

Límites de desempeño en el diseño de edificios de hormigón armado utilizando una estructura equivalente SDOF

Ordóñez J.*; Aguirre F.**; Oyola J.***

*Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, Ecuador
e-mail: jlordonez@utmachala.edu.ec

**Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, Ecuador
e-mail: faguirre@utmachala.edu.ec

***Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, Ecuador
e-mail: eoyola@utmachala.edu.ec

RESUMEN:

Este artículo, presenta los resultados de la aplicación del método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos DDBD en edificios regulares de hormigón armado aportricados y edificios con muros de corte. Es así que, a través este método alternativo se obtiene las acciones en los elementos y mediante criterios de diseño por capacidad se pueden definir dimensiones y armaduras de columnas, vigas, y muros. Luego utilizando un programa mediante elementos finitos se asignan cargas gravitacionales, cargas sísmicas, mecanismos de disipación de energía y se realiza un Análisis Estático No Lineal para validar el nivel de desempeño de los edificios previamente diseñados.

Palabras clave: Diseño sísmico, desplazamiento, hormigón armado, diseño por capacidad, nivel de desempeño.

ABSTRACT:

This article presents the results of the application of the direct method of seismic design based on DDBD displacements in regular reinforced concrete buildings and buildings with cut walls. Thus, through this alternative method the actions in the elements are obtained and by means of design criteria by capacity, dimensions and reinforcements of columns, beams, and walls can be defined. Then using a program using finite elements, gravitational loads, symmetrical loads, energy dissipation mechanisms are assigned and a Nonlinear Static Analysis is performed to validate the performance level of previously designed buildings.

Keywords: Seismic design, displacement, reinforced concrete, capacity design, performance level.

Introducción

Las regulaciones actuales están definidas principalmente a través de teorías probabilísticas que consideran una excitación sísmica sin tomar directamente en cuenta riesgos de daño y colapso. Los procedimientos de diseño definidos de esa manera son bien aceptados y entre otras cosas, tienen una larga tradición. Es importante señalar que estos procedimientos permiten la verificación de desplazamientos y derivas de las estructuras únicamente al final de un análisis, sin una percepción real del nivel de afectación de la edificación.

En medio de diferentes procedimientos desarrollados en términos de Diseño Basado en Desempeño, los avances más significativos se muestran en un procedimiento llamado **Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)**, que fue desarrollado sobre la base de los trabajos de Priestley, M. Este procedimiento está basado y mostrado determinísticamente como muy racional y eficaz en el diseño y análisis estructural ya que controla los desplazamientos para un nivel de amenaza sísmica dada, interviniendo en el nivel de daño y el riesgo de colapso que puede incurrir la estructura. Es importante mencionar que el método se define principalmente como post-elástico.

Este trabajo muestra los fundamentos de la teoría y aplicación de DDBD en casos simples de estudio, el método propuesto ha sido aplicado en edificios de hormigón armado de configuración regular, uno aporricado y otro con muros de corte, de doce pisos y localizados en la ciudad de Quito. Los resultados obtenidos muestran que el procedimiento DDBD permite el cumplimiento de los objetivos de desempeño propuestos.

Materiales y Métodos

El DDBD está desarrollado ampliamente con el objetivo de corregir posibles deficiencias en análisis y diseños hechos con procedimientos basados en fuerzas. Particularmente cuando se aplica a estructuras de hormigón en lo referente a la selección de la rigidez apropiada del miembro, considerándose importante hacer una buena estimación de la rigidez de un elemento ya que las fuerzas inducidas por sismos se distribuyen entre los elementos estructurales proporcionalmente a sus rigideces. Esto gana importancia cuando en análisis de estructuras de hormigón se necesita decidir si tomar en cuenta la rigidez agrietada o no agrietada de distintos miembros.

Otro aspecto con métodos de diseño basado en fuerzas es al instante de calcular el periodo de vibración que por lo general se toma como bajo. Períodos naturales bajos conducen a mayores fuerzas sísmicas que a su vez conducen a elementos estructurales robustos y/o, a una mayor cantidad de acero de refuerzo. En los procedimientos de diseño basado en fuerzas este enfoque es considerado como de lado de la seguridad. Sin embargo, dicha subestimación del periodo de vibración tiene el efecto contrario ya que los desplazamientos, calculados en base de periodos pequeños irrealmente pequeños, son también irrealmente pequeños, Fig. 1. Si consideramos que la capacidad de desplazamiento, en comparación a la resistencia, es una característica clave en la definición del comportamiento inelástico, es obvio que no estamos en el lado de la seguridad con periodos de vibración más bajos.

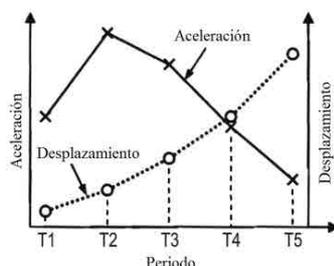


Figura 1. Espectro de respuesta elástico

Los fundamentos del método DDBD se muestran en la Fig. 2, que inicialmente define el perfil de desplazamiento objetivo de la estructura de múltiples grados de libertad en base a las consideraciones del nivel de desempeño (deformación unitaria del material o límites de derivas) y luego se obtiene a partir de ahí el desplazamiento de diseño Δ_d de la estructura sustituta de un grado de libertad (SDOF).

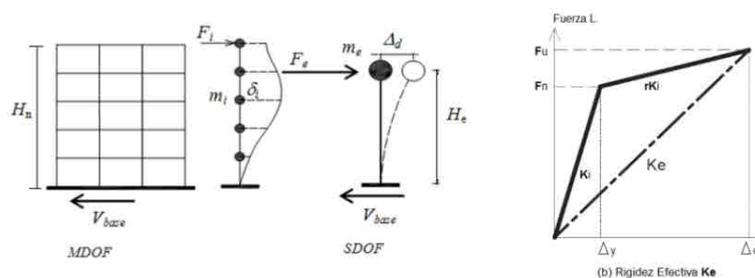
Mientras que el diseño sísmico basado en fuerzas caracteriza a una estructura en términos de elástica, pre-fluencia, propiedades (rigidez inicial K_i , amortiguamiento elástico), el DDBD caracteriza la estructura por rigidez secante K_e en el máximo desplazamiento Δ_d (Fig. 2b), y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} , representativo del amortiguamiento elástico combinado y la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica (Priestley, M., Calvi, G., Kowalsky, M., 2007). Por lo tanto, como se muestra en la Fig. 2c, para un nivel dado de demanda de ductilidad, a la estructura se le asignará un determinado nivel de amortiguamiento viscoso equivalente según su tipología (Priestley et al., 2007). Con el desplazamiento de diseño en la respuesta máxima determinado a partir de un estado de desempeño deseado, y el amortiguamiento correspondiente estimado desde la demanda de ductilidad esperada, el periodo efectivo T_e en el desplazamiento máximo de respuesta, medido en la altura efectiva H_e (Fig. 2a) puede ser leído desde un conjunto de espectros de desplazamientos para diferentes niveles de amortiguamiento, como se puede notar en Fig. 2d. (Priestley et al., 2007)

