



Artículo de Investigación



Predicción de la respuesta estructural usando diferentes medidas de intensidad sísmica: $Sa(T_1)$ vs I_{Np}

Prediction of structural response using different seismic intensity measures: $Sa(T_1)$ vs I_{Np}

Jesús Prisciliano Romo Villa , Edén Bojórquez Mora , Jesús David Tirado Ibarría , Juan Bojórquez Mora , Sonia Elda Ruiz Gómez 

Facultad de Ingeniería Culiacán, Universidad Autónoma de Sinaloa Cd. Universitaria, Blvd. de las Américas y Blvd. Universitarios, S/N, C.P. 80040, Culiacán Rosales, Sinaloa, México

Autor de correspondencia: Jesús Prisciliano Romo Villa, jesuspriscilianoromovilla.fic@uas.edu.mx, clave ORCID: 0009-0002-4587-4265. Edén Bojórquez Mora, eden@uas.edu.mx, clave ORCID: 0000-0001-6402-1693. Facultad de Ingeniería Culiacán, Universidad Autónoma de Sinaloa Cd. Universitaria, Blvd. de las Américas y Blvd. Universitarios, S/N, C.P. 80040, Culiacán Rosales, Sinaloa, México.

Recibido: 18 de Marzo del 2026

Aceptado: 26 de Junio del 2026

Published: 10 de Julio del 2026

Resumen. - Esta investigación evalúa la eficiencia de la medida de intensidad escalar I_{Np} frente a la tradicional $Sa(T_1)$ para predecir la respuesta estructural. La novedad científica del estudio radica en demostrar cómo $Sa(T_1)$ sobreestima severamente el daño en el rango inelástico al ignorar el alargamiento del periodo de la estructura, y cómo la medida I_{Np} corrige esta limitación. Se diseñaron tres modelos de marcos de concreto reforzado de 8 niveles con ductilidades baja, media y alta. Estos modelos fueron sometidos a Análisis Dinámicos Incrementales (ADI) empleando registros sísmicos de suelo blando y el modelo histerético de Takeda para medir la Distorsión Máxima de Entrepiso (DME). Los resultados confirman que I_{Np} reduce significativamente la dispersión y la incertidumbre. Al evaluar la distorsión límite de diseño, I_{Np} logró una disminución en la desviación estándar del 7.24% en el modelo de baja ductilidad, del 36.58% en el de ductilidad media, y del 30.51% en el de ductilidad alta. En conclusión, incorporar la forma espectral mediante I_{Np} evita la sobreestimación del daño de $Sa(T_1)$ y ofrece predicciones mucho más confiables para el diseño estructural.

Palabras clave: Medidas de intensidad; Parámetro de forma espectral N_p ; Respuesta sísmica; Edificios de concreto reforzado; Análisis dinámicos incrementales.

Abstract. - This research evaluates the efficiency of the scalar intensity measure I_{Np} compared to the traditional $Sa(T_1)$ for predicting structural response. The scientific novelty of the study lies in demonstrating how $Sa(T_1)$ severely overestimates damage in the inelastic range by ignoring the elongation of the structure's period, and how the I_{Np} measure corrects this limitation. Three models of eight-story reinforced concrete frames with low, medium, and high ductility were designed. These models were subjected to Incremental Dynamic Analysis (ADI) using soft soil seismic records and the Takeda hysteretic model to measure the Maximum Interstory Distortion (MID). The results confirm that I_{Np} significantly reduces dispersion and uncertainty. When evaluating the design limit distortion, I_{Np} achieved a decrease in the standard deviation of 7.24% in the low-ductility model, 36.58% in the medium-ductility model, and 30.51% in the high-ductility model. In conclusion, incorporating the spectral shape using I_{Np} avoids overestimation of $Sa(T_1)$ damage and offers much more reliable predictions for structural design.

Keywords: Intensity measures; Spectral shape parameter N_p ; Seismic response; Reinforced concrete buildings; Incremental dynamic analysis.



1. Introducción

En la actualidad existen dos formas de evaluar el tamaño de un sismo: la magnitud y la intensidad sísmica. La primera constituye una medida cuantitativa y objetiva, vinculada intrínsecamente a la energía liberada en la fuente; asimismo, se define como un parámetro único e invariante respecto a la ubicación del observador. Por otra parte, la intensidad describe la severidad de los efectos del movimiento del suelo en un emplazamiento específico, evaluándose en función de los daños estructurales observados y las reacciones humanas en dicho sitio [1].

La ingeniería sísmica tiene como propósito fundamental reducir el daño que los terremotos ocasionan en las edificaciones. Para alcanzar esta meta, es indispensable caracterizar con precisión los movimientos del terreno en un sitio específico. Esta descripción se realiza a través de un parámetro clave tanto en sismología como en ingeniería: la medida de intensidad sísmica (MI). El atributo más importante de cualquier MI es su alta correlación con la respuesta y el desempeño de las estructuras ante dichos eventos sísmicos [2], y estos se relacionan con la ingeniería estructural a partir de un parámetro de demanda estructural (PDE).

Por lo general, el comportamiento o desempeño de una edificación se representa mediante un PDE, tal como la distorsión máxima de entrepiso. Para estimar la magnitud de este PDE ante un evento sísmico, es necesario llevar a cabo análisis dinámicos no lineales paso a paso bajo niveles de intensidad objetivo del movimiento del terreno [3].

Las MI funcionan como la conexión fundamental entre la estimación del peligro sísmico y el cálculo de las demandas estructurales. Al cuantificar la severidad del movimiento del terreno, estos parámetros resultan indispensables tanto para el diseño como para la selección adecuada de registros sísmicos [3]. En la literatura se han propuesto diversas MI, cuyo desempeño y viabilidad se evalúan tradicionalmente a partir de tres características estadísticas esenciales: eficiencia, suficiencia y robustez al escalamiento.

Por lo tanto, en este trabajo se diseñaron y analizaron tres modelos de concreto reforzado a base de marcos espaciales de ocho niveles, con ductilidad baja, media y alta, sometidos a registros de suelo blando de la Ciudad de México. Lo anterior con el objetivo de evaluar la eficiencia de dos MI, la tradicional pseudoaceleración en el modo de vibrar fundamental de la estructura $Sa(T_1)$, y una medida de intensidad avanzada que tome en consideración la forma del espectro, como lo es la MI escalara I_{Np} .

2. Estado del Arte

Con el fin de contextualizar los hallazgos del presente estudio, se vuelve indispensable examinar las contribuciones académicas previas. A continuación, se expone el estado del arte, el cual analiza las principales investigaciones que han abordado esta temática, identificando así los vacíos de conocimiento que este trabajo pretende cubrir.

Dentro de la literatura revisada, el desempeño de las MI se evalúa tradicionalmente mediante tres características. En primer lugar, la eficiencia representa la propiedad de una MI para predecir con baja dispersión los PDE, minimizando así la cantidad de registros sísmicos requeridos para obtener estimaciones confiables. Por su parte, la suficiencia se alcanza cuando la probabilidad condicional de la respuesta estructural es independiente de las variables sismológicas que definen el peligro sísmico (como



magnitud y distancia). Finalmente, la robustez frente al escalamiento garantiza que la modificación de las amplitudes de los registros para alcanzar una intensidad objetivo no introduzca sesgos en el cálculo de la demanda estructural [4].

Para llevar a cabo estos análisis, el escalamiento de registros resulta una técnica ineludible, la cual consiste en amplificar o reducir los registros sísmicos para que coincidan con un valor de intensidad objetivo, como se muestra en la figura 1; Este proceso de normalización de la demanda de entrada es crucial para evaluar el desempeño bajo condiciones rigurosamente controladas y abatir la dispersión inherente a la variabilidad de los sismos.

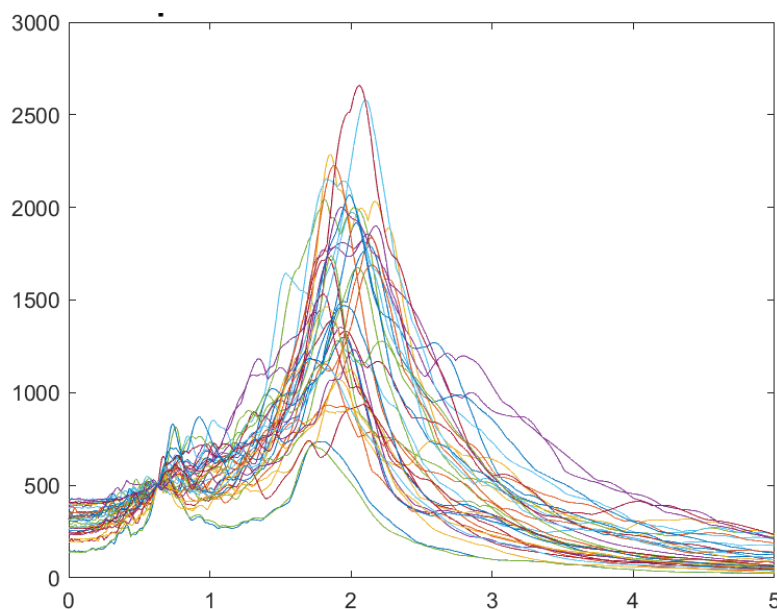


Figura 1. Espectros de respuesta escalados a una intensidad objetivo de $S_a=500 \text{ cm/s}^2$.

Tradicionalmente, la MI $S_a(T_1)$ se ha posicionado como la MI más empleada en la práctica y en los códigos de diseño sísmico. Su popularidad radica en su alta capacidad para estimar la respuesta lineal elástica de sistemas estructurales, tanto de uno como de múltiples grados de libertad, que están gobernados por su primer modo de vibración. No obstante, investigaciones recientes advierten una limitación: al ser un parámetro escalar de un solo punto, $S_a(T_1)$ omite por completo la información referente a la forma del espectro en otros periodos [5, 6, 7]. Conocer el contenido de frecuencias en estas regiones adyacentes resulta indispensable para predecir con precisión el comportamiento no lineal y la demanda en edificaciones donde la influencia de los modos superiores es significativa [3, 4, 7, 8, 9], limitación que diversos estudios han tratado de abordar.

