

Universidad Tecnológica de La Habana  
Facultad de Ingeniería Civil. Departamento de Estructuras



# FACTOR DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS EN EDIFICIOS DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO EN CUBA

Tesis presentada en opción al grado científico de Doctor en Ciencias Técnicas

Grisel Morejón Blanco

La Habana  
2018

Universidad Tecnológica de La Habana  
Facultad de Ingeniería Civil. Departamento de Estructuras



# FACTOR DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS EN EDIFICIOS DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO EN CUBA

Tesis presentada en opción al grado científico de Doctor en Ciencias Técnicas

Autor: Ing. Grisel Morejón Blanco

Tutores: Dr.C. Carlos Llanes Burón  
Dra.C. Zenaida Paulette Frómeta Salas

La Habana  
2018

A la memoria de mi padre y abuela  
A mi madre

## Agradecimientos

*A todos los que de una forma u otra han contribuido a mi formación y me han apoyado en la realización de este trabajo.*

*A mis tutores el Dr. Carlos Llanes Burón, iniciador de esta investigación y a la Dra. Zenaida Paulette Frómeta Salas; a ambos, por su apoyo incondicional y sabios consejos....GRACIAS.*

*A mis padres, porque sin su apoyo y ayuda no hubiera sido posible.*

*A Kenia, Darío, Madelín, Zulima, Palau, Antonio, Eduardo, Wilfredo, Cariné, Ana, Oliva y al resto del colectivo del CENAIS por su desinteresado apoyo.*

*Al Dr. Eduardo Álvarez Deulofeu, por su ayuda, revisión del trabajo y acertadas explicaciones.*

*A los Doctores Tomás Jacinto Chuy Rodríguez, José Alejandro Zapata Balanqué, O'Leary Fernando González Matos, Leonardo Álvarez, Enrique Arango Arias y Bladimir Moreno Toirán por sus aclaraciones y consejos.*

*A mis profesores Dr. Francisco Calderín Mestre, MsC. José María Ruiz Ruiz, Ing. Esteban Ferrer Coutín y Dra. Ingrid Vidaud Quintana por todo su apoyo y sus múltiples enseñanzas.*

*A los colegas de la UNAICC: Dagmaris, Idelis, Rodolfo, Riquelme, María Elena, Pilar, Ana María, Nemiña, Nilse, Franco, Camilo, Demian y María Teresa por su apoyo y su comprensión.*

*Al Departamento de Estructuras de la CUJAE, que me apoyaron incondicionalmente.*

*A la familia porque sin ellos nada es posible.*

## SÍNTESIS

Los factores de reducción de las fuerzas sísmicas de la actual Norma Sismorresistente Cubana NC 46:2017 han sido extrapolados de otras normativas sin poder considerar la ductilidad, sobre resistencia y redundancia estructural de los materiales cubanos por no disponer de ellos, la no acertada selección de estos factores puede provocar el fallo de las estructuras al no alcanzarse las disipaciones de energía previstas y con ello determinados elementos estructurales pudieran ser excedidos en su capacidad portante, poniendo en riesgo la edificación y aumentando la probabilidad de ocurrencia de graves daños estructurales con las consecuentes pérdidas de vidas humanas y materiales. Teniendo en cuenta esta realidad se definió como objetivo de la investigación determinar, a través de análisis no lineales, los factores de reducción de las fuerzas sísmicas a ser usados en el diseño de edificaciones monolíticas sismorresistentes de pórticos de hormigón armado con materiales cubanos.

A partir del estudio de los diferentes métodos y procedimientos analíticos para la determinación del factor de reducción de respuesta de las fuerzas sísmicas y un análisis crítico de cómo se considera la reducción de las fuerzas en los códigos de diseño sismorresistentes de diferentes países, se presenta una metodología que permite determinar a través de análisis no lineales, el factor de reducción de las fuerzas sísmicas en el diseño sismorresistente de edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado, a partir de la determinación de la ductilidad, la sobre resistencia y la redundancia teniendo en cuenta las propiedades no lineales de los materiales cubanos. Luego se presenta una propuesta de factores de reducción de respuesta en edificaciones de pórticos de hormigón armado, el factor de reducción por ductilidad se obtiene sobre la base de 28 acelerogramas artificiales compatibles con los espectros de diseño de la NC 46:2017 para perfiles de suelo B, C, D y E. Los factores de sobre resistencia y redundancia a partir de un análisis estático no lineal de 144 variantes de edificios diseñadas con el código ACI-318:2014. La propuesta de factores de reducción de las fuerzas sísmicas está en función del periodo, para diferentes valores de ductilidad y derivas de piso máximas esperadas para los perfiles de suelo B, C, D y E estipulados en la NC 46:2017. Se validan los resultados a partir de análisis dinámicos no lineales utilizando terremotos moderados registrados en el área de estudio, escalados a aceleraciones superiores a las esperadas en la zona.

## ÍNDICE

	Página
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 1. MARCO REFERENCIAL DE LOS MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCION DE RESPUESTA DE EDIFICACIONES</b>	<b>11</b>
1.1. Métodos para la determinación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas	11
1.2. Métodos para la determinación del factor de reducción por ductilidad	13
1.3. Métodos para la determinación del factor de sobre resistencia	20
1.4. Métodos para la determinación del factor de redundancia estructural	22
1.5. Consideraciones de los códigos sismorresistente de diferentes países en la determinación del factor de reducción de respuesta	23
1.5.1. Códigos norteamericanos	24
1.5.2. Código cubano. NC-46:2017	26
1.5.3. Eurocódigo EC-8	26
1.5.4. Código venezolano. COVENIN 1756-2001	28
1.5.5. Código neozelandés. NZS 1170.0:2002	29
1.5.6. Código Japonés (Japanese Buildings Standard Law)	29
1.5.7. Código español. NCSE-02	30
1.5.8. Código Sísmico de Costa Rica – 2002	31
1.5.9. Código colombiano. NSR-10	32
1.5.10. Código chileno. NCh433	33
1.5.11. Código dominicano. R-001	34
1.5.12. Comparación de los factores usados en los códigos revisados	35
1.6. Factor de reducción de respuesta y deriva de entrepiso	36

1.7. Consideraciones finales del capítulo	37
<b>CAPÍTULO 2. PROCEDIMIENTO PARA LA DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS</b>	<b>39</b>
2.1. Elementos teóricos que sustentan el procedimiento para la determinación del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	39
2.2. Procedimiento general para la determinación del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R	41
2.3. Características de las variantes de edificios	43
2.3.1. Diseño de las variantes de edificios	44
2.3.2. Cargas sísmicas	50
2.3.3. Modelos constitutivos de los materiales estructurales	53
2.4. Determinación del factor de reducción por ductilidad	54
2.5. Determinación del factor de sobre resistencia	55
2.5.1. Análisis estático no lineal	56
2.6. Determinación del factor de reducción por redundancia	59
2.7. Validación del procedimiento	60
2.7.1. Análisis dinámico lineal y no lineal con historia en el tiempo	61
2.7.2. Obtención de señales de terremotos para el análisis dinámico	61
2.8. Consideraciones finales del capítulo	63
<b>CAPÍTULO 3. PROPUESTA DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS</b>	<b>65</b>
3.1. Definición de las variantes de edificios	65
3.2. Definición de la demanda sísmica	67
3.3. Factor de reducción por ductilidad	69

3.4. Factor de sobre resistencia	72
3.5. Factor de redundancia	76
3.6. Propuesta del factor de reducción de las fuerzas sísmicas (R)	82
3.7. Validación del procedimiento	87
3.7.1. Caso 1: Validación del procedimiento mediante un análisis dinámico no lineal	87
3.7.2. Caso 2: Validación del procedimiento mediante un ensayo publicado en la literatura	92
3.7.3. Validación de los factores de reducción por ductilidad	92
3.8. Consideraciones finales del capítulo	93
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>97</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>100</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>101</b>
<b>ANEXOS</b>	
<b>AVALES</b>	



**ANEXOS**

- Anexo 2.1. Parámetros para la construcción de los espectros de suelo
- Anexo 2.2. Modelos no lineales de los materiales
- Anexo 3.1. Configuración en planta y elevación de las variantes seleccionadas
- Anexo 3.2. Detallado de los elementos
- Anexo 3.3. Muestra de acelerogramas escalados y parámetros de interés de sismos seleccionados
- Anexo 3.4. Muestra de acelerogramas artificiales
- Anexo 3.5. Espectros elásticos
- Anexo 3.6. Espectros inelásticos
- Anexo 3.7. Coeficiente  $C_{\mu}$
- Anexo 3.8. Forma de ajuste del coeficiente  $C_{\mu}$
- Anexo 3.9. Factor de reducción por ductilidad ( $R_{\mu}$ )
- Anexo 3.10. Coeficiente  $\beta_2$
- Anexo 3.11. Procedimiento de cálculo del factor  $R_{\Omega}$
- Anexo 3.12. Variación del factor  $R_{\Omega}$  en función del número de pisos
- Anexo 3.13. Variación del factor  $R_{\Omega}$  en función de la deriva de piso
- Anexo 3.14. Variación del factor de redundancia modelo de Tsopelas y Husain (2004)
- Anexo 3.15. Factor  $R_R$  en función del número de pisos
- Anexo 3.16. Parámetros estadísticos del factor de reducción
- Anexo 3.17. Muestra de acelerogramas clásicos seleccionados y parámetros de interés
- Anexo 3.18. Análisis estadístico de la incidencia de los parámetros variables en el factor de reducción
- Anexo 3.19. Validación del factor  $R_{\mu}$

## ÍNDICE DE TABLAS

	Página
1.1. Valores de a y b propuestos por Nassar y Krawinkler (1991)	15
1.2. Valores $R_{\Omega}$ de en edificios de hormigón armado	20
1.3. Valores del factor de reducción de respuesta y sobre resistencia. UBC-97	24
1.4. Valores del factor de reducción de respuesta y sobre resistencia. IBC	25
1.5. Valores del factor de reducción de respuesta. ASCE/SEI 7-16	25
1.6. Valores del Coeficiente de Reducción por Ductilidad. NC-46:2017	26
1.7. Valores del factor básico de reducción de respuesta ( $q_0$ ). EC-8	27
1.8. Valores del factor de reducción. COVENIN 1756-2001	28
1.9. Valores del factor de reducción de respuesta. NZS 1170.0:2002	29
1.10. Valores del factor de reducción. Japanese Building Standard Law	30
1.11. Valores del factor de reducción de respuesta. NCSE-02	30
1.12. Ductilidad global asignada según sistema estructural, regularidad y ductilidad local. Código Sísmico de Costa Rica – 2002	31
1.13. Coeficiente Básico de Modificación de Respuesta. NSR-10	32
1.14. Valores de los coeficientes $\phi_n$ y $\phi_p$ . NSR-10	33
1.15. Valores máximos de los Factores de Modificación de respuesta. NCh433	33
1.16. Valores del coeficiente $R_d$ . R-001	34
1.17. Valores del factor de reducción y derivas de piso	37
2.1. Parámetros con distribución de probabilidad uniforme	43
2.2. Límite de altura para nivel de protección sísmica D	44
2.3. Límites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas T (ACI-318:2014)	47
2.4. Espesores propuestos de losa. ACI-318:2014	49
2.5. Momento de inercia y área de la sección transversal permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada (ACI-:318:2014)	51
2.6. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente: NC-46:2017	53
3.1. Parámetros para el modelado de los materiales: hormigón y acero G-40	66

3.2. Cargas verticales	66
3.3. Terremotos históricos de mayor intensidad para el área de estudio. Fuente Chuy (1999)	68
3.4. Parámetros fundamentales de los sismos seleccionados	69
3.5. Coeficientes de mejor ajuste para perfiles de suelo B, C, D, E y ductilidades 2, 3, 4	70
3.6. Valores medios de $R_{\Omega}$ para derivas de piso de 0,5; 1,0; 1,5 y 2,0%	74
3.7. Desviación estándar de $R_{\Omega}$ para derivas de piso de 0,5; 1,0; 1,5 y 2,0%	74
3.8. Ecuaciones de ajuste de la sobre resistencia en función del periodo	76
3.9. Valores medios de $R_R$ en función de $k_{\Omega e}$	79
3.10. Valores medios de $R_R$ en función del número de pisos	80
3.11. Valores medios de $R_R$ para la metodología de Tsopelas y Husain (2004) y la metodología propuesta	81
3.12. Valores recomendados del factor R	83
3.13. Resultados del análisis dinámico y estático no lineal y factor R	88

## ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
1. Fallas estructurales debido a sismos severos	2
2. Comparación entre el acero norteamericano y el cubano	3
3. Espectro elástico e inelástico del suelo Clase C de la NC 46:2017	6
2.1. Metodología para la determinación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas	42
2.2. Parámetros variables y de control	45
2.3. Esquema de dimensionamiento de los elementos estructurales	46
2.4. Esquema en planta de las edificaciones	50
2.5. Esquema que muestra la longitud del brazo rígido	51
2.6. Espectros de respuesta elásticos de la NC-46:2017	52
2.7. Caracterización de la relación momento–rotación de una articulación plástica. Fuente: Meslem y Lang (2014)	57
3.1. Ubicación de la Falla Oriente. Se señalan con números las principales elementos geodinámicos que caracterizan a la falla Oriente: 1. Transtensión (Cuenca de Cabo Cruz), 2. Deslizamiento puro, 3. Extensión (Fosa de Oriente), 4. Transpresión (Cinturón deformado de Santiago de Cuba). 5. Transtensión (Cuenca de San Nicolás). Fuente: Arango (2014)	67
3.2. Variación de $R_{\mu}$ para perfiles de suelo B, C, D y E y ductilidades 2, 3 y 4	71
3.3. Variación de la sobre resistencia global en función del periodo	75
3.4. Índice de resistencia en función del número de pisos	77
3.5. Índice de variación de redundancia en función del número de pisos	78
3.6. Variación de $R_R$ en función del número de pisos	80
3.7. Comparación de los Valores medios de $R_R$ para la metodología de Tsopelas y Husain (2004) y la metodología propuesta	81
3.8. Variación del factor de redundancia en función del periodo	82
3.9. Factor de reducción de las fueras sísmicas para nivel de diseño alto (ND3)	84
3.10. Factor de reducción de las fueras sísmicas para nivel de diseño alto (ND2)	85
3.11. Factor de reducción de las fueras sísmicas para nivel de diseño alto (ND1)	86
3.12. Curvas comparativas entre el análisis estático no lineal y el dinámico no lineal para el	90

acero cubano G-40

3.13. Curvas comparativas entre el análisis estático no lineal y el dinámico no lineal para el acero norteamericano Grado 40	91
3.14. Curvas comparativas teórica y experimental de un pórtico de un piso	92
3.15. Comparación del factor $R_{\mu}$ con otros autores. Para suelo B y valores de ductilidad $\mu=2$	93

# *Introducción*

## INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente considera disposiciones especiales referidas al comportamiento no lineal de los materiales y de los elementos estructurales; que condicionan el proyecto y la construcción de edificaciones en zonas sísmicas. Estas disposiciones son respaldadas por las normas, aceptándose que deben garantizar la seguridad de las estructuras amparadas en su ámbito de aplicación. No obstante, Bazán (1998), Castilla (1995) y Centeno (2003) afirman que el diseño según normas no siempre salvaguarda a las edificaciones del daño excesivo que produce un sismo. Por su parte Bertero (1986) y Park (2003) revelan que la capacidad resistente de las estructuras, evaluada con los criterios que estipulan las normas, difiere ampliamente de la obtenida en los ensayos o de la observada durante sismos de gran magnitud.

Actualmente, el diseño sismorresistente permite dotar a la estructura de una importante capacidad de disipar energía como una forma de mantener su resistencia lateral de diseño dentro de un intervalo de valores que hagan que su diseño sea factible desde un punto de vista económico. No obstante, una de las consecuencias de permitir la incursión significativa de las estructuras en su rango de comportamiento post-elástico, es la aparición de daño estructural significativo, lo cual puede conducir a situaciones indeseables, tales como elevados costos de rehabilitación y un desempeño no estructural deficiente (Arroyo y Terán 2002). Los sismos de gran magnitud ponen en evidencia los errores que se cometen en el diseño y la construcción de una edificación, obviamente, una incorrecta selección de los materiales de construcción es una fuente de error de carácter decisivo. Por esta razón el comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón armado se analiza más que cualquier otro material, esto se debe, por una parte a su uso extendido, y por otra a la dificultad de dotarlas de capacidad de deformación plástica que les permita un comportamiento adecuado durante un movimiento sísmico severo.

Para que las estructuras de hormigón armado presenten un desempeño sísmico adecuado, es necesario que posean una apropiada capacidad de disipar energía, esta propiedad fue incorporada por primera vez en los códigos de diseño en la década del 70 y, por lo tanto, es de esperar que las edificaciones diseñadas antes de esta época, sean muy vulnerables en caso de que las demandas sísmicas tiendan a alcanzar su capacidad portante cuasi-elástica, como se pudo corroborar en repetidas ocasiones después de la ocurrencia de sismos, tales como, Northridge (1994), Kobe (1995), China (1996), Turquía (1999), Taiwán (1999), entre otros.

En Cuba y específicamente en la región oriental predomina el uso del hormigón armado como material estructural por lo que es necesario dotar las estructuras de suficiente capacidad de disipación de energía, sobre resistencia y redundancia con el objetivo de garantizar un desempeño adecuado ante sismos de gran magnitud. Así mismo los valores máximos de derivas de piso ( $\gamma$ ) deben ser establecidos en los códigos de diseño para evitar la ocurrencia de daños no controlados en dichas estructuras.

En el diseño sismorresistente es muy importante que las edificaciones cuenten con una capacidad de deformación plástica (ductilidad) suficiente para soportar adecuadamente las solicitaciones sísmicas sin pérdida apreciable su capacidad portante. La principal fuente de ductilidad de las estructuras de hormigón armado está en el tipo de refuerzo transversal y su espaciamiento para resistir ciclos repetitivos de cargas sin una disminución significativa de su resistencia. Los principales daños observados son producidos por: la fractura del acero de limitada ductilidad, anclaje insuficiente e inadecuado comportamiento de adherencia, pésima calidad y gran dispersión de la resistencia de los materiales, fallo de la soldadura, acero quebradizo que falla por doblado, acero liso de baja resistencia y fallo en la unión viga-columna por deficiente anclaje del acero; algunos de estos daños se muestran en la Figura 1. También se encuentra aceros con límites de fluencia sustancialmente más altas que las asumidas en el diseño, lo que resulta desfavorable no sólo por razones económicas, sino porque puede conducir al fallo frágil por cortante y adherencia (Frómeta, 2009).



Fractura del acero, escasa ductilidad



Fallo por adherencia en anclaje



Colapso columna débil - viga fuerte

**Figura 1.** Fallas estructurales debido a sismos severos. Fuente: Frómeta, 2009.



Según Frómata (2009) la variabilidad, la estimación incorrecta y el desconocimiento de las propiedades del acero son algunos de los factores que más suscitan discrepancias entre el diseño y la evidencia de los daños sísmicos. En tal sentido, es esencial evaluar sus propiedades para que los elementos de hormigón armado puedan disipar la energía inelástica en las zonas escogidas como articulaciones plásticas, sin reducción apreciable de su resistencia y sin colapsar. Esto precisa que el acero de refuerzo cumpla con tres condiciones básicas: baja variabilidad del límite elástico real respecto al ofrecido por el fabricante, capacidad controlada de endurecimiento por encima del límite elástico real y alta capacidad de deformación post-elástica. En la figura 2 se presenta una comparación entre el acero de refuerzo norteamericano Grado 40 (ASTM-615, 2000) y el cubano G-40 (NC-7:2013).

