

Tabla 63: Calculo de Mediana y Promedio de los índices de Rebote para la muestra de análisis

MEDIANA	32.50
PROMEDIO	32.88

Para validar los datos se realiza la diferencia entre el valor de la mediana y el promedio de los índices de rebote, estos valores deben ser próximos en magnitud

$$|\text{Mediana}_i - \text{Promedio}_i| \rightarrow \text{cercano a "0.00"} \quad (35)$$

$$|32.50 - 32.88| = 0.38$$

Se determinó la Mediana Final de los valores consistentes del índice de rebote, con dicho valor se realiza la interpolación. Según la curva corresponda la cual depende de forma de aplicación del esclerómetro.

Tabla 64: Interpolación de la mediana según la aplicación del esclerómetro.

ÍNDICE	f'c
35	275.40 Kg/cm ²
32.50	X
30	204.00 Kg/cm ²
f'c =	239.70 Kg/cm²

Se grafica según la posición de aplicación del Esclerómetro, dentro de la curva característica de esclerómetro 2L0596.

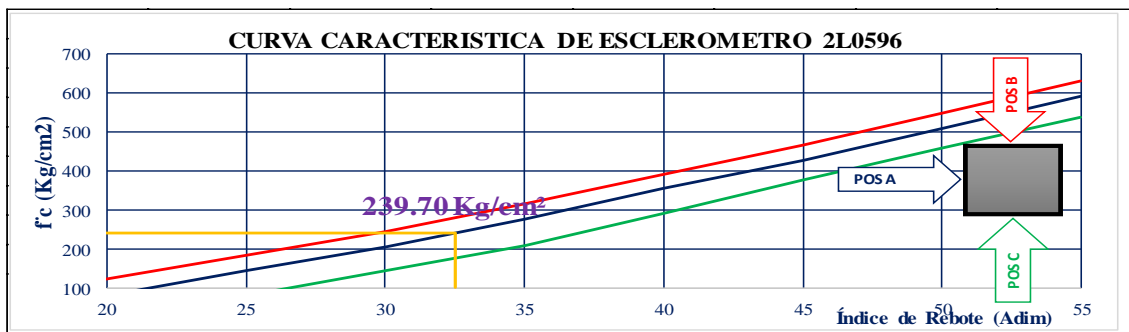


Figura Nro. 108: Ubicación del Valor de la mediana.

b) Tablas

Tabla 65: Resultados de Estimación de f'c

Ítem	Detalle de la Muestra			Ubicación			f'c estimado (Kg/cm ²)
	Bloque	Elemento	Denominación	Nivel	Eje	Tramo	
1	01	Columna	C-01	01	17	I	239.7
2	01	Viga	VS 25x45cm	01	14	J-K	209.1



3	01	Columna	C-4	01	14	I	211.14
4	01	Columna	C-3	01	16	L	246.84
5	01	Columna	C-3	02	16	J	225.42
6	01	Viga	VP 25x60cm	02	I	15-17	211.14
7	01	Viga	VP 25x50cm	02	L	15-16	266.22
8	01	Columna	C-01	02	17	M	239.7
9	01	Viga	VS 25x45cm	02	15	K-L	195.84
10	01	Columna	C-02	02	15	N	232.56

Los formatos de cálculo para la estimación de la resistencia a compresión f'_c del concreto mediante el ensayo de índice de rebote utilizando el esclerómetro se encuentran detallados en el anexo (N°06)

c) Análisis de la prueba

- Los resultados de estimación f'_c son referenciales, los cuales confirman aproximación a $f'_c=210\text{kg/cm}^2$, a excepción de las muestras 1, 4, 7 y 8, quienes han excedido en 25% de su valor referencial.
- Las consideraciones de aproximación numérica entre la mediana y el promedio de datos de los índices de rebote provenientes de las lecturas, fueron necesarios para poder filtrar y eliminar datos inconsistentes.

3.6.7. Diagramas momento curvatura

a) Procesamiento

Con los datos recolectados del momento curvatura de las columnas y vigas presentados en el ítem 3.5.5.3 se determinaron los diagramas para estos elementos estructurales, además se calcularon los valores de ductilidad para cada sección de viga y columna que componen la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco, adicionalmente, se realizó el cálculo manual para determinar el diagrama momento curvatura de la vigas con la finalidad de compararlos con los datos obtenidos con el software CSI SAP 2000, a continuación se detalla el procedimiento que se siguió para determinar el diagrama momento curvatura de columnas (formato de cálculo N°03) y vigas (Formato de cálculo N° 02)

Columnas

Como ejemplo se presenta el diagrama momento-curvatura de la columna C-01 a partir de los datos obtenidos en CSI SAP 2000 y la simplificación de esta grafica reducida a una curva que muestra específicamente los puntos notables que son de interés para esta investigación, es

preciso mencionar que los diagramas momento curvatura de las columnas C-02, C-03 y C-04 se pueden ver en el anexo N°12.

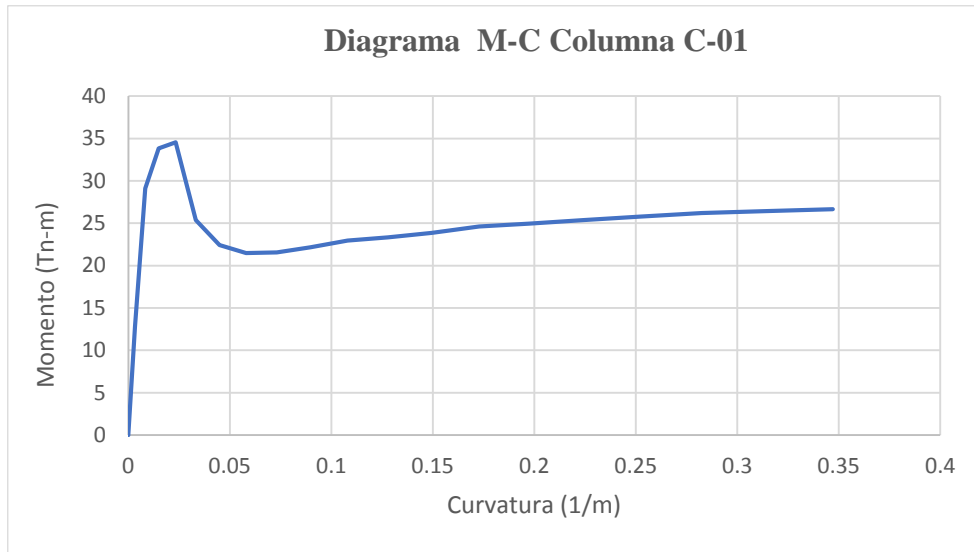


Figura Nro. 109: Diagrama momento-curvatura de la columna C-01

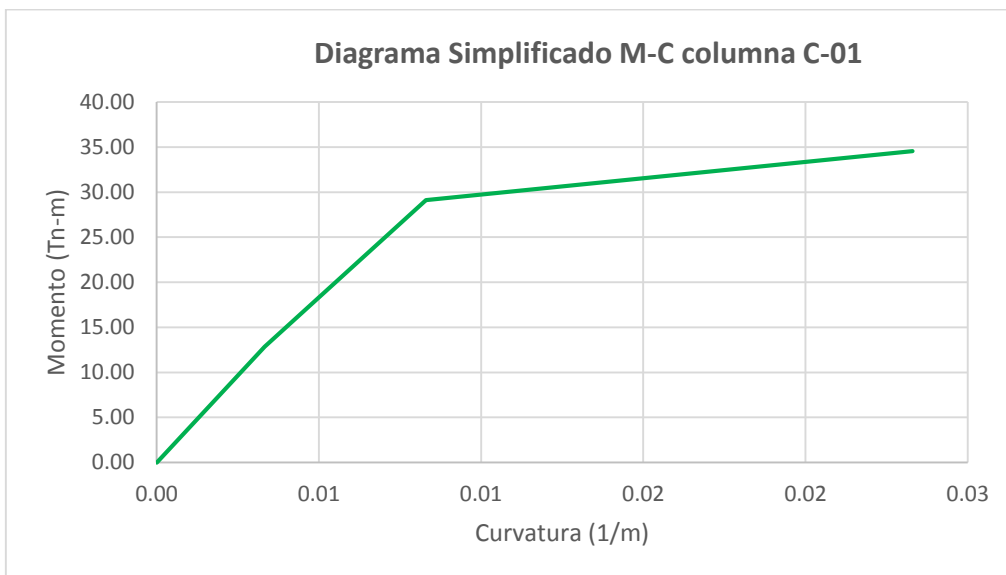


Figura Nro. 110: Diagrama momento-curvatura simplificado de la columna C-01

Tabla 66: Ductilidad de la sección C-01

Tabla 67: Datos obtenidos momento curvatura C-1

Columna	Mcr	ϕ_{cr}	My	ϕ_{γ}	Mu	ϕ_u	Ductilidad
C-1	12.8399	0.003323	29.1084	0.008306	34.5509	0.0233	2.81

$$\mu = \frac{0.0233}{0.008306} = 2.81$$

Vigas

Como ejemplo se presenta el diagrama momento-curvatura de la viga VP 25cm x 50cm a partir de los datos obtenidos con el software SAP 2000, así mismo, se presenta los resultados del cálculo manual para la obtención del diagrama momento curvatura en vigas y la comparación de estos con los resultados proporcionados por SAP 2000, dichos cálculos se presentan en el anexo N°11.

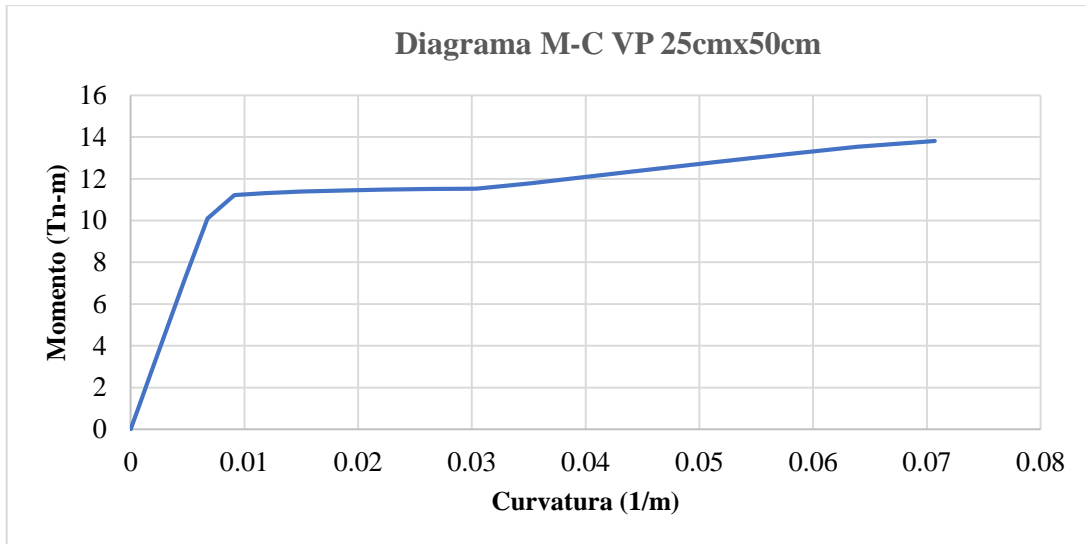


Figura Nro. 111: Diagrama momento-curvatura de la viga VP 25cm x 50 cm con SAP2000

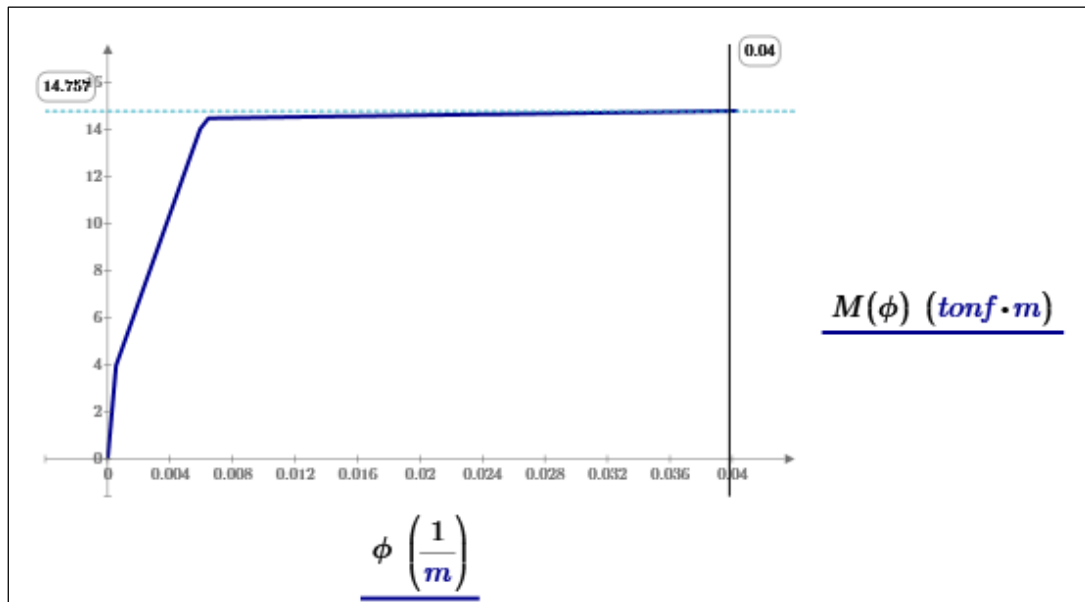


Figura Nro. 112: Diagrama momento-curvatura de la viga VP 25cm x 50 cm con calculo manual

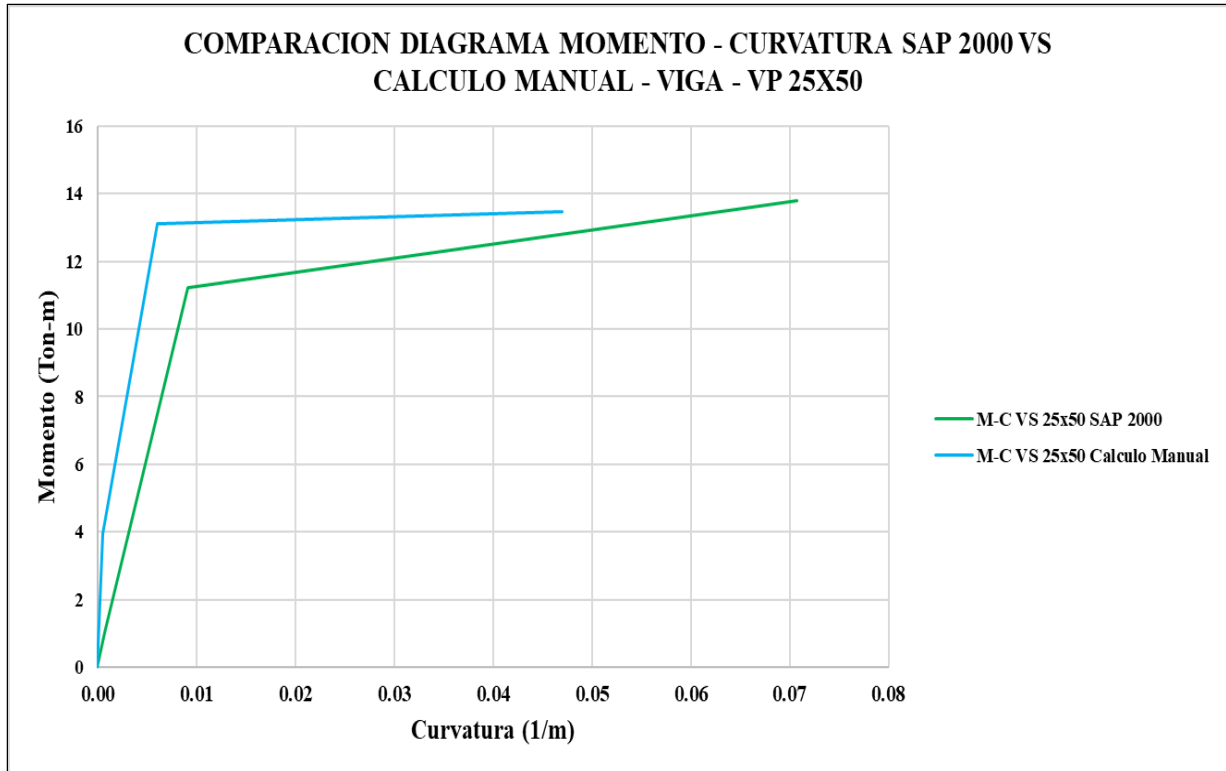


Figura Nro. 113: Diagrama momento-curvatura de la viga VP 25cm x 50 cm (SAP 2000 vs calculo manual)

Tabla 68: Diagrama Momento – Curvatura VP 25cmx50cm

Momento Curvatura de la sección VP 25cm x 50cm				
Punto Notable	CALCULO SAP2000		CALCULO MANUAL	
	M (Tn-m)	φ (1/m)	M (Tn-m)	φ (1/m)
Inicio	0.00	0.00	0.00	0.00
Agrietamiento	1.0259	0.0007	3.9670	0.0005
Cedencia	11.2136	0.0091	13.1180	0.0060
Agotamiento	13.8067	0.0707	13.4560	0.0470
Ductilidad		7.74		7.83

$$\mu = \frac{0.0707}{0.0091} = 7.74 \text{ (SAP 2000)}$$

$$\mu = \frac{0.0470}{0.0060} = 7.65 \text{ (Calc. Manual)}$$

b) Tablas y diagramas

Columnas

Tabla 69: Momento – Curvatura columnas del bloque 01 de la I.E. N°50217

Columna	M _{cr}	ϕ_{cr}	M _y	ϕ_y	M _u	ϕ_u	Ductilidad
C-1	12.8399	0.003323	29.1084	0.008306	34.5509	0.0233	2.81
C-2	11.7153	0.003564	24.9402	0.008909	30.4301	0.0249	2.79
C-3	1.2055	0.0003943	15.5468	0.005322	30.4301	0.0412	7.74
C-4	0.5961	0.0003943	8.8082	0.0102	11.3087	0.0612	6.00

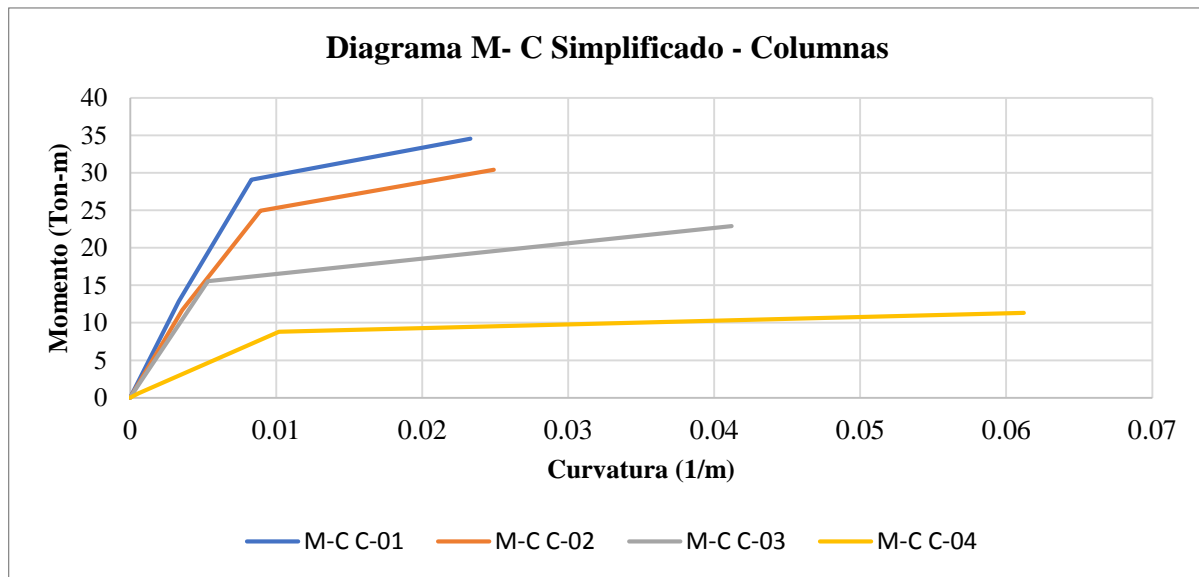


Figura Nro. 114: Diagramas momento-curvatura simplificado de las columnas de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

Vigas

Tabla 70: Momento – Curvatura de las vigas de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

Momento - curvatura vigas bloque 01 I.E. N°50217 Umachurco- SAP 2000							
Viga	M _{cr} (Tn)	ϕ_{cr} (1/m)	M _y (Tn)	ϕ_y (1/m)	M _u (Tn)	ϕ_u (1/m)	Ductilidad
VP - 25cmx50cm	1.02259	0.0007	11.2136	0.0091	13.8067	0.0707	7.71
VP - 25cmx60cm	2.0266	0.0006	19.4055	0.0055	25.5064	0.0575	10.45
VS- 25cmx45cm	0.8645	0.0008	7.8586	0.0076	10.2871	0.0796	10.45
VT-25cm-50cm	0.9642	0.0008	6.8805	0.0083	9.3905	0.0864	10.45
VC-25cm-50cm	1.1958	0.0007	10.1032	0.0073	13.3485	0.076	10.45

Tabla 71: Diagrama Momento – Curvatura de las vigas de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

Momento - curvatura vigas bloque 01 I.E. N°50217 Umachurco- Calculo manual							
Viga	Mcr (Tn)	ϕ_{cr} (1/m)	My (Tn)	ϕ_y (1/m)	Mu (Tn)	ϕ_u (1/m)	Ductilidad
VP - 25cmx50cm	3.967	0.0005	13.12	0.006	13.46	0.047	7.65
VP - 25cmx60cm	5.843	0.0005	20.291	0.005	20.864	0.043	8.46
VS- 25cmx45cm	3.094	0.00059	8.079	0.007	8.33	0.056	8.43
VT-25cm-50cm	3.679	0.0005	6.978	0.006	7.258	0.063	10.50
VC-25cm-50cm	3.859	0.0005	10.336	0.006	10.636	0.054	9.05

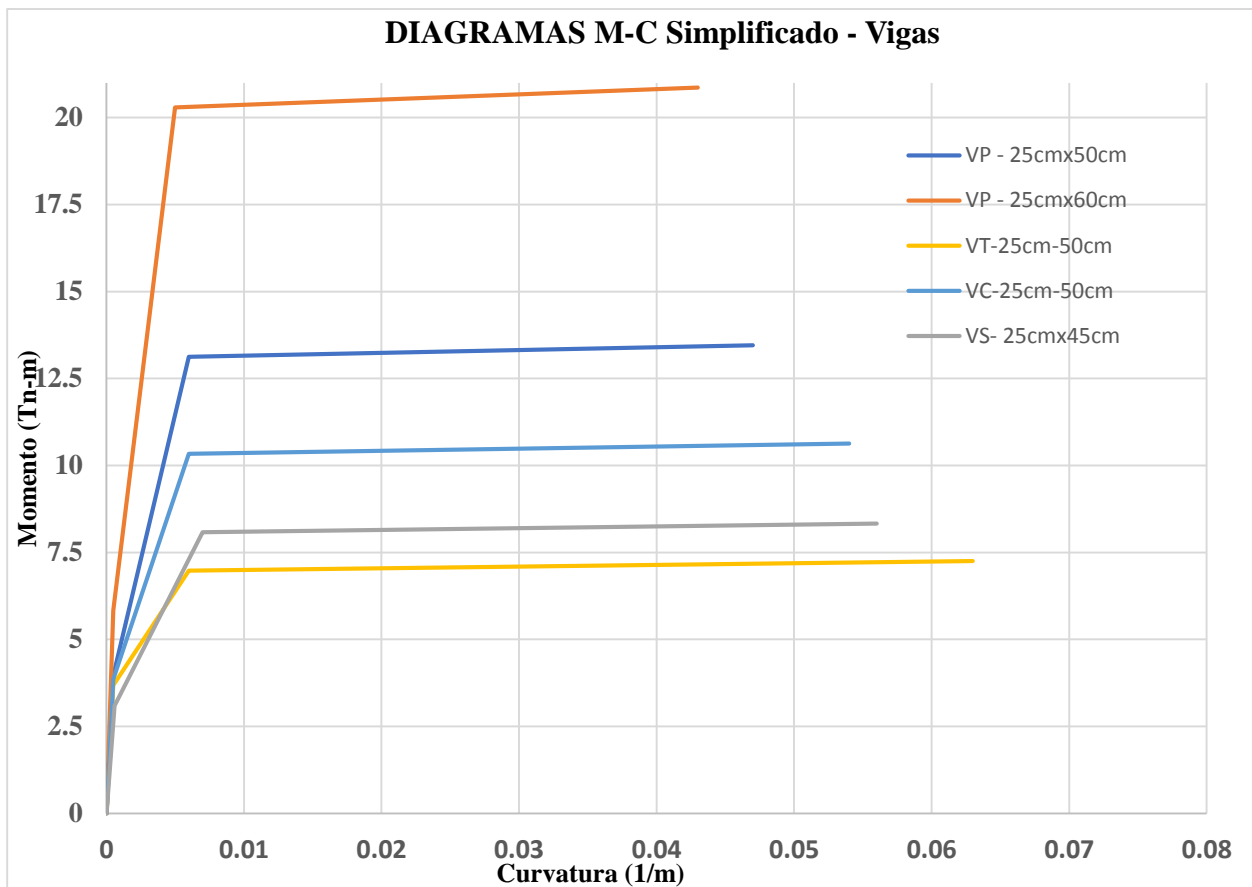


Figura Nro. 115: Diagrama momento-curvatura de las vigas de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

c) Análisis de la prueba

Columnas

De la figura N°114 y los resultados presentados en la tabla N° 68 respecto de la columna C-01 se puede interpretar lo siguiente:



- El primer punto notable (12.8399 Tn-m, 0.003323 1/m) corresponde a la etapa en la cual el concreto de la sección C-01 aun resiste flexocompresión es una etapa elástica sin producirse el agrietamiento (M_{cr} , ϕ_{cr}), de la sección.
- El segundo punto notable (29.1084 Tn-m, 0.008306 1/m) corresponde a la etapa de cedencia, el acero se encuentra en el límite de fluencia y el concreto aun no llega a su agotamiento, en esta etapa ya se considera la sección fisurada.
- El tercer punto notable (34.5509 Tn-m, 0.0233 1/m) corresponde a la etapa de aplastamiento de la sección, es decir el acero ya cedió y el concreto llega al agotamiento. Así mismo de la sección de columna C-01 se obtuvo una ductilidad de 2.81.

Vigas

De la figura N°113 y los resultados presentados en la tabla N° 67 respecto a la viga VP-25cmx50cm se puede interpretar lo siguiente:

- Las tablas N°69 y N°70 ilustran los valores de momento y curvatura para las secciones de viga de la I.E. N° 50217, como se puede observar los resultados entre ambos no difieren en gran magnitud por lo que para esta investigación se tomaron en consideración los valores de momento curvatura proporcionados por SAP 2000 para definir las rotulas plásticas en el modelo estructural tridimensional.
- Con la premisa anterior de la tabla N°67 y la figura N°113 se puede interpretar: que para un momento flector de 1.0259 Ton-m se obtiene una curvatura de 0.0007 1/m, lo cual corresponde a un estado en el cual la sección de la viga VP 25cmx50cm el elemento se encuentra en el rango elástico y aun resiste cargas de tracción sin sufrir agrietamientos.
- Cuando el elemento alcanza un momento de 11.2136 Tn-m y una curvatura de 0.0091 1/m el acero se encuentra en el límite de fluencia y el concreto presenta agrietamiento, pero aun no llega al agotamiento.
- Finalmente, con un momento de 13.8067 Ton-m y una curvatura de 0.0707 1/m el elemento llega al agotamiento, es decir el concreto en compresión pierde capacidad y el acero de refuerzo cede, el elemento presenta una condición de aplastamiento. Así mismo de la sección de viga VP 25cm x 50cm se obtuvo una ductilidad de 7.71.

3.6.8. Diagramas momento- rotación

a) Procesamiento

A partir de los valores de los diagramas momento curvatura se calcularon los valores de momento rotación de los componentes estructurales del bloque 01 de la I.E. N°50217

Umachurco, se definieron los diagramas momento rotación con la finalidad de representar el comportamiento de las rotulas pasticas en el software SAP 2000. A continuación, se presenta como ejemplo la determinación del diagrama momento rotación de la viga VS 25cmx50cm y la columna C-1, los diagramas momento rotación del resto de elementos estructurales puede ser observado en el anexo N°13 formato de cálculo N°03.