Por lo tanto, el modelado de estas estructuras se lleva a cabo mediante el uso de un bilineal, diagrama elastoplástico fuerza-desplazamiento para un modelo sustituto SDOF. Se aproxima la estructura de múltiples grados de libertad en la respuesta pico, así la rigidez efectiva de la estructura es significativamente menor que para una estructura “elástica”. Además, el comportamiento inelástico está representado por un amortiguamiento equivalente estructural que es tomado para corresponder a un nivel de demanda de ductilidad de desplazamiento, basado en las capacidades de disipación de energía de la estructura y sus materiales. Apoyado en esto y en el desplazamiento de diseño predefinido es posible determinar el periodo efectivo T_e a partir del espectro de respuesta de desplazamiento en el máximo desplazamiento Δ_d . La rigidez secante efectiva se puede determinar mediante el uso de ecuaciones simples definidas para un sistema SDOF:

$$K_e = 4 \cdot \pi^2 \cdot m_e / T_e^2 \quad (1)$$

Donde m_e es la masa efectiva participante en el primer modo inelástico de vibración estructural. Entonces, de acuerdo a la Fig. 2, la fuerza de cortante basal de diseño es igual a (Priestley et al., 2007):

$$F = V_{Base} = K_e \cdot \Delta_d \quad (2)$$



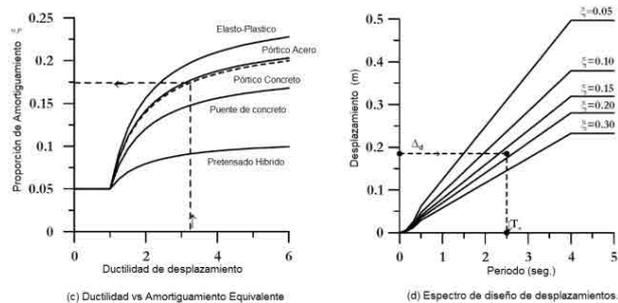


Figura 2. Fundamentos del DDBD (Priestley et al., 2007)

La rigidez de regiones críticas predefinidas (rótulas plásticas) es determinada directamente a través de los criterios límites de desempeño (ductilidad de desplazamiento), que además se combina con procedimientos de diseño por capacidad para asegurar la formación de rotulas plásticas en ubicaciones predefinidas evitando así la formación de otros modos de deformación inelástica que podría resultar en falla frágil.

La mayor parte de la complejidad que existe en DDBD se relaciona a la determinación del sistema SDOF equivalente, determinación del desplazamiento de diseño y desarrollo del espectro de respuesta de desplazamiento. Una atención especial debe prestarse a la distribución adecuada de la fuerza de corte basal y al análisis de la estructura bajo la fuerza sísmica distribuida.

Discusión de Resultados.

Dos edificios de hormigón armado de 12 pisos y con diferente sistema estructural (aporticado y aporticado con muros) son diseñados basados en los enfoques del DDBD mencionados y de acuerdo con las siguientes consideraciones.

Las estructuras observadas son de tres vanos (cada uno de ellos con 6 m de ancho), tomadas como edificios de oficinas con configuración regular en planta y elevación, situadas en una zona sísmica "V" cuya caracterización del peligro sísmico es "alta" con perfil de suelo tipo "C" y de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2014). Las propiedades de los materiales son como siguen:

Tabla 1. Propiedades de los materiales

CONCRETO			ACERO DE REFUERZO	
Resistencia a la compresión	Módulo de elasticidad $E_c = 12000 \cdot (f'_c)^{0.5}$	Peso volumétrico	Esfuerzo nominal de fluencia	Módulo de elasticidad
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 173897 \text{ Kg/cm}^2$	$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$E_s = 2'040.000 \text{ Kg/cm}^2$

Se supone que los edificios se empotran a nivel del suelo. La cimentación no está incluida en los modelos analíticos desarrollados.

Caso de estudio 1 – Edificio aporticado de hormigón armado.

El DDBD es aplicado al pórtico "2" de la estructura aporticada de doce pisos con altura de entrepiso $h_{e1}=4 \text{ m}$ y $h_{e2-12}=3,1 \text{ m}$, y geometría según se muestra en Fig. 3.

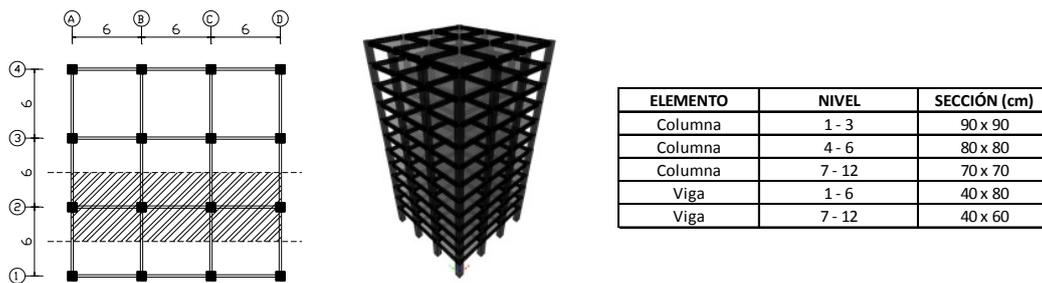


Figura 3. Edificio aporticado de 12 pisos.

La sección transversal de los elementos tipo vigas y columnas utilizadas para el enfoque DDBD presentados en la figura anterior se obtuvieron preliminarmente con el método basado en fuerzas y luego se ajustaron a las demandas sísmicas obtenidas de la aplicación del método basado en desplazamientos, este ajuste obedeció a que los cortante de piso encontrados ocasionaban cuantías de refuerzo elevadas en el caso de las vigas de plantas bajas. Con esta ya definido se procedió a desarrollar el método “DDBD” mediante los siguientes pasos generales:

Paso 1: Selección de límites de comportamiento.- Con fines de diseño se usa el estado límite de “seguridad de vida” definido por la NEC en un valor del 2% como límite impuesto para las derivas de piso.

ε_y = Deformación de fluencia del refuerzo longitudinal de la sección.

$$\varepsilon_y = \frac{1,1 f_y}{E_s} = \frac{1,1 \times 4200}{2040000} = 0,0023 \quad (3)$$

θ_y = Deriva de fluencia del piso para pórticos de concreto reforzado.

$$\theta_y = 0,50 \varepsilon_y \cdot \left(\frac{L_b}{h_b}\right) = 0,50 (0,0023) \cdot \left(\frac{600}{80}\right) = 0,0085 \quad (4)$$

Paso 2: Desplazamiento de diseño del sistema equivalente. - De acuerdo a Priestley et al., (2007), para edificios aporticados el desplazamiento de diseño de la estructura substituta SDOF por lo general se rige por un límite de deriva especificada en las plantas inferiores del edificio. Así, se ubica el desplazamiento del entrepiso crítico “ Δ_c ” en el primer piso, definido por el límite permisible de deriva:

$$\Delta_c = \Delta_1 = 0,02 \times 4,0 = 0,080 \text{ m} \quad (5)$$

Se determina la configuración deformada asociada al primer modo del comportamiento inelástico del sistema “ δ_i ”, mediante la ecuación asignada a edificio de más de 4 niveles:

$$\delta_i = \frac{4}{3} \cdot \frac{H_i}{H_n} \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n}\right) \quad n > 4 \quad (6)$$

$$\delta_1 = 0,1363; \delta_2 = 0,2369; \delta_3 = 0,3331; \delta_4 = 0,4248; \delta_5 = 0,5122; \delta_6 = 0,5951$$

$$\delta_7 = 0,6736; \delta_8 = 0,7477; \delta_9 = 0,8174; \delta_{10} = 0,8827; \delta_{11} = 0,9436; \delta_{12} = 1,0$$

Los efectos de los modos superiores en el desplazamiento de respuesta en este caso no ocasionan reducción de derivas:

$$\omega_0 = 1,15 - 0,0034 H_n = 1,15 - 0,0034 \times 38,1 = 1,02 \text{ (Se aplica 1)} \quad (7)$$

El perfil de desplazamiento de diseño se encuentra a partir de la ecuación (8):

$$\Delta_i = \omega_0 \cdot \delta_i \cdot \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) = 1.0 \times \frac{0,080}{0,1363} \cdot \delta_i = 0.587 \delta_i \quad (8)$$

Luego de precisar las masas de piso m_i (correspondiente a la masa de los elementos estructurales y no estructurales) se tienen los datos necesarios para el cálculo del desplazamiento de diseño Δ_d del sistema equivalente.