El acero cubano G-40 (NC-7:2002) tiene una tensión de fluencia de 276 MPa, se considera una deformación al fallo de 0,04, ya que el ATC-40 (1996) recomienda limitar las deformaciones a valores menores que 0,05, por tal motivo, el valor de tensión para esa deformación es de 360 MPa. La deformación por endurecimiento obtenida en el ensayo es de 0,008 y el módulo de elasticidad igual a 2105 MPa. Para el acero de Grado 40 (ASTM 615, 2000) el límite de fluencia es de 275,8 MPa; la resistencia a tracción de 482,6 MPa para una deformación al fallo de 0,04, resultando una tensión de fallo de 354,4 MPa y la deformación de endurecimiento es de 0,015. Es necesario destacar además, que el alargamiento bajo carga máxima  $\epsilon_{\text{máx}}$  en el acero norteamericano (9%) es mayor que la del cubano (1,7%), cuanto mayor es este alargamiento, más dúctil es el acero.

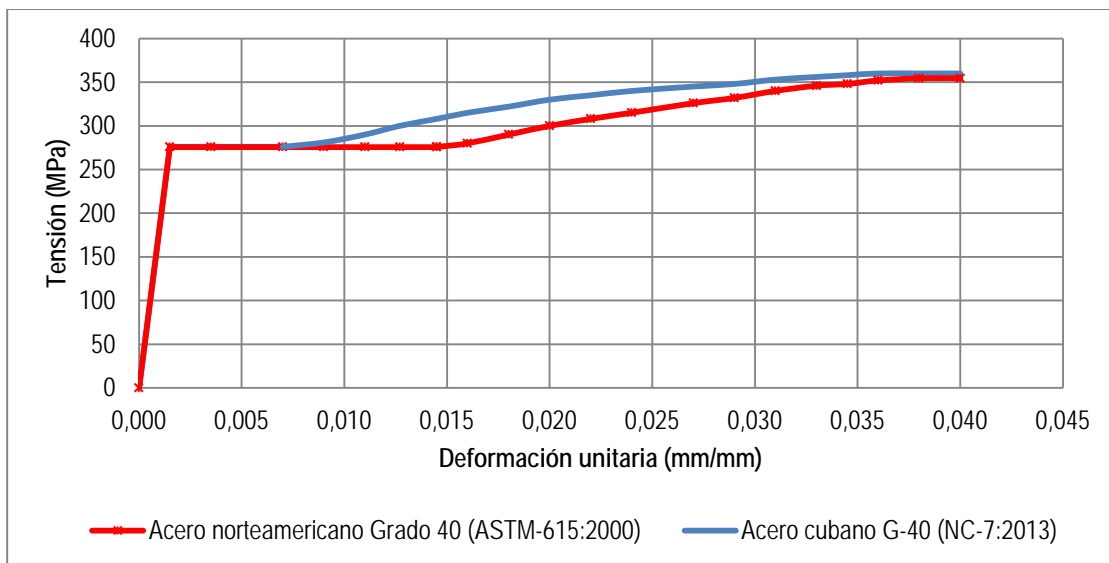


Figura 2. Comparación entre el acero norteamericano y el cubano.

Considerando los criterios expresados anteriormente, los elementos de hormigón armado, elaborados con el acero cubano, tiene un comportamiento dúctil menor que el que se alcanzaría utilizando aceros norteamericanos, de ahí que sea necesario precisar un valor más realista del factor de reducción de las fuerzas sísmicas para los diseños con la norma cubana. Pues para valores menores de coeficientes de reducción le corresponderían valores más elevados de cargas laterales y un diseño más acordes con las propiedades de acero cubano.

El tratamiento científico dado hasta ahora al estudio del comportamiento no lineal de los materiales constituyentes del hormigón armado no es suficiente, lo que asevera la necesidad de definir los valores de coeficientes de reducción requeridos y potenciar las características del acero de refuerzo de producción nacional, para así mejorar el desempeño de las estructuras y proporcionarles un margen de seguridad adicional. El tema ha sido tratado en algunas investigaciones actualmente (EHE-07, AS/NZS 4671:01, NSR-10 y EC-8:2000); sin embargo, estos resultados no pueden ser aplicados directamente a las construcciones en Cuba, pues se obtuvieron para calidades de materiales de construcción normados según otros códigos y con propiedades físicas, químicas y mecánicas diferentes.

Además de todo lo anterior, la norma cubana de diseño y construcción de estructuras de hormigón armado, aún no establece requerimientos específicos para el diseño sísmico; careciendo de disposiciones que permitan la adecuada utilización de los aceros de refuerzo de producción nacional en los proyectos de edificios sismorresistentes. Esto conduce a la falta de fiabilidad respecto a la garantía de las propiedades del acero en el rango de comportamiento no lineal y de la ductilidad necesaria para disipar la energía inducida por un sismo, aspectos esenciales para la selección adecuada del factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

La sobre resistencia es consecuencia de la formación secuencial de articulaciones plásticas en una estructura redundante detallada conforme a la normativa, depende de la incertidumbre de la ejecución y manufactura de la estructura, se adquiere también en el diseño al seleccionar cuantías de acero mayores que las requeridas teóricamente.

La redundancia es la capacidad de una estructura de redistribuir las cargas de los elementos con mayor sollicitación a los elementos con menor sollicitación.

En el caso de la deriva de piso, la indicación en los códigos de los valores máximos permisibles garantiza el control del daño estructural y no estructural. En relación a este tema plantea Aguiar (2007) que deben establecerse valores bajos de este parámetro para garantizar la adecuada rigidez de la estructura. La mayoría de los reglamentos actuales establecen los coeficientes de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R$ ) en función de los valores de deriva reglamentados por ellos, lo que les permite, a pesar de poseer valores de  $R$  que pueden ser considerados elevados, garantizar el control de daños antes mencionado.

De acuerdo al comportamiento observado en sismos pasados, los códigos de diseño sismorresistente actuales permiten deformaciones inelásticas en edificios y otros tipos de estructuras durante sismos de gran magnitud, como resultado de esta filosofía las fuerzas laterales que se utilizan en el diseño de las estructuras no se corresponden con las necesarias para mantenerlas dentro del rango elástico durante sismos severos, sino corresponden a fuerzas reducidas que en algunos casos producen una reducción excesiva de su capacidad portante lo cual está asociado a un incremento de los daños estructurales en zonas destinadas a disipar energía.

En los códigos de diseño, la reducción de fuerzas se hace a través de factores de reducción de respuesta, los cuales se basan en la premisa de que un sistema estructural bien detallado es capaz de experimentar grandes deformaciones sin llegar a colapsar. Por tanto, al aplicar en el diseño de estructuras sismorresistentes factores de reducción mayores que la unidad, el proyectista acepta dos simplificaciones importantes: la primera, que con las herramientas de cálculo lineal se pueden obtener unas cuantificaciones razonables de la respuesta real de la estructura y la segunda simplificación asumida es que si se acepta un comportamiento significativamente no lineal, es lógico esperar que ocurra un daño global importante en la estructura.

Si la estructura se diseña para el espectro inelástico, que se obtiene dividiendo las ordenadas del espectro elástico por el factor de reducción  $R$ , las fuerzas sísmicas serán menores, garantizando la seguridad sísmica de la edificación a expensas de aceptar mayores daños estructurales, lo cual demanda un mayor confinamiento, representado en un incremento de la cantidad de acero de refuerzo transversal en todos los elementos estructurales.

El factor de reducción de las fuerzas sísmicas, con el cual se pasa del espectro elástico al espectro inelástico, es función de la ductilidad, sobre resistencia y redundancia del sistema estructural; que no se

definen de forma explícita en los códigos de diseño, lo que puede ocasionar que se subestime la acción sísmica por una selección inadecuada del factor de reducción, provocando el incremento de los daños estructurales.

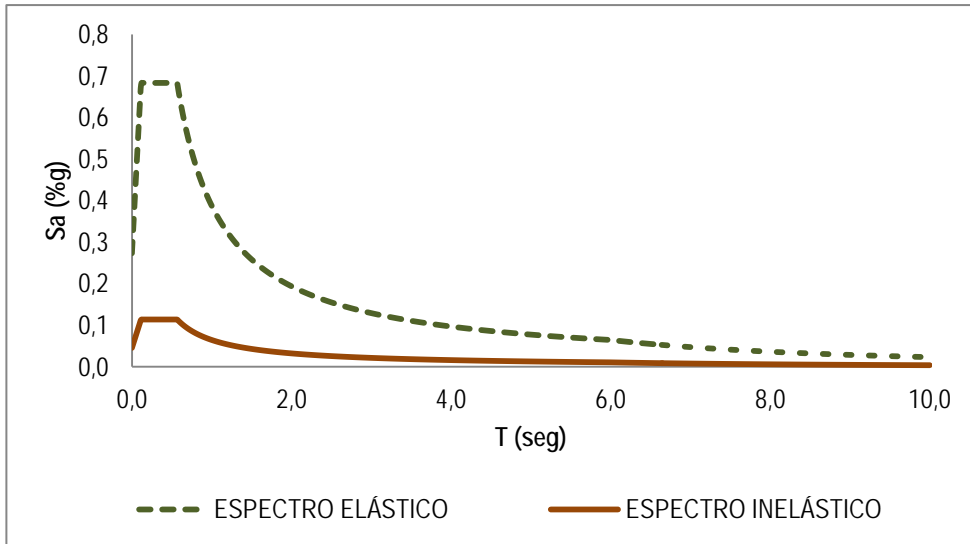
En la NC 46:2017 "Construcciones Sismorresistentes. Requisitos Básicos para el Diseño y Construcción", el factor de reducción de las fuerzas sísmicas se cuantifica a través del Factor Genérico de Reducción de Respuesta Sísmica (R), que depende de las características del sistema estructural seleccionado por los diseñadores y que expresa la máxima reducción por ductilidad que puede ser alcanzada. Los valores de este coeficiente fueron obtenidos de la experiencia internacional, adicionalmente el código brinda un factor de sobre resistencia usado para incrementar la resistencia elástica de los elementos estructurales.

Los factores de reducción de las fuerzas sísmicas de la Norma Sismorresistente Cubana NC 46:2017 han sido extrapolados de otras normativas (NSE 2010, ASCE/SEI 07-10, NRS-10, R-001), lo que trae como consecuencia que la capacidad portante de diseño de la estructura pudieran no corresponderse con la necesaria para garantizar el desempeño dúctil de las estructuras ante la ocurrencia de sismos de gran magnitud. La no acertada selección de estos factores pudiera provocar el fallo de las estructuras al no poder alcanzarse las grandes disipaciones de energía previstas y con ello determinados elementos estructurales pudieran ser excedidos en su capacidad portante, poniendo en riesgo la edificación y con ello aumentando la probabilidad de ocurrencia de graves daños estructurales con las consecuentes pérdidas de vidas humanas y materiales.

En la figura 3 se presenta en la curva superior el espectro de diseño elástico del suelo clase C del código sismorresistente cubano NC 46:2017, si se diseña una estructura con este espectro no va a sufrir daño ante el sismo ordinario que tiene un período de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia de 10%, un período de vida útil de 50 años, pero los elementos estructurales serán de dimensiones considerables, ya que las fuerzas sísmicas son altas. Si la estructura se diseña para el espectro inelástico, se garantiza la seguridad sísmica de la edificación a expensas de aceptar mayores daños estructurales, en general se reduce considerablemente el refuerzo a flexión en las vigas pero se incrementa el número de cercos en todos los elementos estructurales.

De lo anterior se deduce que si el valor que se le asigna al factor de reducción es alto las fuerzas sísmicas serán bajas, por el contrario, si este factor es bajo las fuerzas sísmicas serán altas. De ahí que fijar valores

lo más reales posibles constituye la base fundamental para la estimación de la capacidad portante de diseño de la estructura.



**Figura 3.** Espectro elástico e inelástico del suelo Clase C de la NC 46:2017.

Se puede afirmar entonces que el diseño sismorresistente adecuado de edificaciones de hormigón armado deviene en el principal instrumento para evitar pérdidas humanas y garantizar un desempeño adecuado de ellas. Una correcta selección del factor de reducción de las fuerzas sísmicas, constituye la base fundamental para la estimación de las fuerzas sísmicas de diseño, lo que permite definir el **problema de la investigación** como: En la norma cubana sismorresistente se utilizan valores foráneos de factores de reducción de las fuerzas sísmicas por no disponerse de resultados propios de investigaciones con los materiales utilizados en el país, lo cual provoca incertidumbres en la estimación de las fuerzas sísmicas de diseño.

Estos argumentos permiten definir como **objeto de la investigación** el diseño sismorresistente en edificios monolíticos de pórticos de hormigón armado.

El **objetivo general de la investigación** es determinar, a través de análisis no lineales, los factores de reducción de las fuerzas sísmicas a ser usados en el diseño de edificaciones monolíticas sismorresistentes de pórticos de hormigón armado que poseen de dos a cinco luces con dimensiones de hasta 4,80 metros y de dos a cinco niveles estructurales con puntales de hasta 4,20 metros usando el acero cubano G-40.

El **campo de la investigación** lo constituye la determinación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado que poseen de dos a cinco luces

con dimensiones de hasta 4,80 metros y de dos a cinco niveles estructurales con puntales de hasta 4,20 metros usando el acero cubano G-40.

**Objetivos específicos:**

1. Identificar los métodos para calcular el factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado.
2. Proponer nuevos factores de reducción de las fuerzas sísmicas en edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado, usando el acero cubano G-40, para la actualización de la NC 46:2017.
3. Validar la metodología elaborada y los factores de reducción determinados mediante análisis dinámicos no lineales utilizando sismos reales y pruebas de laboratorio publicadas en la bibliografía.

**Hipótesis:** La determinación de factores de reducción que tomen en cuenta las propiedades inelásticas de los materiales cubanos y su influencia en el diseño, permitirá estimar una capacidad portante de la estructura que garantice un desempeño adecuado de las edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado ante la ocurrencia de sismos en Cuba.

El **aporte teórico** del trabajo lo constituye una metodología que permitirá determinar a través de análisis no lineales, el factor de reducción de las fuerzas sísmicas en el diseño sismorresistente de edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado, a partir de la determinación de la ductilidad, la sobre resistencia y la redundancia teniendo en cuenta las propiedades no lineales del acero cubano G-40.

**Aporte práctico:** Una nueva propuesta de factores de reducción de respuesta para el diseño de edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado, donde con su introducción en la NC 46: 2017 se aseguraría que los proyectos y su ejecución se correspondan de una manera más aproximada a la filosofía del diseño sismorresistente ajustada a las condiciones específicas del país. Permite además, la obtención de parámetros para la estimación de daños en las edificaciones objeto de estudio, en caso de la ocurrencia de sismos de gran magnitud, y de esta forma contribuir a la disminución de su vulnerabilidad y riesgo sísmico.

La **novedad científica** está dada por una propuesta de factores de reducción de respuesta para las edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado que depende no sólo de la ductilidad, sino

también de la sobre resistencia y la redundancia estructural, teniendo en cuenta las características inelásticas del acero cubano G-40 y su influencia en el diseño de estas edificaciones para las condiciones cubanas; con el objetivo de dar una mayor aproximación al comportamiento real de las estructuras frente a sismos de gran magnitud.

La **actualidad** del tema se ve representada en el diseño de estructuras capaces de incursionar en el rango no lineal sin pérdida apreciable de su capacidad portante, en zonas de peligro sísmico alto, que permite una mejor definición del desempeño sísmico de las edificaciones. Esta investigación se inserta en la estrategia de mitigación de desastres en Cuba, de acuerdo con la Directiva 1 del Presidente del Consejo de Defensa Nacional y las prioridades del gobierno como parte de los Estudios de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico en el país.

Para el desarrollo de la investigación se plantearon las siguientes **tareas**.

1. Valoración del marco referencial en la determinación del factor de reducción de respuesta de las fuerzas sísmicas y el comportamiento no lineal de los materiales y los sistemas estructurales cubanos. Revisión crítica de los métodos para la determinación del factor de reducción de respuesta.
2. Revisión crítica de los principales códigos de diseño sismorresistente de países con desarrollo de la ingeniería sismorresistente, con el objetivo de la selección del método para la determinación de los factores de ductilidad, sobre resistencia y el factor de redundancia estructural.
3. Elaboración de una metodología para la determinación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas.
4. Diseño de la muestra de edificaciones y sismos de diseño a ser considerados en el estudio.
5. Aplicación del procedimiento propuesto en la muestra de edificaciones diseñadas para este efecto para la determinación de los factores de ductilidad, sobre resistencia y el factor de redundancia estructural.
6. Proponer los nuevos factores de reducción de respuesta en edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado
7. Validación de la metodología propuesta y los factores de reducción de las fuerzas sísmicas obtenidos.

Los **métodos de investigación** que se utilizaron fueron: Análisis documental, Análisis y Síntesis y el Histórico-Lógico; también se utilizan otros como la Observación, el Método Estadístico; así como las Entrevistas y Encuestas como técnicas de investigación.

El trabajo se estructura en: síntesis, tabla de contenidos, introducción, tres capítulos, conclusiones, recomendaciones, bibliografía y anexos.

La introducción delimita el marco de la investigación y establece los objetivos generales. El desarrollo de la investigación se estructura en tres capítulos, descritos brevemente a continuación.

En el Capítulo 1 se presenta el marco teórico, normativo y contextual, se analizan los diferentes métodos y procedimientos analíticos para la determinación del factor de reducción de respuesta de las fuerzas sísmicas. Se presentan formulaciones para determinar cada uno de los factores que intervienen en el factor de reducción de las fuerzas sísmicas. Seguidamente se efectúa un análisis crítico de los códigos de diseño sismorresistentes de países con desarrollo en el campo de la Ingeniería Sísmica, con el objetivo de determinar cómo consideran el factor de reducción de respuesta, se analizaron también, sus principales limitaciones y aspectos positivos para su posible utilización en el Código Sismorresistente Cubano.

En el Capítulo 2 se desarrolla el procedimiento para la determinación del factor de reducción de respuesta, de acuerdo con las condiciones existentes, se detallan las etapas y los datos para el análisis, los tipos estructurales que se estudiaron, mediciones realizadas, el método de análisis estructural y los programas de cálculo.

El Capítulo 3 se dedica a la determinación del factor de reducción de respuesta de edificaciones de monolíticas de pórticos de hormigón armado, partiendo de la realización de análisis no lineal en las edificaciones diseñadas conforme a los requerimientos del código ACI-318:2014 (ACI, 2014), determinados factores como derivas de pisos, capacidad portante de los elementos estructurales, capacidad de disipación de energía de ellos, niveles de daños esperados, entre otros. Luego se elabora una propuesta de factor de reducción de respuesta para las edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado. Se valida el procedimiento mediante la realización de análisis dinámicos no lineales con sismos moderados escalados para una aceleración de 0,3g registrados en la ciudad de Santiago de Cuba. Como complemento aparecen anexos, tablas y figuras que complementan los resultados del diseño y los cálculos computacionales.