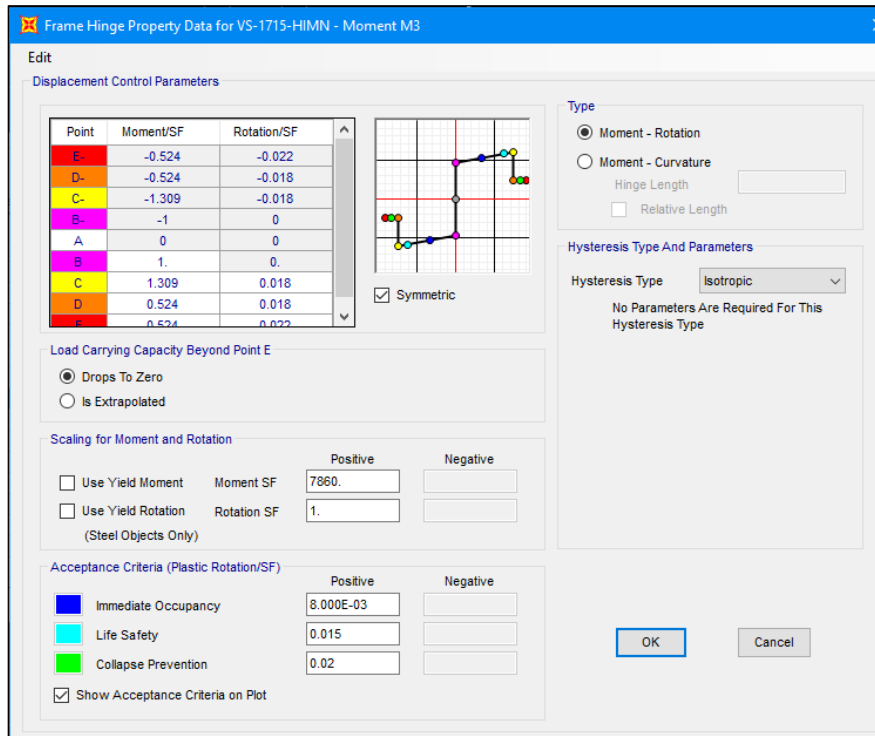


Figura Nro. 116: Definición del momento-giro en el software CSI SAP 2000

b) Tablas y Diagramas

Viga VP25cm x 45cm

Tabla 72: Momento – Rotación de la viga VP 25cm x 45cm

SECCIÓN TRANSVERSAL DEL ELEMENTO	PUNTO	MOMENTO (Ton-m)	CURVATURA (1/m)	LP (m)	ROTACIÓN	M/MY	θ	SECCIÓN IDEALIZADA (SECTION DESIGNER)
	-E	-4.115	-0.100	0.225	-0.022	-0.524	-0.022	
	-D	-4.115	-0.080	0.225	-0.018	-0.524	-0.018	
	-C	-10.287	-0.080	0.225	-0.018	-1.309	-0.018	
	-B	-7.859	-0.008	0.225	-0.002	-1.000	0.000	
	A	0.000	0.000	0.225	0.000	0.000	0.000	
	B	7.859	0.008	0.225	0.002	1.000	0.000	
	C	10.287	0.080	0.225	0.018	1.309	0.018	
	D	4.115	0.080	0.225	0.018	0.524	0.018	
	E	4.115	0.100	0.225	0.022	0.524	0.022	

Tabla 73: Criterios de aceptación para la viga VP 25cm x 45cm

IO	LS	CP
0.0072	0.0143	0.02

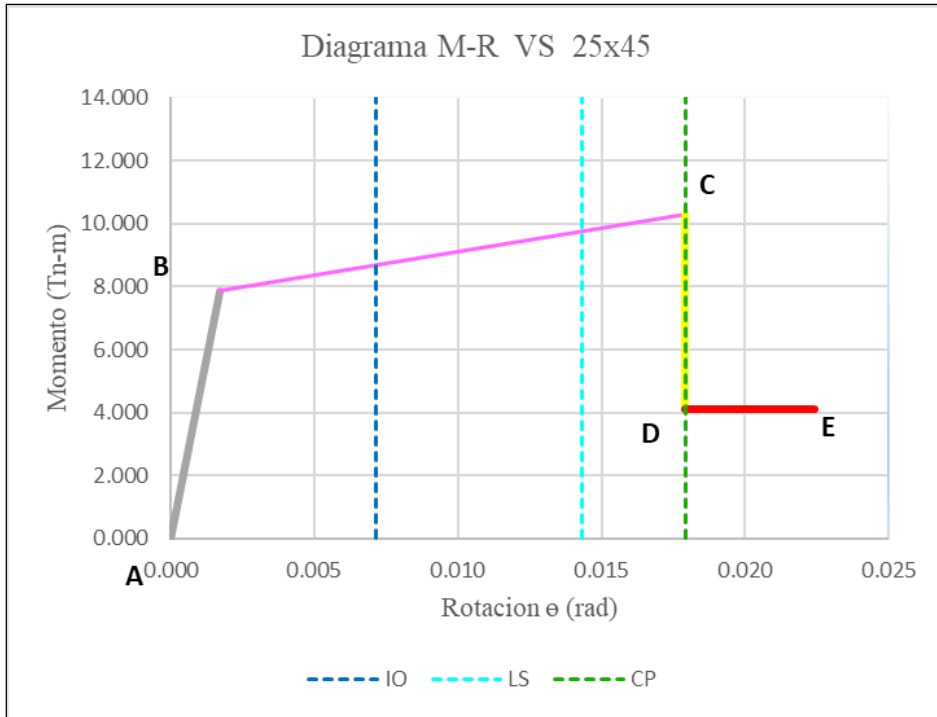


Figura Nro. 117: Diagrama momento-rotación de la viga VP 25cm x 45cm

Columna C-01

Tabla 74: Momento – Rotación de la columna tipo C-1

SECCIÓN TRANSVERSAL DEL ELEMENTO	PUNTO	MOMENTO (Ton-m)	CURVATURA (1/m)	LP (m)	ROTACIÓN	M/MY	θ	SECCIÓN IDEALIZADA (SECTION DESIGNER)
	-E	-13.820	-0.028	0.350	-0.010	-0.475	-0.010	
	-D	-13.820	-0.023	0.350	-0.008	-0.475	-0.008	
	-C	-34.551	-0.023	0.350	-0.008	-1.187	-0.008	
	-B	-29.108	-0.008	0.350	-0.003	-1.000	0.000	
	A	0.000	0.000	0.350	0.000	0.000	0.000	
	B	29.108	0.008	0.350	0.003	1.000	0.000	
	C	34.551	0.023	0.350	0.008	1.187	0.008	
	D	13.820	0.023	0.350	0.008	0.475	0.008	
	E	13.820	0.028	0.350	0.010	0.475	0.010	

Tabla 75: Criterios de aceptación para la columna tipo C-1

IO	LS	CP
0.0020	0.0061	0.01

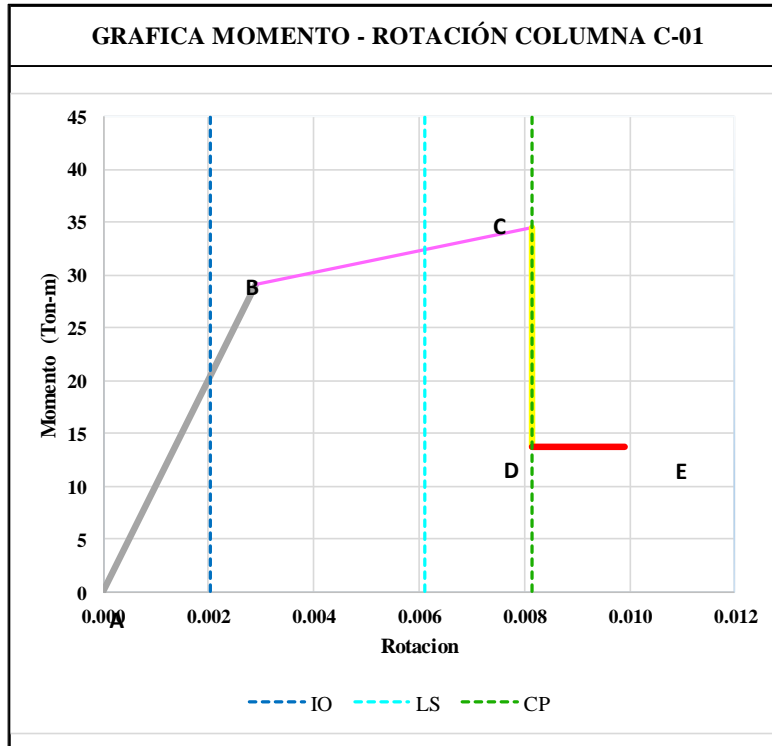


Figura Nro. 118: Diagrama momento-rotación de la columna tipo C-1

c) Análisis

Viga 25cmx45cm

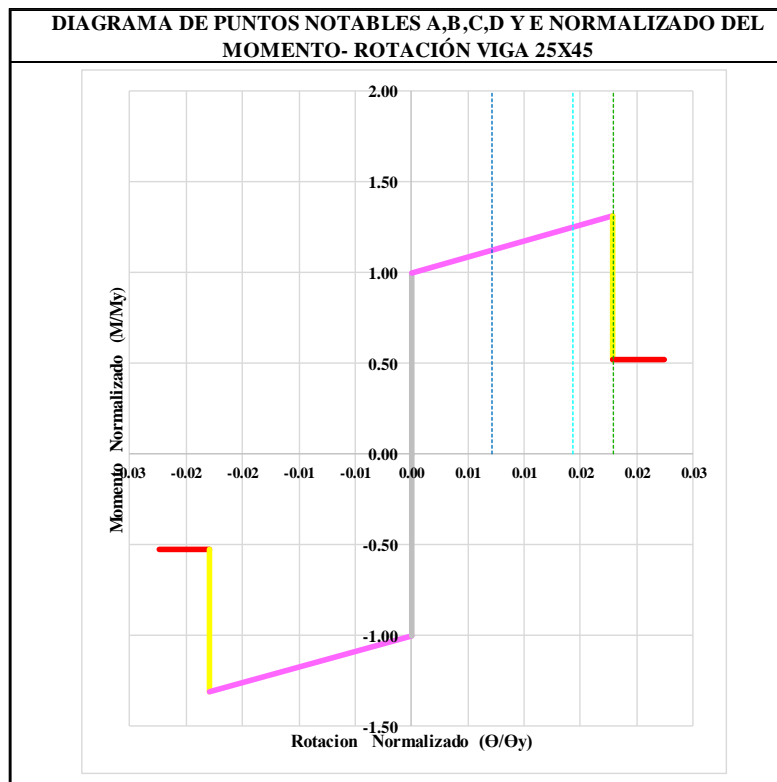


Figura Nro. 119: Diagrama momento-rotación normalizado para la viga VP 25cm x 45cm

La tabla N° 71 expresa los valores del momento rotación con los cuales se graficó el diagrama momento rotación (figura N°117), los valores expresados en esta figura pueden ser interpretados de la siguiente manera:

- El punto de fluencia efectiva de la sección VS 25cmx45cm que indica el cambio de comportamiento de elástico a inelástico se encuentra para (7.859Ton-m, 0.08 rad)
- A partir del punto anterior se incrementan los valores del momento flector hasta encontrar el punto de capacidad máxima de la sección (10.827 Ton-m, 0.08 rad)
- Luego el elemento pierde capacidad y el momento se reduce en un 40% obteniéndose (4.115 Ton-m, 0.08 rad), posteriormente se produciría el colapso del elemento punto E en la figura N° 108.
- La tabla N° 72 muestra los criterios de aceptación para modelar las rotulas plásticas que fueron calculados del diagrama rotación.
- Para ingresar los valores de momento rotación en el modelo estructural en SAP 2000 estos fueron escalados, (M/My, θ/θ_y) como así se muestra en la figura N°116.

Columna C-01

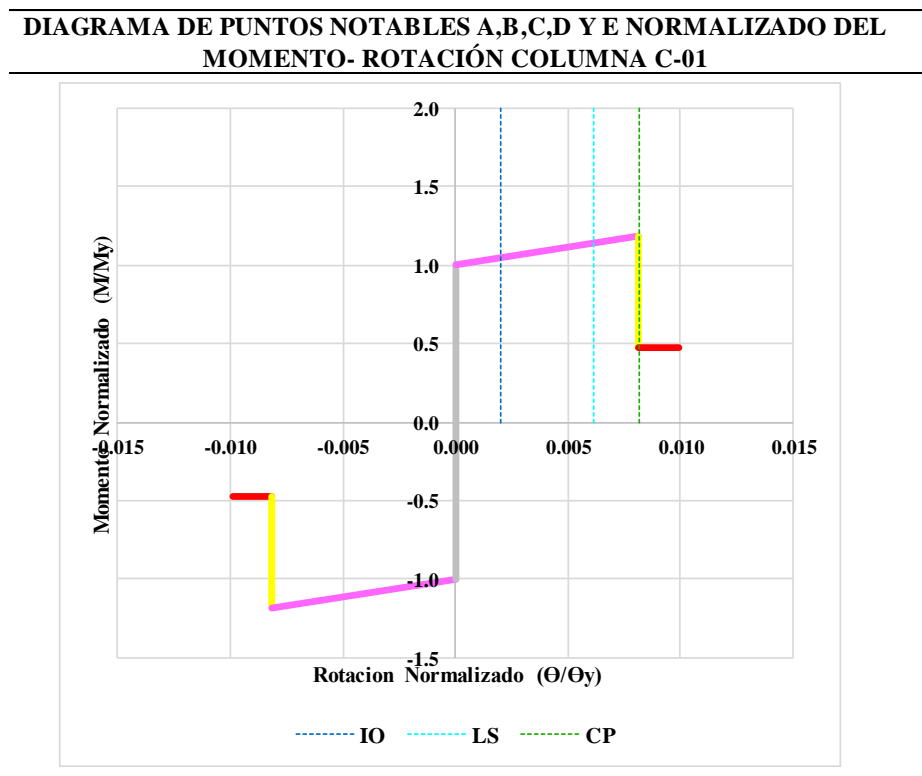


Figura Nro. 120: Diagrama momento-rotación normalizado para la columna C-01

La lectura de los puntos notables del diagrama momento rotación de la columna C-01 (figura N° 118 y tabla N° 74) pueden ser interpretados al igual que la viga VS 25cmx45cm, así mismo

los valores del momento rotación también fueron escalados (figura N°119) para ser ingresados SAP 2000

3.6.4. Estimación del Peso sísmico

a) Procesamiento

Se determinó el peso sísmico de la estructura (formato de cálculo N° 04), para lo cual se tuvo las siguientes candidaciones: se consideró el 100% de la carga permanente y el 50% de la carga viva debido a que el bloque 01 es una edificación de tipo esencial de categoría A, así mismo se adiciono el 25% de la carga viva de techo según lo indicado en la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E-030. Por lo tanto, el peso de la estructura del bloque 01 se define a través de la siguiente ecuación:

$$\text{Peso} = \text{CM} + 0.5\text{CV} + 0.25\text{CVT} \quad (36)$$

Donde:

CM: Carga permanente (carga muerta) el cual representa el peso de todos los elementos que forman parte de la estructura

CV: Sobre carga (carga viva) el cual representa el peso que se genera en la estructura debido a los elementos móviles según el uso de la estructura.

CVT: Carga viva de techo.

b) Tablas

Tabla 76: Peso sísmico de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

	PESO (Tn)	Factor de Minoración	Peso sísmico (Tn)
CM	532.896	1	532.896
CV	69.3588	0.5	34.6794
CVT	18.147	0.25	4.53675
		$\Sigma =$	572.11 Tn

c) Análisis de la prueba

El resumen del peso para cada entrepiso se muestra a continuación en la siguiente tabla y esquema simplificado de masas de entrepiso:

Tabla 77: Peso sísmico de la estructura en cada nivel

1° Entrepiso	213.08	Ton
2° Entrepiso	359.03	Ton
	$\Sigma = 572.11$	

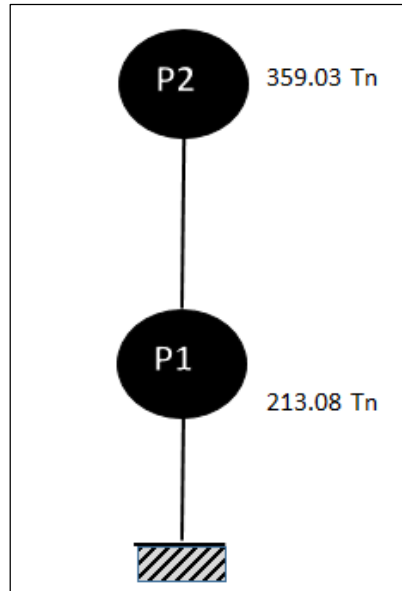


Figura Nro. 121: Idealización de la estructura – Modelo 02 gdl - bloque 01 I.E N°50217

El cálculo del peso sísmico de la I.E. N° 50217 Umachurco se detalla en el Anexo N°14.

3.6.3. Metrado de cargas verticales

Se realizó el metrado de cargas permanentes (cargas muertas) y el metrado de sobrecargas (cargas vivas), con el fin de asignar las cargas gravitacionales que representen el peso que soportan las vigas en función de su área tributaria (Anexo N°15) estas cargas fueron asignadas en el modelo computacional en CSI SAP 2000.

3.6.3.1. Metrado de cargas

a) Procesamiento

- Como primer paso se identifican los elementos que generan cargas actuantes sobre los componentes estructurales (losa aligerada, losa maciza, muros)
- Las cargas permanentes (cargas muertas) que se distribuye en las vigas, para lo cual se considera los siguientes elementos:
 - Tabiquería
 - Losa aligerada
 - Losa maciza

- Piso terminado
 - vidrio
 - Cobertura de teja andina
- Se determinan los pesos volumétricos de los materiales que componen los elementos que componen la carga permanente de la estructura como así se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 78: Consideraciones técnicas de los materiales que conforman la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

DENOMINACIÓN	PESO VOLUMETRICO (γ)
Concreto Armado	2400 Kg/m ³
Losa Aligerada en una dirección (e=0.20m)	300 Kg/m ³
Piso Terminado- Madera	900 Kg/m ³
Piso Terminado- Mortero cemento	2000 Kg/m ³
Muro de Albañilería (aparejo tipo cabeza)	289.225 Kg/m ²
Muro de Albañilería (aparejo tipo soga)	153.475 Kg/m ²
Vidrio	2500 Kg/m ³
Teja Andina	12.17 Kg/m ²

- Seguidamente se determinaron la sobrecarga (cargas vivas) para la estructura de acuerdo al uso de cada ambiente en el bloque 01, para lo cual se usó la Norma Técnica de Metrados de Cargas E-020.

Tabla 79: Sobrecarga correspondiente a la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

AMBIENTES EN USO	SOBRECARGA	REFERENCIA
Aulas	250 Kg/m ²	Norma E0.20 - Metrado de Cargas
Corredores y Escaleras	400 Kg/m ²	Norma E0.20 - Metrado de Cargas

- En el caso del techo del bloque 01, está conformado por paños de losas macizas inclinadas armadas en dos direcciones con una pendiente de 27°, por esta razón se toma en consideración una reducción de 50 Kg/m² conforme a lo estipulado en el artículo 7 ítem 7.1 de la Norma Técnica de Metrados de Cargas E-020

Tabla 80: Consideraciones técnicas de sobrecarga en techos inclinados según la norma E-020

DESCRIPCION DEL ELEMENTO	SOBRECARGA	REFERENCIA
Techo Inclinado con inclinación Hasta 3°	100 Kg/m ²	Norma E0.20 - Metrado de Cargas
Techo Inclinado con inclinación Mayor a 3°	50 Kg/m ²	Norma E0.20 - Metrado de Cargas

b) Tablas y gráficos

Cargas en vigas nivel 01 y 02

Tabla 81: Metrado de cargas verticales

EJE	NIVEL	TRAMO	SENTIDO	CM (Ton/m)	CV (Ton/m)
H =N	1	17-16	Y-Y	1.88	0.58
H=N	1	16-15	Y-Y	1.88	0.58
H=N	1	15-14	Y-Y	1.31	0.92
I=K=M	1	17-15	Y-Y	1.73	1.15
I=K=M	1	15-14	Y-Y	1.84	1.84
J=L	1	17-16	Y-Y	2.75	1.15
J= L	1	16-15	Y-Y	2.75	1.15
J=L	1	15-14	Y-Y	1.84	1.84
17	1	H-N (0m-1.50m)	X-X	0.28	-
17	1	H-N (1.50-3.10m)	X-X	0.64	-
17	1	H-N (3.10-4.60m)	X-X	0.28	-
17 (cargas puntuales)	1	H-N (1.615m. 2.985m)	X-X	74.23	-
15	1	H-N	X-X	0.28	-
14	1	H-I,J-K,K-L,L-M,M,N	X-X	0.26	-
H,J,L,N	2	17-16, 16-15	X-X	0.27	-
H,J,L,N	2	17-16,16-15	X-X	0.15	-

Cargas actuantes en vigas de techo

Como ejemplo a continuación en la tabla N°81 se muestra el metrado de cargas considerado para la viga VT 25cmx50xm correspondiente al eje I del bloque 01 de la I.E. N° 50217 Umachurco, el metrado de cargas de las vigas para cada eje correspondientes al techo se muestran en el anexo N°15

Tabla 82: Metrado de cargas verticales correspondientes a las losas de techo de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

LEYENDA		Eje	Tramo	Distancia entre Ejes		Distancia Acumulada
NUMERO	CARGA Ton			i	j	
1	0.66	I	17'17	0	1.21	1.21
2	1.99	I	17-16	1.21	3.64	4.85
3	1.99	I	16-15	3.64	3.64	8.49
4	1.36	I	15-14	3.64	2.49	10.98
5	0.65	I	14-14'	2.49	1.18	12.16

La figura N°122 y N° 123 ilustran la manera como fueron asignadas las cargas gravitacionales en el modelo estructural en CSI SAP 2000.

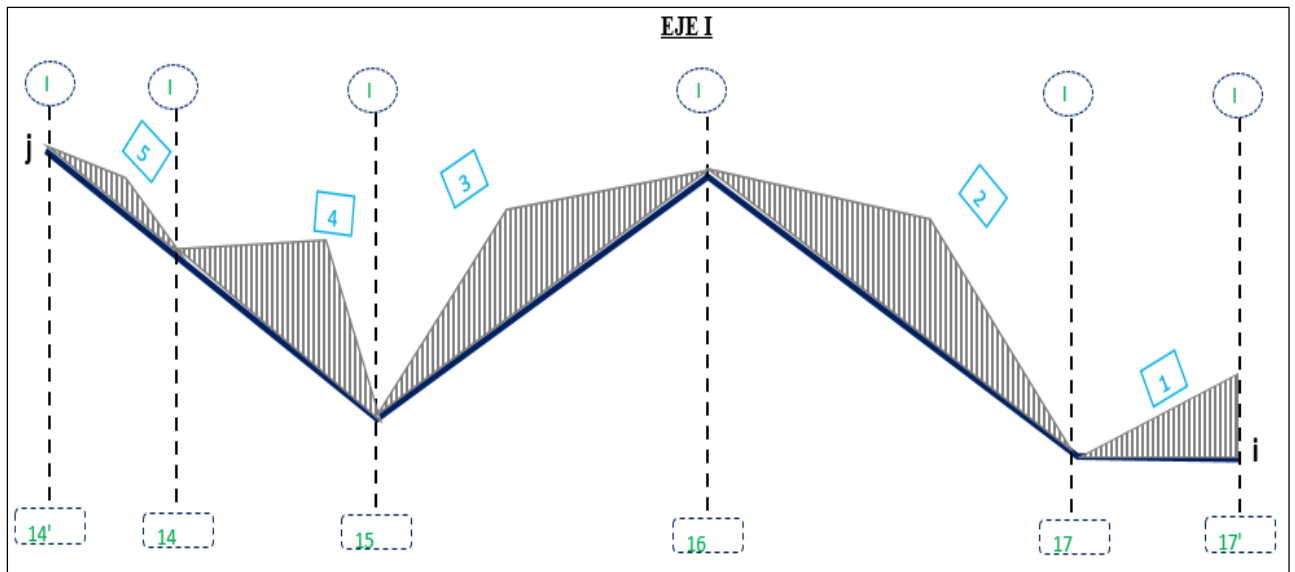


Figura Nro. 122: Ejemplo de cargas verticales de forma triangular del eje I correspondiente al techo de la estructura

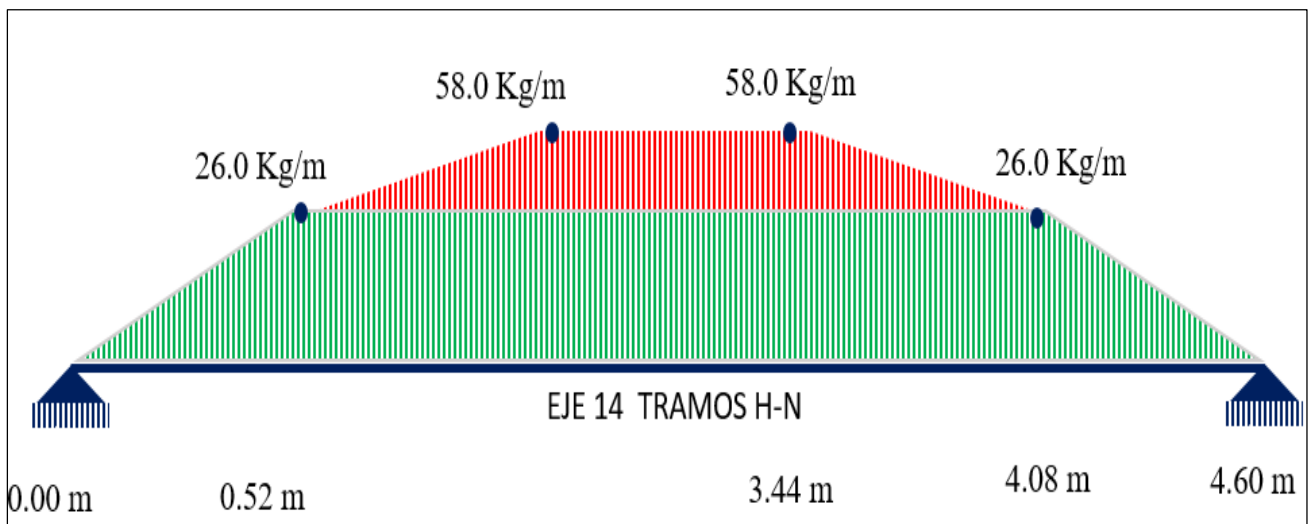


Figura Nro. 123: I Ejemplo de cargas verticales de forma trapezoidal del eje I correspondiente al techo de la estructura

c) Análisis de la prueba

los datos obtenidos en el metrado de cargas permanentes y sobrecargas se ingresaron en el modelo computacional SAP 2000, la asignación de carga se muestra en el anexo N° 15

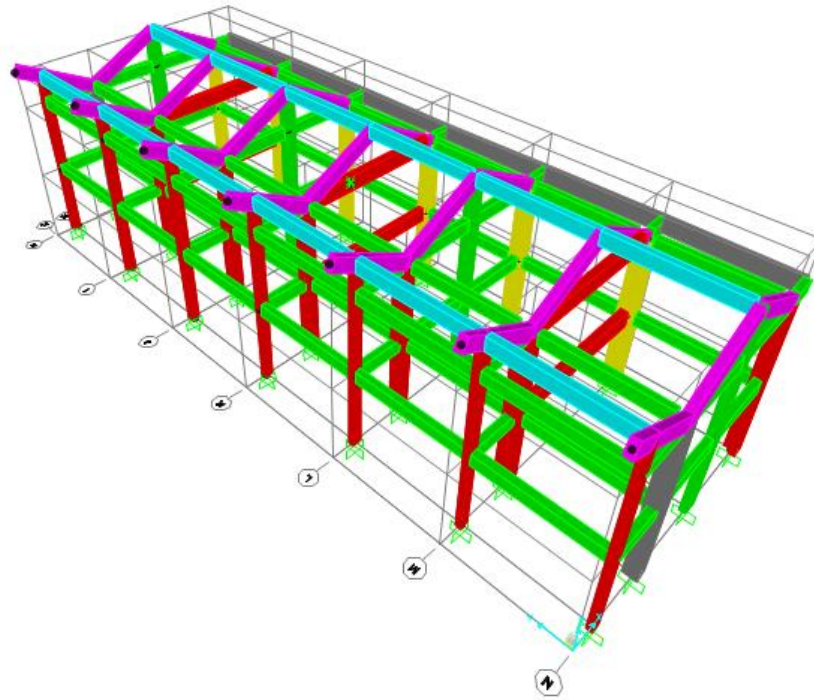


Figura Nro. 124: Modelo Estructural del Bloque 01 I.E. N°50217 Umachurco SAP 2000

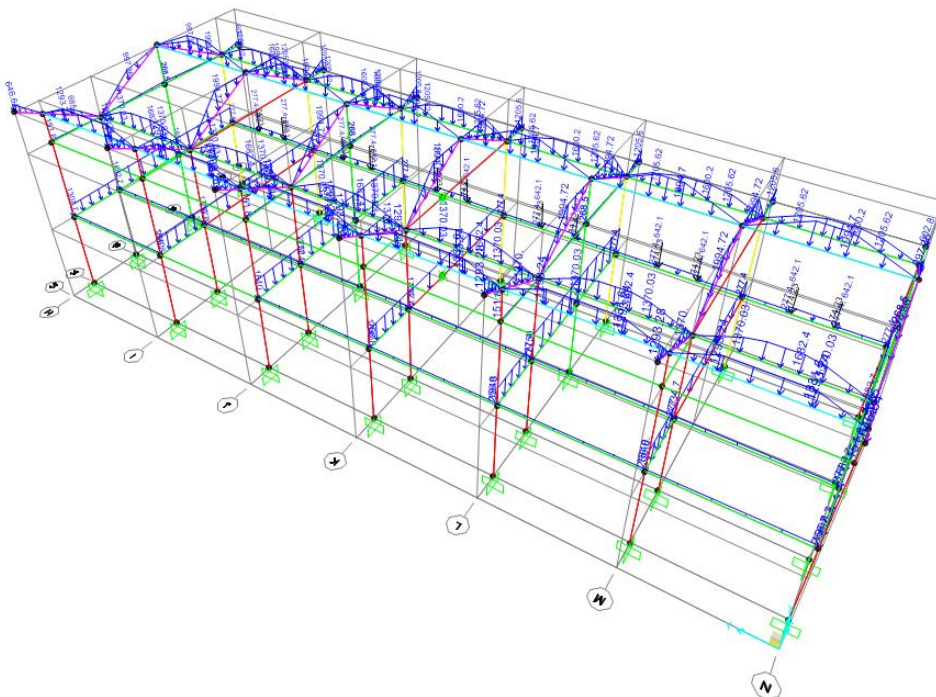


Figura Nro. 125: Asignación de cargas al modelo estructural en SAP 2000 bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

3.6.5. Fuerza Cortante en la base y distribución de carga en altura

3.6.5.1. Determinación de la fuerza cortante en la base

a) Procesamiento

La estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 se clasifica de acuerdo a la tabla N° 05 de la norma E-030 como edificación esencial con un factor de importancia $U=1.5$

Tabla 83: Factores de uso

Ver Tabla N° 5 E-030	
CATEGORIA	U
A	1.5
B	1.3
C	1
D	Ver nota 2

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente E-030

Con referencia al numeral 28.4 de la norma E-030 podemos estimar el valor del periodo fundamental de vibración de la estructura con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (37)$$

Donde:

h_n : altura del edificio. $h_n=8.10m$

C_t : 35, porque los elementos resistentes considerados en la dirección de análisis son pórticos de concreto armado sin muros de corte.

