

Evaluación de daño en muros de hormigón armado de baja esbeltez mediante el índice de daño de Park & Ang

C. Oyarzo Vera¹

¹Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Alonso Ribera 2850 Concepción.

Resumen

El daño estructural es una idea que siempre está presente en la mente de los ingenieros. Sin embargo, pese a su importancia, aún no existe acuerdo en cómo conceptualizarlo de manera clara, ni mucho menos en cómo convertirlo en una variable cuantificable. Esta falta de precisión y las exigencias que impone la implementación del diseño por nivel de desempeño, han demandado de los investigadores la creación de herramientas matemáticas adecuadas que permitan definir el daño, de manera objetiva a través de parámetros físicos bien definidos. A partir de esta necesidad nace el concepto de índice de daño.

Los índices de daño (ID), son un concepto introducido en los últimos años por algunos investigadores y que justamente tienen la particularidad de medir el daño sobre una escala determinada (0 a 1). Estos se han convertido en una importante herramienta para la evaluación del daño y la toma de decisiones respecto a la reparación, refuerzo o demolición de una estructura, pero también como variable de diseño bajo el criterio del desempeño estructural.

En la actualidad, uno de los índices de daño más utilizados es el de índice de daño de Park & Ang, el que considera el daño debido a las deformaciones superiores al rango elástico y el efecto acumulativo de cargas reversibles.

Este índice fue elaborado para cuantificar el daño en elementos estructurales esbeltos (tipo vigas o columnas), los cuales, por lo general, fallan por flexión, esto establece una limitación para su uso en edificios construidos según la práctica chilena, pues éstos, por lo general, están estructurados en base a muros de corte, los cuales presentan un baja esbeltez.

En este trabajo se demuestra que no es posible aplicar directamente a elementos no esbeltos las ecuaciones que propone el índice de daño de Park & Ang, pues el parámetro β que éstas incluyen dependen de otras variables no consideradas por los autores, detectándose importantes diferencias. Algunas de estas variables corresponderían al patrón de solicitaciones a que está sometida la probeta, el tipo de falla que ésta presente y el nivel de ductilidades de desplazamiento acumuladas.

Este artículo ha sido escrito a partir de la tesis con que el autor obtuvo el título de Ingeniero Civil en la Universidad Técnica Federico Santa María y resume sólo una parte de los tópicos investigados en el marco de este proceso.

1. Introducción

Las altas solicitaciones sísmicas a las que son sometidas en ocasiones las estructuras, las obligan a incursionar en el rango inelástico, donde la capacidad de disipar energía y resistir altas demandas de ductilidad condicionan un adecuado comportamiento de los elementos estructurales. Estas irrupciones en un rango de deformación superior a las capacidades de las estructuras están asociadas a un cierto nivel de daño de sus elementos.

El daño estructural es una idea que siempre está presente en la mente de los ingenieros. Sin embargo, pese a su importancia, aún no existe acuerdo en cómo conceptualizarlo de manera clara ni mucho menos en cómo convertirlo en una variable cuantificable.

En las normas chilenas vigentes se define el daño estructural como una pérdida o deterioro de alguna de las características estructurales, tales como resistencia, rigidez, ductilidad, masa o sistema de fundaciones. Por otro lado, el daño provocado

por un sismo se puede clasificar en tres categorías: leve, moderado y severo, basados en un análisis cualitativo de la estructura según criterios establecidos y bajo la responsabilidad de un profesional especialista [1].

Esta evidente falta de precisión y las exigencias que impone la implementación del diseño por nivel de desempeño, han demandado de los investigadores la creación de herramientas matemáticas adecuadas que permitan definir el daño de manera objetiva y cuantificable a través de parámetros físicos bien definidos.

Existen una serie de parámetros de respuesta medibles que pueden ser asociados al nivel de daño que se observa sobre un determinado elemento estructural, sólo por mencionar algunos, están: las deformaciones, ductilidades, desplazamientos de entrepiso (drift), aceleración absoluta, disipación de energía plástica, disipación de energía por amortiguamiento viscoso o histéresis, etc.