Tabla 2. Datos para obtener el desplazamiento de diseño

Piso, i	Altura, H_i (m)	Masa, m_i (Ton * s ² /m)	δ_i	Δ_i (m)	$m_i \cdot \Delta_i$	$m_i \cdot \Delta_i^2$	$m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i$
12	38,10	9,3600	1,0000	0,5869	5,4934	3,2241	209,2995
11	35,00	11,9500	0,9436	0,5538	6,6176	3,6646	231,6158
10	31,90	11,9500	0,8827	0,5181	6,1907	3,2071	197,4842
9	28,80	11,9500	0,8174	0,4797	5,7329	2,7503	165,1077
8	25,70	11,9500	0,7477	0,4388	5,2441	2,3013	134,7742
7	22,60	11,9500	0,6736	0,3953	4,7244	1,8678	106,7716
6	19,50	12,8500	0,5951	0,3493	4,4881	1,5675	87,5172
5	16,40	13,0700	0,5122	0,3006	3,9288	1,1810	64,4315
4	13,30	13,0700	0,4248	0,2493	3,2587	0,8125	43,3413
3	10,20	13,2800	0,3331	0,1955	2,5959	0,5074	26,4785
2	7,10	13,5400	0,2369	0,1390	1,8825	0,2617	13,3659
1	4,00	13,8900	0,1363	0,0800	1,1112	0,0889	4,4448
Σ		148,8100			51,2684	21,4344	1284,6323

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)} = \frac{21,434}{51,268} = 0,418 \text{ m} \quad (9)$$

Paso 3: Altura efectiva, desplazamiento de fluencia y ductilidad del sistema.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)} = \frac{1284,632}{51,268} = 25,06 \text{ m} \quad (10)$$

$$\Delta_y = \theta_y \cdot H_e = 0,0085 \times 25,06 = 0,213 \text{ m} \quad (11)$$

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0,418 \text{ m}}{0,213 \text{ m}} = 1,964 \quad (12)$$

Paso 4: Amortiguamiento viscoso equivalente. - El amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura sustituta para pórticos puede ser conservadoramente relacionado con la demanda de ductilidad de desplazamiento de diseño, así:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} = 0,05 + 0,565 \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) = 0,138 \quad (13)$$

El comportamiento estructural inelástico tiene un gran efecto sobre la respuesta de la estructura. Este efecto es tomado en cuenta por el espectro de respuesta de desplazamiento de diseño obtenido mediante la modificación del espectro de respuesta de desplazamiento elástico por el factor de corrección de amortiguamiento.

$$R_{\xi} = \left(\frac{0,07}{0,02 + \xi_{eq}} \right)^{\alpha} = \left(\frac{0,07}{0,02 + 0,138} \right)^{0,5} = 0,665 \quad (14)$$

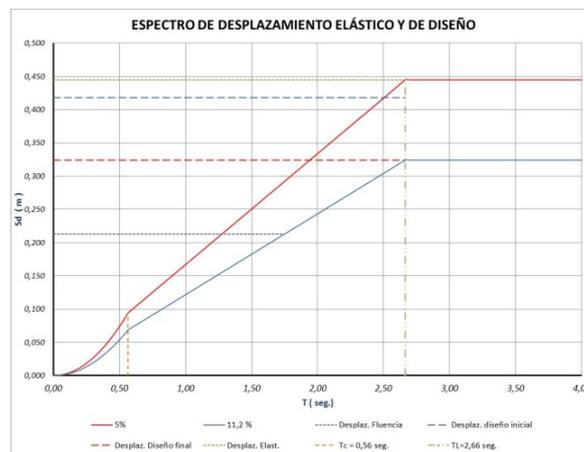


Figura 4. Espectros de Desplazamiento

Entonces, el desplazamiento correspondiente en el periodo de esquina T_L para el amortiguamiento viscoso equivalente calculado será:

$$\Delta_{L, 13,8\%} = \Delta_{L, 5\%} \cdot R_{\xi} = 0,445 \text{ m} \times 0,665 = 0,30 \text{ m} \quad (15)$$

La capacidad de desplazamiento de diseño $\Delta_d = 0,418 \text{ m}$ excede la máxima posible demanda de desplazamiento espectral para el nivel de amortiguamiento calculado $\Delta_{L,13,8\%}$. Entonces, empleando un método iterativo para estimar el desplazamiento de respuesta final se obtiene: $\Delta_{df} = 0,324 \text{ m}$, $\mu = 1,521$, $\xi_{eq} = 0,112$, $R_{\xi} = 0,728$.

$$\Delta_{df} = \Delta_{L, 11,2\%} = 0,445 \times 0,728 = 0,324 \text{ m}$$

Sólo una condición debe ser satisfecha para que la estructura responda inelásticamente, y es que el desplazamiento de fluencia sea menor que el desplazamiento máximo del espectro de respuesta amortiguado al 5%.

El valor de periodo efectivo del sistema SDOF inelástico T_e para este caso toma el valor del T_L , pero se lo valida también:

$$T_e = T_L \cdot \frac{\Delta_{df}}{\Delta_{D,5\%}} \cdot \left(\frac{0.02 + \xi_{eq}}{0.07} \right)^\alpha = T_L \times 1.0 = T_L \quad (16)$$

Con el valor del desplazamiento de diseño final se corrige los datos obtenidos de la aplicación del método DDBD, aplicando al desplazamiento un factor de $\Delta_{df} / \Delta_{di}$.

Paso 5: Rigidez efectiva del sistema estructural.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)}{\Delta_d} = 122,61 \text{ T} \cdot \text{s}^2 / \text{m} \quad (17)$$

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} = 583,60 \text{ T/m} \quad (18)$$

Paso 6: Cortante Basal, efectos de segundo orden y distribución de fuerzas en los entrepisos.

$$V_b = K_e \cdot \Delta_d = 211,44 \text{ T} \quad (19)$$

Los efectos $P-\Delta$ serían significantes si el índice de estabilidad θ_Δ excediera el valor del 10%, pero el edificio presenta:

$$\theta_\Delta = \frac{P_{TOT} \cdot \Delta_d}{M_{OT}} = 0,085 \quad (20)$$

El cortante de diseño obtenido para la estructura SDOF se distribuye en la estructura real MDOF verticalmente en proporción a la masa y la configuración deformada supuesta asociada al desplazamiento máximo del sistema estructural. La distribución de la fuerza de corte en la estructura real se efectúa mediante (21), es analizada bajo esas fuerzas y luego se obtiene los momentos de diseño que se presentan en la Tabla 3. Se protegió a los elementos de acuerdo con los principios de diseño por capacidad para que permanecieran dentro del rango elástico de respuesta y se localizaron las articulaciones plásticas en vigas y base de columnas de planta baja para las deformaciones inelásticas permitidas.

$$F_i = F_t + 0,9 \cdot V_b \cdot \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (21)$$

Tabla 3. Momentos sísmicos de vigas

Piso, i	Altura, Hi (m)	Fi (Ton)	Vsi (Ton)	Mom. Volteo (T - m)	VBi L= 6,0 m (Ton)	MBi (Eje Colum.) (Ton - m)	Vigas b x h (cm)	Columnas hci x hci (cm)	MBi (Cara Colum.) (Ton-m)
12	38,10	41,534	41,534	0,00	6,6193	19,8578	40 x 60	70 x 70	17,5411
11	35,00	24,563	66,096	128,7549	10,5338	31,6015	40 x 60	70 x 70	27,9146
10	31,90	22,978	89,075	333,6540	14,1959	42,5877	40 x 60	70 x 70	37,6191
9	28,80	21,279	110,354	609,7857	17,5871	52,7614	40 x 60	70 x 70	46,6059
8	25,70	19,465	129,818	951,8822	20,6892	62,0677	40 x 60	70 x 70	54,8265
7	22,60	17,536	147,354	1354,3194	23,4839	70,4517	40 x 60	70 x 70	62,2323
6	19,50	16,658	164,013	1811,1172	26,1388	78,4163	40 x 80	80 x 80	67,9608
5	16,40	14,582	178,595	2319,5562	28,4628	85,3883	40 x 80	80 x 80	74,0032
4	13,30	12,096	190,691	2873,2006	30,3904	91,1713	40 x 80	80 x 80	79,0151
3	10,20	9,635	200,326	3464,3413	31,9260	95,7781	40 x 80	90 x 90	81,4114
2	7,10	6,987	207,313	4085,3517	33,0396	99,1189	40 x 80	90 x 90	84,2510
1	4,00	4,124	211,438	4728,0229	33,6969	101,0908	40 x 80	90 x 90	85,9272
0	0,00	0,00	211,438	5573,7740	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Σ			1736,606		276,7638				

Caso de estudio 2 – Edificio aporricado con muros de hormigón armado.