- Con referencia al numeral 28.2.1 de la norma E-030 se determinó la fuerza cortante total en la base, para lo cual se usó la siguiente expresión:

$$V = \left(\frac{Z * U * C * S}{R} \right) * P \quad (38)$$

El valor de $C/R \geq 0.11$

3.6.5.2. Distribución de carga en altura

- Con referencia al numeral 28.3 de la norma E-030 se realizó la distribución de fuerzas sísmicas horizontales en altura, para lo cual se tomaron en consideración las siguientes expresiones:

$$F_i = \alpha_i * V \quad (39)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i * (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j * (h_j)^k} \quad (40)$$

Siendo n, el número de pisos del edificio y k el exponente relacionado con el periodo de la estructura.

b) Tablas

Tabla 84: Periodo fundamental de vibración de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

Periodo Fundamental calculado "T"	T=	0.2314 Seg
Periodo Fundamental "T" (Según SAP 2000)	T=	0.35106

Tabla 85: Parámetros sísmicos de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

Z	U	C	S	R	(Z*U*C*S)/R
0.25	1.5	2.5	1.2	8	0.1406

Tabla 86: Distribución de la fuerza sísmica en altura de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

Nivel	Masa (Ton)	Peso (Ton)	h (m)	Pi*(hi)^k	αi	Fi
Piso 02	31.60	359.03	6.45	2315.75	0.77	62.15
Piso 01	21.72	213.08	3.20	681.86	0.23	18.30
Total		572.11				80.45

La fuerza cortante basal de la estructura es V= 80.45 Ton.

c) Análisis

Se calculó la cortante basal $V = 80.45$ Ton para el bloque 01 de la I.E. N°50217 y se realizó la distribución de fuerza lateral sísmica en altura (tabla N°85), para ilustrar estas fuerzas de mejor manera se presenta la figura N° 126.

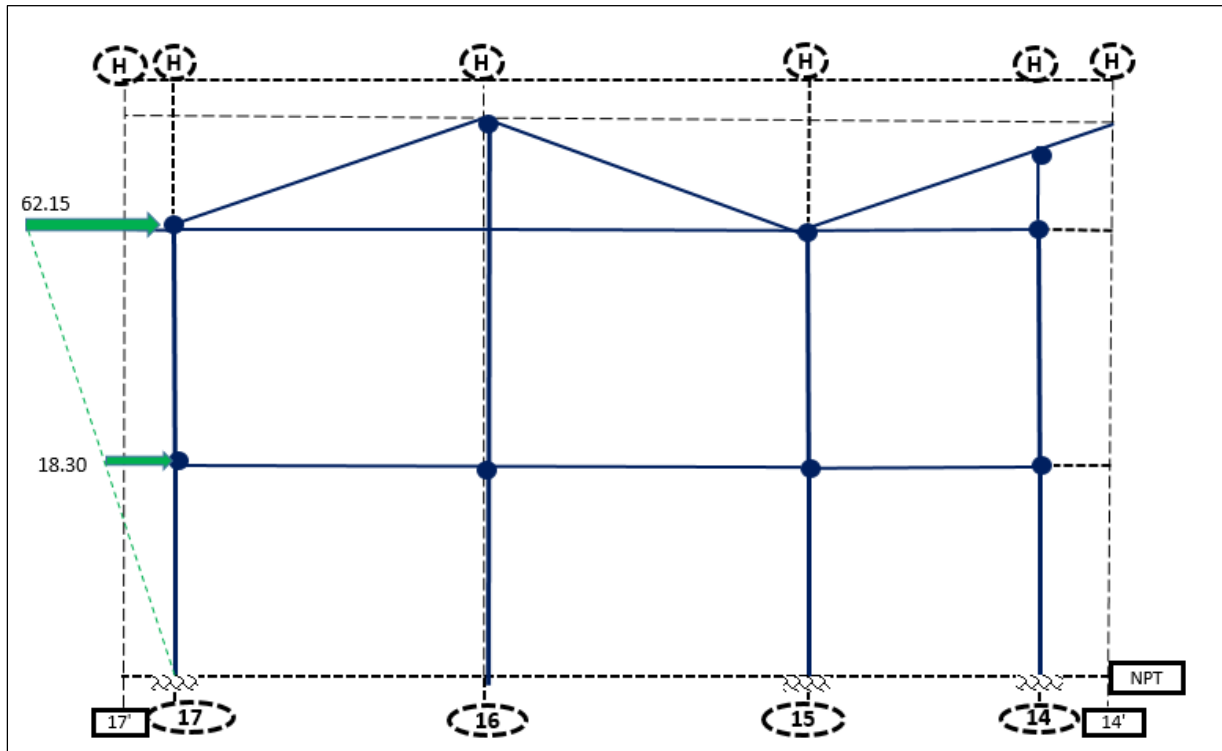


Figura Nro. 126: Distribución de fuerzas cortantes en altura

3.6.6. Análisis Estático de Fuerzas Equivalentes y Análisis Dinámico Modal Espectral

a) Procesamiento

Con referencia al numeral 29.2 de la norma E-030, para el análisis sísmico modal espectral determinaron los valores de pseudo-aceleraciones y periodos que definen el espectro inelástico de pseudo aceleraciones que se define por la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \tag{41}$$

Tabla 87: Aceleración espectral para la dirección de análisis Y-Y

T	C	Sa	T	C	Sa
0.00	2.50	1.38	0.65	2.31	1.27
0.02	2.50	1.38	0.70	2.14	1.18
0.04	2.50	1.38	0.75	2.00	1.10
0.06	2.50	1.38	0.80	1.88	1.03
0.08	2.50	1.38	0.85	1.76	0.97
0.10	2.50	1.38	0.90	1.67	0.92
0.12	2.50	1.38	0.95	1.58	0.87
0.14	2.50	1.38	1.00	1.50	0.83
0.16	2.50	1.38	1.60	0.94	0.52
0.18	2.50	1.38	2.00	0.75	0.41
0.20	2.50	1.38	2.50	0.48	0.26
0.25	2.50	1.38	3.00	0.33	0.18
0.30	2.50	1.38	4.00	0.19	0.10
0.35	2.50	1.38	5.00	0.12	0.07
0.40	2.50	1.38	6.00	0.08	0.05
0.45	2.50	1.38	7.00	0.06	0.03
0.50	2.50	1.38	8.00	0.05	0.03
0.55	2.50	1.38	9.00	0.04	0.02
0.60	2.50	1.38	10.00	0.03	0.02

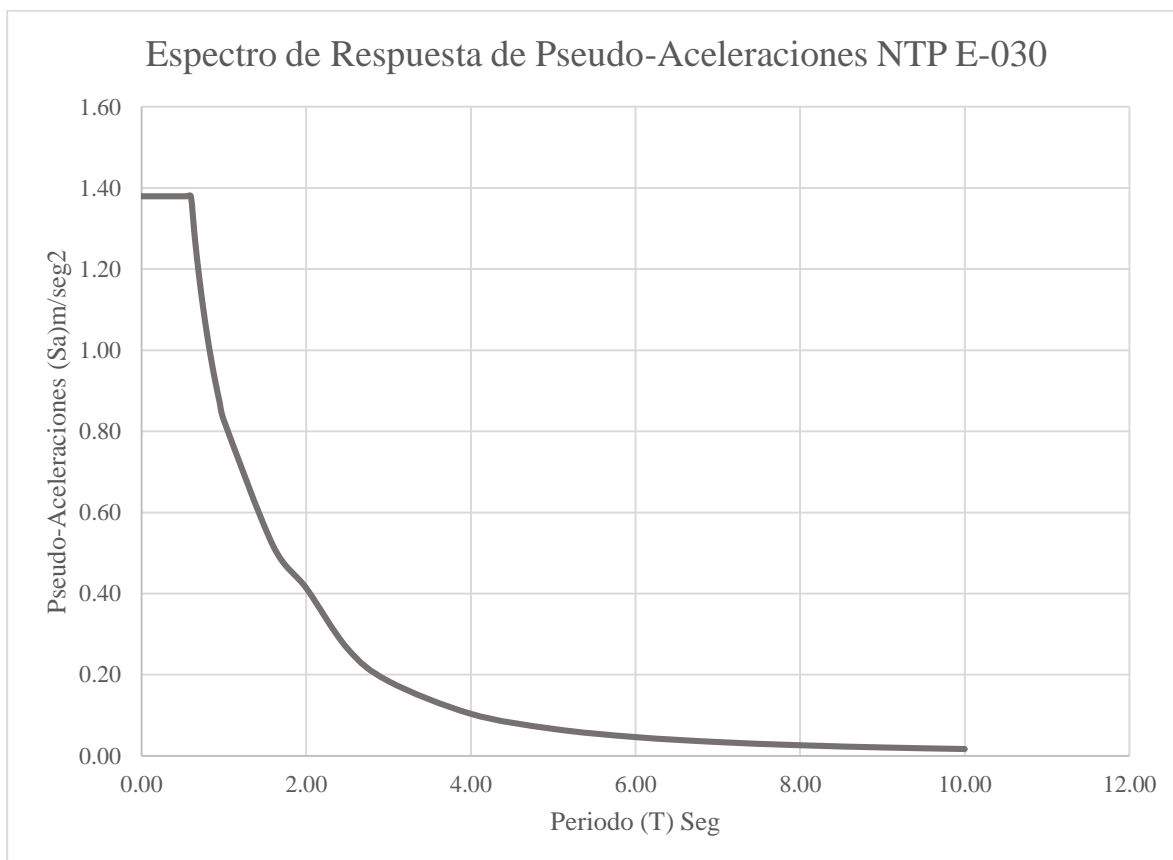


Figura Nro. 127: Espectro inelástico de Pseudo – Aceleraciones para la dirección Y-Y de la estructura

b) Tablas

- **Cortante Estática- dirección de análisis X-Y**

Tabla 88: Fuerza cortante estática- SAP 2000 de la estructura bloque 01 de la I.E.

N°50217 Umachurco

PARAMETRO	VALOR		OBSERVACIÓN	Cx/Rx>0.11	Cx/Ry>0.11
	X	Y			
Z	0.25	0.25	Tx=0.213seg < Tp=1, Ty=0.213Seg < Tp=1	0.3125	0.3125
U	1.5	1.5			
C	2.5	2.5			
S	1.2	1.2			
R	8	8			
CORTANTE ESTÁTICA	81.21 Ton	81.21 Ton		OK	OK

- **Cortante Dinámica – dirección de análisis X-Y**

Tabla 89: Cortante dinámica de la estructura bloque 01 I.E. N°50217 Umachurco

NIVEL	Caso de Carga	Cortante X	Cortante Y
		Ton	Ton
BASE	Sismo X	71.59	
BASE	Sismo Y		66.04

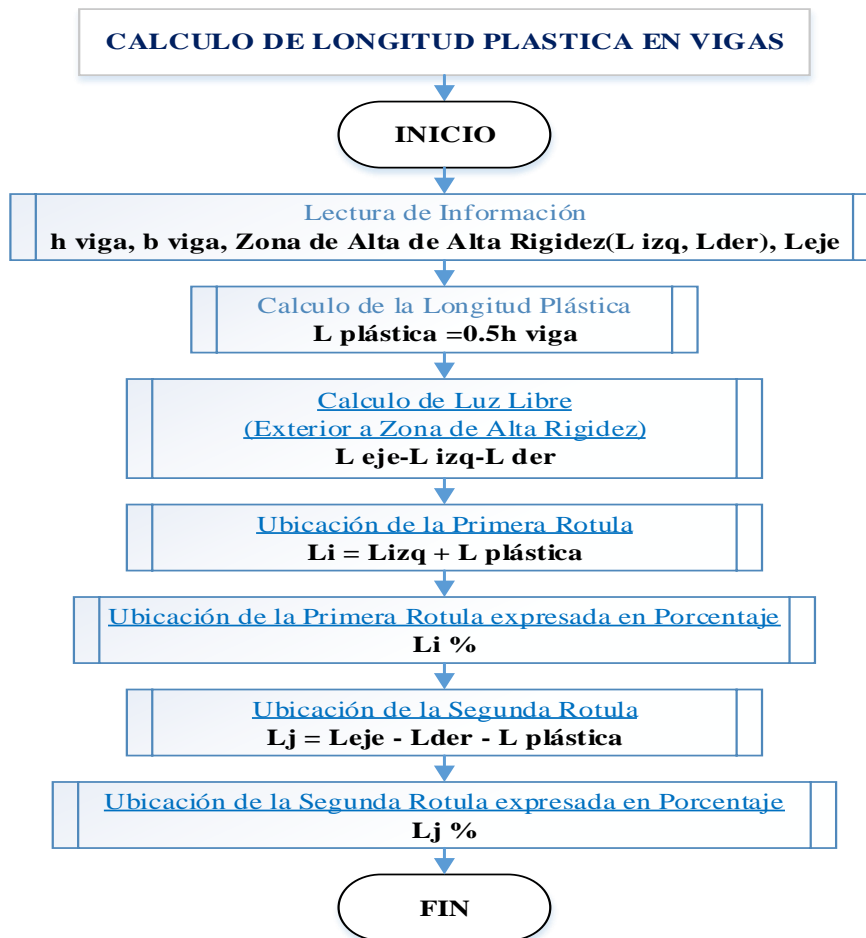
c) Análisis

Tabla 90: Comparación entre la cortante estática y dinámica de la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

NIVEL	Caso de Carga	Cortante Dinámica (CD)		Cortante Estática (CE)		Comparación CD/CE	0.8*CE (Regular)	Factor E/D
		Cortante X	Cortante Y	Cortante X	Cortante Y			
		Ton	Ton	Ton	Ton			
BASE	Sismo X	71.59		81.21		88.2%	64.97	0.91
BASE	Sismo Y		65.04		81.21	81.3%	64.97	0.98

3.6.10 Asignación de rotulas plásticas en vigas

Figura Nro. 128: flujograma de cálculo de ubicación de Rotulas Plásticas en vigas.



- Se realizó la lectura de datos para el procesamiento, tales como: eje de análisis, tramo, longitud de eje A eje, columnas (columna izquierda, lado de columna, izquierda: L izq., columna derecha, lado de columna derecha: L der), detalle de viga (peralte de viga h viga, ancho de viga b viga)
- Se calculó la longitud plástica del elemento viga de análisis. El cual se consideró a 0.5 del peralte del elemento de análisis.

$$L_{plastica} = 0.5h_{viga} \tag{42}$$

- Posterior a ello se calculó la luz libre, siendo una zona dentro de la viga de análisis donde estarán ubicados las rotulas plásticas.

$$L_{libre} = L_{eje} - L_{izq} - L_{der} \tag{43}$$

La distancia de Rotulas plásticas es calculada de acuerdo a las siguientes formulas.

$$\text{Distancia}_i = L_{izq} + L_{Plastica} \quad (44)$$

$$\text{Distancia}_j = L_{eje} - L_{der} - L_{Plastica} \quad (45)$$

- En el Software CSI SAP2000 la inserción de rotulas plásticas se expresa en Porcentaje, para lo cual se establece una relación entre de la distancia de análisis y la distancia entre ejes estructurales.

$$L_i \text{ Rotula\%} = \frac{\text{Distancia}_i}{L_{eje}} \quad (46)$$

$$L_j \text{ Rotula\%} = \frac{\text{Distancia}_j}{L_{eje}} \quad (47)$$

- Por fines académicos se procedió a realizar un redondeo el porcentaje de asignación de rotulas plásticas, hasta llegar al segundo decimal.
- Representación gráfica de la ubicación de las rotulas plásticas

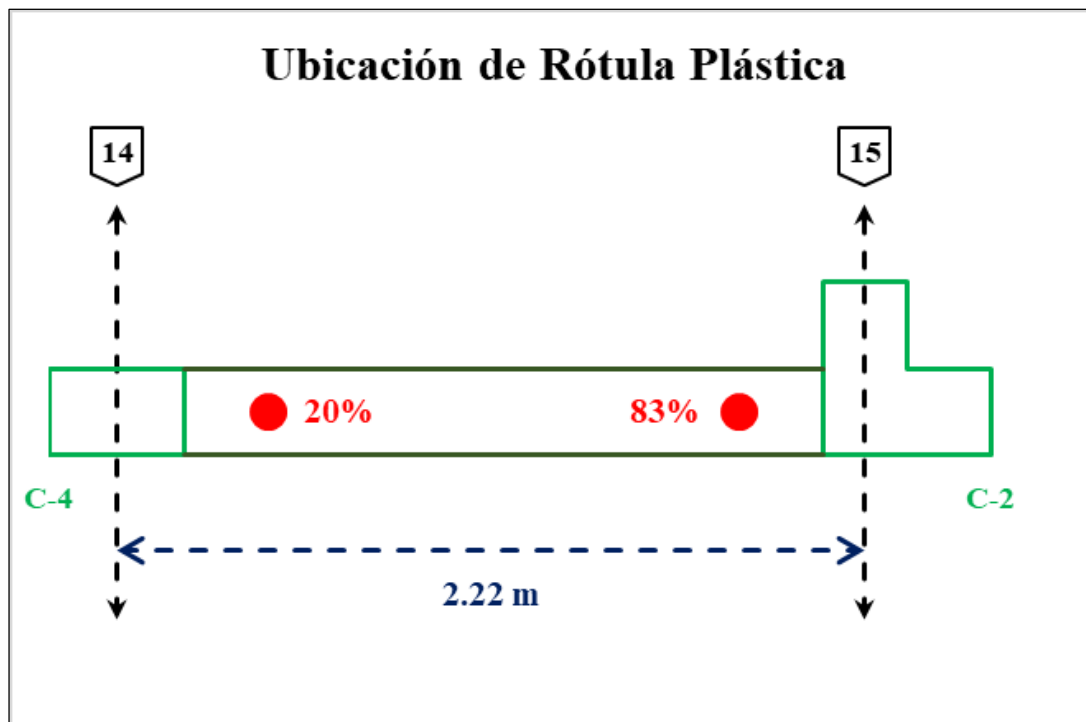


Figura Nro. 129: Ejemplo de la disposición de rotulas plásticas en vigas

a) Tablas.

Asignación de Rotulas Plásticas en Vigas

Tabla 91: Disposición de rotulas en vigas de la estructura del bloque 01 de la I.E.

N°50217 Umachurco

DISPOSICION DE ROTULAS PLASTICAS EN VIGAS								
ROTULA	VIGA	NIVEL	My (ton)	L derecha	L izquierda	IO	LS	CP
VS-1715-HIMN	VS 25X45	1 y 2	7.86	0.08	0.94	0.008	0.015	0.02
VS-1715-I-M	VS 25X45	1 y 2	7.86	0.08	0.92	0.008	0.015	0.02
VS-14-H-M	VS 25X45	1 y 2	7.86	0.03	0.97	0.008	0.015	0.02
VP50-HN-15-17	VP25X50	1 y 2	11.21	0.08	0.92	0.008	0.015	0.02
VP60-IM-15-17	VP 25X60	1 y 2	19.41	0.04	0.96	0.006	0.012	0.01
VP50-JKL-15-17	VP25X50	1 y 2	11.21	0.08	0.92	0.008	0.015	0.02
VP50-HN-17-17'	VP25X50	2	11.21	0.23	0.00	0.008	0.015	0.02
VTECHO	VTECH 25X50	TECHO	6.88	0.05	0.95	0.009	0.017	0.02
VTECHO	VTECH 25X50	TECHO	6.88	0.05	0.95	0.009	0.017	0.02
VTECHO	VTECH 25X50	TECHO	6.88	0.05	0.95	0.009	0.017	0.02
VCUMB	VCU25X50	TECHO	10.10	0.06	0.94	0.008	0.015	0.02

b) Análisis de la Prueba

- La ubicación de las rotulas plásticas depende estrictamente de la luz libre que dispone el elemento estructural longitudinal, la luz libre se encuentra fuera de la zona de alta rigidez (encuentro columna – viga), en el anexo N°18 se puede observar el cálculo detallado para la asignación de rotulas plásticas en vigas.

3.6.11 Asignación de rotulas plásticas en columnas

a) Procesamiento

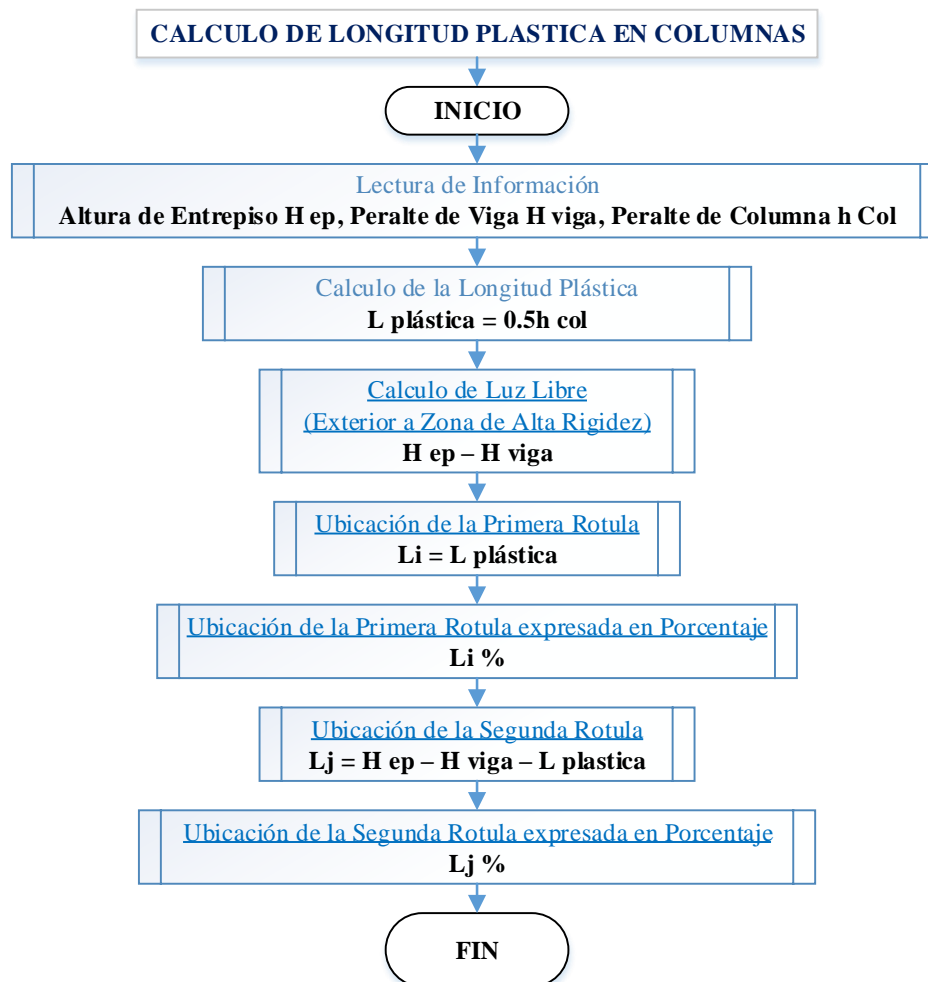


Figura Nro. 130: Flujograma de cálculo de rotulas plásticas en columnas.

Se realizó la lectura de datos para el procesamiento, tales como: altura de entrepiso H_{ep} , peralte de viga h_{viga} , peralte de columna h_{col} .

Se calculó la longitud plástica del elemento columna de análisis. El cual está ubicado a 0.5 del peralte del elemento de análisis.

$$L_{plastica} = (0.5h_{col}) \quad (48)$$

Posterior a ello se calculó la altura libre, siendo esta una zona fuera del encuentro de alta rigidez (viga-columna)

$$L_{libre} = h_{ep} - H_{viga} \quad (49)$$

La distancia de Rotulas plásticas es calculada de acuerdo a las siguientes formulas.

$$\text{Distancia}_i = L_{\text{Plastica}} \quad (50)$$

$$\text{Distancia}_j = H_{\text{ep}} - H_{\text{viga}} - L_{\text{Plastica}} \quad (51)$$

En el software SAP 2000 la inserción de rotulas plásticas se expresa en porcentaje, para lo cual se establece una relación entre de la distancia de análisis y la distancia entre ejes estructurales.

$$L_i \text{ Rotula\%} = \frac{\text{Distancia}_i}{H_{\text{ep}}} \quad (52)$$

$$L_j \text{ Rotula\%} = \frac{\text{Distancia}_j}{H_{\text{ep}}} \quad (53)$$

Por fines académicos se procedió a realizar un redondeo el porcentaje de asignación de rotulas plásticas, hasta llegar al segundo decimal.

Representación gráfica de la ubicación de las rotulas plásticas.

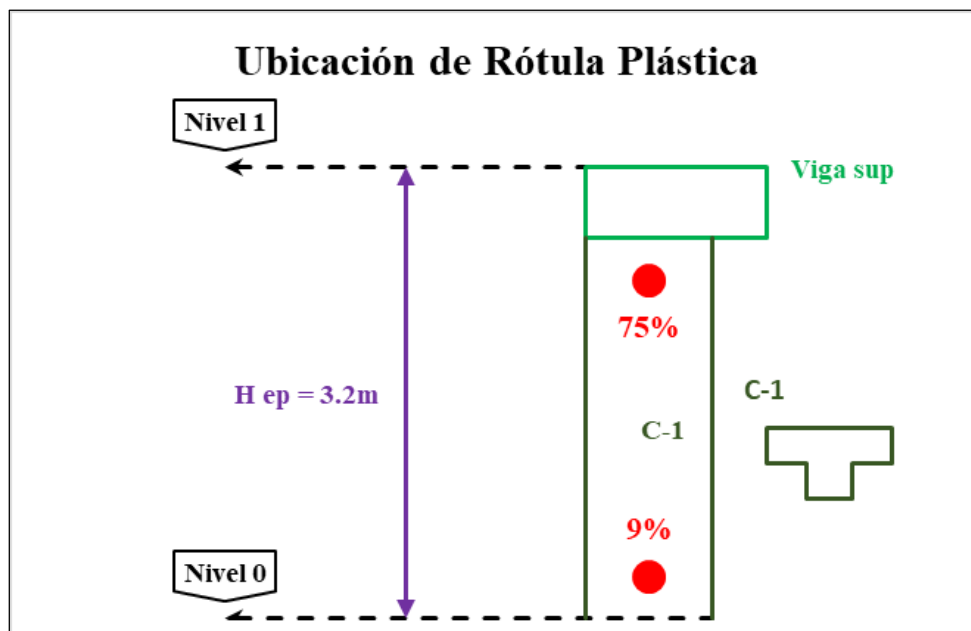


Figura Nro. 131: ejemplo de la disposición de rotulas plásticas en columnas.

