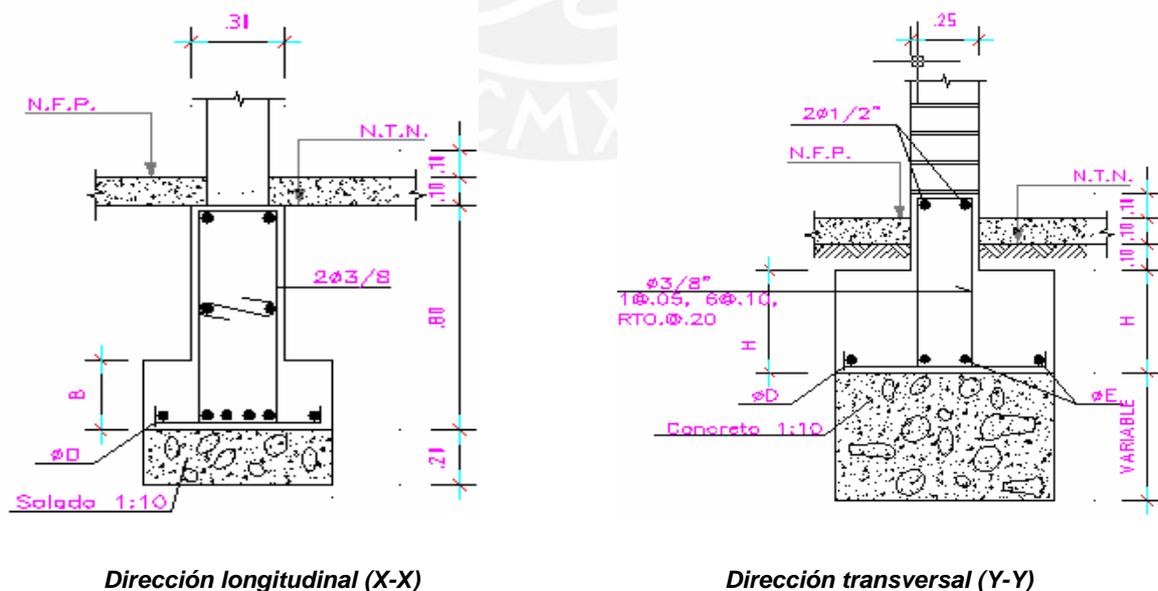


FIG 5. Detalle del Cimiento Corrido.



## 2 ANÁLISIS DEL EDIFICIO BAJO LA NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE PERUANA (2003).

### 2.1 Modelo estructural

Se hizo un análisis elástico de la estructura considerando deformaciones por flexión, corte y deformaciones axiales. Las propiedades de los materiales empleados en el modelo se muestran en la tabla 1.

*TABLA 1. Propiedades de los materiales.*

Material	E (Ton/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Concreto	2.2x10 <sup>6</sup>	0.15
Albañilería	350000	0.15

La estructura se modeló con elementos lineales para representar los diferentes componentes estructurales tales como vigas, columnas, placas y muros de albañilería. Los sistemas de piso en cada nivel se representaron por diafragmas rígidos.

Para obtener la masa del edificio, en cada piso se efectuó un metrado según las consideraciones establecidas en La norma NTE.030-2003.

Las propiedades inerciales de la estructura se representaron por la Inercia traslacional ( $I_{tras}$ ) y la Inercia rotacional ( $I_{rot}$ ) asignadas al diafragma rígido con los valores indicados en la tabla 2.

*TABLA 2. Propiedades inerciales.*

INERCIAS	Piso 1	Piso 2	Piso 3
Traslacional (Ton.s <sup>2</sup> /m)	20,3	20,0	13,3
Rotacional (Ton.s <sup>2</sup> /m)	1076,0	1059,1	664,3



La herramienta usada para el análisis fue el programa SAP2000. La figura 6 muestra el modelo del edificio desarrollado con este programa.

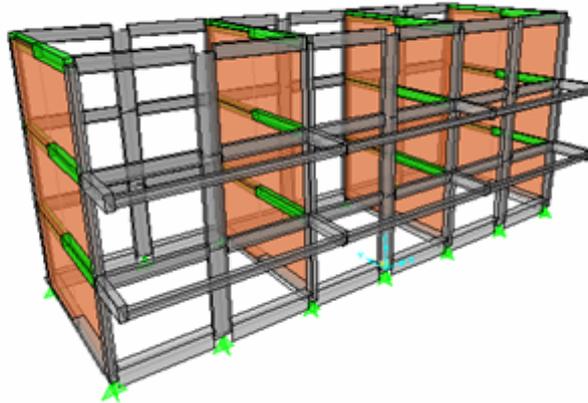


FIG. 6 Modelo Estructural del edificio en SAP2000.

## 2.2 Análisis de modo de vibración.

Se desarrolló el análisis de modos y frecuencias obteniéndose los resultados mostrados en la tabla 3.

TABLA 3. Modos de vibración.

Modos	Periodo (seg)	% Masa Participante	
		X	Y
1	0,533	90,0%	0,0%
2	0,193	0,0%	81,1%
3	0,175	7,9%	1,8%
4	0,150	0,5%	6,1%
5	0,106	1,5%	0,0%
6	0,061	0,0%	9,2%
7	0,047	0,0%	0,8%
8	0,039	0,0%	0,8%
9	0,030	0,0%	0,1%

El alto porcentaje de masa participante de los modos fundamentales en cada dirección (90% para X-X y 81% para Y-Y) nos indica una tendencia al movimiento fundamentalmente traslacional.



## 2.3 Análisis dinámico por superposición espectral

### 2.3.1 Espectro de análisis y criterio de superposición

Según La Norma E030 - 2003 el espectro de aceleraciones se obtiene como:

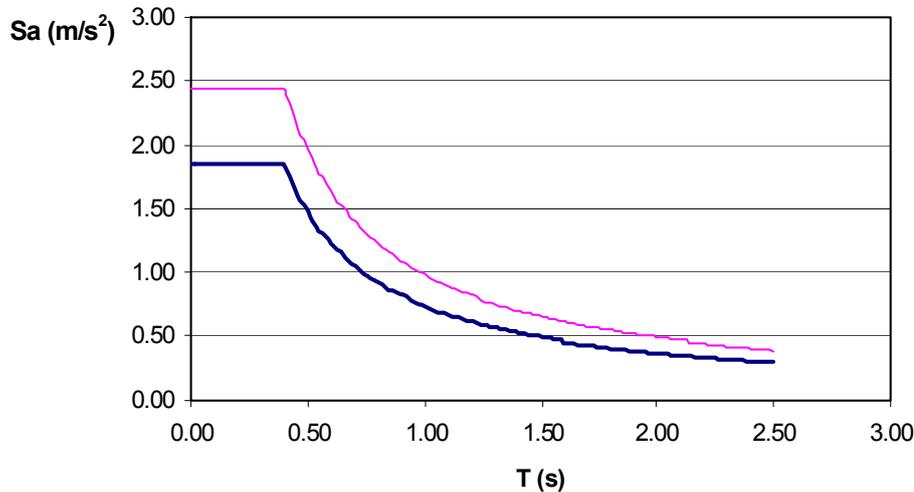
$$S_a = \frac{ZUCS}{R}$$

Por ser una edificación escolar se consideró un factor de importancia  $U=1.5$  y siendo el objetivo de este trabajo evaluar la estructura en la zona de mayor amenaza sísmica, se tomó el valor del parámetro de sitio correspondiente a la zona de mayor sismicidad  $Z=0.4g$ .

De acuerdo a La norma NTE-030, el sistema sismorresistente de las edificaciones escolares (categoría A), puede ser de acero, muros de concreto armado, albañilería armada o confinada, o sistema dual. El edificio en estudio tiene muros de albañilería en la dirección transversal y por tanto corresponde usar el valor de  $R=6$ . En la dirección longitudinal el sistema sismorresistente es de pórticos de concreto armado y a pesar que no es un sistema permitido para edificios escolares, para efectos de este capítulo se tomó  $R=8$ .

Para el análisis se consideraron los 3 tipos de suelo especificados en el código peruano, tomando sus respectivos valores de  $S$ ,  $T_p$  y  $C$ .

A manera de ejemplo se muestra en la figura 7 el gráfico de la aceleración espectral correspondiente al tipo de suelo S1, para los dos valores de R considerados.



**FIG 7. Espectro de aceleración correspondiente al tipo de suelo S1 para las direcciones X e Y.**

El criterio de superposición utilizado para obtener la respuesta fue el de Combinación Cuadrática Completa (CQC) para el cual se empleó un 5% de amortiguamiento.

#### 2.4 Verificación de desplazamientos laterales

Los desplazamientos inelásticos se obtuvieron multiplicando los desplazamientos elásticos por el factor  $0.75R$ . En base a los desplazamientos inelásticos se calcularon luego las derivas de entrepiso. En las tablas 4 y 5 se muestran los resultados de los desplazamientos inelásticos de la esquina más alejada y del centro de masas, el mismo que corresponde al promedio de las esquinas opuestas ya que se trata de una planta rectangular.



TABLA 4. Desplazamientos inelásticos de la esquina más alejada para los 3 Tipos de Suelo.

S1	Dirección X-X					
	Piso	$h_{ei}$ (m)	$D_x$ absoluto (cm)	$\Delta_{elástico}$ (cm)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	$\Delta i/h_{ei}$ ‰
	3	3.35	1.28	0.26	1.54	4.59
	2	3.35	1.02	0.48	2.90	8.66
	1	3.60	0.54	0.54	3.24	9.01
	Dirección Y-Y					
	Piso	$h_{ei}$ (m)	$D_y$ absoluto (m)	$\Delta_{elástico}$ (cm)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	$\Delta i/h_{ei}$ ‰
3	3.35	0.39	0.10	0.44	1.30	
2	3.35	0.29	0.14	0.61	1.83	
1	3.60	0.16	0.16	0.71	1.98	

S2	Dirección X-X					
	Piso	$h_{ei}$ (m)	$D_x$ absoluto (cm)	$\Delta_{elástico}$ (cm)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	$\Delta i/h_{ei}$ ‰
	3	3.35	2.05	0.41	2.46	7.35
	2	3.35	1.64	0.78	4.66	13.90
	1	3.60	0.86	0.86	5.19	14.40
	Dirección Y-Y					
	Piso	$h_{ei}$ (m)	$D_y$ absoluto (m)	$\Delta_{elástico}$ (cm)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	$\Delta i/h_{ei}$ ‰
3	3.35	0.47	0.12	0.52	1.56	
2	3.35	0.35	0.16	0.74	2.20	
1	3.60	0.19	0.19	0.85	2.37	

S3	Dirección X-X					
	Piso	$h_{ei}$ (m)	$D_x$ absoluto (cm)	$\Delta_{elástico}$ (cm)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	$\Delta i/h_{ei}$ ‰
	3	3.35	2.39	0.47	2.83	8.44
	2	3.35	1.92	0.91	5.45	16.27
	1	3.60	1.01	1.01	6.07	16.87
	Dirección Y-Y					
	Piso	$h_{ei}$ (m)	$D_y$ absoluto (m)	$\Delta_{elástico}$ (cm)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	$\Delta i/h_{ei}$ ‰
3	3.35	0.55	0.14	0.61	1.82	
2	3.35	0.41	0.19	0.86	2.56	
1	3.60	0.22	0.22	1.00	2.77	



**TABLA 5. Desplazamientos inelásticos del centro de masa para los 3 Tipos de Suelo.**

<b>S1</b>						
<b>Dirección X-X</b>						
Piso	$h_{ei}$ (m)	$D_x$ absoluto (cm)	$\Delta_{elástico}$ (cm)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	$\Delta i/h_{ei}$ ‰	
3	3.35	1.27	0.25	1.51	4.51	
2	3.35	1.02	0.48	2.88	8.59	
1	3.60	0.54	0.54	3.21	8.93	
<b>Dirección Y-Y</b>						
Piso	$h_{ei}$ (m)	$D_y$ absoluto (m)	$\Delta_{elástico}$ (m)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	$\Delta i/h_{ei}$ ‰	
3	3.35	0.28	0.07	0.32	0.94	
2	3.35	0.21	0.10	0.44	1.32	
1	3.60	0.11	0.11	0.51	1.42	
<b>S2</b>						
<b>Dirección X-X</b>						
Piso	$h_{ei}$ (m)	$D_x$ absoluto (cm)	$\Delta_{elástico}$ (cm)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	$\Delta i/h_{ei}$ ‰	
3	3.35	2.03	0.40	2.41	7.20	
2	3.35	1.62	0.77	4.61	13.77	
1	3.60	0.86	0.86	5.13	14.26	
<b>Dirección Y-Y</b>						
Piso	$h_{ei}$ (m)	$D_y$ absoluto (m)	$\Delta_{elástico}$ (m)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	$\Delta i/h_{ei}$ ‰	
3	3.35	0.34	0.08	0.38	1.13	
2	3.35	0.25	0.12	0.53	1.58	
1	3.60	0.14	0.14	0.61	1.70	
<b>S3</b>						
<b>Dirección X-X</b>						
Piso	$h_{ei}$ (m)	$D_x$ absoluto (cm)	$\Delta_{elástico}$ (cm)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	$\Delta i/h_{ei}$ ‰	
3	3.35	2.36	0.47	2.82	8.40	
2	3.35	1.89	0.90	5.38	16.06	
1	3.60	1.00	1.00	5.99	16.63	
<b>Dirección Y-Y</b>						
Piso	$h_{ei}$ (m)	$D_y$ absoluto (m)	$\Delta_{elástico}$ (m)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	$\Delta i/h_{ei}$ ‰	
3	3.35	0.39	0.10	0.44	1.32	
2	3.35	0.30	0.14	0.62	1.84	
1	3.60	0.16	0.16	0.72	1.99	

**2.4.1 Fuerza cortante en la base y solicitaciones de diseño.**

Los resultados de fuerza cortante en la base, correspondientes al análisis por superposición espectral, se muestran en la tabla 6.



TABLA 6. Cortante Dinámico.

Tipo de Suelo	Dirección Análisis	Vx (Ton)
S1	X-X	67
	Y-Y	110
S2	X-X	107
	Y-Y	132
S3	X-X	125
	Y-Y	154

Para el cálculo de la fuerza cortante basal del método estático, la norma E.030-2003 en su artículo 17.3, indica la siguiente expresión:

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

Empleando esta expresión se obtuvieron los siguientes resultados.

TABLA 7. Cortante Estático.

Tipo de Suelo	Vx (Ton)	Vy (Ton)
S1	74	131
S2	118	158
S3	138	184

Se observa que el valor del cortante dinámico es mayor al 80% del cortante estático y por tanto para efectos de diseño no sería necesario incrementar el valor de las fuerzas internas del análisis dinámico.

## 2.5 Verificación del Diseño de los Elementos.

Se hizo el análisis por cargas de gravedad (CM y CV) y en base a los resultados del análisis dinámico y los casos estáticos se generaron las combinaciones de carga siguientes:



- 1.5 CM + 1.8 CV
- 1.25 CM + 1.25 CV ± Sx
- 1.25 CM + 1.25 CV ± Sy
- 0.9 CM ± Sx
- 0.9 CM ± Sy

Para el diseño de vigas se construyeron las envolventes y el diseño de columnas se hizo considerando los pares de valores Pu y Mu provenientes de las combinaciones.

### 2.5.1 Revisión del diseño de vigas.

A manera de ejemplo se presenta en la figura 8 el diagrama de envolventes para suelo S1 y en la figura 9 el acero requerido para el pórtico del eje A.

