

COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA EL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN LA PERFORMANCE

Dr. Ing. Raúl D. Bertero, Ing. Alejandro Verri e Ing. Alejandro Lehmann
Facultad de Ingeniería, UBA

RESUMEN

El Diseño Sísmico basado en la Performance requiere diseñar explícitamente para que las construcciones alcancen determinados estados límites de utilización con una probabilidad de falla especificada. Por su parte, el ingeniero estructural dimensiona las estructuras en la práctica utilizando reglamentos donde la probabilidad de falla está implícita en la utilización de los coeficientes reglamentarios de mayoración de las acciones y de minoración de las resistencias.

Se demuestra en este trabajo como estos coeficientes pueden determinarse en forma explícita a partir del conocimiento de la sismicidad del sitio de emplazamiento de la edificación, de las propiedades estadísticas de la respuesta estructural a los terremotos y de la probabilidad de falla especificada.

Mediante el análisis estadístico de la respuesta elástica de sistemas de un grado de libertad y de edificios modelizados como una viga de corte a 3,550 registros sísmicos (tomados de la base de datos disponible en la Universidad de California) los criterios anteriores son utilizados para calcular los coeficientes de seguridad parciales para fuerzas y desplazamientos sísmicos de sistemas de un grado de libertad y para las aceleraciones y distorsiones de entrepisos en edificios.

SUMMARY

Performance-based Design requires that the designed structure reaches specific limit states with a specified failure probability. On the other hand, the structural engineer sizes the members in practice using codes where the failure probability is implicit in the load and resistance factors design.

It is shown in this paper how these factors can be explicitly computed from the site seismicity, the statistics of the structural response to earthquake ground motions and the specified failure probability.

From the statistics of the elastic response of one degree of freedom and shear beam modeling of buildings to 1,600 earthquake ground motions records (from University of California Data Base) these criteria are used to compute the load and resistance factors design for strength, displacements, accelerations and interstory drifts.

1. INTRODUCCION

El Diseño Sísmico basado en la Performance¹ requiere diseñar explícitamente para que las construcciones alcancen determinados estados límites de utilización con una probabilidad de falla especificada. Por su parte, el ingeniero estructural dimensiona las estructuras en la práctica utilizando reglamentos donde la probabilidad de falla está implícita en la utilización de los coeficientes reglamentarios de mayoración de las acciones y de minoración de las resistencias.

Se demuestra en este trabajo como estos coeficientes pueden determinarse en forma explícita a partir del conocimiento de la sismicidad del sitio de emplazamiento de la edificación, de las propiedades estadísticas de la respuesta estructural a los terremotos y de la probabilidad de falla especificada.

2. REPRESENTACIÓN PROBABILÍSTICA DE LA SISMICIDAD DEL SITIO DE EMPLAZAMIENTO

La probabilidad de ocurrencia de distintos niveles de intensidad de los movimientos del terreno en un sitio dado suele representarse por la función de riesgo sísmico, $H_A(a)$. Esta función representa la probabilidad de que la aceleración máxima del terreno, A , en un año sea mayor o igual un cierto valor a .

Utilizando los datos estadísticos existentes se puede establecer un modelo de distribución de frecuencias medias anuales de aceleraciones máximas en suelo firme para el sitio de emplazamiento basado en la siguiente expresión²

$$H_A(a) = P(A \geq a) = k_0 a^{-k} \quad (1)$$

donde k_0 y k son las constantes que caracterizan la sismicidad del sitio. Esto implica que la función de riesgo es lineal en un gráfico log-log en el rango de interés. En los Estados Unidos valores típicos de k se encuentran entre 1 y 4³.

Considerando que la probabilidad media anual de ocurrencia, $P(A \geq a)$, es igual a la inversa del período de retorno, T_R , también se puede obtener el valor medio de la aceleración máxima de la roca, μ_A , en función del período de retorno utilizando la ec. (1)

$$\mu_A = (T_R k_0)^{1/k} \quad (2)$$

En la Tabla 1 se puede ver la sismicidad de distintas ciudades de la Argentina (Castano 1977). Los valores de k_0 y k de la tabla corresponden a períodos de retorno de hasta unos 100 años. Para períodos de retorno mayores se deben tener en cuenta las limitaciones en el máximo terremoto esperable en las fallas sísmicas relevantes como se puede ver en la Figura 1 para la Ciudad de Mendoza, lo que resulta, a su vez, en una limitación a la aceleración máxima del terreno.

Tabla 1. Sismicidad de ciudades de Argentina. (Castano 1977)

Ciudad	k	k_0	Aceleraciones Probables (Σg)			Períodos Medios de Retorno (años)			Riesgo Sísmico $T_R=100$		
			$T_R=50$	$T_R=100$	$T_R=200$	$A_R=5\%$	$A_R=10\%$	$A_R=20\%$	$A_R=5\%$	$A_R=10\%$	$A_R=20\%$
JUJUY	2.05	0.99	6.7	9.6	13.2	27.4	113	469	97.4	58.6	19.2
SALTA	1.95	0.88	7.0	10.0	14.3	25.9	100	387	97.9	63.2	22.8
TUCUMAN	2.23	0.50	4.2	5.8	7.9	72.4	340	1593	74.9	25.5	6.1
SGO. ESTERO	2.36	0.26	3.0	4.0	5.3	172	881	4523	44.2	10.7	2.2
CATAMARCA	1.88	0.65	6.4	9.2	13.3	31.7	117	430	95.7	57.6	20.8
LA RIOJA	2.23	0.93	5.6	7.6	10.4	38.9	183	857	92.3	42.2	11.0
CORDOBA	2.36	0.21	2.7	3.6	4.9	212	1090	5600	37.5	8.8	1.8
SAN JUAN	1.50	2.03	21.8	34.5	54.8	5.5	15.6	44.1	99.9	99.9	89.7
MENDOZA	1.56	1.87	18.3	28.6	44.6	6.6	19.4	57.2	99.9	99.4	82.6
SAN LUIS	2.36	0.34	3.3	4.5	6.0	131	674	3459	53.3	13.8	2.8
NEUQUEN	2.46	0.10	1.9	2.5	3.4	524	3880	15800	20.5	2.9	0.1
BARILOCHE	2.00	0.40	4.5	6.3	8.9	50	200	1000	79.8	33.0	9.5

