

Evaluación del factor de respuesta R en estructuras de concreto armado con pisos blandos

Response reduction factor R evaluation for soft story reinforced concrete buildings

Cerda, Pedro

Universidad Centro Occidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela.
ingpedrocerda@cantv.net

Rivero, Pedro y Lobo-Quintero, William

Departamento de Estructuras, Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela.

Recibido: 02-05-2006

Revisado: 03-07-2006

Resumen

En la Norma Venezolana Covenin 1756-2001 "Edificaciones Sismorresistentes", el análisis de estructuras con pisos blandos se realiza considerando un factor de respuesta R, pero se recomienda que las solicitaciones se multipliquen por un factor de 1.30. En este trabajo se evalúa esta recomendación mediante modelos estructurales en 3D, con pisos blandos ubicados a diferentes alturas y sobre suelos firmes Tipo S1. Se toma un factor de reducción de respuesta $R = 6$, sin incrementar las solicitaciones de diseño. Se analizan 12 edificios de concreto u hormigón armado: 4 de 6 niveles, 4 de 12 niveles y 4 de 18 niveles. Se tienen edificios básicos de alturas iguales y los restantes con pisos blandos de doble altura aplicados en el nivel inferior, en el nivel intermedio y en el nivel superior. Se analiza el comportamiento de cada estructura y la influencia de los pisos blandos en la respuesta global. Para el análisis, se utiliza el Análisis Estático no Lineal (AENL) y el Análisis Dinámico no Lineal (ADNL) con historia de aceleraciones y cada estructura se somete a tres sismos diferentes: dos reales y uno simulado. Los resultados promedios indican que en los edificios de 6 pisos el factor de respuesta R es 0.71 veces el de COVENIN, para los de 12 es 0.73 y para los edificios de 18 pisos es de 0.60, el promedio es un factor igual a 0.68 al dividir los factores R obtenidos entre 6. Se concluye que para realizar un buen diseño no es necesario afectar las solicitaciones por el factor 1.3 siendo preferible reducir el factor normalizado R. Se hacen algunas recomendaciones finales, para contribuir a la especificación dada por la Norma Covenin 1756-2001.

Palabras clave: Piso blando, análisis no lineal, factor de reducción.

Abstract

In the Venezuelan Code Covenin 1756-2001 "Edificaciones Sismorresistentes", the analysis of soft-story buildings is carried out considering a response factor R, but recommends that the solicitations are multiplied for 1.30. In this paper this recommendation is evaluated, considering structural models in 3D with soft-story located in different heights. A response reduction factor $R=6$ is considered without to increase the design solicitations. Twelve reinforced concrete buildings are analyzed: 4 of 6-floor levels, 4 of 12-floor levels and 4 of 18-floor levels. Basic buildings of same heights and others with soft-story applied in inferior, intermediate and superior level are considered. The behavior of each structure and the influence of soft-story in the global response are analyzed, with static and the dynamic nonlinear methods and three different accelerograms: two real and one simulated. The results averages indicate that in 6-floor levels buildings the response factor R is 0.71 times that of COVENIN code, for 12 is 0.73 and 18-floor levels is 0.60. The average is a factor equal to 0.68. Carrying out a good design is not necessary to affect the solicitations for a factor 1.3 indicated in the Code, and is preferable to reduce the factor R indicated in Covenin 1756:2001. Other recommendations are made to contribute to the specification given by the Coven in Code 1756-2001.

Key words: Soft story, nonlinear analysis, reduction factor.

1 Introducción

La filosofía general de los códigos sismorresistentes actuales trata de preservar a las estructuras del colapso y de la pérdida de vidas. Sin embargo, en sismos ocurridos durante los últimos años, se han observado daños significativos en estructuras diseñadas aplicando normativas actuales, con grandes pérdidas económicas. Esto obliga a minimizar los daños, considerando los recursos disponibles y el uso para el cual se diseñan. Para satisfacer estas nuevas demandas, se ha propuesto una nueva filosofía: el Diseño Basado en Desempeño (Bertero et al., 1997). Se ha encontrado que el costo de la pérdida de funcionalidad de una edificación es alto, si se compara con el costo adicional que requiere construir estructuras con altos niveles de desempeño. Según esta filosofía, es necesario calcular la demanda sísmica con precisión y comparar los resultados de la demanda real con las aceptables en cada nivel de desempeño.

El cálculo de la demanda se hace para acciones normativas y se asume que si este cálculo es suficiente, entonces la consideración de un espectro normativo también lo es. Las estructuras se diseñan para incursionar más allá de su capacidad elástica, bajo sismos severos, con fuerzas laterales elásticas reducidas que se desarrollan bajo los efectos sísmicos, si la estructura se comporta como dúctil. La reducción está basada en que las estructuras bien diseñadas pueden soportar grandes deformaciones sin alcanzar el colapso. La falla de algunas estructuras durante sismos recientes, indica que esta metodología de diseño por resistencia es cuestionable y se prefiere avanzar hacia un diseño con control de desplazamientos (Moehle, 1992; Priestley, 2000).

En su forma más simple, el factor de respuesta R toma en consideración la ductilidad μ y un factor de sobrerresistencia estructural. Cuando se utilizan espectros de respuesta inelástica, la selección del factor R debe estar debidamente justificada de acuerdo con las magnitudes de diseño, las consideraciones de estabilidad, la posible incidencia en las irregularidades de la estructura y la tabiquería. Los factores R reducen las fuerzas laterales elásticas equivalentes para los diferentes sistemas estructurales. Para períodos largos se hace cumplir el principio de los desplazamientos iguales ($\mu = R$) y para períodos cortos, la reducción es menor pero depende del período de la estructura y de la respuesta dúctil, aunque sigue asociada a R . En conclusión, se considera a R como un factor nominal de referencia, para la reducción de los valores elásticos.