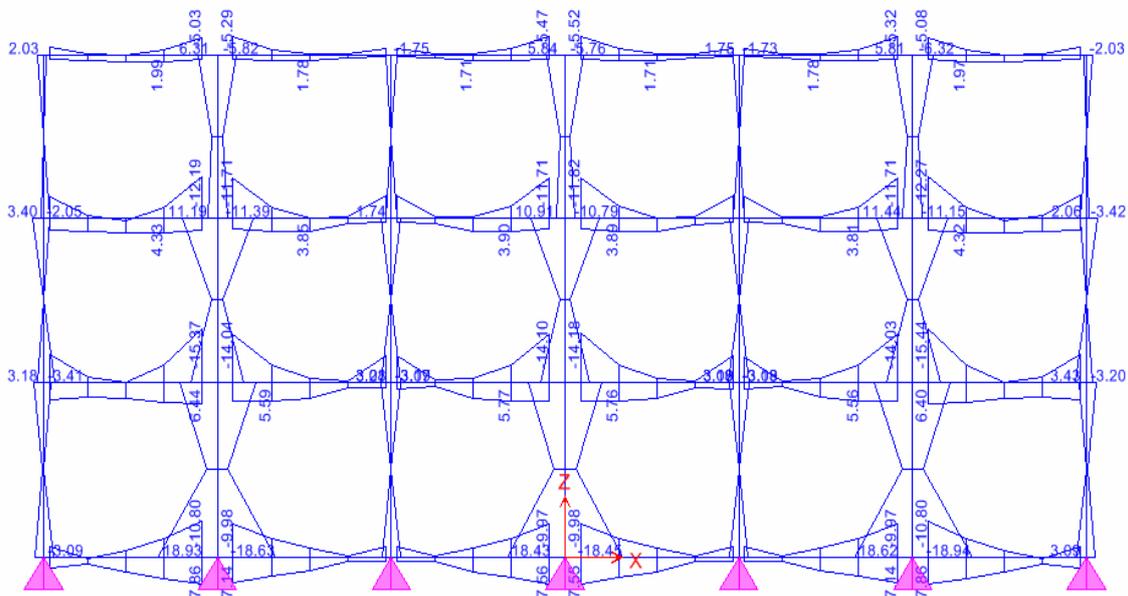


FIG 8. Diagrama de envolventes del pórtico del eje A.

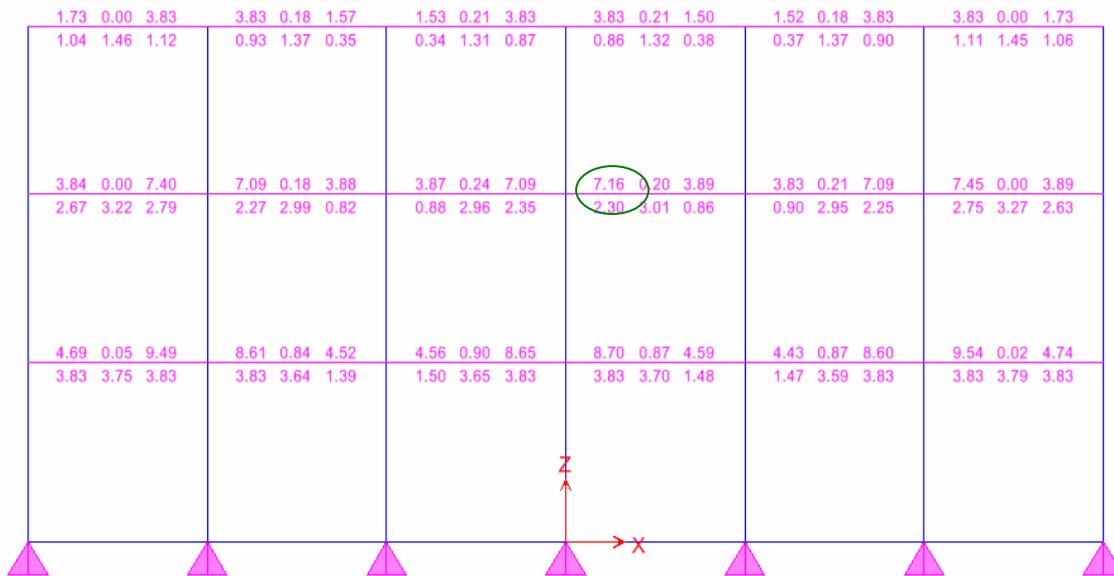


FIG 9. Diagrama de acero requerido del pórtico del eje A.

En la tabla 8 se muestra el acero máximo requerido para suelo rígido (S1) en cada nivel según el análisis realizado y considerando una deformación del concreto de 1.5% junto al acero colocado en el diseño.

TABLA 8. Acero máximo requerido para suelo rígido vs. acero colocado en vigas

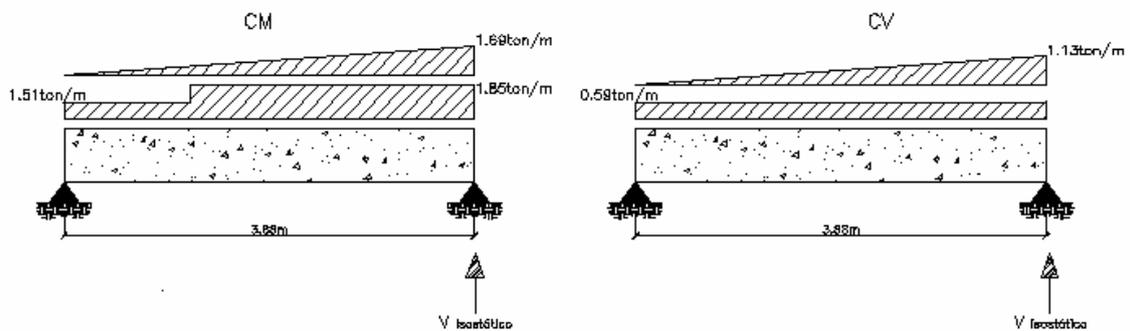
Piso	Ubicación	As Requerido en S1 (cm <sup>2</sup> )	As Colocado	
			Varillas	Área (cm <sup>2</sup> )
1	Negativo	9.54	5 $\Phi$ 5/8"	10.00
	Positivo	3.83	2 $\Phi$ 5/8" + 1 $\Phi$ 1/2"	5.30
2	Negativo	7.45	4 $\Phi$ 5/8"	8.00
	Positivo	2.79	2 $\Phi$ 5/8"	4.00
3	Negativo	3.83	3 $\Phi$ 1/2"	3.90
	Positivo	1.12	2 $\Phi$ 1/2"	2.60

El acero colocado en general satisface los requerimientos de acero máximo, sin embargo existen vigas en las cuales el diseño se ha satisfecho usando redistribución de momentos. A manera de ejemplo se expone el caso de la viga del segundo piso en la zona central de momento negativo la cual tiene un déficit de 16%, esta diferencia está cubierta por el porcentaje de redistribución permitido por La Norma Peruana que es aproximadamente 20%.

Se verificó el acero para cortante en las vigas considerando los requerimientos de la Norma Peruana para elementos sismorresistentes a partir de las resistencias nominales a flexión y el cortante isostático.

A continuación se muestra un tramo de viga del primer nivel y el sistema de carga muerta y viva con el que se obtuvo el cortante isostático ( $V_{isostático}$ ).

$$V_u = V_{isostático} + \frac{Mn_i + Mn_d}{Ln}$$



**Fig 10. Carga muerta y viva en viga isostática para Diseño por Capacidad.**

Con el acero colocado en la viga, se obtuvieron los momentos nominales en cada extremo:  $Mn_i = 16.9 \text{ ton.m}$  y  $Mn_d = 7.2 \text{ ton.m}$ . Luego el valor de la cortante será:  $V_u = 20.4 \text{ ton}$ , con lo que se obtuvo la siguiente distribución de estribos:  $\Phi \frac{3}{8}'' 1@0.05, 9@0.10, \text{ resto } @0.20$ .

La tabla 9 muestra el acero máximo requerido en cada nivel para suelos flexibles, considerando una deformación del concreto de 1.5%.



**TABLA 9. Acero máximo requerido para suelo flexible vs. acero colocado en vigas.**

Piso	Ubicación	As Requerido en S3 (cm <sup>2</sup> )	As Colocado	
			Varillas	Área (cm <sup>2</sup> )
1	Negativo	15.20	5 $\Phi$ 5/8"	10.00
	Positivo	8.85	2 $\Phi$ 5/8" + 1 $\Phi$ 1/2"	5.30
2	Negativo	11.05	4 $\Phi$ 5/8"	8.00
	Positivo	5.36	2 $\Phi$ 5/8"	4.00
3	Negativo	4.52	3 $\Phi$ 1/2"	3.90
	Positivo	2.83	2 $\Phi$ 1/2"	2.60

Las cantidades de acero requerido para suelo S3 se incrementaron respecto a las correspondientes a suelo S1. Como el diseño es uno sólo para la superestructura, el acero colocado no resultó suficiente para el suelo S3.

### 2.5.2 Revisión del diseño de columnas.

Con el acero colocado se construyó los diagramas de interacción (Momento – Carga axial) y se ubicaron los pares de valores Pu y Mu provenientes de las combinaciones. A manera de ejemplo se muestra en la tabla 10 los resultados de Pu y Mu para la placa P-1 y columna C-1 del eje A en el primer piso.

**TABLA 10. Resultados de pares de valores Pu, Mu para suelo S1.**

COMBINACIONES	P-1		C-1	
	Pu (Ton)	Mu (Ton.m)	Pu (Ton)	Mu (Ton.m)
<b>MV : 1.5 CM + 1.8 CV</b>	91.80	0.38	83.26	0.01
<b>MVSx: 1.25 CM + 1.25 CV <math>\pm</math> Sx</b>	73.16	18.94	65.02	3.09
<b>MSx : 0.9 CM <math>\pm</math> Sx</b>	33.86	18.80	29.25	3.09
<b>MVSy: 1.25 CM + 1.25 CV <math>\pm</math> Sy</b>	74.75	0.88	80.88	0.18
<b>MSy : 0.9 CM <math>\pm</math> Sy</b>	35.99	1.35	45.11	0.18

Las figuras 11 y 12 muestran los diagramas de interacción, con los pares Pu y Mu (suelo S1) de la placa P-1 y columna C-1, respectivamente.

PLACA P-1

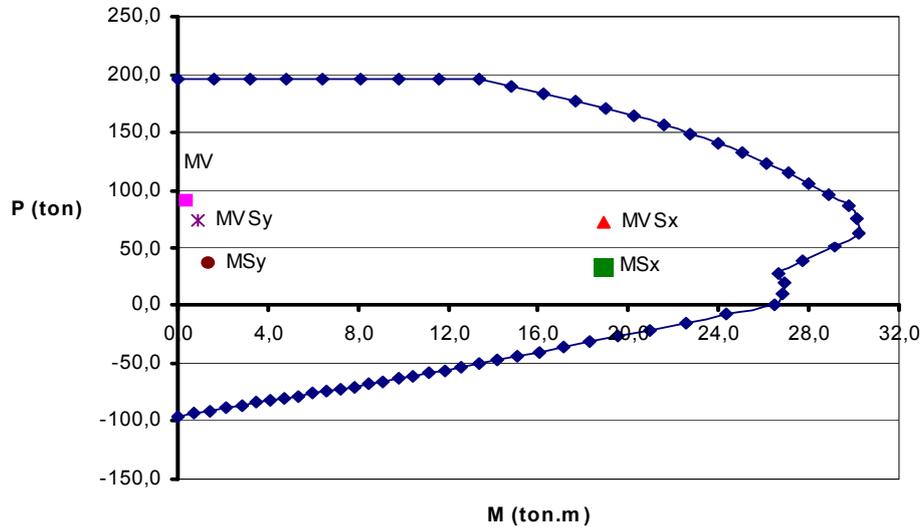
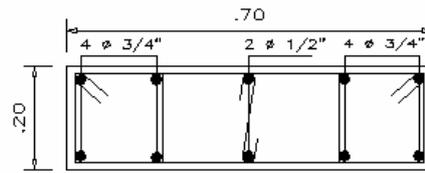


FIG 11. Diagrama de interacción de la placa P-1 para suelo S1.

COL C-1

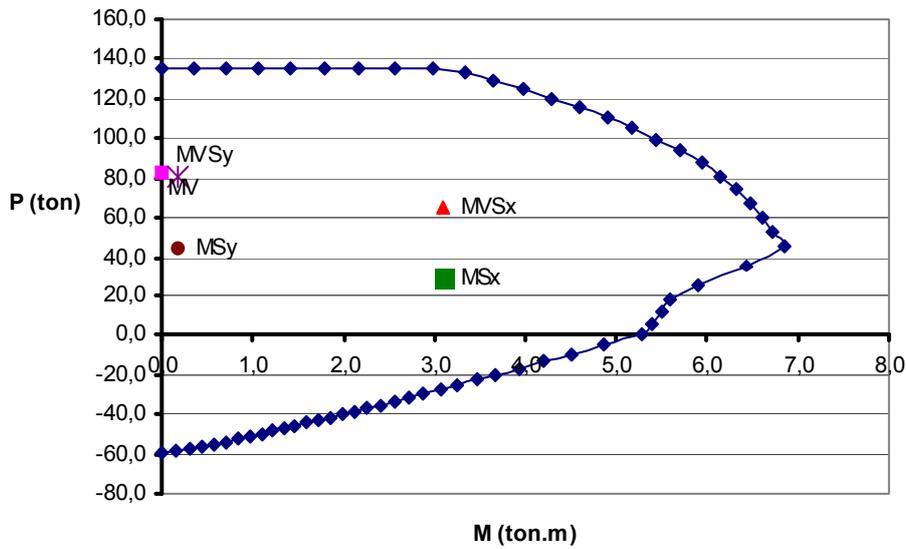
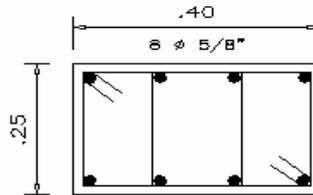


FIG 12. Diagrama de interacción de la columna C-1 para suelo S1.



Se observa que las combinaciones caen dentro del diagrama de falla y por tanto el diseño por flexo-compresión se considera satisfactorio.

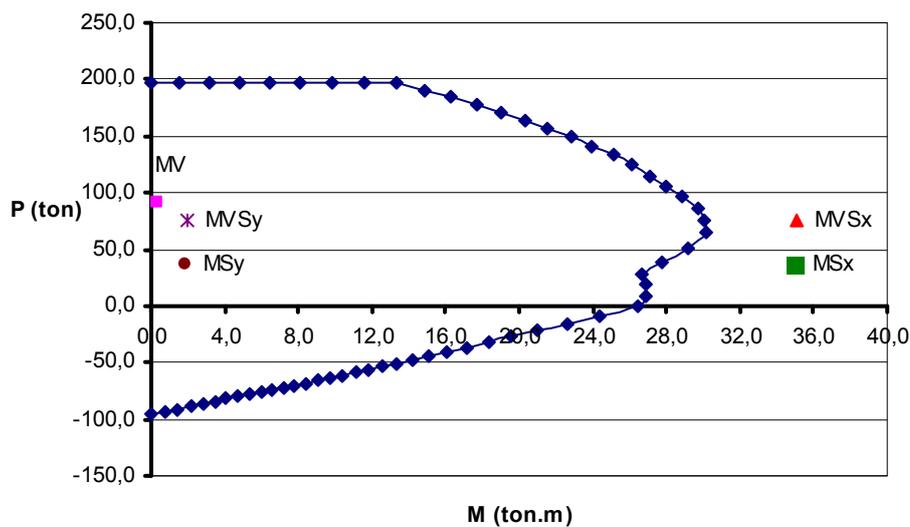
La verificación del diseño por corte, tanto para la placa como para la columna, se realizó buscando la falla por flexión. La fuerza cortante se determinó a partir de la resistencia nominal máxima en flexión (Mn) asociada a una fuerza axial proveniente de las combinaciones. De los resultados se concluye que la distribución de acero por corte cumple satisfactoriamente para la placa y la columna.