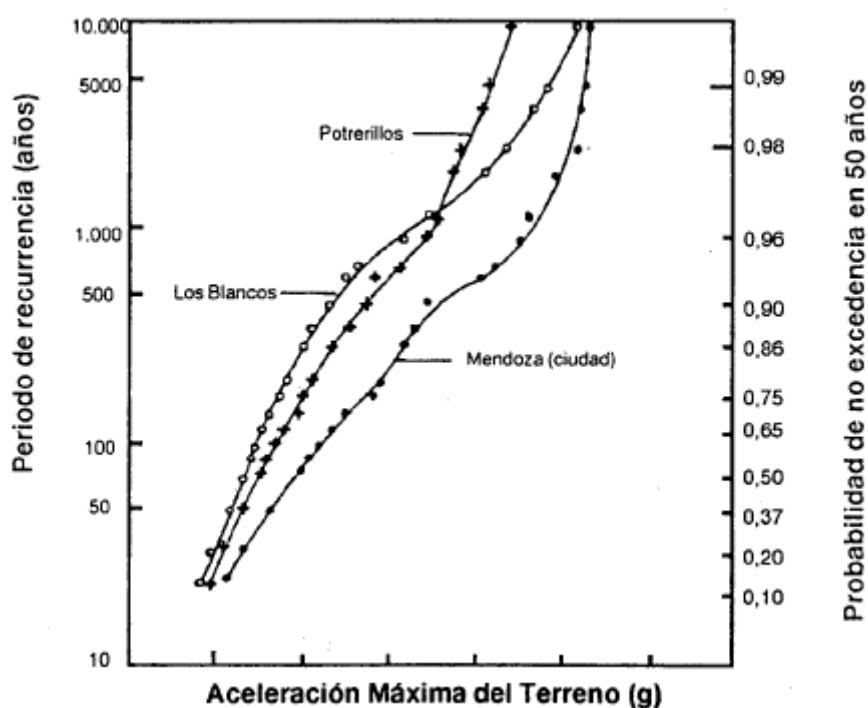


Figura 1. Valores medios de la aceleración máxima del terreno⁴

En la Figura 2 se puede ver la frecuencia anual media de la excedencia de un nivel de aceleraciones a estimado para la Ciudad de Mendoza. Para la aplicación en este trabajo de la ec.(1) se deben tomar los coeficientes k_0 y k correspondientes al valor de la tangente en el entorno de la aceleración bajo análisis, tal como se puede ver en la Figura 2.

Usando la Ec. (1) se puede calcular también la aceleración máxima del terreno a^*

que tiene una probabilidad anual p^* de ser excedida

$$P(A \geq a^*) = k_0 a^{*-k} = p^* \quad \rightarrow \quad a^* = k_0^{1/k} p^{*-1/k} \quad (3)$$

Se debe tener en cuenta que el período de retorno, T_R , y la probabilidad de excedencia en N años, p_N , son dos modos diferentes de expresar el mismo concepto y que ambos están relacionados por

$$p^* = \frac{1}{T_R} \quad p_N = 1 - (1 - p^*)^N \quad (4)$$

donde p^* es la probabilidad de excedencia anual. La validez de estas ecuaciones asume que la ocurrencia de terremotos en el sitio son eventos independientes. Aunque esto no es estrictamente correcto, estas relaciones son ampliamente utilizadas para simplificar el tratamiento probabilístico. Por ejemplo, con $p_N = 0.10$ y $N = 50$ años (10 % de probabilidad de excedencia en 50 años), se obtiene el período de retorno $T_R = 475$ años utilizado habitualmente en los reglamentos para el terremoto de diseño del estado límite último.

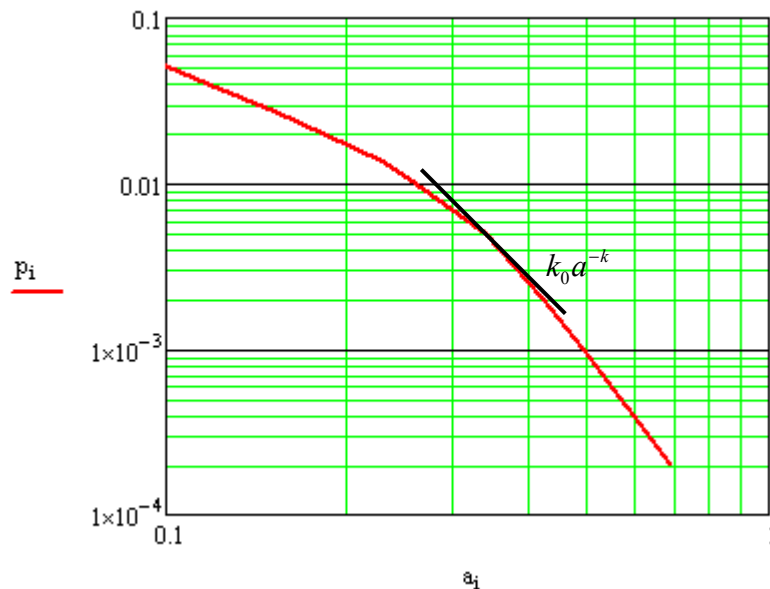


Figura 2. Frecuencia anual media de excedencia de la aceleración máxima del terreno para la Ciudad de Mendoza