El DDBD es aplicado al edificio de doce pisos con muros de corte simétricamente dispuestos, con alturas $h_{e1}=4m$ y $h_{e2-12}=3,1m$ y cuya geometría incluyendo la sección transversal de elementos estructurales se muestra en Fig. 5.

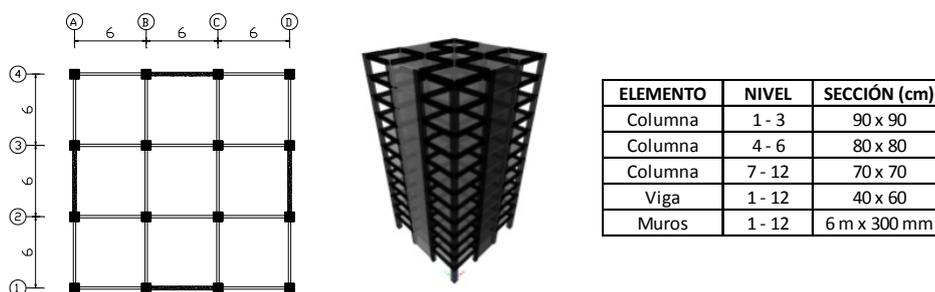


Figura 5. Edificio aporricado con muros de 12 pisos.

Paso 1: Porcentaje del cortante basal a pórticos y a muros.- Considerando la distribución de pórticos y muros del edificio se asigna el 30% del cortante basal a los pórticos, así:

$$V_F = \beta_F \cdot V_{Base} = 0,3 V_{Base}$$

$$V_W = (1 - \beta_F)V_{Base} = (1 - 0,3)V_{Base} = 0,7V_{Base} \tag{22}$$

Paso 2: Altura de inflexión en muros.- El momento de volcamiento total resultante de las fuerzas laterales se muestra en la Fig. 6, junto con la distribución vertical del momento para los pórticos y muros.

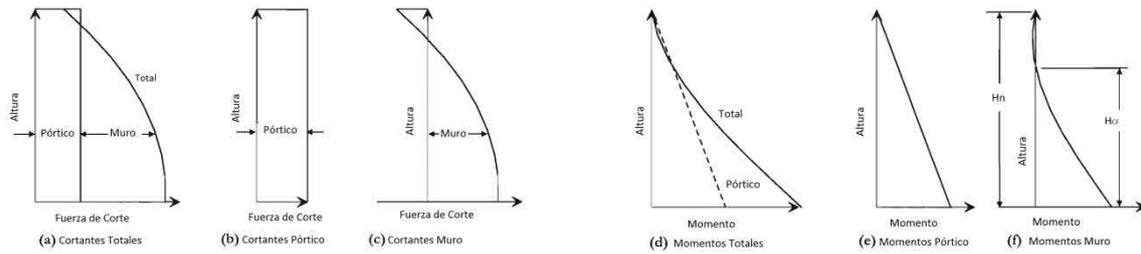


Figura 6. Distribución de cortantes y momentos de volcamiento

Esto implica un parámetro importante en la determinación de los desplazamientos de diseño del muro, un punto de inflexión en el muro situado a una altura H_{CF} que para este edificio se ubica entre los niveles 8 y 9 (Tabla 4) y que mediante una interpolación lineal es:

$$H_{CF} = 25,70 + 3,1 \times \frac{0,205}{0,639} = 26,69 \text{ m} \quad (23)$$

Tabla 4. Cálculos preliminares para determinar HCF

Piso, i	Altura, Hi (m)	Masa, mi (Ton * s ² /m)	mi · Hi	Fi (rel.)	Vr,i (rel.)	Mom _{M,i} (rel.)	V _{F,i} frame	V _{w,i} wall	M _{w,i} wall	M _{F,i} frame (Ton-m)
12	38,10	30,6583	1168,082	0,1142	0,1142	0,00	0,30	-0,1858	0,00	0
11	35,00	41,8872	1466,051	0,1434	0,2576	0,3541	0,30	-0,0424	-0,576	0,930
10	31,90	41,8872	1336,200	0,1307	0,3882	1,1526	0,30	0,0882	-0,707	1,860
9	28,80	41,8872	1206,350	0,1180	0,5062	2,3562	0,30	0,2062	-0,434	2,790
8	25,70	41,8872	1076,500	0,1053	0,6115	3,9254	0,30	0,3115	0,205	3,720
7	22,60	41,8872	946,650	0,0926	0,7041	5,8210	0,30	0,4041	1,171	4,650
6	19,50	42,2723	824,310	0,0806	0,7847	8,0036	0,30	0,4847	2,424	5,580
5	16,40	42,7280	700,739	0,0685	0,8532	10,4361	0,30	0,5532	3,926	6,510
4	13,30	42,7280	568,282	0,0556	0,9088	13,0809	0,30	0,6088	5,641	7,440
3	10,20	43,1739	440,374	0,0431	0,9518	15,8981	0,30	0,6518	7,528	8,370
2	7,10	43,6903	310,201	0,0303	0,9822	18,8487	0,30	0,6822	9,549	9,300
1	4,00	45,6307	182,523	0,0178	1,0000	21,8934	0,30	0,7000	11,663	10,230
0	0,00	0,00	0,000	0,0000	1,0000	25,8934	0,30	0,7000	14,463	11,430
Σ		500,3173	10226,262	1,00						

Paso 3: Desplazamiento de fluencia de muros.- La curvatura de fluencia para los muros se determina mediante la siguiente expresión:

$$\phi_{yw} = 2,0 \frac{\varepsilon_y}{l_w} = 2,0 \frac{0,0023}{6} = 0,00076/m \quad (24)$$

Es razonable representar el perfil de curvatura del muro siendo lineal desde la curvatura de fluencia en la base a cero en el punto de inflexión (H_{CF}). Es también razonable, asumir que la curvatura por encima del punto de inflexión es cero cuando los desplazamientos de fluencia de piso lo determinen. Así, dicho perfil puede ser encontrado desde un análisis estándar de área-momento.

$$\text{Para } H_i \leq 26.69 \text{ m ; } \Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right) \quad (25)$$

$$\Delta_{y1} = 0.006 ; \Delta_{y2} = 0.017 ; \Delta_{y3} = 0.034 ; \Delta_{y4} = 0.056$$

$$\Delta_{y5} = 0.081 ; \Delta_{y6} = 0.109 ; \Delta_{y7} = 0.138 ; \Delta_{y8} = 0.169$$

$$\text{Para } H_i > 26,69 \text{ m}; \quad \Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_{CF} H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) \quad (26)$$

$$\Delta_{y9} = 0.201 ; \Delta_{y10} = 0.232 ; \Delta_{y11} = 0.263 ; \Delta_{y12} = 0.294$$

Paso 4: Perfil de desplazamiento de diseño. - Se debe verificar primero si las deformaciones del material gobiernan las derivas.

a.-) Deformaciones del material de muro. -

Longitud de penetración de la deformación unitaria, L_{sp} es:

$$L_{SP} = 0,022 \cdot f_{ye} \cdot d_{bl} = 0,022 \times 462 \times 0,022 = 0,224 \text{ m}; \quad (f_{ye} \text{ en MPa}) \quad (27)$$

Factor para longitud de rótula plástica:

$$k = 0,2 (f_u/f_y - 1) = 0,2(1,35 - 1) = 0,07 \leq 0,08 \text{ (OK)} \quad (28)$$