Una de las ideas fundamentales del diseño por desempeño postula que limitando dichos parámetros sería posible controlar el daño producido sobre la estructura. Para lograr esto de manera eficaz, sería necesario establecer límites para las demandas máximas o acumuladas de uno o varios de estos parámetros, y suministrar a la estructura las características mecánicas adecuadas, de manera tal que ayuden a controlar la respuesta dentro de los límites establecidos [2].

A partir de esto, nace el concepto de evaluación de daño y, específicamente como parámetro de medición, los índices de daño.

Los índices de daño (ID) son un concepto introducido en los últimos años por algunos investigadores y que justamente tienen la particularidad de medir el daño sobre una escala determinada. Estos se han convertido en una importante herramienta para la evaluación del daño y la toma de decisiones respecto a la reparación, refuerzo o demolición de una estructura, pero también como variable de diseño bajo el criterio del desempeño estructural.

El concepto de índice de daño (ID) establece una función matemática que tiene por variables uno o varios de los parámetros estructurales antes mencionados, y que cuantifica el daño estructural en una escala establecida entre los valores cero (situación sin daño) y uno (situación de colapso). En el caso de hormigón armado, es frecuente utilizar como parámetro

de daño las deformaciones irreversibles (por sobre el rango elástico), la ductilidad de desplazamiento y la energía de histéresis disipada, por ser fáciles de evaluar, pero también se pueden utilizar otras, como por ejemplo, el corte basal, esfuerzos de tensión y compresión, desplazamientos relativos, etc.

2. Presentación del problema y objetivos

En la actualidad existen una serie de índices de daño propuestos por diferentes autores, obtenidos a partir de diferentes estudios experimentales, uno de los más utilizados es el de índice de daño de Park & Ang [3]. Las variables que este índice utiliza para cuantificar el daño son los desplazamientos superiores al rango elástico y la energía disipada por los ciclos de histéresis.

Este índice fue elaborado para evaluar el daño en elementos estructurales esbeltos (tipo vigas o columnas), los cuales por lo general fallan por flexión.

Esta condición establece una limitante para su uso en edificios construidos según la práctica chilena. Es bien sabido, que la mayoría de las edificaciones chilenas están estructuradas en base a muros de corte, los cuales presentan una baja esbeltez y, tal como su nombre lo indica, su forma de falla está dominada por el corte. En este trabajo se pretende abordar dicho punto y demostrar que la aplicación directa de las ecuaciones que propone el índice de daño de Park & Ang, no es del todo adecuada para muros de corte y que requiere de correcciones.

Este artículo ha sido escrito a partir de la tesis con que el autor obtuvo el título de Ingeniero Civil en la Universidad Técnica Federico Santa María [4] y resume sólo una parte de los tópicos investigados en el marco de este proceso. Si el lector desea profundizar en los detalles de los análisis realizados se le recomienda recurrir a tal documento.

3. Fundamentación teórica

La base teórica que sustenta esta investigación corresponde fundamentalmente a las expresiones propuestas en 1985 por Alfredo Ang y Young-Ji Park [3] para definir el índice de daño que lleva sus nombres. Este ha llegado a convertirse en una de las herramientas más ampliamente utilizadas en la evaluación de daño gracias a su simplicidad, estabilidad e importante respaldo experimental.

Este índice está construido en base a una combinación lineal entre deformación máxima normalizada y energía disipada en los ciclos de histéresis, lo queda representado por la ecuación:



$$ID_{P\&A} = \frac{u_{Max}}{u_{Mon}} + \beta \cdot \frac{E_H}{F_y \cdot u_{Mon}} \quad (1)$$

Dónde:

- $u_{M\acute{a}x}$: Deformación máxima alcanzada bajo cargas cíclicas.
- u_{Mon} : Deformación última medida en un test de carga monotónica.
- F_y : Carga de fluencia
- E_H : Energía disipada en los ciclos de histéresis
- β : Parámetro no negativo.