La configuración estructural juega un papel muy importante en el comportamiento sísmico de las estructuras. En sismos recientes, las estructuras irregulares han mostrado un comportamiento inadecuado cuando se comparan con estructuras regulares similares y se puede decir que la mayoría de los colapsos observados están relacionados con problemas de configuración o diseños conceptuales incorrectos (Arnold y Reitherman, 1982). La irregularidad de rigidez en altura puede ser inducida por una repentina transición en la rigidez de los elementos verticales, debido a un

cambio brusco en la sección transversal de las columnas, la interrupción de muros de corte o deberse a diferentes longitudes de los elementos verticales, siendo su estudio el objetivo principal de este trabajo.

Las normativas existentes para el diseño de tales estructuras han adoptado algunas reglas empíricas que inducen altos coeficientes sísmicos, como la norma venezolana Covenin 1756-2001 (Sección 6.5.2), donde se definen estos entresijos y se establecen especificaciones para las características de rigidez y resistencia:

- **Entresijo blando:** La rigidez lateral de algún entresijo, es menor que 0.7 veces la del entresijo superior, o 0.80 veces el promedio de las rigideces de los tres entresijos superiores. En el cálculo de las rigideces se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.
- **Entresijo débil:** La resistencia lateral de algún entresijo, es menor que 0.70 veces la correspondiente resistencia del entresijo superior, o 0.80 veces el promedio de las resistencias de los tres entresijos superiores. En la evaluación de la resistencia de los entresijos se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.

En ambos casos, las solicitaciones obtenidas del análisis se multiplican por 1.3 en los elementos del entresijo donde se localice la irregularidad, así como en los entresijos inferiores.

2 Metodología

2.1 Procedimiento general

Se consideran modelos estructurales 3D con pisos blandos ubicados en alturas diferentes y se diseña para un nivel de diseño ND3, con un factor de reducción de respuesta $R=6$, sin incrementar las solicitaciones de diseño, recomendadas por la Norma 1756-2001, para calibrar el factor de 1.3. Se diseñan y analizan 12 edificios de concreto armado, de altura variable, es decir, 4 de 18 m, 4 de 36 m y 4 de 54 m de altura (Figs. 1 y 2). De cada grupo de 4 edificios de igual altura, se tiene un edificio básico y los restantes con una misma altura y geometría en planta donde se ha eliminado un nivel de piso incorporando un piso blando de doble altura en el nivel inferior, en el nivel intermedio y en el nivel superior. La codificación de los 12 modelos se muestra en la Tabla 1. La planta de cada nivel es simétrica, de tres vanos por sentido y con una losa nervada armada en dos direcciones, tal como se muestra en la Fig. 1.

Se analiza el comportamiento de cada estructura y la influencia de los pisos blandos en la respuesta global comparando los resultados con los edificios regulares. Para el análisis, se utiliza el Análisis Estático no Lineal (AENL) y el Análisis Dinámico no Lineal (ADNL) con historia de aceleraciones, y cada estructura se somete a tres sismos di

Tabla 1. Códigos de los modelos analizados

Tipo de estructuras analizadas				
Altura	Regular	Irregular		
		Doble altura en pisos superiores	Doble altura en pisos intermedios	Doble altura en pisos inferiores
18 m	06REG	06DAS	06DAM	06DAI
36 m	12REG	12DAS	12DAM	12DAI
54 m	18REG	18DAS	18DAM	18DAI

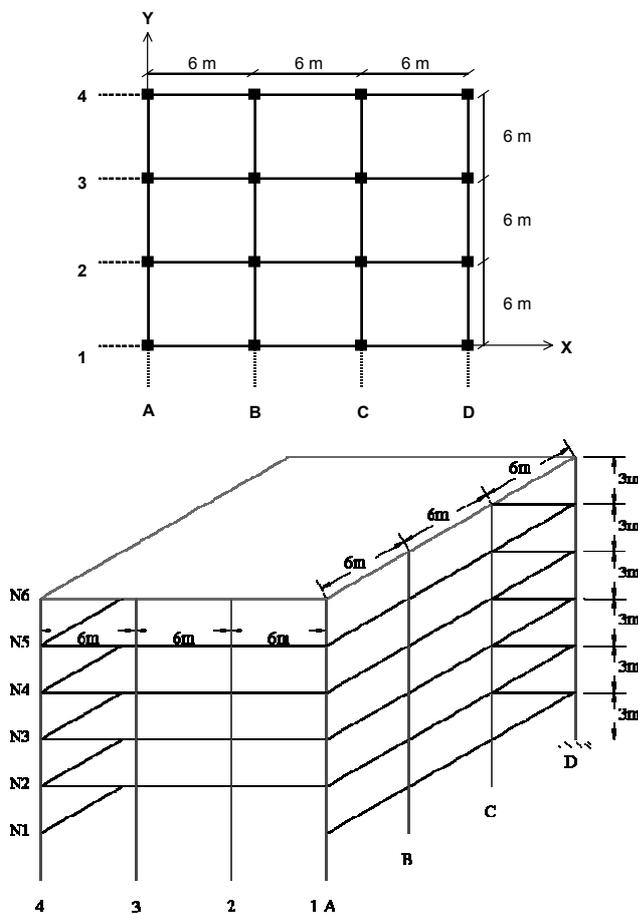


Fig. 1. Perfil y planta de un edificio tipo.

ferentes: dos reales y uno simulado, con una aceleración máxima de 0.33g.