El consenso actual en la literatura especializada sostiene que la forma espectral constituye un atributo fundamental del movimiento del terreno para predecir el desempeño sísmico de una edificación [4, 10, 11, 12, 13]. En virtud de su probada correlación con la respuesta inelástica, diversos investigadores han formulado nuevas medidas de intensidad que incorporan explícitamente esta característica, las cuales se describen a continuación:



Luco y Cornell en 2007 [14] desarrollaron una medida de intensidad vectorial basada en valores de respuesta espectral inelástica, y observaron que es eficaz para predecir la respuesta de estructuras sometidas a registros de tipo pulso. La medida de la intensidad del movimiento del suelo denominada $IM_{1I\&2E}$, que tiene en cuenta la frecuencia del segundo modo e inelasticidad, ha demostrado ser relativamente eficaz y suficiente para estimar la medida de la respuesta estructural.

Baker y Cornell en 2008 [15] realizaron una investigación en la cual se propone una medida de intensidad vectorial que cual toman en consideración la aceleración espectral en el primer modo de vibración de la estructura $Sa(T_1)$ y un parámetro R_{T_1,T_2} el cual describe la forma espectral, y se demuestra su eficiencia para describir el comportamiento sísmico de las estructuras para movimientos de suelo de tipo pulso y ordinarios. Se ha comprobado que una medida de intensidad vectorial basada en los valores de aceleración espectral en dos periodos es un predictor útil para los movimientos ordinarios del suelo. Consta de los parámetros $Sa(T_1)$ y $R_{T_1,T_2}=Sa(T_2)/Sa(T_1)$. Esta medida de intensidad puede proporcionar información sobre la excitación de modos superiores o la respuesta no lineal.

Una medida de intensidad vectorial que ha sido objeto de investigaciones consiste en $Sa(T_1)$ y el parámetro de movimiento del suelo ε [16]. Épsilon es una medida de la diferencia entre el valor de aceleración espectral de un registro en un periodo determinado y el valor medio de un modelo predictivo. Se ha observado que esta medida de intensidad tiene en cuenta eficazmente la forma espectral, pero cuando se repitieron las pruebas anteriores utilizando ε , se observó que era ineficaz para tener en cuenta el efecto de los pulsos de velocidad [15].

Entre los avances más significativos destacan las MI fundamentadas en el parámetro N_p (ecuación 1), el cual cuantifica y describe con rigor la evolución de la forma del espectro de respuesta [3, 4, 6].

$$N_p = \frac{Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)}{Sa(T_1)} \quad (1)$$

En este sentido, la magnitud del valor promedio de N_p proporciona información sustancial sobre la tendencia de la forma espectral [4, 5]. A modo de ilustración, para un valor promedio de N_p inferior a la unidad ($N_p < 1$), se anticipa que la región del espectro exhiba una pendiente negativa, en la figura se reporta un valor promedio de $N_p=0.39$ en el intervalo de periodos comprendido entre $T_1=0.5s$ y $T_N=2T_1$, considerando un conjunto de 191 registros ordinarios [4]; Por el contrario, cuando se obtiene un valor promedio de N_p superior a la unidad ($N_p > 1$), las ordenadas espectrales tienden a incrementarse más allá de T_1 , denotando una pendiente positiva. Dicha tendencia se ilustra en la Figura 2, correspondiente a un valor promedio de $N_p=1.9$ en el intervalo de $T_1=1.2s$ a $T_N=2T_1$, calculado para un conjunto de 31 registros de banda estrecha [4, 17, 18]. Finalmente, si se analiza uno o un conjunto de registros cuyo valor promedio sea N_p aproximadamente 1, se espera que el espectro promedio presente una configuración aproximadamente horizontal en el intervalo de periodos considerado [4].

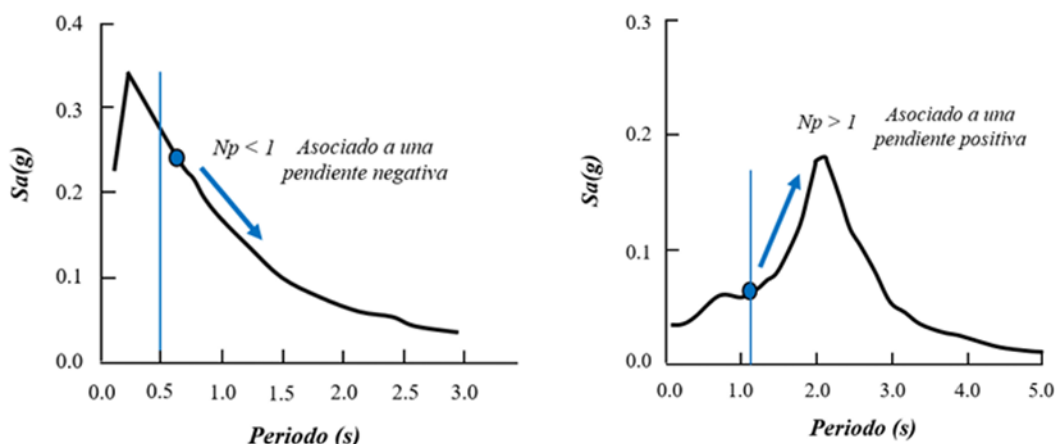


Figura 2. Espectros de respuesta elástico promedio, pendiente negativa ($N_p < 1$) y positiva ($N_p > 1$).

De igual manera, se ha comprobado que la MI derivada de N_p supera en eficiencia a otros parámetros propuestos en la literatura para cuantificar la influencia de la forma espectral sobre la respuesta de las estructuras [19, 20].

Apoyándose en las ventajas del parámetro de forma espectral previamente expuestas, Bojórquez y Iervolino [4] formularon una nueva medida de intensidad escalar designada como I_{N_p} . Su concepción matemática radica en afectar la ordenada espectral tradicional, $Sa(T_1)$, a través del parámetro N_p , logrando así integrar explícitamente la incidencia de la forma del espectro en la predicción de la demanda sísmica. En términos analíticos, I_{N_p} se expresa de la siguiente manera (ecuación 2):

$$I_{N_p} = Sa(T_1) * N_p^\alpha \quad (2)$$

Como se deduce de la ecuación anterior, la formulación de I_{N_p} posee la ventaja analítica de generalizar otras MI tradicionales, conteniéndolas como casos específicos. En particular, si el exponente α asume un valor nulo, la función se reduce a $Sa(T_1)$. De igual manera, al adoptar $\alpha=1.0$, la expresión reproduce exactamente la medida de pseudoaceleración promedio, $Sa_{avg}(T_1, \dots, T_N)$, MI como la propuesta por Córdova (2001) [21] y la denominada Sa_{Ratio} [22], constituyen casos particulares específicos derivados.

I_{N_p} ha demostrado una alta efectividad en la estimación de la respuesta estructural en sistemas con comportamiento no lineal [4, 12, 20, 23].

De acuerdo con Buratti [10] la MI I_{N_p} refleja de manera precisa la intensidad de los eventos sísmicos. En este sentido, múltiples investigaciones respaldan que las MI's basadas en el parámetro N_p son más eficaces para calcular el comportamiento de las estructuras que los indicadores tradicionales [4, 10, 19, 24, 25, 26].

3. Metodología

En esta sección se describe el procedimiento llevado a cabo para evaluar la eficiencia de las MI $Sa(T_1)$ e I_{N_p} . Se realizaron los siguientes pasos: selección de los registros sísmicos, diseño y modelado de las estructuras, análisis sísmico de los modelos, obtención de los parámetros de demanda estructural, evaluación de la eficiencia, comparación y discusión de los resultados.



3.1 Selección de los registros sísmicos

Considerando que la Ciudad de México se asienta sobre los suelos blandos del antiguo lago, las estructuras locales presentan una vulnerabilidad histórica documentada ante movimientos sísmicos intensos. Por esta razón, la selección de registros debe representar el comportamiento de este tipo de terreno es un paso fundamental para mitigar la incertidumbre y obtener un análisis estructural robusto, preciso y metodológicamente justificado.

Para llevar a cabo los análisis dinámicos incrementales de los edificios seleccionados, se utilizó un conjunto de registros sísmicos de suelo blando de la Ciudad de México, el cual se conformó extrayéndolos de la base de datos del Servicio Sismológico Nacional (SSN) [27].

Se procuró incluir registros de diferentes eventos sísmicos relevantes para la Ciudad de México, como los ocurridos en 1985 y 2017, con el objetivo de describir una amplia gama de condiciones sísmicas. Además, los registros seleccionados se ajustaron para su utilización en los análisis dinámicos incrementales.

En este apartado se presentan los registros sísmicos seleccionados para el desarrollo de los análisis, los cuales son representativos del tipo de suelo blando de la Ciudad de México, estos muestran un intervalo de magnitudes que van de 5.9 a 8.1, la Tabla 1 sintetiza las principales características de estos registros.

Tabla 1. Características relevantes de registros sísmicos considerados en el estudio, representativos del tipo de suelo blando de la Ciudad de México