3. DETERMINACIÓN PROBABILÍSTICA DE LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARCIALES

El objetivo del desarrollo siguiente⁵ consiste en obtener una ecuación de diseño basada en la performance del tipo

$$\phi \hat{C} \geq \gamma \hat{D}^* \quad (5)$$

donde C = variable representativa de la capacidad de la estructura, D = demanda sísmica de dicha variable, ϕ = factor de minoración, γ = factor de mayoración, $\hat{C}$ = mediana de la capacidad de la estructura y $\hat{D}^*$ = mediana de la demanda correspondiente a una aceleración máxima del terreno con una probabilidad anual p^* de ser excedida, y p^* = probabilidad anual admitida para la falla del estado límite de performance seleccionado (objetivo de performance)

$$P_{PL} = P(C \leq D) = p^* \quad (6)$$

Vamos a considerar que dada una determinada aceleración máxima del suelo $A = a$, la mediana de la demanda condicional puede ser representada aproximadamente, en la región de interés correspondiente a probabilidades anuales p^* , como (nótese que si la respuesta se mantiene en el rango lineal debe ser $b = 1$)

$$\hat{D}/A = b_0 a^b \quad (7)$$

Consideremos también que tanto la capacidad como las demanda condicional son variables aleatorias log-normales con medianas $\hat{C}$ y $\hat{D}/A$ y dispersiones ξ_C y $\xi_{D/A}$ respectivamente. Es decir que asumimos las siguientes funciones de distribución de probabilidad

$$F_C(c) = \Phi \left[\frac{\ln(c/\hat{C})}{\xi_C} \right] \quad F_{D/A}(d) = \Phi \left[\frac{\ln(d/\hat{D}/A)}{\xi_{D/A}} \right] \quad (8)$$

donde $\Phi[]$ es la función de distribución normal normalizada.

Para obtener una ecuación de diseño que contenga en forma explícita capacidad y demanda a cada lado de la ecuación es necesario proceder en dos pasos. En el primero se combinan el riesgo sísmico del sitio $H_A(a)$ con la demanda condicional D/A (que depende de la estructura) para obtener una función de riesgo sísmico específico para la estructura $H_D(d)$ (es decir la probabilidad anual de exceder un nivel de demanda d). El segundo paso combina esta función con la distribución de probabilidad de la capacidad de la estructura para obtener probabilidad anual admitida para la falla del estado límite de performance seleccionado P_{PL} .

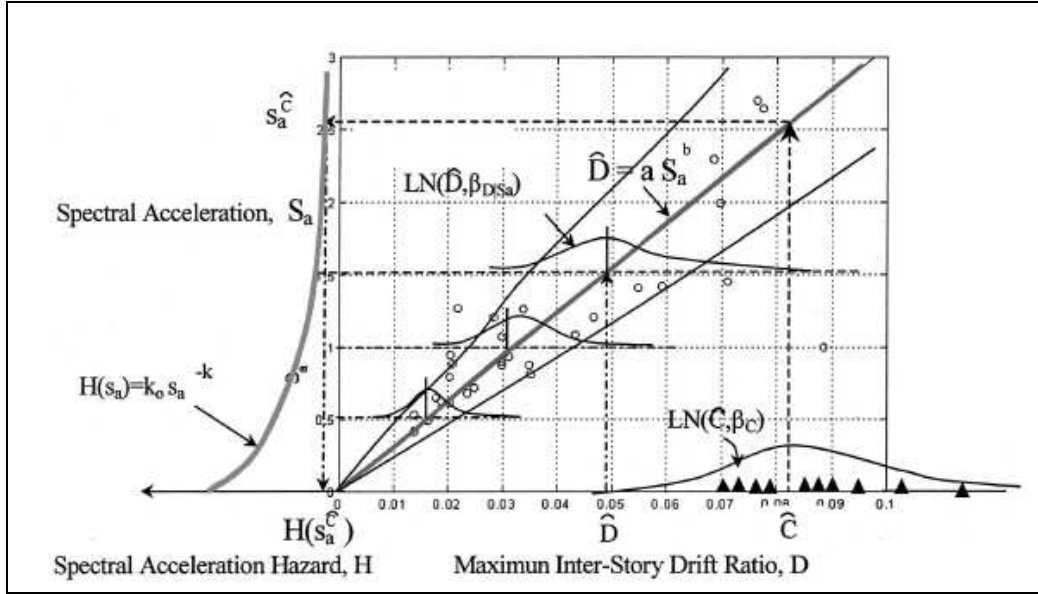


Figura 3. Demanda, Capacidad y Riesgo Sísmico (Cornell y otros, 2002)

Utilizando el Teorema de la Probabilidad Total⁶, la función de riesgo sísmico para la estructura se puede calcular combinando los niveles de demanda producidos por las distintas aceleraciones esperadas en el sitio

$$H_D(d) = P(D \geq d) = \sum_{\forall a_i} P\left[D \geq d / A = a_i\right] P[A = a_i] = \int P\left[D \geq d / A = a\right] |\partial H_A(a)| \quad (9)$$

Y empleando nuevamente el Teorema de la Probabilidad Total resulta

$$P_{PL} = P[C \leq D] = \sum_{\forall d_i} P\left[C \leq D / D = d_i\right] P[D = d_i] = \int P[C \leq d] |\partial H_D(d)| \quad (10)$$