La altura efectiva en esta instancia del método es desconocida, pero un valor promedio para muros es $H_e = 0,75 H_n = 0,75 \times 38,1 = 28,58 \text{ m}$. Pero como $H_{CF} < H_e$, se utiliza H_{CF} en los cálculos del perfil de desplazamientos. Así:

Longitud de rótula plástica:

$$L_p = k \cdot H_{CF} + 0,1 \cdot l_w + L_{SP} = 0,07 \times 26,69 + 0,1 \times 6 + 0,224 = 2,69 \text{ m} \quad (29)$$

Desplazamiento de fluencia de azotea:

$$\Delta_{yn} = \phi_y (H_n + L_{SP})^2 / 3 = 0.00076 \times (38.1 + 0.224)^2 / 3 = 0.37 \text{ m} \quad (30)$$

Deriva de fluencia de azotea:

$$\theta_{yn} = \epsilon_y H_n / l_w = \phi_y (H_n + L_{SP}) / 2 = 0.00076 (38.1 + 0.224) / 2 = 0.0145 \quad (31)$$

Deriva de fluencia al nivel H_{CF} :

$$\theta_{yCF} = \phi_{yw} \cdot H_{CF} / 2 = 0.00076 \times 26.69 / 2 = 0.0101 \quad (32)$$

Rotación plástica en base a la deformación unitaria:

$$\theta_p = (0.072 / l_w - \phi_y) \cdot L_p = (0.072 / 6 - 0.00076) \times 2.69 = 0.0302 \quad (33)$$

Deriva al nivel H_{CF} en base a la deformación unitaria:

$$\theta_{CF} = \theta_{yCF} + \theta_p = 0,0101 + 0,0302 = 0,0403 \quad (34)$$

Esta es mayor que el límite de deriva especificado de 0.02, por lo tanto, la deformación unitaria del material no gobierna la respuesta para el diseño del muro de 6 m. Para edificios con muros de más de seis pisos la situación más común de diseño será que los desplazamientos de diseño son gobernados por los límites de derivas del código. Es importante distinguir entre casos de diseño gobernados por derivas de muros más flexibles o deformación unitaria del material de muros rígidos.

b.-) Límites de derivas.

Debido a que el edificio es alto (>10 pisos) se debe considerar la corrección por amplificación de derivas ω_θ . En la Tabla 4 se observa que el momento de volcamiento de base llevado por los pórticos es la diferencia entre el total OMT y el momento en muro.

$$M_{OMT,F} = 25,89 - 14,46 = 11,43 \quad (\text{por la fuerza } V_{Base})$$

$$\begin{aligned} \omega_\theta &= (1 - ((\eta - 5)/100) \cdot ((M_{OTM,F}/M_{OTM}) + 0.25)) \\ \omega_\theta &= (1 - ((12 - 5)/100) \cdot ((11.43/25.89) + 0.25)) = 0.952 \end{aligned} \quad (35)$$

La deriva de diseño será entonces:

$$\theta_{CD} = 0,952 \times 0,02 = 0,019$$

La máxima deriva plástica admisible es en consecuencia:

$$\theta_{Pm} = \theta_{CD} - \theta_{yCF} = 0,019 - 0,0101 = 0,0089 \quad (36)$$

Así, en la Tabla 5 se presenta el perfil de desplazamiento de diseño obtenido mediante la expresión:

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \Delta_{yi} + \theta_{pm} H_i = \Delta_{yi} + 0,0089 H_i \quad (37)$$

Tabla 5. Perfil de desplazamiento de diseño.

Piso, i	Altura, Hi (m)	Masa, mi (Ton * s ² /m)	Δ _{yi} (m)	Δ _{pi} (m)	Δ _{Di} (m)	mi · Δ _{Di} ²	mi · Δ _{Di}	mi · Δ _{Di} · Hi
12	38,10	30,6583	0,2942	0,3391	0,6333	12,2972	19,4167	739,7782
11	35,00	41,8872	0,2630	0,3115	0,5745	13,8250	24,0643	842,2512
10	31,90	41,8872	0,2318	0,2839	0,5157	11,1389	21,6004	689,0512
9	28,80	41,8872	0,2005	0,2563	0,4569	8,7426	19,1364	551,1278
8	25,70	41,8872	0,1693	0,2287	0,3980	6,6363	16,6726	428,4859
7	22,60	41,8872	0,1384	0,2011	0,3395	4,8288	14,2220	321,4162
6	19,50	42,2723	0,1086	0,1736	0,2821	3,3649	11,9265	232,5675
5	16,40	42,7280	0,0807	0,1460	0,2267	2,1958	9,6863	158,8551
4	13,30	42,7280	0,0557	0,1184	0,1741	1,2944	7,4370	98,9119
3	10,20	43,1739	0,0343	0,0908	0,1251	0,6752	5,3990	55,0696
2	7,10	43,6903	0,0173	0,0632	0,0805	0,2834	3,5185	24,9813
1	4,00	45,6307	0,0057	0,0356	0,0413	0,0780	1,8863	7,5452
0	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Σ		500,3173			3,8477	65,3604	154,9659	4150,0408

Paso 5: Desplazamiento de diseño de sistema equivalente SDOF.

$$\Delta_D = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_{Di}^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_{Di})} = \frac{65,360}{154,966} = 0,422 \text{ m}$$

Paso 6: Altura efectiva.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_{Di} \cdot H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_{Di})} = \frac{4150,041}{154,966} = 26,78 \text{ m}$$

Paso 7: Amortiguamiento Equivalente.- El amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{sys} para usarse en el DDBD necesita ser un promedio ponderado del amortiguamiento previsto por los pórticos y por los muros, cada uno de los cuales tienen diferentes demandas de ductilidad de desplazamiento.

$$\xi_{sys} = \frac{\xi_w M_{OTM,w} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}} \quad (38)$$

El amortiguamiento asociado con la ductilidad del muro (ξ_w) y la respuesta del pórtico (ξ_F) requieren que las demandas de ductilidad del muro y del pórtico estén separadamente evaluadas.

a.-) Muros.- Para determinar el desplazamiento de fluencia de la estructura substituta SDOF se utiliza el valor de “ H_e ” considerando que es mayor que “ H_{CF} ”:

$$\Delta_{iy} = \phi_{yw} \left(\frac{H_{CF} \cdot H_e}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) = 0,180 \text{ m} \quad (39)$$

$$\mu_w = \frac{\Delta_D}{\Delta_{yW}} = \frac{0,422}{0,180} = 2,344 \quad (40)$$

$$\xi_w = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) = 0,1310 \quad (41)$$

b.-) Pórticos:

$$\theta_y = 0,50 \varepsilon_y \cdot \left(\frac{L_b}{h_b} \right) = 0,50 (0,0023) \cdot \left(\frac{600}{60} \right) = 0,0113$$

$$\mu_F = \frac{\Delta_D}{(\theta_{yF} \cdot H_e)} = \frac{0,422}{(0,0113 \times 26,78)} = 1,391$$

$$\xi_F = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) = 0,101$$

Finalmente, el amortiguamiento viscoso equivalente para el sistema equivalente SDOF empleando (38) es 0.118, y usando (14) se obtiene el factor de corrección de amortiguamiento para definir el desplazamiento en el periodo de esquina T_L .

$$\Delta_{L, 11,8\%} = \Delta_{L,5\%} \cdot R_\xi = 0,445 \text{ m} \times 0,713 = 0,317 \text{ m}$$

La capacidad de desplazamiento de diseño $\Delta_D = 0,422 \text{ m}$ excede la máxima posible demanda de desplazamiento espectral para el nivel de amortiguamiento calculado $\Delta_{L,11,8\%}$. Entonces, empleando un método iterativo para estimar el desplazamiento de respuesta final se obtiene: $\Delta_{DF} = 0.344 \text{ m}$, $\mu_w = 1.911$, $\xi_w = 0.117$, $\mu_F = 1.134$, $\xi_F = 0.071$, $\xi_{sys} = 0.097$, $R_\xi = 0.774$. Se corrige el perfil de desplazamientos y los datos de la Tabla 5 aplicando a los desplazamientos un factor de $\Delta_{DF} / \Delta_{di}$.