No.	ID	FECHA	ESTACIÓN	MAGNITUD	COORD. EPICENTRO	PGA (cm/s ²)
1	SCT1	19-sep-85	SCT B-1	8.1	18.081 LAT. N 102.942 LONG. W	161.63
2	AL01	14-sep-95	ALAMEDA	6.4	16.31 LAT. N 98.88 LONG. W	40.98803
3	AL01	09-ago-00	ALAMEDA	6.1	17.99 LAT. N 102.66 LONG. W	-15.62846
4	CI05	10-dic-94	CIBELES	6.3	18.02 LAT. N 101.56 LONG. W	12.89303
5	CI05	09-oct-95	CIBELES	6.5	18.74 104.67	14.40544
6	CI05	22-ene-03	CIBELES	6.5	18.6 LAT. N 104.22 LONG. W	-24.86402
7	CI05	01-ene-04	CIBELES	6.3	17.31 LAT. N -101.42 LONG. W	10.52512
8	CJ03	15-may-93	C.U. JUAREZ	5.9	16.47 LAT. N 98.72 LONG. W	8.90956
9	CJ03	10-dic-94	C.U. JUAREZ	6.3	18.02 LAT. N 101.56 LONG. W	14.83941
10	CJ03	09-oct-95	C.U. JUAREZ	6.5	18.74 105.67	15.03803
11	CJ03	20-mar-12	C.U. JUAREZ	7.4	16.42 LAT. N 98.36 LONG. W	41.43215
12	CJ04	15-may-93	CUPJ	5.9	16.47 LAT. N 98.72 LONG. W	8.47
13	CJ04	09-oct-95	CUPJ	6.5	18.74 104.67	14.75
14	CJ04	09-ago-00	CUPJ	6.1	17.99 LAT. N 102.66 LONG. W	-11.66684
15	CJ04	20-mar-12	MULTIFAMILIAR JUAREZ II	7.4	16.42 LAT. N 98.36 LONG. W	42.5496
16	EX08	09-oct-95	SEC #3, AZOTEA - CENTRO EDIF 1	6.5	18.74 104.67	13.9
17	GA62	14-sep-95	GARIBALDI	6.4	16.31 LAT. N 98.88 LONG. W	29.99
18	GA62	09-oct-95	GARIBALDI	6.5	18.74 104.67	12.93
19	GA62	01-ene-04	GARIBALDI	6.3	17.31 LAT. N -101.42 LONG. W	-8.18864
20	LI58	09-oct-95	LIVERPOOL	6.5	18.74 104.67	16.6
21	LI58	03-feb-98	LIVERPOOL	6	15.69 LAT. N 96.37 LONG. W	4.37217
22	LI58	09-ago-00	LIVERPOOL	6.1	17.99 LAT. N 102.66 LONG. W	11.87432
23	LI58	22-ene-03	LIVERPOOL	6.5	18.6 LAT. N 104.22 LONG. W	-20.41433
24	LI58	13-abr-07	ESC. SEC. DNA. NO. 23	6.3	17.09 LAT. N 100.44 LONG. W	12.44985
25	LI58	18-abr-14	ESC. SEC. DNA. NO. 23	7.2	17.18 LAT. N 101.19 LONG. W	41.11246
26	SP51	15-may-93	SECTOR POPULAR	5.9	16.47 LAT. N 98.72 LONG. W	6.52513
27	SP51	14-sep-95	SECTOR POPULAR	6.4	16.31 LAT. N 98.88 LONG. W	40.32562
28	SP51	09-oct-95	SECTOR POPULAR	6.5	18.74 104.67	14.075
29	SP51	09-ago-00	SECTOR POPULAR	6.1	17.99 LAT. N 102.66 LONG. W	-16.43106
30	SP51	20-mar-12	SECTOR POPULAR	7.4	16.42 LAT. N 98.36 LONG. W	46.22415
31	SP51	08-may-14	SECTOR POPULAR	6.4	17.11 LAT. N 100.87 LONG. W	45.95258
32	TL08	09-oct-95	TLATELOLCO	6.5	18.74 104.67	10.98
33	TL08	01-ene-04	TLATELOLCO	6.3	17.31 LAT. N -101.42 LONG. W	7.37085
34	TL08	13-abr-07	DEPORTIVO ANTONIO CASO T-II	6.3	17.09 LAT. N 100.44 LONG. W	13.88637
35	TL08	18-abr-14	DEPORTIVO ANTONIO CASO T-II	7.2	17.18 LAT. N 101.19 LONG. W	33.87472
36	TL55	14-sep-95	TLATELOLCO	6.4	16.31 LAT. N 98.88 LONG. W	29.94384



3.2 Espectros de respuesta y escalamiento de los registros

Se generaron los espectros de respuesta de todos los registros sísmicos con cada uno de los casos particulares. Estos se muestran en las figuras 3 y 4. Los espectros de respuesta se construyeron mediante el procedimiento basado en el método de Newmark descrito por Anil K. Chopra [28].

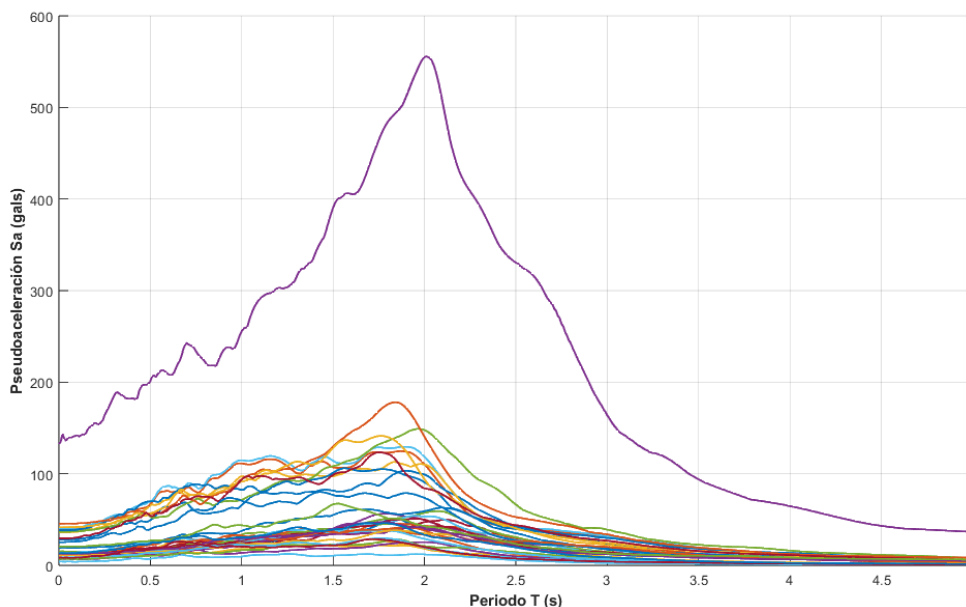


Figura 3. Espectros de respuesta para la MI $S_a(T_1)$ correspondientes al conjunto de registros sísmicos evaluados.

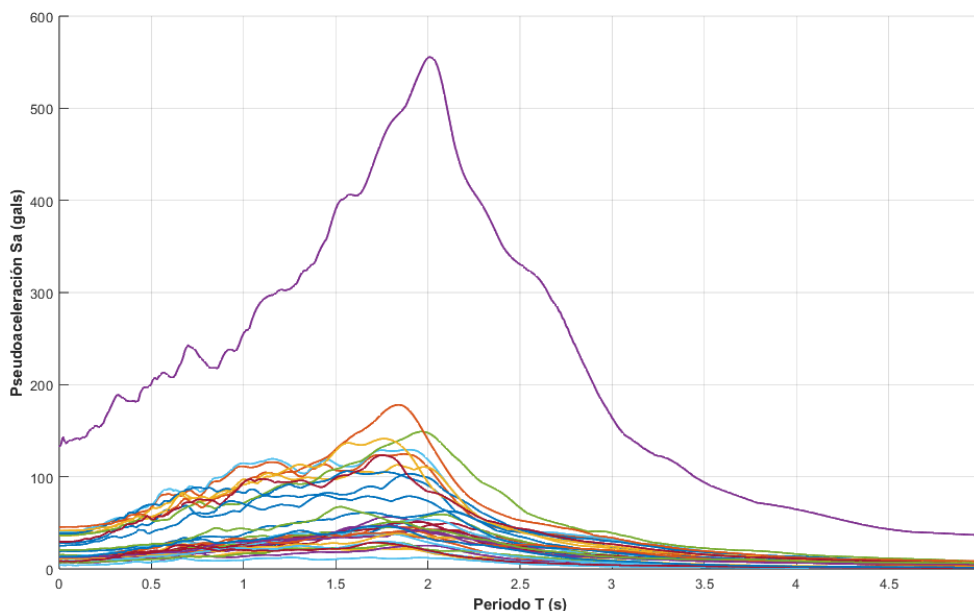


Figura 4. Espectros de respuesta para la MI $I_{Np}(S_a)$ correspondientes al conjunto de registros sísmicos evaluados.

Para obtener los factores de escala asociados a cada registro sísmico es necesario construir los espectros de respuesta correspondientes a cada MI y cada modelo. Anteriormente se mostraron los espectros de respuesta pertenecientes a cada MI,



el criterio utilizado para obtener la intensidad específica en un periodo determinado, por lo tanto, para obtener cada factor de escala tomando en consideración ambas componentes de los registros sísmicos, se adopta un espectro de respuesta combinado, el cual se construye a partir de la ecuación 3, donde se logra obtener la resultante de las dos componentes de los registros sísmicos.

$$OS = \sqrt{\frac{(OS_{comp1})^2 + (OS_{comp2})^2}{2}} \quad (3)$$

El proceso de escalado se realizó utilizando como MI a las mencionadas durante el estudio. Los registros fueron escalados de manera incremental partiendo de una intensidad inicial hasta alcanzar una intensidad objetivo máxima de 2000 cm/s², empleando incrementos constantes de 50 cm/s² para la MI Sa(T₁) y de 100 cm/s² para la MI I_{Np}.

3.3 Diseño y modelado de las estructuras

Para el diseño y modelado estructural se tomaron como referencia las edificaciones que históricamente han mostrado mayor vulnerabilidad ante los sismos en la Ciudad de México, con el fin de garantizar la validez y representatividad de los modelos.

Los modelos estructurales fueron desarrollados utilizando software especializado en análisis dinámico no lineal ETABS [29], que permite capturar el comportamiento de las estructuras bajo la acción de cargas sísmicas.

Se diseñaron tres edificios con una altura de 8 niveles de concreto reforzado y ubicados en suelo blando de la Ciudad de México con ductilidad baja, media y alta, con 4 crujeías de 6 metros en ambas direcciones y alturas de entrepiso de 3.5 metros. En la figura 5 se muestra un modelo representativo.

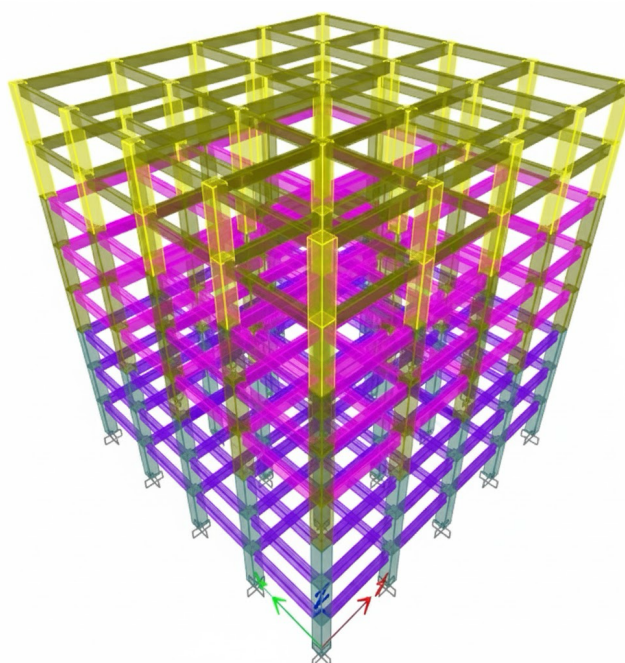


Figura 5. Representación esquemática de los modelos de 8 niveles.