En base a datos experimentales [3] se ha determinado que, para elementos esbeltos, el parámetro β es función de la armadura de confinamiento (ρ_w), del cociente luz de corte-altura útil (ℓ/d), de la cuantía de armadura longitudinal (ρ_t) y del esfuerzo axial normalizado (n_0). El parámetro β es independiente de la historia de carga. La expresión propuesta por Park & Ang para β en función de estos parámetros es:

$$\beta = 0.7^{\rho_w} (-0.447 + 0.073 \cdot \ell/d + 0.24n_0 + 0.314\rho_t) \quad (2)$$

Basados en datos empíricos, los autores afirman que esta ecuación se comporta bien bajo las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} 0.2 < \rho_w < 2.0 \\ 1.0 < \ell/d < 6.6 \\ 0 \leq n_0 < 0.52 \\ 0.04 < \rho_t < 0.45 \\ 160 \frac{kg}{cm^2} \leq f'_c < 415 \frac{kg}{cm^2} \end{aligned} \quad (3)$$

Los resultados experimentales también indican que el parámetro β varía entre -0.3 y 1.2, adoptando por lo general un valor cercano a 0.15. Sin embargo, se debe hacer notar que el índice de daño no puede adoptar un valor negativo, pues por definición sus valores quedan acotados entre 0 y 1.

Si $\beta=0$, el colapso del elemento se produce debido a excesiva deformación. Si $\beta=0.6 \sim 0.8$, el colapso se produce debido a disipación de energía (daño acumulado).

En la Tabla 1, propuesta por Williams & Sexsmith [5], se presentan valores que adopta este índice para diferentes grados

de daño.

4. Base experimental

La base experimental que respalda esta investigación, corresponde a los datos obtenidos de los ensayos de 12 muros de hormigón armado, realizados en la Universidad Técnica Federico Santa María en 1999, el marco del Proyecto Fondecyt N°1950391 [6].

Estos muros fueron diseñados para obtener una resistencia inicial al corte lo suficientemente alta, de manera que fuera posible desarrollar fluencia en flexión, pero a la vez lo suficientemente pequeña de forma que la degradación permitiese una falla por corte previa a la falla por flexión.

Los muros se diseñaron con una sección rectangular, sin elementos de borde, de 10 [cm] de espesor, 80 [cm] de longitud y altura de 150 [cm] y fueron montados sobre una viga rígida para proveer condiciones de empotramiento. En el tope del muro se construyó otra viga de 20 x 20 [cm] cuya función fue la de transmitir la carga lateral al muro (Figura 1).

La cuantía de refuerzo fue determinada por la capacidad del sistema de carga.

El refuerzo longitudinal (resistencia a flexión) fue el mismo para todos los muros, quedando conformado por tres barras $\phi 12$ dispuestas triangularmente en cada extremo de la sección y una hilera de barras $\phi 8$ en el alma del muro. Además se utilizaron cercos triangulares amarrando las tres barras $\phi 12$ de los extremos y en algunos casos estribos rectangulares $\phi 6$ amarrando las barras extremas con la primera barra del alma a fin de proporcionar el confinamiento adecuado al refuerzo longitudinal de los extremos.

Finalmente, el refuerzo transversal se dispuso de diferente manera en cada muro con el objeto de obtener distintas resistencias de corte. Para esto se utilizó barras estriadas $\phi 5.5$ adosadas a la armadura longitudinal del alma y ancladas al refuerzo de borde con ganchos de 180°, cuyo espaciamiento se varió para obtener distintas cuantías de refuerzo transversal. Un resumen de las características más importantes de disposición de las armaduras se presenta en la Figura 1

$ID_{P\&A}$	Daño observado	
0.00 - 0.10	Sin daño	- Pequeñas grietas localizadas.
0.10 - 0.25	Daño menor	- Bajo agrietamiento.
0.25 - 0.40	Daño moderado	- Agrietamiento severo.
0.40 - 1.00	Daño severo	- Aplastamiento del hormigón, armaduras expuestas.
1.00 y más	Colapso	- Falla total de la estructura.