Tomando la ec.(9) y reemplazando en la integral la derivada de la ec.(1) se obtiene

$$\begin{aligned} H_D(d) &= \int P\left[D \geq d / A = a\right] |\partial H_A(a)| = - \int_0^{\infty} \left[1 - \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{d}{(b_0 a^b)} \right)}{\xi_{D/A}} \right] \right] \partial (k_0 a^{-k}) = \\ &= - \int_0^{\infty} \Phi \left[- \frac{\ln \left(\frac{d}{(b_0 a^b)} \right)}{\xi_{D/A}} \right] \partial (k_0 a^{-k}) = - \int_0^{\infty} \Phi \left[\ln \left(\frac{b_0 a^b}{d} \right)^{1/\xi_{D/A}} \right] \partial (k_0 a^{-k}) = \boxed{k_0 \left(\frac{d}{b_0} \right)^{-k/b} e^{\frac{k^2 \xi_{D/A}^2}{2b^2}}} \quad (11) \end{aligned}$$

Derivando la ec.(11) y utilizando la función de distribución de la capacidad $F_C(c)$ [Ec.(8)], podemos escribir la probabilidad anual admitida para la falla del estado límite de performance seleccionado P_{PL} [ec.(10)] como

$$P_{PL} = -\int_0^{\infty} \Phi \left[\frac{\ln(d/\hat{C})}{\xi_C} \right] e^{\frac{k^2 \xi_{D/A}^2}{2b^2}} \partial \left[k_0 \left(\frac{d}{b_0} \right)^{-k/b} \right] = e^{\frac{k^2 \xi_{D/A}^2}{2b^2}} e^{\frac{k^2 \xi_C^2}{2b^2}} k_0 \left(\frac{\hat{C}}{b_0} \right)^{-k/b} = \left[k_0 \left(\frac{\hat{C}}{b_0} \right)^{-k/b} e^{\frac{k^2 (\xi_{D/A}^2 + \xi_C^2)}{2b^2}} \right] \quad (12)$$

Eligiendo como objetivo de performance una probabilidad de falla anual $P_{PL} \leq p^*$ (por ejemplo, 2% en 50 años corresponde a una probabilidad anual de 1/2475), podemos reescribir la ec.(12) para orientarla a la ecuación de diseño de la siguiente forma,

$$k_0 \left(\frac{\hat{C}}{b_0} \right)^{-k/b} e^{\frac{k^2 (\xi_{D/A}^2 + \xi_C^2)}{2b^2}} \leq p^* \quad (13)$$

O también operando algebraicamente,

$$e^{\frac{k \xi_C^2}{2b}} \hat{C} \geq e^{\frac{k \xi_{D/A}^2}{2b}} k_0^{b/k} b_0 (p^*)^{-b/k} \quad (14)$$

Teniendo en cuenta la ec. (7), que expresa la relación entre la mediana de la demanda condicional y la aceleración máxima del suelo y la ec.(3) que determina la aceleración máxima del terreno a^* que tiene una probabilidad anual p^* de ser excedida, la mediana de la demanda condicional calculada para una aceleración a^* resulta

$$\hat{D}^* = b_0 a^{*b} = b_0 \left(k_0^{1/k} p^{*-1/k} \right)^b = b_0 k_0^{b/k} (p^*)^{-b/k} \quad (15)$$

Finalmente reemplazando esta expresión en la ec.(14) se obtiene la ecuación de diseño en el formato buscado [ver ec.(5)]

$$\boxed{e^{\frac{k \xi_C^2}{2b}} \hat{C} \geq e^{\frac{k \xi_{D/A}^2}{2b}} \hat{D}^*} \quad (16)$$

Por lo tanto los factores de diseño de minoración de la capacidad y de mayoración de la demanda se calculan en forma explícita de la siguiente forma

$$\phi = e^{\frac{k \xi_C^2}{2b}} \quad \gamma = e^{\frac{k \xi_{D/A}^2}{2b}} \quad (17)$$

4. DATOS ESTADÍSTICOS DE LA CAPACIDAD

En el diseño utilizando los reglamentos se calculan resistencias nominales de los elementos estructurales y no sus verdaderas resistencias medias. En el diseño sísmico basado en la performance se requiere conocer los valores medios, coeficientes de variación y la distribución de probabilidad de las capacidades de los componentes estructurales.

Ellingwood y Galambos⁷ compilaron datos de las incertidumbres estadísticas y la relación entre valores medios y nominales de la resistencia de varios tipos de elementos que se resume en la tabla siguiente.

Tabla 2. Datos estadísticos de capacidades de distintos componentes estructurales (Ellingwood y Galambos 1982)

Elemento estructural (1)	Valor medio / Valor nominal (2)	Coefficiente de variación δ_c (3)	Tipo de función de distribución (4)
Acero Estructural			
Elementos a tracción, fluencia	1.05	0.11	Log-Normal
Vigas compactas, momento uniforme	1.07	0.13	Log-Normal
Columnas con cargas concentradas *	1.08	0.15	Log-Normal
Vigas – Columnas	1.07	0.15	Log-Normal
Acero conformado en frío, riostras	1.17	0.17	Log-Normal
Hormigón Armado			
Vigas a flexión	1.12	0.13	Log-Normal
Vigas a corte	1.10	0.20	Log-Normal
Columnas cortas a compresión	0.98	0.16	Log-Normal
Losas bidireccionales	1.12	0.14	Log-Normal
* Para columnas con coeficiente de esbeltez intermedios			

Una publicación de la ASCE⁸, por su parte, menciona que la desviación estándar del logaritmo de la capacidad de resistente de tabiques de hormigón armado, ξ_c , está en el rango 0.28 a 0.34. Hwang and Jaw⁹ usaron $\xi_c=0.3$ para representar la variabilidad en distintos estados de daño de edificios desde el estado límite de daño no estructural hasta el estado límite de colapso.