La tabla 11 muestra los valores de resultados de Pu y Mu para los mismos elementos pero esta vez considerando un suelo flexible.

**TABLA 11. Resultados de pares de valores Pu, Mu para suelo S3.**

COMBINACIONES	P-1		C-1	
	Pu (Ton)	Mu (Ton.m)	Pu (Ton)	Mu (Ton.m)
<b>MV: 1.5 CM + 1.8 CV</b>	91.80	0.38	83.26	0.01
<b>MVSx: 1.25 CM + 1.25 CV ± Sx</b>	74.80	35.10	65.43	5.76
<b>MSx: 0.9 CM ± Sx</b>	36.03	35.00	29.66	5.75
<b>MVSy: 1.25 CM + 1.25 CV ± Sy</b>	76.14	1.95	87.45	0.25
<b>MSy: 0.9 CM ± Sy</b>	37.38	1.86	51.68	0.24

La figura 13 muestra el diagrama de interacción de la placa P-1 para suelo flexible (S3).



**FIG 13. Diagrama de interacción de la placa P-1 para suelo S3.**



Se observa que el diagrama de falla de la placa P-1 resulta insuficiente para las combinaciones asociadas a sismos en la dirección longitudinal presentadas para este tipo de suelo. De la misma manera se evaluó la columna C-1, en la cual todas las combinaciones estuvieron dentro del diagrama.

## 2.6 Resumen de la evaluación.

Para las solicitaciones sísmicas actuantes en la dirección más corta (Y), las diferencias entre las derivas del centro de masa (desplazamiento promedio de las esquinas opuestas en planta) y del extremo más alejado son importantes (40% aproximadamente). Sin embargo la deriva estuvo siempre por debajo del máximo permitido ( $5 \text{ ‰}$ ) y solo alcanzó un valor máximo aproximado de  $2 \text{ ‰}$  para el suelo S3.

En la dirección X, las derivas son fundamentalmente las mismas tanto para el centro de masa como para el extremo más alejado, siendo ligeramente mayor que el permitido en el suelo S1 y el doble de lo permitido para suelo S3.

Al revisar el diseño de vigas se encontró que tanto el diseño por flexión como por cortante era el adecuado para suelo S1, pero el acero colocado fue insuficiente para suelo S3. En el diseño de columnas se verificó que tanto la placa como la columna cumplen con los requerimientos de flexión y corte para suelo S1, sin embargo para suelo S3 el diseño no es adecuado.

### 3 METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN EDIFICACIONES

Para calificar el desempeño de la edificación se estimó su respuesta ante tres niveles de sismicidad.

En este trabajo se emplea el método de espectros de demanda-capacidad para estimar la respuesta sísmica del edificio y se califica el desempeño sismorresistente siguiendo lo sugerido por el SEAOC.

#### 3.1 Representación de la capacidad estructural.

La capacidad estructural ante acciones laterales se representa mediante una curva de Fuerza vs. Desplazamiento que se denomina Curva de Capacidad. Esta curva se obtiene mediante un análisis de desplazamientos incrementales y refleja la variación de rigidez y resistencia de la estructura ante acciones laterales.

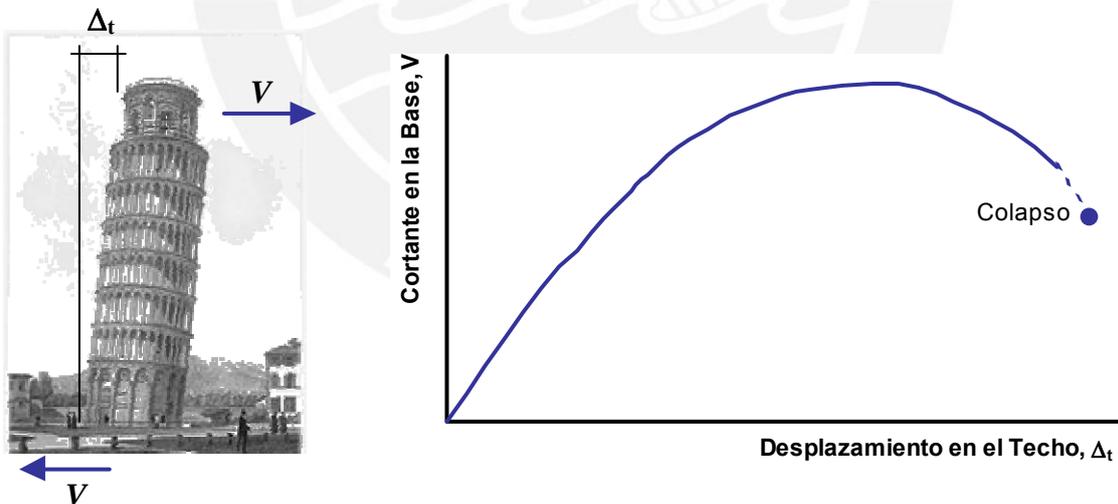
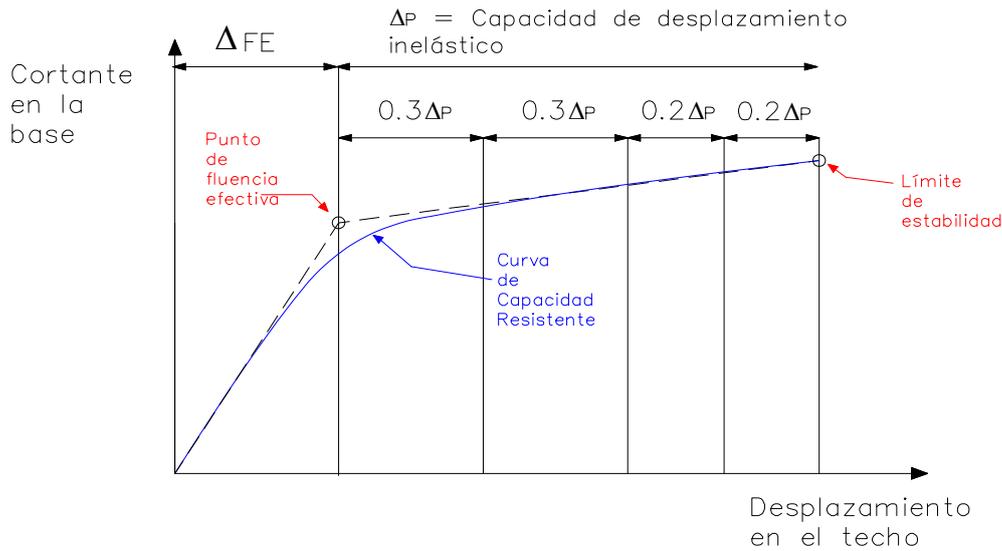


FIG 14. Curva de capacidad.

En base a lo propuesto por el SEAOC (1999), la curva de capacidad se divide en sectores que representaran los niveles de comportamiento del edificio. En la figura 15 que se muestra a continuación se presenta la sectorización de la Curva de Capacidad.



**FIG 15. Sectorización de la Curva de Capacidad.**

Para la sectorización se debe establecer el punto de fluencia efectiva ( $\Delta FE$ ) al que corresponde el inicio del desplazamiento inelástico ( $\Delta P$ ).

- *El desplazamiento de fluencia efectiva ( $\Delta FE$ ):*

Corresponde al instante en el cual se han producido como máximo el 50% de las incursiones inelásticas que forman el mecanismo de falla, sin que la deformación en cualquier sección exceda el 150% de su deformación de fluencia.

- *La capacidad de desplazamiento inelástico ( $\Delta P$ ):*

Corresponde al desplazamiento lateral de la estructura, desde el punto de fluencia efectiva hasta el colapso.

- *Espectro de capacidad.*

La curva de capacidad puede transformarse en el Espectro de Capacidad cuyos pares son (SD, SA) y se obtiene de convertir los puntos de la curva de capacidad ( $V, \Delta t$ ) mediante las siguientes relaciones:



$$SD = \Delta_t \frac{M^*}{L^*} \quad (1)$$

$$SA = V \frac{M^*}{L^{*2}} \quad (2)$$

Donde:

- V : Cortante en la base.
- $\Delta_t$  : Desplazamiento en el techo.
- M\* : Masa Generalizada.
- L\* : Masa Participante.

### 3.2 Demanda sísmica

La demanda sísmica se representa mediante espectros de demanda elásticos. La norma peruana sugiere una forma espectral asociada a un amortiguamiento elástico del 5%. Los espectros se pueden escalar mediante valores de aceleración pico para representar los diferentes niveles de demanda.

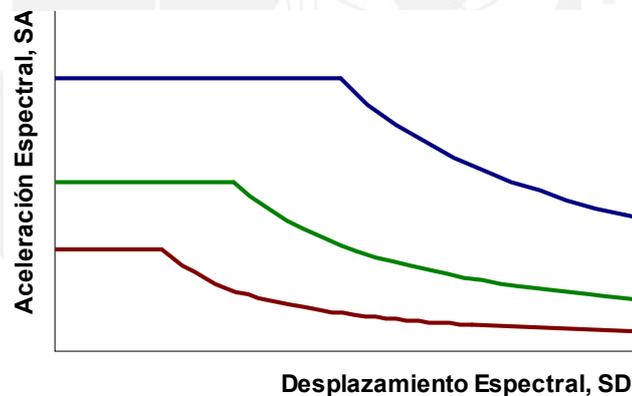


FIG16. Espectros de Demanda para tres niveles de Amenaza Sísmica

Para fines del procedimiento empleado, los espectros de demanda se representan mediante curvas de tres tramos, similares a los espectros de la norma americana UBC.



### 3.3 Estimación de la respuesta inelástica mediante espectros de demanda-capacidad.

La respuesta sísmica de una estructura a un espectro de demanda determinado puede representarse por el desplazamiento del techo y la fuerza cortante en su base. A esta combinación de fuerza y desplazamiento se le denomina Punto de Demanda.

Los espectros de demanda sísmica elásticos están asociados a un amortiguamiento que no corresponde al de la estructura necesariamente. El procedimiento que se emplea para estimar el punto de demanda, consiste en ir reduciendo el espectro de demanda elástico según el valor del amortiguamiento inelástico equivalente, el cual depende del punto de demanda que se quiere estimar, generándose de este modo un procedimiento iterativo.

#### 3.3.1 Reducción del Espectro de Demanda.

Para obtener el espectro reducido se debe estimar el amortiguamiento equivalente en base al modelo bilineal del espectro de capacidad y a partir de este parámetro estimar los factores de reducción.

- *Estimación del amortiguamiento equivalente:*

El amortiguamiento equivalente ( $\beta_{EQ}$ , en porcentaje) se estima mediante la siguiente expresión (Chopra, 1995):

$$\beta_{EQ} = k\beta_0 + \beta_{ELÁSTICO} = \frac{63,7k(SA_Y SD_i - SD_Y SA_i)}{SA_i \times SD_i} + 5 \quad (3)$$

Donde:

- $SD_i, SA_i$  son las coordenadas del punto escogido del espectro de capacidad.
- $SD_Y, SA_Y$  son las coordenadas del punto de fluencia efectiva.
- $k$ , es el factor de reducción del amortiguamiento.
- $\beta_{ELÁSTICO}$  es el amortiguamiento elástico (asumido 5%).



El valor del factor de reducción  $k$  depende del amortiguamiento histerético ( $\beta_0$ ) y del tipo estructural y se puede obtener de la tabla 12:

**TABLA 12 - Valores para el factor de Modificación del Amortiguamiento,  $k$**

Tipo de Comportamiento Estructural	$\beta_0$ (porcentaje)	K
<b>Tipo A</b>	$\leq 16.25$	1.00
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
<b>Tipo B</b>	$\leq 25.00$	0.67
	$> 25.00$	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}}$
<b>Tipo C</b>	Cualquier Valor	0.33

El tipo de comportamiento depende del comportamiento histerético y de la sismicidad, como se muestra en la tabla 13.

**TABLA 13 – Tipos de Comportamiento Estructural**

Tipo de Comportamiento Estructural	Características
<b>Tipo A</b>	Comportamiento estructural estable; estructuras cuyo comportamiento histerético puede representarse mediante un paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de corta duración.
<b>Tipo B</b>	Comportamiento estructural promedio; estructuras cuyo comportamiento histerético muestra una reducción del lazo histerético respecto del modelo tipo paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de larga duración o estructuras con un sistema intermedio sometidas a sismos de corta duración.



<b>Tipo C</b>	Comportamiento estructural pobre; estructuras cuyo comportamiento histérico muestra una gran reducción del lazo histérico respecto del modelo tipo paralelogramo debido a la degradación. A este grupo pertenecen las estructuras con un sistema sismorresistente intermedio sometidas a sismos de larga duración o estructuras con un sistema pobre sometidas a sismos de corta o larga duración.
---------------	--

- *Estimación de los factores de reducción espectral,  $SR_A$  y  $SR_V$ :*

Los factores de reducción espectral se estiman a partir del amortiguamiento equivalente ( $\beta_{EQ}$ ) estimado, mediante las siguientes expresiones:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{EQ})}{2.12} \quad (4) \quad SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{EQ})}{1.65} \quad (5)$$

El factor  $SR_A$  corresponde a la zona de aceleraciones (parte plana del espectro de demanda) y el factor  $SR_V$  a la zona de velocidades, como se indica en la figura 17. Estos factores se multiplican a las aceleraciones espectrales del espectro elástico original, a fin de obtener las aceleraciones espectrales del espectro inelástico.

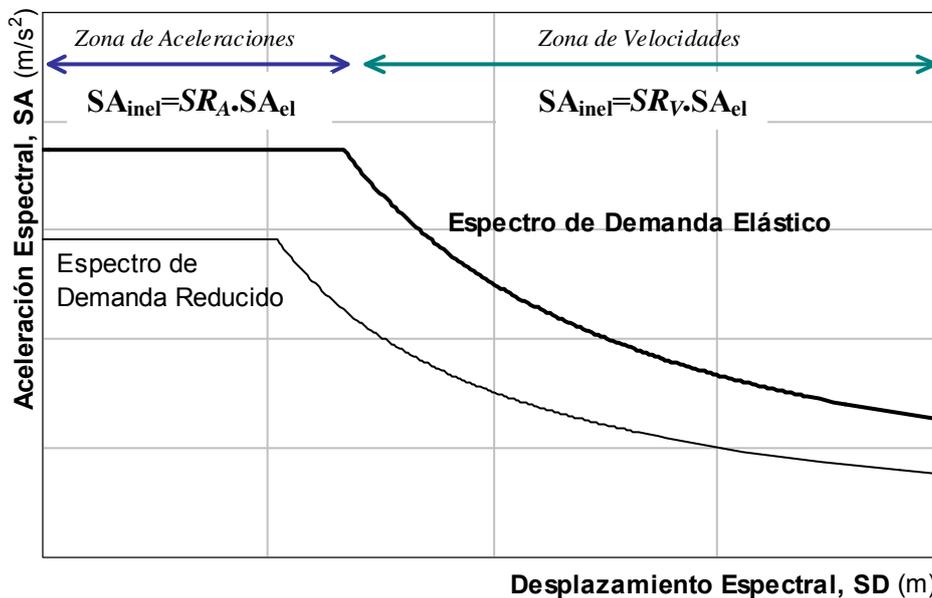


FIG 17. Reducción del Espectro de Demanda Elástico.