La ubicación de las rotulas plásticas depende estrictamente de la altura libre, esta zona debe estar fuera de la zona considera de alta rigidez (encuentro columna-viga).

b) Tablas

Tabla 92: Disposición de rotulas en columnas de la estructura del bloque 01 de la I.E.

N°50217 Umachurco

DISPOSICION DE ROTULAS PLASTICAS EN COLUMNAS							
ROTULA	COLUMNA	NIVEL	Li	Lj	IO	LS	CP
DISPOSICION DE ROTULAS PLASTICAS EN COLUMNAS PORTICO H							
C2-N1H17	C2	1	0.03	0.90	0.002	0.005	0.006
C2-N2H17	C2	2	0.10	0.90	0.002	0.005	0.006
C2-N1H15	C2	1	0.03	0.90	0.002	0.005	0.006
C2-N2H15	C2	2	0.10	0.90	0.002	0.005	0.006
C3-N1H16	C3	1	0.03	0.90	0.003	0.008	0.010
C3-N2H16	C3	2	0.10	0.90	0.003	0.008	0.010
C3-N3H17	C3	N2+1.65	0.20	0.80	0.003	0.008	0.010
C4-N1H14	C4	1	0.00	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N2H14	C4	2	0.10	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N3H14	C4	N2+1.12	0.30	0.70	0.003	0.009	0.01
DISPOSICION DE ROTULAS PLASTICAS EN COLUMNAS PORTICO I							
C1-N1I17	C1	1	0.03	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N2I17	C1	2	0.10	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N1I15	C1	1	0.03	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N2I15	C1	2	0.10	0.90	0.002	0.006	0.008
C4-N1I14	C4	1	0.03	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N2I14	C4	2	0.10	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N3I14	C4	N2+1.12	0.30	0.70	0.003	0.009	0.01
DISPOSICION DE ROTULAS PLASTICAS EN COLUMNAS PORTICO J							
C1-N1J17	C2	1	0.03	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N2J17	C2	2	0.10	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N1J15	C2	1	0.03	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N2J15	C2	2	0.10	0.90	0.002	0.006	0.008
C3-N1J16	C3	1	0.03	0.90	0.003	0.008	0.010
C3-N2J16	C3	2	0.10	0.90	0.003	0.008	0.010
C3-N3J17	C3	N2+1.65	0.20	0.80	0.003	0.008	0.010
C4-N1J14	C4	1	0.00	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N2J14	C4	2	0.10	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N3J14	C4	N2+1.12	0.30	0.70	0.003	0.009	0.01
DISPOSICION DE ROTULAS PLASTICAS EN COLUMNAS PORTICO K							
C1-N1K17	C1	1	0.03	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N2K17	C1	2	0.10	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N1K15	C1	1	0.03	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N2K15	C1	2	0.10	0.90	0.002	0.006	0.008
C4-N1K14	C4	1	0.03	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N2K14	C4	2	0.10	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N3K14	C4	N2+1.12	0.30	0.70	0.003	0.009	0.01
DISPOSICION DE ROTULAS PLASTICAS EN COLUMNAS PORTICO L							
C1-N1L17	C2	1	0.03	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N2L17	C2	2	0.10	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N1L15	C2	1	0.03	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N2L15	C2	2	0.10	0.90	0.002	0.006	0.008
C3-N1L16	C3	1	0.03	0.90	0.003	0.008	0.010
C3-N2L16	C3	2	0.10	0.90	0.003	0.008	0.010



C3-N3L17	C3	N2+1.65	0.20	0.80	0.003	0.008	0.010
C4-N1L14	C4	1	0.00	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N2L14	C4	2	0.10	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N3L14	C4	N2+1.12	0.30	0.70	0.003	0.009	0.01
DISPOSICION DE ROTULAS PLASTICAS EN COLUMNAS PORTICO M							
C1-N1M17	C1	1	0.03	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N2M17	C1	2	0.10	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N1M15	C1	1	0.03	0.90	0.002	0.006	0.008
C1-N2M15	C1	2	0.10	0.90	0.002	0.006	0.008
C4-N1M14	C4	1	0.03	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N2M14	C4	2	0.10	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N3M14	C4	N2+1.12	0.30	0.70	0.003	0.009	0.01
DISPOSICION DE ROTULAS PLASTICAS EN COLUMNAS PORTICO N							
C2-N1N17	C2	1	0.03	0.90	0.002	0.005	0.006
C2-N2N17	C2	2	0.10	0.90	0.002	0.005	0.006
C2-N1N15	C2	1	0.03	0.90	0.002	0.005	0.006
C2-N2N15	C2	2	0.10	0.90	0.002	0.005	0.006
C3-N1N16	C3	1	0.03	0.90	0.003	0.008	0.010
C3-N2N16	C3	2	0.10	0.90	0.003	0.008	0.010
C3-N3N17	C3	N2+1.65	0.20	0.80	0.003	0.008	0.010
C4-N1N14	C4	1	0.00	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N2N14	C4	2	0.10	0.90	0.003	0.009	0.01
C4-N3N14	C4	N2+1.12	0.30	0.70	0.003	0.009	0.01

3.6.9. Patrones de carga lateral

a) Procesamiento

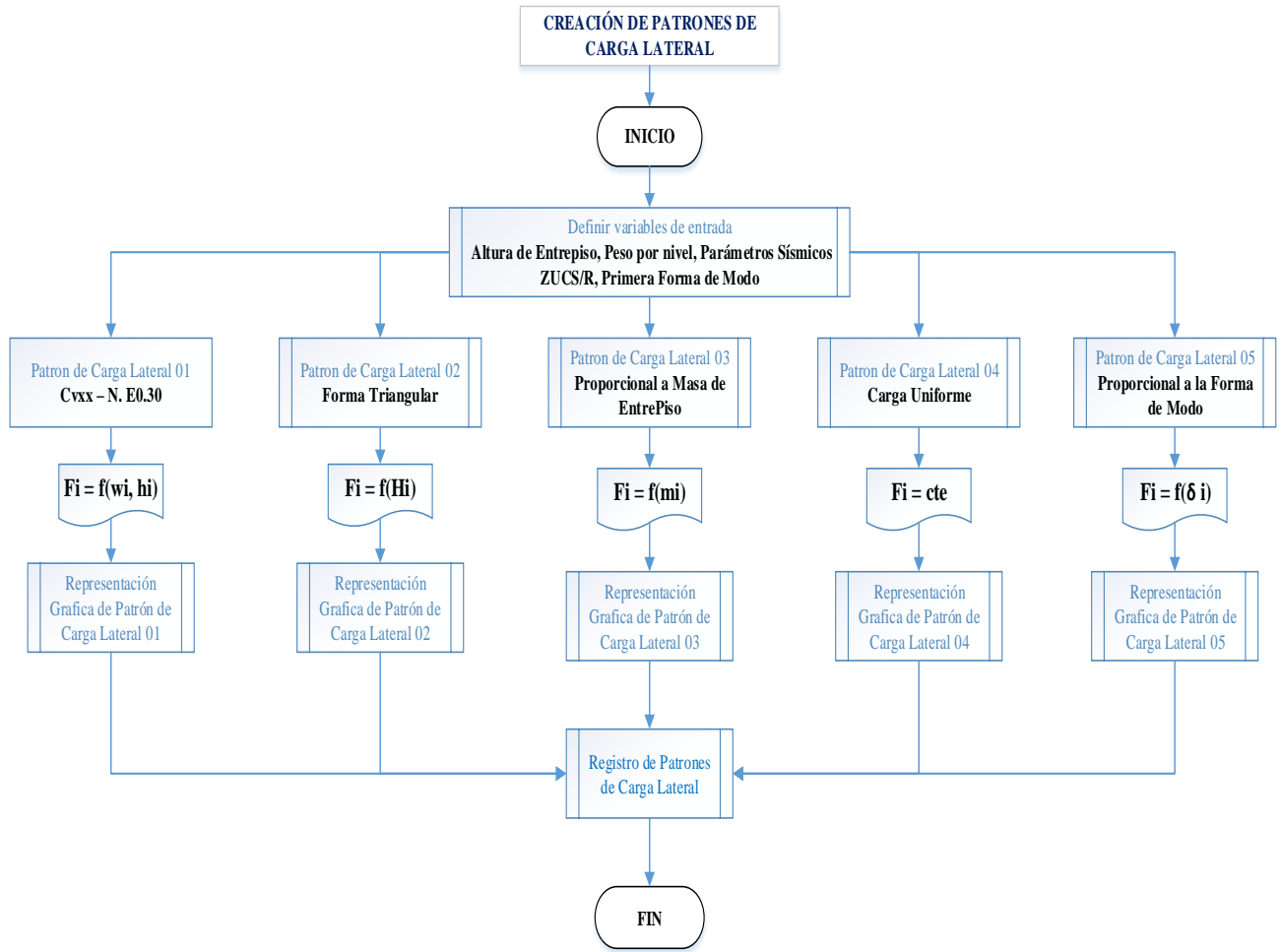


Figura Nro. 132: Flujograma de Patrones de Carga Lateral.

- La determinación de los patrones de carga lateral depende de los diferentes datos de entrada como son: altura de entrepiso, peso por nivel, parámetros sísmicos ZUCS/R, primera forma de modo.
- Para el Patrón de carga lateral 01 Cvyy (Fuerzas estáticas equivalentes), se consideró ZUCS/R y el exponente K, Para poder hacer la distribución de carga lateral

Tabla 93: Cálculo de Patrón de Carga Lateral Proporcional a los Valores de Cvyy

PISO	h entrepiso m	Peso Ton	Altura m	h^k	$H_i P_i$	α_i	F_i Ton	FL - Cvyy Ton
2	3.25	359.03	6.45	6.45	2315.74	0.77	62.15	15.45
1	3.20	213.08	3.20	3.20	681.86	0.23	18.30	4.55
		572.11			2997.60	1.00	80.45	20.00

- Con respecto al patrón de carga lateral de forma triangular, se construyó de forma proporcional a la altura de niveles de piso medidas desde la base de la estructura.

Tabla 94: Calculo del patrón de carga lateral de forma triangular

PISO	h entrepiso	Altura	Fi - Triangular
	m	m	Ton
2	3.25	6.45	13.37
1	3.2	3.2	6.63
			20.00

- El patrón de Carga lateral proporcional a la masa de entrepiso el cual depende únicamente de la carga permanente y sobre carga que están presentes en cada nivel.

Tabla 95: Calculo de patrón de carga lateral proporcional a la masa de entrepiso.

PISO	h entrepiso	Altura	Peso	Masa	Fi - ME
	m	m	Ton	Ton s2/m	Ton
2	3.25	6.45	359.03	36.60	12.55
1	3.2	3.2	213.08	21.72	7.45
					20.00

- El patrón de carga lateral de forma uniforme no depende de ninguna variable, las fuerzas laterales de entrepiso para este patrón de carga tienen la misma magnitud.

Tabla 96: Calculo de patrón de carga lateral de carga uniforme.

PISO	h entrepiso	Altura	Fi - UNIFORME
	m	m	Ton
2	3.25	6.45	10.00
1	3.2	3.2	10.00
			20.00

- Patrón de carga lateral proporcional a la primera forma de modo, el cual es proporcional a la deformada que se obtiene con el primer modo de vibración de la estructura en el sentido de análisis después de realizar un análisis dinámico modal espectral.

Tabla 97: Calculo de patrón de carga lateral proporcional a la forma de modo en sentido Y-Y

PISO	h entrepiso	Altura	FORMA DE MODO	Fi - Modo i
	m	m		Ton
2	3.25	6.45	0.452495	13.89
1	3.2	3.2	0.198905	6.11
				20.00

b) Diagramas

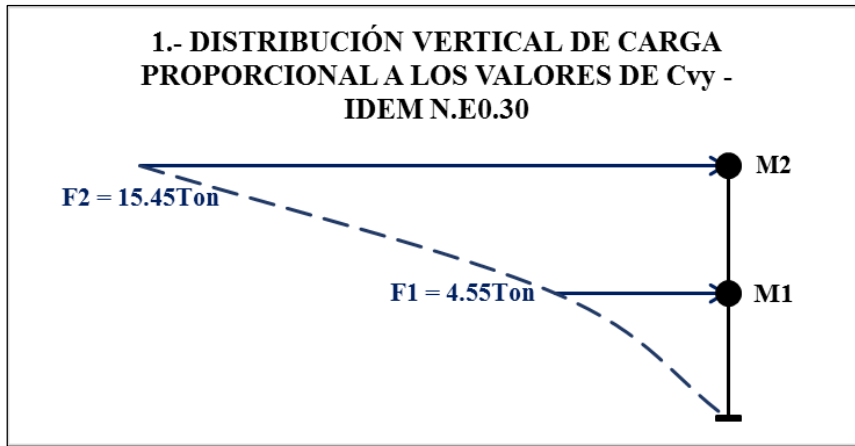


Figura Nro. 133: Representación del patrón de carga lateral proporcional a los valores de C_{vy}

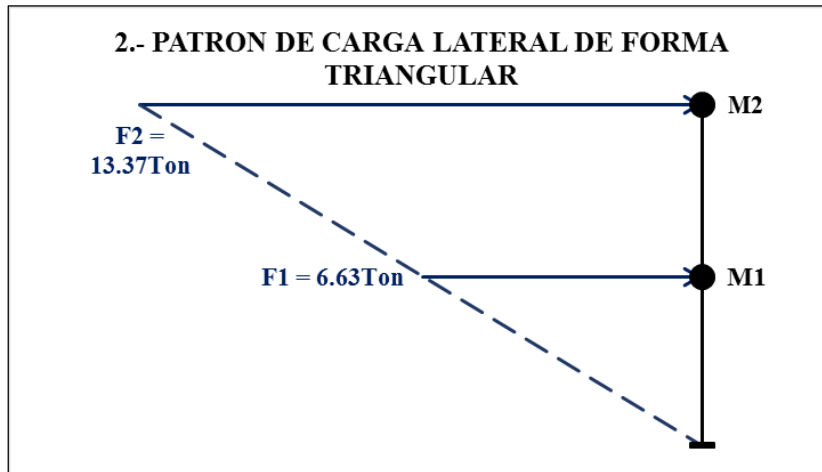


Figura Nro. 134: Representación del patrón de carga lateral de forma triangular.

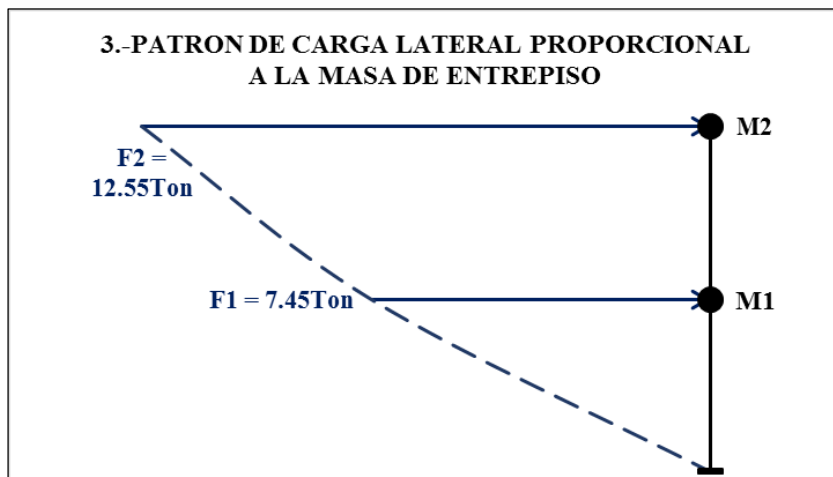


Figura Nro. 135: Representación del patrón de carga lateral proporcional a la masa de entrepiso.

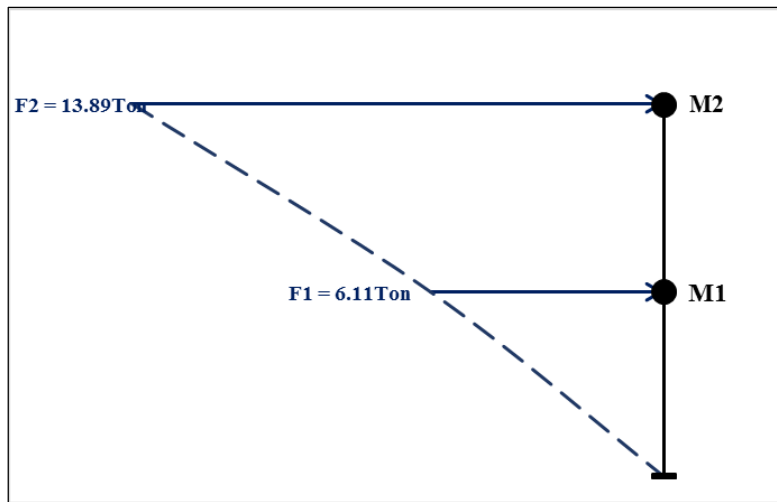


Figura Nro. 136: Representación del patrón de carga lateral de forma uniforme.

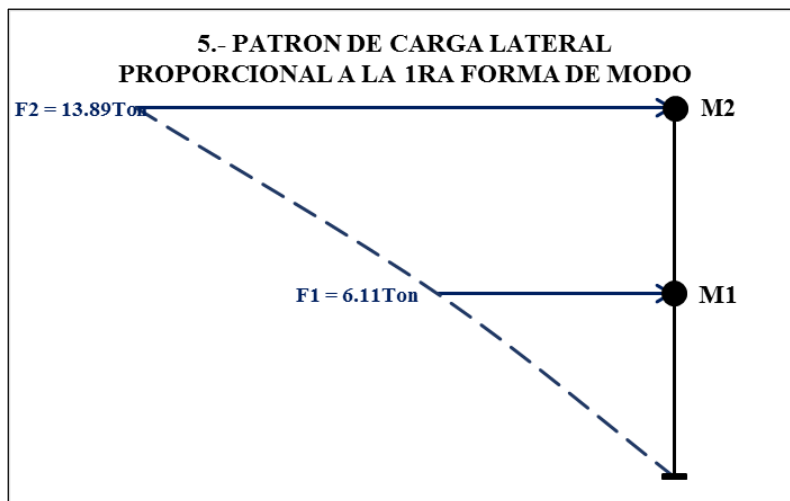


Figura Nro. 137: Representación del patrón de carga lateral proporcional a primera forma de modo en Sentido Y.

c) Análisis de la Prueba

Los 5 patrones de carga lateral poseen en magnitud la misma cortante basal de 30 Ton según el patrón de carga lateral las fuerzas de entrepiso varían en función de la altura de entrepiso, peso de entrepiso, altura medida desde la base hasta el tope de la estructura, de la forma de modo y las masas de entrepiso

3.6.12 Demanda Sísmica

a) Procesamiento

- Definición de sismo de diseño

La Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente E-030 hace mención a la solicitud sísmica denominada “sismo de diseño” el cual tiene una probabilidad de excedencia del 10% durante un periodo de diseño de 50 años, para lo cual el periodo de retorno de la siguiente manera:

$$T_{\text{Diseño}} = \frac{1}{1 - (1 - P_{\text{Diseño}})^{\frac{1}{n_{\text{Diseño}}}}} \quad (54)$$

$$T_{\text{Diseño}} = 475 \text{ Años}$$

La aceleración máxima para el tipo de suelo en el cual está fundada la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco depende únicamente de los factores Z y S que están estipulados en la normativa E-030, adicionalmente se considera un factor de reducción R=1 porque la estructura deberá mostrar su comportamiento frente a una demanda sísmica no reducida es decir que la estructura deberá mostrar su comportamiento frente a la totalidad de la demanda sísmica con la cual se realiza el análisis no lineal para esta estructura, a continuación se muestra el cálculo de la aceleración máxima horizontal para un sismo de diseño:

$$a_{\text{Diseño}} = ZUCS \cdot g \quad (55)$$

$$a_{\text{Diseño}} = 0.25 * 1.20 * 2.50 * 1.20 * 9.81$$

$$a_{\text{Diseño}} = 8.83 \text{ m/s}^2$$

- Definición de sismo de servicio

Para esta solicitud de demanda sísmica se determinó el periodo de retorno partiendo de la definición de esta solicitud, el cual menciona que posee una probabilidad de excedencia del 50% para un periodo de retorno de 50 años.

$$T_{\text{Servicio}} = \frac{1}{1 - (1 - P_{\text{Servicio}})^{\frac{1}{n_{\text{Servicio}}}}} \quad (56)$$

$$T_{\text{Servicio}} = 75 \text{ Años}$$

Según (Hernandez, Diagramas Momento Curvatura, 2017) establece una relación entre aceleraciones del suelo y los periodos de retorno de dos sollicitaciones sísmicas a comparar por lo que la aceleración del suelo para un sismo de servicio queda determinada de la siguiente manera:

$$\frac{a_{\text{Servicio}}}{a_{\text{Diseño}}} = \left(\frac{T_{\text{Servicio}}}{T_{\text{Diseño}}} \right)^k \quad (57)$$

$$a_{\text{servicio}} = 4.22\text{m/s}^2$$

Como se puede observar la aceleración del suelo para una demanda sísmica de servicio es de 0.48 veces el sismo de diseño.

$$F_{\text{Servicio}} = \frac{a_{\text{Servicio}}}{a_{\text{Diseño}}} \quad (58)$$
$$F_{\text{Servicio}} = 0.48$$

- Definición de sismo máximo

La sollicitación sísmica más crítica tiene una probabilidad de excedencia del 5% con un periodo de diseño de 50 años, con esta información se calcula el periodo de retorno para la demanda sísmica máxima

$$T_{\text{Maximo}} = \frac{1}{1 - (1 - P_{\text{Maximo}})^{\frac{1}{n_{\text{Maximo}}}}} \quad (59)$$

$$T_{\text{Máximo}} = 975 \text{ Años}$$

Así mismo se calcula la aceleración horizontal del suelo para una demanda sísmica catalogada como sismo máximo de la siguiente manera.

$$\frac{a_{\text{Maximo}}}{a_{\text{Diseño}}} = \left(\frac{T_{\text{Maximo}}}{T_{\text{Diseño}}} \right)^k \quad (60)$$

$$a_{\text{Máximo}} = 11.77\text{m/s}^2$$

Numéricamente la aceleración del suelo para esta demanda sísmica es de 1.33 veces el sismo de diseño.

$$F_{\text{Maximo}} = \frac{a_{\text{Maximo}}}{a_{\text{Diseño}}} \quad (61)$$
$$F_{\text{Máximo}} = 1.33$$

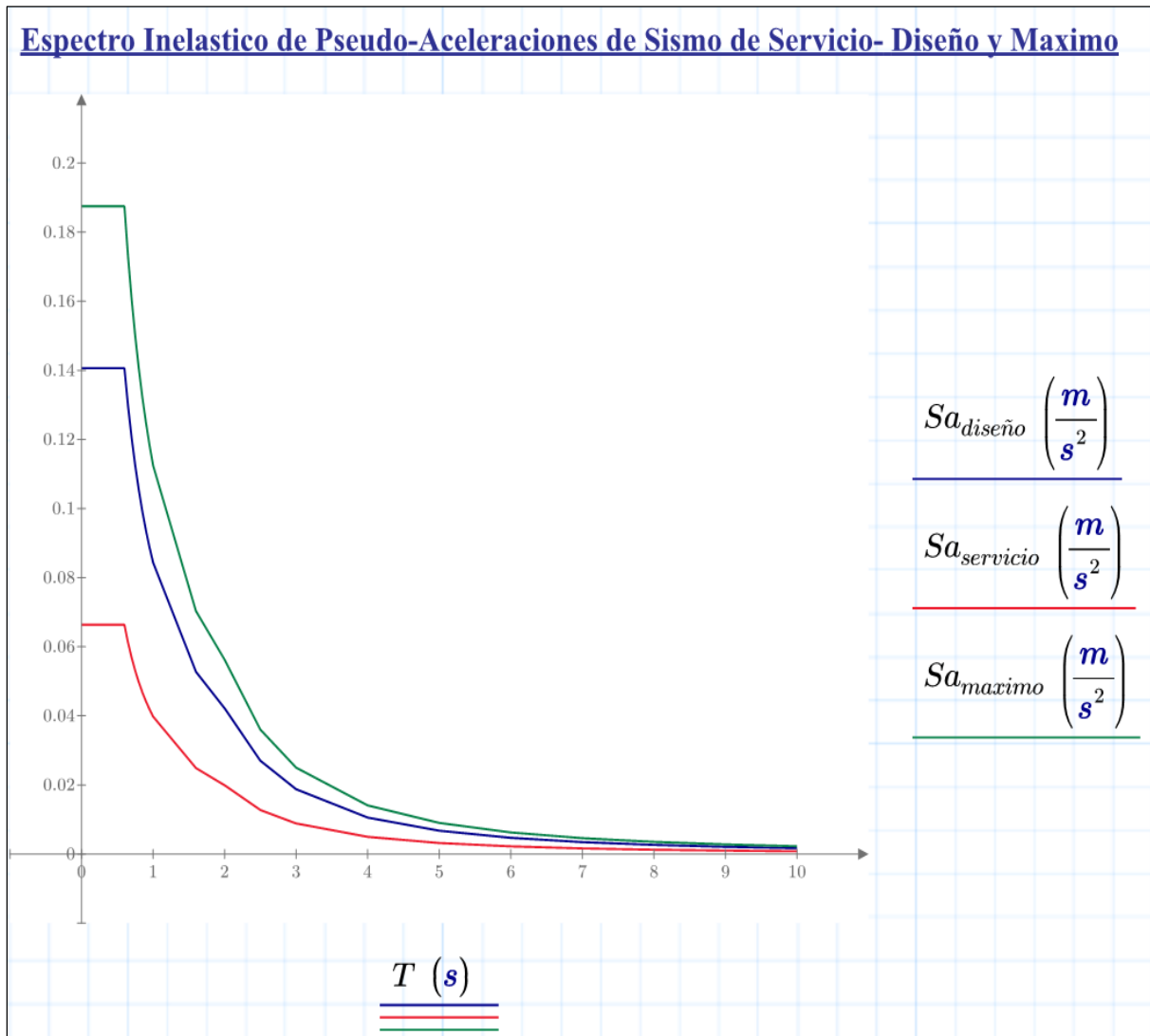
b) Gráficos

Figura Nro. 138: Espectros de diseño, servicio y máximo

c) Análisis de la Prueba

La proporción que existe entre los sismos de servicio y el máximo en función del sismo de diseño son de 0.48 para el sismo de servicio y de 1.33 para el sismo máximo, en la figura N°129 se ilustra el espectro de pseudo aceleraciones para las 3 demandas sísmicas consideradas en el análisis no lineal de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco.