En un trabajo reciente sobre pórticos de hormigón armado, Ramamoorthy y otros¹⁰, también utilizaron $\xi_c=0.3$ para representar la variabilidad en los niveles de daño asociados a distintos valores de las distorsiones de los entrepisos. Por lo tanto $\xi_c=0.3$ fue seleccionado en este trabajo para representar la dispersión de las capacidades. ξ_c es el desvío estándar del logaritmo natural de la capacidad y está relacionado con el coeficiente de variación de la capacidad δ_c por la siguiente ecuación

$$\xi_c = \sqrt{\ln(1 + \delta_c^2)} \quad (18)$$

5. PROCESAMIENTO ESTADÍSTICO DE LA DEMANDA SÍSMICA

Para el análisis estadístico de la demanda sísmica se utilizó la base de datos de la PEER NGA Database (<http://peer.berkeley.edu/nga/>). The Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) es un centro multidisciplinario de investigación y educación con base en la Universidad de California, Berkley cuya base de datos contiene 3550 registros sísmicos, con sus correspondientes mecanismos de falla, magnitudes y distancias al epicentro. Cada registro ha sido procesado de manera uniforme, y se han filtrado individualmente cada una de sus componentes, dos horizontales y una vertical. A su vez cada registro cuenta con el organismo que lo ha procesado, el nombre del sismo junto con la fecha y hora, su localización, el número de estación (si está disponible), así como las características del terreno en la ubicación del acelerómetro, la aceleración, velocidad o desplazamiento con sus respectivas unidades, el número de puntos obtenidos y el intervalo de tiempo entre ellos.

Para este estudio se analizó la respuesta elástica de un grado de libertad y una viga de corte uniforme representando la respuesta de edificios de altura.

En el caso de la respuesta de un grado de libertad se consideraron la pseudoaceleración $S_a(T)$ y el desplazamiento espectral $S_d(T)$ para períodos variables desde $T = 0$ s hasta $T = 3$ s y para un factor de amortiguamiento $\zeta = 0.05$.

En el caso de la respuesta de la viga de corte uniforme se analizaron la máxima distorsión de los entrepisos $IDI(T)$ y la máxima aceleración en los pisos $Acc(T)$ también para períodos variables desde $T = 0$ s hasta $T = 3$ s y para un factor de amortiguamiento $\zeta = 0.05$.

A continuación se presentan los resultados obtenidos para registros sísmicos correspondientes a aceleración máximas del terreno promedio en las dos direcciones horizontales mayores al 10% de g y con período predominante del terreno comprendido entre 0.4 s y 0.8 s considerados representativo del terreno en la ubicación seleccionada para este estudio.

Para cada registro sísmico se obtuvieron los espectros de respuesta de un grado de libertad y de la viga de corte. En la Figura 4 se muestran los resultados correspondientes a la Pseudoaceleración para un período de $T=1$ s en función de la máxima aceleración del suelo (PGA) en escala doble logarítmica, así como la regresión lineal de la mediana de la demanda condicional de la pseudoaceleración $\hat{D}/A$ al conjunto de resultados obtenidos. Se muestran también en el gráfico las rectas correspondientes a $\hat{D}/A(1 \pm 2\xi_{D/A})$. Gráficos similares se obtienen para cada período considerado y para los espectros de pseudoaceleración $S_a(T)$ y

desplazamiento espectral $S_d(T)$ de un grado de libertad y de la máxima distorsión de los entrepisos $IDI(T)$ y la máxima aceleración en los pisos $Acc(T)$ para edificios, donde T es este caso el período del primer modo de vibración.

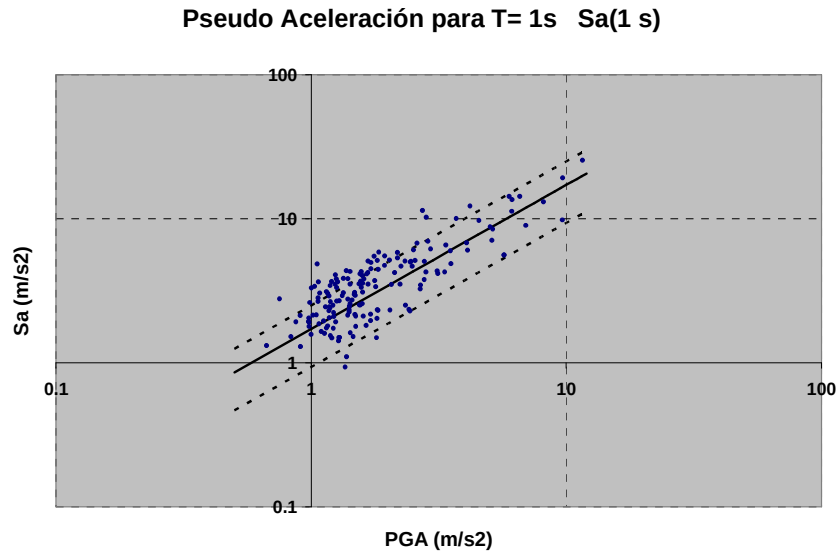


Figura 4. Pseudoaceleración para T=1s en función de la máxima aceleración del suelo (PGA)

En la Figura 5 se muestran la mediana de los espectros de pseudoaceleración $S_a(T)$ y desplazamiento espectral $S_d(T)$ de un grado de libertad normalizados para un PGA unitaria. También se indican los espectros normalizados para una PGA unitaria de la máxima distorsión de los entrepisos $IDI(T)$ normalizada por $H/100$ m, donde H es la altura total del edificio, y la máxima aceleración en los pisos $Acc(T)$.