Para graficar el espectro reducido se debe considerar que el período que marca el fin de la plataforma de aceleración constante, denominado  $T'_p$  no corresponde al período  $T_p$  del espectro original y debe calcularse mediante la expresión:

$$T'_p = T_p \times \left( \frac{SR_v}{SR_A} \right) \quad (6)$$

Los mínimos valores de  $SR_A$  y  $SR_v$  se muestran en la siguiente tabla:

**TABLA 14 - Valores mínimos aceptables para  $SR_A$  y  $SR_v$**

Tipo de Comportamiento Estructural	$SR_A$	$SR_v$
<b>Tipo A</b>	0.33	0.50
<b>Tipo B</b>	0.44	0.56
<b>Tipo C</b>	0.56	0.67

### 3.3.2 Procedimientos para Determinar el Punto de Demanda.

Para estimar el punto de demanda se dibuja en un mismo gráfico los espectros de demanda y de capacidad:

- ✓ Si la intersección de ambos espectros ocurre en la zona elástica del espectro de capacidad, dicha intersección será el Punto de Demanda buscado y el procedimiento finalizaría en este paso.
- ✓ Si la intersección se da en la zona inelástica del espectro de capacidad, se debe estimar un espectro reducido a partir del espectro elástico para lo cual se calcula un amortiguamiento equivalente (mayor al amortiguamiento elástico) que a su vez depende del punto de demanda buscado.

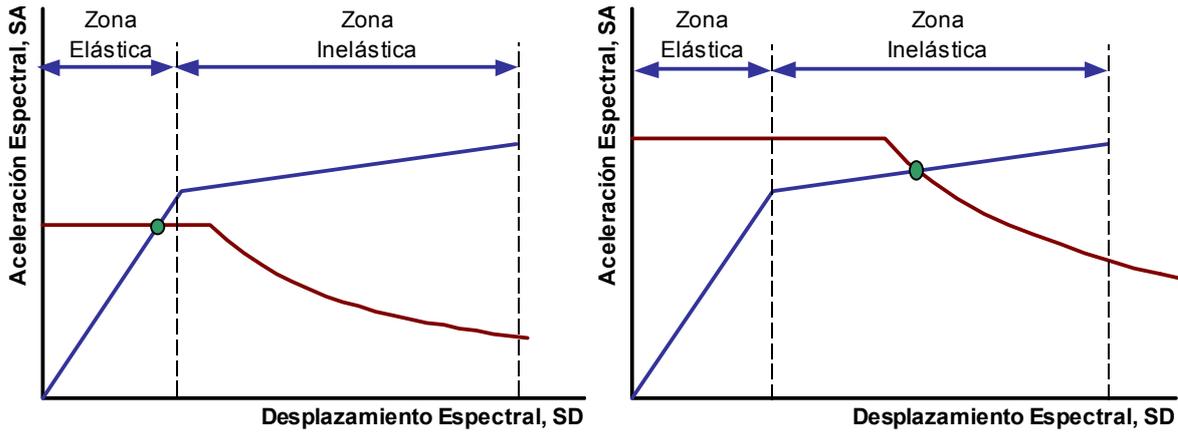


FIG 18. Intersección de Espectros.

▪ *Calculo del Punto de Demanda.*

Para el cálculo del punto de demanda el espectro de capacidad puede simplificarse mediante un modelo bilineal con dos puntos notables: Punto de Fluencia Efectiva ( $SD_y, SA_y$ ) y Punto de Colapso ( $SD_c, SA_c$ ).

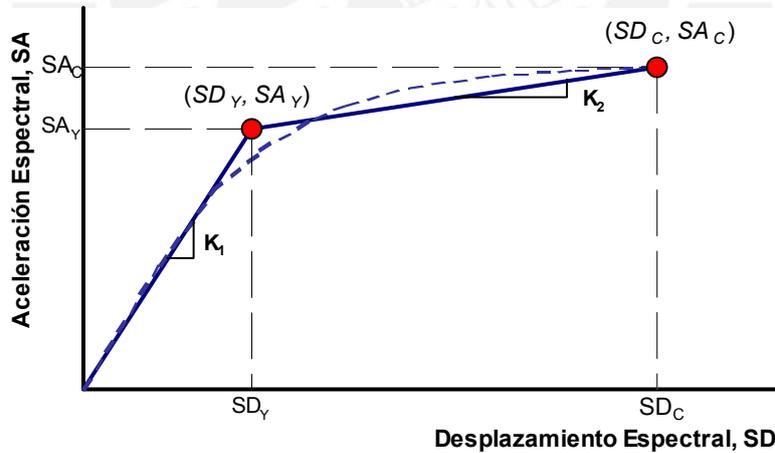
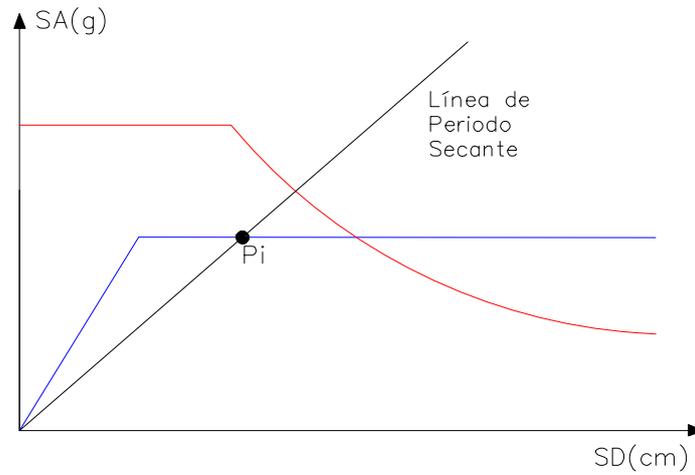


FIG 19. Modelo bilineal del espectro de capacidad.

Se puede trabajar con todos los puntos del tramo inelástico del espectro de capacidad en lugar de utilizar el procedimiento iterativo. Para cada punto  $P_i (SD_i, SA_i)$  del tramo inelástico se sigue el siguiente procedimiento:

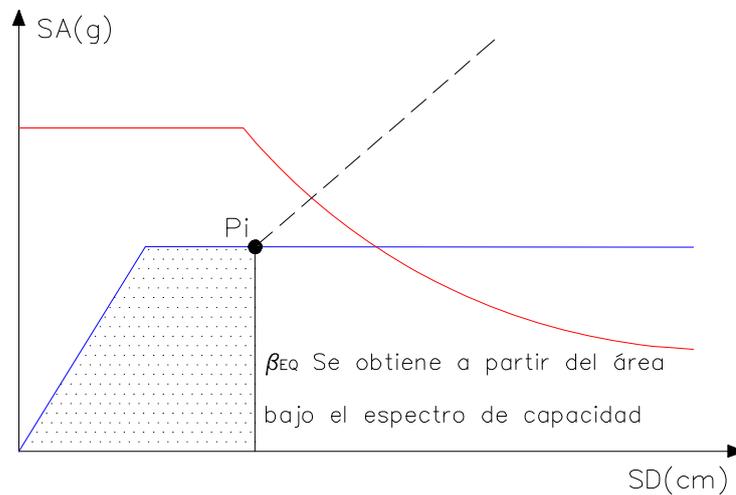


- ✓ Se traza una línea radial de periodo secante que pase por el punto  $P_i$ :



**FIG 20. Línea radial de periodo secante que pasa por el punto  $P_i$ .**

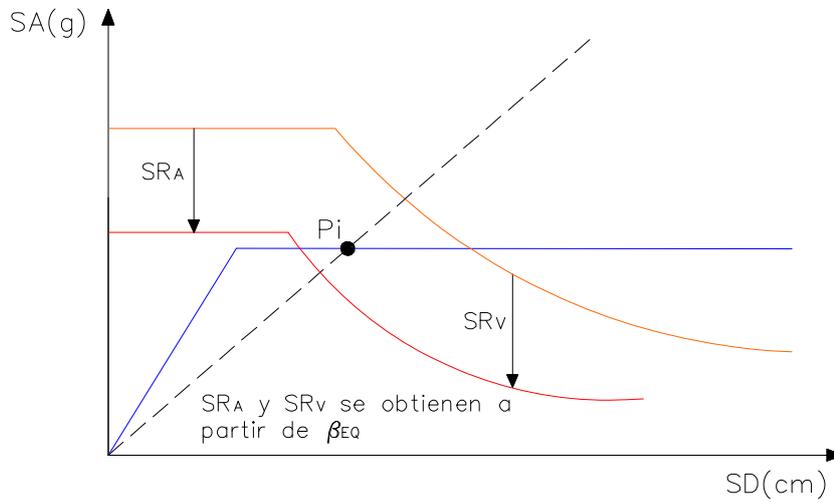
- ✓ Con las coordenadas del punto  $P_i$  ( $SD_i$ ,  $SA_i$ ), la expresión (3) y las tablas 12 y 13, se calcula el amortiguamiento equivalente ( $\beta_{EQ}$ ):



**FIG 21. Cálculo del amortiguamiento equivalente ( $\beta_{EQ}$ ).**

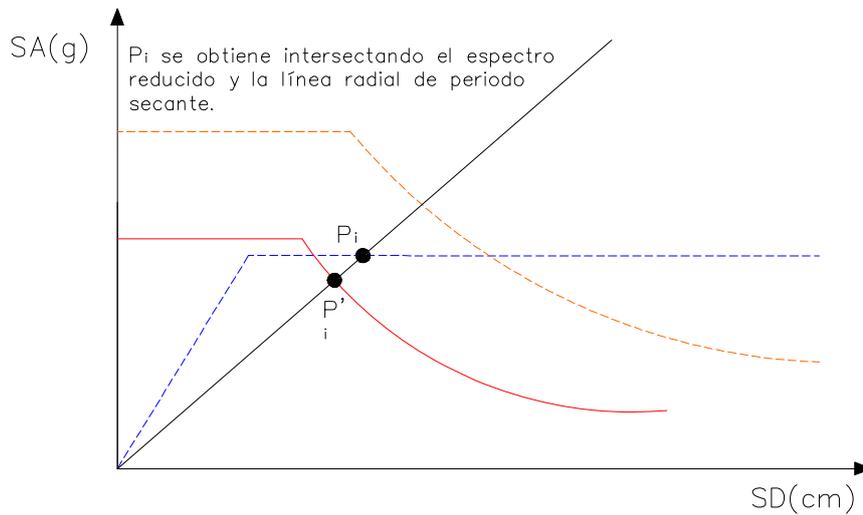


- ✓ Con el amortiguamiento equivalente ( $\beta_{EQ}$ ) se calculan los factores  $SRA$  y  $SRV$ , para reducir el espectro de elástico de demanda:



**FIG 22. Reducción del espectro elástico de demanda por amortiguamiento equivalente.**

- ✓ El espectro de demanda reducido se intercepta con la línea de periodo secante y se obtiene un punto  $P'_i$ :



**FIG 23. Intersección del espectro de demanda reducido y la línea radial de periodo secante.**

- ✓ Los puntos  $P_i$  obtenidos forman el “Espectro de Demanda para amortiguamiento variable” (EDAV) cuya intersección con el Espectro de Capacidad da el Punto de Demanda buscado:

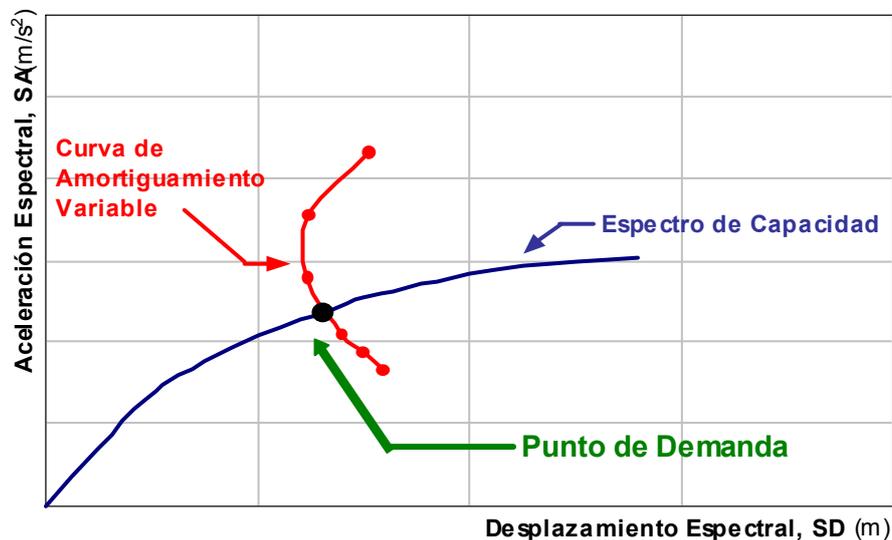


FIG 24. Intersección del espectro de demanda para amortiguamiento variable y el espectro de capacidad (Punto de Demanda).

### 3.4 Evaluación del Desempeño Sismorresistente de Edificios sugerida por el SEAOC.

En el presente trabajo se tomará como base la propuesta del SEAOC desarrollada en 1995, según esta propuesta el desempeño de una edificación se establece de acuerdo a su importancia, relacionando para cada nivel de peligro sísmico la combinación de comportamiento estructural y no estructural.

#### 3.4.1 Niveles de desempeño.

El SEAOC (1999) propone diferentes niveles de desempeño sísmico definidos por el nivel de daño presentado en una edificación por efecto de los sismos, tanto en el sistema estructural como en sistemas no estructurales.

### 3.4.2 Niveles de comportamiento estructural.

Teniendo en cuenta la curva de capacidad de la estructura y los diagramas fuerza-deformación de sus elementos, se consideran cinco niveles de desempeño estructural (SP1 a SP5). Para sectorizar la curva de capacidad y los diagramas fuerza-deformación de los elementos con los niveles de desempeño estructural, se debe definir primero el desplazamiento de fluencia efectiva ( $\Delta_{FE}$ ) y la capacidad de desplazamiento inelástico ( $\Delta_P$ ).

El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones del  $\Delta_P$  a los cuales se asocia un nivel de desempeño, tal como se muestra en la figura 25:

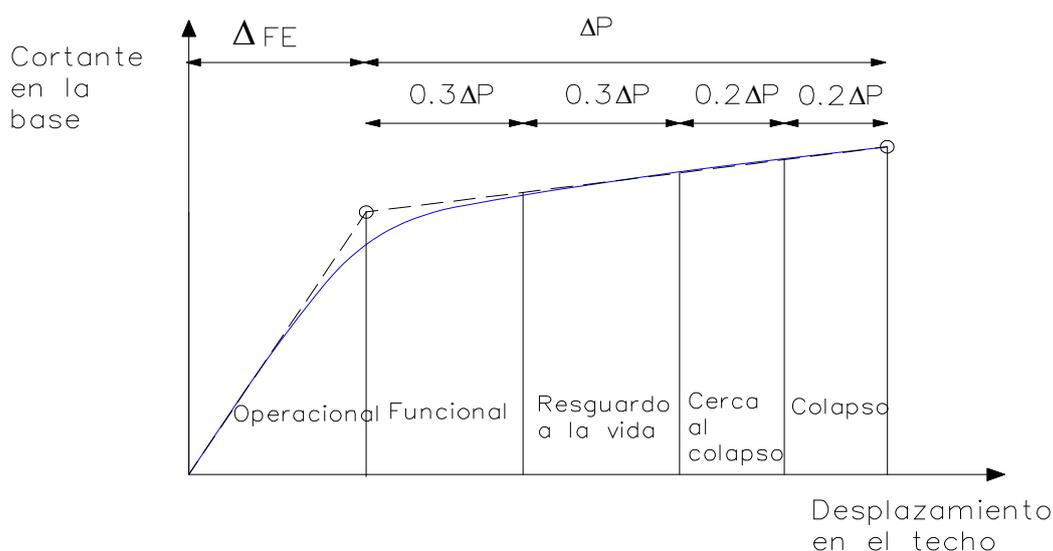


FIG 25. Sectorización de la curva de capacidad.