Los modelos fueron diseñados considerando un empotramiento en la base, un amortiguamiento crítico del 5%, desplantados en suelo blando zona III de la CDMX, debido a que esta es una de las áreas donde históricamente se han registrado mayores daños durante la ocurrencia de eventos sísmicos, como lo fueron los sismos del 19 de septiembre 1985 y 2017 [30, 31, 32]. También se utilizó un espectro de diseño inelástico de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo (NTC-2023) [33].

Los elementos estructurales de los modelos analizados se exponen en las tablas 2, 3 y 4. En ellas se concentran las dimensiones geométricas de los elementos principales, vigas y columnas, y la distribución del acero de refuerzo.

Tabla 2. Dimensiones y armados de los elementos estructurales del modelo de 8 niveles de ductilidad baja.

Edificio 8 Niveles de concreto reforzado con Q=2						
Elemento	b	h	Refuerzo	As (cm ²)	ρ	Entrepisos
Col-1	75	75	28Vs#8	141.96	0.025	1 al 3
Col-2	75	75	4Vs#8+16Vs#6	65.88	0.012	4 al 6
Col-3	70	70	4Vs#8+12Vs#6	54.48	0.011	7 al 8
V-1	35	65	3Vs#5+1Vs#4	7.21	0.003	1 al 3
V-2	35	65	3Vs#5+1Vs#4	7.21	0.003	4 al 6
V-3	30	60	3Vs#5	5.94	0.003	7 al 8

Tabla 3. Dimensiones y armados de los elementos estructurales del modelo de 8 niveles de ductilidad media.

Edificio 8 Niveles de concreto reforzado con Q=3						
Elemento	b	h	Refuerzo	As (cm ²)	ρ	Entrepisos
Col-1	65	65	16Vs#8	81.12	0.019	1 al 3
Col-2	65	65	4Vs#8+8Vs#6	43.08	0.010	4 al 6
Col-3	60	60	4Vs#8+8Vs#6	43.08	0.012	7 al 8
V-1	30	55	1Vs#5+2Vs#4	5.23	0.003	1 al 3
V-2	30	55	1Vs#5+2Vs#4	5.23	0.003	4 al 6
V-3	25	50	2Vs#5	3.96	0.003	7 al 8

Tabla 4. Dimensiones y armados de los elementos estructurales del modelo de 8 niveles de ductilidad alta.

Edificio 8 Niveles de concreto reforzado con Q=4						
Elemento	b	h	Refuerzo	As (cm ²)	ρ	Entrepisos
Col-1	65	65	4Vs#8+12Vs#6	54.48	0.013	1 al 3
Col-2	60	60	4Vs#8+12Vs#6	54.48	0.015	4 al 6
Col-3	55	55	12Vs#6	34.2	0.011	7 al 8
V-1	30	55	4Vs#4	5.08	0.003	1 al 3
V-2	25	50	3Vs#4	3.81	0.003	4 al 6
V-3	25	45	3Vs#4	3.81	0.003	7 al 8

3.4 Análisis sísmico de los modelos

Tras concluir el diseño de los modelos, se evaluó su desempeño ante el conjunto de registros sísmicos representativos de suelo blando. Para ello, se realizó una serie de Análisis Dinámicos Incrementales [34], que consiste en escalar progresivamente los registros a múltiples niveles de intensidad objetivo para trazar la evolución del comportamiento estructural frente a demandas crecientes. La implementación de este enfoque no lineal resulta indispensable en la presente investigación, pues constituye la única vía analítica capaz de simular con rigor el daño, la incursión al rango inelástico y la respuesta real de las edificaciones ante excitaciones extremas. Para este fin se utilizó el software de análisis Ruaumoko 3D [35].



El propósito de esta fase fue caracterizar todo el espectro de la respuesta, abarcando desde el comportamiento elástico lineal hasta la inestabilidad del sistema. Con este fin, se obtuvieron los parámetros de demanda estructural (PDE) más representativos. Estos permitirán evaluar el desempeño estructural ante diferentes niveles de intensidad.

Para simular adecuadamente la degradación de la rigidez ocasionada por los ciclos histeréticos de carga y descarga, se implementó el modelo de Takeda modificado [36, 37]. Este modelo, de tipo bilineal y con rigidez posfluencia, permite caracterizar el deterioro estructural a través de dos variables fundamentales: el parámetro α que controla la degradación de la rigidez durante la fase de descarga, y el parámetro β encargado de gobernar la pérdida de rigidez en la recarga. En la figura 6 se muestra el modelo histerético de Takeda modificado.

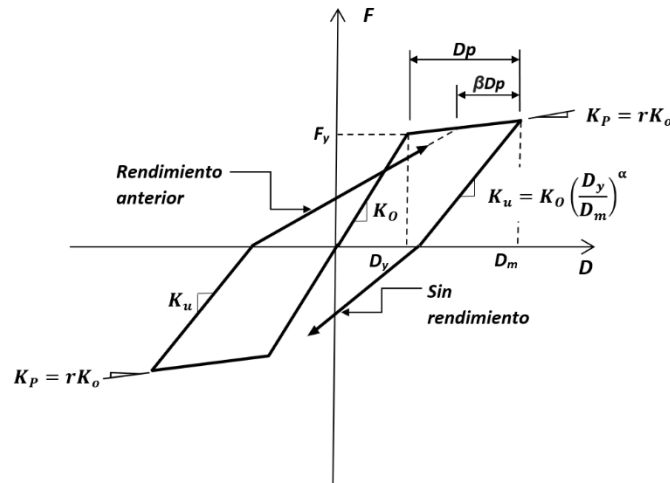


Figura 6. Modelo histerético de Takeda modificado y define las reglas de carga y descarga cíclica.

3.5 Obtención de los parámetros de demanda estructural

Con base en los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal, se extrajeron los parámetros de demanda estructural más representativos que permiten cuantificar de manera precisa la respuesta de las estructuras ante los distintos niveles de intensidad sísmica.

Estos parámetros, conocidos como parámetros de demanda estructural (PDE), servirán como base para establecer relaciones funcionales con las medidas de intensidad sísmica empleadas. La adecuada selección y cuantificación de los PDE es fundamental, ya que de ellos dependerá la confiabilidad de las comparaciones entre diferentes medidas de intensidad y la precisión en la construcción de superficies de fragilidad sísmica.

Como PDE se utilizó la distorsión máxima de entrepiso (DME) en cada uno de los modelos analizados, debido a que es un parámetro importante en el diseño sísmico, ya que esta captura información referente a las demandas máximas.

La DME se define como el desplazamiento relativo máximo con respecto al nivel inmediato inferior que presenta un piso o nivel del edificio debido a un evento sísmico, como se muestra en la ecuación 4. Por lo tanto, para calcularlo se requiere identificar el desplazamiento máximo de dos pisos consecutivos.



$$\gamma_{max} = \frac{D_1 - D_2}{H} \quad (4)$$

Donde, γ_{max} es la distorsión máxima de entrepiso, D_1 es el desplazamiento máximo del nivel superior en el par de pisos consecutivos, D_2 es el desplazamiento máximo del nivel inferior en el par de pisos consecutivos y H es la altura entre los dos niveles consecutivos

3.6 Evaluación de la eficiencia

Para cuantificar la eficiencia de las medidas de intensidad $Sa(T_1)$ e I_{Np} , se asume que, para la relación entre la MI y el PDE, la estimación de la mediana de la demanda predicha condicionada a un nivel de intensidad se obtiene mediante un modelo de regresión lineal en el espacio logarítmico.

La eficiencia de cada MI se evalúa a través de la dispersión de los datos alrededor de esta mediana. Matemáticamente, esto se calcula utilizando la desviación estándar del logaritmo natural de los residuales, definida por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{ln} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln PDE_i - \ln \overline{PDE})^2}{n - 1}} \quad (5)$$

Donde:

σ_{ln} : Desviación estándar del logaritmo natural, es el resultado de la ecuación que evalúa la eficiencia de la MI. Un valor menor indica que los datos están menos dispersos respecto a la predicción, por lo que la MI es más eficiente.

PDE_i : Parámetro de Demanda Estructural observado, es el PDE obtenido de los ADI.

\overline{PDE} : Valor de la mediana del PDE, este es el valor que se obtiene directamente del modelo de regresión lineal para ese mismo nivel de intensidad.

3.7 Comparación y discusión de los resultados

En esta etapa, se llevó a cabo un análisis comparativo detallado entre la pseudoaceleración en el periodo fundamental de la estructura y la medida de intensidad basada en la forma espectral I_{Np} . Para ello, se realizaron los análisis correspondientes que permitieron cuantificar y contrastar su eficiencia, entendida como la capacidad de cada medida de intensidad para predecir el parámetro de demanda estructural con la menor dispersión posible. Se analizaron las implicaciones que estos hallazgos tienen para la práctica del diseño y la evaluación estructural, enfatizando cómo la consideración de la forma espectral, incluida en I_{Np} , puede influir en la reducción de la incertidumbre en la predicción del comportamiento estructural.

4. Resultados Numéricos

Para el modelo diseñado con ductilidad baja ($Q=2$), los resultados del análisis dinámico incremental muestran una relación proporcional entre la intensidad sísmica y la distorsión máxima de entrepiso. Como se observa en la Figura 7, el comportamiento se mantiene con baja dispersión en intensidades menores a 500 cm/s^2 ; sin embargo, a medida que la intensidad $Sa(T_1)$ aumenta el comportamiento no lineal, la dispersión crece significativamente. Para una intensidad de 2000 cm/s^2 , la mediana de la respuesta se ubica en una distorsión cercana a 0.10, pero con valores individuales de cada registro sísmico que varían ampliamente desde 0.05 hasta 0.18. La distorsión de entrepiso límite establecida por la NTC-2023 [33] se alcanza a una intensidad de 240.65 cm/s^2 .