*Marco referencial de los métodos  
para la determinación del  
coeficiente de reducción de  
respuesta de edificaciones.*

# *Capítulo 1*

## CAPÍTULO 1. MARCO REFERENCIAL DE LOS MÉTODOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCION DE RESPUESTA DE EDIFICACIONES.

En este capítulo se comentan los diferentes métodos y procedimientos analíticos para la determinación del factor de reducción de respuesta de las fuerzas sísmicas. Seguidamente se efectúa un análisis crítico de los códigos de diseño sismorresistentes de diferentes países, con el objetivo de determinar cómo consideran el factor de reducción de respuesta, se analizaron también, sus principales limitaciones y aspectos positivos para su posible utilización en la actualización de la NC-46.

### 1.1. Métodos para la determinación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas

En los procedimientos de análisis y diseño sismorresistente de edificaciones es necesario introducir simplificaciones o aproximaciones que permitan determinar la equivalencia entre el análisis elástico, a partir del cual se realiza el diseño de las estructuras, y el comportamiento elastoplástico, comportamiento real de las edificaciones, cuando son sometidas a la acción de los terremotos.

Una de estas simplificaciones consiste en proyectar las estructuras de manera que estas dispongan de una resistencia lateral inferior a la resistencia elástica, lo cual se logra mediante la aplicación de fuerzas laterales calculadas a partir de espectros de diseño inelásticos, que son espectros de diseño elásticos, que caracterizan en general la amenaza del sitio de emplazamiento de la estructura, afectados por factores de reducción de respuesta.

Se han realizado numerosas investigaciones sobre la validez de los factores de reducción de respuesta, gracias a estos factores, propuestos por primera vez por Veletsos y Newmark (1960), es posible proyectar edificios que tienen una respuesta no lineal aplicando herramientas de análisis lineal. Inicialmente estos factores fueron formulados en función solamente de la ductilidad.

A mediados de la década de 1980, se utilizaron los datos experimentales obtenidos en la Universidad de California en Berkeley con el fin de proponer una expresión para calcular el factor de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R$ ). En la ecuación 1.1 se muestra la propuesta de los investigadores de Berkeley para

determinar el factor R, ellos propusieron dividir R en tres factores que tienen en cuenta las contribuciones de la reserva de resistencia, la ductilidad y el amortiguamiento viscoso.

$$R = R_s R_\mu R_\xi \quad (1.1)$$

Dónde:  $R_s$  es el factor de resistencia, calculado como la relación entre la fuerza cortante última respecto a la fuerza cortante de diseño;  $R_\mu$  es el factor de ductilidad, definido como la relación entre los desplazamientos máximos inelásticos respecto a los desplazamientos máximos elásticos y  $R_\xi$  es el factor de amortiguamiento que se estableció igual a 1,0.

Se han realizado muchas investigaciones (ATC, 1982; Freeman, 1990 y ATC, 1995) desde que se propuso la primera formulación para R (ecuación 1.1). Las últimas investigaciones relacionadas con el tema fueron realizadas por la ATC la cual propone una expresión sustentada teórica y experimentalmente que fue asumida en la ATC-34 (ATC-34, 1995), como la expresión definitiva para determinar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, que se expresa en la ecuación 1.2.

$$R = R_\Omega R_\mu R_R \quad (1.2)$$

Dónde:  $R_\Omega$  es el factor de sobre resistencia;  $R_\mu$  es el factor de ductilidad y  $R_R$  es el factor de redundancia. Esta formulación, con la excepción del factor de redundancia, es similar a los propuestos por los investigadores de Berkeley y Freeman (1990), la cual describe el factor de reducción de respuesta como el producto de un factor de resistencia y un factor de ductilidad. El factor de redundancia, se propone por primera vez en la ATC-34 (1995) y su función es cuantificar la confiabilidad desarrollada por los sistemas de pórticos que tienen múltiples líneas de resistencia.

Inicialmente se consideró incluir en la nueva formulación el factor de amortiguamiento viscoso ( $R_\xi$ ), principalmente para tener en cuenta la reducción de la respuesta proporcionada por el dispositivo de amortiguamiento viscoso suplementario. No obstante este factor se excluyó de la formulación debido a que no puede usarse para reducir proporcionalmente las demandas de fuerza, especialmente para los marcos altamente amortiguados. Es necesario destacar que la formulación propuesta no aborda los efectos de la irregularidad en planta o elevación de los sistemas estructurales. Los códigos de diseño más actuales (EC-8, NSR-10, R-001, Japanese Buildings Standard Law y NC 46:2017) consideran los efectos de la irregularidad a través de coeficientes que incrementan las fuerzas de diseño.

Otra formulación realizada en las últimas décadas, se muestra en la ecuación 1.3, fue enunciada por Uang (1991) y posteriormente reconocida por Whittaker et al (1999) y Elnashai y Mwafy (2002) en la que si introduce el factor de amortiguamiento  $R_{\xi}$ . Cuando la estructura ingresa al rango no lineal, disipa energía por histéresis, el factor de amortiguamiento  $R_{\xi}$  se incrementa conforme más se dañe la estructura, el factor  $R_{\mu}$  es un factor de reducción debido a la disipación de energía. Ridell y Newmark (1979) consideran el amortiguamiento  $\xi$  en el valor de  $R_{\mu}$  de forma tal que obtienen un solo factor  $R_{\mu\xi}$ .

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} R_{\xi} R_R \quad (1.3)$$

## 1.2. Métodos para la determinación del factor de reducción por ductilidad

Uno de los factores a considerar en la evaluación de la reserva de resistencia global es el efecto producido por la ductilidad estructural de proyecto, es posible obtener valores de reserva de resistencia mayores para edificios de alta ductilidad que para edificios de baja ductilidad.

Existen dos vías para determinar el factor de reducción por ductilidad ( $R_{\mu}$ ), la primera es a partir de la relación entre el desplazamiento máximo inelástico ( $\Delta_{INE}$ ) con respecto al desplazamiento elástico ( $S_d$ ). La segunda vía es a través de un análisis estático no lineal, donde se construye la curva de capacidad mediante la técnica del pushover, esta curva relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo. A continuación mostramos los trabajos realizados a nivel mundial para la determinación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas por ductilidad.

El primer trabajo fue desarrollado por Newmark y Veletsos (1960), en base a las reglas de igual desplazamientos y energía (ecuaciones 1.4 – 1.7).

$$R_{\mu} = 1 \text{ para periodos (T) [en segundos] } T=0 \quad (1.4)$$

$$R_{\mu} = \mu \text{ para la zona de periodos cortos} \quad (1.5)$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \text{ para la zona de periodos intermedios} \quad (1.6)$$

$$R_{\mu} = \mu \text{ para la zona de periodos largos} \quad (1.7)$$

A pesar que esta propuesta fue realizada en el pasado siglo, todavía tiene vigencia para  $T = 0$  y para periodos largos, sólo se ha ido perfeccionando la zona de periodos intermedios. También queda claro que el factor de reducción por ductilidad ( $R_\mu$ ) depende del periodo ( $T$ ) y de la ductilidad ( $\mu$ ).

Posteriormente Newmark y Hall (1973) definen los diferentes periodos de la propuesta anterior que estaban definidos como zonas de periodos cortos, intermedios y largos como se puede observar en las ecuaciones 1.8 – 1.13).

$$R_\mu = 1 \text{ para } 0 \leq T \leq T_1/10 \quad (1.8)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \left[ \frac{T_1}{4T} \right]^{2.531 \log \left[ \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \right]} \text{ para } T_1/10 \leq T \leq T_1/4 \quad (1.9)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \text{ para } T_1/4 \leq T \leq T_1' \quad (1.10)$$

$$R_\mu = \frac{T\mu}{T_1} \text{ para } T_1' \leq T \leq T_1 \quad (1.11)$$

$$R_\mu = \mu \text{ para } T_1 \leq T \leq T_2 \quad (1.12)$$

$$R_\mu = \mu \text{ para } T_2 \leq T \leq 10 \quad (1.13)$$

Dónde:

- Las regiones espectrales están limitadas por los periodos de las ecuaciones 1.14 – 1.16.

$$T_1 = 2\pi \frac{\alpha_v V}{\alpha_a A} \quad (1.14)$$

$$T_1' = T_1 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (1.15)$$

$$T_2 = 2\pi \frac{\alpha_d D}{\alpha_v V} \quad (1.16)$$

- $A$ ,  $V$  y  $D$  son los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno.
- $\alpha_a$ ,  $\alpha_v$  y  $\alpha_d$  son los factores de amplificación, con los cuales se obtienen las ordenadas espectrales en las zonas de aceleración, velocidad y desplazamiento.

El factor de reducción por ductilidad propuesto por Riddell y Newmark (1979) incorpora el factor de amortiguamiento ( $\xi$ ) del 5%, este trabajo ha sido adoptado en el Código Sísmico de Costa Rica del 2002, en las ecuaciones 1.17 – 1.23 se muestra esta propuesta.

$$R_{\mu} = 1 \text{ para } 0 \leq T \leq 0,0303 \quad (1.17)$$

$$R_{\mu} = (\rho_a \mu - q_a)^{f_a} \left[ \frac{1}{8T} \right]^{1,625 \log[(\rho_a \mu - q_a)^{-f_a}]} \text{ para } 0,0303 \leq T \leq 0,125 \quad (1.18)$$

$$R_{\mu} = (\rho_a \mu - q_a)^{f_a} \text{ para } 0,125 \leq T \leq T_1' \quad (1.19)$$

$$R_{\mu} = \frac{T}{T_1} (\rho_v \mu - q_v)^{f_v} \text{ para } T_1' \leq T \leq T_1 \quad (1.20)$$

$$R_{\mu} = (\rho_v \mu - q_v)^{f_v} \text{ para } T_1 \leq T \leq T_2' \quad (1.21)$$

$$R_{\mu} = \frac{T}{T_2 \rho_d \mu^{-f_d}} \text{ para } T_2' \leq T \leq T_2 \quad (1.22)$$

$$R_{\mu} = \frac{1}{\rho_d \mu^{-f_d}} \text{ para } T_2 \leq T \leq 10 \quad (1.23)$$

En base al estudio de sistemas de un grado de libertad ante la acción de 15 sismos registrados en California sobre suelo firme y aluvial, Nassar y Krawinkler (1991) definen las ecuaciones 1.24 y 1.25 para hallar el factor de reducción por ductilidad ( $R_{\mu}$ ). Los valores de a y b se encuentran en la tabla 1.1 para valores de  $\alpha$ , parámetro que relaciona la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica de un sistema de un grado de libertad.

**Tabla 1.1.** Valores de a y b propuestos por Nassar y Krawinkler (1991).

$\alpha$	a	B
0,00	1,00	0,42
0,02	1,00	0,37
0,10	0,80	0,29

$$R_{\mu} = [C(\mu - 1) + 1]^{1/C} \quad (1.24)$$

$$C = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (1.25)$$

Vidic, Fajfar y Fischinger (1994) plantean un espectro básico que define la demanda sísmica en el diseño por medio de cuatro componentes: resistencia, desplazamiento, energía de entrada y energía acumulativa. El factor ( $R_{\mu}$ ) es obtenido en función del periodo como se muestra en las ecuaciones 1.26 y 1.27.

$$R_{\mu} = 1,35(\mu - 1)^{0,95} \frac{T}{T_0} + 1 \quad \text{para } T \leq T_0 \quad (1.26)$$

$$R_{\mu} = 1,35(\mu - 1)^{0,95} + 1 \quad \text{para } T \geq T_0 \quad (1.27)$$

Dónde:

- $T_0 = 0,75\mu^{0,2}T_1 \quad (1.28)$

- $T_1$  representa aproximadamente el periodo predominante del sismo.

Miranda y Bertero (1994) realizan un análisis no lineal en el suelo para determinar el factor ( $R_{\mu}$ ), utilizaron un modelo elastoplástico para el análisis no lineal de la estructura considerada como un sistema de un grado de libertad, obteniendo la ecuación 1.29, siendo  $\phi$  un factor que depende del periodo y del tipo de suelo.

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1.0 \quad (1.29)$$

Dónde:

- $\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp[-1,5(\ln T - 0,6)^2] \quad (1.30)$

- $\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp[-1,5(\ln T - 0,2)^2] \quad (1.31)$

- $\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp\left[-3\left(\ln \frac{T}{T_g} - 0,25\right)^2\right] \quad (1.32)$

- $T_g$  es el periodo característico del suelo para distintos perfiles de suelo.

Priestley (1995) define una relación bilineal para  $R_{\mu}$  en función del periodo predominante del sismo  $T_g$  (ecuaciones 1.33 y 1.34).

$$\blacksquare R_{\mu} = 1 + \frac{(\mu - 1)}{1,5T_g} T \quad T \leq 1,5T_g \quad (1.33)$$

$$\blacksquare R_{\mu} = \mu \quad T > 1,5T_g \quad (1.34)$$

Del análisis de sistemas de un grado de libertad sujetos a 445 acelerogramas registrados en diferentes tipos de suelo, Ordaz y Pérez (1999) proponen la ecuación 1.35 para estimar el factor  $R_{\mu}$  que puedan aplicarse a cualquier tipo de suelo.

$$R_{\mu} = 1 + \left[ \frac{D(T)}{D_{\max}} \right]^{\beta} (\mu - 1) \quad (1.35)$$

Dónde:

- $D(T)$  es el desplazamiento espectral para el periodo considerado
- $D_{\max}$  es el desplazamiento máximo del suelo.

Estas expresiones pueden ser utilizadas para estimar factores de reducción por ductilidad para valores de amortiguamiento hasta el 10%, obteniendo los desplazamientos espectrales correspondientes al nivel de amortiguamiento para el cual se desea estimar el factor de reducción.

Lee, Han y Oh (1999) consideraron diferentes modelos de histéresis en la respuesta sísmica, normalmente se trabaja con un modelo bilineal definido por una rigidez elástica, rigidez inelástica y un punto de fluencia, ellos presentan la ecuación 1.36 mediante la cual se refleja la variación de  $R_{\mu}$  con la rigidez inelástica. Concluyeron que a mayor valor de rigidez inelástica mayor será el factor de reducción.

$$R_{\mu} = R(T, \mu) C_1 \quad (1.36)$$

Dónde:

$$C_1 = 1 + A_1 a + B_1 b \quad (1.37)$$

$$A_1 = 2,07 \ln \mu - 0,28 \quad (1.38)$$

$$B_1 = -10,55 \ln \mu + 5,21 \quad (1.39)$$

$$R(T, \mu) = A_0 [1 - \exp(-B_0 T)] \quad (1.40)$$



$$A_0 = 0,99 \mu + 0,15 \quad (1.41)$$

$$B_0 = 23,69 \mu^{-0,83} \quad (1.42)$$

Sobre la base de los resultados obtenidos en sistemas de un grado de libertad, con comportamiento elastoplástico con 264 acelerogramas registrados en Estados Unidos, sobre suelo firme Miranda (2000) obtiene las ecuaciones 1.43 y 1.44.

$$R_\mu = \frac{\mu}{C_\mu} \quad (1.43)$$

$$C_\mu = \left[ 1 + \left[ -1 + \frac{1}{\mu} \right] \exp(-12T\mu - 0,8) \right]^{-1} \quad (1.44)$$

Los factores  $R_\mu$  propuestos por Lobo, Vielma y Rivero (2004) (ecuaciones 1.45 y 1.46) fueron obtenidos a partir de espectros promedios, para cuatro tipologías estructurales (estructuras de hormigón armado sin muros de corte, estructuras de hormigón armado sin muros de corte y con mampostería, estructuras de hormigón armado con muros de corte y estructuras de acero). Se consideran tres casos de ubicación de las estructuras con respecto a las fallas geológicas, considerando un comportamiento no lineal del suelo y la estructura.

$$R_\mu = 1 + \frac{\mu T}{a T_g} \quad \text{para } T < T_g \quad (1.45)$$

$$R_\mu = 1 + \frac{\mu}{a} + b(T - T_g) \quad \text{para } T \geq T_g \quad (1.46)$$

Dónde:

- $T_g$  es el periodo característico del suelo.
- $a$  y  $b$  son parámetros obtenidos en el estudio.

$T_g$ ,  $a$  y  $b$  dependen de la tipología estructural, de la ductilidad y del tipo de suelo.

Aguiar y Guerrero (2006) trabajaron con 63 acelerogramas de sismos registrados en Colombia, Perú, Chile y Argentina con aceleraciones del suelo mayores a 0,15 g se encontró la respuesta lineal y no lineal en

sistemas de un grado de libertad y luego se determinaron  $C_\mu$  como se aprecia en las ecuaciones 1.47 y 1.48, para dos valores de amortiguamiento ( $\alpha$ ):

$$R_\mu = [c_\mu (\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (1.47)$$

$$C_\mu = \frac{\mu}{[c(\mu - 1) + 1]^{1/c}} \quad (1.48)$$

$$c = \frac{T^{2,07}}{1 + T^{2,07}} + \frac{0,381}{T} \quad \text{para } \alpha = 0 \quad (1.49)$$

$$c = \frac{T^{1,247}}{1 + T^{1,247}} + \frac{0,248}{T} \quad \text{para } \alpha = 0,05 \quad (1.50)$$

Mwafi y Elnashai (2002) concluyen que los valores de ductilidad se deben fundamentalmente a tres fuentes principales: las características resistentes reales de los materiales, la utilización del periodo elástico en el cálculo de las demandas sísmicas y el proyecto de secciones de columnas utilizando la flexión biaxial. Consideran que adoptar valores mínimos de ductilidad igual a dos, conduce a resultados conservadores, más aun habiendo sido estimados a partir del análisis estático que presenta resultados inferiores a los obtenidos del análisis dinámico.

En este epígrafe se han presentado 13 contribuciones científicas realizadas a nivel mundial para calcular el factor de reducción por ductilidad, del estudio realizado se desprenden las siguientes consideraciones:

- En el trabajo realizado por Aguiar y Guerrero (1996) se consideró como modelo la ecuación propuesta por Nassar y Krawinkler (1991) pero se determinaron los parámetros a y b en base a registros de sismos en América del Sur; de la comparación realizada se concluye que los factores de reducción por ductilidad calculados por ambos métodos eran muy parecidos, lo que demuestra que este factor no depende del origen de los sismos.
- El trabajo realizado por Ridell y Newmark (1979) para periodos altos, mayores a tres segundos, presenta valores del factor de reducción por ductilidad mayores a la ductilidad, lo que no está acorde con la experiencia práctica de que para periodos largos el desplazamiento máximo inelástico es aproximadamente igual al desplazamiento máximo elástico, es decir, el factor de reducción por ductilidad debe ser igual a la ductilidad.

- En el trabajo realizado por Mwafi y Elnashai (2002) se concluye que los valores de ductilidad dependen de las características resistentes reales de los materiales, de la utilización del periodo elástico en el cálculo de las demandas sísmicas y del detallado de secciones de columnas.