### 3.4.3 Objetivos de desempeño

El diseño sismorresistente de las edificaciones, tiene como objetivo de desempeño los obtenidos por la combinación deseada entre los niveles de comportamiento esperado y los niveles de amenaza sísmica según el tipo de edificación.

El SEAOC (1999) clasifica a las edificaciones en tres tipos de acuerdo a su importancia: básicas, esenciales y de seguridad crítica.



Para representar los objetivos de desempeño, se utiliza una tabla de doble entrada llamada Matriz de Desempeño, donde las filas corresponden a la demanda sísmica y las columnas corresponden a los niveles de comportamiento deseado. A continuación se muestra esta matriz en la que se identifica cada tipo de edificación mediante un color.

**TABLA 15. Niveles de demanda y desempeño esperado (VISION 2000).**

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Resguardo de la vida SP-3	Cerca al Colapso SP-4
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69% / 50 años)				
	Sismo Ocasional (50% / 50 años)				
	Sismo Raro (10% / 50 años)				
	Sismo Muy Raro (5% / 50 años)				

- Edificaciones Básicas : residencias y oficinas.
- Edificaciones Esenciales : hospitales, destacamentos militares, bomberos.
- Edificaciones de Seguridad Crítica.

Los casilleros ubicados por encima del color respectivo corresponden a un comportamiento inaceptable para cada tipo de edificación. Los casilleros en blanco representan un comportamiento inaceptable para cualquier tipo de edificación.

## 4 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO

### 4.1 Modelo inelástico

#### 4.1.1 Modelos de comportamiento para materiales

Se utilizó el modelo de Mander (Park y Paulay 1999) para los diagramas Esfuerzo – Deformación. Se consideraron los valores de 1% y 1.5% para la deformación máxima del concreto con la finalidad de estudiar la influencia de dichos valores en la respuesta del edificio.

Las figuras 26a y 26b muestran los diagramas de Esfuerzo – Deformación obtenidos para las vigas 25x50 y las columnas 20x70 respectivamente. Las deformaciones del concreto máximas de 1% y 1.5% se indican con rectas verticales.

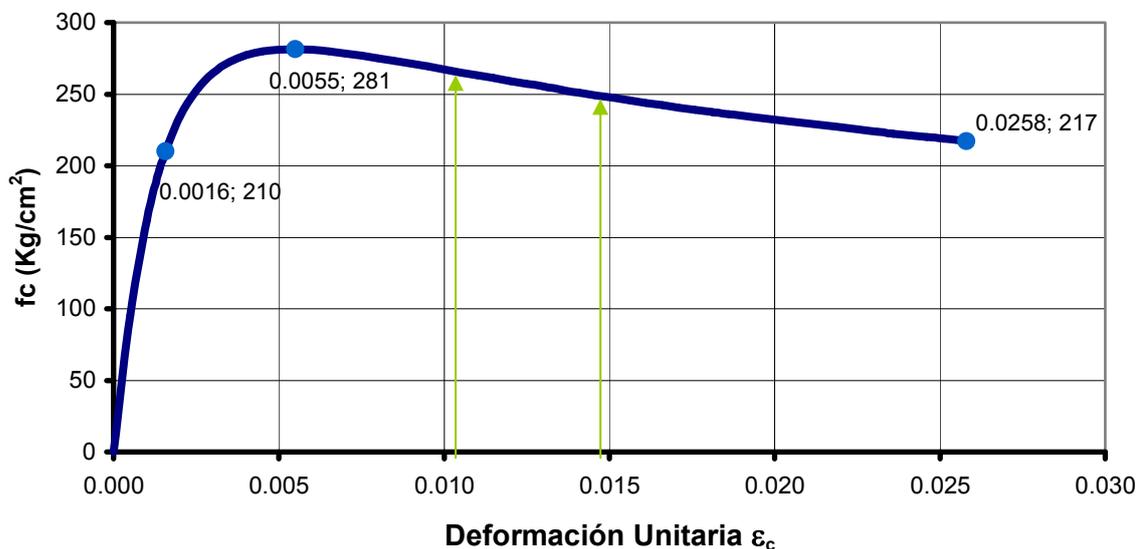


FIG 26a. Diagrama Esfuerzo vs. Deformación del concreto para viga 25x50.

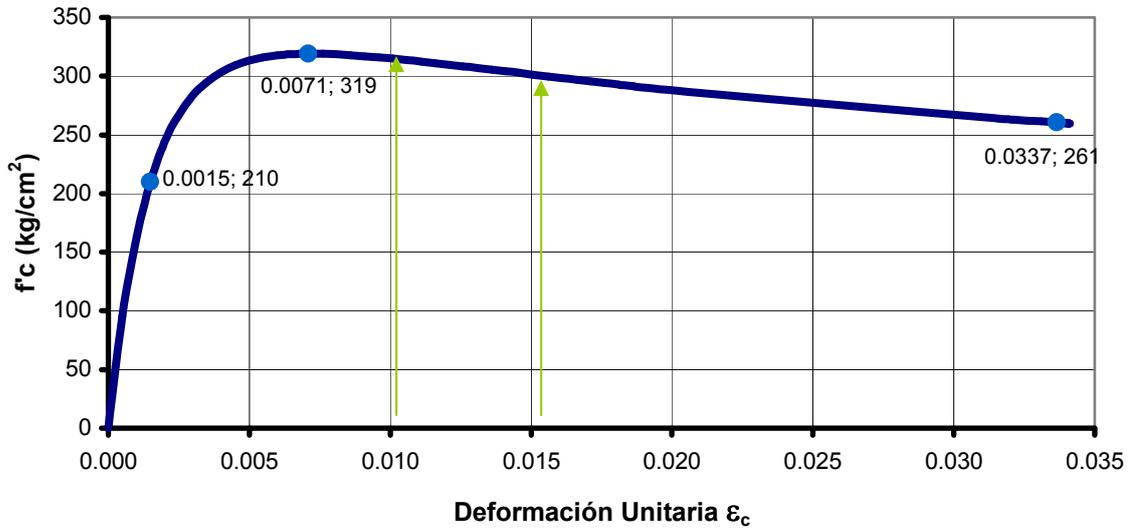


FIG 26b. Diagrama Esfuerzo vs. Deformación del concreto para columna 20x70.

Para el acero se empleó el diagrama trilineal para el caso del Esfuerzo – Deformación (Ottazzi 2003). La figura 27 muestra el detalle de dicho diagrama.

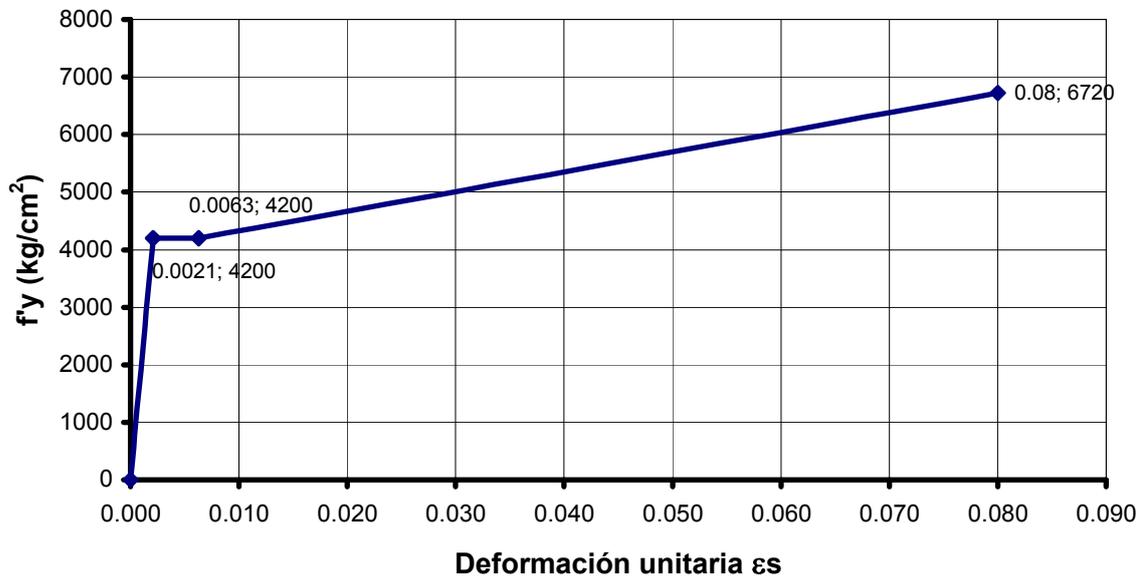


FIG 27. Diagrama Esfuerzo vs. Deformación del acero.



#### 4.1.2 Diagrama Momento-Curvatura y Momento-Giro.

Para obtener los diagramas Momento – Curvatura en vigas y columnas, se emplearon los diagramas Esfuerzo – Deformación indicados en el punto 4.1.1, cuyas principales características se muestran en las tablas 16a y 16b.

**TABLA 16a. Parámetros de Diagramas Esfuerzo – Deformación para elementos de concreto.**

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor	
			Viga	Columna
Esfuerzo Máximo del Concreto	$f_c$	Kg/cm <sup>2</sup>	281	319
Deformación donde se produce $f_c$	$E_o$		0.0055	0.0071
Esfuerzo asociado al agotamiento del concreto	$f_u$	Kg/cm <sup>2</sup>	217	261
Deformación de agotamiento del concreto	$E_{cu}$		0.0258	0.0337
Deformación máxima del concreto	$E_{c_{max}}$		0.01 y 0.015	0.01 y 0.015

**TABLA 16b. Parámetros de Diagramas Esfuerzo – Deformación para el acero.**

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Esfuerzo de fluencia en el acero	$f_y$	Kg/cm <sup>2</sup>	4200
Esfuerzo máximo del acero	$f_u$	Kg/cm <sup>2</sup>	6720
Deformación asociada al esfuerzo máximo del acero	$E_{su}$		0.08
Módulo de elasticidad del acero	$E_s$	Kg/cm <sup>2</sup>	2 x E06
Deformación de inicio del endurecimiento del acero	$E_{sh}$		0.0063

En el caso de las secciones ubicadas en los extremos de las vigas, se obtuvieron diagramas de Momento – Curvatura tanto para momentos positivos como momentos negativos. La figura 28a y 28b muestra estos diagramas para una viga exterior ubicada en el primer nivel, considerando una deformación máxima de 1.5% para el concreto.

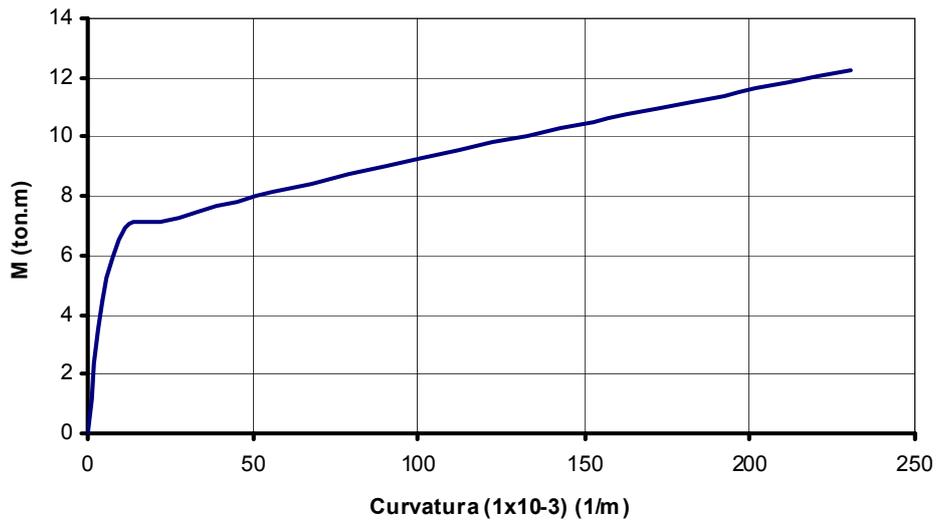


FIG 28a. Diagrama Momento positivo vs. Curvatura de la viga exterior del 1º piso.

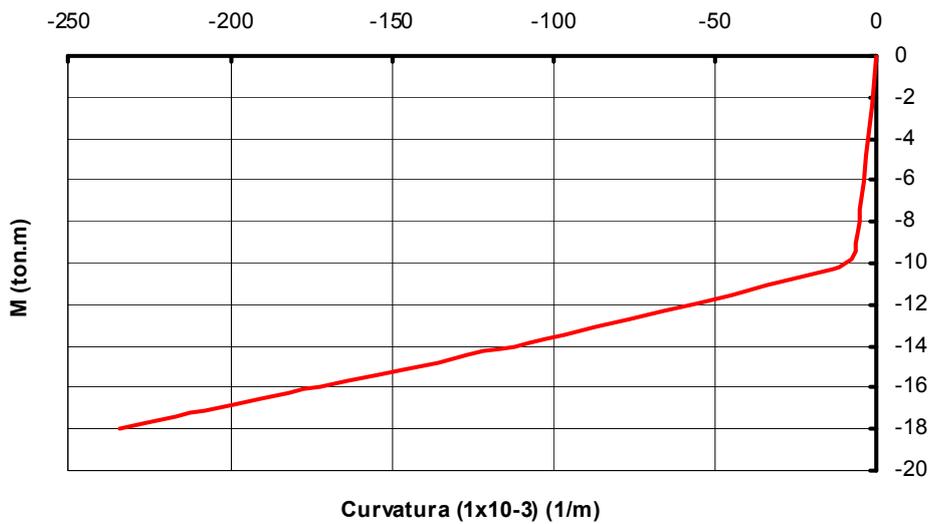


FIG 28b. Diagrama Momento negativo vs. Curvatura de la viga exterior del 1º piso.

Para la construcción de los diagramas Momento-Curvatura de las columnas, se consideró como carga axial la suma de carga muerta y carga viva. La tabla 17 muestra los valores de carga axial utilizados en los diferentes tipos de columnas.

Tabla 17. Cargas axiales para columnas.

Cargas axiales en columnas (Ton)			
Piso	Esquinera	Lateral	
		20x70	40x25
1	32	57	51
2	19	34	29
3	6	11	7

Debido a la simetría en la distribución de las armaduras de las columnas, los diagramas de Momento-Curvatura de éstas se calcularon para un solo sentido. La figura 29 muestra el diagrama Momento-Curvatura para una columna lateral ubicada en el primer nivel correspondiente a una deformación máxima de 1.5% para el concreto.