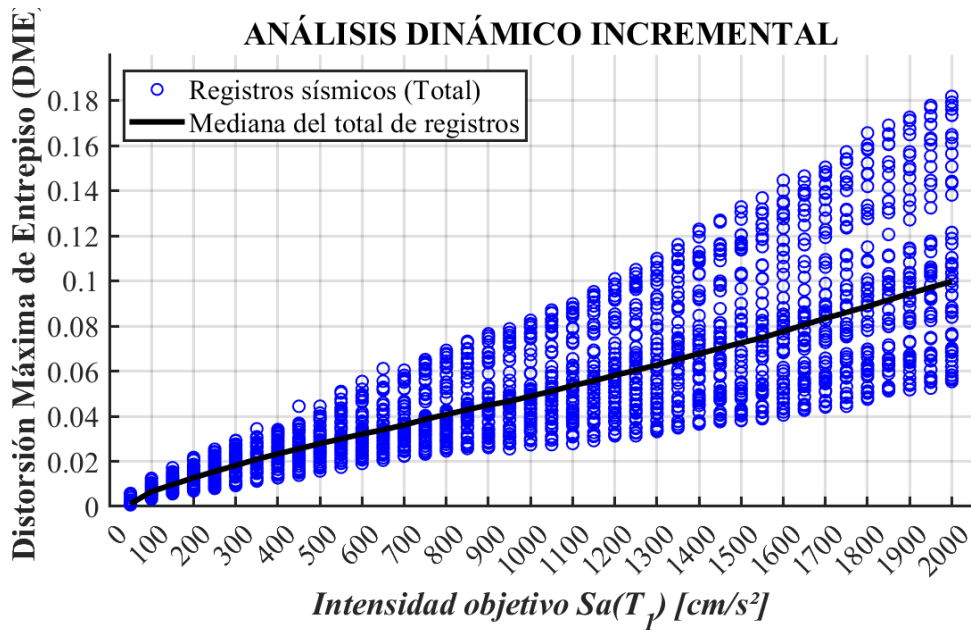


Figura 7. Análisis dinámicos incrementales con $Sa(T_1)$ para el modelo de ductilidad baja.

En el caso del modelo de ductilidad media ($Q=3$), la curva de la mediana refleja una mejoría en el control de las deformaciones máximas gracias a la mayor capacidad de disipación de energía del sistema. A la intensidad máxima evaluada, la DME se reduce ligeramente a un valor aproximado de 0.09, como se muestra en la figura 8. No obstante, la variabilidad de las respuestas individuales sigue siendo muy amplia, confirmando que la dispersión está ligada a las características del registro sísmico que no son capturadas por la medida de intensidad utilizada. La distorsión de entrepiso límite establecida por la NTC-2023 [33] se alcanza a una intensidad de 386.75 cm/s^2 .

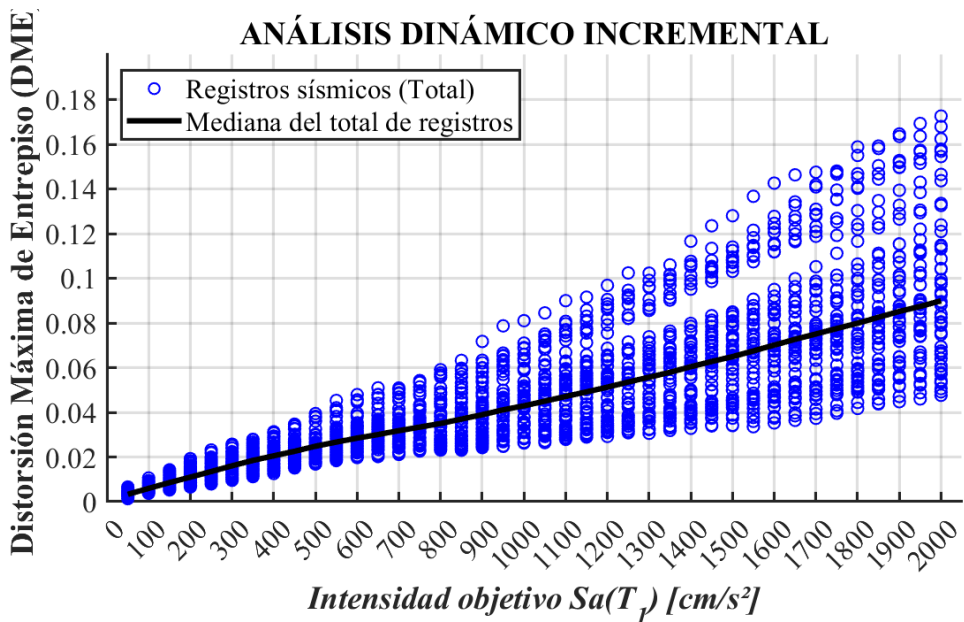


Figura 8. Análisis dinámicos incrementales con $Sa(T_1)$ para el modelo de ductilidad media.



Para el modelo con ductilidad alta ($Q=4$), la tendencia a la baja en la respuesta mediana continúa, alcanzando una distorsión máxima de entrepiso aproximada de 0.085 bajo la intensidad de 2000 cm/s^2 , como se muestra en la figura 9. Aunque el diseño sea de una ductilidad alta permite que la estructura tenga una mejor respuesta a la demanda de energía; nótese que la dispersión de los datos sigue siendo alta. La distorsión de entrepiso límite establecida por la NTC-2023 [33] se alcanza a una intensidad de 599.82 cm/s^2 .

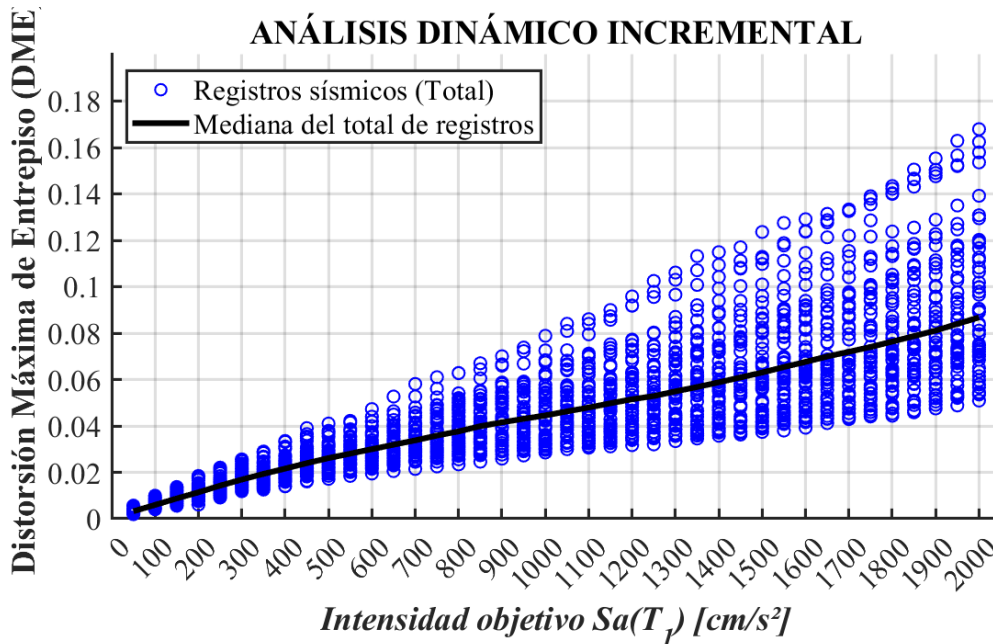


Figura 9. Análisis dinámicos incrementales con $Sa(T_1)$ para el modelo de ductilidad alta.

El conjunto de curvas obtenidas para los tres modelos evidencia una limitación fundamental de $Sa(T_1)$ como medida de intensidad. Al observarse la pronunciada dispersión en el rango no lineal sin importar el nivel de ductilidad del modelo ($Q=2, 3$ o 4), queda demostrado que igualar los registros a un único valor de $Sa(T_1)$ está limitado para predecir el daño estructural con precisión. Esta incertidumbre ocurre porque $Sa(T_1)$ ignora la forma espectral y el alargamiento del periodo que sufren estas estructuras al incursionar en el rango inelástico, lo cual justifica la necesidad de evaluar medidas de intensidad basadas en la forma del espectro, como I_{Np} .

Al evaluar la respuesta del modelo de ductilidad baja escalando los registros con la medida I_{Np} (Figura 10), se observa una reducción importante en la dispersión en comparación con $Sa(T_1)$. Aunque la estructura ingresa al rango no lineal, los resultados se agrupan de manera mucho más compacta alrededor de la mediana. Para la intensidad máxima evaluada (2000 cm/s^2), la mediana del DME se sitúa alrededor de 0.06, y los valores máximos extremos apenas alcanzan el 0.10, eliminando por completo la amplia dispersión de hasta 0.18 que se presentaba con la medida escalar tradicional. La distorsión de entrepiso límite establecida por la NTC-2023 [33] se alcanza a una intensidad de 401.97 cm/s^2 .

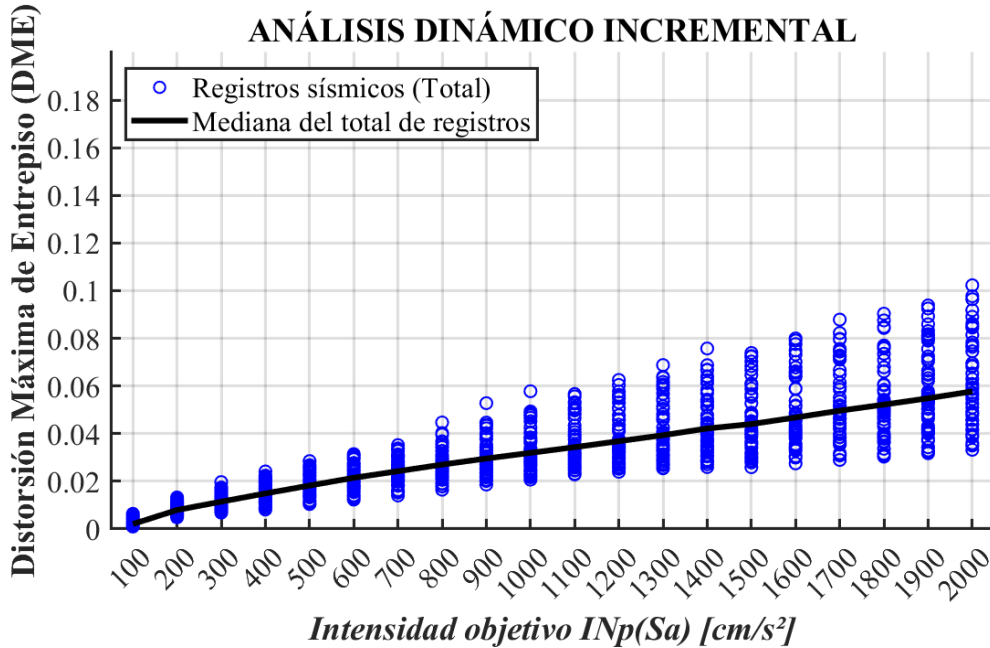


Figura 10. Análisis dinámicos incrementales con I_{Np} para el modelo de ductilidad baja.