2.2 Diseño definitivo

Con las dimensiones obtenidas se realiza el diseño de las estructuras, utilizando el programa SET-BUILDING V8.2 (Fortoul, 2001), donde se consideran los aspectos de diseño de la Norma 1756-2001. Luego de obtenidas las dimensiones de los elementos y sus aceros, se verifica el

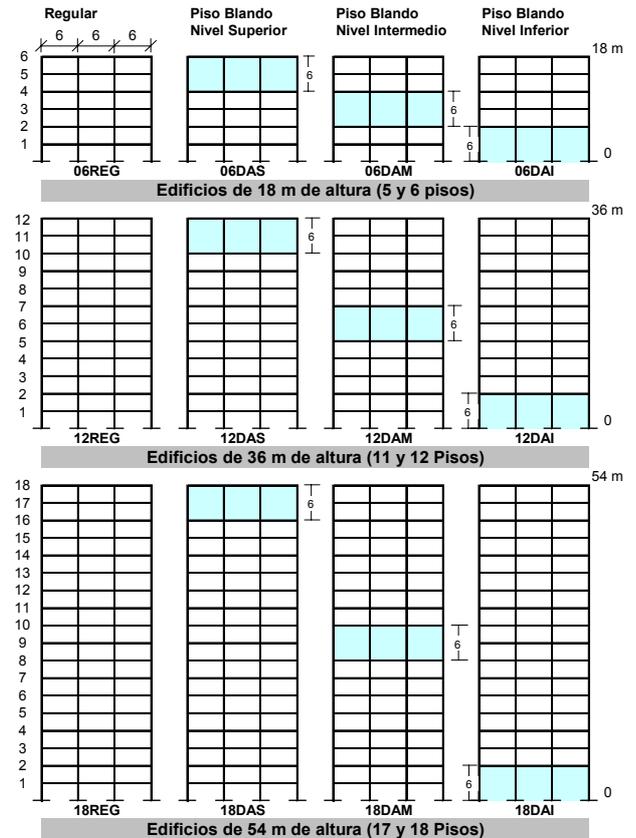


Fig. 2. Esquema de los modelos analizados.

cumplimiento del criterio de columna fuerte-viga débil. En los nodos que no cumplen con la sumatoria de los momentos de las columnas del nodo dividido entre la sumatoria de los momentos de las vigas del nodo mayor que 1.2, se incrementan las áreas de acero de las columnas, sin modificar la geometría de los elementos.

2.3 Análisis estático no lineal – AENL (Pushover)

La técnica del pushover consiste en aplicar cargas laterales incrementales a una estructura ya diseñada, en la cual se conoce la armadura de sus elementos. Las cargas se aplican en forma monótonica en una sola dirección hasta llevar al colapso estructural. En lugar de cargas incrementales, se puede aplicar un acelerograma que vaya creciendo en el tiempo o trabajar con modelos de plasticidad (Aguar, 2001). creciendo en el tiempo o trabajar con modelos de plasticidad (Aguar, 2001). Para este análisis, se toman cargas monótonicas incrementales y la curva pushover controlada, aplicando las cargas de acuerdo a la deformación que va tomando la estructura, mediante el uso del programa CANNY-W99 (Li, 1998), donde por defecto se utiliza una carga cuasi-triangular que va desde cero en la base hasta el valor máximo en el penúltimo nivel y continúa hacia el último nivel con un valor de 0.8 veces el valor de la carga en el nivel anterior.

El colapso en un determinado piso se define cuando todas las columnas en ambos extremos alcanzan el momento cedente o todos los elementos que llegan a un nodo alcanzan el momento cedente. Es importante destacar que antes de que se presente el colapso, el edificio ante un pequeño incremento de carga lateral, experimenta un gran desplazamiento lateral en el tope (Aguar, 2001). Para este análisis, el diseño cumple con el criterio viga débil-columna fuerte y la formación de las rótulas plásticas está en las vigas y no en las columnas.

2.4 Punto de cedencia de la estructura

Se utiliza el criterio de las áreas iguales, que corresponde al que se obtiene en una función bilineal al igualar las áreas externa e interna de la curva de capacidad resistente. Este criterio es el más elaborado, ya que el punto de cedencia se determina en forma iterativa hasta que el área exterior sea aproximadamente igual al área interior, tal como se muestra en la Fig. 3.

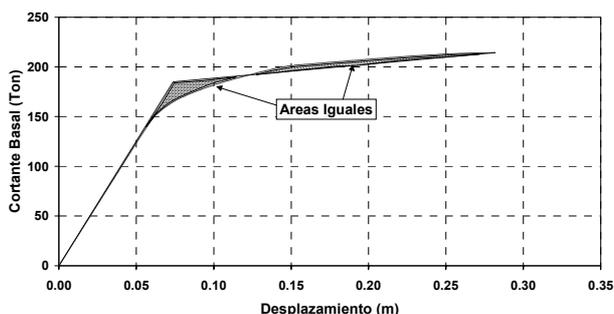


Fig. 3. Curva de capacidad resistente – Criterio de áreas iguales.

3 Sismos utilizados

Para el análisis dinámico se seleccionan tres sismos diferentes, dos reales y uno simulado, con una aceleración máxima A_0 similar a la aceleración de diseño de 0.3g. Adicionalmente, se verifica que el espectro de aceleración de los sismos, sea compatible con el espectro normativo para un suelo tipo S1, en el rango de los períodos considerados. Los sismos seleccionados se muestran en la Tabla 2:

Tabla 2. Sismos reales.

Nombre	Sismo Landers	Imperial Valley
Año de ocurrencia	1992	1979
Estación de medición	Joshua Tree	Aerop. Mexicali
Aceleración máxima	0.28g	0.33g
Distancia epicentral	13.7 Km.	2.0 Km.
Magnitud	7.4	6.5

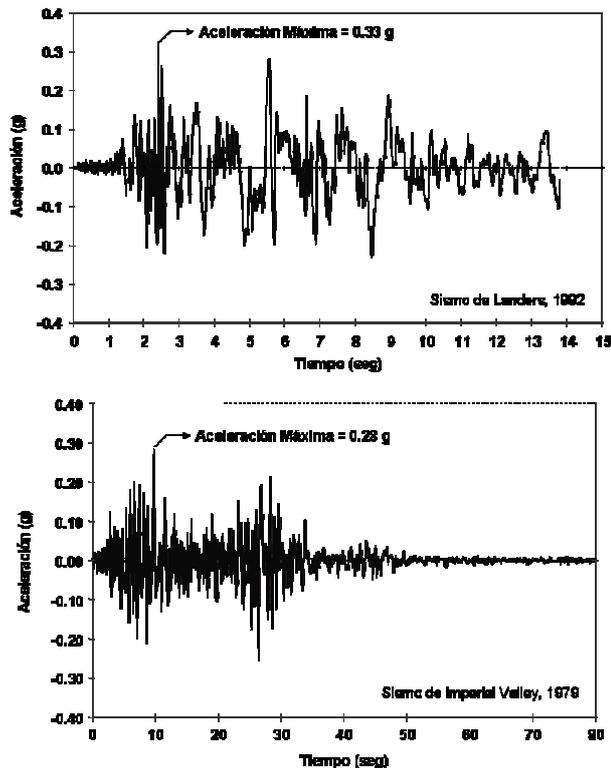


Fig. 4. Accelerograma sismo Landers 1992 e Imperial Valley 1979.