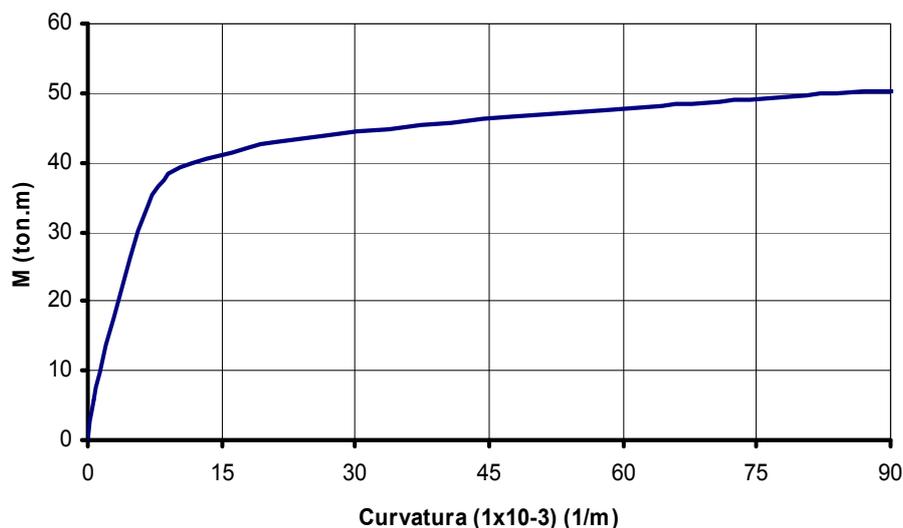


FIG 29. Diagrama Momento vs. Curvatura de columna lateral 20x70 del 1º piso.

Para obtener los diagramas de Momento – Giro se multiplicó la curvatura por la longitud equivalente de la rótula igual a 0.45 del peralte del elemento (Park y Paulay 1999). Para las vigas se obtuvo un factor de  $0.45 \times 0.50 = 0.23$  m, para las columnas tipo “C” ( $0.40 \times 0.25$ ) se obtuvo  $0.45 \times 0.25 = 0.11$  m y para las columnas tipo “P” ( $0.20 \times 0.70$ ) se obtuvo un factor de  $0.45 \times 0.70 = 0.32$  m.

Con la finalidad de usar los programas de computación disponibles (SAP 2000), es necesario aproximar los diagramas de Momento – Giro por trazos rectos. El primer tramo lleva a la fluencia efectiva (Pto. B) y el segundo a la capacidad máxima (Pto. C). Luego de alcanzar el punto de momento máximo se definió una caída vertical hasta el 40% del momento máximo (Pto. D), luego un tramo horizontal definido como un 10% del desplazamiento asociado al momento máximo (Pto. E).

La figura 30 muestra el diagrama Momento – Giro simplificado para el extremo de una viga exterior del primer piso correspondiente a 1.5% de la deformación máxima del concreto.

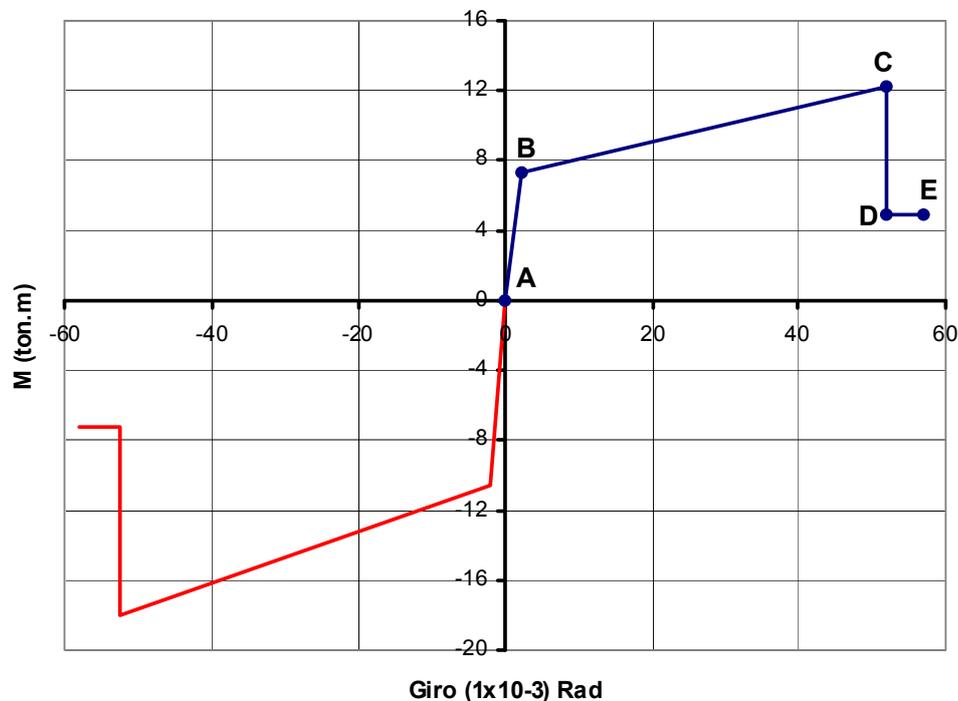


FIG 30. Diagrama Momento vs. Giro de la viga exterior del 1º piso.

La figura 31 corresponde a la columna lateral P (0.20x0.70) del primer piso con una deformación máxima del concreto de 1.5%.

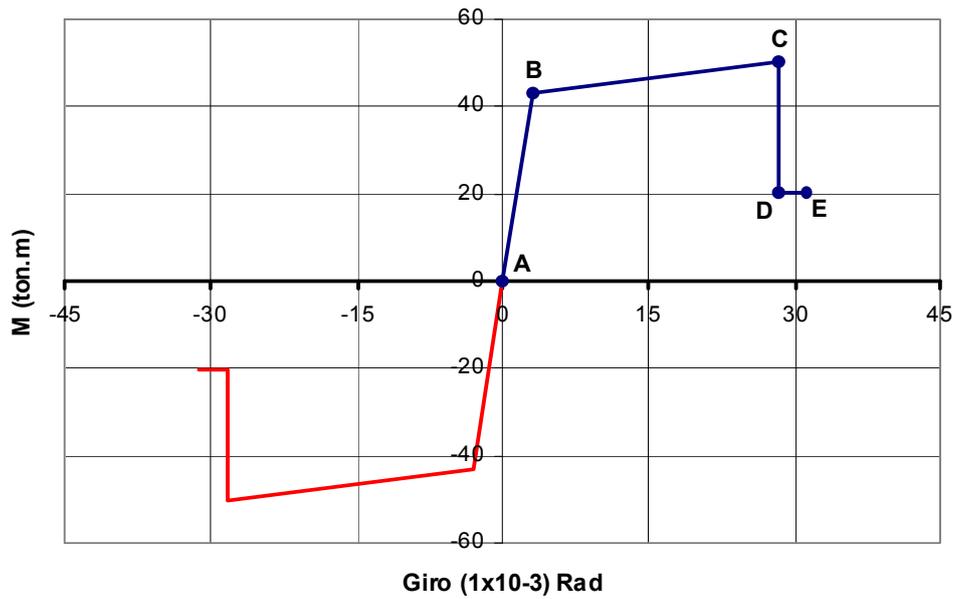


FIG 31. Diagrama Momento vs. Giro de la columna lateral 20x70 del 1er piso.

#### 4.1.3 Modelo del conjunto

Para representar el comportamiento inelástico del edificio, se emplearon rótulas en los extremos de todas las columnas y las vigas. La figura 32 muestra el modelo del edificio desarrollado en SAP 2000.

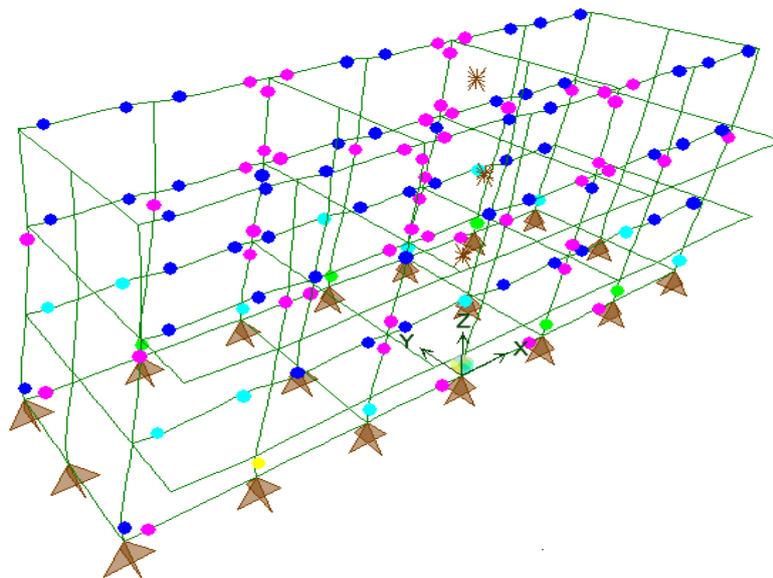


FIG 32. Modelo estructural con rótulas para el análisis incremental.



#### 4.1.4 Resultados del análisis del desplazamiento incremental

Se usó el modo fundamental para hacer el análisis de desplazamiento incremental.

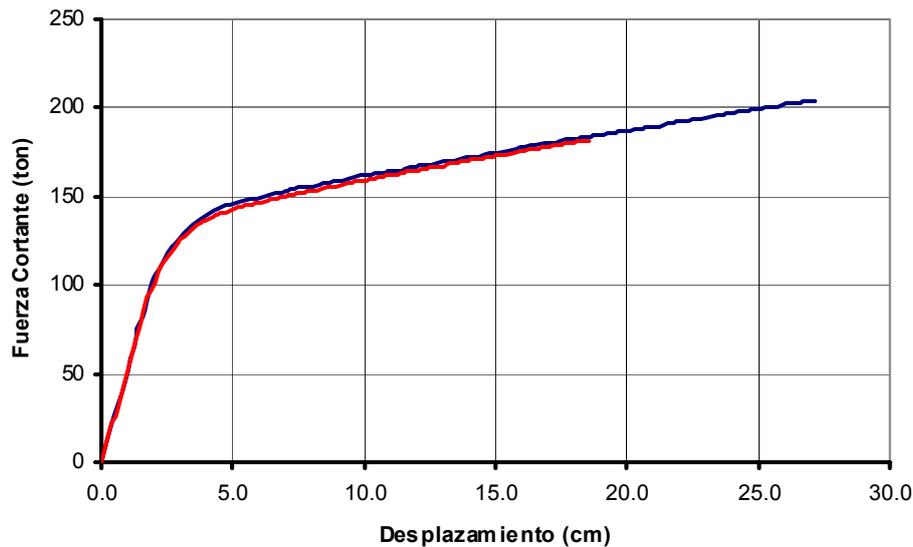
El punto de control de desplazamientos fue el centro de masas de la azotea. Se llevó el análisis de desplazamientos incrementales hasta que se alcanzó la ruptura de la primera rótula.

El análisis de desplazamiento incremental muestra que la primera rótula se produce en la viga lateral izquierda del primer nivel del pórtico posterior B, para un desplazamiento lateral de la azotea de 1.5 cm. Las vigas continúan rotulándose en los diferentes niveles del edificio hasta que para un desplazamiento lateral de la azotea de 3.1 cm se forma la primera rótula en la columna lateral izquierda 20x70 del primer nivel, también en el pórtico posterior.

La formación de rótulas en vigas y columnas continúa, y para un desplazamiento lateral de 17.4 cm se forma la última rótula en la columna lateral izquierda 20x40 del segundo nivel en el pórtico A. Luego para un desplazamiento lateral de 18.5 cm la rótula ubicada en la columna 20x70 del primer nivel del pórtico A, llega a la rotura.

#### 4.1.5 Características globales del edificio

La figura 33 muestra las curvas de capacidad en la dirección longitudinal para deformaciones máximas del concreto de 1.5% y 1.0%. Ambas curvas son prácticamente iguales a lo largo de la curva de 1.0%, siendo apreciablemente diferentes en los desplazamientos de colapso.



**FIG 33. Curva de capacidad con 1% y 1.5% de deformación máxima para el concreto.**

A continuación se definirán algunos conceptos necesarios para la cuantificación de la ductilidad y la sobrerresistencia de la estructura:

- ✓ Punto de Diseño: Coordenada en la curva de capacidad correspondiente a la fuerza cortante nominal de diseño del edificio.
- ✓ Aparición de la primera rótula: Coordenada en la curva de capacidad conformada por la fuerza cortante y el desplazamiento en el instante en que se forma la primera rótula en la estructura.
- ✓ Fluencia efectiva: Punto hallado utilizando el criterio de semejanza de áreas.
- ✓ Colapso: Fuerza y desplazamiento correspondientes a la ruptura de la primera rótula.

La tabla 18 muestra los valores obtenidos con las definiciones anteriores en la dirección longitudinal para cada valor de la deformación máxima del concreto empleado.



**TABLA 18. Fuerzas Cortantes y Desplazamientos obtenidos del análisis incremental.**

Puntos de análisis	$\epsilon_c = 1\%$		$\epsilon_c = 1.5\%$	
	V (Ton)	$\Delta$ (cm)	V (Ton)	$\Delta$ (cm)
Diseño	67	1,3	67	1,3
1ra Rótula	79	1,5	82	1,6
Fluencia Efectiva	138	2,6	142	2,8
Rotura	182	18,5	204	27,2

En la tabla 19 se muestran los valores de sobrerresistencia obtenidos empleando como base la fuerza cortante de diseño y la fuerza cortante asociada a la primera rótula.

**TABLA 19. Sobrerresistencias**

Propiedad		$\epsilon_c = 1\%$	$\epsilon_c = 1.5\%$
Respecto a V de diseño	Sobrerresistencia de la 1ra rótula	1,18	1,23
	Sobrerresistencia de la fluencia efectiva	2,06	2,12
	Sobrerresistencia de la rotura	2,71	3,05
Respecto a V de la 1ra rótula	Sobrerresistencia del diseño	0,85	0,82
	Sobrerresistencia de la fluencia efectiva	1,75	1,73
	Sobrerresistencia de la rotura	2,31	2,49

Así mismo se muestran a continuación en la tabla 20 los valores de ductilidad, tomando como referencia el desplazamiento asociado a la primera rótula y el desplazamiento asociado a la fluencia efectiva.

**TABLA 20. Ductilidades.**

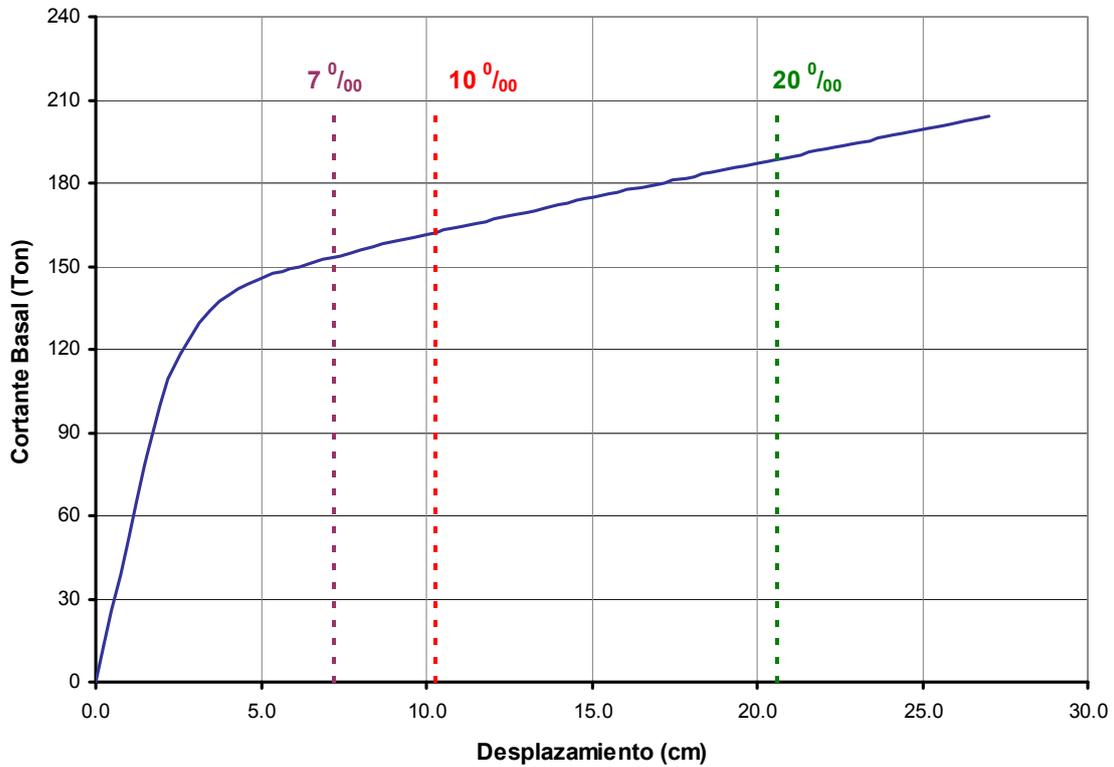
Propiedad	$\epsilon_c = 1\%$	$\epsilon_c = 1.5\%$
Ductilidad de la 1ra rótula	12,3	17,3
Ductilidad de la fluencia efectiva	7,1	9,7



La tabla 21 muestra los valores de fuerza cortante y desplazamientos para derivas de 7, 10 y 20 ‰ correspondientes a una deformación máxima del concreto de 1% y 1.5%. En el caso de la deformación unitaria del concreto de 1% para la deriva de 20 ‰, el valor del desplazamiento máximo excede al desplazamiento de rotura.