Tabla 1 - Comportamiento del Índice de Daño de Park & Ang

Muro	Arm. Long. de Borde	Arm. Long. del Alma	Arm. Transv. del Alma	Cuántia Transv. %	Patrón de Carga
M1	3 ϕ 12	5 ϕ 8	ϕ 5.5 @ 8 [cm]	0.300	Standard
M2A	3 ϕ 12	5 ϕ 8	ϕ 5.5 @ 12 [cm]	0.200	Standard Doble
M2B	3 ϕ 12	5 ϕ 8	ϕ 5.5 @ 12 [cm]	0.200	Standard
M3A	3 ϕ 12	5 ϕ 8	ϕ 5.5 @ 14 [cm]	0.171	Standard Doble
M3B	3 ϕ 12	5 ϕ 8	ϕ 5.5 @ 14 [cm]	0.171	Sólo Ciclo de degradación
M4	3 ϕ 12	5 ϕ 8	ϕ 5.5 @ 25 [cm]	0.096	Standard con triple degradación
M5	3 ϕ 12	5 ϕ 8	No tiene	0.000	Monotónica
M6A	3 ϕ 12	5 ϕ 8	ϕ 5.5 @ 25 [cm]	0.096	Monotónica
M6B	3 ϕ 12	5 ϕ 8	ϕ 5.5 @ 25 [cm]	0.096	Standard
M6C	3 ϕ 12	5 ϕ 8	ϕ 5.5 @ 25 [cm]	0.096	Standard con triple degradación
M7A	3 ϕ 12	5 ϕ 8	ϕ 5.5 @ 20 [cm]	0.119	Standard Doble
M7B	3 ϕ 12	5 ϕ 8	ϕ 5.5 @ 20 [cm]	0.119	Standard

Tabla 2 - Disposición del Refuerzo de Muros

y Tabla 2.

Los especímenes fueron ensayados en un marco de reacción anclado al piso del laboratorio, se les aplicó la carga sobre la viga del tope mediante un actuador de doble acción, unido solidariamente a una celda de carga con capacidad de 20 [T].

Cada uno de los especímenes fue instrumentado para medir desplazamientos, deformaciones angulares y cargas. Dichos datos se fueron almacenando automáticamente en un computador.

Los muros M5 y M6A fueron cargados en forma monotónica hasta la falla, mientras que todo el resto fue ensayado de forma cíclica según se indica en la Tabla 2.

El patrón de carga cíclico utilizado comienza con series de tres ciclos de igual magnitud, los cuales se incrementan al inicio de cada nueva serie hasta alcanzar el agrietamiento en flexión. Posterior a este punto, cada una de las series de la historia de carga contiene una primera etapa que tiene por

objeto degradar la resistencia y rigidez del elemento, compuesta por cuatro ciclos que van decreciendo a una tasa del 25% (ciclos de degradación); y una segunda etapa que busca estabilizar la respuesta, la que contiene tres ciclos de igual magnitud a la del primer ciclo de degradación anterior (ciclos de estabilización).

Esta serie se repitió continuamente, incrementando la amplitud de los ciclos, siguiendo el patrón ya indicado hasta alcanzar la falla. Los muros M1, M2B, M6B y M7B fueron sometidos a una historia de carga similar al patrón mostrada en la Figura 2.

El muro M3B fue sometido a una historia de carga donde se omitieron los ciclos de estabilización. A los muros M2A, M3A, M4, M6C y M7A se les sometió a una historia de carga con aproximadamente el doble de ciclos de la historia patrón, a fin de obtener una mayor degradación de resistencia de corte.

Para cada muro se obtuvo un registro completo de la historia de respuesta, en términos de los ciclos carga-desplazamiento