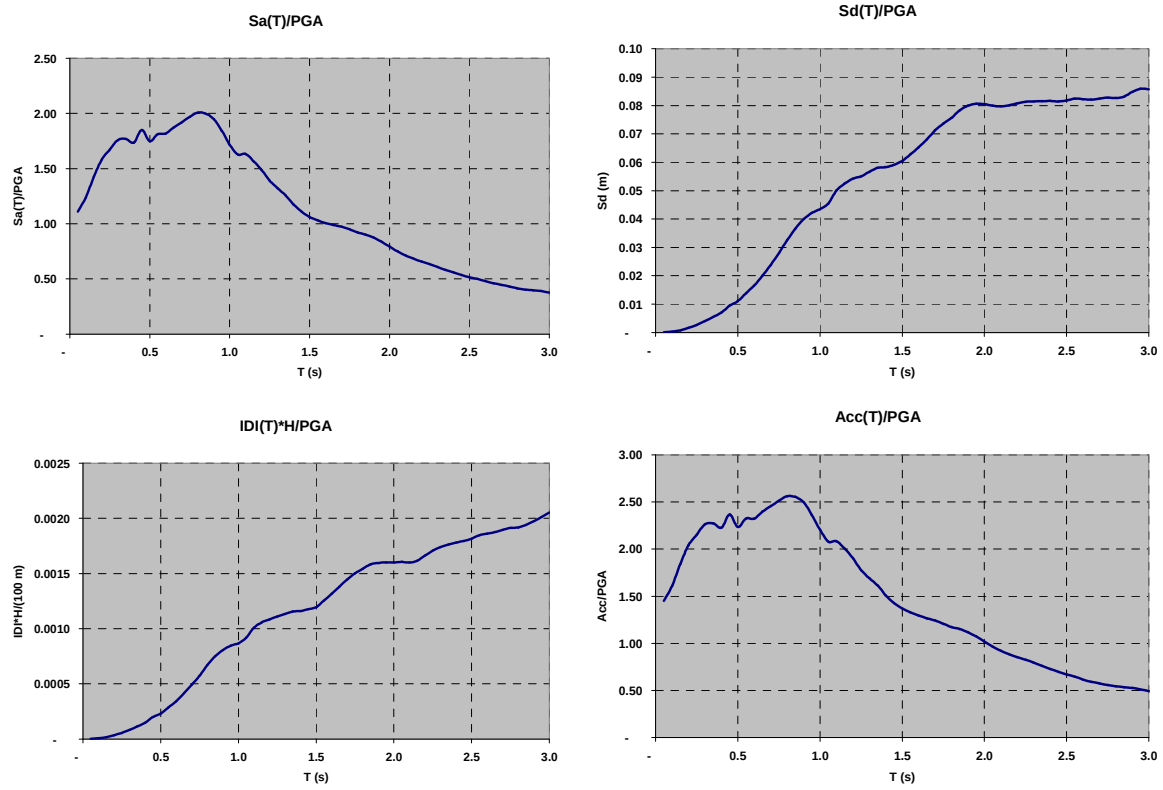


Figura 5. Mediana de los Espectros de Respuesta para valores unitarios de PGA

En la Figura 6 se muestra el desvío estándar del logaritmo natural $\xi_{D/A}$ de los espectros lineales de pseudoaceleración $S_a(T)$ y desplazamiento espectral $S_d(T)$ de un grado de libertad y de la máxima distorsión de los entrepisos $IDI(T)$ y la máxima aceleración en los pisos $Acc(T)$ para edificios.

Como se puede apreciar en la figura y es esperable, la dispersión de la respuesta medida por $\xi_{D/A}$ aumenta con el período fundamental de la estructura. Una buena aproximación a los resultados se obtiene con la siguiente con la siguiente regresión lineal