**TABLA 21. Fuerzas Cortantes y Desplazamientos para las derivas.**

Deriva	$\epsilon_c = 1\%$		$\epsilon_c = 1.5\%$	
	V (Ton)	$\Delta$ (cm)	V (Ton)	$\Delta$ (cm)
7 ‰	151	7.2	153	7.2
10 ‰	160	10.3	162	10.3
20 ‰	-	-	189	20.6



**FIG 34. Derivas con una deformación máxima del concreto de 1.5%.**

Para el análisis con la deformación máxima del concreto de 1%, no se llegó al 20 ‰ de deriva. Con 1.5% de deformación máxima del concreto si se llegó.



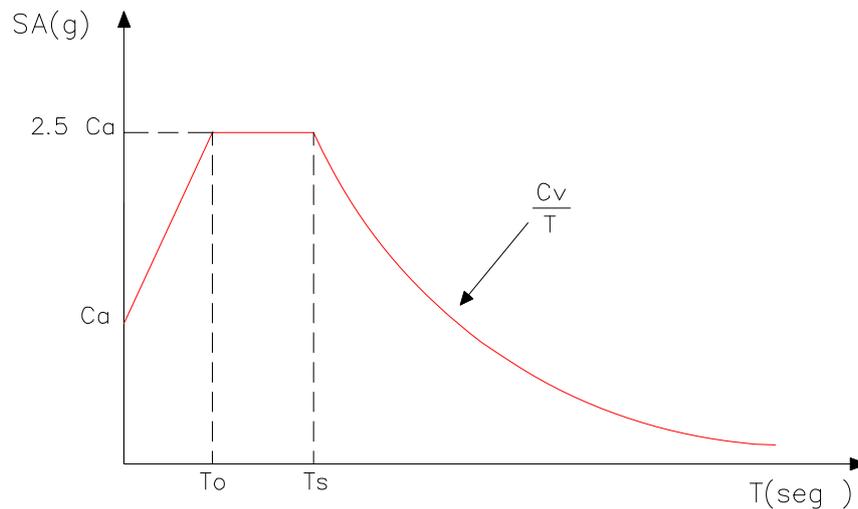
## 4.2 Representación del peligro sísmico

Para la evaluación del desempeño del modulo en estudio, se representó el peligro sísmico por espectros de demanda para cada uno de los diferentes niveles de sismicidad, para lo cual fue necesario identificar la aceleración máxima en cada nivel de peligro. Según los estudios de peligro sísmico, esta aceleración sería la mostrada en la tabla 22.

**TABLA 22. Sismos de diseño y su aceleración asociada.**

Sismo de Diseño		Aceleración asociada para la Costa del Perú (g)
Sismos Frecuentes	SF	0,20
Sismos Ocasionales	SO	0,25
Sismos Raros	SR	0,40

La figura 35 muestra los espectros de aceleración según la propuesta del Uniform Building Code UBC correspondiente a terremotos de subducción, cuya forma se utilizó para la construcción de los espectros de demanda.

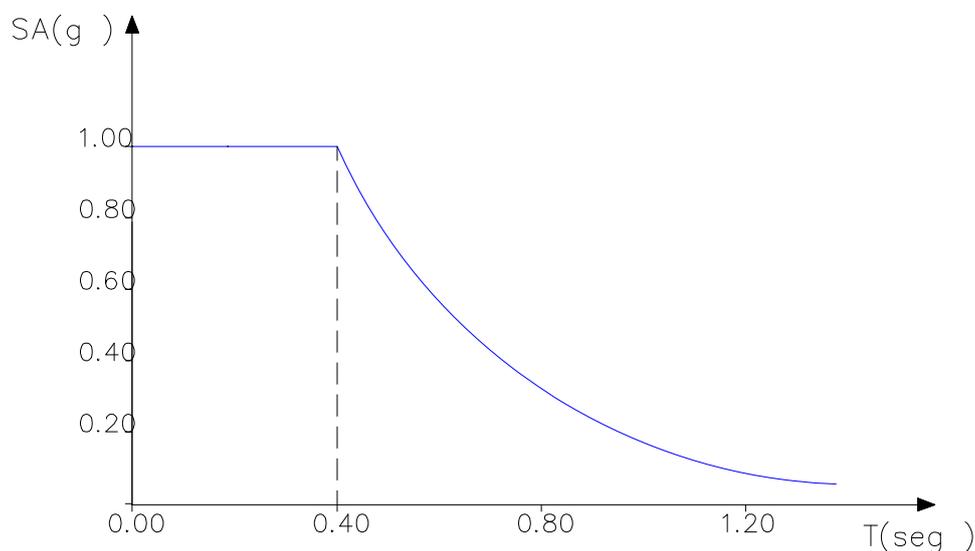


**FIG 35. Espectro de la UBC.**

En la figura anterior  $C_a$  y  $C_v$  son términos independientes,  $T_o$  y  $T_s$  los periodos singulares, los cuales cumplen las siguientes relaciones:

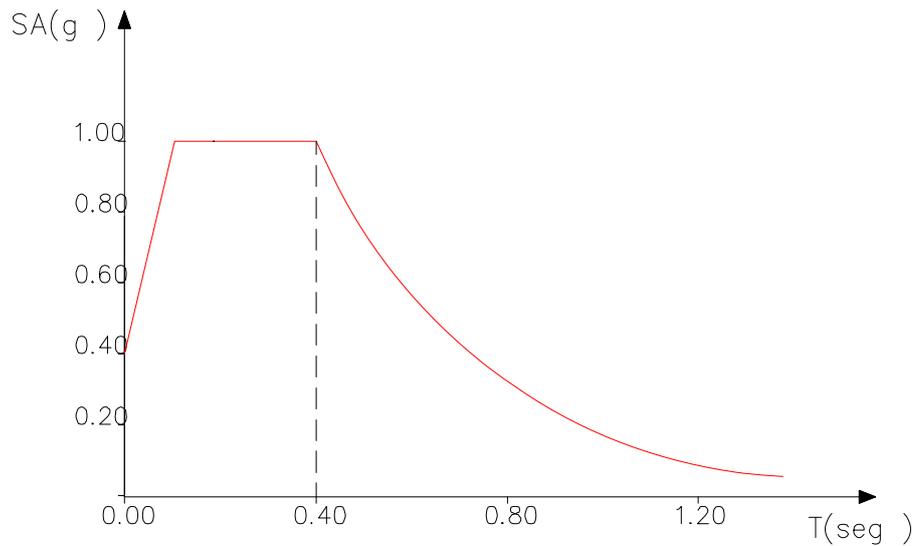
$$T_s = \frac{C_v}{2.5C_a} \quad T_o = 0.2T_s$$

La norma peruana considera como espectro base el correspondiente a un evento de 500 años de periodo de retorno, que para la costa peruana y en suelo bueno tiene una aceleración asociada de 0.4g. El factor de amplificación de la norma peruana es 2.5 y el fin de la plataforma corresponde a 0.4 seg. La figura 36 muestra el espectro elástico de la Norma Peruana.



**FIG 36. Espectro elástico de la Norma Peruana.**

Para representar el espectro base a la forma del espectro del UBC se emplearon las relaciones anteriores obteniéndose valores de  $C_a=C_v=0.4$ . La figura 37 muestra el espectro obtenido empleando el esquema del UBC.



**FIG 37. Espectro de la UBC para sismo raro.**

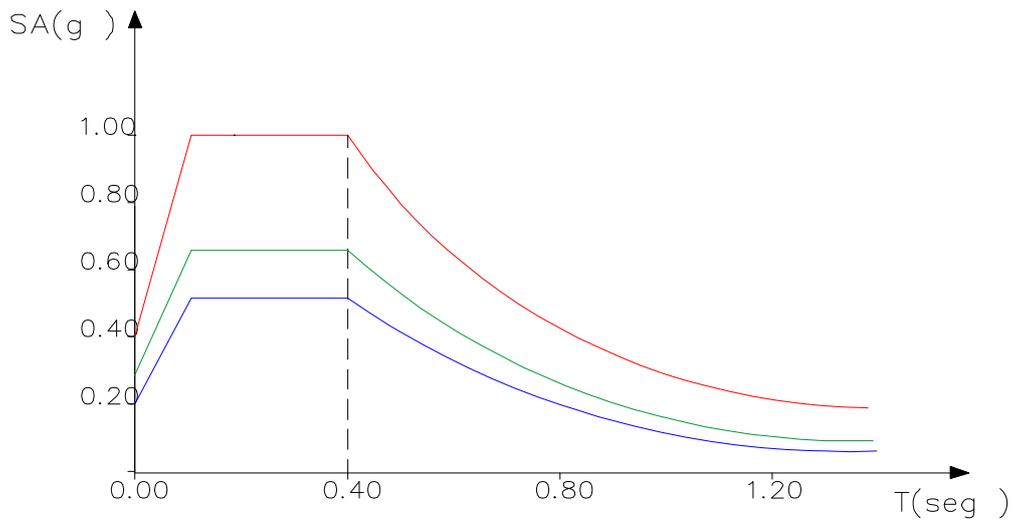
Ambos espectros conservan bastante similitud salvo en la zona de periodos cortos donde el espectro de la norma peruana no refleja la tendencia hacia la aceleración pico del suelo.

La tabla 23 presenta los valores de  $C_a$  y  $C_v$  encontrados para cada uno de los niveles de amenaza sísmica.

**TABLA 23. Equivalencias de la Norma Peruana con la propuesta de la UBC.**

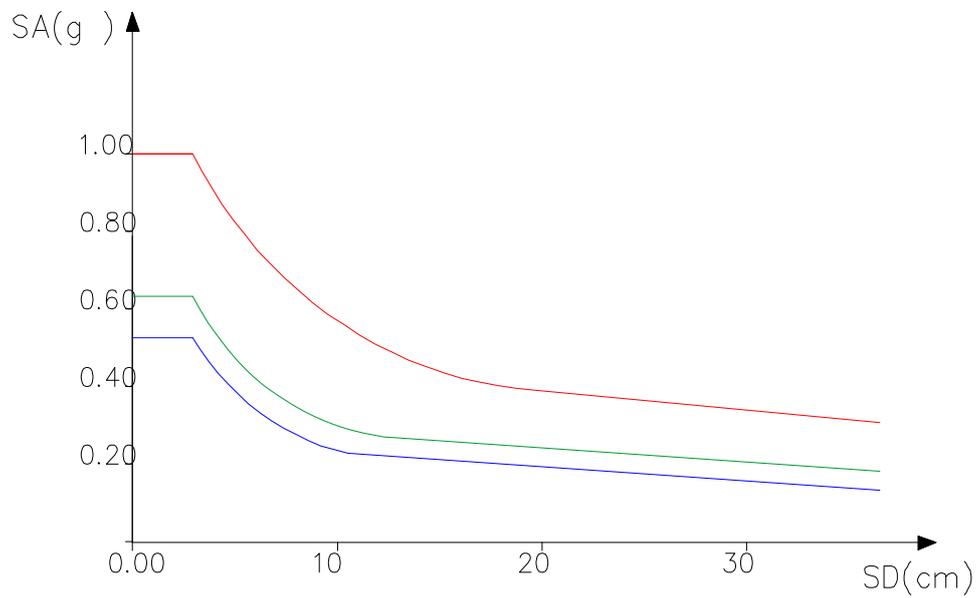
Sismo de Diseño		Aceleración asociada para la Costa del Perú (g)	$C_v$	$C_a$
Sismos Frecuentes	SF	0,20	0,20	0,2
Sismos Ocasionales	SO	0,25	0,25	0,25
Sismos Raros	SR	0,40	0,40	0,4

Siguiendo el mismo criterio se obtuvieron los espectros de aceleración para los tres niveles de sismicidad.



**FIG 38. Espectros de aceleración.**

La figura 39 muestra los espectros de demanda para los tres niveles de sismicidad.



**FIG 39. Espectros de demanda.**



### 4.3 Respuesta del edificio ante los tres niveles de demanda

Se determinó la respuesta del edificio ante los tres niveles de peligro, obteniéndose los puntos de demanda mostrados en la tabla 24.

TABLA 24. Puntos de Demanda.

Sismo	$\epsilon_c = 1\%$		$\epsilon_c = 1.5\%$	
	V (Ton)	$\Delta$ (cm)	V (Ton)	$\Delta$ (cm)
SF	125	3.0	127	3.0
SO	134	3.7	136	3.7
SR	147	6.3	150	6.2

Las figuras 40 y 41 muestran las curvas de capacidad, en la dirección longitudinal y para las deformaciones máximas del concreto de 1.5% y 1.0% respectivamente, sectorizadas según la propuesta del SEAOC y donde también se indican los puntos de demanda obtenidos.