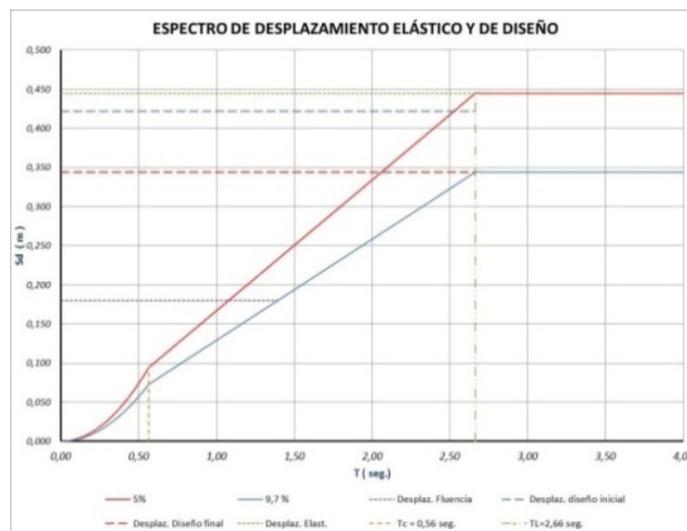


Figura 7. Espectros de Desplazamiento

Paso 8: Cortante Basal. - Al igualarse los valores para Δ_D y $\Delta_{2.66}$, 9.7% el valor del periodo de esquina del espectro de desplazamientos es tomado para el periodo efectivo. La masa y la rigidez efectiva se calcularon usando (17) y (18) respectivamente y se encontró que: $m_e = 367.42 \text{ T}\cdot\text{s}^2/\text{m}$, $K_e = 2050 \text{ T}/\text{m}$.

El Cortante Basal: $V_{\text{Base}} = K_e \cdot \Delta_D = 2050 \times 0,344 = 705,20 \text{ T}$, alcanzo el 14.4% del peso total del edificio.

El cortante basal es luego distribuido entre los muros y pórticos de conformidad con la elección inicial de factor β_F , y los lugares de rotulas plásticas requeridos (bases de muro, extremos de viga y bases de columna).

Paso 9: Diseño de elementos estructurales. -

a.-) Diseño a flexión de la base del muro.

$$M_{w,\text{Base}} = M_{w,i=0} (V_{\text{Base}}) = 14.46 \times 705.2 = 10200 \text{ T} - \text{m} \quad (42)$$

Para esta configuración estructural, este momento es compartido entre los dos muros externos del eje o sentido analizado, representando así un momento de diseño de 5100 T-m por cada muro.

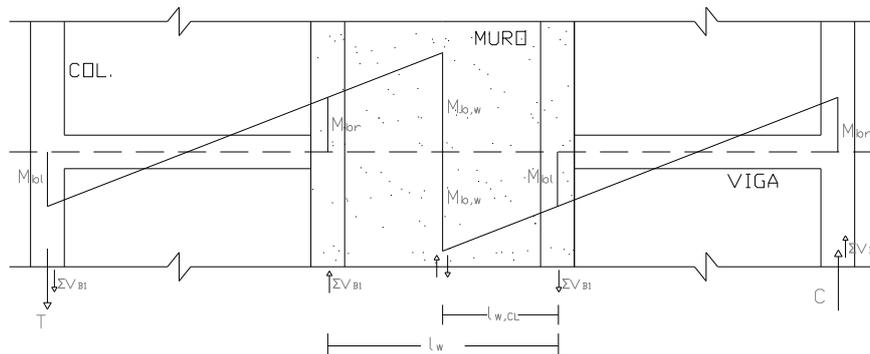


Figura 8. Reducción de momento en el muro desde las vigas

Debido a las vigas del pórtico dispuestas a ambos extremos del muro, como indica la Fig. 8, la reducción en la demanda de momento ocurre desde las vigas acopladas en cada extremo, la fuerza axial en el muro no estará influenciada por la acción sísmica, y la reducción en el momento de base del muro será balanceada por el par de fuerzas axiales desarrollado en las columnas extremas opuestas.

Tabla 6. Momentos y cortantes en pórticos y muros

Piso, i	Altura, Hi (m)	Fi (Ton)	V _{T,i} (Ton)	V _{F,i} frame (Ton)	V _{w,i} wall (Ton)	M _{F,i} frame (Ton-m)	M _{w,i} wall (Ton-m)
12	38,1	80,551	80,551	211,560	-131,009	0,000	0,00
11	35	101,098	181,649	211,560	-29,911	655,836	-406,129
10	31,9	92,144	273,793	211,560	62,233	1311,672	-498,853
9	28,8	83,190	356,983	211,560	145,423	1967,508	-305,931
8	25,7	74,235	431,218	211,560	219,658	2623,344	144,879
7	22,6	65,281	496,498	211,560	284,938	3279,180	825,817
6	19,5	56,844	553,343	211,560	341,783	3935,016	1709,126
5	16,4	48,323	601,665	211,560	390,105	4590,852	2768,652
4	13,3	39,189	640,854	211,560	429,294	5246,688	3977,978
3	10,2	30,368	671,222	211,560	459,662	5902,524	5308,789
2	7,1	21,391	692,613	211,560	481,053	6558,360	6733,741
1	4	12,587	705,200	211,560	493,640	7214,196	8225,006
0	0	0,000	705,200	211,560	493,640	8060,436	10199,566
		705,2					

Las fuerzas de corte y los momentos resultantes de la distribución de fuerzas laterales actuantes en el edificio se visualizan en la siguiente figura:

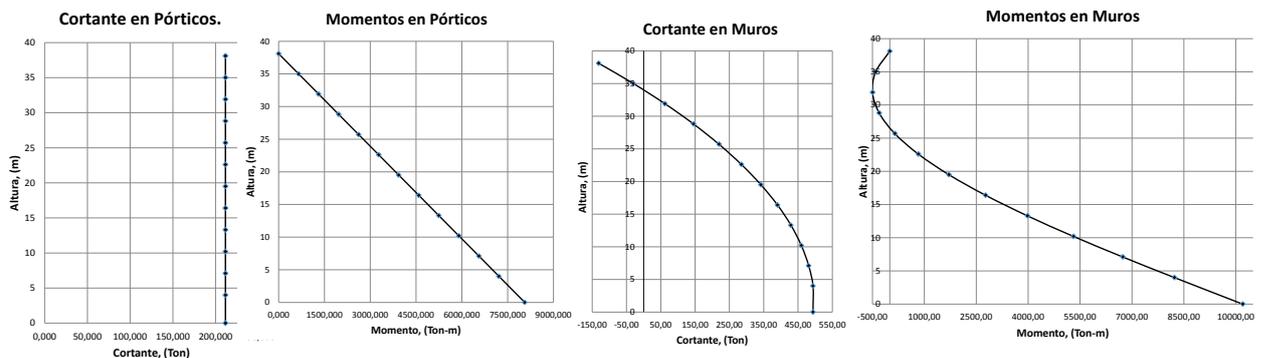


Figura 9. Fuerzas de corte y momentos resultantes del DDBD

b.-) Diseño a flexión de vigas de pórtico.