$$\xi_{D/A}(T) = 0.13T + 0.24 \quad (19)$$

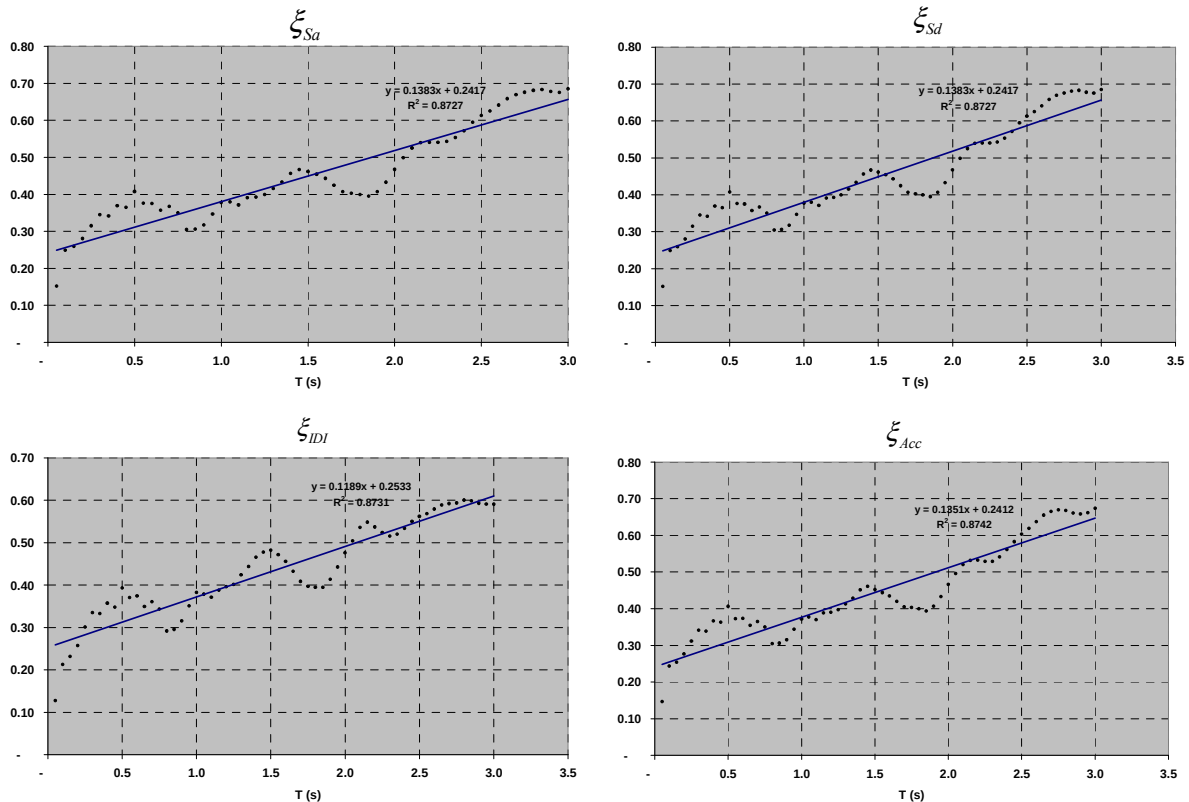


Figura 6. Desvío estándar del logaritmo natural de los espectros de respuesta

6. EJEMPLO DE APLICACIÓN AL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN LA PERFORMANCE

En la Figura 7 se muestran las principales características de un edificio a ser construido en la Ciudad de Mendoza en Argentina. Los objetivos de performance especificados se indican en la Tabla 3.

Para representar la dispersión de las capacidades fue seleccionado un coeficiente $\xi_c = 0.3$ (Sección 4). Considerando un período de la estructura alrededor de $T = 1$ s de la ec. **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se obtiene para la dispersión de las respuestas $\xi_{D/A} = 0.37$. Para la sismicidad de la Ciudad de Mendoza se tuvo en cuenta la frecuencia anual media de la máxima aceleración del suelo (PGA) de la Figura 2.

Con estos datos, el problema que se presenta en este trabajo puede resumirse de la siguiente forma:

DADOS:

1. Función del edificio (Edificio de oficinas de 10 pisos)

2. Ubicación: Ciudad de Mendoza (Argentina)
3. Condiciones del suelo: Período predominante del terreno entre 0.4 seg y 0.8 seg.
4. Configuración estructural y lay-out (Figura 7)
5. Objetivos de Performance (Tabla 3)

SE REQUIERE: Coeficientes de diseño de minoración de las capacidades y de mayoración de las demandas para cada objetivo de performance.