3.6.12. Selección de la Curva de Capacidad de la estructura.**a) Procesamiento**

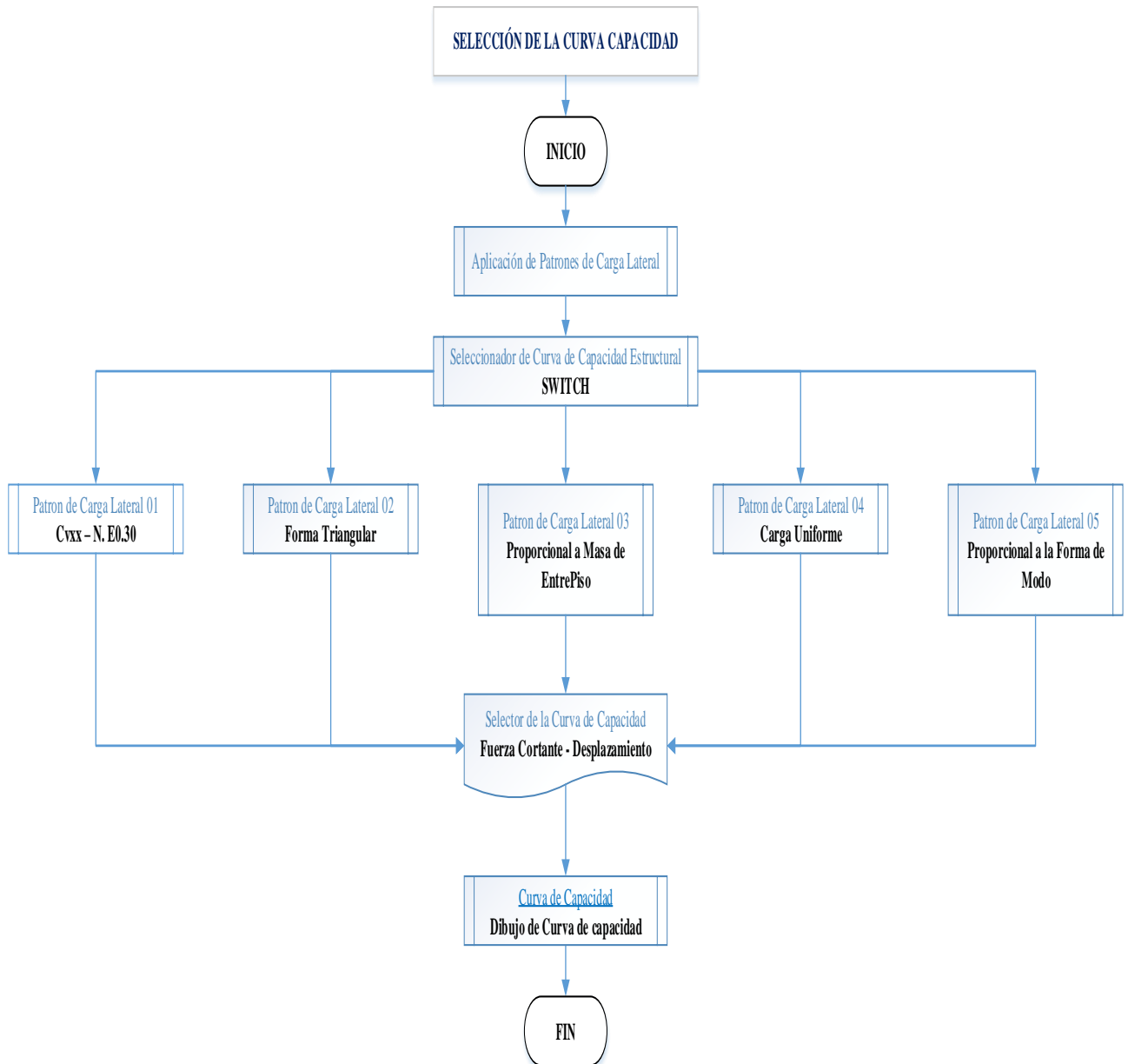


Figura Nro. 139: Flujograma de la selección de la curva capacidad de la estructura

Luego de aplicar los patrones de carga lateral en el modelo estructural en CSI SAP 2000 para realizar el análisis estático no lineal Pushover se obtuvo los diferentes comportamientos de la estructura del bloque 01 de la I.E N° 50217 para cada patrón de carga lateral, expresadas mediante la gráfica curva capacidad, la cual relaciona la fuerza cortante en la base respecto del desplazamiento en el tope de la estructura (punto de control), los datos obtenidos a partir de los distintos análisis estáticos no lineales se expresan en coordenadas (V,D), para un mejor entendimiento se superpone de forma gráfica las curvas de capacidad para cada patrón de carga lateral como se puede en el siguiente gráfico:

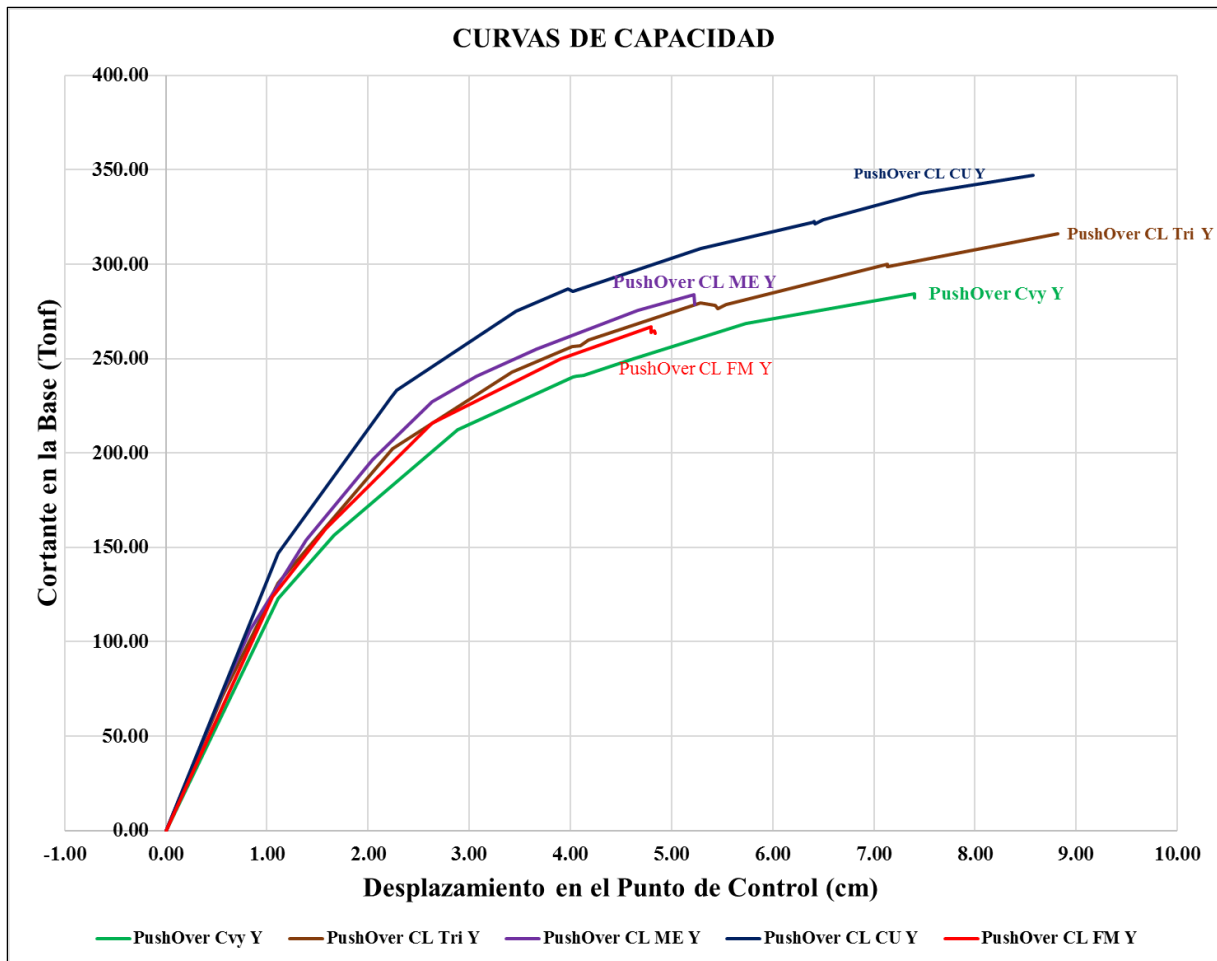


Figura Nro. 140: Curvas de capacidad para distintos patrones de carga lateral de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

La selección de la curva de capacidad está en función del resultado más crítico, para tal criterio se tomó en consideración la curva capacidad denominada Pushover Cvy, que responde al patrón de carga lateral de fuerzas equivalentes en el sentido de análisis Y-Y de la cual se puede observar que, con una fuerza cortante de 282.06 Ton la estructura falla con un desplazamiento de 7.40 cm.

Gráficos

A continuación, se muestra la curva de capacidad seleccionada con la cual se realizó la evaluación del nivel de desempeño mediante los criterios de FEMA 356 y ATC -40

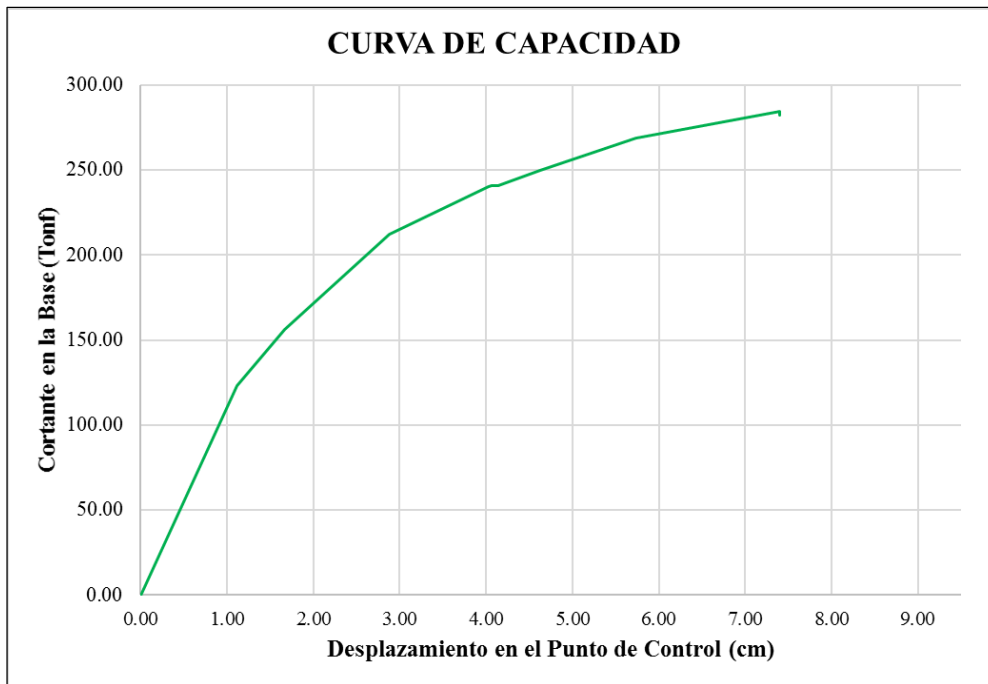


Figura Nro. 141: Curva capacidad (Cvy de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco Seleccionada para el análisis)

b) Análisis de la Prueba

La estructura posee una condición sobre exigida para el patrón de carga lateral de fuerzas estáticas equivalentes, con un valor de cortante máxima de 282.06 Ton que ocasiona un desplazamiento de 7.40cm, por lo cual fue seleccionada en esta investigación para la posterior evaluación sismorresistente del bloque 01 de la I.E. N°50217 de la comunidad de Umachurco aplicando los criterios de evaluación propuestos por FEMA 356 y ATC-40.

3.6.14. Obtención de las Primeras Rotulas Plásticas.

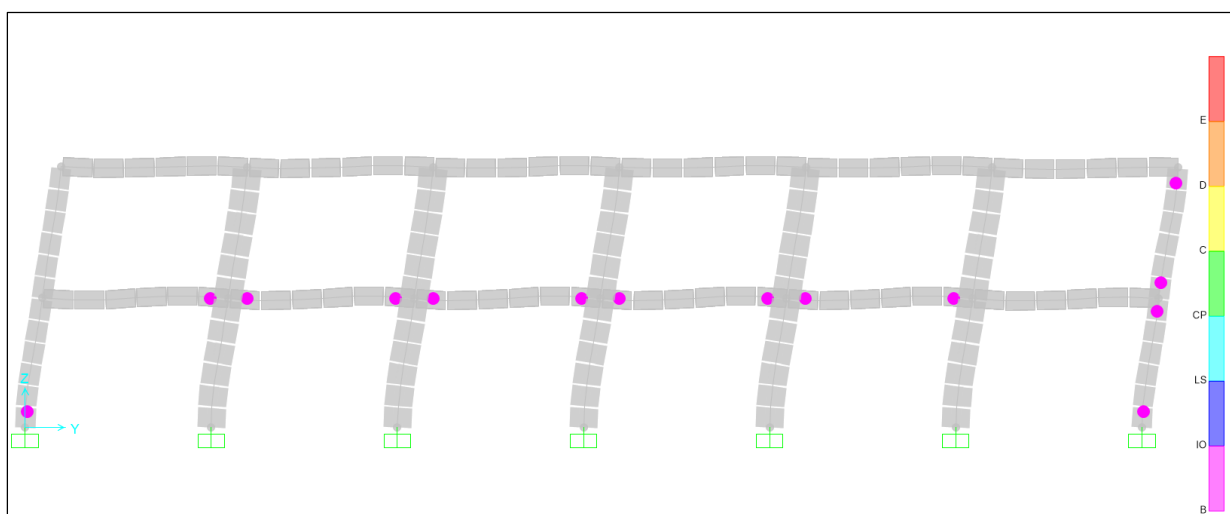


Figura Nro. 142: Aparición de las primeras rotulas en la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 luego de aplicar el análisis Pushover

a) Procesamiento

- La figura N°142 muestra el primer mecanismo de falla donde se origina la primera rotula plástica, es decir la estructura empieza a incursionar en rango no lineal, mediante la asistencia del software CSI SAP 2000 se extrajo la historia de mecanismo de falla de la estructura donde se puede observar que a medida que se incrementa la fuerza cortante basal se generan grandes desplazamientos en la estructura medidos en el punto de control definido haciendo que los elementos estructurales (vigas y columnas) empiecen a entrar y superar la cadencia de los mismos.

Tabla 98: Registro de la formación de rotulas plasticas en la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco.

Paso	CAPACIDAD		A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Posterior E
	Di (cm)	V (Tonf)	Fluencia	Ocupacion Inmediata	Seguridad de Vida	Prevencion al Colapso	Seguridad Limitada	Estabilidad Estructural	Colapso	Posterior al colapso
0	0.00	0.00	368	0	0	0	0	0	0	0
1	1.11	122.93	344	24	0	0	0	0	0	0
2	1.67	156.26	319	48	1	0	0	0	0	0
3	2.88	212.23	287	74	7	0	0	0	0	0
4	4.02	240.11	265	90	13	0	0	0	0	0
5	4.06	240.89	265	90	13	0	0	0	0	0
6	4.13	241.04	263	92	13	0	0	0	0	0
7	4.62	249.77	258	89	20	1	0	0	0	0
8	4.62	249.66	258	89	20	1	0	0	0	0
9	5.73	268.53	256	52	58	1	0	1	0	0
10	7.40	284.52	252	32	70	8	0	6	0	0
11	7.40	284.17	252	32	69	8	0	7	0	0
12	7.40	282.27	252	32	68	8	0	8	0	0
13	7.40	282.06	252	32	68	8	0	8	0	0

Tabla 99: Datos del Fuerza cortante basal y fuerza cortante basal para la formación de primera rotula plástica.

Paso	CAPACIDAD	
	Di (cm)	V (Ton)
1	1.11	122.93

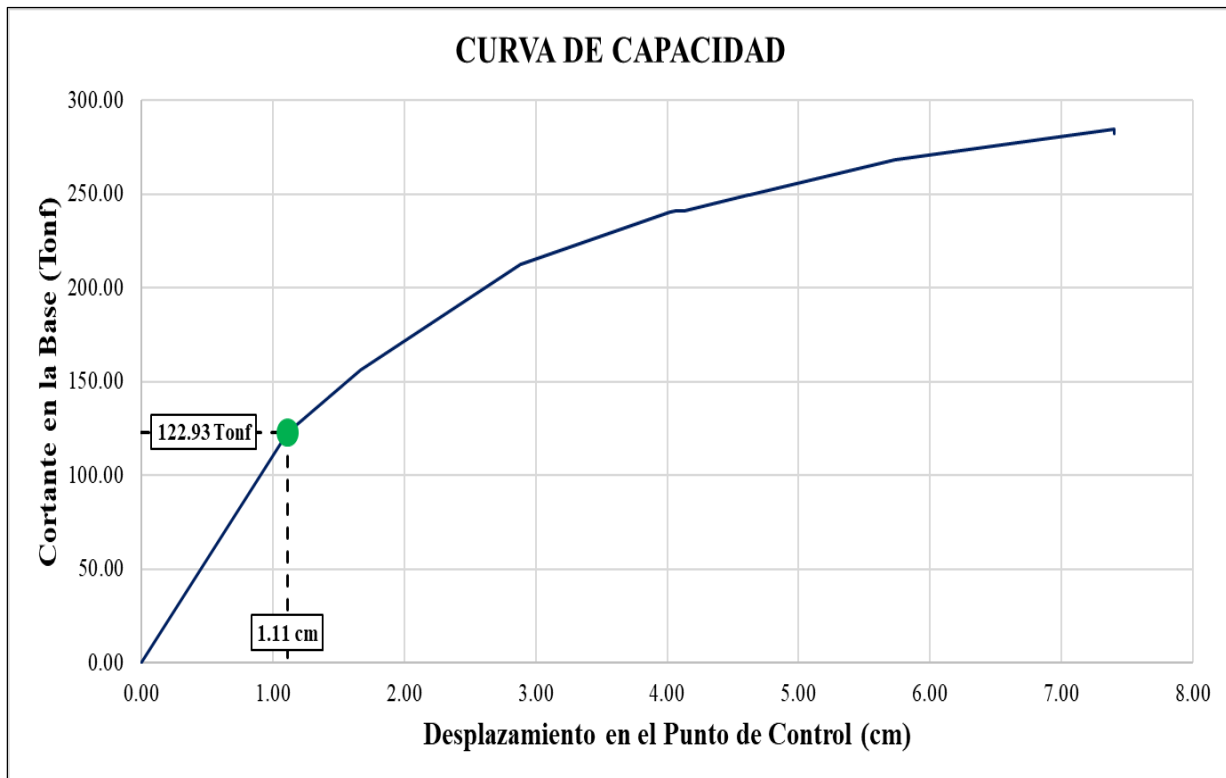
b) Diagramas

Figura Nro. 143: Ubicación del Primera Rotula dentro del Curva de Capacidad.

c) Análisis de la prueba

La tabla N°97 muestra el registro de la historia del mecanismo de falla de la estructura del bloque 01 de la I.E. Umachurco, la formación de rotulas plásticas en el análisis no lineal de cedencia sucesiva Pushover muestra los distintos mecanismos que la estructura sufre a medida que el patrón de carga lateral incrementa monotonicamente su magnitud, generando desplazamientos que posteriormente que conllevan a la degradación de la estructura.

De la figura N°142 y la tabla N°97 se puede observar que ciertos elementos ya se encuentran catalogados en ciertos niveles de desempeño por elemento, es decir para una fuerza cortante de 122.93 Ton se genera un desplazamiento en el punto de control de 1.11 cm entendiéndose que 344 elementos entre vigas y columnas según FEMA 356 se encuentran en nivel Operacional y que 24 elementos entre vigas y columnas superan este nivel y se ubican en el nivel de Ocupación inmediata.

3.6.15. Cálculo de la fuerza cortante basal que origina el máximo desplazamiento**a) Procesamiento**

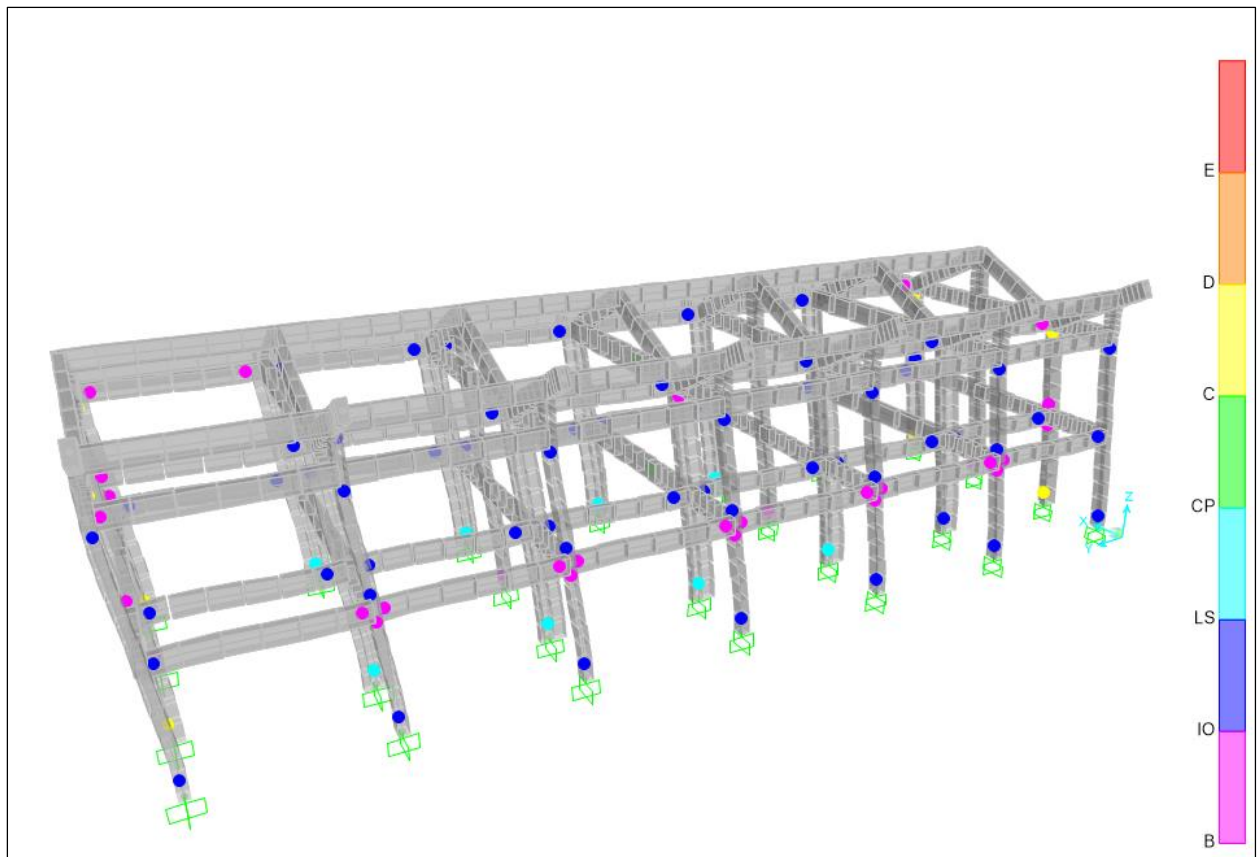


Figura Nro. 144: Mecanismo final de falla de rotulas plásticas antes del colapso para la condición de máximo desplazamiento de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

En la figura N°135 se puede observar la totalidad de las rotulas plásticas antes que la estructura colapse.

Tabla 100: Registro de la cantidad de rotulas plasticas del maximo desplazamiento de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco.

Paso	CAPACIDAD		A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Posterior E
	Di (cm)	V (Tonf)	Fluencia	Ocupacion Inmediata	Seguridad de Vida	Prevencion al Colapso	Seguridad Limitada	Estabilidad Estructural	Colapso	Posterior al colapso
13	7.40	282.06	252	32	68	8	0	8	0	0

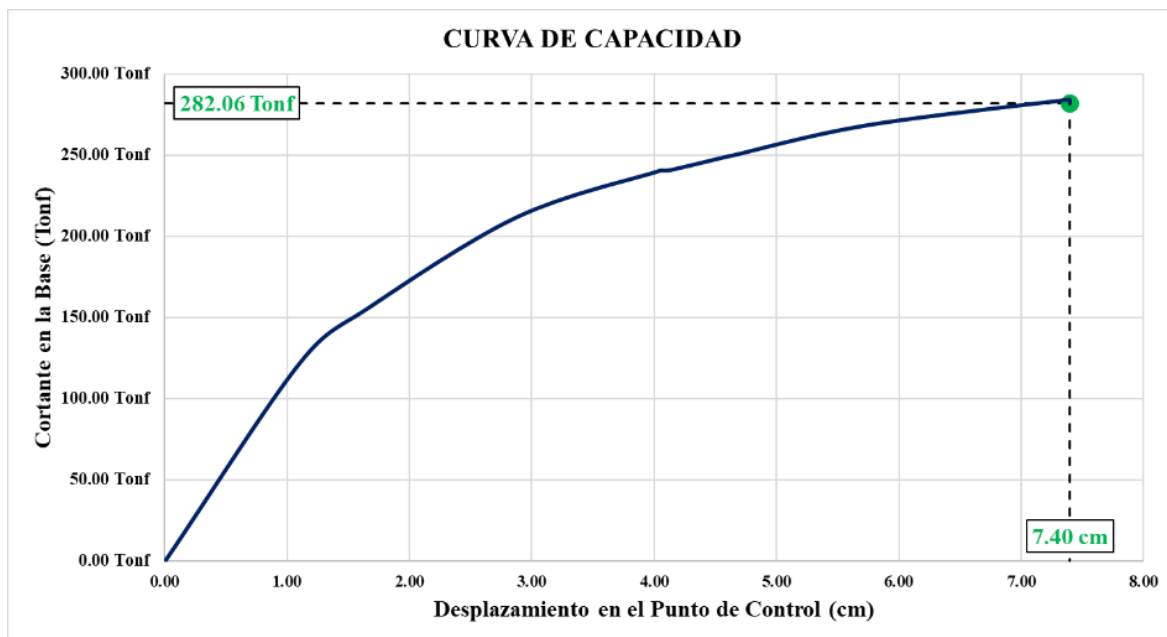
b) Diagramas

Figura Nro. 145: Ubicación del Máximo desplazamiento dentro de la curva de capacidad.

c) Análisis de la Prueba

De la curva capacidad en análisis (figura N° 145) se puede observar el máximo desplazamiento de 7.40cm con una fuerza cortante basal de 282.06 Ton, lo cual significa que una fuerza cortante superior a esta llevara a la estructura al colapso debido a que la estructura se degrado en su totalidad. Además, esta fuerza cortante ha generado que de los 368 elementos entre vigas y columnas que componen la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco, 252 elementos se mantienen en nivel Operacional, 32 elementos se encuentran en nivel de Ocupación Inmediata, 68 elementos están en Seguridad de Vida, 8 elementos cerca al Colapso y 8 elementos sobrepasaron el Colapso.

3.6.13. Punto de desempeño mediante el método de los coeficientes – FEMA 356.**a) Procesamiento**

Para obtener el punto de desempeño de la estructura según el método de los coeficientes expresado en FEMA 356, se inició el análisis a partir de la curva capacidad obtenida mediante la asistencia del software CSI SAP 2000 posterior al análisis no lineal Pushover, en la que se realizó la bilinealización de la curva capacidad con el método de las áreas iguales. Para una determinada sollicitación sísmica la estructura desarrollo un desplazamiento objetivo el cual está relacionado a una fuerza cortante, en CSI SAP 2000 se

puede observar una serie de coeficientes C_0 , C_1 , C_2 y C_3 , valores que ayudaron a corroborar el nivel de desempeño de la estructura.

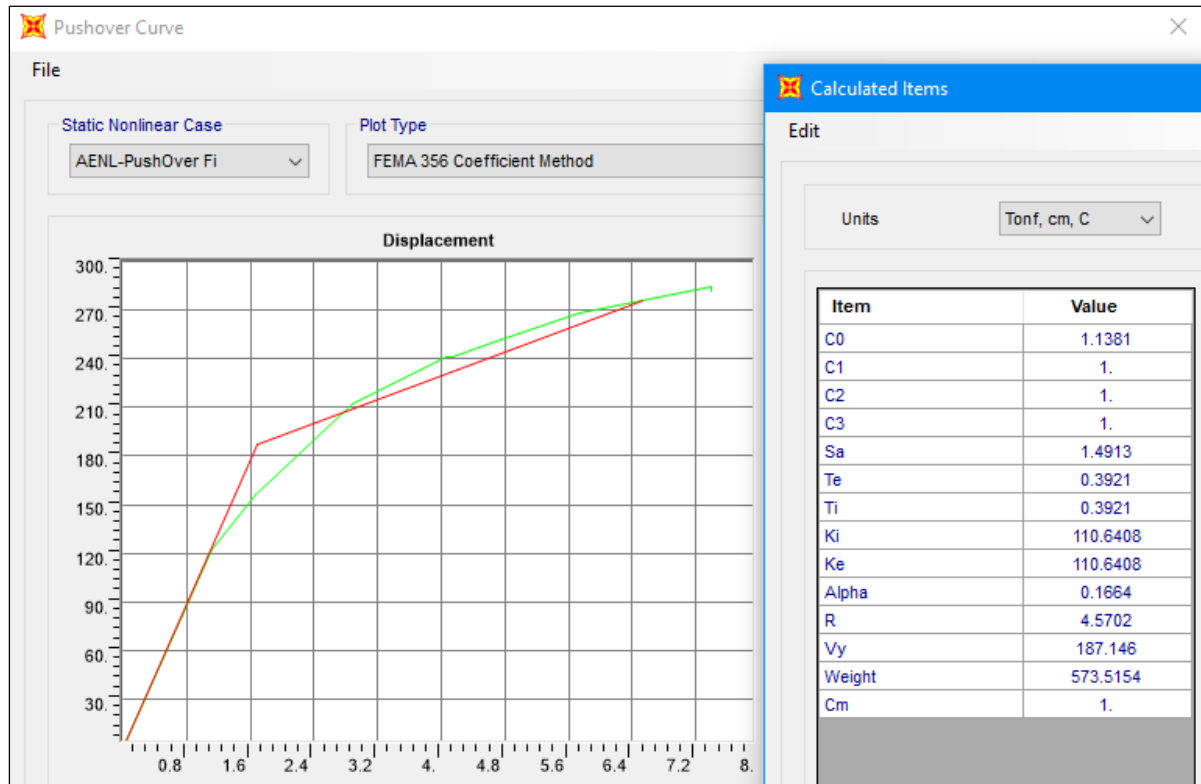


Figura Nro. 146: Bilinealización de la curva capacidad por el método de los coeficientes FEMA 356.