Estos elementos se diseñaron acogiendo lo sugerido en (Paulay, T., Priestley, M., 1992), donde la resistencia de vigas se presenta igual en todos los niveles del edificio debido a los cortantes asignados a los pórticos, exceptuando vigas de nivel superior en las que la capacidad de momento requerido podría reducirse a la mitad.

$$V_F = \beta_F \times V_{Base} = 0,3 \times 705,20 \text{ T} = 211,56 \text{ T}$$

$$M_{bi} = \frac{V_F H_s}{\eta_{be}} = \frac{211,56 \text{ T} \times 3,10 \text{ m}}{16} = 40,99 \text{ T} - \text{m} \quad (43)$$

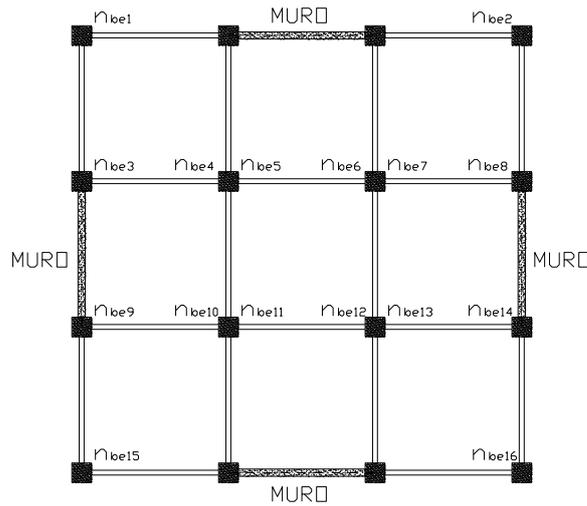


Figura 10. Número de extremos de vigas de pórtico en uniones viga-columna, ($\eta_{be,X}$)

Tabla 7. Momentos, cortantes de tramo y de borde en vigas

Piso, i	Altura, Hi (m)	Columnas hci x hci (cm)	Vigas b x h (cm)	Vbi L=6,0 m (Ton)	Mbi (Eje Colum.) (Ton - m)	MBi (Cara Colum.) (Ton-m)	Mx, Tramo (x=3,0 m) (Ton - m)	Vx, Tramo (Centro Tr.) (Ton)	Vcc, Borde (Cara Colum.) (Ton)
12	38,10	70 x 70	40 x 60	6,611	20,490	17,520	26,625	8,925	24,604
11	35,00	70 x 70	40 x 60	13,223	40,990	35,040	31,134	17,850	36,185
10	31,90	70 x 70	40 x 60	13,223	40,990	35,040	31,134	17,850	36,185
9	28,80	70 x 70	40 x 60	13,223	40,990	35,040	31,134	17,850	36,185
8	25,70	70 x 70	40 x 60	13,223	40,990	35,040	31,134	17,850	36,185
7	22,60	70 x 70	40 x 60	13,223	40,990	35,040	31,134	17,850	36,185
6	19,50	80 x 80	40 x 60	13,223	40,990	34,379	32,937	17,850	36,881
5	16,40	80 x 80	40 x 60	13,223	40,990	34,379	32,937	17,850	36,881
4	13,30	80 x 80	40 x 60	13,223	40,990	34,379	32,937	17,850	36,881
3	10,20	90 x 90	40 x 60	13,223	40,990	33,717	32,937	17,850	36,515
2	7,10	90 x 90	40 x 60	13,223	40,990	33,717	32,937	17,850	36,515
1	4,00	90 x 90	40 x 60	13,223	40,990	33,717	32,937	17,850	36,515
0	0,00								

Se puede seleccionar la forma en la que la fuerza de cortante V_F es distribuida entre las columnas en reconocimiento de las distintas fuerzas axiales de las mismas, y para optimizar el diseño a flexión de vigas. Se aplica los requisitos de diseño por capacidad para determinar momentos y cortantes de columnas, y se considera también las demandas de momentos biaxiales por excitación sísmica. Las fuerzas axiales se encuentran a partir de las cargas de gravedad, más las fuerzas axiales contribuidas por el cortante sísmico de las vigas.

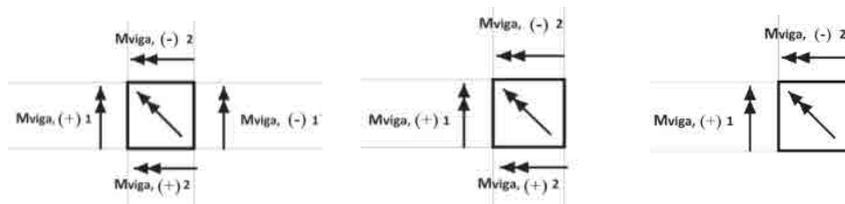


Figura 11. Ataque biaxial por excitación sísmica en columnas

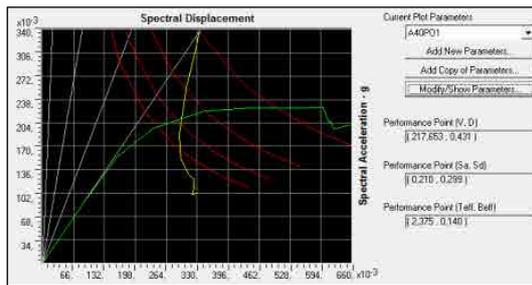
Con el diseño por capacidad y la reducción de demanda de momento por vigas vinculadas, el muro en la base se diseña para:

Tabla 8. Momento, axial y cortante para diseño de muro

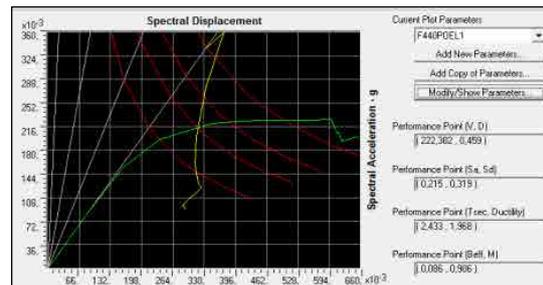
Carga	M (Ton-m)	P (Ton)	V (Ton)		
D	6,89	678,35	5,15	Base	
L	2,01	116,43	1,51		
S	4115,00	0	582,5		
Datos geometría muro	A (m ²)	Y (m)	I (m ⁴)		
Cab.=80x80, e=40cm	3,36	3,4	16,275		
Combinación	Mu (Ton-m)	Pu (Ton)	Vu (Ton)	σ _{máx.} (Kg/cm ²)	σ _{mín.} (Kg/cm ²)
D + L + E	4123,90	794,78	589,16	1098,063	-624,9797
0,9 D + E	4121,201	610,515	587,135	1042,6584	-679,2566
1,4 D + 1,7 L	13,063	1147,621	9,777	344,28285	338,82489
D + 1,3 L + E	4124,503	829,709	589,613	1108,5845	-614,7101

Con el fin de evaluar el desempeño sísmico de las estructuras diseñadas utilizando este método, se llevó a cabo un análisis no-lineal estático (pushover). Esto implica un análisis inelástico de la estructura considerada, bajo un vector gradualmente creciente de fuerzas, obteniéndose esencialmente una respuesta de fuerza-desplazamiento generalizada en la estructura (ATC 40, 1996).

En la Fig. 12 se presentan los valores del punto de desempeño de la estructura, obtenidos con un programa de análisis bajo criterios de códigos ATC y FEMA.



a) Espectro de Capacidad, ATC-40



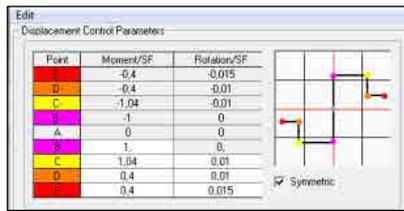
b) Linealización Equivalente, FEMA-440

MÉTODO	TARGET GLOBAL MDOF - X	
	Vb (Ton)	Dt (m)
DDBD	211,44	0,509
ATC - 40	217,65	0,431
COEFICIENTES FEMA-356	226,06	0,481
LINEALIZACIÓN EQUIV. FEMA-440	222,38	0,459
COEFICIENTES MODIF. FEMA-440	226,06	0,481

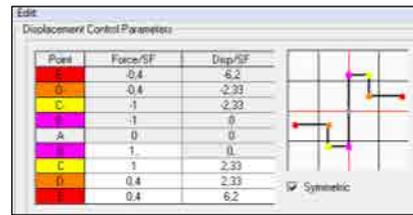
c) Resumen DDBD, ATC, FEMA

Figura 12. Punto de Desempeño para caso de edificio aporticado.