En el modelo diseñado con ductilidad media ($Q=3$), el beneficio de utilizar I_{Np} se vuelve aún más evidente. La Figura 11 ilustra cómo la dispersión se estrecha considerablemente a lo largo de todas las intensidades objetivo. Bajo una intensidad objetivo de 2000 cm/s^2 , la mediana de la distorsión máxima de entrepiso es cercana a 0.05. Cabe resaltar que, a pesar de la mayor capacidad de deformación del sistema, prácticamente la totalidad de las respuestas se mantienen por debajo del umbral de 0.09 de distorsión, demostrando una alta precisión en la predicción de la respuesta estructural. La distorsión de entrepiso límite establecida por la NTC-2023 [33] se alcanza a una intensidad de 629.42 cm/s^2 .

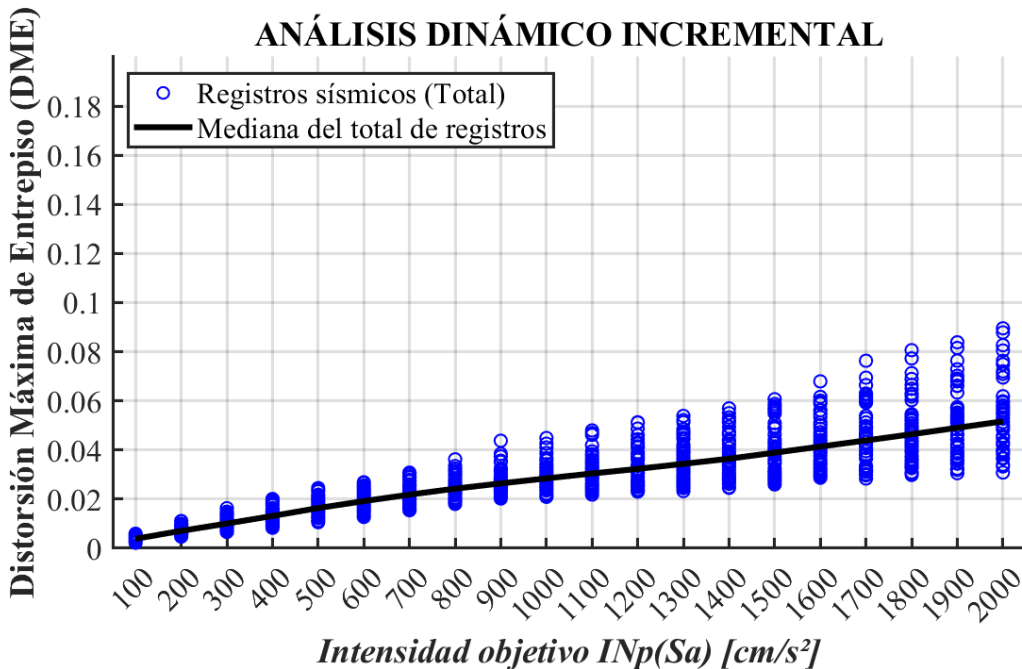


Figura 11. Análisis dinámicos incrementales con I_{Np} para el modelo de ductilidad media



Para la estructura de ductilidad alta ($Q=4$), con la medida I_{Np} , a pesar que este modelo está diseñado para sufrir incursiones en el rango inelástico, por ende, un alargamiento de su periodo fundamental, la dispersión de los datos se mantiene acotada. A una intensidad de 2000 cm/s^2 , la curva mediana alcanza una distorsión aproximada de 0.055, con los valores extremos oscilando apenas entre 0.04 y 0.10, como se muestra en la figura 12. Este comportamiento comprueba que I_{Np} penaliza o ajusta adecuadamente los registros que, por su forma espectral, son más agresivos para la estructura dañada. La distorsión de entrepiso limite establecida por la NTC-2023 [33] se alcanza a una intensidad de aproximada de 924.93 cm/s^2 .

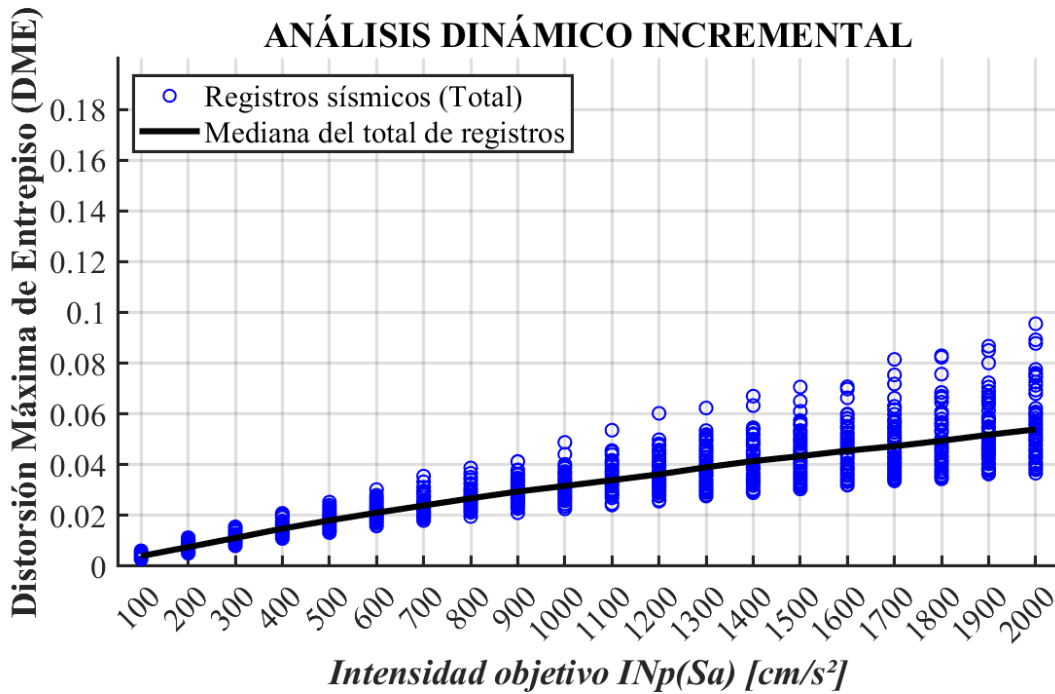


Figura 12. Análisis dinámicos incrementales con I_{Np} para el modelo de ductilidad alta.

El contraste entre los resultados obtenidos con $Sa(T_1)$ y con I_{Np} es concluyente. Al sustituir la aceleración espectral en el periodo fundamental por una medida que incorpora el parámetro Np (forma espectral), la dispersión asociada a la incertidumbre del movimiento del suelo se disminuye para los tres niveles de ductilidad. Este agrupamiento de los resultados alrededor de la mediana demuestra que I_{Np} es altamente eficiente, ya que logra predecir la respuesta estructural. Esto confirma que, en suelos blandos, es indispensable considerar la influencia en periodos mayores a T_1 para estimar correctamente el desempeño en el intervalo de comportamiento inelástico.

Al comparar los resultados obtenidos a partir de los análisis dinámicos incrementales se observa que al utilizar una medida de intensidad que tome en consideración la forma del espectro, la estructuras muestran una capacidad mayor a la aparente utilizando al medida tradicional MI, la cual subestima la capacidad real de la estructura, para notar podemos ver que para el modelo de ductilidad baja se presenta un aumento del 67.03% de intensidad para alcanzar la distorsión máxima de entrepiso para la que fue diseñada, para el modelo de ductilidad media se presenta un aumento del 62.74% de intensidad, y para el modelo de ductilidad alta se presenta un incremento del 54.20% de la intensidad.



Para cuantificar la reducción de la dispersión observada en los análisis dinámicos incrementales, se calculó la desviación estándar del logaritmo natural en función de la mediana de la distorsión máxima de entrepiso. En la Figura 13 se presenta la comparación directa de la eficiencia entre $Sa(T_1)$ e I_{Np} para el modelo de baja ductilidad.

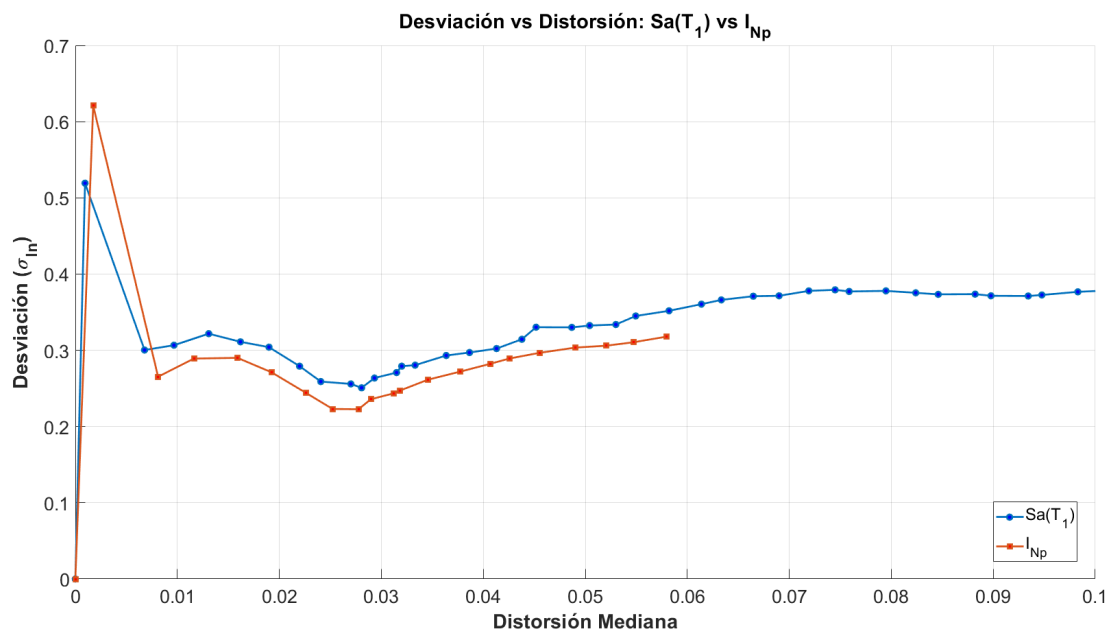


Figura 13. Comparación de la desviación en función de la mediana de la DME para las MI $Sa(T_1)$ e I_{Np} para el modelo de ductilidad baja.