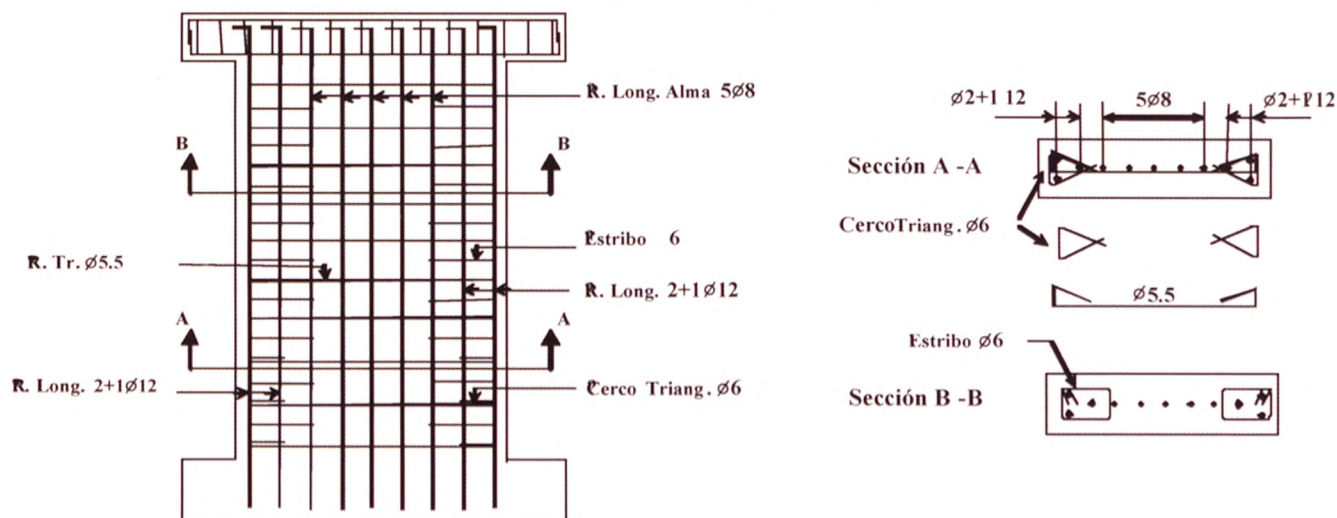


Figura 1. Disposición esquemática de armadura de los muros

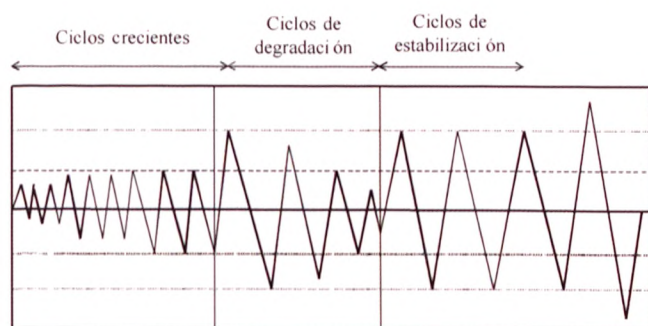


Figura 2. Patrón de carga Standard

al tope del muro. A modo de ejemplo se presentan los registros obtenidos para el muro M1 y M3A, ambos ensayados en forma cíclica.

Las características del tipo de falla se indican en la Tabla 3, donde el parámetro u_{max} representa el desplazamiento máximo registrado en cada muro y μ_{ac} corresponde a la ductilidad de desplazamiento acumulada, vale decir, la suma de todos los desplazamientos máximos registrados al tope del muro normalizados por el desplazamiento de fluencia, con posterioridad a la fluencia del mismo.

El muro M6C, sufrió una anomalía que condujo a una falla por deslizamiento de la base, por lo tanto, no fue considerado en los análisis posteriores, pues este fenómeno escapa a los alcances de la investigación.

5. Evaluación de β según expresión de Park & Ang

Conocidas las características geométricas y mecánicas de los muros ensayados, es posible calcular el parámetro β utilizando la ecuación que proponen Park & Ang (Ec. 2). Cabe hacer notar que, en general, los valores que adoptan las variables del parámetro β son las mismas para todos los muros, variando solamente la cuantía armadura transversal, que es asimilable al parámetro ρ_w , que corresponde a la razón