La representación del sismo sinusoidal se hace con una función seno según la ecuación $A = A_{máx} \cdot \text{Sen}(-c\pi t)$; donde $A_{máx} = 0.33g$ y c es una constante que se obtiene por iteración, considerando que para un tiempo $t=T$, período estructural, ocurre un ciclo completo y la aceleración es cero, lo cual permite obtener la constante c . Un acelerograma típico se presenta en la Fig. 5.

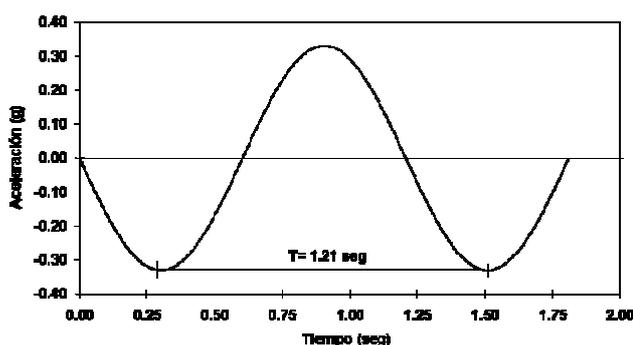


Fig. 5. Accelerograma típico para un sismo sinusoidal.

Según Sasany y Bertero (2000), este tipo de sismo ha mostrado ser una buena representación del espectro de respuesta de los registros sísmicos provenientes de fuentes cercana y puede ser utilizado como una herramienta de diseño y revisión de estructuras.

4 Modelo de Takeda

Para representar el comportamiento hysterético de los miembros estructurales, se utiliza el modelo bilineal de Takeda, identificado como CP2 en el programa CANNY-W99 (Li, 1998). Este modelo presenta una curva bilineal y una descarga reversible que finaliza con una resistencia igual a cero. La recarga apunta hacia los picos interiores, después cruza secuencialmente todos los picos exteriores, y comienza una nueva cadencia después que la recarga cruza el pico más alejado. El mismo programa se utiliza para realizar los análisis dinámicos con comportamiento no lineal (ADNL) en 3D, para cada uno de los 9 edificios con pisos blandos, sometidos a los tres sismos indicados anteriormente. De esta forma, se realizan 27 ADNL cuyos resultados se comparan con los correspondientes al AENL, para establecer las líneas de comportamiento estructural.

5 Resultados

De las gráficas de AENL se obtienen la ductilidad μ y el factor R. Adicionalmente, se obtiene para los pórticos de borde y central la secuencia de aparición de rótulas plásticas, en las gráficas de los edificios aparecen representadas las rótulas en vigas (círculos azules) y en las columnas (círculos rojos). En la Fig. 6 se muestra gráficamente la forma de obtener el factor R dividiendo el cortante elástico V_e entre el cortante cedente V_y . También se representa la obtención de la ductilidad $\mu = \Delta u / \Delta y$ donde Δu es el desplazamiento máximo antes del colapso y Δy es el desplazamiento cedente.

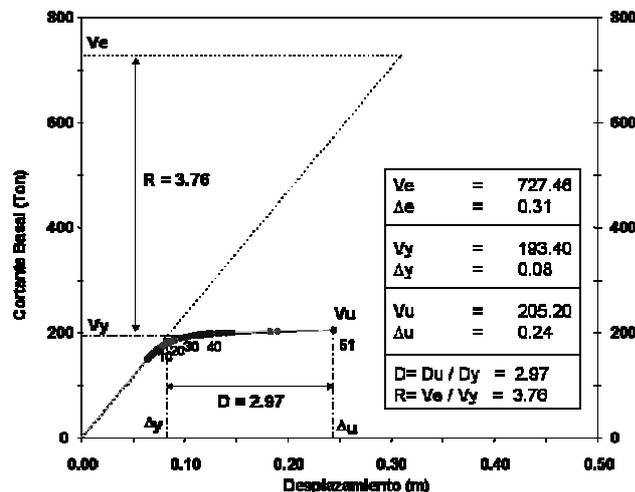


Fig. 6. Obtención gráfica de R, modelo 06DAS.

En las Figs 7, 8 y 9 se muestran las curvas pushover correspondientes a los edificios de 18, 36 y 54 m de altura, en las cuales puede destacarse lo siguiente:

- La capacidad de carga de los edificios que tienen los niveles con columnas de doble altura es inferior a la del edificio regular.

cio regular.

- En los edificios de 18 m de altura, la mayor capacidad de deformación se presenta cuando las columnas de doble altura están en los niveles inferiores (06DAI). El edificio regular (06REG) es el que presenta mayor capacidad de deformación.
- En los edificios de 36 m de altura, la mayor capacidad de deformación se presenta cuando las columnas de doble altura están en los niveles intermedios (12DAM). El edificio regular (12REG), es el que presenta mayor capacidad de carga.
- En los edificios de 54 m de altura, la mayor capacidad de deformación se presenta cuando las columnas de doble altura se encuentran en los niveles intermedios (18DAM). El edificio regular (18REG) es el que presenta mayor capacidad de carga.