Tras una dispersión inicial a niveles de deformación muy bajos (comportamiento elástico), se observa que a partir de una distorsión de 0.01, ambas medidas estabilizan su tendencia, pero con una clara separación entre ellas. A medida que la estructura incursiona más en el rango no lineal, la dispersión de $Sa(T_1)$ se incrementa de manera sostenida, alcanzando valores de desviación cercanos a 0.38. En contraste, la medida I_{Np} se mantiene consistentemente por debajo, controlando la dispersión con valores que oscilan entre 0.25 y 0.30. Además, resulta evidente que, bajo el mismo nivel de intensidad máxima analizada, el uso de I_{Np} obtiene la mediana de la demanda a una distorsión de 0.06, mientras que la limitación de $Sa(T_1)$ para capturar el efecto del daño se hace evidente y lleva la predicción de la demanda hasta valores de 0.10. Para la distorsión máxima de entrepiso que fue diseñado se obtiene una desviación estándar del 0.3111 para la medida de intensidad $Sa(T_1)$ y una desviación estándar del 0.2901 para la medida de intensidad I_{Np} , por lo que se presenta tan solo un 7.24% de disminución en la desviación.

Para el modelo diseñado con ductilidad media (Figura 14), en contraste con el modelo de ductilidad baja, las inestabilidades iniciales en el rango elástico son menores. La curva correspondiente a $Sa(T_1)$ muestra una tendencia ascendente, estabilizando su nivel en valores de desviación cercanos a 0.36. Por el contrario, la medida I_{Np} exhibe una eficiencia superior y más estable, logrando contener la dispersión máxima en un valor aproximado de 0.27. Congruente con los resultados de los análisis dinámicos incrementales, se aprecia gráficamente que para la intensidad objetivo máxima, I_{Np} acota la estimación de la distorsión mediana a 0.055, previniendo la sobreestimación del daño que presenta $Sa(T_1)$, cuya curva se extiende hasta una distorsión cercana a 0.09. Para la distorsión máxima de entrepiso que fue diseñado se obtiene



una desviación estándar del 0.2583 para la medida de intensidad $Sa(T_1)$ y una desviación estándar del 0.1891 para la medida de intensidad I_{Np} , por lo que se presenta tan solo un 36.58% de disminución en la desviación.

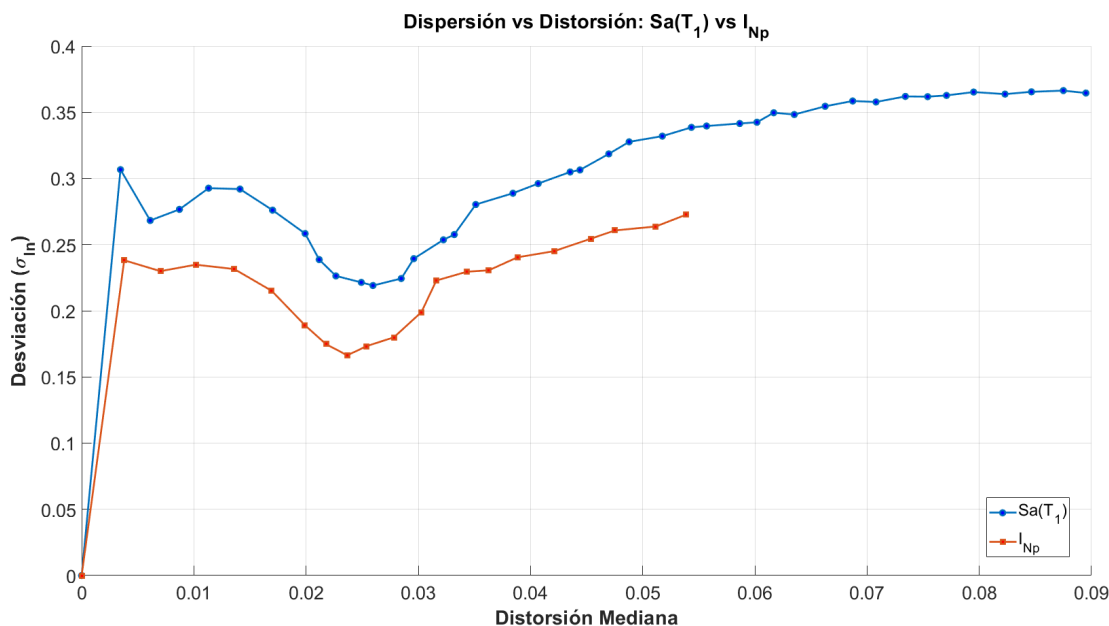


Figura 14. Comparación de la desviación en función de la mediana de la DME para las MI $Sa(T_1)$ e I_{Np} para el modelo de ductilidad media.

Al analizar el modelo de ductilidad alta (Figura 15), la reducción de la desviación al utilizar I_{Np} se confirma. En este caso, donde la estructura experimenta las mayores incursiones inelásticas y, por consiguiente, un alargamiento de su periodo, la medida $Sa(T_1)$ exhibe una desviación que asciende gradualmente hasta estabilizarse en un valor cercano a 0.32. En contraste, I_{Np} mantiene la dispersión acotada con un valor máximo aproximado de 0.25. De igual forma que en los casos anteriores, la gráfica ilustra cómo I_{Np} restringe la mediana de la distorsión a 0.055 para la intensidad máxima evaluada, corrigiendo significativamente la predicción de $Sa(T_1)$, la cual sugiere una demanda mucho más severa, cercana a una distorsión de 0.082. Para la distorsión máxima de entrepiso que fue diseñado se obtiene una desviación estándar del 0.1997 para la medida de intensidad $Sa(T_1)$ y una desviación estándar del 0.1530 para la medida de intensidad I_{Np} , por lo que se presenta tan solo un 30.51% de disminución en la desviación.

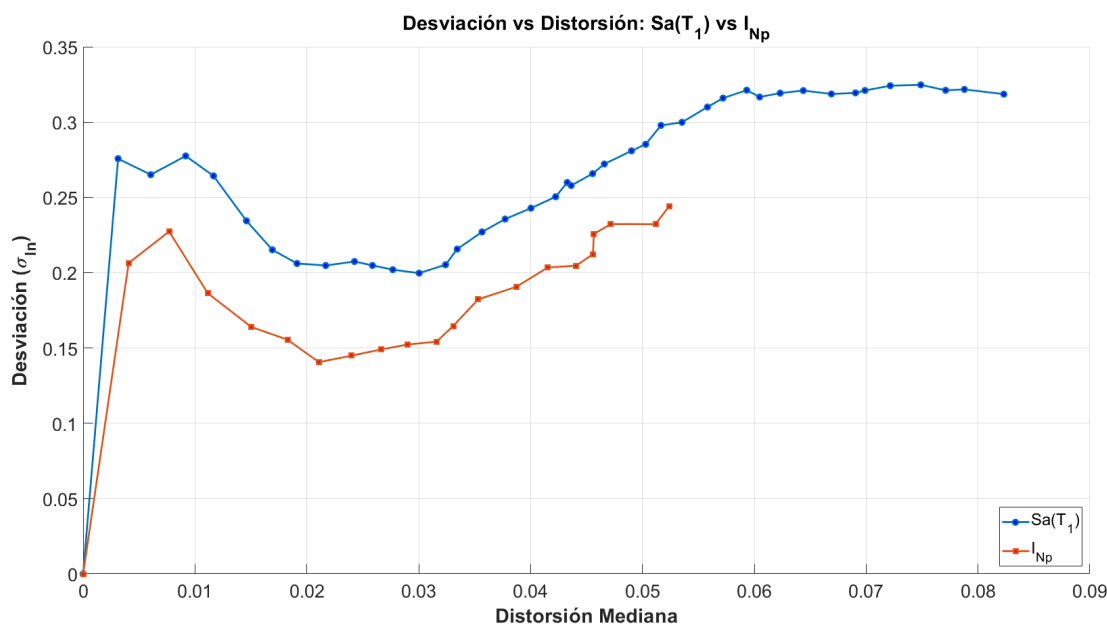


Figura 15. Comparación de la desviación en función de la mediana de la DME para las MI Sa(T₁) e I_{Np} para el modelo de ductilidad alta.

El estudio se limitó al diseño y análisis de tres modelos mencionados en el estudio. Por lo tanto, no se analiza la dispersión en estructuras de otros materiales, como acero o mampostería, o en edificios con periodos muy altos o muy bajos. Los análisis y diseños se realizaron utilizando un conjunto de registros sísmicos representativos de suelo blando (Zona III) de la Ciudad de México. Además, al diseñar los modelos considerando un empotramiento en la base, el estudio no toma en consideración la interacción suelo-estructura. Esta omisión es una limitación crítica porque, especialmente en suelos blandos como los del antiguo lago, la flexibilidad del terreno y su interacción con la cimentación pueden alargar significativamente el periodo fundamental del sistema y modificar la respuesta estructural.

5. Conclusiones

A partir de los análisis dinámicos incrementales realizados en los modelos, se demostró que la medida de intensidad basada en la forma espectral I_{Np} es más eficiente que la aceleración espectral tradicional Sa(T₁). Los resultados indican que I_{Np} agrupa la respuesta con una menor dispersión alrededor de la mediana en el rango no lineal. Por otro lado, I_{Np} logró reducir y estabilizar la desviación estándar de la respuesta estructural en contraste con los valores obtenidos al utilizar Sa(T₁). Se observó que Sa(T₁) tiende a sobreestimar la distorsión máxima de entrepiso a intensidades extremas, mientras que I_{Np} predice demandas más acotadas y realistas.

Se contribuye a la ingeniería sísmica al evidenciar cuantitativamente que la eficiencia de las medidas basadas en la forma espectral es independiente del nivel de ductilidad de diseño de la estructura. Se demostró que Sa(T₁) está limitada al momento de capturar la degradación del sistema, mientras que la formulación de I_{Np} resuelve este problema al incorporar la forma del espectro. Esto consolida teóricamente la necesidad de abandonar las medidas escalares de un solo punto en favor de aquellas que tomen en consideración más información sobre el sismo y cómo influyen en los sistemas estructurales.