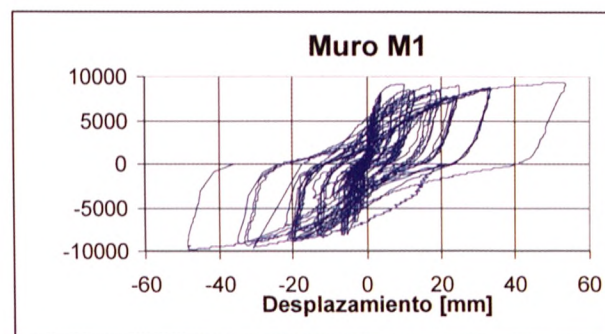


Figura 3a. Registro Muro M1

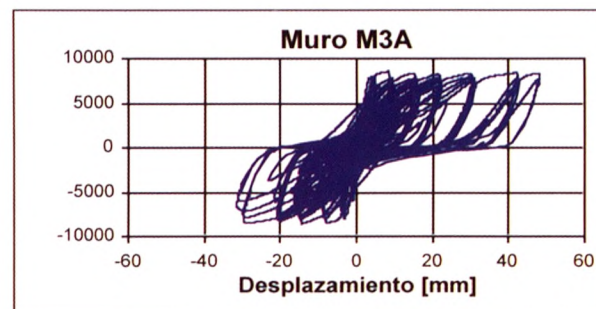


Figura 3b. Registro Muro M3A

de confinamiento, pues la función que esta cumplen frente al corte es similar al refuerzo de confinamiento en elementos esbeltos. Por lo tanto, es posible reemplazar la razón de confinamiento por la razón de armadura transversal sobre el área de hormigón del muro.

De esta manera se tiene:

$$\begin{aligned} \ell &= 150 \quad [\text{cm}] \\ d &= 69.5 \quad [\text{cm}] \\ n_0 &= 0.2 \quad (\text{debido a restricciones del modelo}) \\ \rho_t &= 1.16\% \\ \rho_w &= 0.018 \sim 0.300\% \end{aligned}$$

Los valores del parámetro β calculados según las expresiones de Park & Ang ($\beta_{\text{teórico}}$) para cada uno de los muros ensayados aparecen en la Tabla 4, donde se indica además el valor de la cuantía de refuerzo transversal ρ_w .

Los resultados muestran que la cuantía de acero transversal no tiene gran incidencia en el valor de $\beta_{\text{teórico}}$, pues a pesar de presentar variaciones en algunos casos cercanas al 100%, el valor de $\beta_{\text{teórico}}$ no manifiesta mayores diferencias.

6. Determinación experimental de β

Paralelamente, dado que se cuenta con la bitácora de cada uno de los ensayos, es posible conocer con toda exactitud el punto de falla de cada uno de los elementos, con sus respectivos registros de desplazamiento y energía disipada por histéresis asociados.

Muro	Ciclo	$u_{max} [mm]$	μ_{ac}	Tipo de falla observada
M1	59	50.4	258.0	Flexión.
M2A	81	25.8	203.0	Corte - Compresión diagonal.
M2B	59	29.2	165.5	Corte - Compresión diagonal.
M3A	70	39.0	225.3	Corte - Compresión diagonal.
M3B	52	37.4	89.5	Corte - Tensión diagonal.
M4	65	33.7	351.8	Corte - Destrucción del alma.
M5	--	49.0	4.8	Corte - Aplast. cabeza por corte.
M6A	--	91.7	19.1	Flexión - Aplast. cabeza de compresión.
M6B	50	32.4	125.8	Corte - Compresión diagonal.
M6C	--	--	--	Deslizamiento.
M7A	73	31.8	285.8	Corte - Compresión diagonal.
M7B	57	40.0	148.5	Corte - Compresión y tensión diagonal.

Tabla 3. Resultados del los ensayos cíclicos falla observada

Muro	ρ_w %	$\beta_{Teórico}$	β_{Exp}
M1	0.300	0.109	0.060
M2A	0.200	0.113	0.115
M2B	0.200	0.116	0.145
M3A	0.018	0.121	0.125
M3B	0.018	0.121	0.130
M4	0.096	0.118	0.095
M6B	0.096	0.118	0.145
M7A	0.119	0.117	0.120
M7B	0.119	0.117	0.095

Tabla 4 - Valores teóricos y experimentales de β

Si se utilizan estos valores en la ecuación del índice de daño de Park & Ang y se impone la condición de colapso, esto es, que el índice sea igual a uno en el punto de falla, es posible obtener el valor de β_{Exp} .

En la Tabla 4, también se muestran los valores experimentales que adopta el parámetro β para cada muro (β_{Exp}).

En la Fig. 4 se ha graficado los valores teóricos y experimentales de β para cada uno de los muros.