Como se puede observar en la figura N°137 el punto de desempeño de la estructura para una sollicitación sísmica máxima según FEMA 356 se encuentra para una cortante de 282.06 Ton y un desplazamiento objetivo de 7.40cm. Asimismo los coeficientes con los cuales se verifica el desplazamiento objetivo de la estructura son $C_0=1.14$, $C_1=C_2=C_3=1.00$

3.6.13.1. Determinación del periodo efectivo

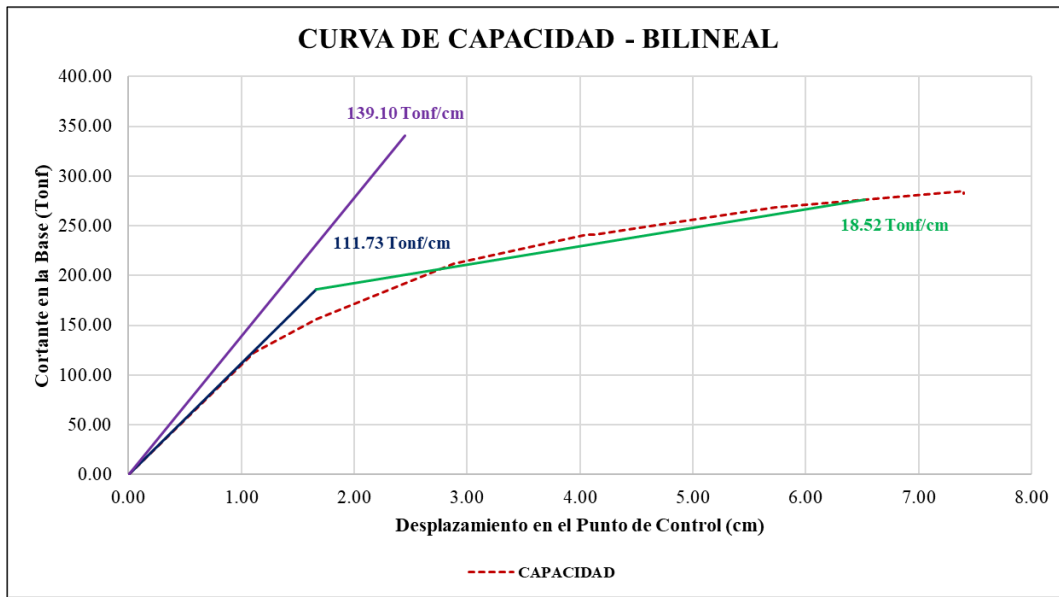


Figura Nro. 147: Representación de K_i (rigidez inicial sin agrietamiento) y K_{ef} (rigidez efectiva) luego de la aplicación del análisis Pushover ocasionando la degradación de la estructura.

Para el cálculo del periodo efectivo se toma como ejemplo el escenario de demanda sísmica máximo, se identificaron la rigidez lineal de la estructura $K_i = 139.10 \text{ Tonf/cm}$ y la rigidez efectiva debido al efecto de degradación de los elementos $K_{ef} = 111.73 \text{ Tonf/cm}$, estos son obtenidos a partir del gráfico que expresa el punto de desempeño de la estructura para el sismo máximo.

El periodo fundamental elástico es determinado a partir del Análisis Dinámico Lineal Modal Espectral donde la primera forma de modo predominante de la estructura muestra dicho periodo (T_i) con un valor 0.35 segundos.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_{ef}}} \quad (62)$$

$$T_e = 0.39 \text{ seg.}$$

El desplazamiento objetivo de la estructura según el método de los coeficientes FEMA 356 para el sismo máximo se corrobora de la siguiente manera:

$$\delta = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (63)$$

$$\delta = 6.47 \text{ cm}$$

b) Tablas

De manera similar se realiza el cálculo para determinar el desplazamiento objetivo de la estructura para las demandas sísmicas de servicio y de diseño. En las tablas que se muestran a continuación se presenta el desplazamiento objetivo calculado según el método de los coeficientes FEMA 356 para cada una de las demandas sísmicas.

Tabla 101: Punto de desempeño, rigideces y periodos para distintas sollicitaciones sísmicas.

Demanda Sísmica	Punto de Desempeño		Fluencia Efectiva		Rigidez Inicial	Rigidez Efectiva	Periodo	Periodo Efectivo
	Vob (Ton)	Dob(cm)	Vf (Tn)	Df(cm)	Ki (Tn/cm)	Ke (Tn/cm)	Ti (seg)	Te (seg)
Sismo de Servicio	192.37	2.45	130.23	1.18	139.10	110.69	0.35106	0.394
Sismo de Diseño	254.81	4.92	169.77	1.53	139.10	110.38	0.35106	0.394
Sismo Máximo	276.16	6.53	188.10	1.67	139.10	111.73	0.35106	0.392

Tabla 102: Cuadro de verificación del desplazamiento objetivo según el método de los coeficientes FEMA 356

Demanda Sísmica	Punto de Desempeño		Periodo	Periodo Efectivo	Pseudo Aceleración	Coeficientes (FEMA 356)				Desplazamiento Objetivo
	V(Ton)	D(cm)	Ti (seg)	Te (seg)	Sa	Co	C1	C2	C3	δ (cm)
Sismo de Servicio	192.37	2.45	0.3511	0.394	0.562	1.133	1.0	1.0	1.0	2.451
Sismo de Diseño	254.81	4.92	0.3511	0.394	1.125	1.138	1.0	1.0	1.0	4.941
Sismo Máximo	276.16	6.53	0.3511	0.392	1.491	1.138	1.0	1.0	1.0	6.471

c) Análisis de la Prueba

En la tabla N°101 se muestran los resultados del cálculo del desplazamiento objetivo de la estructura para las demandas sísmicas de servicio, diseño y máximo. Estos valores fueron calculados para corroborar el desplazamiento y fuerza cortante del Punto de Desempeño de la estructura calculados por el software SAP 2000 para cada demanda sísmica por el método propuesto por FEMA 356.

Tabla 103: Cálculo del error del desplazamiento objetivo mediante software y cálculo manual

Demanda Sísmica	FUERZA CORTANTE	Desplazamiento (SAP 2000)	Desplazamiento (Verificado)	Diferencia
	V (Tn)	δ (cm)	δ (cm)	Δ (mm)
Sismo de Servicio	192.37	2.45	2.45	0.00
Sismo de Diseño	254.81	4.92	4.94	-0.19
Sismo Máximo	276.16	6.53	6.47	0.54

3.6.14. Nivel de desempeño según ATC-40

a) Procesamiento

Para obtener el punto de desempeño de la estructura según los lineamientos del ATC-40 se realizó el método Espectro-Capacidad. Para esta investigación se tomaron los resultados obtenidos en el software CSI SAP 2000 luego de haber realizado el análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (Pushover) a la estructura del bloque 01 de la I.E. Umachurco.

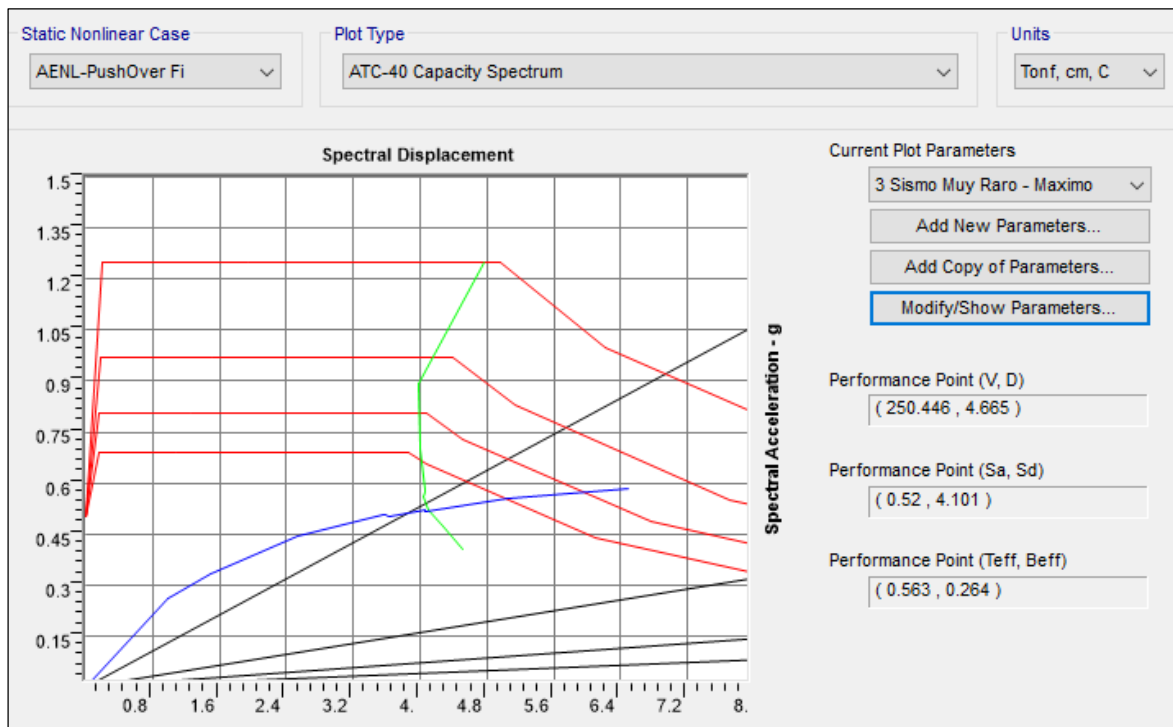


Figura Nro. 148: Espectro de Capacidad para el Sismo muy raro (máximo)

En la figura N° 148 se observa la intersección entre la curva capacidad (curva color azul) y la curva ADRS (curva color verde) que determina el Punto de Desempeño (Performance Point) de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco con el método Espectro Capacidad para el sismo Ocasional (equivalente al sismo de servicio expresado en el método de los coeficientes), las curvas de color rojo representan la familia de espectros de demanda definidos para los diferentes valores de amortiguamiento (5%,10%,15% y 20%).

b) Tablas

Tabla 104: Registro de los valores de Pseudo desplazamiento y Pseudo aceleraciones del espectro capacidad y distintas demandas sismicas según ATC-40

Paso	Espectro de Capacidad		Sismo Ocasional		Sismo Raro		Sismo Muy Raro	
	Espectro de Capacidad		SdDemand	SaDemand	SdDemand	SaDemand	SdDemand	SaDemand
	Sd	Sa	cm	Unitless	cm	Unitless	cm	Unitless
1	0.0000	0.0000	2.3865	0.6250	3.8184	1.0000	4.7730	1.2500
2	0.9862	0.2583	2.3865	0.6250	3.8184	1.0000	4.7730	1.2500
3	1.4836	0.3328	1.9909	0.4466	3.1855	0.7145	3.9819	0.8931
4	2.5320	0.4430	2.0048	0.3508	3.2077	0.5612	4.0096	0.7015
5	3.5551	0.5058	2.0324	0.2892	3.2519	0.4627	4.0648	0.5784
6	3.5870	0.5074	2.0342	0.2878	3.2548	0.4604	4.0685	0.5755
7	3.6368	0.5033	2.0206	0.2796	3.2330	0.4474	4.0413	0.5593
8	4.0588	0.5186	2.0470	0.2615	3.2752	0.4185	4.0940	0.5231
9	4.0600	0.5184	2.0466	0.2613	3.2746	0.4181	4.0932	0.5226
10	5.0377	0.5550	2.1369	0.2354	3.4190	0.3767	4.2737	0.4709
11	6.4958	0.5835	2.2564	0.2027	3.6102	0.3243	4.5128	0.4054

La tabla N°103 muestra los valores obtenidos de la capacidad y demanda estructural del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco para cada sollicitación sísmica (Sismo Ocasional, Sismo Raro, Sismo muy Raro) expresadas en Pseudo – Aceleraciones normalizadas (Sa) y Pseudo-Desplazamientos (Sd).

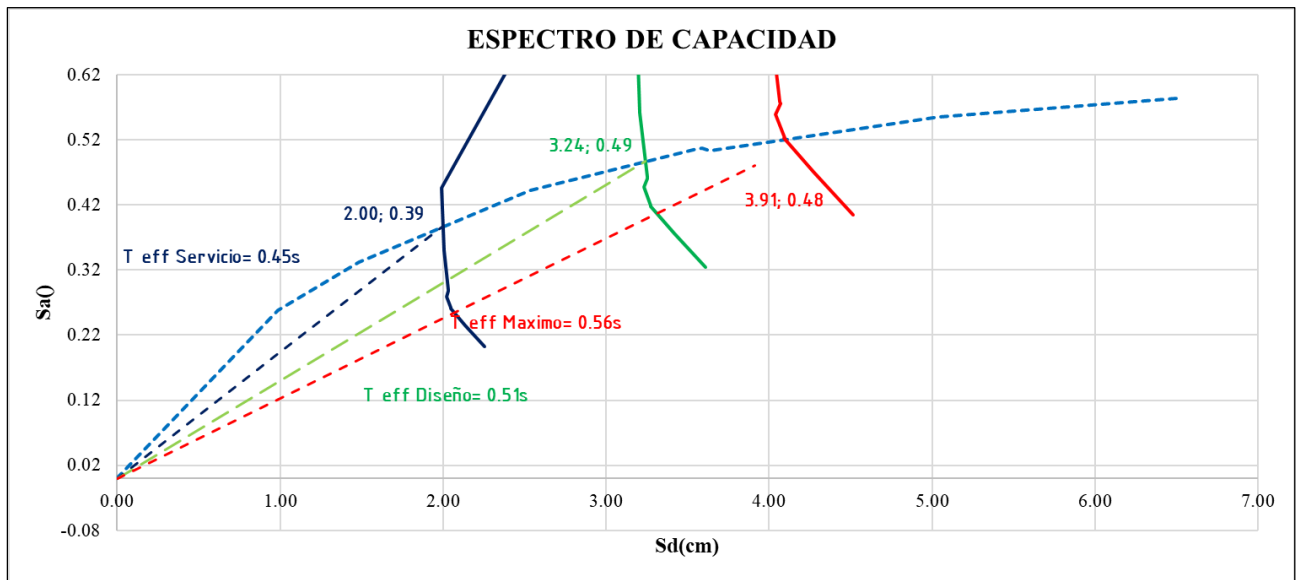


Figura Nro. 149: Espectro de Capacidad para el Sismo de Servicio.

c) Análisis de la Prueba

La figura N°149 es una representación gráfica de los puntos de desempeño para cada una de las sollicitaciones sísmicas (servicio, diseño y máximo) determinados de la intersección de la curva capacidad expresada en Pseudo-aceleración y Pseudo-desplazamiento y las curvas ADRS de

cada solicitación sísmica por cada incremento en el periodo efectivo T_{eff} con cada amortiguación efectiva (B_{eff}).

Tabla 105: Resumen de los puntos de desempeño según ATC-40 para diferentes eventos sísmicos

SOLICITACION SISMICA	PUNTO DE DESEMPEÑO					
	V (Tonf)	D (cm)	Sa	Sd	Te	Beff
Sismo Ocasional	183.71	2.26	0.39	2.00	0.45	0.15
Sismo Raro	231.47	3.67	0.49	3.38	0.51	0.22
Sismo muy Raro	250.45	4.67	0.52	4.10	0.56	0.26

3.6.15. Control de Derivas

a) Procesamiento

A partir de los resultados del análisis lineal y el análisis estático no lineal de cedencia sucesiva Pushover se obtuvieron los desplazamientos laterales de entrepiso de la estructura y se calcularon las distorsiones de entrepiso para cada caso de análisis.

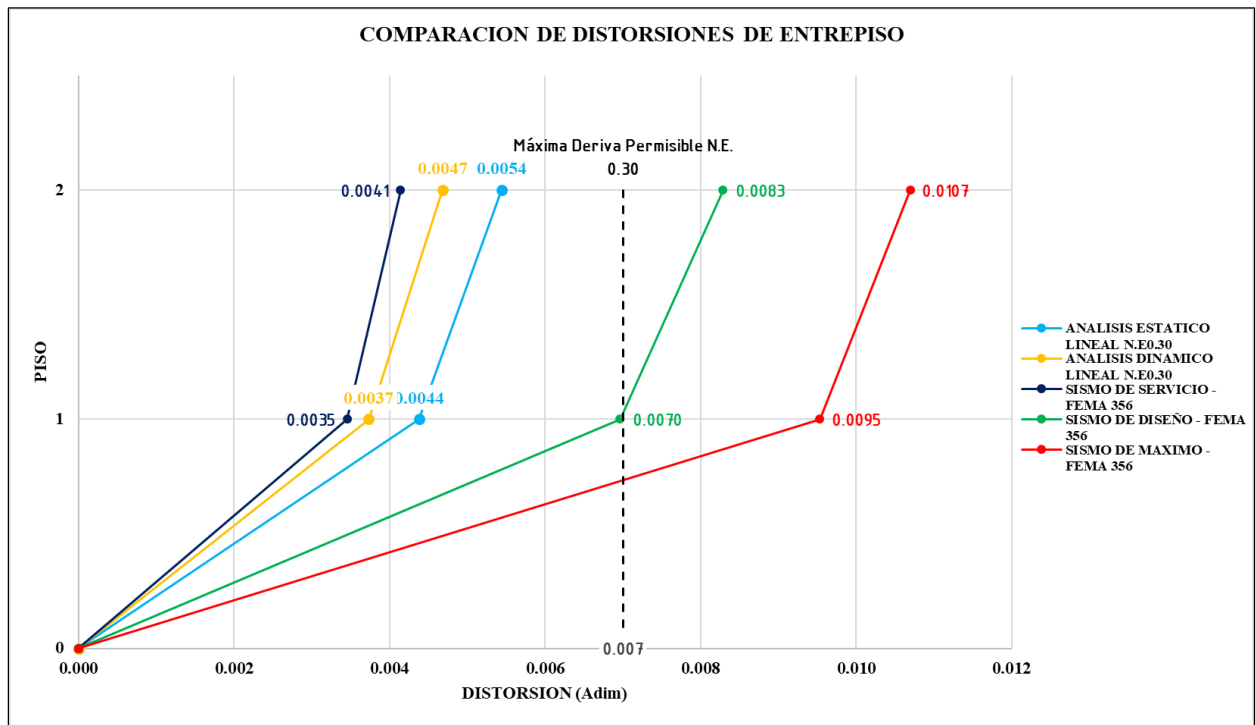


Figura Nro. 150: Comparación de derivas de entrepiso para el análisis lineal según NTP E-030 Y análisis estático no lineal según FEMA356

b) Tablas

Tabla 106: Resumen de las derivas de entrepiso para el analisis lineal según NTP E-030 Y analisis estatico no lineal según FEMA356

Nivel	Analisis Lineal N- E-0.30		Analisis Estatico No Lineal		
	Analisis Estatico	Analisis Dinamico	FEMA 356		
			Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	Sismo Maximo
2	0.0054	0.0047	0.0041	0.0083	0.0107
1	0.0044	0.0037	0.0035	0.0070	0.0095

c) Análisis de la Prueba

De la figura N° 150 y la tabla N°105 se puede observar que la distorsión de entrepiso para los casos de análisis no lineal (sismo de diseño y máximo) superan la distorsión permisible 7/1000 para estructuras de material de concreto armado, que estipula la Norma E-030 de Diseño Sismorresistente y para los casos de análisis cumplen con los límites para la distorsión de entrepiso.

3.6.16. Ductilidad de la Estructura para Distintas Solicitaciones Sísmicas**a) Procesamiento**

De los resultados provenientes del punto de desempeño de la estructura según FEMA-356 se extrajeron las magnitudes del desplazamiento en condición de cedencia y el desplazamiento máximo objetivo para cada solicitud sísmica de análisis para posteriormente realizar el cálculo numérico entre estos desplazamientos para determinar la ductilidad de la estructura según cada solicitud sísmica.

$$\mu = \frac{\text{Desplazamiento maximo objetivo}}{\text{Desplazamiento de cedencia}} \quad (64)$$

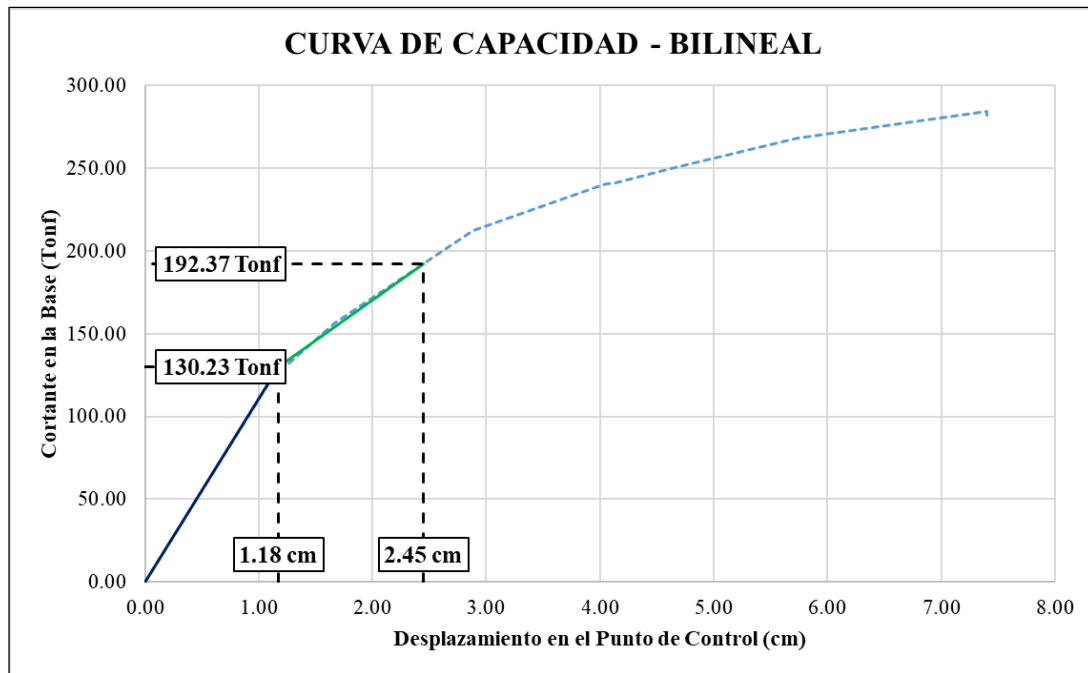


Figura Nro. 151: Ubicación de los puntos de cedencia y objetivo máximo dentro de la curva capacidad bilinealizada

En la figura N°151 se observa la curva capacidad bilinealizada de la estructura de donde se obtiene el desplazamiento cedente (1.18cm) y el desplazamiento máximo objetivo (2.45 cm) para el sismo de servicio. La ductilidad de la estructura para esta sollicitación sísmica se calculó aplicando la formula N°49, La ductilidad calculada es 2.08.

b) Tablas

La tabla N° 106 muestra el cálculo de ductilidad para las tres sollicitaciones sísmicas con las que se realizó el análisis estático no lineal.

Tabla 107: Ductilidad de desplazamiento de la estructura para distintas sollicitaciones sísmicas

SOLICITACION SISMICA	DUCTILIDAD
Sismo de Servicio	2.08
Sismo de Diseño	3.22
Sismo Maximo	3.92

c) Análisis de la Prueba

La ductilidad de la estructura varía según la magnitud de la sollicitación sísmica debido a que se entiende que los sismos de mayor magnitud sollicitaran a la estructura a desarrollar mayores desplazamientos lo cual involucra que la ductilidad se incrementa.

CAPITULO IV: Resultados

4.1. Desplazamiento máximo y fuerza cortante máxima antes de llegar al colapso

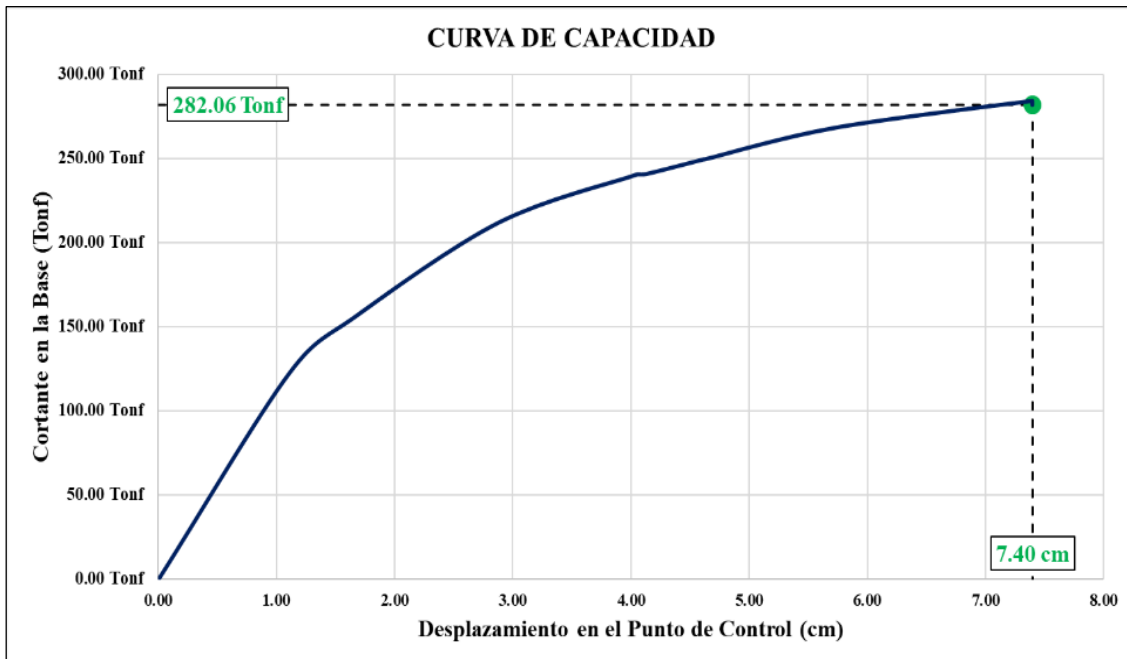


Figura Nro. 152: Ubicación de desplazamiento lateral máximo y su correspondiente fuerza cortante basal

La figura N°152 se muestra la curva de capacidad de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 de la comunidad campesina de Umachurco, la cual es el resultado de aplicar el análisis estático no lineal de cedencia sucesiva Pushover en la dirección Y-Y (dirección más crítica). De dicha curva se observa que el máximo desplazamiento desarrollado por la estructura corresponde a 7.40 cm originada al aplicar una fuerza cortante lateral de 282.06 Ton. Posterior a este desplazamiento la curva de capacidad de la estructura muestra una caída la cual se entiende como el colapso de la misma.

4.2. Desplazamiento y fuerza cortante para el punto de desempeño para cada sollicitación sísmica

Tabla 108: Punto de desempeño según los lineamientos FEMA 356

PUNTO DE DESEMPEÑO SEGÚN FEMA 356		
Demanda Sísmica	δ (c m)	V (Ton)
SISMO DE SERVICIO	2.45	192.37
SISMO DE DISEÑO	4.92	254.81
SISMO MAXIMO	6.53	276.16

Tabla 109: Punto de desempeño según los lineamientos ATC-40

PUNTO DE DESEMPEÑO SEGÚN ATC-40		
Demanda Sísmica	δ (c m)	V (Ton)
SISMO OCASIONAL	2.26	183.71
SISMO RARO	3.67	231.47
SISMO MUY RARO	4.67	250.45

Las tablas N°107 y N° 108 muestran los distintos puntos de desempeño estructural (performance point) para distintas sollicitaciones sísmicas según cada uno de los lineamientos normativos americanos (FEMA 356 y ATC 40). Se puede observar que a medida que la sollicitación sísmica se incrementa el punto de desempeño estructural también se incrementara en magnitud, estos puntos de desempeño están expresados en valores de desplazamiento lateral y fuerza cortante lateral.

4.3. Desplazamiento y fuerza cortante basal cuando se origina las primeras rotulas plásticas

Tabla 110: Fragmento del registro de formación de rotulas plásticas

Paso	CAPACIDAD		A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Posterior E
	Di (cm)	V (Tonf)	Fluencia	Ocupacion Inmediata	Seguridad de Vida	Prevencion al Colapso	Seguridad Limitada	Estabilidad Estructural	Colapso	Posterior al colapso
0	0.00	0.00	368	0	0	0	0	0	0	0
1	1.11	122.93	344	24	0	0	0	0	0	0
2	1.67	156.26	319	48	1	0	0	0	0	0

En la tabla N°109 se ubica la formación de la primera rotula plástica de la estructura posterior al análisis estático no lineal de cedencia sucesiva Pushover que ocurre en el paso N° 01 (Fuerza cortante de 122.93 Tn y desplazamiento lateral de 1.11 cm) esto quiere decir que la aparición de estas rotulas plásticas en el paso N°01 indica que la estructura inicia con su incursión inelástica como se puede observar a continuación.