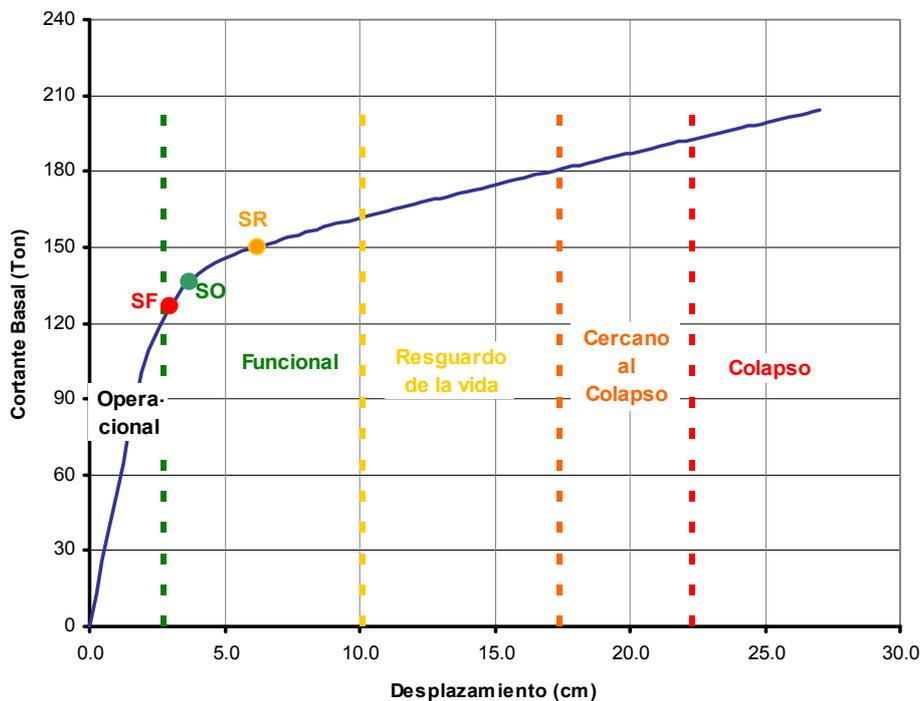
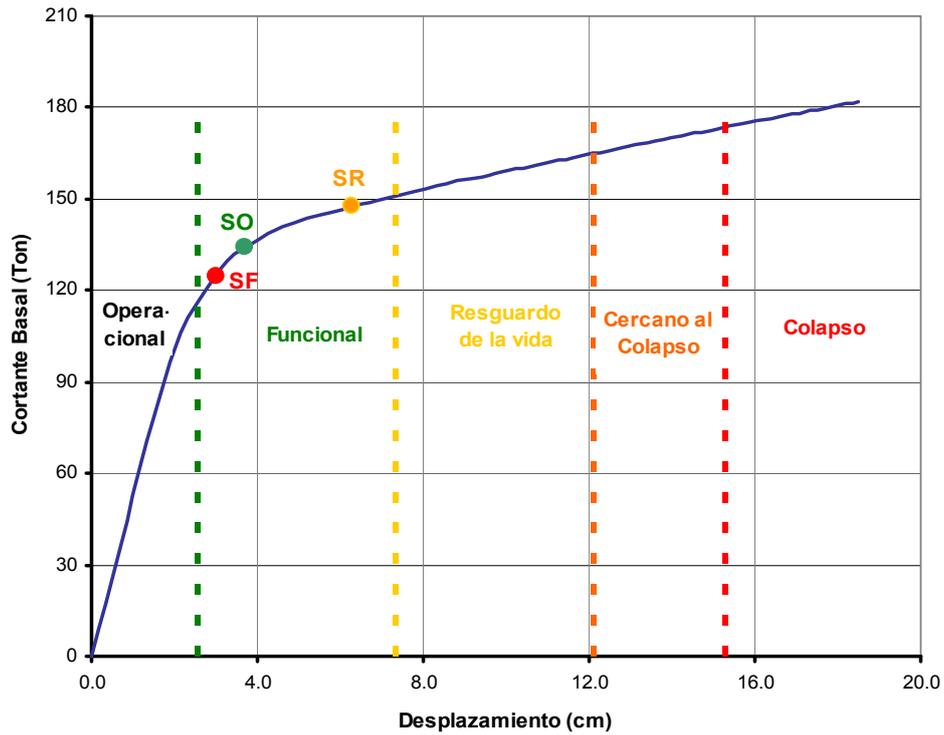


FIG 40. Curva de capacidad y Puntos de Demanda para 1.5% de la deformación máxima del concreto en Suelo S1.



**FIG 41. Curva de capacidad y Puntos de Demanda para 1 % de la deformación máxima del concreto en Suelo S1.**

Para suelo malo se consideró un espectro de demanda deducido del código peruano usando  $S = 1.4$ ,  $T_p = 0.9$  y para  $Z$  los valores usuales de 0.4, 0.25 y 0.2 para sismos raros, ocasionales y frecuentes respectivamente. La figura 42 muestra los resultados para una deformación máxima del concreto de 1 %.

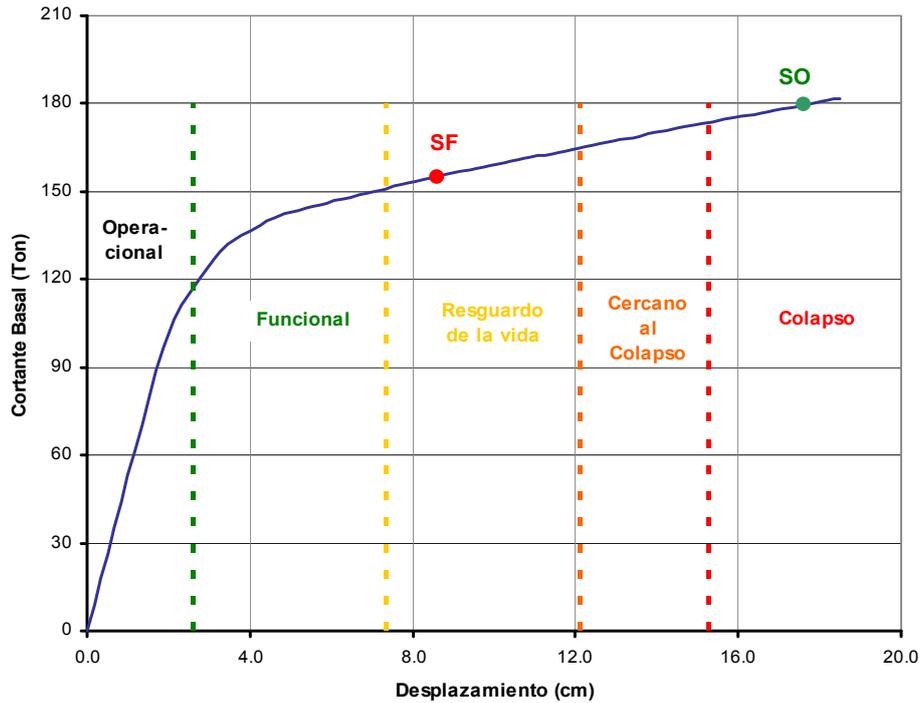


FIG 42. Curva de capacidad y Puntos de Demanda para 1 % de la deformación máxima del concreto en suelo S3.

La tabla 25 presenta los valores de las demandas de ductilidad de los sismos de diseño para la estructura y los elementos más esforzados, teniendo como base la fluencia efectiva y la aparición de la primera rótula.

TABLA 25. Ductilidades Demandadas.

Caso	Elemento	Ductilidad Demandada respecto a la fluencia efectiva					
		Derivas			Comportamiento Sísmico		
		7 ‰	10 ‰	20 ‰	SF	SO	SR
1%	Estructura	<b>2.77</b>	<b>3.96</b>	-----	<b>1.15</b>	<b>1.42</b>	<b>2.42</b>
	Viga	4.87	6.94	-----	2.11	2.61	4.29
	Columna	2.72	4.15	-----	0.93	1.17	2.31
1.5%	Estructura	<b>2.58</b>	<b>3.68</b>	<b>7.36</b>	<b>1.07</b>	<b>1.32</b>	<b>2.21</b>
	Viga	3.98	5.67	11.29	1.85	2.22	3.48
	Columna	2.24	3.33	6.85	0.93	1.10	1.90



Caso	Elemento	Ductilidad Demandada respecto a la primera rótula					
		Derivas			Comportamiento Sísmico		
		7 ‰	10 ‰	20 ‰	SF	SO	SR
1%	Estructura	4.81	6.87	-----	2.00	2.47	4.20
	Viga	4.87	6.94	-----	2.11	2.61	4.29
	Columna	2.72	4.15	-----	0.93	1.17	2.31
1.5%	Estructura	4.59	6.56	13.12	1.91	2.36	3.95
	Viga	3.98	5.67	11.29	1.85	2.22	3.48
	Columna	2.24	3.33	6.85	0.93	1.10	1.90

#### 4.4 Calificación del desempeño

La tabla 26 muestra el comportamiento esperado del módulo de 3 pisos para los diferentes niveles de demanda.

TABLA 26. Ductilidades Demandadas.

		Operacional	Funcional	Resguardo de la Vida	Cerca al colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente				
	Sismo Ocasional				
	Sismo Raro				

Para un sismo frecuente ( $T_r = 50$  años) los resultados indican que el módulo sobrepasaría ligeramente el rango elástico, sufriendo ligeros daños. Para eventos mayores el módulo alcanzaría importantes incursiones inelásticas pero quedaría funcional.



## 5 CONCLUSIONES.

### 5.1 Respecto al Diseño del Edificio según las actuales normas

Según el proyecto original, la superestructura del edificio (columnas, vigas y techos) es igual para los tres tipos de suelo. Al revisar el diseño se vio que el edificio no satisface los requisitos de rigidez de la Norma de Diseño Sismorresistente vigente (NTE-030-2003) ya que se encontraron derivas de  $9\%$  y  $17\%$  para suelos S1 y S3 respectivamente.

En cuanto a la resistencia requerida en los elementos, se encontró que el diseño satisface los requerimientos a flexión y fuerza cortante para suelo S1 mas no para suelo S3.

Se verificó además la capacidad relativa de vigas y columnas y se encontró que para la placa de 20x70, la capacidad de las columnas prácticamente duplica la capacidad de vigas. Sin embargo en el caso de las columnas de 25x40, la capacidad de las columnas resultó ser prácticamente la mitad de la capacidad de las vigas.

### 5.2 Ductilidad y Sobrerresistencia

Se desarrollaron dos modelos, considerando valores de deformación máxima del concreto de 1 y 1.5 %. Para el primer caso la primera rótula se produce en una viga lateral izquierda del primer nivel cuando el edificio alcanza 1.5 cm. de desplazamiento lateral (lo que corresponde al 8 % del desplazamiento de colapso). Luego la columna lateral izquierda de 20x70 del primer nivel incursiona en el rango inelástico cuando el desplazamiento lateral del edificio alcanza 3.1 cm. (17% del desplazamiento de colapso). El resto de columnas del primer piso terminaron de rotularse en su base para un desplazamiento de 5 cm. Finalmente para un desplazamiento lateral de 18.5 cm., una de las columnas de 20x70 del primer nivel llega a la rotura.

La ductilidad de desplazamiento obtenida como el cociente de los desplazamientos asociados al colapso y a la formación de la primera rotula fue de 12.



Los resultados del análisis de desplazamientos incrementales mostraron una resistencia asociada a la formación de la primera rotula de 79 ton, bastante cercana a la resistencia de diseño requerida por el código (18% mayor). Esto muestra un diseño ajustado a los requerimientos de la norma de 1997.

Como valor de resistencia para el caso de la fluencia efectiva se obtuvo 138 ton., lo que significa 206% de la resistencia de diseño. En cuanto a la resistencia asociada al colapso se alcanzó un valor de 182 ton., que representa un 271% de la resistencia de diseño.

Considerado un valor de 1.5% para la deformación máxima del concreto, los resultados en cuanto a la formación de rotulas son bastante semejantes tanto en la secuencia de aparición como en los desplazamientos inelásticos que las generan. La diferencia radica en el colapso, el cual se produce en la misma columna de 20x70 para un desplazamiento lateral de 27.2 cm. y se obtiene una ductilidad respecto a la primera rótula de 17.

Los valores de resistencia obtenidos fueron similares para la formación de la primera rotula 82.17 ton y para la fluencia efectiva 142 ton. (212%). Sin embargo la resistencia última de colapso creció hasta 204 ton lo que representa el 305% de la resistencia requerida por el código.

### 5.3 Desempeño Sismorresistente

El desempeño sismorresistente se evaluó para tres niveles de amenaza sísmica correspondientes a eventos de periodos de retorno de 50, 100 y 500 años y para los tres perfiles de suelo indicados en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente (2003).

Para suelo rígido, el módulo educativo tendría un buen desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica aún para una deformación máxima del concreto de sólo 1%.

En el caso de suelo flexible y para una deformación máxima del concreto de 1%, los resultados muestran que la estructura no tendría un comportamiento satisfactorio ya



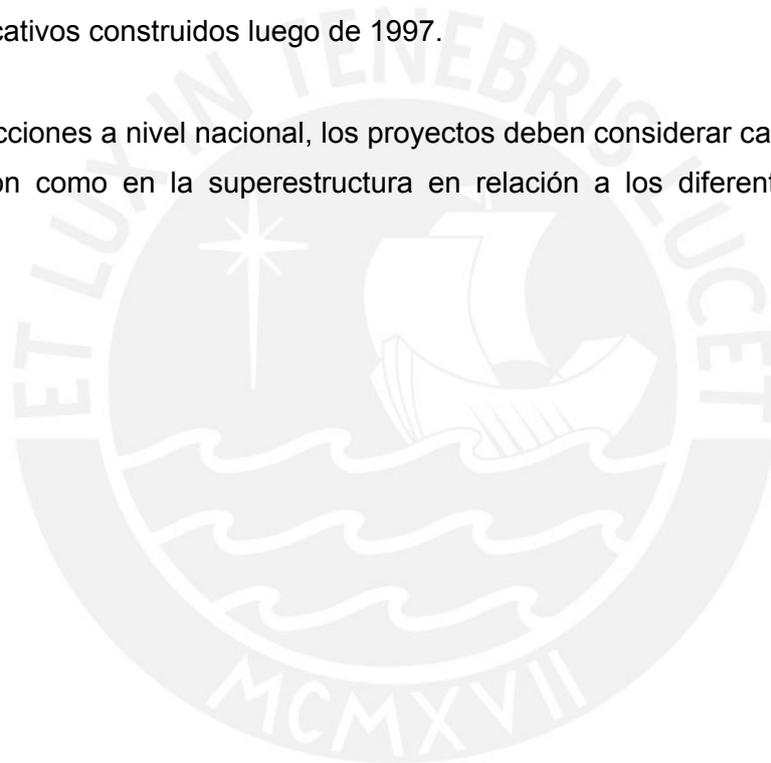
que en sismos frecuentes quedaría en un estado de resguardo de la vida (daño severo) y en sismos ocasionales alcanzaría el estado de colapso.

#### 5.4 Recomendaciones

Para los edificios del sistema estudiado construidos en suelos rígidos se recomienda independizar los tabiques para evitar el problema de columna corta que también podría presentarse en este tipo de edificaciones.

Los edificios con el sistema estructural estudiado construidos en suelos intermedios y pobres deben reforzarse con el fin de dotarlos de un desempeño comparable al de los edificios educativos construidos luego de 1997.

Para construcciones a nivel nacional, los proyectos deben considerar cambios tanto en la cimentación como en la superestructura en relación a los diferentes perfiles de suelo.





## 6 REFERENCIAS.

- ✓ Chopra, A., Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering, New Jersey: Prentice Hall Inc., 1995.
- ✓ SENCICO, Norma Técnica de Edificación NTE-E.030 Diseño Sismorresistente, Lima: Ministerio de Construcción, Vivienda y Saneamiento - SENCICO 1997 / 2003
- ✓ Structural Engineers Association of California (SEAOC). Recommended Lateral Forces Requirements and Commentary (the Blue Book), California: SEAOC, 1999.
- ✓ Computers and Structures, Inc. 2000. Manual de Referencias de Análisis – Programa SAP2000. California: CSI.
- ✓ Muñoz, A. 1999. Ingeniería Antisísmica. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- ✓ ININVI 1997. Normas de Diseño Sismorresistente. Lima: Ministerio de Vivienda y Construcción.
- ✓ Otazzi, G. 2003. Concreto Armado 1 – Apuntes de Clase. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- ✓ Otazzi, G., Muñoz, A. 1998. Programa MOMCUR. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú – Consejo Nacional.
- ✓ Park, R., Paulay, T. 1999. Estructuras de Concreto Reforzado. Mexico, D.F.: LIMUSA, Noriega Editores.
- ✓ Paulay, T., M.J.N. Priestley. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings
- ✓ San Bartolomé, A. 1999. Análisis de Edificios, 2da Edición. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- ✓ San Bartolomé, A. 1998. Construcciones de Albañilería, 2da Edición. Lima: Fondo Editorial PUCP.