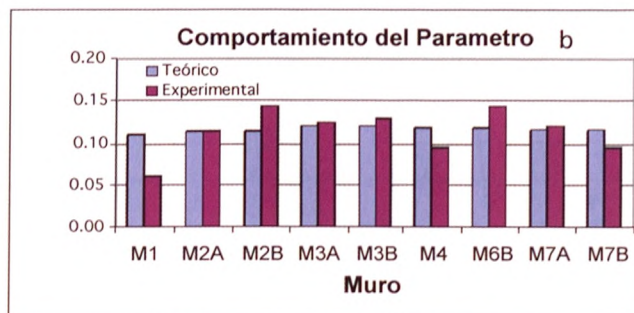


Figura 4. Parámetro β Park & Ang

estarán ligados a bajos valores de β , pues el efecto de la energía disipada en los ciclos será menos importante.

Ahora, si se agrupa a los muros en función del valor de β_{Exp} , es posible identificar cuatro grupos, tal como se muestra en la Tabla 6.

	$\beta_{Experimental}$	Muros
Grupo I	0.060	M1
Grupo II	0.095	M4-M7B
Grupo III	0.120	M2A-M3A-M7A
Grupo IV	0.140	M2B-M3B-M6B

Tabla 6. - Muros agrupados según valor del parámetro experimental

7. Análisis de resultados

A modo de resumen de resultado de este trabajo se presenta la Tabla 5.

Quedan de manifiesto las evidentes diferencias que existe en los valores del parámetro β determinados experimentalmente y mediante la ecuación propuesta por Park & Ang para elementos esbeltos.

También se ha demostrado que no es posible asignar un único valor de β para todos los muros. El valor experimental de β oscila entre 0.060 y 0.145, manifestando notorias diferencias entre aquellos muros que fallan por flexión y aquellos que fallan por corte.

Además se puede notar que el valor de β_{Exp} está más relacionado con las ductilidades de desplazamiento acumuladas registradas en el punto de colapso que con los desplazamientos medidos para el mismo punto. Altos niveles de ductilidad de desplazamiento acumulada

El Grupo I está conformado por un único muro (M1) que presenta el menor valor de $\beta_{Exp}=0.060$ y además muestra la mayor diferencia entre $\beta_{Teórico}$ y β_{Exp} . Este muro presentó un mecanismo de falla dominado por flexión, diferente a todos los demás muros. Sin embargo, se habría esperado una mayor similitud entre $\beta_{Teórico}$ y β_{Exp} , pues el tipo de falla es similar al de elementos esbeltos, con los cuales se ha calibrado la ecuación.

En el Grupo II se incluyen los muros M4 y M7B, los que corresponden a aquel sometido a un ensayo Standard Triple y a uno que presenta anomalías en sus rigideces según la dirección de carga, respectivamente.

En el Grupo III se cuentan aquellos muros sometidos a un patrón de carga Standard Doble (M2A, M3A, M7A), y su

Muro	Ciclo	u_{max} [mm]	μ_{ac}	$\beta_{Teórico}$	β_{Expl}	Tipo de falla observada
M1	59	50.4	258.0	0.1093	0.060	Flexión
M2A	81	25.8	203.0	0.1132	0.115	Corte - Compresión diagonal
M2B	59	29.2	165.5	0.1132	0.145	Corte - Compresión diagonal
M3A	70	39.0	225.3	0.1209	0.125	Corte - Compresión diagonal
M3B	52	37.4	89.5	0.1209	0.130	Corte - Tensión diagonal
M4	65	33.7	351.8	0.1175	0.095	Corte - Destrucción del alma
M6B	50	32.4	125.8	0.1175	0.145	Corte - Compresión diagonal
M7A	73	31.8	285.8	0.1166	0.120	Corte - Compresión diagonal
M7B	57	40.0	148.5	0.1166	0.095	Corte - Compresión y tensión diagonal

Tabla 5 Resumen de Resultados.

valor de $\beta_{Exp.}$ es el más cercano al valor calculado mediante la ecuación de Park & Ang.

En el Grupo IV se incluyen muros sometidos a patrones de carga Standard Simple (M2B, M6B) y con sólo ciclos de degradación (M3B). Además, coincide con aquellos muros que presentan menores niveles de ductilidad de desplazamiento acumulada.