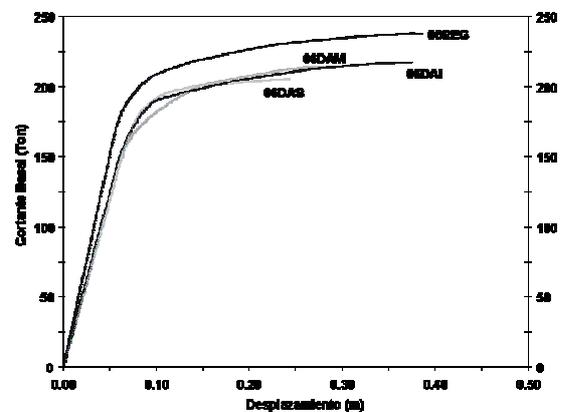


Fig. 7. Pushover estática - edificios de 18 m de altura.

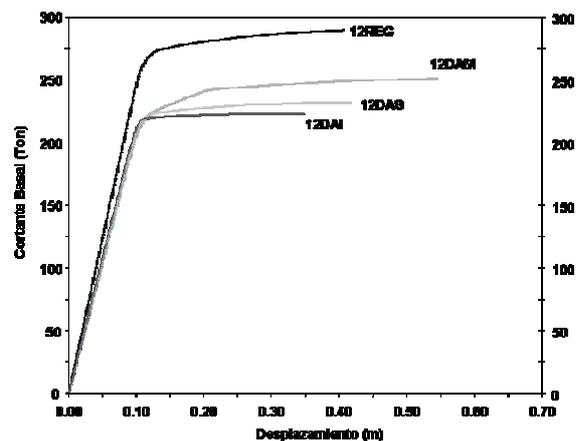


Fig. 8. Pushover estática - edificios de 36 m de altura.

En las Figs. 10 y 11 se muestran, en cada uno de los edificios de 18, 36 y 54 m de altura, la secuencia de aparición de las rótulas plásticas, en los pórticos de borde y central. En cada figura, aparecen representadas las rótulas en las vigas y en las columnas. Con el AENL se obtiene la pushover estática, que permite determinar los valores del

factor **R** y la ductilidad μ . Estos resultados se presentan resumidos en la Tabla 3. Para los edificios de 18 m de altura, existe una reducción en el factor **R**, ya que en todos los casos el valor obtenido es inferior a 6 que fue el valor inicial de diseño. En cuanto a la ductilidad, prácticamente los tres valores obtenidos son inferiores a 4.8 ($\mu = 0.8 \times R$, valor considerado en Covenin 1756-2001), con excepción del edificio de 18 m de altura, con la doble altura en los niveles inferiores, que reportó un valor de $\mu = 4.88$. Para el caso de los edificios de 36 m de altura se obtuvo un factor **R** promedio de 4.83 y la ductilidad obtenida resultó inferior a 4.8 y solo para el edificio con la doble altura en los niveles intermedios, se obtuvo un valor de 4.83. En los edificios de 54 m de altura el factor **R** promedio obtenido es de 4.57 y las ductilidades son inferiores a 4.8.

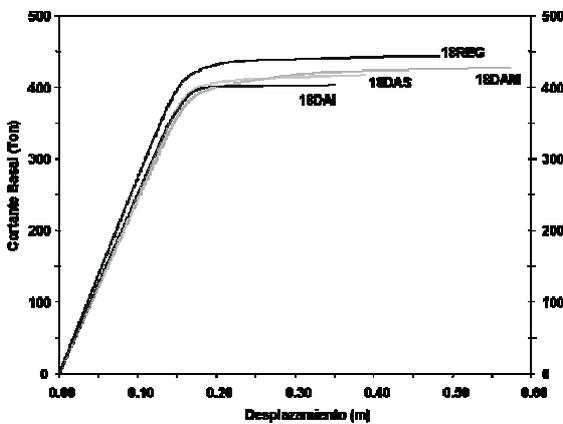


Fig. 9. Pushover estática - edificios de 54 m de altura.

Tabla 3. Resultados del AENL – Ductilidad μ y Factor **R**.

Edificio	Ductilidad	Factor R
06DAS	2.97	3.76
06DAM	3.82	4.02
06DAI	4.88	3.70
12DAS	3.87	4.87
12DAM	4.83	4.70
12DAI	3.41	4.93
18DAS	2.40	4.55
18DAM	3.43	4.55
18DAI	2.24	4.61

Estos resultados indican que al obtener un factor **R** menor de 6, la capacidad de la estructura es mayor que la considerada en el diseño realizado. En cuanto a la ductilidad $\mu < 4.8$, en la mayoría de los edificios nos indica que la capacidad de deformación es más baja que la considerada en el diseño.

5.1 Resultados de la respuesta dinámica

En las Figs. 12, 13 y 14 se muestran la respuesta di-

námica para los edificios de 18 m de altura, donde se da la variación del cortante basal versus el desplazamiento en el tope de la estructura. Se obtiene el punto de colapso, que permite calcular la ductilidad μ y, a partir de ésta, el factor **R**. En la misma gráfica se presenta la curva bilineal equivalente a la pushover estática, la cual sirve de referencia para comparar la respuesta dinámica con la estática y determinar el punto de cedencia plástica. Estas gráficas se obtienen para los edificios de 36 y 54 m de altura. Adicionalmente, se presenta en la Fig. 15 las demandas de ductilidad, deformación, deriva, corte y momento de piso o volcamiento. El

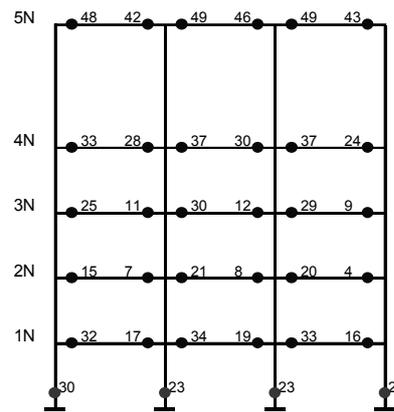


Fig. 10. Secuencia de rótulas, pórtico de borde - 06DAS.