### 1.3. Métodos para la determinación del factor de sobre resistencia

La gran cantidad de factores que intervienen en la sobre resistencia estructural hacen que esta sea difícil de cuantificar a nivel de cada elemento estructural evitando que pueda ser incorporada de forma racional en las normas de proyecto sismorresistentes a pesar de que se le considera muy importante en el mejoramiento de la respuesta de los edificios; por esto es más conveniente considerar el efecto de la reserva de resistencia sobre la respuesta global de la estructura mediante la utilización de las relaciones de fuerza- deformación obtenidas del análisis estático no lineal. En una estructura se identifican dos tipos de sobre resistencia, una a nivel local del elemento ( $R_{\Omega L}$ ) y la otra a nivel de la estructura ( $R_{\Omega}$ ), tanto  $R_{\Omega L}$  como  $R_{\Omega}$  son factores de seguridad y se pueden agrupar como: sobre resistencia en el diseño, en el análisis y en la construcción. En la tabla 1.2 se describen varios trabajos realizados en edificios de hormigón armado para el cálculo de  $R_{\Omega}$ , y a continuación se describen los resultados.

**Tabla 1.2.** Valores  $R_{\Omega}$  de en edificios de hormigón armado.

Trabajo	Casos estudiados	$R_{\Omega}$
Osteraas y Krawinkler (1990)	Pórticos resistentes a momentos. Zona 4 UBC, suelo S2	2,1 – 6,5
	Pórticos perimetrales resistentes	1,8 – 3,5
	Pórticos con diagonales	2,2 – 2,8
Freeman (1990)	Edificios de 4 niveles	2,8
	Edificios de 7 niveles	4,8
Miranda y Bertero (1989)	Edificios de baja altura en México	2,0 – 5,0
Cassis y Bonell (1992)	Edificios con muros y pórticos en Chile	3,0 – 5,0
Zhu et al (1992)	Edificios de 4 niveles en tres zonas sísmicas en Canadá	1,2 – 1,7
Uang y Maarouf (1993)	Edificios de 6 niveles. Loma Prieta (1989)	1,9
Hwang y Shinozuka (1994)		2,2
Fischinger et al (1994)	Edificios de mediana y baja altura	1,6 – 4,6
Jain y Navin (1995)	Edificios de 3, 6 y 9 niveles en zona 5 en la India	2,0 – 3,0
Panagiotakos y Fardis (1998)	Edificios de 4 niveles. Zona 2 del UBC	2,0 – 2,5
Elnashai y Mwafi (2002)	Edificios de mediana altura e irregularidad vertical	2,0 – 3,0

- Osteraas y Krawinkler (1990) realizaron estudios en tres sistemas estructurales; el primero en base a pórticos resistentes a momentos, se observa que los valores de  $R_{\Omega}$  varían entre 2,1 y 6,1, el primer

valor corresponde a periodos largos y el segundo a periodos cortos; el segundo sistema en pórticos perimetrales resistentes, donde  $R_{\Omega}$  varía entre 1,8 y 3,5, al igual que el anterior el primer valor corresponde a periodos largos y el segundo a periodos cortos; el tercer sistema es de pórticos con diagonales aquí  $R_{\Omega}$  varía entre 2,2 y 2,8.

- Freeman (1990) encontró un  $R_{\Omega}=2,8$  en una estructura de hormigón armado de cuatro niveles y así como un  $R_{\Omega}=4,8$  en una estructura de hormigón armado de siete niveles.
- Uang y Maarouf (1993) analizaron un edificio de hormigón armado de seis niveles, con pórticos perimetrales resistentes, que fue sacudido por el sismo de Loma Prieta de 1989 y se halló  $R_{\Omega}=1,9$ .
- Jain y Navin (1995) estudiaron los valores de sobre resistencia en edificios de hormigón armado, considerando el número de niveles del edificio y la influencia de la intensidad sísmica, representada por la aceleración de proyecto correspondiente a diferentes zonas sísmicas de la India. Los resultados reflejan que la sobre resistencia es mayor para edificios ubicados en zonas de baja sismicidad en los que predomina el proyecto por cargas gravitacionales. Además debe resaltarse que para edificios de baja altura, en los que las fuerzas de piso no adquieren valores tan altos como en los edificios de moderada a gran altura, los factores de sobre resistencia son mayores.

Massumi et al. (2004), retoman el estudio de la influencia del número de niveles e incluyen el número de vanos en el cálculo de los factores de sobre resistencia obtenidos mediante los resultados de las relaciones de fuerza - deformación resultantes del análisis estático y dinámico no lineal. Los resultados obtenidos muestran que el número de vanos o de líneas resistentes verticales son inversamente proporcionales a los valores de sobre resistencia lo que contradice los resultados obtenidos de forma probabilista por Bertero R. y Bertero V. (1999).

Al analizar los valores que se muestran en la Tabla 1.2 se puede observar que el rango de variación del factor de sobre resistencia  $R_{\Omega}$  es muy grande y está entre 1,23 y 6,5, además parece ser que los valores tan altos de  $R_{\Omega}$ , en algunos casos reflejan el aporte de las losas de entrepiso, la mampostería y los elementos no estructurales que normalmente no se consideran en el cálculo de  $R_{\Omega}$ . Otra razón podría ser que ante cargas cíclicas los materiales tienen mayor resistencia que ante cargas estáticas.

#### 1.4. Métodos para la determinación del factor de redundancia estructural

El término de redundancia estructural ha cobrado valor a partir del comportamiento de edificios de hormigón armado durante los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995). La redundancia estructural no debe ser interpretada como sobrante.

El factor de redundancia ( $R_R$ ) mide la capacidad de incursionar la estructura en el rango no lineal, es decir, la capacidad de redistribuir las cargas de los elementos con mayor sollicitación a los elementos con menor sollicitación. Tiene un rol esencial en la respuesta de las estructuras cuando uno o varios elementos han sufrido daño tal que lo haga incapaz de seguir recibiendo incrementos de carga o de mantener las cargas que le correspondía transmitir, lo cual provoca una redistribución de estas cargas hacia el resto de los elementos de la estructura que permanecen intactos.

Dependiendo del tipo de análisis que se adopte, el concepto práctico de la redundancia estructural puede variar, así si el análisis utilizado es el pseudoestático no lineal, la redundancia es igual al número de rótulas plásticas que es necesario que se formen en una estructura, de manera que esta colapse bajo la acción de las deformaciones laterales monótonamente incrementadas. En cambio, si el análisis seleccionado es el dinámico no lineal, la redundancia consiste en el número mínimo de rótulas plásticas que deben formarse de manera simultánea bajo la acción de una excitación variable con el tiempo.

De todos los factores el que menos ha sido estudiado es el factor de redundancia, encontrando entre las investigaciones resultados que en algunos casos son contradictorios, a pesar de que todos coinciden en el efecto beneficioso que tiene la redundancia en la adecuada respuesta e incluso en la supervivencia de las estructuras sometidas a acciones sísmicas severas.

Tsopelas y Husaid (2004) proponen el cálculo del factor de redundancia ( $R_R$ ) (ecuación 1.51), en base a dos índices, el primero de naturaleza determinista, conocido como índice de resistencia ( $r_s$ ) y el segundo de carácter probabilista, que es el índice de variación de redundancia ( $r_v$ ).

$$R_R = r_s \left( \frac{1 - k v_e r_v}{1 - k v_e} \right) \quad (1.51)$$

Dónde:

- $v_e$  es el coeficiente de variación de las fuerzas que varía entre 0,08 y 0,14.

- $k$  es el factor de forma de la resistencia que varía ente 1,5 y 2,5.

- $$r_v = \sqrt{\frac{1+(n-1)\bar{\rho}}{n}} \quad (1.52)$$

- $$\bar{\rho} = \frac{1}{n(n-1)} \sum_{\substack{i,j=1 \\ i \neq j}}^n \rho_{ij} \quad (1.53)$$

Siendo  $n$  es el número de rótulas plásticas para el mecanismo de colapso considerado y  $\bar{\rho}$  es el coeficiente de correlación promedio de las deformaciones que se obtiene mediante la ecuación 1.53, donde  $\rho_{ij}$  es el coeficiente de correlación entre los momentos  $M_i$  y  $M_j$ .  $M_i$  y  $M_j$  son los momentos de fluencia del elementos estructural donde se forman las articulaciones plásticas  $i$  y  $j$  respectivamente. El valor de  $r_v$  varía desde cero, que corresponde a un sistema que tiene mucha redundancia, hasta uno que es un sistema que no tiene redundancia.

Aguiar (2007) propone determinar el índice  $r_s$  mediante un análisis estático no lineal como se muestra en la ecuación 1.54, siendo  $V_u$  el cortante basal máximo y  $V_y$  el cortante basal de fluencia.

$$r_s = \frac{V_u}{V_y} \quad (1.54)$$

Es necesario señalar que en el modelo de Tsopelas y Husaid (2004) para el cálculo del factor de redundancia influye notablemente el producto del coeficiente de variación de las fuerzas ( $v_e$ ) por el factor de forma de la resistencia ( $k$ ), por lo que para su correcta aplicación es necesario determinar primero cada uno de estos parámetros. Como se puede observar en la ecuación de  $R_R$  en la medida que aumenta  $k v_e$  se incrementa  $R_R$ , por lo que es aconsejable cuando no se cuenten con datos de estos dos parámetros usar otra metodología para obtener el factor de redundancia estructural  $R_R$ .

### 1.5. Consideraciones de los códigos sismorresistente de diferentes países en la determinación del factor de reducción de respuesta en edificaciones de hormigón armado

Los códigos aceptan implícita o explícitamente, que bajo acciones sísmicas severas, las edificaciones comunes hagan incursiones importantes en el rango inelástico, por esta razón, la mayoría de ellos utilizan

en el diseño espectros de respuesta elásticos a partir de un factor de reducción por ductilidad, garantizado por el sistema resistente a sismos. Por tanto, se puede considerar, que estos son los estados previos a la condición límite de colapso, de hecho, parte importante de las pérdidas materiales están representadas por el riesgo de colapso de la edificación. Es evidente de lo anterior que la capacidad de predecir dicho estado límite está asociada a una incertidumbre mayor y requiere consideraciones especiales.

Con este fin los códigos utilizan diversos criterios de diseño en dependencia de las características de cada país y la información y medios con que cuentan, por lo que existe una gran variedad de métodos y metodologías para la determinación de cada uno de los parámetros que inciden en la seguridad sísmica de las estructuras. A continuación se presenta un análisis crítico de la forma en que se trata el factor de reducción de las fuerzas sísmicas en los códigos sismorresistentes de diferentes países.

### 1.5.1. Códigos norteamericanos

Estos códigos han ido evolucionando y perfeccionando con el decursar del tiempo y sirven de referencia a un sinnúmero de códigos de diferentes países, en los actuales reglamentos se tiene en cuenta un Factor de Reducción de Respuesta que se obtiene del producto de dos coeficientes numéricos que representan la ductilidad global y la sobre resistencia del sistema estructural.

En el Uniform Building Code (UBC) (IBC,1997) se tabulan valores de los factores de reducción de respuesta que dependen del sistema resistente a fuerzas laterales predominante y de las características del material utilizado en el diseño. El UBC-97 considera valores de reducción superiores a los del resto de las normas de diseño sismorresistente analizadas, sin embargo, esta diferencia es sólo aparente, al considerarse en la norma la posibilidad de incrementar las fuerzas de diseño teniendo en cuenta la redundancia estructural. En la tabla 1.3 se muestran los factores de reducción de respuesta (R) y los valores de los factores de sobre resistencia estructural ( $\Omega_0$ ).

**Tabla 1.3.** Valores del factor de reducción de respuesta y sobre resistencia. UBC-97 (IBC, 1997).

Tipo de sistema estructural	R	$\Omega_0$
Pórticos especiales resistente a momentos	8,5	2,8
Pórticos intermedio resistente a momentos	5,5	2,8
Pórticos ordinarios resistente a momentos	3,5	2,8

El Internacional Buildings Code (IBC) (IBC, 2003), presenta pocas diferencias respecto al UBC-97 en lo referente al cálculo de valores de los factores de reducción de respuesta, incluso el formato de presentación es similar en cuanto a los casos de diseño, sistema estructural y tipo de material utilizado. En la tabla 1.4 se observa que los valores más altos del factor de reducción corresponden a las estructuras cuyo nivel de diseño permite desarrollar un comportamiento dúctil.

**Tabla 1.4.** Valores del factor de reducción de respuesta y sobre resistencia. IBC-2003 (IBC, 2003).

Tipo de sistema estructural	R	$\Omega_0$
Pórticos especiales de hormigón armado resistente a momentos	5,0	5,0
Pórticos intermedios de hormigón armado resistente a momentos	3,5	3,0
Pórticos ordinarios de hormigón armado resistente a momentos	3,0	3,0

Tanto en la norma UBC-97 como en la IBC-2003, la sobre resistencia y la redundancia se consideran de forma implícita como factores de amplificación de las fuerzas sísmicas de diseño.

En la ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2016) los sistemas estructurales utilizados deben estar de acuerdo con las limitaciones del sistema estructural y los límites de altura. El coeficiente de modificación de respuesta apropiado (R), el factor de sobrerresistencia ( $\Omega_0$ ) y el factor de amplificación de deflexión ( $C_d$ ), indicados en la Tabla 1.5, se utilizarán para determinar el esfuerzo cortante de la base, las fuerzas de diseño del elemento y la deriva de piso.

**Tabla 1.5.** Valores del factor de reducción de respuesta. ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2016)

Sistema resistente	R	$\Omega_0$	$C_d$	Limitaciones del sistema incluyendo la altura (pies)				
				B	C	D	E	F
<b>Sistema de muros</b>								
Especiales	6,0	2,5	5,0	NL	NL	160	160	100
Ordinarios	5,0	2,5	4,5	NL	NL	NP	NP	NP
Prefabricados intermedios	5,0	2,5	4,5	NL	NL	40	40	40
Prefabricados ordinarios	4,0	2,5	4,0	NL	NP	NP	NP	NP
<b>Sistema de pórticos</b>								
Especiales	8,0	3,0	5,5	NL	NL	NL	NL	NL
Intermedios	5,0	3,0	4,5	NL	NL	NP	NP	NP
Ordinarios	3,0	3,0	2,5	NL	NP	NP	NP	NP
<b>Sistema dual</b>								
Especiales	7,0	2,5	5,5	NL	NL	NL	NL	NL
Ordinarios	6,0	2,5	5,0	NL	NL	NP	NP	NP

Dónde: SL es sin límite y NP no permitido.



1.5.2. Código cubano

En la NC 46:2017 (Oficina Nacional de Normalización, 2017) la reducción de las fuerzas sísmicas se cuantifica con el Factor Genérico de Reducción de Respuesta Sísmica (R), depende de las características genéricas del sistema estructural seleccionados por los diseñadores. Este coeficiente fue obtenido de la experiencia internacional y depende del sistema estructural y del nivel de diseño, en la tabla 1.6 se muestran estos valores, los cuales están parcialmente basados en la norma ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010). Adicionalmente el código brinda un factor de sobre resistencia  $\Omega_r$  que se usa para incrementar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de la estructura.

Tabla 1.6. Valores del Factor Genérico de Reducción de Respuesta Sísmica. NC 46:2017 (Oficina Nacional de Normalización, 2017).

	Sistema estructural	R	$\Omega_r$	$C_d$	Limite de altura (m)			
					Nivel de protección sísmica			
					B	C	D	E
E1	<b>Sistema de pórticos</b>							
E1-A	Pórticos tipo A	8,0	3,0	5,5	SL	SL	SL	SL
E1-B	Pórticos tipo B	5,0	3,0	4,5	50	30	12	NP
E1-C	Pórticos tipo C	3,0	3,0	3,0	30	NP	NP	NP
E2	<b>Sistema de muros</b>							
	De hormigón armado A	5,0	2,5	5,0	SL	75	50	30
	De hormigón armado B	4,0	2,5	4,0	50	50	30	NP
	De hormigón armado de baja ductilidad	5,0	2,5	3,0	30	30	15	12
	Paneles de hormigón prefabricados	4,0	3,0	3,5	30	30	15	12
E3	<b>Sistema general</b>							
	<u>Con muros estructurales</u>							
	De hormigón armado A	6,0	2,5	5,0	SL	75	50	50
	De hormigón armado B	5,0	2,5	5,0	SL	50	30	NP
	Paneles de hormigón prefabricados	4,5	3,0	3,5	SL	30	30	20
E4	<b>Sistema dual</b>							
	<u>Pórticos de hormigón armado A</u>							
	<u>Con muros estructurales</u>							
	De hormigón armado A	7,0	2,5	5,5	SL	SL	SL	SL

Dónde: SL es sin límite y NP no se permite.

1.5.3. Eurocódigo EC-8

Al igual que la mayoría de los códigos admite el análisis elástico partiendo de la reducción de las ordenadas del espectro de diseño elástico a partir de la aplicación del factor de reducción de respuesta

( $q_0$ ), el cual depende de la tipología estructural predominante, de su regularidad en elevación y del nivel de ductilidad que se espera que la estructura sea capaz de desarrollar. Para esta ductilidad existen dos niveles DCM (clase de ductilidad media) y DCH (clase de ductilidad alta). En la tabla 1.7 se muestran los valores sugeridos por el Eurocódigo EC-8 (CEN, 2003) del factor básico de reducción de respuesta.

**Tabla 1.7.** Valores del factor básico de reducción de respuesta ( $q_0$ ). EC-8 (CEN, 2003).

Tipo estructural	DCM	DCH
Sistema porticado, dual o acoplado a muros de corte	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema con muros de corte	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexible	2,0	3,0
Sistema de péndulo invertido	1,5	2,0

Dónde:  $\alpha_1$  es el coeficiente sísmico correspondiente a la formación de la primera rótula plástica en cualquiera de los elementos de la estructura y  $\alpha_u$  es el coeficiente sísmico requerido para que se produzca el fallo de la estructura. Es necesario destacar que la relación de estos coeficientes  $\alpha_u / \alpha_1$  describe el efecto de redundancia sobre el factor de reducción de respuesta, el cual no se considera en la mayoría de los códigos. Los coeficientes  $\alpha_u$  y  $\alpha_1$  pueden ser obtenidos de tablas que brinda el código o directamente de la curva de capacidad mediante la realización de un análisis estático no lineal. Este último método es muy importante para determinar de forma precisa los valores del factor básico de reducción de respuesta debido a la gran dispersión que presentan.

La irregularidad en planta es penalizada con factores multiplicadores ( $\alpha_u / \alpha_1$ ) igual a uno, lo que implica la no aplicación de un incremento al factor básico de reducción por resistencia y redundancia; sin embargo el código no distingue los diferentes tipos de irregularidad en planta. Además queda a juicio del proyectista aplicar reducciones de hasta un 20% de los valores del factor básico de reducción de respuesta si la estructura presenta irregularidades en elevación.

La aplicación de los factores de reducción del Eurocódigo no conduce a valores únicos para una ductilidad esperada, sino que brindan un rango de valores que dependen, por un lado de la capacidad de las estructuras para disipar energía y de su sobre resistencia, y por el otro de los controles de diseño, los cuales aseguran el cumplimiento del código.