En este análisis no lineal, de los métodos aplicables para el modelado del edificio con muros, se utilizó el que emplea elementos "frame" para representar los muros estructurales, específicamente mediante el modelo de columna ancha equivalente. Acorde al FEMA 356 se definieron para los muros dos tipos de rótulas plásticas, cuyas propiedades y criterios de aceptabilidad fueron en términos de momento-rotación bilineal para muros dominados por flexión, y deriva para muros dominados por cortante (ver Fig. 13).



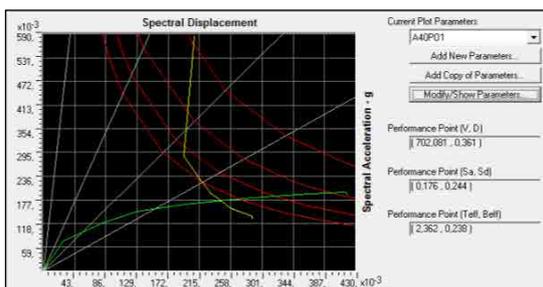
Rótula a flexión para muros



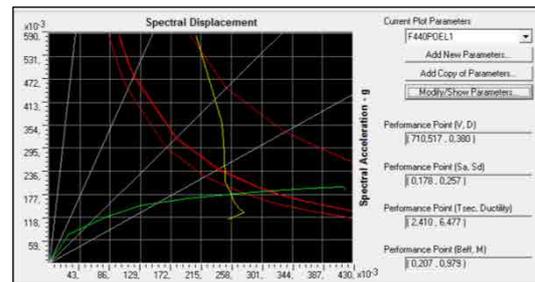
Rótula a corte para muros

Figura 13. Modelado de muros y asignación de rótulas plásticas.

En la Fig. 14 se presentan los valores del punto de desempeño de la estructura con muros, obtenidos con el programa de elementos finitos bajo criterios de códigos ATC y FEMA.



b) Espectro de Capacidad, ATC-40



c) Linealización Equivalente, FEMA-440

MÉTODO	TARGET GLOBAL MDOF - X	
	Vb (Ton)	Dt (m)
DDBD	705,2	0,516
ATC - 40	702,08	0,361
COEFICIENTES FEMA-356	672,69	0,306
LINEALIZACIÓN EQUIV. FEMA-440	710,52	0,38
COEFICIENTES MODIF. FEMA-440	672,69	0,306

d) Resumen DDBD, ATC, FEMA

Figura 14. Punto de Desempeño para caso de edificio aporticado con muros.

Del análisis pushover, se tiene que el edificio con muros estructurales desarrolló una deformación lateral máxima de azotea de 38 cm y un corte basal asociado a dicho nivel de deflexión de 710 Ton. Mientras que en el método DDBD la estructura equivalente de SDOF resulto más flexible alcanzando deformación mayor. Esto también tendría relación a que en edificios de altura y con muros flexibles, para que el método DDBD arroje resultados coherentes, es necesario partir de la premisa que los pórticos resisten más del 30% del cortante en la base o viceversa.

Aplicando un análisis dinámico no lineal se puede realizar una verificación cuantitativa del comportamiento en el rango inelástico de la respuesta de los edificios diseñados.

Conclusiones

En este documento, se pretende mostrar la teoría del DDBD en detalle junto con los casos estudiados, y una vez terminado el diseño de estas edificaciones se considera que el método DDBD es de aplicación relativamente sencilla, incentivando de alguna manera su utilización. Por supuesto, esto tiene mucho que ver con que si la estructura es regular o con muchas particularidades en la distribución geométrica y estructural como las que mayoritariamente se están proyectando dentro de la arquitectura pública.

La ductilidad, como uno de los parámetros básicos y más importantes en el diseño sísmico, a través del DDBD llega a su plena aplicación de una manera que es directamente usada en el análisis en vez de utilizarse indirectamente por factores de comportamiento.

Conforme a sus fundamentos de diseño y al entendimiento conceptual previo de la respuesta esperada de la estructura, el DDBD entrego resultados aceptables para ambos edificios (con mayor nivel de aceptabilidad para el edificio aporticado), detectándose discrepancias mínimas, mostrando con esto que el procedimiento empleado está en un rango de “exactitud” tolerable.

En el edificio con muros estructurales, si se aumenta el porcentaje que resisten los pórticos, aumenta tanto el desplazamiento de diseño como la masa efectiva, por el contrario, disminuye la altura efectiva. De esta manera se considera el aumento del período, y se configura una estructura equivalente de SDOF más flexible. Así, en edificios de altura y con muros, es necesario que el método DDBD disponga de una premisa que refleje realmente el porcentaje de cortante basal absorbido por uno u otro componente estructural. Ocasionalmente, si la estructura es dotada de mucha mayor rigidez elástica de la prevista, se desarrollarán desplazamientos y demandas de ductilidad menores a la esperada.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, Código NEC-SE-DS, indica que el DBD constituye una alternativa y complemento al DBF para el diseñador y que puede ser utilizado para el diseño sismo resistente de edificios aporticados de hormigón armado y edificios con muros estructurales. Además, menciona que los criterios para aplicar el método de diseño basado en desplazamientos (DBD) pueden obtenerse en “Priestley, Calvi y Kowalsky (2007)”, es así que, este trabajo aplica el diseño directo basado en desplazamientos (DDBD), el cual es un método simple para determinar la resistencia requerida de rotulas plásticas para satisfacer un estado límite de desempeño especificado, definido por deformaciones o derivas límites. Combinado con requisitos de diseño por capacidad, ofrecería un completo enfoque de diseño sísmico para estructuras relativamente simples y regulares sin tener la necesidad de efectuar verificación del diseño, más aún si se trata de edificaciones de uso normal.

Recomendaciones.

Con la finalidad de ampliar los alcances de la aplicación del método diseño directo basado en desplazamientos se recomienda que en el futuro se realicen las siguientes investigaciones:

Diseñar otro tipo de estructuras con diferentes materiales y otras demandas sísmicas, tomando en cuenta las consideraciones pertinentes a fin de comparar cuantitativamente la precisión y versatilidad de esta metodología.

Estudiar la precisión en los resultados obtenidos por este método al incluir los efectos de segundo orden ($P-\Delta$), interacción suelo estructura, acumulación del daño y torsión para hacer extensiva su aplicación a diferentes configuraciones estructurales en tres dimensiones.

Referencias Bibliográficas

ATC 40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, California Seismic Safety Commission, Volume 1, Report No SSC 96 01, California.

Chopra K. y Goel K. (2001). Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic Design Spectra vs. Elastic Design Spectra, Earthquake Spectra, Vo. 17, No. 1.

FEMA 356. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C. American Society of Civil Engineers, Federal Emergency Management Agency.

NEC-SE-DS (2014). Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, Norma Ecuatoriana de la Construcción. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Ecuador.

Paulay, T., Priestley, M. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley and Sons, Nueva York.

Priestley, M., Calvi, G., Kowalsky, M. (2007). Displacement Based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Pavia, Italia.

SEAOC, Vision 2000. (1995). Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.

Shibata, A., Sozen, M. (1976). Substitute Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete, Jour. Str. Div. ASCE, 102, 6.

Sullivan, T. (2002). The Current Limitations of Displacement Based Design, A Dissertation Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Master Degree in Earthquake Engineering, IUSS Press, Pavia, Italia, 2002.

Tjhin T. N., Aschheim M. A. y Wallace J. W.(2002). Displacement-Based Seismic Design of Reinforced Concrete Structural Wall Buildings, Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering (7th NCEE), Boston, Massachusetts, 2002.

Veletsos and Newmark (1960). Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proceedings, Second World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Japan, 1960, pp. 895-912.

Panagiotakos., B., Fardis. (2001). Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate, ACI Structural Journal, V. 98, No. 2.