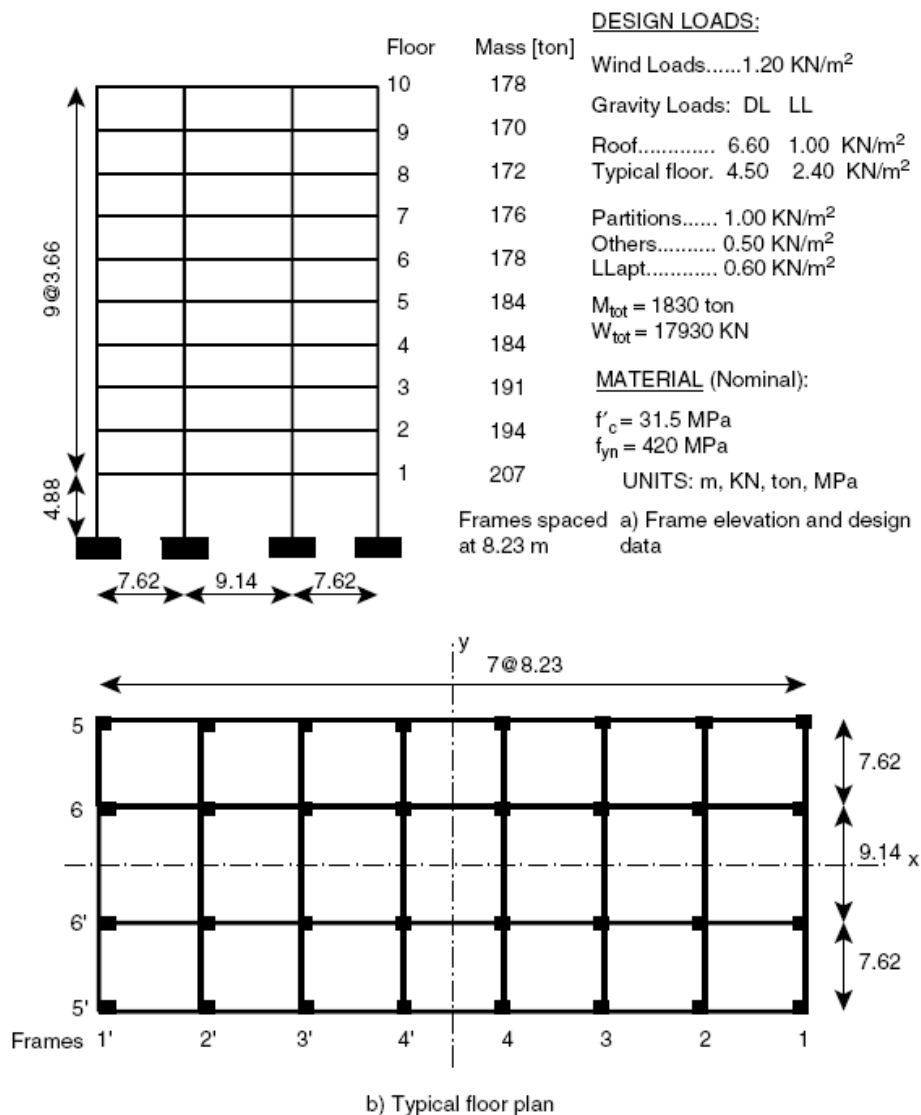


Figura 7

Tabla 3. Objetivos de Performance

Nivel de Performance Sísmica	Nivel de Intensidad Sísmica	Daño Estructural		Daño No-estructural (1)		Daño a los contenidos (1)	
		Índice de Daño Local	Prob. de Falla Cond. (2)	IDI	Prob. de Falla Cond. (2)	Aceler.	Prob. de Falla Cond.. (2)
Servicio	40	0.20	40% en 20 años	0.003	40% en 20 años	0.6 g	40% en 20 años
Operacional	70	0.40	25 % en 20 años	0.006	25 % en 20 años	0.9 g	25 % en 20 años
Protección de Vidas	475	0.60	10 % en 50 años	0.015	10 % en 50 años	1.2 g	10 % en 50 años
Colapso Impedido	2475	0.80	2 % en 50 años	0.020	2 % en 50 años	1.5 g	2 % en 50 años
(1) Para controlar el daño no-estructural y a los contenidos puede ser necesario limitar la interacción de IDI (distorsiones de entrepisos), velocidades y aceleraciones de pisos. (2) La probabilidad de falla condicional es la probabilidad de excedencia del estado límite o nivel de performance sísmica considerado en N años.							

Los datos utilizados y los resultados obtenidos aplicando la ec. (17) se resumen en la Tabla 4.

Tabla 4

Nivel de Performance Sísmica	Nivel de Intensidad Sísmica		Máxima Acelerac.del suelo	Coeficiente de sismicidad	Coefic. de minoración de Capacidad	Coefic. de mayoración de Demanda
	Período de Retorno (años)	Frecuencia anual Media	(PGA) g	k	ϕ	γ
Servicio	40	0.025	0.16	1.62	0.93	1.12
Operacional	70	0.01429	0.22	2.27	0.90	1.17
Protección de Vidas	475	$2.105 \cdot 10^{-3}$	0.42	4.49	0.82	1.36
Colapso Impedido	2475	$4.04 \cdot 10^{-4}$	0.64	4.70	0.81	1.38

7. CONCLUSIONES

Se desarrolla en este trabajo el procedimiento para aplicar la ecuación de diseño

habitual $\phi\hat{C} \geq \gamma\hat{D}^*$ en el diseño sísmico basado en la performance.

Para cada nivel de performance sísmica se deben comparar la mediana de la capacidad $\hat{C}$ contra la mediana de la demanda $\hat{D}^*$ calculada con la aceleración máxima del suelo con una probabilidad anual media p^* de superar dicho nivel de performance.

Los coeficientes de minoración de la capacidad, ϕ , y de mayoración de la demanda, γ , se pueden determinar en forma explícita a partir del conocimiento de la sismicidad del sitio de emplazamiento de la edificación, de las propiedades estadísticas de la respuesta estructural a los terremotos y de la probabilidad de falla especificada.

Los datos estadísticos obtenidos demuestran que la dispersión de la demanda aumenta con el período de la estructura. Esto implica la necesidad de utilizar coeficientes de mayoración de la demanda más elevados en el caso de edificios altos.

La forma de la curva de peligro sísmico $H_A(a) = P(A \geq a)$, con una aceleración máximas del suelo a que tienden a un límite máximo para períodos de retorno muy grandes implica coeficientes de minoración más bajos y coeficientes de mayoración más altos para los niveles de performance de protección de vida y colapso impedido que para los de servicio y operacional.

8. REFERENCIAS

¹ Bertero, Raúl D. and Bertero, Vitelmo V. "Performance-Based Seismic Engineering: Need For A Reliable Conceptual Comprehensive Approach", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. March 2002. John Wiley & Sons.

² Castano, Juan Carlos (1977) . "Zonificación sísmica de la República Argentina". INPRES. Publicación Técnica N°5.

³ Yun, S. Y., and Foutch, D. A. (2000). "Performance prediction and evaluation of low ductility steel moment frames for seismic loads." SAC Background Rep. No. SAC/BD-00/26, SAC Joint Venture, Richmond, Calif.

⁴ Castano, Juan Carlos (1992) "Influencia de las fuentes sísmicas potenciales en el diseño sismorresistente". INPRES. Publicación Técnica N°17.

⁵ Cornell, Allin; Fatemeh, Jalayer; Ronald O. Hamburger and Douglas A. Foutch (2002), "Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines" Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 4, April 1, 2002. American Society of Civil Engineering (ASCE).

⁶ Benjamin R., and Cornell A. 1970. "Probability, statistics, and decision for civil engineering". McGraw-Hill, New York.

⁷ Ellingwood, B., and Galambos, T. V. (1982). "Probability-based criteria for structural design." *Struct. Safety*, 1, 17-26.

⁸ "Uncertainty and conservatism in the seismic analysis and design of nuclear facilities." (1986). ASCE, New York, N.Y.

⁹ Hwang, H., and Jaw, J. W. (1989). "Statistical evaluation of response modification factors for reinforced concrete structures." Tech. Rep. NCEER-89-O002, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, N.Y.

¹⁰ Ramamoorthy, S. K., Gardoni, P., and Bracci, J. M., (2008). "Seismic Fragility and Confidence Bounds for Gravity Load Designed Reinforced Concrete Frames of Varying Height." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, No. 4, April 2008. 639-649.