**1.5.4. Código venezolano**

En el código COVENIN 1756-2001 (COVENIN, 2001) la definición de los factores de reducción de las fuerzas sísmicas es similar a la utilizada por los códigos norteamericanos, aunque no satisface estrictamente el comportamiento supuesto, es decir, el comportamiento estructural implícito es el de un sistema elastoplástico, tanto para el cálculo de los espectros de diseño como para el de los desplazamientos máximos de la estructura, ésta es una idealización que no incluye un transición gradual del intervalo de las deformaciones elásticas a las plásticas; el carácter alternante de estas incursiones en el dominio inelástico se enfatiza en la definición de ductilidad. Al dividir los valores espectrales por el Factor de Reducción de Respuesta se obtienen las fuerzas de diseño, este factor es constante y relaciona los desplazamientos máximos esperados y los efectos de la sobre resistencia, suponiendo un comportamiento elástico lineal. La ductilidad global y la sobre resistencia se infieren de estudios analíticos o experimentales o de comparaciones adecuadas con estructuras previamente estudiadas, incorporando grados de ductilidad local existente que dependen del detallado y los mecanismos previstos de absorción y disipación de energía.

En la tabla 1.8 se muestran los valores del factor de reducción, la presentación de los valores máximos se realiza para tres tipos de estructuras (de hormigón armado, acero o mixtas); variando de las más dúctiles (tipo I) a las menos dúctiles (tipo IV).

**Tabla 1.8.** Valores del factor de reducción. COVENIN 1756-2001 (COVENIN, 2001).

Nivel diseño	Tipo de estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
<b>Estructura de hormigón armado</b>					
ND3	6,00	5,00	4,50	5,00	2,00
ND2	4,00	3,50	3,00	3,50	1,50
ND1	2,00	1,75	1,50	2,00	1,25
<b>Estructura mixtas de hormigón armado y acero</b>					
ND3	6,00	5,00	4,00	6,00	2,00
ND2	4,00	4,00	-	-	1,50
ND1	2,25	2,50	2,25	-	1,00

Estos factores también dependen del nivel de diseño, asignando mayores factores para el nivel de diseño alto (ND3) que impone un detallado más exigente de secciones y uniones y valores menores para el nivel de diseño sin consideraciones sismorresistentes (ND1). En cuanto a la influencia de las posibles irregularidades tanto en planta como en elevación, el código aconseja usar reducciones del 75% de los

valores usados para edificaciones regulares, sin hacer ninguna valoración del tipo de irregularidad y sus posibles consecuencias sobre la respuesta dúctil de la estructura.

### 1.5.5. Código neozelandés

El código NZS 1170.5:2004 (NZS, 2004) utiliza factores de reducción referidos a los valores de ductilidad, fijada en función del tipo de estructura resistente predominante y del tipo de material que la compone. Los valores de ductilidad son directamente aplicados en la reducción de las fuerzas de piso.

En la tabla 1.9 se muestra el resumen de los factores de reducción para tres niveles de ductilidad (estructuras que se espera tengan una respuesta elástica, estructuras con una ductilidad intermedia y estructuras que bajo condiciones especiales de diseño son capaces de desarrollar grandes deformaciones evitando el colapso por cargas verticales).

**Tabla 1.9.** Valores del factor de reducción de respuesta. NZS 1170.5:2004 (NZS, 2004).

Tipo de estructura	Material predominante en la estructura	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
Con respuesta elástica	1,25	1,0
Con ductilidad limitada		
a. Pórtico diagonalizado		
Cedencia tensión-compresión	-	-
Cedencia en compresión	-	-
b. Pórtico resistente a momento	3,0	2,0
c. Muros	3,0	-
d. Muros cargados en voladizo	2,0	-
Estructuras dúctiles		
a. Pórtico diagonalizado	-	-
b. Pórtico resistente a momento	6,0	5,0
c. Muros	5,0	-
d. Muros cargados en voladizo	-	-

### 1.5.6. Código Japonés

El código Japanese Buildings Standard Law (Ministry of Land, Infrastructure and Transport, 2001) presenta como novedad que los factores de reducción de respuesta se aplican como los inversos de los factores de ductilidad. Además es posible aplicar diferentes valores dependiendo del grado de ductilidad que sea preciso desarrollar en un nivel dado.

El código contempla la penalización de la reducción mediante la aplicación de factores que valoran la regularidad de la estructura.

En la tabla 1.10 se muestran los valores del coeficiente de reducción de respuesta, los cuales dependen además de la tipología estructural y del nivel de ductilidad que se dispone en el diseño.

**Tabla 1.10.** Valores del factor de reducción. Japanese Building Standard Law (Ministry of Land, Infrastructure and Transport, 2001).

Ductilidad	Pórtico resistente a momento	Otro tipo de pórtico	Pórtico con barras a compresión
<b>Edificios de hormigón armado</b>			
Excelente	0,30	0.35	0.40
Buena	0,35	0.40	0.45
Regular	0,40	0.45	0.50
Pobre	0,45	0.50	0.55

Los factores mostrados en la tabla anterior indican que el código japonés considera el diseño para ductilidades bajas, lo que condiciona que el edificio tenga un periodo más bajo que los edificios diseñados mediante otros códigos.

### 1.5.7. Código español

En el código NCSE-02 (Ministerio de Fomento, 2002) se utiliza el coeficiente de respuesta, que no es más que el cociente entre un factor de modificación del espectro en función del amortiguamiento y un coeficiente de comportamiento por ductilidad ( $\mu$ ), que depende del grado de ductilidad global que presenta la estructura, del sistema estructural y de la configuración en planta. En la tabla 1.11 se muestran los factores de reducción de respuesta ( $R$ ), calculados para facilitar la comparación con otros códigos y los valores de amortiguamiento típicos para tres niveles de ductilidad.

**Tabla 1.11.** Valores del factor de reducción de respuesta. NCSE-02 (Ministerio de Fomento, 2002).

Tipo de estructura	Compartimentación	$\mu$	$\nu$	$R$
Hormigón armado o acero	Diáfana	4,00	1,09	3,66
	Compartimentada	4,00	1,00	4,00
Hormigón armado o acero	Diáfana	3,00	1,09	2,74
	Compartimentada	3,00	1,00	3,00
Hormigón armado o acero	Diáfana	2,00	1,09	1,83
	Compartimentada	2,00	1,00	2,00
Muros de corte	Compartimentada	2,00	0,93	2,15

El factor de modificación por amortiguamiento ( $\nu$ ) considera la reducción directa del espectro elástico en función de la capacidad disipativa que presenta la estructura, mediante la relación entre el amortiguamiento del 5% y el real.

### 1.5.8. Código Sísmico de Costa Rica

En el Código Sísmico de Costa Rica – 2002 (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2002) la reducción de las fuerzas se tiene en cuenta en el factor de amplificación dinámico (FED), este factor representa la modificación en aceleración que sufre un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración del suelo y es función de la zona sísmica, del sitio de cimentación, de la ductilidad global asignada ( $\mu$ ) y del periodo. La ductilidad se tiene en cuenta estimando la ductilidad global del sistema estructural ante cargas laterales para efectos de determinar el FED, la ductilidad global asignada depende de la regularidad del sistema estructural y de la ductilidad local de los componentes y uniones. En la tabla 1.12 se muestran los valores de ductilidad que brinda el código para calcular el FED.

**Tabla 1.12.** Ductilidad global asignada. Código Sísmico de Costa Rica – 2002 2002 (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2002).

Tipo	Regular	Irregular moderado	Ductilidad local óptima	Ductilidad local moderada	Ductilidad global
Marco a	X		X		6,0
Marco b	X			X	4,0
Marco c		X	X		3,0
Marco d		X		X	1,5
Dual a	X		X		4,0
Dual b	X			X	3,0
Dual c		X	X		2,0
Dual d		X		X	1,5
Muro a	X		X		3,0
Muro b	X			X	2,0
Muro c		X	X		1,5
Muro d		X		X	1,0
Voladizo a	X		X		1,5
Voladizo b	X			X	1,0
Voladizo c		X	X		1,0
Voladizo d		X		X	1,0
Otros a	X		X		1,5
Otros b	X			X	1,0

Con este propósito, el sistema estructural se clasifica como de ductilidad local óptima o moderada de acuerdo con la clasificación correspondiente de aquellos elementos y componentes cuya ductilidad sea determinante para asegurar el comportamiento dúctil del sistema estructural.

Además de estas consideraciones el código brinda valores de ductilidad menores que los tabulados para sistemas prefabricados; sistemas con irregularidades severas; sistemas constituidos por muros, marcos y marcos arriostrados que no estén vinculados a diafragmas rígidos; entre otros. En el código el coeficiente sísmico depende del Factor Espectral Dinámico, de la sobre resistencia y de la aceleración pico efectiva de diseño.

### 1.5.9. Código colombiano

El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño en el NSR-10 (AIS, 2010), corresponde al coeficiente de disipación de energía básico ( $R_0$ ), multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia del sistema estructural de resistencia sísmica.

Este reglamento contempla tres niveles de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, en dependencia del detallado de los elementos estructurales y la amenaza sísmica existente en cada zona. En las tablas 1.13 y 1.14 se muestran los coeficientes para calcular el Coeficiente de Modificación de respuesta para los sistemas estructurales comunes.

**Tabla 1.13.** Coeficiente Básico de Modificación de Respuesta. NSR-10 (AIS, 2010).

Sistema de resistencia sísmica	$R_0$	$\Omega_0$
Pórticos resistentes a momentos		
▪ Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía	7,0	3,0
▪ Pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía	5,0	3,0
▪ Pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía	2,5	3,0
Muros estructurales		
▪ Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía	5,0	2,5
▪ Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía	4,0	2,5
▪ Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía	2,5	2,5

Cuando el periodo de vibración tiende a cero, el  $R_c$  a emplear en el diseño de la estructura tiene un valor variable en la zona de periodos cortos, iniciando en el valor de la ecuación 1.55, para un periodo igual a  $T_0$  y tendiendo a la unidad cuando el periodo tiende a cero, el valor de  $R_c$  está dado por la ecuación 1.56.

**Tabla 1.14.** Valores de los coeficientes  $\phi_n$  y  $\phi_p$ . NSR-10 (AIS, 2010).

Irregularidad en planta		Irregularidad en elevación	
Descripción	$\phi_p$	Descripción	$\phi_n$
Irregularidad torsional	0,9	Piso flexible (irregularidad en rigidez)	0,9
Irregularidad torsional extrema	0,8	Piso flexible (irregularidad excesiva en rigidez)	0,8
Retrocesos excesivos en esquinas	0,9	Irregularidad en distribución de masas	0,9
Discontinuidad del diafragma	0,9	Irregularidad geométrica	0,9
Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales	0,8	Desplazamiento dentro del plano de acción	0,8
Sistemas no paralelos	0,9	Piso débil	0,8

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_o \tag{1.55}$$

$$R_c = (R - 1) \frac{T}{T_o} + 1 \leq R \tag{1.56}$$

### 1.5.10. Código chileno

El énfasis de las disposiciones en el código NCh433 (INN, 2012) no está en sofisticar los métodos de análisis sino exigir limitaciones a las deformaciones sísmicas para obtener estructuraciones adecuadas. La ductilidad se tiene en cuenta por el Factor de Modificación de Respuesta ( $R_0$  o  $R$ ) que refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados.

La tabla 1.15 muestra los valores de  $R_0$  para el análisis modal espectral y  $R$  para el análisis estático que brinda el código, es necesario destacar que esta tabla no incluye todos los posibles tipos de estructuras y materiales que se pueden dar en la práctica.

**Tabla 1.15.** Valores máximos de los Factores de Modificación de respuesta. NCh433 (INN, 2012).

Sistema estructural	Material estructural	R	$R_0$
Pórticos	Hormigón armado	8	11
Muros y sistemas arriostrados	Hormigón armado	7	11
	Hormigón armado y albañilería confinada	6	9
		4	4
Cualquier tipo de estructuración o material que no pueda ser clasificado en alguna de las categorías anteriores		2	-

Criterio A: Los muros de hormigón armado deben tomar en cada piso, el 50% del esfuerzo de corte del piso, como mínimo.



Los valores de la tabla 1.15 no contemplan los requisitos especiales para obtener un comportamiento inelástico dúctil durante sismos de gran intensidad. El Factor de Modificación de Respuesta depende principalmente del valor del parámetro  $R_0$ , los cuales se obtuvieron a través de un proceso de calibración con los requisitos de resistencia exigidos por la norma vigente hasta 1993. En este proceso se compararon los esfuerzos de cortante basal obtenidos para un conjunto representativo de edificios, idealizados como sistemas de un grado de libertad con periodo igual al del modo fundamental, tanto para el espectro de la norma anterior como el de la nueva norma.

Los valores de  $R$  para el análisis estático se determinaron de modo de reproducir la correspondiente curva espectral reducida en la rama descendente comprendida entre los coeficientes sísmicos máximos y mínimos. El uso de un valor constante del coeficiente sísmico para los periodos cortos permite usar un coeficiente de modificación de la respuesta  $R$  que es independiente del periodo fundamental de la estructura. Si la estructura resistente del edificio contempla sistemas con diferentes valores de  $R$  o  $R_0$  según distintas direcciones horizontales, el análisis sísmico debe efectuarse con el menor valor de  $R$  o  $R_0$ .

### 1.5.11. Código dominicano

En el código R-001 (MOPC, 2011) el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se trata a través del coeficiente de reducción por capacidad de energía ( $R_d$ ) y depende del tipo de estructura y del material estructural, por lo que depende de la sobre resistencia estructural. En la tabla 1.16 se muestran estos valores.

Tabla 1.16. Valores del coeficiente  $R_d$ . R-001 (MOPC, 2011).

Tipo de estructura	$Q_i$	$R_d$	Tipo de estructura	$Q_i$	$R_d$
<b>1. Aporticados</b>			<b>3a, Duales con pórticos especiales</b>		
Especiales de hormigón armado	NA	5,5	Muros ordinarios de hormigón armado	NA	4,0
Intermedios de hormigón armado	NA	4,5	Muros especiales mampostería armada	NA	3,5
Ordinarios de hormigón armado	NA	2,5	Muros intermedios mampostería armada	NA	3,0
<b>2. Muros</b>			<b>3b, Duales con pórticos intermedios</b>		
Ordinarios de hormigón armado	<0,10	3,0	Pórticos acero con arriostre excéntrico	NA	4,5
	≥0,10	3,0	Especiales acero arriostre concéntrico	NA	4,0
Prefabricados intermedios	<0,10	3,5	Muros especiales de hormigón armado	NA	3,5
	≥0,10	3,0	Muros especiales mampostería armada	NA	2,5
Prefabricados ordinarios	<0,10	2,5	Muros intermedios mampostería armada	NA	2,0
	≥0,10	2,0	Muros ordinarios mampostería armada	NA	3,0

Dónde:  $Q_i$  es el coeficiente que tiene en cuenta la cuantía muro-área en el piso  $i$ .

Además se definen diferentes grados de irregularidades y se modifica el valor de  $R_d$  según las condiciones siguientes:

- a) Cuando el máximo desplazamiento de un piso en un extremo de la estructura, calculado incluyendo la excentricidad accidental es mayor que 1,2 veces el promedio de los desplazamientos del piso, en los dos extremos de la estructura, el valor de  $R_d$  deberá ser reducido a un 65%. Cuando esta relación sobrepase 1,4, el diseño deberá ser modificado para evitar los efectos de torsión y llevarlo a un valor menor que 1,2.
- b) Cuando la estructura posee un piso suave y/o un piso débil el valor de  $R_d$  no será mayor de 1,5.
- c) Cuando los elementos sismorresistentes no sean ortogonales entre sí, el factor  $R_d$  deberá ser reducido en un 70%.
- d) En caso de que la estructura tenga entrantes de más de un 15% de la dimensión en planta, en la dirección del análisis, el valor de  $R_d$  deberá ser reducido al 80%

#### 1.5.12. Comparación de los factores usados en los códigos revisados

En la mayoría de los códigos, como por ejemplo los latinoamericanos, los factores de reducción dependen solamente de la ductilidad, para lo cual se fijan niveles de diseño en la etapa de proyecto. Sólo en el Eurocódigo EC-8 los factores de reducción dependen de la sobre resistencia y el amortiguamiento, al considerar coeficientes multiplicadores que varían de acuerdo con la redundancia estructural y los materiales estructurales; aunque hay que destacar que no se realiza una referencia directa a este factor en el código.

El código español NCSE-02 es el único que sí presenta una referencia directa de la influencia del amortiguamiento en el cálculo de los factores de reducción. Sin embargo, recomienda el valor promedio clasificado de acuerdo al material estructural, sin hacer referencia a las consideraciones de valores que dependen de la influencia de los elementos no estructurales, tales como la densidad y distribución de los muros de mampostería que se ha demostrado alteran los valores esperados del amortiguamiento de las estructuras.

La amplificación del movimiento sísmico para distintos tipos de suelo se considera de forma explícita en el Eurocódigo EC-8 y en el venezolano COVENIN 1756-2001, al adoptar valores de factores de amplificación dinámica que dependen de las características geotécnicas, representadas por la velocidad de las ondas de cizallamiento y por los espesores de los estratos. El código español NCSE-02 presenta valores máximos como consecuencia de la amplificación, similares para los suelos contemplados en el código.

En los códigos sismorresistentes se encuentran pocas referencias explícitas de la influencia de la redundancia estructural sobre los factores de reducción de respuesta. La redundancia no se encuentra bien definida en las normas de proyecto sismorresistente y su efecto se asocia generalmente con los factores de reducción por reserva de resistencia, si bien existe una creencia generalizada sobre los beneficios que aporta la reserva de resistencia a la respuesta dúctil de las estructuras, en pocos casos se encuentran referencias claras de cómo debe ser calculada e incorporada en el proyecto de manera explícita.

En los códigos más recientes, ejemplo EC-8, NSR-10 y NC 46:2017, se comienza a incorporar aspectos sugeridos en estudios recientes como la redundancia estructural, en los cuales se incrementan los factores de reducción cuando las estructuras cumplen ciertas características de redundancia de elementos resistentes verticales. Igualmente, estos factores, aunque de carácter aproximado, se observan los códigos norteamericanos, a pesar de esto, los criterios empleados que consisten esencialmente en la reducción del factor de reducción de respuesta  $R$ , son empíricos y no tienen la posibilidad de que el proyectista pueda modificar o seleccionar adecuadamente el factor de redundancia en base a las características del edificio que se encuentra analizando.

La regularidad estructural es considerada directamente en el EC-8, NSR-10, R-001, el código japonés, la ASCE/SEI 7-16 y NC 46:2017, en el resto de los códigos analizados solo se considera de forma indirecta.

### **1.6. Factor de reducción de respuesta y deriva de entrepiso.**

La mayoría de los reglamentos actuales establecen los coeficientes de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R$ ) en función de los valores de deriva reglamentados por ellos, lo que les permite, a pesar de poseer valores de  $R$  que pueden ser considerados elevados, garantizar el control de daños.

En la tabla 1.17 se presentan las derivas de piso máximas permitidas ( $\gamma$ ) por varias normativas sísmicas latinoamericanas correspondientes a edificaciones ordinarias y el factor de reducción para un nivel de diseño alto. En la última columna se presenta la forma como se hallan las derivas inelásticas ( $\gamma_{inelastica}$ ) a partir de las derivas elásticas con las expresiones aproximadas que brindan los códigos, las cuales son muy sencillas para un problema tan complejo como es el cálculo de las derivas inelásticas mediante análisis no lineales.