Los hallazgos tienen una aplicación técnica y económica directa en el diseño estructural y la evaluación de riesgo sísmico. Al adoptar I_{Np} en la práctica de la ingeniería, los calculistas pueden obtener predicciones de daño más precisas y con menor incertidumbre. Esto evita el sobredimensionamiento estructural provocado por la sobreestimación de la demanda que genera $S_a(T_1)$, optimizando los costos de construcción y rehabilitación sin comprometer la seguridad.

6. Agradecimientos

El presente trabajo se desarrolló gracias al apoyo brindado por la Secretaría de Ciencia, Humanidades, Tecnología e Innovación (SECIHTI) durante el transcurso de los estudios de posgrado del primer y tercer autor, así como mediante el proyecto Ciencia de Frontera CF-2023-G-1636.

7. Agradecimientos de autoría

Jesús Prisciliano Romo Villa: Conceptualización; Metodología; Análisis formal; Investigación; Análisis de datos; Escritura - borrador original. *Edén Bojórquez Mora*: Conceptualización; Ideas; Metodología; Revisión y edición; Administración de proyecto; Supervisión. *Jesús David Tirado Ibarría*: Investigación; Análisis de datos. *Juan Bojórquez Mora*: Metodología; Supervisión. *Sonia Elda Ruiz Gómez*: Ideas; Supervisión.



Referencias

- [1] S. L. Kramer, *Geotechnical Earthquake Engineering*, 1era. Ed. Estados Unidos: Prentice Hall, 1996.
- [2] E. Bojórquez, I. Iervolino, A. Reyes-Salazar, and S. E. Ruiz, “Comparing vector-valued intensity measures for fragility analysis of steel frames in the case of narrow-band ground motions,” *Eng. Struct.*, vol. 45, pp. 472–480, Dec. 2012, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.07.002.
- [3] N. Buratti, “A comparison of the performances of various ground-motion intensity measures.,” Sep. 2012, *Lisbon, Portugal*.
- [4] E. Bojórquez and I. Iervolino, “Spectral shape proxies and nonlinear structural response,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 31, no. 7, pp. 996–1008, Jul. 2011, doi: 10.1016/j.soildyn.2011.03.006.
- [5] Edén Bojórquez Mora, Iunio Iervolino, Alfredo Reyes Salazar, Héctor Rodríguez Lozoya, and Luz Rivera Salas, “Una medida de intensidad sísmica basada en un parámetro para caracterizar la forma espectral denominado N_p ,” *Ing. Sísmica*, vol. 86, pp. 1–26, 2012.
- [6] E. Bojórquez, R. Chávez, A. Reyes-Salazar, S. E. Ruiz, and J. Bojórquez, “A new ground motion intensity measure IB ,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 99, pp. 97–107, Aug. 2017, doi: 10.1016/j.soildyn.2017.05.011.
- [7] J. I. Torres Peñuelas, “Eficiencia de medidas de intensidad sísmica vectorial en la predicción de la respuesta de edificios de C/R,” Universidad Autónoma de Sinaloa, México, 2018.
- [8] J. I. Torres Peñuelas, “Desarrollo de medidas de intensidad sísmica avanzadas para la predicción de la respuesta estructural,” Universidad Autónoma de Sinaloa. México, México, 2023.
- [9] E. Bojórquez Mora and I. Iervolino, “A spectral shape-based scalar ground motion intensity measure for maximum and cumulative structural demands,” *Proc. 14th Eur. Conf. Earthq.*, 2010.
- [10] N. Buratti, “A Comparison of the Performances of Various Ground–Motion Intensity Measures,” in *Proc. 15th World Conf. Earthq. Eng. (15WCEE)*, 2012.
- [11] N. Zavala Gutiérrez *et al.*, “Fragilidad sísmica de un edificio de concreto reforzado usando medidas de intensidad sísmica vectorial basadas en la forma espectral,” *Cienc. Tecnol. (RECIT)*, vol. 5, no. 2, p. 220, 2022.
- [12] N. Zavala *et al.*, “Vector-Valued Intensity Measures Based on Spectral Shape to Predict Seismic Fragility Surfaces in Reinforced Concrete Buildings,” *Buildings*, vol. 13, no. 1, p. 137, Jan. 2023, doi: 10.3390/buildings13010137.
- [13] J. W. Baker and C. A. Cornell, “Vector-valued Intensity Measures Incorporating Spectral Shape For Prediction of Structural Response,” *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 12, no. 4, pp. 534–554, May 2008, doi: 10.1080/13632460701673076.
- [14] N. Luco and Cornell CA., “Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions,” *Earthquake Spectra*, vol. 23, no. 2, 2007.
- [15] Y. Zhou, P. Ge, J. Han, and Z. Lu, “Vector-valued intensity measures for incremental dynamic analysis,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 100, pp. 380–388, Sep. 2017, doi: 10.1016/j.soildyn.2017.06.014.
- [16] P. Tothong and N. Luco, “Probabilistic seismic demand analysis using advanced ground motion intensity measures,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 36, no. 13, pp. 1837–1860, Oct. 2007, doi: 10.1002/eqe.696.
- [17] E. Bojórquez Mora, R. Chávez López, S. E. Ruiz Gómez, and A. Reyes Salazar, “UNA MEDIDA DE INTENSIDAD SÍSMICA QUE PREDICE EL COMPORTAMIENTO NO LINEAL



- Y EL EFECTO DE LOS MODOS SUPERIORES,” *Revista de Ingeniería Sísmica*, no. 90, pp. 1–33, Jun. 2014, doi: 10.18867/ris.90.12.
- [18] E. Bojórquez, I. Iervolino, G. Manfredi, A. Santini, and N. Moraci, “Evaluating A New Proxy For Spectral Shape To Be Used As An Intensity Measure,” in *AIP Conference Proceedings*, AIP, 2008, pp. 1599–1606. doi: 10.1063/1.2963788.
- [19] E. Bojórquez, J. Carvajal, S. E. Ruiz, and J. Bojórquez, “Reliability-based ductility reduction factors surfaces using the generalized bojórquez ground motion intensity measure I,” *Results in Engineering*, vol. 23, p. 102756, Sep. 2024, doi: 10.1016/j.rineng.2024.102756.
- [20] E. Bojórquez, V. Baca, J. Bojórquez, A. Reyes-Salazar, R. Chávez, and M. Barraza, “A simplified procedure to estimate peak drift demands for mid-rise steel and R/C frames under narrow-band motions in terms of the spectral-shape-based intensity measure I,” *Eng. Struct.*, vol. 150, pp. 334–345, Nov. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.07.046.
- [21] P. Cordova, G. Deierlein, S. s. F. Mehanny, and C. Cornell, “Development of a two-parameter seismic intensity measure and probabilistic assessment procedure,” Jan. 2001.
- [22] L. Eads, E. Miranda, and D. Lignos, “Spectral shape metrics and structural collapse potential,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 45, no. 10, pp. 1643–1659, Aug. 2016, doi: 10.1002/eqe.2739.
- [23] S. Minas and C. Galasso, “Accounting for spectral shape in simplified fragility analysis of case-study reinforced concrete frames,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 119, pp. 91–103, Apr. 2019, doi: 10.1016/j.soildyn.2018.12.025.
- [24] S. Minas, C. Galasso, and T. Rossetto, “Preliminary investigation on selecting optimal intensity measures for simplified fragility analysis of mid-rise RC buildings,” in *Proc. 2nd Eur. Conf. Earthq.*, 2014.
- [25] C. Málaga-Chuquitaype and K. Bougatsas, “Vector-IM-based assessment of alternative framing systems under bi-directional ground-motion,” *Eng. Struct.*, vol. 132, pp. 188–204, Feb. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.11.021.
- [26] H. Rajabnejad, H. Hamidi, S. Naseri, and M. Abbaszadeh, “Effect of intensity measures on the response of a 3D-structure under different ground motion duration,” *International Journal of Engineering*, vol. 34, no. 10, Oct. 2021, doi: 10.5829/ije.2021.34.10a.04.
- [27] “SSN Catálogo de sismos UNAM, México.” doi: 10.21766/SSNM/EC/MX.
- [28] A. K. Chopra, *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 4ta Ed. Pearson, 2012.
- [29] Inc. Computers and Structures, “ETABS,” 2026, Berkeley, California, EE. UU.
- [30] I. Salcido, *El terremoto de 1985: Crónica del desastre en México*, 1ra Ed. Mexico: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural y Casa de las Campanas Editores, 2020.
- [31] I. Salcido, *El terremoto de 2017: Diecinueve de septiembre negro*, 1ra Ed. Mexico: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural y Casa de las Campanas Editores, 2018.
- [32] I. Salcido, *El terremoto de 1957: El día en que el Ángel voló*, 1ra Ed. Mexico: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural y Casa de las Campanas Editores, 2019.
- [33] Gobierno de la Ciudad de México, “Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo,” *Secretaría de Obras y Servicios*, p. 236, 2023.
- [34] D. Vamvatsikos and C. A. Cornell, “Incremental dynamic analysis,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, no. 3, pp. 491–514, Mar. 2002, doi: 10.1002/eqe.141.
- [35] A. J. Carr, “Ruaumoko 3D,” 2007, Department of Civil and Natural Resources Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.



[36] T. Takeda, M. A. Sozen, and N. N. Nielsen, “Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes,” *Journal of the Structural Division*, vol. 96, no. 12, pp. 2557–2573, Dec. 1970, doi: 10.1061/JSDEAG.0002765.

[37] S. Otani, “Inelastic Analysis of R/C Frame Structures,” *Journal of the Structural Division*, vol. 100, no. 7, pp. 1433–1449, Jul. 1974, doi: 10.1061/JSDEAG.0003821.

Derechos de Autor (c) 2026 Jesús Prisciliano Romo Villa, Edén Bojórquez Mora, Jesús David Tirado Ibarría, Juan Bojórquez Mora, Sonia Elda Ruiz Gómez



Este texto está protegido por una licencia [Creative Commons 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/).

Usted es libre para compartir —copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato— y adaptar el documento —remezclar, transformar y crear a partir del material— para cualquier propósito, incluso para fines comerciales, siempre que cumpla la condición de:

Atribución: Usted debe dar crédito a la obra original de manera adecuada, proporcionar un enlace a la licencia, e indicar si se han realizado cambios. Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que tiene el apoyo del licenciante o lo recibe por el uso que hace de la obra.

[Resumen de licencia](#) - [Texto completo de la licencia](#)