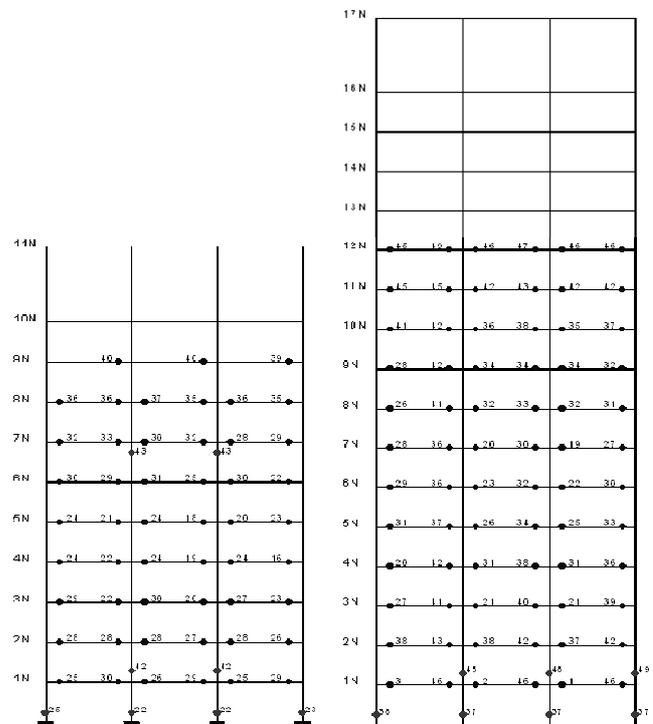


Fig. 11. Secuencia de rótulas pórtico de borde - 12DAS y pórtico de borde - 18DAS.

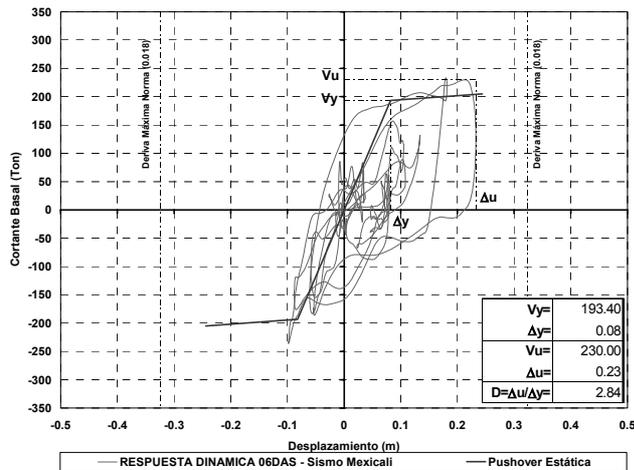


Fig. 12. Respuesta dinámica - sismo Mexicali – 06DAS

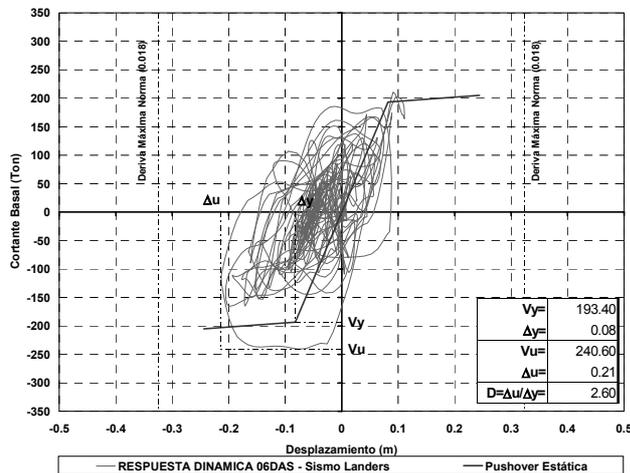


Fig. 13. Respuesta dinámica – sismo Landers – 06DAS.

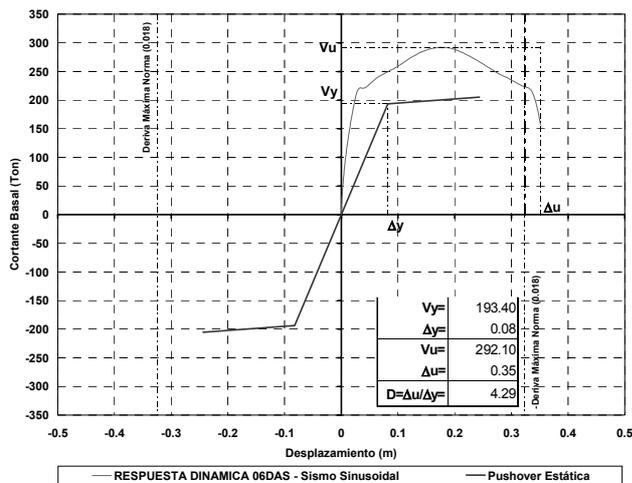


Fig. 14. Respuesta dinámica – sismo Sinusoidal – 06DAS.

comportamiento obtenido para los edificios de 36 y 54 m de altura es similar al obtenido en los de 18 m de altura.

En estas figuras, se observa que la respuesta en los edificios bajo los sismos Mexicali y Landers, experimenta valores tanto del cortante basal último V_u , como de desplazamiento Δu , inferiores a los valores obtenidos al aplicar el AENL. Es diferente el caso del sismo sinusoidal, ya que las estructuras colapsan y los resultados indican que el cortante basal último y el desplazamiento último son superados. El resultado de la respuesta dinámica bajo los sismos de Landers y Mexicali presenta lazos histéreticos que dificultan la determinación del punto cedente, por lo que ya no es posible aplicar el criterio de las áreas iguales, con lo cual tampoco se hace posible obtener el factor R . En las respuestas ante el sismo sinusoidal, a pesar de que los lazos se presentan más definidos, el colapso de la estructura ocurre a veces en sectores cuando la curva está descendiendo y para ser consistentes con la comparación se obtuvo la ductilidad μ y el factor R . La obtención de la ductilidad experimentada, se hace dividiendo el desplazamiento último (colapso) entre el desplazamiento cedente y de la misma forma al aplicar los sismos a las estructuras, se toma el desplazamiento cedente del AENL. Los resultados de la ductilidad μ se muestran en la Tabla 4 para cada uno de los sismos y para cada uno de los edificios analizados, la ductilidad al ser inferior a 4.8 ($\mu = 0.8R$) nos indica que la deformación experimentada al actuar el sismo es más baja que la considerada en el diseño.