El mayor valor de factor de reducción de respuesta en las edificaciones de pórticos de hormigón armado lo tiene la NCh433 pero la deriva máxima permitida es 0,001. La NC-46:2017 tiene un valor de  $R=6,0$ , similar a la COVENIN 1756-2001 y a la R-001, pero la deriva de piso máxima permitida es mayor que la de dichos países, esta fue una de las causas que dio origen a la presente investigación. Por tanto, si la NC-46:2017 acepta una deriva máxima de piso de 0,02 el valor de  $R$  tiene que ser menor a los de la COVENIN 1756-2001 y la R-001

Luego para valores de derivas de piso muy bajos se puede tener valores de  $R$  muy altos. Para obtener valores de derivas de piso  $\gamma \leq 0,001$  la estructura tiene que ser suficientemente rígida, de tal manera que no se puede pensar que uso un valor de  $R$  muy alto y las secciones de vigas y columnas deben ser las adecuadas para disipar la energía prevista.

**Tabla 1.17.** Valores del factor de reducción y derivas de piso.

Norma	$\gamma$	R	$\gamma_{inelastica}$
COVENIN 1756-2001	0,016	6,0	0,0027*
NSR-10	0,010	7,0	0,0014*
NCh433	0,001	8,0	0,0001*
CEC-2000	0,020	7,0	0,0029*
R-001	0,008	6,0	0,0010*
NC-46:2017	0,020	6,0	0,0033*
*Valor de $\gamma$ inferido para control con desplazamientos elásticos			

### 1.7. Consideraciones finales del capítulo

Del análisis realizado se considera que la formulación más acertada para determinar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas es la propuesta por la ATC-34 ya que introduce el factor de redundancia y se excluye el factor de amortiguamiento, debido a que este factor no debe usarse para reducir proporcionalmente las demandas de fuerza, especialmente para los marcos altamente amortiguados.

Muchos códigos tienen el defecto de considerar una reducción de las fuerzas debido al comportamiento inelástico, solamente en relación con las deformaciones máximas alcanzadas en cualquier instante del sismo, o la máxima energía disipada en un ciclo de carga, sin tener en cuenta la duración del sismo. Esto hace que en el análisis no se estimen factores tan importantes como la degradación de la rigidez, la disminución de la resistencia, el aumento progresivo de las deformaciones y por ende el colapso progresivo.

En la mayoría de los códigos la ductilidad se trata a través de un *Factor de Reducción de Respuesta* definido como la relación de las ordenadas espectrales elásticas con respecto a las inelásticas en función del periodo, amortiguamiento de la edificación y del tipo de suelo en el sitio. Ninguno de estos tres factores está considerado explícitamente en la mayoría de los códigos sísmicos vigentes. En cualquier caso, un valor constante del Factor de Reducción de Respuesta no representa los efectos del comportamiento inelástico individual o de conjunto.

Los factores de reducción de respuesta son teóricos, de referencia para la reducción y derivan su nombre del hecho de que reducen las fuerzas sísmicas elásticas por su valor para los sistemas estructurales de periodos largos, sin embargo, para los sistemas de periodos cortos la reducción es menor, aunque sigue asociado a este factor.

Del comportamiento de diferentes tipos de estructuras ante solicitaciones cíclicas producidas por las acciones sísmicas resulta inevitable una determinada reducción de rigidez y resistencia y con esto una reducción de la capacidad de disipación de energía del sistema. Estimar o fijar reducciones admisibles bajo determinados registros de sismos reales o sintéticos ha sido objeto de estudio de numerosos trabajos de investigación y discusiones en talleres de Ingeniería Sísmica. Se ha comprobado que resulta muy difícil o casi imposible establecer criterios precisos que consideren el periodo propio de la estructura y la duración probable de un sismo y con esto de un número posible de ciclos de solicitaciones.

Los factores de reducción estipulados en los códigos están en función de los valores de derivas reglamentados por ellos, por tanto, para valores de derivas de piso muy bajos se puede tener valores de R más elevados.

*Procedimiento para la  
determinación del coeficiente de  
reducción de las fuerzas sísmicas.*

# *Capítulo 2*

## CAPÍTULO 2. PROCEDIMIENTO PARA LA DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS.

En este capítulo se fundamenta teóricamente el procedimiento para la determinación del factor de reducción de respuesta, de acuerdo con las condiciones existentes, detallando todas las etapas, donde se especifican los datos para el análisis, las variantes estructurales, el método de análisis estructural escogido y los programas de cálculo utilizados.

Para evaluar la respuesta no lineal se parte de un estudio de edificios de pórticos de hormigón armado, emplazados en zonas de alta sismicidad y proyectados conforme a la ACI-318:2014 (ACI, 2014), por tanto, se incluye la aplicación de un procedimiento de pre dimensionamiento sísmico de secciones de los elementos de los edificios proyectados, la propuesta de un procedimiento de análisis estático no lineal con control de fuerzas, la determinación del modo de colapso, el estudio de la influencia de la reserva de resistencia, la redundancia en los factores de reducción de respuesta y el cálculo de la ductilidad máxima de los pórticos.

### 2.1. Elementos teóricos que sustentan el procedimiento para la determinación del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

Los principios teóricos del procedimiento para la determinación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas se detallan a continuación. La fundamentación teórica del procedimiento a diseñar se sustenta en la definición asumida como consecuencia del análisis realizado.

- La utilización en el diseño de factores de reducción de las fuerzas sísmicas conduce a daños en elementos estructurales y no estructurales de las edificaciones. El factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R$  depende de la tipología estructural, de la capacidad de disipación de energía, de la deriva máxima de piso que se espera alcanza la estructura cuando ocurre el sismo, de su periodo de vibración y del tipo de suelo.

Aguiar (2007) afirma que "El factor de reducción de las fueras sísmicas  $R$ , depende de una serie de parámetros que lastimosamente no se les menciona en algunos códigos, lo que puede ocasionar que el

proyectista estructural se encuentre diseñando para fuerzas sísmicas muy bajas ya que no se seleccionó en forma adecuada el valor de  $R$ ".

Por otra parte este factor se deriva de comparaciones de la respuesta de modelos elásticos e inelásticos simples y se justifica en la práctica por el comportamiento de tipologías estructurales en sismos reales, o en nuestra norma NC 46:2017 de la experiencia internacional. Por tanto el objetivo fundamental del procedimiento es obtener una expresión que englobe los principales parámetros de los que depende el factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

- La ductilidad depende de las características intrínsecas de los materiales estructurales, de la tipología estructural y fundamentalmente del detallado de los miembros estructurales que componen la edificación.

Según ACI-318:2014 en el diseño se debe asegurar la existencia real de un mínimo de ductilidad y capacidad de disipación de energía, procurando que la demanda sísmica no supere a la reserva estructural. La respuesta no lineal de los edificios de hormigón armado se estudia mediante el análisis numérico estático y dinámico, en cuya modelación se incluyen las características no lineales del material y el detallado de las secciones de los elementos estructurales.

- El factor de reducción por ductilidad ( $R_{\mu}$ ) depende fundamentalmente del tipo de suelo y del periodo, es importante destacar que para periodos  $T=0$  el factor  $R_{\mu}=1$ , para periodos altos los valores de  $R_{\mu}$  tienden a ser igual a la ductilidad y para periodos intermedios ( $T=0,5$  segundos) los valores de  $R_{\mu}$  son menores que la ductilidad.

En Nassar y Krawinkler (1991) y Aguiar y Guerrero (2006) se consideraron formas de ajuste similar pero trabajaron con sismos registrados en América del Sur y en Estados Unidos, respectivamente, de estos estudios se obtuvieron valores del factor  $R_{\mu}$  muy similares, lo que demuestra que el factor de reducción por ductilidad no depende del origen de los sismos.

- El factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ) depende de la sobre resistencia global y la sobre resistencia local a nivel de cada elemento debido a los factores de seguridad en el diseño. Los valores de la sobre resistencia local en las columnas son mayores que los de las vigas, además la sobre resistencia local es mayor que la sobre resistencia global. Se demuestra que la sobre resistencia depende de la deriva



de piso, en cambio no se observa una dependencia clara entre el número de luces y la sobre resistencia.

- El factor de reducción por redundancia ( $R_R$ ) mide la capacidad de incursionar las estructuras en el rango no lineal y se determina como la relación entre el cortante basal último y el cortante basal cuando se forma la primera articulación plástica, por tanto el factor de redundancia será siempre mayor que uno. El factor  $R_R$  depende además de la ductilidad por curvatura que presentan los elementos estructurales que componen la edificación.
- No se considera en el análisis la interacción suelo estructura sobre la base de lo planteado por la NSR-10, que establece la evaluación de este parámetro en estructuras cuyo periodo fundamental supere dos veces el periodo de esquina del espectro de respuesta elástico utilizado para el análisis.

## 2.2. Procedimiento general para la determinación del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R

Las normas actuales permiten diseñar las estructuras de forma tal que operen en rangos inelásticos para sismos severos. El diseño sismorresistente de edificios, según los códigos actuales, se basa en análisis dinámicos y estáticos que consideran el comportamiento elástico. Los efectos del comportamiento inelástico durante terremotos fuertes se considera reduciendo las fuerzas elásticas por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R$ ), Como se mencionó en el capítulo anterior existen varias aproximaciones para cuantificar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, en el trabajo se propone utilizar la propuesta que considera el código ATC-34 (1995) y que se detalla en la ecuación 2.1. Esta expresión sustentada experimentalmente considera entre sus factores la redundancia estructural para considerar los efectos de las líneas de resistencia múltiples que tienen los sistemas de pórticos, además esta formulación no contempla el factor de amortiguamiento debido a que no puede usarse para reducir proporcionalmente las demandas de fuerza, especialmente para los marcos altamente amortiguados.

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} R_R \quad (2.1)$$

Dónde:  $R_{\mu}$  es el factor de reducción por ductilidad;  $R_{\Omega}$  es el factor de sobre resistencia y  $R_R$  es el factor de redundancia. Estos tres factores se determinan en los siguientes epígrafes.

La metodología propuesta en este capítulo (ver figura 2.1) se elabora con el propósito de mejorar los factores de reducción de las fuerzas sísmicas que presenta el código sismorresistente vigente en Cuba NC 46:2017, a partir del cálculo de los factores de reducción por ductilidad, sobre resistencia y redundancia de variantes de edificios monolíticos de pórticos de hormigón armado diseñados conforme a los requerimientos del código ACI 318:2014. El objetivo es proponer expresiones para calcular el factor de reducción por ductilidad en función del periodo, la ductilidad y el tipo de suelo, el factor de sobre resistencia en función del periodo, la deriva de piso y el número de pisos y el factor de redundancia en función del periodo y el número de pisos. De forma tal que la expresión del factor de reducción estará en función del periodo para diferentes valores de ductilidad, derivas de piso y perfiles de suelo B, C, D y E de la NC 46:2017.

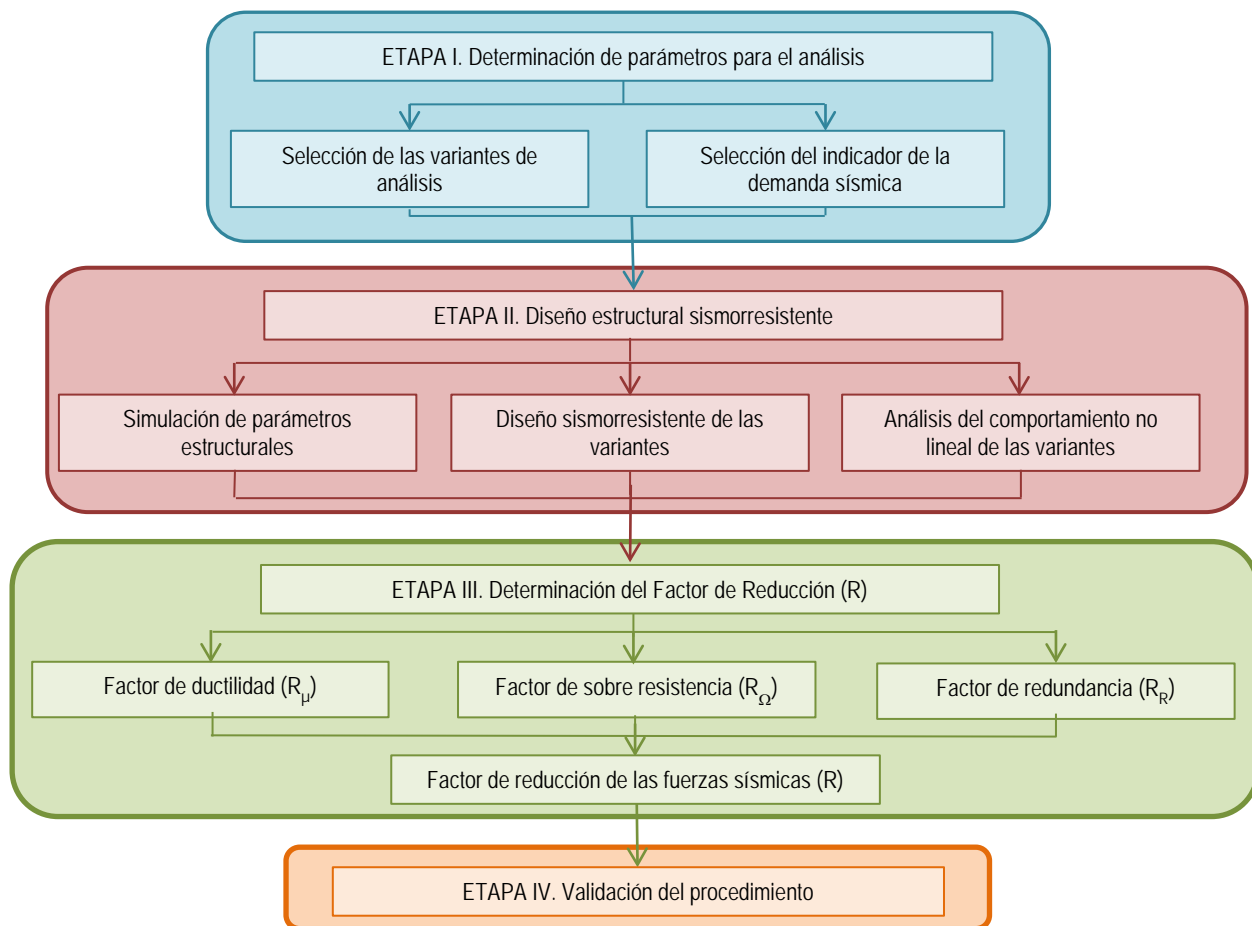


Figura 2.1. Metodología para la determinación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

La validación del procedimiento se realizará mediante un análisis dinámico no lineal con la utilización de registros de sismos débiles y moderados escalados para la aceleración que se espera en la zona.

Para considerar las incertidumbres de los principales parámetros del movimiento sísmico y de la estructura, se definen variables aleatorias y se generan a partir del Método de Simulación por Monte Carlo. Los principales parámetros que afectan la capacidad de una estructura son: las dimensiones físicas, el detallado de los elementos estructurales, la resistencia a compresión del hormigón, la resistencia de fluencia del acero de refuerzo, el comportamiento histerético, y la relación de amortiguamiento.

La incertidumbre asociada a la demanda sísmica considera el periodo del estrato de suelo predominante, el coeficiente de amortiguamiento efectivo del suelo y la duración de la fase fuerte del movimiento.

### 2.3. Características de las variantes de edificios

Para la simulación de las variantes de edificios de hormigón armado se toman características que se corresponden a la forma como se construyen este tipo de edificaciones en la región oriental de nuestro país. No se diseñan los edificios esperando tener un comportamiento determinado del factor de sobre resistencia local, sino como normalmente diseña un proyectista estructural, tratando de que las secciones de los elementos estructurales se mantengan constantes y tengan un refuerzo uniforme.

Para definir las variables aleatorias es imprescindible conocer la distribución de probabilidad a la que responden las variables analizadas, esta distribución se determina mediante una indagación probabilística de la variación, ajustándose a modelos existentes. Las variables se ajustan a una distribución de probabilidad uniforme, es decir, que todos los valores, desde el límite inferior hasta el superior, poseen la misma probabilidad de ocurrencia en una generación aleatoria (ver Tabla 2.1).

**Tabla 2.1.** Parámetros con distribución de probabilidad uniforme.

Parámetro	Límite inferior	Límite superior	UM
Puntal	3,00	4,20	m
Luces	3,00	4,80	m
Número de pisos	2	5	-
Número de luces	2	5	-

Las edificaciones se clasifican como categoría ocupacional II (Obras ordinarias), consideradas de ocupación normal que pueden tolerar daños estructurales que las hagan inoperables como consecuencia

de un sismo severo, sin llegar al colapso parcial o desplome, tales como son: bancos, hoteles, edificios de oficinas, apartamentos familiares, edificios públicos y restaurantes. Se establece un nivel mínimo de protección sísmica en función de la clasificación de la obra (obras ordinarias) y la zonificación sísmica (zona 5), lo cual condiciona el límite de altura para las edificaciones según el nivel de diseño como puede observarse en la tabla 2.2 (Oficina Nacional de Normalización, 2017).

**Tabla 2.2.** Límite de altura para nivel de protección sísmica D.

Sistema estructural	Nivel de diseño	Límite de altura (m)
Pórticos tipo A	Alto (ND3)	Sin límite
Pórticos tipo B	Medio (ND2)	12,00
Pórticos tipo C	Bajo (ND1)	No se permite

### 2.3.1. Diseño de las variantes de edificios

Se diseñan edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado teniendo en cuenta las consideraciones generales siguientes:

- Se utiliza el principio columna fuerte – viga débil, es decir, que el daño se produzca en las vigas y no en las columnas, debido a que el daño en las columnas puede afectar la estabilidad de la estructura.
- Se utiliza el criterio nudo fuerte – viga débil, el daño se espera en lugares visibles, donde sea posible reparar y reforzar luego de un sismo de gran magnitud; de ahí que no se espera daño en la unión viga – columna.
- La fuerza cortante de las vigas y las columnas se obtiene en base a la máxima capacidad a flexión de sus elementos, debido a que la falla por flexión es una falla dúctil y la falla por corte es una falla frágil.
- La deriva máxima de piso no sobrepase los valores permisibles, ya que valores muy altos de deriva implican grandes daños en elementos no estructurales.
- El índice de estabilidad de piso no supere los valores prefijados, debido a que valores altos de este índice pueden llevar al colapso del edificio.

Para obtener un testimonio o evidencia de la influencia de los parámetros variables seleccionados en el comportamiento dinámico de las variantes de edificios generadas; se realiza la evaluación de los parámetros de control. El chequeo de determinados parámetros de control, en el comportamiento dinámico de la estructura; permite conocer si la respuesta de la edificación es adecuada ante el régimen de

solicitaciones impuestas (ver figura 2.2). Para el análisis estructural de la edificación se han tenido en cuenta los siguientes parámetros de control:

- Periodos correspondientes a las formas propias.
- Factores de participación modal de las masas.
- Coeficientes sísmicos correspondientes a las direcciones de acción sísmica.
- Desplazamientos laterales y derivas en ambas direcciones.
- Influencia de los efectos P-Delta, para considerar la no linealidad geométrica.