De todo lo anterior se deduce que la ecuación propuesta por Park & Ang para calcular el parámetro β no es adecuada para el caso de elementos que no sean esbeltos tales como estos muros. Más aún, se puede inferir que el valor que adopte β depende no sólo de las características estructurales del elemento, sino que también de otras variables, como por ejemplo, el patrón de solicitaciones al que está sometida la probeta, el tipo de falla que ésta presente y el nivel de ductilidades de desplazamiento acumulada.

Esto queda muy claro al comparar los registros de los muros M1 y M3A. Ambos alcanzan niveles de desplazamiento y ductilidad similares, pero el valor del parámetro β experimental es muy diferente. La explicación de esto se encuentra al observar los gráficos de su historia carga-desplazamiento.

En el muro M1 (Fig 3a) se notan ciclos de histéresis bastante estables y amplios, propios de un comportamiento dominado por flexión, lo que indica una buena capacidad de disipación de energía, por lo tanto el daño queda determinado por los desplazamientos. Esto concuerda con el bajo valor de $\beta_{Exp.}=0.060$.

Por otro lado, en el caso del muro M3A (Fig 3b), los ciclos son mucho más estrechos, lo que es propio de un muro que falla por corte. Esta situación está asociada a una baja capacidad de disipar energía y, por lo tanto, el daño estará dominado por el efecto acumulativo de los ciclos de carga. En este caso resulta un valor de β mayor, indicando la mayor relevancia del término de energía que forma parte del índice de daño de Park & Ang.

8. Conclusiones:

En lo que respecta al Índice de Daño de Park & Ang, se concluye que no es factible asignar un único valor de β para todos los muros, pues se presentan notorias diferencias entre aquéllos que fallan por flexión y aquéllos que fallan por corte, efecto que no ha sido considerado en la formulación original del índice.

Además, queda en evidencia que la ecuación propuesta por Park & Ang para calcular el parámetro β no es adecuada en el caso de elementos no esbeltos como son estos muros. Más aún, se puede inferir que el valor que adopte β , depende de otras variables no consideradas en la formulación original, como son el patrón de solicitaciones a que está sometida la probeta, el tipo de falla que ésta presente y el nivel de ductilidades de desplazamiento acumuladas.

Conviene remarcar que los valores de β obtenidos de los datos experimentales, aparecen más relacionados con las ductilidades de desplazamiento acumuladas registradas en el punto de falla que con los desplazamientos alcanzados para el mismo punto.

Todo lo anterior lleva a la conclusión de que es necesario recalibrar el parámetro β y obtener una nueva ecuación que represente de mejor forma el comportamiento de esta variable en elementos de baja esbeltez.

9. Bibliografía

- [1] INN-Chile. Norma Chilena Oficial "Diseño sísmico de Edificios", NCh 433 Of.96
- [2] Teran-Gilmore, Amador. "Energy Concept and Damage Indices", Proceeding of Symposium in Honor of Vitelmo Bertero, Berkeley, California Jan. 31-Feb. 1, 1997.
- [3] Park, Young-Ji; Ang, Alfredo. "Mechanistic Seismic Damage Model For Reinforced Concrete", Journal of Structural Engineering, Vol. 111, N° 4, pp. 722-739, 1985.
- [4] Oyarzo V., Claudio. "Evaluación Del Daño En Muros De Hormigón Armado Sometidos A Altas Demandas De Ductilidad". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Técnica Federico Santa María, 2003.
- [5] Williams, Martín; Sexsmith, Robert. "Seismic Damage Indices for Concrete Structures: A State-of-the-Art Review", Earthquake Spectra, Vol. 11, N° 2, pp. 319-249, 1995.
- [6] Leiva, Gilberto; Bonelli, Patricio; Méndez, Javier; Sanz, Cristián; Delgado, Miguel. "Resistencia al Corte de Muros de Hormigón Armado sometido a Altas Demandas de Ductilidad", Informe Final Proyecto Fondecyt N° 1950391. Diciembre, 1999.

Claudio Oyarzo Vera
Ingeniero Civil
Docente Facultad de Ingeniería
Universidad Católica de la Santísima Concepción
Teléfono: (56) 41- 735303
Fax: (56) 41- 735300
E-mail: coyartzov@ucsc.cl