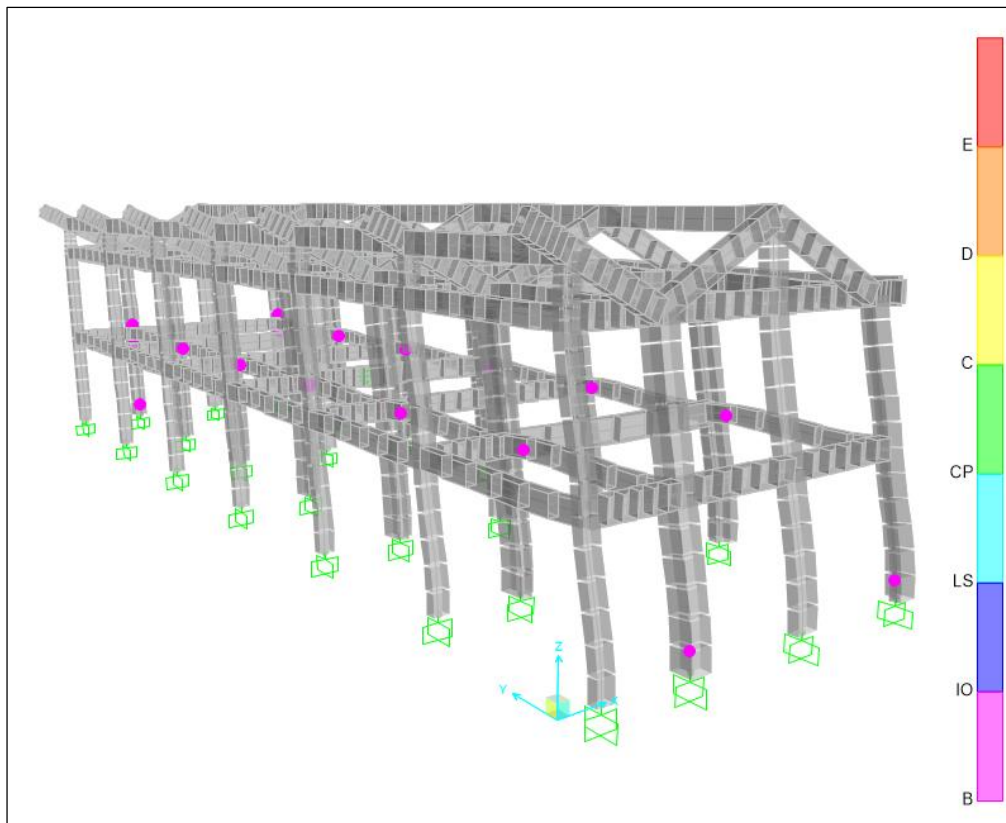


Figura Nro. 153: Mecanismo de falla para la formación de la primera rotula plástica

4.4. Determinación de la ductilidad de desplazamiento de la estructura según FEMA

356

Tabla 111: Ductilidad de desplazamiento para distintas solicitaciones sísmicas según FEMA

356.

SOLICITACION SISMICA	DUCTILIDAD
Sismo de Servicio	2.08
Sismo de Diseño	3.17
Sismo Maximo	3.72

Las ductilidades para las distintas solicitaciones sísmicas calculadas según los lineamientos de FEMA 356 se muestran en la tabla N°110, cuyos valores son bajos entendiéndose por ello que la estructura no tiene una adecuada ductilidad de desplazamiento dentro del rango inelástico.

4.5. Comparación entre el periodo efectivo del análisis estático no lineal y el periodo fundamental a partir del análisis dinámico modal espectral

Tabla 112: Comparación de los periodos efectivos respecto al periodo fundamental según FEMA 356.

RESULTADOS OBTENIDOS APARTIR DEL SAP2000			
NORMA E-0.30	FEMA356		VARIACION
T Fundamental	Solicitud Sismica	SAP2000	
0.351 S	Sismo de Servicio	0.39 S	12%
	Sismo de Diseño	0.39 S	12%
	Sismo Maximo	0.39 S	12%

Tabla 113: Comparación de los periodos efectivos respecto al periodo fundamental según ATC-40.

RESULTADOS OBTENIDOS APARTIR DEL SAP2000			
NORMA E-0.30	ATC-40		VARIACION
T Fundamental	Solicitud Sismica	SAP2000	
0.351 S	Sismo Ocasional	0.45 S	27%
	Sismo Raro	0.51 S	45%
	Sismo Muy Raro	0.56 S	60%

Las tablas N°111 y N° 112 muestran las magnitudes de los periodos efectivos que la estructura adopta a medida que se van degradando los elementos estructurales producto del incremento monotónico de la fuerza cortante lateral según el patrón de carga lateral CVy aplicada en el sentido de análisis Y-Y

4.5.Comparación entre las distorsiones de entrepiso del análisis dinámico según la norma E-030 y del análisis estático no lineal según FEMA 356

Tabla 114:Comparación de distorsiones de entrepiso de los análisis no lineales FEMA 356 respecto al análisis dinámico E-030

RESULTADOS OBTENIDOS APARTIR DEL SAP2000							
NIVEL	NORMA E-0.30	FEMA356					
	ANALISIS DINAMICO	Sismo de Servicio		Sismo de Diseño		Sismo Maximo	
	DERIVAS DE ENTREPISO	DERIVAS DE ENTREPISO	VARIACION	DERIVAS DE ENTREPISO	VARIACION	DERIVAS DE ENTREPISO	VARIACION
2	0.0047	0.0041	13.04%	0.0083	43.51%	0.0107	56.22%
1	0.0037	0.0035	8.01%	0.0070	46.45%	0.0095	60.87%

Como se puede observar en la tabla N° 113 las distorsiones de entrepiso obtenidas con el analisis estatico no lineal varian desde el 13.04% hasta el 43.51% con respecto a las derivas de entrepiso obtenidas con el analisis dinamico según la Norma E-0.30 de Diseño Sismorresistente.

4.6. Nivel de desempeño de la estructura según los lineamientos FEMA 356 y ATC -40

4.6.1. Nivel de Desempeño según FEMA 356

Para una mejor visualización los resultados, los desplazamientos objetivos calculados con el método de los coeficientes del procedimiento de FEMA 356 para cada una de las demandas sísmicas se ubican en la curva capacidad sectorizada en función de los niveles de desempeño (SEAOC Visión 2000), (Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Cerca al Colapso, Colapso) como se puede observar en la siguiente figura:

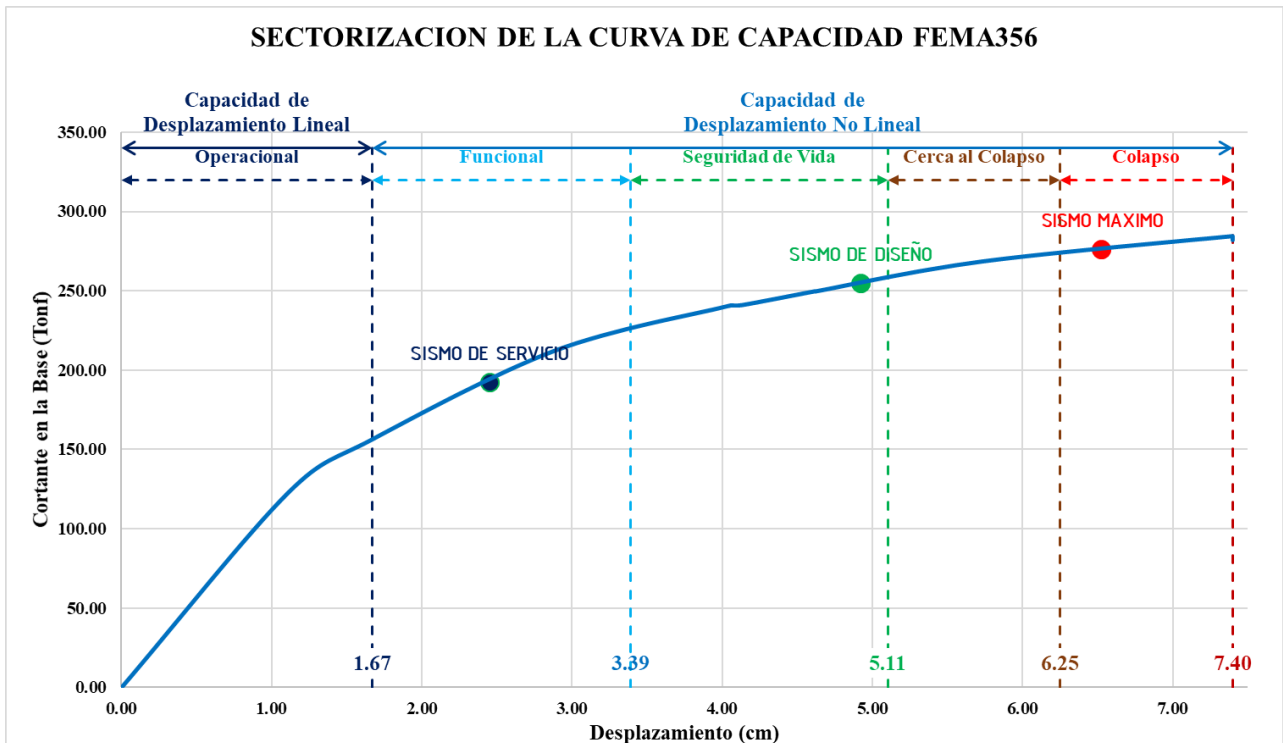


Figura Nro. 154: Ubicación de los puntos de desempeño para distintas sollicitaciones sísmicas dentro de la curva capacidad sectorizada según FEMA 356.

Tabla 115: Valores de desplazamiento y cortante para diferentes sollicitaciones sísmicas FEMA 356

FEMA 356		
TIPO	δ (cm)	V(Tonf)
SISMO DE SERVICIO	2.45	192.37
SISMO DE DISEÑO	4.92	254.81
SISMO MAXIMO	6.53	276.16

4.6.2. Nivel de desempeño de la estructura según ATC-40

Los puntos de desempeño obtenidos bajo los lineamientos del ATC 40 se ubican en la curva de capacidad estructural, para un mejor entendimiento estos puntos se ubicaron en la curva capacidad sectorizada para cada una de las demandas sísmicas (ocasional, raro y muy raro) en función de los niveles de desempeño como se puede observar en la siguiente figura:

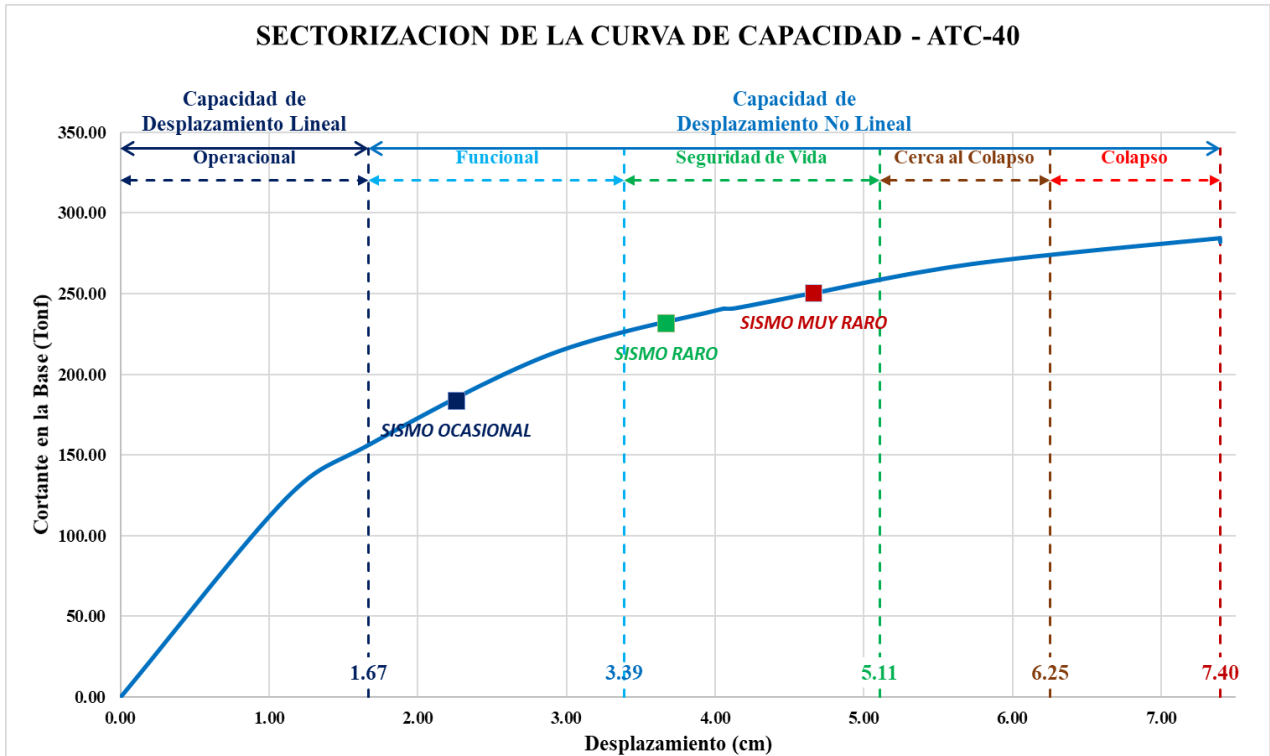


Figura Nro. 155: Ubicación de los puntos de desempeño para distintas solicitaciones sísmicas dentro de la curva capacidad sectorizada según ATC-40.

Tabla 116: Valores de desplazamiento y cortante para diferentes solicitaciones sísmicas ATC -

40

ATC - 40		
TIPO	δ (cm)	V(Tonf)
SISMO OCASIONAL	2.26	183.71
SISMO RARO	3.67	231.47
SISMO MUY RARO	4.67	250.45



CAPITULO V: Discusión

5.1. Contraste de los resultados referente del marco teórico

¿Qué valores de ductilidad global al desplazamiento se puede esperar de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 de la comunidad campesina de Umachurco?

según los autores Roy & Sozen (1964) se considera que la estructura tiene una ductilidad baja cuando los valores de $\mu < 4$, ductilidad media cuando $4 < \mu < 8$ y una alta ductilidad cuando $8 < \mu < 15$. La estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 de la comunidad campesina de Umachurco desarrolla desplazamientos horizontales cuando es sometida a diversos escenarios sísmicos, La ductilidad de la estructura se obtiene relacionando el ultimo desplazamiento con el cual la estructura pierde capacidad y el desplazamiento con el cual la estructura entra en cedencia, La tabla 111 (pág.225) en esta investigación muestra los valores de ductilidad al desplazamiento obtenidos para los distintos escenarios sísmicos de 2.08, 3.17 y 3.72 para los sismos de servicio, diseño y máximo respectivamente por lo cual la estructura posee una ductilidad baja

¿Por qué el periodo fundamental (T_0) de la estructura se incrementa luego de aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover)?

En la tabla N°112 y N°113 (pág. 226) se muestran los periodos efectivos que la estructura adopta a medida que los elementos estructurales se van degradando, lo cual involucra una reducción de rigidez global de la estructura, el periodo es inversamente proporcional a la rigidez como se puede observar en la ecuación N°62 (pág. 216) del marco teórico de esta investigación, por lo que se entiende que para una menor rigidez la estructura tendrá como respuesta estructural un periodo mayor al periodo fundamental.

¿Por qué el desplazamiento objetivo para un sismo de diseño es mayor que para el sismo de servicio y menor para un sismo máximo, luego de aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover)?

El periodo de retorno para un sismo de diseño es de 475 años con una probabilidad de excedencia de 10%, mientras que para el sismo de servicio se tiene un periodo de retorno de 75 años con una probabilidad de excedencia de 50% lo cual representa numéricamente 0.48 veces al sismo de diseño tal como se puede observar en la ecuación N°59 (pág. 209), un sismo máximo posee un periodo de retorno de 975 años y tiene una probabilidad de excedencia del 5% lo que



significa numéricamente que es 1.33 veces el sismo de diseño, esto se verifica según la ecuación N°61. (pág. 198)

¿Cómo es la forma que adapta la curva de capacidad característica en el análisis de estructuras de concreto armado luego de aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover)?

La curva de capacidad es una gráfica que relaciona la fuerza cortante lateral vs el desplazamiento lateral de la estructura cuando es sometida a incrementos de carga sucesivos, según el autor (Toledo, Diseño Sísmico Basado en Desempeño, 2011) esta curva capacidad tiene las siguientes características, la estructura posee una zona lineal que muestra la proporcionalidad existente entre la fuerza cortante y el desplazamiento hasta llegar a un punto denominado estado de cedencia, posterior a ello ya se pierde la proporcionalidad existente entre los parámetros fuerza cortante y desplazamiento y la estructura incursiona en el rango no lineal hasta desarrollar un máximo desplazamiento que significa que posterior a este desplazamiento, la estructura llega al colapso cuando se supera la fuerza cortante límite que origina este máximo desplazamiento. La curva de capacidad que desarrolla la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 de la comunidad campesina de Umachurco luego de aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover) muestra estas características como se puede observar en la figura N°33 (pág. 56).

¿Cómo se verifica la incursión inelástica de la estructura de concreto armado del bloque 01 de la I.E. N°50217 de la comunidad campesina de Umachurco?

El autor Eliud Hernández sostiene que la aparición de la primera rotula es el límite fronterizo del comportamiento lineal y no lineal de la estructura, esta primera rotula está definida como el máximo desplazamiento que muestra la proporcionalidad entre fuerza cortante y desplazamiento, en la presente investigación esto se puede observar en la figura N°142 (pág. 210)

¿Qué magnitudes de capacidad de desplazamiento tiene la estructura de concreto armado del bloque 01 de la I.E. N°50217 de la comunidad campesina de Umachurco en el rango elástico e inelástico y cuáles son los rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño sísmico?

El Comité VISION 2000 del SEAOC propone la metodología para determinar la capacidad de desplazamiento elástico e inelástico a partir de la curva capacidad como se puede observar en

la figura N° 85 y la tabla N°10 (pág. 85) del marco teórico de esta investigación, la capacidad de desplazamiento elástico de la estructura se encuentra es de 1.67cm y la capacidad de desplazamiento inelástico de la estructura se encuentra es de 5.73cm como se puede observar a continuación:

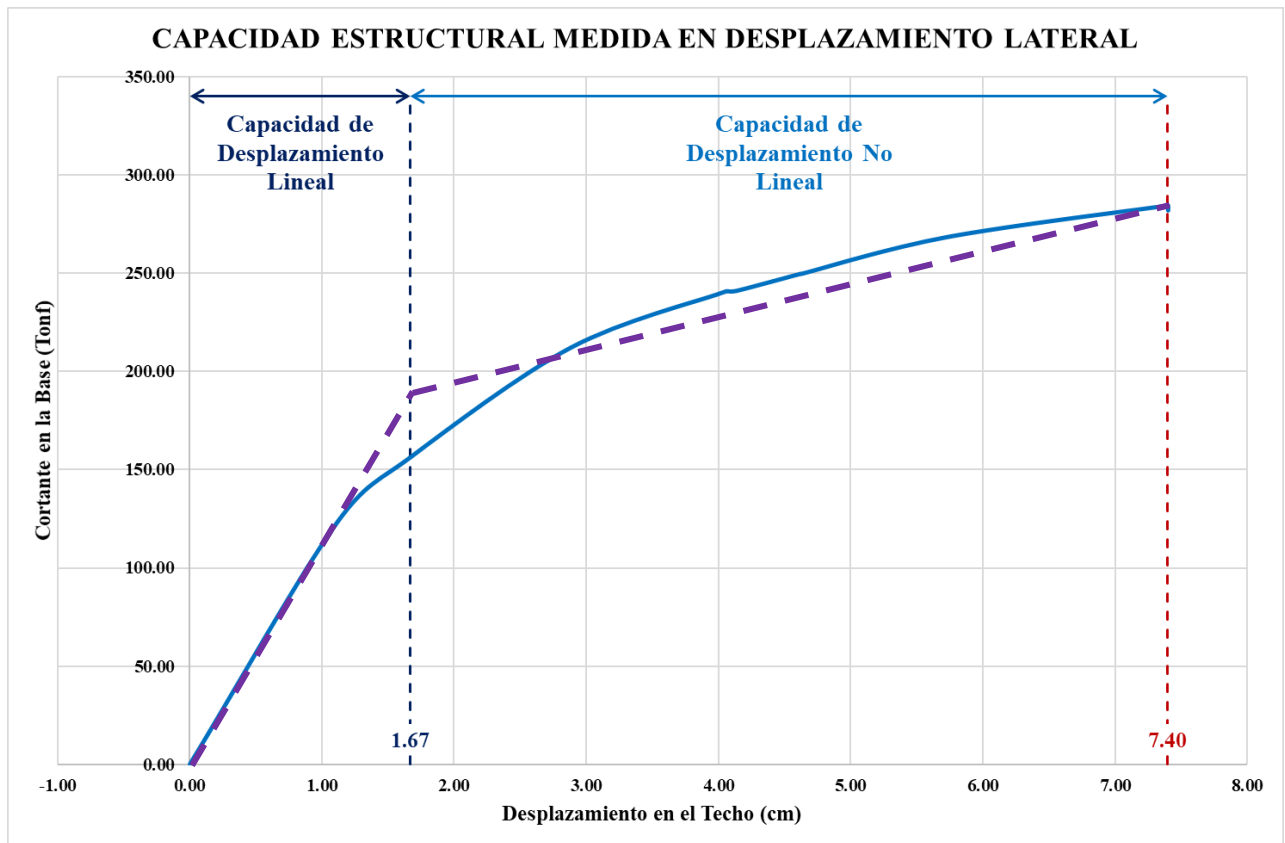


Figura Nro. 156: Capacidad estructural en términos de desplazamiento lateral.

Así mismo en función a la tabla N°10 (pág. 85) del marco teórico se conoce el rango de desplazamiento de la estructura del bloque 01 de concreto armado de la I.E. N°50217 de la comunidad de Umachurco para los diferentes niveles de desempeño como se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 117: Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño sísmico (VISION 2000)

NIVEL DE DESEMPEÑO	RANGO DE DESPLAZAMIENTO	
	DESDE(cm)	HASTA (cm)
OPERACIONAL	0	1.67
FUNCIONAL	1.67	3.39
SEGURIDAD DE VIDA	3.39	5.11
CERCA AL COLAPSO	5.11	6.25
COLAPSO	6.25	7.40

¿Cómo varía las propiedades mecánicas de los materiales para determinar la no linealidad mecánica?

Como se observa en los modelos de comportamiento de los materiales figura N°17 (pág. 35) para el concreto o figura N°21 (pág. 41) para el acero, el comportamiento inelástico o no linealidad mecánica de una estructura como respuesta ante una demanda sísmica tiene origen en las leyes constitutivas de los materiales es decir en los modelos que relacionan los esfuerzos con las deformaciones, a medida que se aumenta el esfuerzo en los elementos estructurales producto de las cargas sísmicas se producen deformaciones en estos, ello hace que los elementos estructurales degraden rigidez hasta llegar a un punto en el que estos pierden capacidad y colapsan.

5.2. Interpretación de los resultados encontrados en la investigación

¿Cuáles son los niveles de desempeño para distintos escenarios de demanda sísmica de la estructura del bloque 01 de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad campesina de Umachurco y como se ubican en la matriz de desempeño propuesta por la SEAOC comité Visión 2000?

A partir de los resultados obtenidos en el capítulo IV para la hipótesis general podemos ubicar los niveles de desempeño hallados para las distintas sollicitaciones sísmicas (diseño, servicio y máximo esperado) en la matriz de desempeño SEAOC Comité Visión 2000 que se presenta en la figura N° 25 (pág. 48) del marco teórico de esta investigación, esta matriz se muestra a continuación en la tabla N° 118 (pág. 232).

Tabla 118: Niveles de desempeño esperados y calculados según SEAOC Comité Visión 2000 para la estructura bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco

		OBJETIVOS PRINCIPALES PARA NIVELES DE DESEMPEÑO EN EDIFICIOS				
		NIVELES DE DESEMPEÑO	OPERACIONAL	OCUPACION INMEDIATA	SEGURIDAD DE VIDA	PREVENCION DEL COLAPSO
SOLICITACION SISMICA	Sismo de Servicio		X	OI		
	Sismo de Diseño			X	SV	
	Sismo Máximo				X	CP

Según la SEAOC Comité Visión 2000 las estructuras esenciales deberían cumplir los siguientes requerimientos de desempeño:

- ✓ Sismo de Servicio: La estructura debería ubicarse en un nivel Operacional.



- ✓ Sismo de Diseño : La estructura debería ubicarse en un nivel de Ocupación Inmediata.
- ✓ Sismo Máximo : La estructura debería ubicarse en Seguridad de Vida.

Es decir que la estructura al ser sometida a un sismo máximo debería dar un tiempo prudente para la evacuación de los ocupantes, salvaguardando la vida de estos.

De los resultados mostrados en la tabla N° 114 se puede observar los niveles de desempeño de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco:

- Sismo de Servicio: Ocupación Inmediata
- Sismo de Diseño: Seguridad de Vida
- Sismo Máximo : Prevención del Colapso.

De lo expuesto se concluye que la estructura no cumple con los criterios de desempeño estructural según los requerimientos mínimos de diseño de SEAOC Comité Visión 2000.

5.3. Aportes de la investigación

¿Cuáles son los aportes de la investigación?

- Se realizó una simulación de análisis sísmico estructural tridimensional en el software de ingeniería estructural SAP 2000 que muestra el comportamiento no lineal de la estructura del bloque 01 de la I.E. N°50217 Umachurco el cual es visualizado de mejor forma mediante la secuencia de formación de rotulas plásticas que definen la forma de degradación de los elementos estructuras determinando el posible mecanismo de falla de la estructura por cada variación de fuerza del patrón de carga monotónica lateral incremental (Cvy).
- En el desarrollo de la investigación se presenta un conjunto de flujogramas didácticos para comprender de mejor manera la secuencia lógica y ordenada para realizar el análisis estático no lineal de cedencia sucesiva Pushover, en el capítulo III se presenta el procedimiento necesario la evaluación del desempeño sismorresistente de una estructura de concreto armado utilizando la metodología de análisis no lineal de cedencia sucesiva Pushover según los lineamientos de FEMA 356 y ATC-40 tales como:
 - Diseño de ingeniería.
 - Definición de patrones de carga lateral



- Ubicación porcentual de rotulas plásticas en vigas y columnas.
 - Selección de la curva capacidad.
 - Niveles de desempeño según FEMA 356 y ATC 40.
- Se elaboró un flujograma para establecer las consideraciones de validación de datos provenientes del ensayo del método de prueba estándar para determinar el índice de rebote del concreto endurecido según la norma ASTM C 805, así mismo con este ensayo se verifico la existencia de homogeneidad de la resistencia a compresión ($f'c$) del concreto endurecido en vigas y columnas en el bloque 01 de la I.E. N°50217 de la comunidad de Umachurco.
- Conociéndose la secuencia de formación de rotulas plásticas se entiende que existen elementos estructurales entre vigas y columnas requieren reforzamiento estructural, por lo que en la medida de que estos resultados sean difundidos, esta información será de gran utilidad para que autoridades locales tomen las debidas acciones necesarias para la atención de la estructura.
- Conociéndose los desplazamientos objetivos para distintos escenarios sísmicos los profesionales involucrados en el área de diseño de estructuras podrán mejorar la capacidad estructural en la etapa de diseño, de esta manera se garantiza obtener una mejor respuesta estructural para distintas sollicitaciones sísmicas.
- En esta investigación se utilizaron una serie de herramientas informáticas para la presentación de datos, cálculos y presentación de resultados tales como Microsoft Excel para la construcción de guías de observación, desarrollo de hojas de cálculo y presentación grafica de resultados; Microsoft Visio para la construcción de flujogramas de trabajo, Autodesk Revit para la construcción del modelo tridimensional y la generación de planos replanteados en las especialidades de arquitectura y estructuras, PTC Mathcad Prime para el cálculo manual de forma ordenada de la definición de sollicitaciones sísmicas y el cálculo manual de la secuencia pasos para determinar los diagramas momento curvatura de los elementos viga.

5.4. Incorporación de temas nuevos que se han presentado durante el proceso de la investigación que no estaban considerados dentro de los objetivos de la investigación

¿Cuál la magnitud del factor de reducción sísmico R adecuado para que la estructura del bloque 01 de la I.E. N° 50217 de la comunidad de Umachurco cumpla con los requerimientos mínimos de diseño según SEAOC Comité Visión 2000?

En el anexo N°27 se puede observar que el factor de reducción sísmica R necesario es de 4.92 para que la estructura cumpla con los requerimientos mínimos de diseño SEAOC Comité Visión 2000, para que la estructura pueda mejorar su comportamiento estructural, ya que este valor por ser menor al que propone la norma peruana de Diseño Sismorresistente E-030 genera una fuerza cortante de diseño mayor, esto quiere decir que el diseño de la estructura será más conservador frente a distintos escenarios de demanda sísmica propuestos por SEAOC Comité Visión 2000.