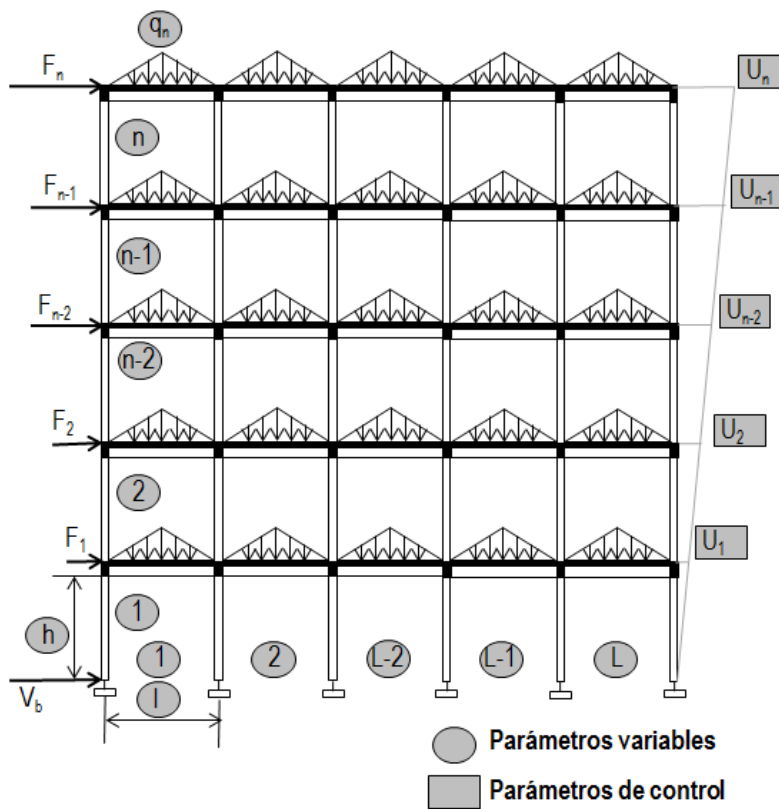


Figura 2.2. Parámetros variables y de control.

Para reproducir de forma adecuada las etapas de proyecto sismorresistente, se parte de un proceso de pre dimensionamiento sísmico en el que se incorporan los umbrales correspondientes a los estados límites. El procedimiento de diseño es iterativo, en cada ciclo se verifica el cumplimiento de los parámetros de control. El proceso se inicia con las dimensiones de los elementos estructurales necesarias para resistir las cargas de gravedad únicamente, luego se aplica el pre dimensionamiento sísmico. Con este dimensionamiento se realiza el modelo matemático sobre el que se colocan las cargas actuantes, conforme a las disposiciones

normativas. Posteriormente se verifica la no excedencia de los valores de las derivas máximas en el tope y entrepisos de los edificios respecto a los valores máximos que no producen efectos de segundo orden, esta verificación constituye el cumplimiento del primer criterio de desempeño, si las dimensiones satisfacen este criterio, es posible pasar a la fase siguiente que es el detallado de las secciones, en esta fase se efectúa la segunda verificación, que consiste en comprobar si las dimensiones de los elementos estructurales son capaces de recibir el acero de refuerzo de proyecto sin problemas ni de cuantías ni constructivas, en la figura 2.3 se muestra los principales pasos de este proceso.

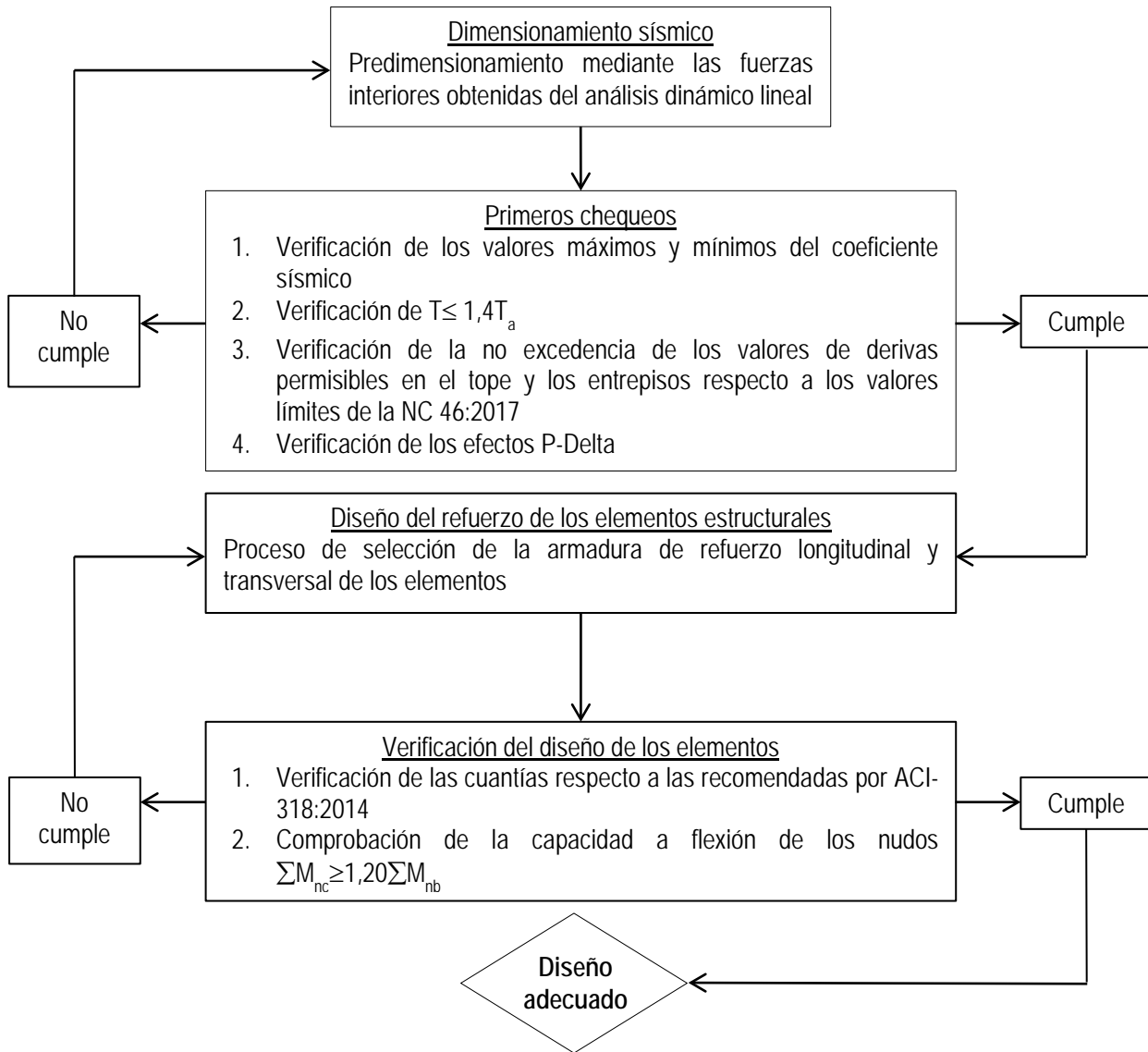


Figura 2.3. Esquema de dimensionamiento de los elementos estructurales.

En el proceso iterativo se incrementan fundamentalmente las dimensiones de la sección transversal de las columnas, debido a la baja contribución a la rigidez lateral que proporciona el incremento de las dimensiones de la sección transversal de las vigas.

Al analizar la norma cubana NC-207:2003 "Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón" (Oficina Nacional de Normalización, 2003) se pudo comprobar la ausencia de requisitos mínimos para el diseño de estructuras de hormigón armado ubicadas en zonas sísmicas por lo que se decide utilizar para el diseño la ACI-318:2014. El dimensionamiento sísmico comienza al calcular las dimensiones de las vigas, de forma que puedan resistir las combinaciones de cargas según normativa (ver tabla 2.3). Las vigas se consideran como vigas T, modeladas de esta forma en el programa de cálculo.

**Tabla 2.3. Límites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas T (ACI-318:2014).**

Ubicación del ala	Ancho sobresaliente efectivo del ala, más allá de la cara del alma	
A cada lado del alma	El menor de:	8h
		$s_w/2$
		$l_n/8$
A un solo lado del alma	El menor de:	6h
		$s_w/2$
		$l_n/12$

Dónde:

- h, es el espesor de la losa.
- $s_w$  es la distancia libre a la siguiente alma.
- $l_n$  es la luz libre medida entre caras de los apoyos, siendo mayor que cuatro veces el peralte efectivo de la viga si estas forman parte de pórticos resistentes a fuerzas de compresión axial menores que  $A_g f'_c / 10$  (2.2) Para vigas que formen parte de pórticos resistentes a fuerzas de compresión axial mayores que  $A_g f'_c / 10$  (2.3), la dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico no debe ser menor de 300 milímetros.
- $b_w$  es el ancho de la viga no debe ser menor que el más pequeño de: 0,3 la altura de la viga y 250 milímetros.

- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión mayor (relación de aspecto) no debe ser menor que 0,4.

Posteriormente se pre dimensionan las columnas teniendo en cuenta los criterios siguientes.

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico no debe ser menor de 300 milímetros.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,4 para pórticos resistentes a momento que tienen una fuerza axial mayorada a compresión ( $P_n$ ) que excede  $A_g f'_c / 10$  (2.4)

- Las columnas de pórticos solicitados fundamentalmente a esfuerzos producidos por el sismo deben cumplir con el requerimiento  $\frac{l_n}{h_c} < 8$  (2.5). Para el caso de secciones rectangulares con momentos flectores actuantes en los extremos de las barras debido al peligro de vuelco y pandeo local, deben cumplirse las condiciones de estabilidad que se muestran en las ecuaciones 2.6 y 2.7.

$$\frac{l_n}{b_w} < 25 \quad (2.6)$$

$$\frac{l_n (h_c)}{b_w^2} < 100 \quad (2.7)$$

Dónde:  $l_n$  es la luz libre,  $h_c$  y  $b_w$  son el peralte y el ancho de la columna respectivamente.

Se aplica el principio columna fuerte – viga débil  $\left( \frac{I_c}{L_c} > \frac{I_v}{L_v} \right)$ , donde  $I_c$  e  $I_v$  son las inercias de las secciones de las columnas y las vigas respectivamente y  $L_c$  y  $L_v$  son la longitud de la columna y la luz de la viga respectivamente.

Para el pre dimensionamiento de las losas se tuvo en cuenta que trabajan en dos direcciones, en la tabla 2.4 se muestra el espesor de la losa, siendo  $l_n$  la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de las vigas. En la modelación se utiliza la hipótesis de entrepiso rígido.



Tabla 2.4. Espesores propuestos de losa. ACI-318:2014.

f <sub>y</sub> * (MPa)	Sin ábacos		Paños de losas interiores	Con ábacos		Paños de losas interiores
	Paños de losa exteriores			Paños de losa exteriores		
	Sin vigas borde	Con vigas borde		Sin vigas borde	Con vigas borde	
300	l <sub>n</sub> /33	l <sub>n</sub> /36	l <sub>n</sub> /36	l <sub>n</sub> /36	l <sub>n</sub> /40	l <sub>n</sub> /40
420	l <sub>n</sub> /30	l <sub>n</sub> /33	l <sub>n</sub> /33	l <sub>n</sub> /33	l <sub>n</sub> /36	l <sub>n</sub> /36
520	l <sub>n</sub> /28	l <sub>n</sub> /31	l <sub>n</sub> /31	l <sub>n</sub> /31	l <sub>n</sub> /34	l <sub>n</sub> /34

\*Para f<sub>y</sub> entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

Hay que tener en cuenta que el espesor mínimo admitido para losas que trabajan como diafragmas (caso de estructuras sometidas a cargas sísmicas), es de 90 milímetros y la relación entre sus lados debe ser menor que tres.

El análisis se realiza para obtener los factores de reducción en edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado, que soportan toda la carga vertical y además todas las sollicitaciones horizontales, los pórticos están unidos entre sí por diafragmas de piso horizontales infinitamente rígidos, diseñadas para permitir disipación de energía en zona sísmica 5, que es la zona de riesgo sísmico muy alto en el territorio nacional que puede ocasionar daños graves en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes según la NC 46:2017.

El diseño estructural se efectúa por el método de diseño por Capacidad Resistente Límite, el análisis de los resultados se realiza de la comparación de las áreas de acero reales (longitudinal y transversal) necesarias en las vigas, columnas y nudos de las variantes generadas. Las variantes se diseñan para las sollicitaciones de cálculo obtenidas con las combinaciones de carga básicas de la NC 46:2017 (ver figura 2.4). Las combinaciones de cargas de partida se muestran en las ecuaciones 2.8 – 2.11.

$$1.2G + 0,5Q + S_x + 0,3S_y + S_v \tag{2.8}$$

$$1.2G + 0,5Q + 0,3S_x + S_y + S_v \tag{2.9}$$

$$0,9G + S_x + 0,3S_y - S_v \tag{2.10}$$

$$0,9G + 0,3S_x + S_y - S_v \tag{2.11}$$

Dónde:

- G: Carga muerta o permanente según NC-283:2003 (Oficina Nacional de Normalización, 2003).
- Q: Carga viva o de uso según NC-284:2003 (Oficina Nacional de Normalización, 2003).
- S: Componente horizontal de la carga sísmica.
- $S_v$ : Componente vertical de la carga sísmica.
- Se utilizará como componente vertical  $S_v=0.2S_{DS}$  según lo propuesto en la NC 46:2017.

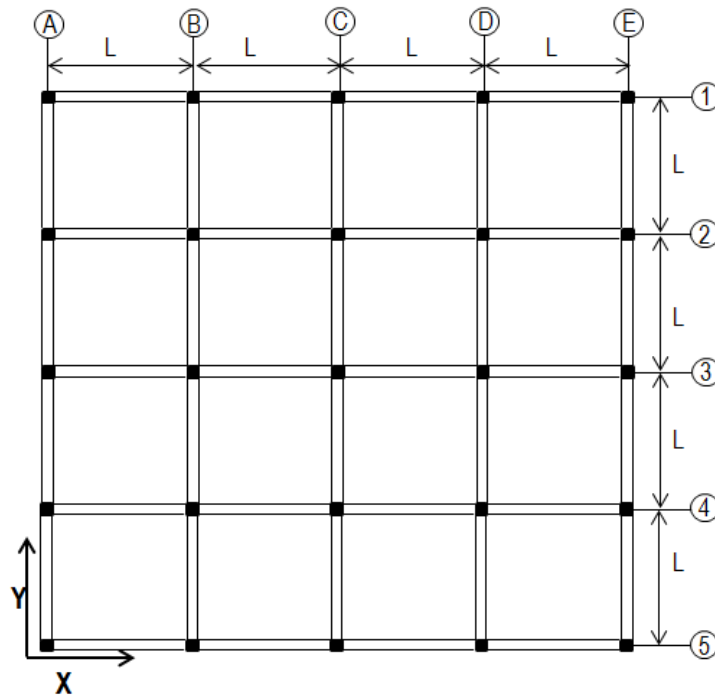


Figura 2.4. Esquema en planta de las edificaciones.

### 2.3.2. Cargas sísmicas

Las cargas sísmicas se obtienen mediante un análisis dinámico - espacial de la estructura, con ayuda del programa SAP2000 v19 (Computer and Structure, 2016) a partir de los espectros de diseño de la norma sísmica cubana NC 46:2017 para los tipos de suelo B, C, D y E. El método de cálculo aplicado es el análisis modal simplificado utilizando el espectro de respuesta, empleando como fórmula de superposición la CQC (Combinación Cuadrática Completa), para modos que tienen periodos cercanos (NC-46:2017), resolviendo el problema de los vectores propios por el método de los vectores de Ritz, considerándose todos los modos representativos (modos de vibración que aseguren que al menos el 90 % de la masa del

modelo analítico esté participando en cada una de las direcciones de análisis). Para la modelación de las edificaciones se tienen las siguientes consideraciones.

- La masa de cada piso se genera teniendo en cuenta el peso de todos los elementos modelados así como la masa generada por el 100 % de la carga permanente y el 25 % de la carga de uso.
- Se considera que las dos componentes horizontales del movimiento sísmico están definidas por el mismo espectro.
- Se modelaron las uniones de las estructuras de hormigón armado con un 50% de longitud de brazo rígido en los extremos de vigas y columnas (ver figura 2.5). Como hipótesis simplificadora se asumió un empotramiento perfecto de las columnas en el nivel del terreno de fundación.
- Se consideran factores de reducción de la rigidez de los elementos estructurales en el análisis estructural a fin de tomar en cuenta el agrietamiento que sufren durante la respuesta a sismos, en la tabla 2.5 se muestran los factores para reducir la inercia gruesa de la sección de los elementos estructurales.

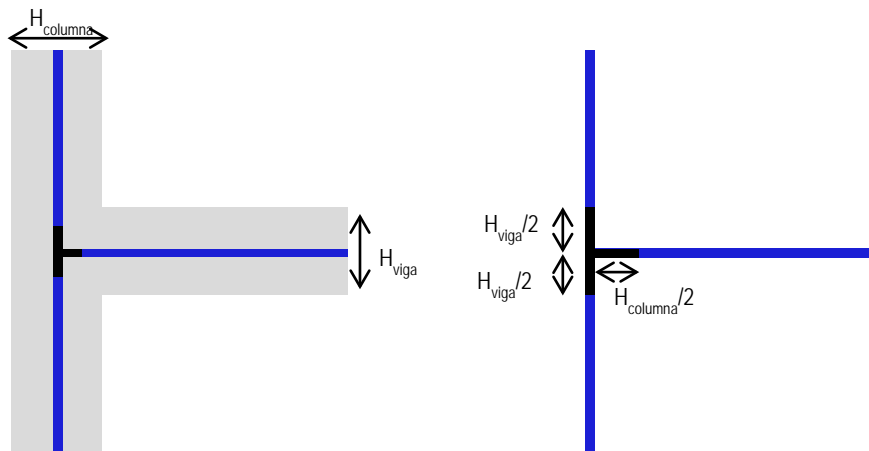


Figura 2.5. Esquema que muestra la longitud del brazo rígido.

Tabla 2.5. Momento de inercia y área de la sección transversal permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada (ACI-:318:2014).

Miembro	Momento de inercia	Área sección transversal
Columnas	$0,70I_g$	$1,00A_g$
Vigas	$0,35I_g$	

Para la modelación de las acciones sísmicas se considera un modelo de masas discretas que simula el efecto de distribución de estas en cada uno de los pisos, con tres grados de libertad dinámicos. El modelo

de la carga de sismo consiste en un sistema de cargas concentradas que se genera en los puntos de la estructura en los cuales se han considerado concentradas las masas de la misma, los valores de estas cargas son los de las fuerzas de inercia que se generan en estas masas cuando son sacadas de su posición de equilibrio por el movimiento del terreno. Mediante el programa SAP2000 v19 es posible evaluar la magnitud de estas fuerzas de inercia, para lo cual es necesario definir previamente un espectro de respuesta.

Los tipos de suelos considerados se muestran en la tabla 2.6, la clasificación de la respuesta en superficie se realiza mediante el tipo de suelo, caracterizado por la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) y la profundidad de los estratos considerados, permitiendo clasificar las respuestas conforme a las formas espectrales de la NC 46:2017. En la figura 2.6 se presentan los espectros elásticos de la NC 46:2017, en el Anexo 2.1 se indican las ecuaciones 2.1.1 – 2.1.10 de cada una de las ramas del espectro y en las tablas 2.1.1 – 2.1.3 los parámetros para su construcción.