Tabla 4. Resultados del ADNL – Ductilidad μ

Sismo	Edificio	Ductilidad	Edificio	Ductilidad	Edificio	Ductilidad
Mexicali	06DAS	2.84	12DAS	1.72	18DAS	1.63
Landers		2.60		3.59		2.57
Sinusoidal		4.29		5.06		3.56
Mexicali	06DAM	2.87	12DAM	1.70	18DAM	1.61
Landers		3.01		3.08		2.37
Sinusoidal		4.78		5.89		3.62
Mexicali	06DAI	2.60	12DAI	1.94	18DAI	1.58
Landers		3.11		3.30		2.55
Sinusoidal		5.61		3.89		4.21

5.2 Análisis del factor 1.3

En la Tabla 5 se presenta una comparación de los valores de R obtenidos al aplicar el AENL y el ADNL. En la columna indicada como “Factor 1” se obtiene de la división de las R obtenidas del AENL entre 6 (R diseño).

En las columnas que corresponden al ADNL se muestran, para cada edificio y sismo aplicado, las ductilidades obtenidas. A partir de estos datos se obtiene el valor de R con la fórmula $R = \mu/0.8$. Igualmente se obtiene un “Factor 2” de dividir esta R calculada, entre la R de diseño igual a 6. A partir de los resultados obtenidos de la pushover, se obtiene un rango de resultados para el “Factor 1”, donde los

valores mínimos y máximos obtenidos son 0.62 y 0.82. Igualmente, de los resultados del análisis dinámico, se obtiene un rango de resultados para el “Factor 2”, donde los valores mínimos y máximos son iguales a 0.33 y 1.23. El valor promedio de todas las **R** obtenidas es igual a 0.68. Las **R** obtenidas son menores que las **R** de diseño, lo que indica la existencia de sobrerresistencia estructural independientemente de la altura del edificio.

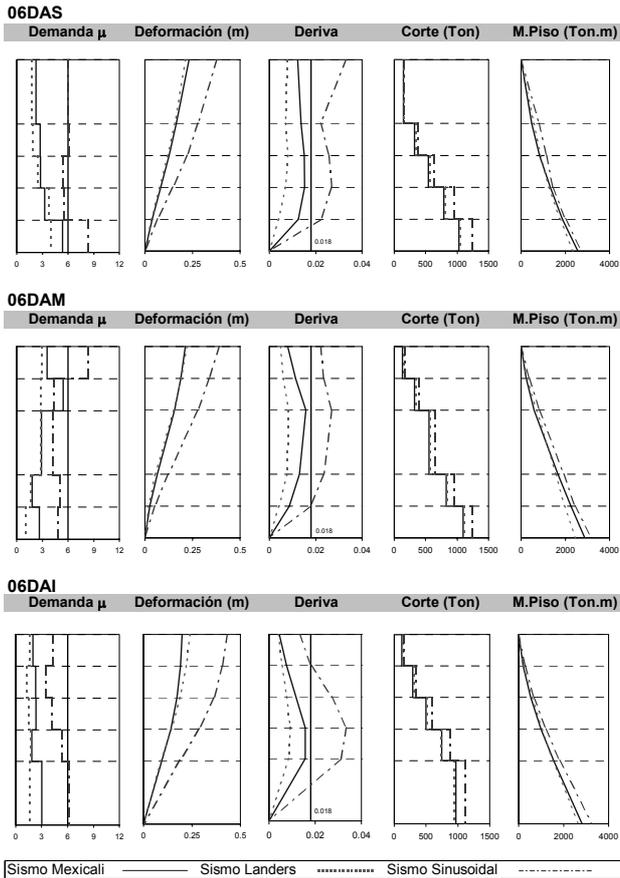


Fig. 15. Comportamiento dinámico – edificios de 18 m de altura

Entre las razones de esta sobrerresistencia se encuentran el cumplimiento de la deriva normativa del 0.018, que origina un incremento de las dimensiones de los elementos estructurales, y el cumplimiento del diseño por viga débil y columna fuerte. De esta forma, si se hace un buen diseño, se observa que no habría necesidad de aumentar las fuerzas sísmicas en un 30%, cuando se presenta esta irregularidad de pisos blandos, para los diseños considerados como de fuerzas, sino hacer correctamente el diseño normal. Se considera conveniente cambiar el factor que liga la ductilidad μ con **R**, que es de 0.8.

Para obtener valores del factor **R** menores que los valores de diseño y dar cumplimiento a la ductilidad, los factores están comprendidos entre 0.33 y 1.23 (Tabla 5). El valor promedio de este factor es igual a 0.70, por lo tanto la

Tabla 5. Comparación de los factores **R** obtenidos al aplicar el AENL y ADNL vs. **R** diseño.

Edificio	Pushover			Análisis Dinámico			
	R Pushover	Factor 1= R/6	D Pushover	Sismo	D Dinámico	R=D/0.8	Factor 2= R/6
06 PISOS							
06DAS	3.76	0.63	2.97	Mexicali	2.84	3.55	0.59
				Landers	2.60	3.25	0.54
				Sinusoidal	4.29	5.36	0.89
06DAM	4.02	0.67	3.82	Mexicali	2.87	3.59	0.60
				Landers	3.01	3.76	0.63
				Sinusoidal	4.78	5.98	1.00
06DAI	3.70	0.62	4.88	Mexicali	2.60	3.25	0.54
				Landers	3.11	3.89	0.65
				Sinusoidal	5.61	7.01	1.17
12 PISOS							
12DAS	4.87	0.81	3.87	Mexicali	1.72	2.15	0.36
				Landers	3.59	4.49	0.75
				Sinusoidal	5.06	6.33	1.05
12DAM	4.70	0.78	4.83	Mexicali	1.70	2.13	0.35
				Landers	3.08	3.85	0.64
				Sinusoidal	5.89	7.36	1.23
12DAI	4.93	0.82	3.41	Mexicali	1.94	2.43	0.40
				Landers	3.30	4.13	0.69
				Sinusoidal	3.89	4.86	0.81
18 PISOS							
18DAS	4.55	0.76	2.40	Mexicali	1.63	2.04	0.34
				Landers	2.57	3.21	0.54
				Sinusoidal	3.56	4.45	0.74
18DAM	4.55	0.76	3.43	Mexicali	1.61	2.01	0.34
				Landers	2.37	2.96	0.49
				Sinusoidal	3.62	4.53	0.75
18DAI	4.61	0.77	2.24	Mexicali	1.58	1.98	0.33
				Landers	2.55	3.19	0.53
				Sinusoidal	4.21	5.26	0.88