Figura representación del factor de reducción R asumido = 8 (NTP E-030) y R determinado = 4.92 (FEMA356) respecto al espectro elástico

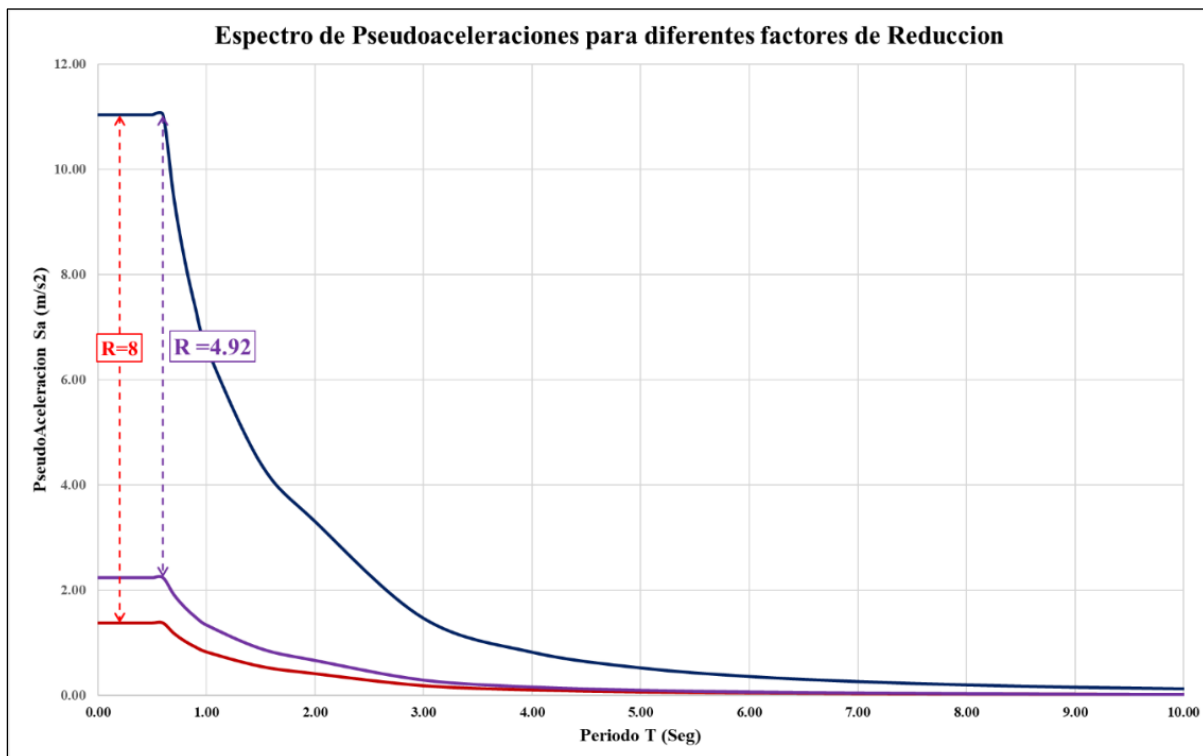


Figura Nro. 157: Factor de reducción calculado vs el factor de reducción asumido por la norma E-030

¿Cuáles son los desplazamientos elásticos e inelásticos que la estructura desarrolla a partir de un análisis estático no lineal de cedencia sucesiva Pushover, cuando la estructura está sometida a diferentes escenarios de demanda sísmica?

Tabla 119: Desplazamientos elásticos e inelásticos que experimenta la estructura frente a distintos eventos sísmicos

Solicitud Sísmica	Desplazamiento del Punto de Desempeño	Deriva Total	Ductilidad	Desplazamiento Cedente	Deriva Elástica	Desplazamiento Inelástica	Deriva Inelástica
	cm			cm		cm	
Sismo de Servicio	2.45	0.3800	2.08	1.18	0.1824	1.27	0.1976
Sismo de Diseño	4.92	0.7631	3.22	1.53	0.2371	3.39	0.5260
Sismo Maximo	6.53	1.0116	3.92	1.67	0.2583	4.86	0.7533

Para el sismo de servicio la estructura desarrolla un desplazamiento en el nodo de control de 2.45cm del cual 1.18cm corresponde al desplazamiento lineal y 1.27cm corresponde al desplazamiento inelástico.

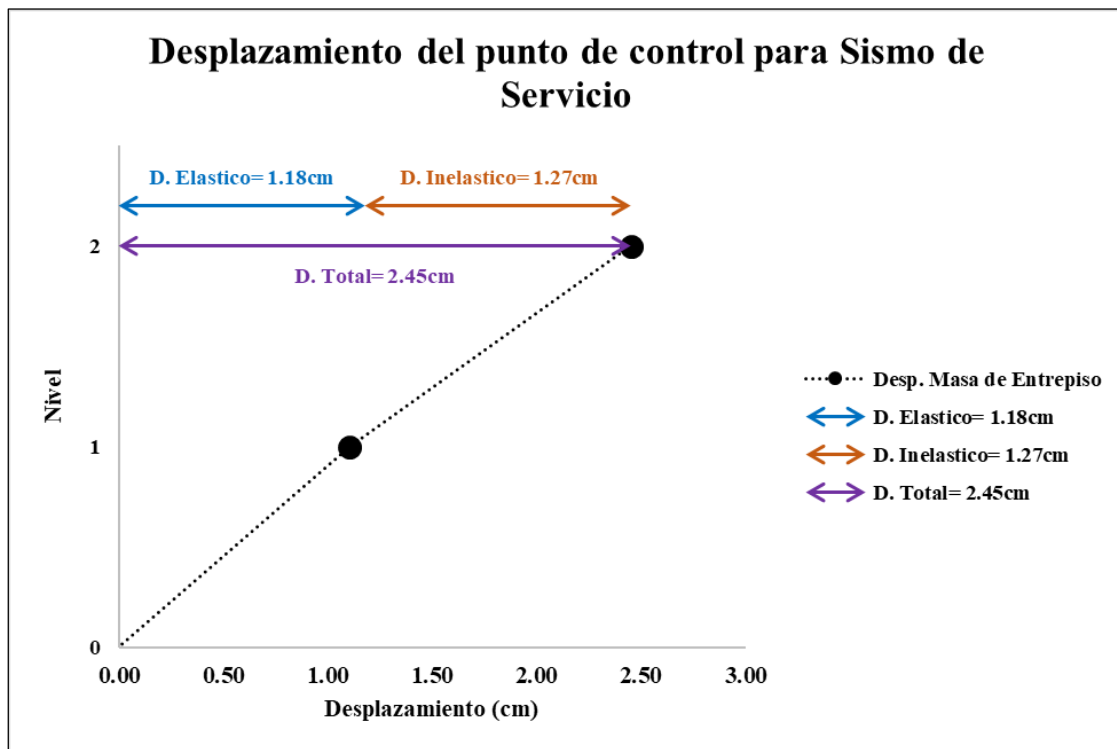


Figura Nro. 158: Representación de los desplazamientos elástico e inelástico en el nivel tope de la estructura

De igual forma se determinó que para un sismo de diseño el desplazamiento elástico llega a 1.53cm y desarrolla un desplazamiento inelástico de 3.39cm haciendo que la estructura desarrolle un desplazamiento total de 4.92cm.

Finalmente se calculó que la estructura desarrolla un desplazamiento total de 6.53cm de los cuales 1.67cm es el desplazamiento elástico y 4.86cm es el desplazamiento inelástico para el sismo máximo.

5.5.¿Cuál es el porcentaje de agrietamiento en función de la rigidez efectiva que presentara la estructura luego de ser solicitada ante una máxima demanda sísmica?

Tabla 120: Porcentaje de agrietamiento en la estructura para una sollicitación extrema

DEMANDA SISMICA	Ki	Ke MANUAL	Ke SAP2000	% AGRIETAMIENTO
SISMO MAXIMO	139.73	111.73	110.64	20.819%

El porcentaje de agrietamiento que presentará la estructura en función a su rigidez inicial calculada para una demanda sísmica máxima estará en el orden del 20.82%, lo cual quiere decir que luego de un sismo máximo solo un 20.82% de la rigidez global de la estructura se verá comprometida.

5.6.¿Cuál es la ecuación característica de la curva capacidad del modelo estructural del bloque 01 de la I.E. N°50217 de la comunidad de Umachurco, que relaciona la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral de control?

La ecuación característica de la curva capacidad del modelo estructural del bloque 01 de la I.E. N°50217 de la comunidad de Umachurco se presenta a continuación:

$$Y = 0.00901x^5 - 0.37402x^4 + 5.35254x^3 - 37.01060x^2 + 143.70886x + 0.22022 \quad (65)$$
$$R^2 = 0.99979$$

Con esta ecuación N°65 se puede calcular la fuerza cortante en función al desplazamiento siendo Y= Fuerza cortante en Ton, y X= Desplazamiento lateral en cm, esta ecuación calculada con la asistencia del software Microsoft Excel es validada mediante el coeficiente de correlación R^2 cuyo valor es próximo a la unidad, lo cual indica un buen grado de asociación entre la fuerza cortante y el desplazamiento.

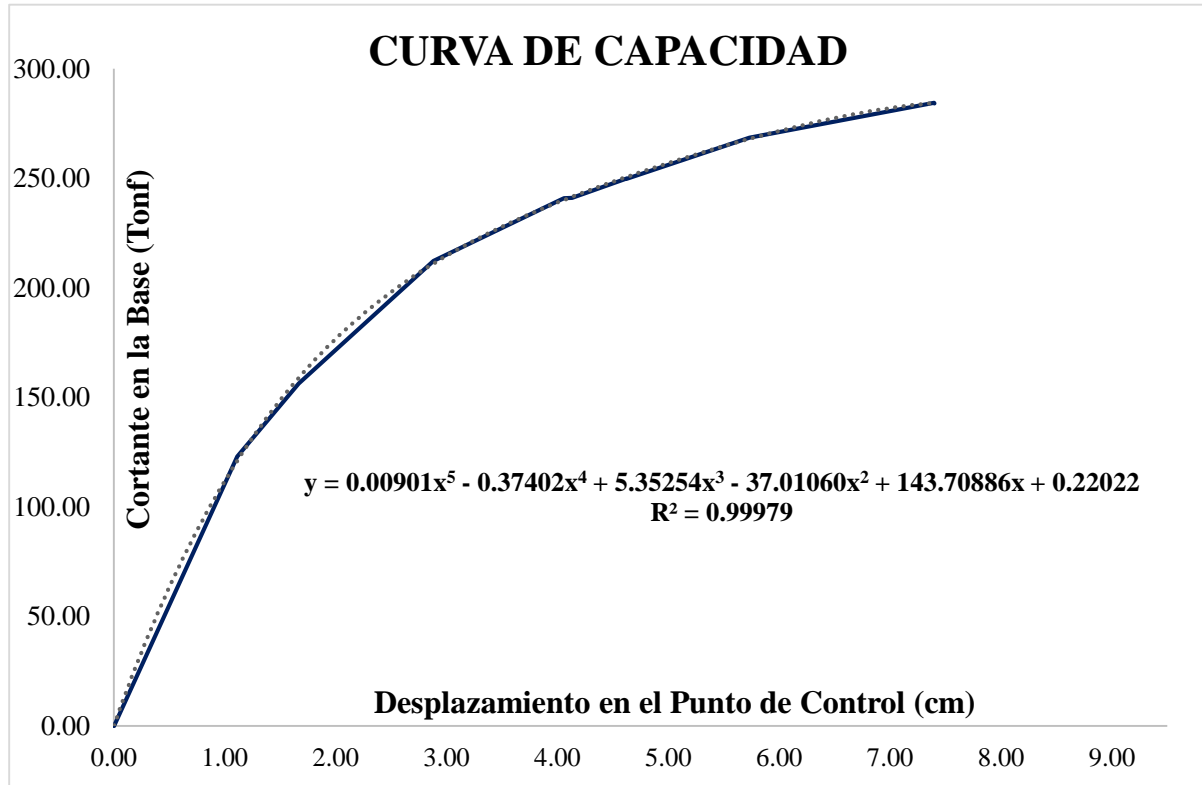


Figura Nro. 159: Representación de la ecuación característica en la curva capacidad

Una forma de verificación de la ecuación característica es remplazando los valores de desplazamiento en la ecuación característica con la finalidad de verificar los valores de la fuerza cortante tal como se muestra a continuación en la tabla:

Tabla 121: Fuerza cortante calculada para cada punto en la ecuación característica

Paso	CAPACIDAD		
	Di (cm)	V (Tonf)	V (Tonf) Calc
0	0.00	0.00	0.22
1	1.11	122.93	120.99
2	1.67	156.26	158.93
3	2.88	212.23	211.10
4	4.02	240.11	239.38
5	4.06	240.89	240.11
6	4.13	241.04	241.54
7	4.62	249.77	250.54
8	4.62	249.66	250.56
9	5.73	268.53	267.96
10	7.40	284.52	284.31
11	7.40	284.17	284.31



Glosario

- **FEMA 356:** Norma Americana “Prestandar and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building” la cual contempla la evaluación por desempeño a través del método de los coeficientes máximos de desplazamiento.
- **ATC-40:** Norma Americana “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” la cual contempla los procedimientos para determinar el nivel de desempeño de una estructura con el método espectro capacidad.
- **Patrones de carga lateral:** son las fuerzas que se aplican a la estructura para evaluar su comportamiento mediante el método Pushover estos son distribución en función al primer modo de vibración, distribución proporcional a la masa, distribución proporcional a las fuerzas de piso, distribución rectangular uniforme de fuerzas laterales y distribución triangular de fuerzas laterales.
- **Capacidad:** se refiere al comportamiento optimo que puede tener una estructura frente a diferentes sollicitaciones sísmicas, la capacidad expresa la deformación de los componentes estructurales respecto de las fuerzas cortantes.
- **Curva capacidad:** Se refiere a la relación entre el desplazamiento de la estructura (D) respecto de la carga lateral impuesta a la estructura (V)
- **Demanda sísmica:** se refiere a las diferentes sollicitaciones sísmicas: sismo de diseño, sismo de servicio y sismo máximo esperado para diferentes periodos de retorno.
- **Rotulas plásticas:** Son las zonas equivalentes al daño estructural donde se concentra toda la deformación después que la estructura es solicitada ante una demanda sísmica, estas rotulas plásticas corresponden a una longitud plástica denominada L_p la cual se aproxima de un 40% a 50% veces el peralte de la sección del elemento estructural.
- **Diagrama momento curvatura:** Es la gráfica que expresa la capacidad que tiene un elemento estructural de deformación antes de llegar al colapso, de este diagrama se puede obtener información de la ductilidad del elemento estructural, curvatura de cedencia, curvatura ultima y con estas determinar la máxima capacidad a flexión en el caso de vigas y flexocompresión en el caso de columnas M_u .
- **Ductilidad:** La ductilidad es la capacidad que tiene un elemento estructural, componente estructural o sistema estructural de obtener desplazamientos largos y/o ciclos de carga y



descarga que llevan al elemento a la deformación más allá del rango elástico (límite de fluencia) sin llegar a la falla abrupta, es decir mantener la deformación con sin llegar a la degradación que ocasione el colapso del elemento.

- **Ductilidad por curvatura local:** es la capacidad de ductilidad de la sección que relaciona la curvatura ultima con la curvatura de fluencia, se entiende que cuanto más alto sea este valor el elemento estructural tiene mayor capacidad de disipar energía y redistribuir los momentos, obteniendo un mejor comportamiento frente a demandas sísmicas severas.
- **Análisis Pushover:** Es el método de análisis no lineal el cual consiste en solicitar a una estructura con diferentes patrones de carga lateral hasta que esta pueda alcanzar su máxima capacidad llamada también estado de colapso la cual se puede observar en la curva capacidad que se obtiene con este método.
- **Nudo de control:** se refiere al nudo en el cual se dará lectura a cada desplazamiento ocurrido debido a la acción de las fuerzas laterales, este puede ser el centro de masas de la estructura o un punto en el tope de la estructura.
- **Punto de desempeño:** es el punto de fluencia con el cual la estructura incursiona en el rango inelástico, se puede determinar con el método de los coeficientes usan la propuesta del FEMA 356 o con el método de espectro capacidad usando la propuesta del ATC 40.
- **Fluencia efectiva:** el punto de fluencia efectiva representa la cantidad en la cual un número de elementos estructurales o componentes estructurales han fluido y la estructura global comienza a incursionar en las deformaciones inelásticas.
- **Nivel de desempeño:** Es el estado con el cual se describe el daño que sufre una estructura, FEMA 356 y ATC 40 describen los diversos niveles de desempeño que puede tener una estructura.



Conclusiones

Conclusión N°01

La hipótesis general se verifica parcialmente correcta, *“Los niveles de desempeño frente a diferentes solicitaciones sísmicas, aplicando el AENL de cedencia sucesiva (Pushover) de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco- San Salvador, describen una condición límite de daño, para un sismo de servicio el nivel de desempeño se establece dentro de ocupación inmediata, para un sismo de diseño y un sismo máximo el nivel de desempeño se establece entre ocupación inmediata y seguridad de vida, tomando en consideración los lineamientos de los documentos FEMA 356 y ATC 40”*

FEMA 356

- Para el sismo de servicio la estructura tiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata, se verifica la hipótesis general.
- Para el sismo de diseño la estructura tiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata, se verifica la hipótesis general.
- Para el sismo máximo la estructura tiene un nivel de desempeño cerca al colapso, no se verifica la hipótesis general

ATC-40

- Para el sismo ocasional (Servicio) la estructura tiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata, se verifica la hipótesis general.
- Para el sismo raro (diseño) la estructura se encuentra en seguridad de vida, se verifica la hipótesis general.
- Para el sismo muy raro (máximo) la estructura se encuentra en seguridad de vida, se verifica la hipótesis general.

**Conclusión N°2:**

Se logró demostrar la sub hipótesis N°01 *“La magnitud del desplazamiento lateral máximo con la cual la estructura experimenta su máxima capacidad estructural (colapso) luego de aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover), tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356, ATC 40 fluctúa en un rango de 0.05m a 0.10m con una fuerza cortante que se modifica en un rango de 250 Ton a 560 Ton”*

Según la figura N°152 (pág. 223) el desplazamiento que desarrolla la estructura luego de aplicar el análisis estático no lineal de cedencia sucesiva Pushover es de 7.40cm el cual fue generado por una fuerza cortante de 282.06Ton.

Conclusión N°3:

Se verifica parcialmente la sub hipótesis N°02 *“La magnitud de desplazamiento lateral y fuerza cortante con la que se encuentra el punto de desempeño en la curva de capacidad de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco - San Salvador al aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356 y ATC 40 se modifican en un rango de 0.025 m a 0.075 m para el desplazamiento lateral de con una fuerza cortante que fluctúa entre 250 Ton a 500Ton.”*

FEMA 356

- Para un sismo de servicio el punto de desempeño tiene un desplazamiento lateral evaluado en el nodo de control de 2.45cm con una fuerza cortante de 192.37Ton. Lo cual no cumple con la sub hipótesis N°02
- Para un sismo de diseño el punto de desempeño tiene un desplazamiento lateral evaluado en el nodo de control de 4.92cm con una fuerza cortante de 254.81 Ton. Lo cual cumple con la sub hipótesis N°02
- Para el sismo máximo el punto de desempeño tiene un desplazamiento lateral evaluado en el nodo de control de 6.53cm con una fuerza cortante de 276.16 Ton. Lo cual cumple con la sub hipótesis N°02.



ATC-40

- Para el sismo ocasional el punto de desempeño tiene un desplazamiento lateral evaluado en el nodo de control de 2.26cm con una fuerza cortante de 183.71 Ton. Lo cual no cumple con la sub hipótesis N°02
- Para el sismo raro el punto de desempeño tiene un desplazamiento lateral evaluado en el nodo de control de 3.67 cm con una fuerza cortante de 231.47 Ton. Lo cual no cumple con la sub hipótesis N°02
- Para el sismo muy raro el punto de desempeño tiene un desplazamiento lateral evaluado en el nodo de control de 4.67 cm con una fuerza cortante de 250.45 Ton. Lo cual cumple con la sub hipótesis N°02

Conclusión N°4:

Se verifica la sub hipótesis N°03 *“La magnitud de la fuerza cortante con la cual se inicia la incursión inelástica (Aparición de la primera rotula plástica) de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco- San Salvador al aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356, ATC 40 se modifica en un rango de 100 Ton a 300 Ton.”*

La aparición de las primeras 24 rotulas plásticas después de haber aplicado el análisis estático no lineal de cedencia sucesiva Pushover que determinan el inicio de la incursión inelástica de la I.E. N°50217 de la comunidad campesina de Umachurco se generaron con un desplazamiento lateral de 1.11 cm en el nodo control cuando el incremento de la fuerza monotónica lateral fue de 122.93 Ton.

Conclusión N°5:

Se verifica la sub hipótesis N° 04 *“El ratio de ductilidad de desplazamiento, de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco- San Salvador fluctúa en un rango de $\mu= 1.5$ a $\mu= 5.5$. Luego de aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356.”*

Las ductilidades determinadas según los lineamientos de FEMA 356 son de 2.08, 3.17 y 3.72 para los sismos de servicio, diseño y máximo respectivamente.

**Conclusión N°6:**

Se verifica parcialmente la sub hipótesis N° 05 “*La magnitud del periodo efectivo oscila en un rango del 2% a 20% en relación a la magnitud del periodo fundamental de la estructura de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad de Umachurco - San Salvador, luego de aplicar el AENL de cedencia sucesiva (Pushover) tomando en consideración los lineamientos del documento FEMA 356, ATC 40.*”

- Las variaciones de la magnitud del periodo efectivo respecto al periodo fundamental de la estructura son de 12%, 12% y 12% para los sismos de servicio, diseño y máximo respectivamente según los lineamientos de FEMA 356. se verifica la sub hipótesis N°05.
- Las variaciones de la magnitud del periodo efectivo respecto al periodo fundamental de la estructura son de 27%, 45% y 60% para los sismos ocasional, raro y muy raro respectivamente según los lineamientos del ATC-40.

Conclusión N°7:

No se verifica la sub hipótesis N°06 “*El ratio de aproximación de los resultados de máxima distorsión del análisis lineal según la norma E-030 fluctuara entre un 3% a 30% respecto de los resultados máximos de distorsión de un análisis no lineal según los lineamientos de FEMA 356.*”

- Las distorsiones de entrepiso para el sismo de servicio son de 8.01% en el nivel 01 y de 13.04% en el segundo nivel el cual cumple con la sub hipótesis N°06.
- Las distorsiones de entrepiso para el sismo de diseño son de 4.45% en el nivel 01 y de 43.51% en el segundo nivel el cual no cumple con la sub hipótesis N°06.
- Las distorsiones de entrepiso para el sismo máximo son de 60.87% en el nivel 01 y de 56.22% en el segundo nivel el cual no cumple con la sub hipótesis N°06.



Recomendaciones

- Se recomienda a la Universidad Andina del Cusco la adquisición de la licencia de funcionamiento del software CSI SAP 2000 debido a que las licencias de versión estudiante tienen un periodo bastante corto de plazo de funcionamiento y algunas funciones en el software son limitadas, para realizar investigaciones que usan mayores recursos computacionales es necesario adquirir la licencia de funcionamiento, así mismo se recomienda incentivar a los estudiantes de la universidad con capacitaciones y/o seminarios a investigar en las diversas metodologías de análisis sísmico no convencionales en nuestro medio, como es el caso del análisis y diseño sísmico por desempeño, también se recomienda la adquisición de las normativas americanas “Prestandar and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building” FEMA 356 y Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ATC-40 para fomentar en la población estudiantil el diseño y evaluación sísmica por desempeño ya que con este se tiene un diseño sísmico más próximo a la realidad.
- Se recomienda probar la metodología de Análisis Estático No Lineal Pushover en edificios de categoría C y de mayor altura para observar el comportamiento estructural y determinar el nivel de desempeño de estas.
- Se recomienda realizar la metodología de evaluación sísmica por desempeño en estructuras de la misma categoría, pero con sistema estructura de albañilería confinada.
- Se recomienda como siguiente paso a esta investigación el estudio de los costos y reparaciones empleadas por la metodología HAZUS para estructuras de las mismas características.
- Se recomienda realizar el análisis sísmico dinámico incremental (IDA) en estructuras de la misma categoría

**Bibliografía**

- Aguiar, R. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios*. Valle de los Chillos, Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército.
- ATC 40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California: SEISMIC SAFETY COMMISSION.
- Bazán, E., & Meli, R. (2004). *Diseño Sísmico de Edificios*. Mexico (Mexico): Limusa.
- Chavez, X. (2017). *Evaluación por desempeño mediante un análisis no lineal estático del módulo I, del bloque A, del hospital Daniel Alcides Carrion, de la provincia de Huancayo, Región Junín*. Huancayo: Universidad Continental.
- Chunque, J. (2013). *Nivel de desempeño sísmico del edificio "A" de la Universidad Privada del Norte - sede Cajamarca*. Cajamarca: Universidad Privada de Cajamarca.
- Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). Espectros de Respuesta y de Diseño. *Guía de Estudio-Ingeniería Sismorresistente*, 22.
- Duarte Bonilla, C. E., Martínez Chavarria, M. E., & Santamaría Díaz, J. J. (2017). *Análisis Estático No Lineal (Pushover) del cuerpo Central del Edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador*. San Salvador: Universidad de El Salvador.
- FEMA 356. (2000). *Prestandar and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington: Federal Emergency Management Agency.
- Fernández Villegas, J. A., & Navarro López, C. E. (2006). *Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Seis pisos Diseñado con las Normas Peruanas de Edificaciones*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Hernández, A. (2010). Proceso FEMA 356 Y ATC 40. *Análisis No Lineal Estático "Pushover" Base Teórica y Aplicación Usando el Programa ETABS*.
- Hernández, E. (2017). ¿Que Implica el uso de un Espectro de Diseño Inelástico? *Inesa*, 1-7.
- Hernández, E. (2017). *Diagramas Momento Curvatura*. INESA ADIESTRAMIENTO.
- Hernández, E., & Villamizar, L. (2017). *Diseño por Desempeño Sísmico de Edificaciones. Inesa- Adiestramiento*.
- Hernández, J. A., & Míeles, Y. (2015). *Comportamiento de Secciones de Hormigón Armado Sometidas a Flexión Reforzadas con Barras de Acero o PRF*.
- Intor Villaty, K., & Martos Ramírez, C. J. (2017). *Desempeño Sísmico del Módulo A de la I.E. San Ramón en la ciudad de Cajamarca*. Cajamarca: Universidad Privada del Norte.
- Medina, E. (2010). *Evaluación de Métodos de Análisis Inelástico en SAP 2000 para Estructuras de Hormigón Armado*. Santiago.
- Merino, L. E. (2013). *Desempeño Sismorresistente del Edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca*. Cajamarca: Tesis para optar el título de Ingeniero Civil- Universidad Nacional de Cajamarca.



- Ottazzi, G. (2011). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: EDIGRAFASA S.R.L.
- Paredes, M. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal*. Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Park, R., & Paulay, T. (1983). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Mexico: Editorial Limusa.
- Paulay, T., & Priestley Nigel, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: WILEY.
- Ramirez, J. (2014). *Desempeño Sismorresistente del Modulo C del Mercado de Abastos de los Baños del Inca. Cajamarca*. Cajamarca: Tesis para optar el título de Ingeniero Civil- Universidad Nacional de Cajamarca.
- Recuero, A., & Equipo de Investigación. (s.f.). *Análisis no lineal y rediseño de estructuras de edificación de hormigón armado. Métodos Avanzados de Análisis y Ensayos de Estructuras*.
- Ruiz, J. O. (2018). *Estimación de Pérdidas por Sismos Mediante Funciones de Fragilidad Analíticas: Caso de Dos Pabellones Universitarios del Cusco*. Lima: Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil - PUCP.
- SEAOC (Structural Engineers Association of California). (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (SEAOC Blue Book)*. California.
- Soto, M. J. (2009). *Diseño Sísmico por Desempeño Aplicando a un Edificio de Hormigón Armado*. Valdivia: Universidad Austral de Chile.
- Toledo, V. (2011). *Análisis No Lineal de Elementos de Concreto Armado, La ingeniería Sísmica basada en Desempeño*.
- Toledo, V. (2011). *Diseño Sísmico Basado en Desempeño*. Lima: Ingeniería sísmica y estructural.
- Vergara Luna, V. A., & Zevallos Esquivel, M. C. (2014). *Análisis Sísmico por Desempeño Estático No Lineal de un Edificio de 6 Niveles en la Ciudad de Trujillo, La libertad*. Trujillo: Tesis de Pregrado- Universidad Privada Antenor Orrego.
- Vision 2000. (1995). *A framework for performance based structural engineering*. California: SEAOC.
- Wakabayashi, M., & Martínez, E. (1988). *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*. Mexico: MCGRAW-HILL.