ductilidad será igual a $\mu = 0.80 \times 0.70R = 0.56R$. De esta forma, se propone reducir las **R** normativas en un 30%, considerando que el cociente obtenido de las **R** demandadas y las **R** de diseño es igual a 0.70.

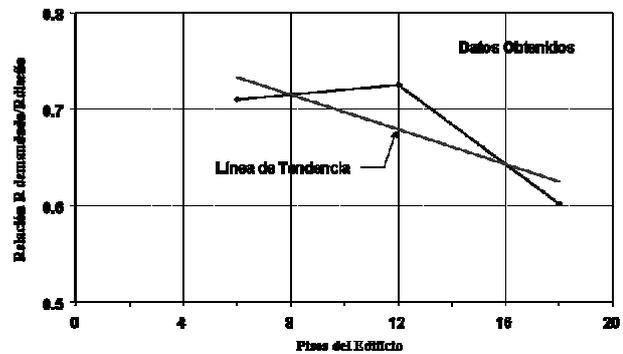


Fig. 16. Tendencia sobre el análisis desarrollado del factor de reducción de respuesta R.

Al graficar los datos obtenidos del cociente que relaciona las **R** demandadas y la **R** de diseño, se obtiene una línea de tendencia que es inversamente proporcional a la altura del edificio. Esta relación se muestra en la Fig. 16 y permite obtener el valor de este cociente, en función de los pisos del edificio.

6 Conclusiones

- La influencia del piso blando se hace más notoria cuando

la irregularidad se ubica en el nivel intermedio e inferior de la edificación, contribuyendo en la deformación y en la deriva de piso de la estructura. Los mayores valores de deriva se dan en los niveles donde se encuentra el piso blando. Su presencia en los niveles superiores de las estructuras, al parecer, no afecta de manera importante la respuesta ante sollicitaciones sísmicas.

- Los valores de R obtenidos de las curvas pushover son menores que la R de diseño, por lo que existe una sobrerresistencia estructural en todos los casos analizados, correspondiendo los mayores valores para los edificios de mayor altura.
- En general, las capacidades de ductilidad obtenidas de las curvas pushover son menores que la ductilidad normativa indicada en la ecuación 10.1 de la Norma Covenin 1756-2001, donde $\mu = 0.8 \times R = 0.8 \times 6 = 4.8$. Solo dos edificios superaron esta ductilidad, los edificios 06DAI y 12DAM, que reportaron ductilidades de 4.88 y 4.83, respectivamente.
- Las ductilidades demandadas por los sismos de Mexicali y Landers fueron menores a 4.8, y menores que las capacidades de ductilidad obtenidas de las curvas pushover. Para el sismo sinusoidal, las ductilidades demandadas en la historia-tiempo fueron, en algunos casos, superiores a 4.8, siendo mayores que las capacidades de ductilidad obtenidas de las curvas pushover. La utilización de este tipo de sismos es materia que requiere mayor estudio, donde se debe tomar en cuenta el contenido frecuencial del suelo y las estructuras.
- Al calcular los valores de R a partir de las demandas de ductilidad impuestas por los sismos, se obtienen valores mayores que la R de diseño para el sismo sinusoidal, pero menores para los sismos reales; que reflejan una sobrerresistencia estructural debido a tres razones fundamentales:
 1. Al cumplimiento de la deriva normativa del 0.018, que se traduce en un incremento de las dimensiones de los elementos estructurales.
 2. Al diseño cumpliendo el criterio de viga débil-columna fuerte.

3. El utilizar aceleraciones de diseño mayores que las espectrales según las aceleraciones mínimas establecidas en la sección 7.1 de la Norma Covenin 1756-2001.

- Con un buen diseño estructural, no habría necesidad de aumentar las fuerzas sísmicas en un 30% para diseños mediante fuerzas. Es preferible cambiar los diseños por fuerzas a diseños por desplazamientos o diseños por desempeño, que consideren las ductilidades esperadas.
- A partir de los resultados obtenidos del factor R , se considera preferible reducir estos factores que en Covenin 1756-2001 están ligados con la ductilidad a través de un solo factor 0.8. Se recomienda que este factor sea revisado.

Referencias

- Aguiar FR, 2001, Introducción al análisis sísmico basado en el desempeño estructural, Curso INME-UCV, Caracas, Venezuela.
- Bertero V, Anderson JC, Krawinkler H y Miranda E, 1997, Design guidelines for ductility and drift limits, UCB/EERC-91/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, C.A.
- Arnold C y Reitherman R, 1982, Building configuration and seismic design.
- Fortoul E, 2001, SetBuilding V8.2, Structural engineering tool, Inmicro Software, C.A.
- Li KN, 1998, CANNY99, Three-dimensional nonlinear dynamic structural analysis computer program package, Canny Consultants, Singapore.
- Moehle JP, 1992, Displacement based design of RC structures subjected to earthquakes, Earthquake Spectra, pp 403-428.
- Priestley MJ, 2000, Performance based seismic design, 12WCEE, Nueva Zelanda.
- Sasani M y Bertero V, 2000, Importance of severe pulse-type ground motions in performance based engineering: historical and critical review, Proceedings 12WCEE.