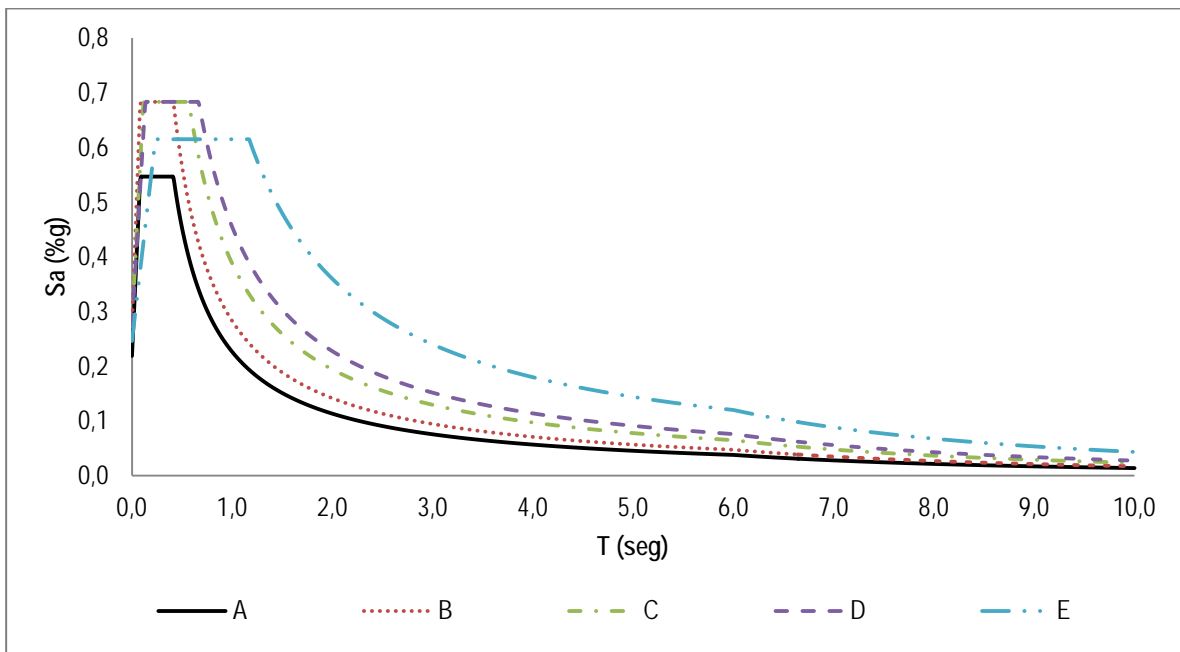


Figura 2.6. Espectros de respuesta elásticos de la NC 46:2017.

Tabla 2.6. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente: NC 46:2017.

Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s > 1500$ m/s
B	Perfil de roca de cualquier espesor	$760 < V_s < 1500$ m/s
C	Suelos muy densos o roca blanda de cualquier espesor que cumplan con el criterio de $V_s$	$360 < V_s < 760$ m/s
	Suelos muy densos o roca blanda de cualquier espesor que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N > 50$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Suelos rígidos de cualquier espesor que cumplan con el criterio de $V_s$	$180 < V_s < 360$ m/s
	Suelos rígidos de cualquier espesor que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$15 \leq N \leq 50$ $50 \leq S_u \leq 100$ KPa
E	Perfil de cualquier espesor que cumplan con el criterio de $V_s$	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 metros de arcillas blandas	$IP > 20$ , $W \geq 40\%$ $S_u < 25$ KPa

### 2.3.3. Modelos constitutivos de los materiales estructurales

Cuando se realiza el análisis de un elemento estructural de hormigón armado se debe modelar el comportamiento del hormigón y el acero de la manera lo más exacta posible, se incorpora la no linealidad del hormigón utilizando una relación no lineal tensión–deformación a través del modelo de Mander (Mander et al., 1988), mostrado en la figura 2.2.1 del Anexo 2.2. Este modelo contempla un incremento de resistencia y ductilidad por el confinamiento del refuerzo transversal, se fundamenta en una ecuación para valores entre cero y la deformación al aplastamiento. Después que la deformación al aplastamiento se alcanza, la degradación de la resistencia se asume como una línea recta hasta la máxima resistencia al aplastamiento (ver ecuaciones 2.2.1 – 2.2.20 del Anexo 2.2).

El modelo de Mander es aplicable para elementos de secciones transversales distintas de hormigón armado con diferentes niveles de confinamiento. Por esta razón es el más empleado en el análisis sísmico de edificaciones (Allauca, 2006).

La no linealidad del acero se introduce a través de la curva completa tensión deformación del acero que considera un incremento de la resistencia debido al endurecimiento por deformación, obtenida de ensayos experimentales realizados al acero cubano G-40, lo cual permite precisar la oferta de ductilidad por curvatura de las secciones transversales de los elementos. En la figura 2.2.2 del Anexo 2.2 se muestra el modelo trilineal del acero con los valores experimentales del acero cubano G-40 (Frómata, 2009).

## 2.4. Determinación del factor de reducción por ductilidad

Se propone hallar el factor de reducción por ductilidad ( $R_\mu$ ) como la relación entre los desplazamientos inelásticos con respecto a los desplazamientos máximos elásticos de sistemas de un grado de libertad (ver ecuaciones 2.12 y 2.13), considerando el tipo de suelo; en base a 28 sismos artificiales, generados con aceleraciones superiores a 0,15g, siendo g es la aceleración de la gravedad. Estos sismos son compatibles con los espectros suavizados de diseño elástico de la NC 46:2017 para los perfiles de suelo B, C, D y E generados con el programa seismoartif (Seismosoft Ltd 2013).

Este modelo utiliza una superposición de ondas sinusoidales moduladas por una función temporal envolvente que define la forma del acelerograma. Las amplitudes de estas señales, se calculan a partir de una función estacionaria de densidad espectral de potencia que, a su vez, se obtiene a partir de las ordenadas de un espectro de respuesta. Para que la diferencia entre el espectro de respuesta utilizado y el correspondiente a la señal generada sea mínima, se utiliza un proceso iterativo.

$$R_\mu = \frac{\mu}{C_\mu} \quad (2.12)$$

$$C_\mu = \frac{\Delta_{INE}}{S_d} \quad (2.13)$$

Los espectros inelásticos se obtuvieron para un modelo elásto perfectamente plástico, con los espectros de respuesta elástica y con los espectros de respuesta inelásticos para ductilidades de dos, tres y cuatro. Luego se procede a encontrar  $C_\mu$ , para cada una de las aceleraciones máximas del suelo y cada una de las ductilidades.

Posteriormente se hace el ajuste de la curva para cada uno de los casos objeto de estudio, se siguen los lineamientos propuestos por Chopra (2005). Se parte de la ecuación 2.14, donde las dos primeras igualdades ya fueron indicadas anteriormente y los coeficientes a, b y c se determinan del ajuste. Se comparan los resultados con trabajos anteriores Miranda y Bertero (1994), Miranda (2000), Aguiar y Guerrero (2006) y Aguiar, Romo y Aragón (2007) con el objetivo de validar los resultados.

$$C_\mu = \frac{\Delta_{INE}}{S_d} = \frac{\mu}{R_\mu} = 1 + \left[ \left( \frac{a}{\mu^b} \right) \left( \frac{T}{T_s} \right)^c \right]^{-1} \quad (2.14)$$

## 2.5. Determinación del factor de sobre resistencia

La gran cantidad de factores que intervienen en la sobre resistencia estructural, hacen que esta sea difícil de cuantificar a nivel de cada elemento, evitando que pueda ser incorporada de manera racional en la normativa sismorresistente, es por ello que es aconsejable considerar el aporte de la sobre resistencia sobre la respuesta global de la estructura mediante la utilización de las relaciones fuerza – deformación obtenidas del análisis no lineal.

El factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ) se origina por la diferencia que existe entre el cortante basal de diseño y el cortante basal último, esta diferencia resulta de proyectar para cargas mayoradas y resistencia de los materiales minoradas.

La estimación de la sobre resistencia estructural se complica debido a factores como: la resistencia de los materiales una vez que la estructura incursiona en el rango plástico o ha alcanzado un determinado nivel de daño, los efectos del confinamiento y la presencia de elementos no estructurales no considerados en el análisis estructural.

Para la determinación de la sobre resistencia global ( $R_{\Omega}$ ) se propone la siguiente metodología en función de la deriva máxima de piso; teniendo en cuenta que si una estructura se diseña para un valor pequeño de deriva máxima de piso, tendrá desplazamientos laterales bajos ya que la estructura será muy rígida, tendrá un cortante basal bajo, por lo que el factor de sobre resistencia será alto.

1. A partir de la curva de capacidad resistente de la estructura, obtenida a través de un análisis estático no lineal, se construye otra curva que relaciona la deriva global ( $\gamma_g$ ) con el cortante basal, para ello se dividen los valores de desplazamientos topes entre la altura total de la edificación.
2. Se halla la curva de capacidad que relaciona la deriva ( $\gamma$ ) con el cortante basal a partir de la ecuación 2.15, donde para determinar el parámetro  $\beta_2$  se realiza un análisis no lineal de las variantes previamente diseñadas ante la acción de 3 sismos registrados en la zona de estudio y escalados a aceleraciones mayores de 0.15g. El parámetro  $\beta_2$  se determina en función de la relación entre la rigidez lateral en el tope del edificio con respecto a la rigidez lateral en la base.

$$\gamma = \beta_2 \gamma_g \tag{2.15}$$

3. Con la curva obtenida en el paso 2 se puede hallar el coeficiente de reducción por sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ) para diferentes valores de deriva (ver ecuación 2.16), donde  $V_u$  es la capacidad máxima al cortante basal que tiene la estructura y  $V_d$  es el cortante basal de diseño.

$$R_{\Omega} = \frac{V_u}{V_d} \quad (2.16)$$

También es necesario tener en cuenta que los materiales tienen mayor esfuerzo que los que se consideran en el diseño ya que normalmente se coloca una armadura adicional por razones constructivas, además del recrecimiento de secciones de los elementos estructurales para cumplir las conexiones de los elementos estructurales. Teniendo en cuenta los modelos de los materiales, secciones y detallado de los elementos se determina según la ecuación 2.17 la sobre resistencia local a nivel de elemento ( $R_{\Omega L}$ ).

$$R_{\Omega L} = \frac{\phi M_u}{M_d} \quad (2.17)$$

Dónde:  $\phi$  es el factor de reducción de la resistencia,  $M_u$  es el momento último obtenido del diagrama momento – curvatura ( $M - \phi$ ) y  $M_d$  es el momento de diseño.

Una vez obtenidos los valores de sobre resistencia local en todos los extremos de columnas y vigas se obtiene el valor promedio de todo el pórtico y posteriormente del edificio de forma tal que para cada variante se obtiene un valor de  $R_{\Omega L}$  para columnas y otro para vigas y por último se comparan estos valores con los obtenidos de sobre resistencia global.

### 2.5.1. Análisis estático no lineal

Al estudiar la respuesta inelástica de los edificios es especialmente ilustrativa la denominada curva de capacidad, que puede obtenerse a partir del análisis estático no lineal de la estructura sometida a fuerzas estáticas horizontales, denominado en inglés *pushover analysis*, que relaciona el desplazamiento en el tope del edificio ( $\Delta$ ) y el cortante en la base ( $V$ ). La curva de capacidad sísmica resistente constituye la base fundamental para hallar el factor de sobre resistencia que interviene en el factor de reducción de las fuerzas sísmicas.



Esta técnica consiste en el análisis de la estructura bajo cargas gravitatorias y laterales incrementales, las cargas se aplican de forma monótonica en una sola dirección hasta llegar al colapso estructural. El proceso se realiza paso a paso teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de la edificación, detectando de esta manera la iniciación de la fluencia, las plastificaciones de los diferentes elementos y la formación del mecanismo de colapso.

En la figura 2.7 se muestra la relación momento–rotación de una articulación plástica, cuyos valores deben ser obtenidos del análisis de la relación momento–curvatura de la sección transversal de los elementos estructurales, a partir de los modelos de los materiales en correspondencia con los modelos de comportamiento post-elástico, la geometría de dicha sección y las características y distribución del refuerzo longitudinal y transversal.

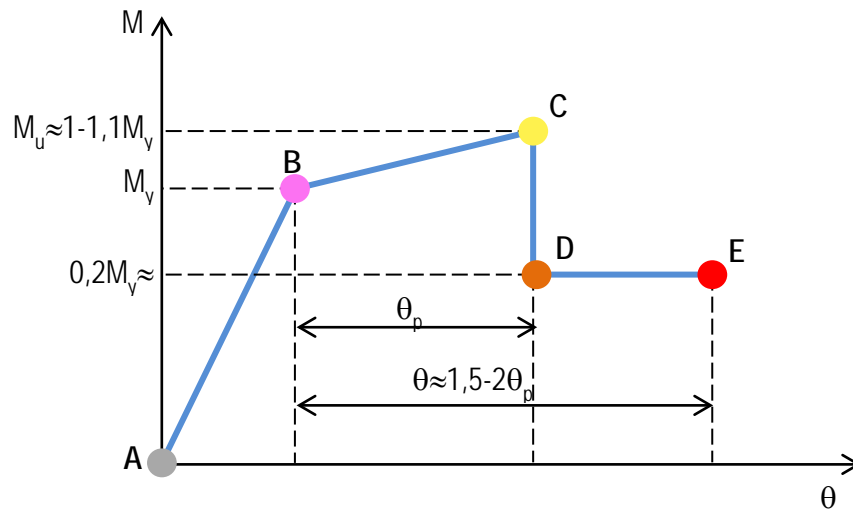


Figura 2.7. Caracterización de la relación momento–rotación de una articulación plástica. Fuente: Meslem y Lang (2014).

El gráfico momento – curvatura de las secciones de los elementos estructurales se obtiene sobre la base de las siguientes suposiciones (Akkari and Duan, 2003):

- Las secciones planas antes de la curvatura o flexión permanecen planas luego de la flexión.
- El cortante y las deformaciones por torsión son insignificantes.
- Se introduce la relación tensión–deformación del hormigón y el acero.
- Para el hormigón armado existe adhesión perfecta entre el hormigón y las barras de acero.

A partir de los valores de momento-curvatura de fluencia y momento-curvatura última se obtienen los valores rotacionales para cada punto notable de la curva que caracteriza la relación momento – rotación de una articulación plástica. La transformación de los parámetros de curvatura a rotacionales se realiza a partir de las ecuaciones 2.18 y 2.19 del Eurocódigo EC-8 (CEN, 2003):

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0013 \left( 1 + 1,5 \frac{H}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2.18)$$

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p \left( 1 - \frac{0,5 L_p}{L_v} \right) \quad (2.19)$$

Donde  $\phi_y$  es la curvatura de fluencia,  $L_v$  es la longitud de cortante constante para elementos simétricos tomada como la mitad de la altura de la columna (en milímetros),  $H$  es el peralte de la sección (en milímetros),  $d_b$  es el diámetro principal de refuerzo longitudinal (en milímetros),  $f_y$  es la resistencia en la fluencia del refuerzo longitudinal (en MPa),  $f_c$  es la resistencia a compresión del hormigón (en MPa),  $a_v$  es un coeficiente que depende de la expectativa de ocurrencia del agrietamiento por cortante (adimensional entre cero y uno),  $z$  brazo del par de refuerzo ( $d - d'$ ) (en milímetros) y  $L_p$  es la longitud de la articulación plástica (en milímetros) calculada según la expresión 2.20 indicada en el Eurocódigo EC-8, la cual solo es efectiva si se respetan las unidades de medida especificadas.

$$L_p = 0,08 L_v + 0,15 f_y d_b \geq 0,3 f_y d_b \quad (2.20)$$

El modelo de histéresis propuesto para representar el comportamiento flexional de todos los elementos bajo carga es el de Takeda, el cual incluye tanto los cambios de rigidez en agrietamiento por flexión y en la cedencia, como las características de endurecimiento por deformación. El modelo consiste en una curva envolvente trilineal bajo cargas monotónicas, una para cada sentido de carga, con cambios de pendiente en los puntos de agrietamiento y de cedencia que incluye tanto los cambios de rigidez en agrietamiento por flexión y cedencia como las características de endurecimiento por deformación (Agudelo y López, 2009).

Para la determinación del punto de fluencia o cedencia se construye el diagrama bilineal por medio de dos puntos el punto de fluencia y el punto último, con el objetivo de tener parámetros respecto al comportamiento de las estructuras. Este diagrama se determinó mediante el método de balance de energía, es decir, se busca una curva bilineal que pueda absorber la misma energía que la curva real (área

bajo la curva) y tengan el mismo punto último. Partiendo de la rigidez elástica el punto de cedencia se define de forma que coincidan el área bajo ambas curvas (FEMA-440, 2005).

## 2.6. Determinación del factor de reducción por redundancia

La propuesta que se presenta a continuación para el cálculo del factor de redundancia ( $R_R$ ) es función del número de niveles y el número de luces de las edificaciones y de la ductilidad por curvatura de los elementos estructurales. Esta propuesta considera el número de articulaciones plásticas que se forman en la estructura al llegar al colapso con respecto al número total de articulaciones de un modelo de mecanismo de colapso. Además de la relación de la capacidad máxima de cortante respecto a la capacidad de cortante cuando se forma la primera articulación plástica.

Se plantea calcular el factor de redundancia  $R_R$  aplicando la expresión de Tsopelas y Husaid (2004) pero con otra interpretación de sus términos, la cual se muestra en la ecuación 2.21.

$$R_R = \frac{V_u}{V_1} \quad (2.21)$$

Dónde:  $V_u$  es la capacidad de cortante basal de la estructura, asociada al fallo de la misma y  $V_1$  es el cortante basal asociado a la formación de la primera rótula plástica.

Ahora bien, si  $V_u$  se produce cuando se han formado articulaciones plásticas en los dos extremos de todas las vigas y en el extremo inferior de todas las columnas no hay ninguna reducción de valor de  $R_R$ . Pero si  $V_u$  se produce cuando en la estructura se ha formado menos articulaciones plásticas que el mecanismo anterior se disminuye el valor de  $R_R$  en forma lineal.

Se debe entender que el sistema tendrá mayor redundancia si se forman la mayor cantidad de articulaciones plásticas antes de llegar al colapso, lo ideal es que se forme el mecanismo de colapso citado anteriormente, pero esto no siempre sucede, hay ocasiones que se alcanza el colapso sin que se formen todas las articulaciones plásticas indicadas, en este caso el valor de  $R_R$  se penaliza.

El factor de redundancia  $R_R$ , depende además de la ductilidad por curvatura de los elementos estructurales, por lo que con este propósito se propone conocer la variación de  $R_R$  en función de la

ductilidad por curvatura ( $\mu_\phi$ ) de vigas y columnas, para lo cual se siguen los pasos que se detallan a continuación.

1. Se calculan los gráficos momento – curvatura ( $M - \phi$ ) de las secciones de los elementos estructurales, teniendo en cuenta los modelos de los materiales descritos posteriormente.
2. La ductilidad por curvatura en los extremos de vigas y columnas en base a la armadura longitudinal y transversal se obtiene mediante la ecuación 2.22, siendo  $\phi_u$  la curvatura última y  $\phi_y$  la curvatura de fluencia.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.22)$$

3. Se determina el valor promedio de  $\mu_\phi$  en vigas y columnas, de tal manera que de cada edificio se obtienen dos valores medios de  $\mu_\phi$ , uno en vigas y otro en columnas. Es necesario destacar que la ductilidad por curvatura de las columnas depende de la carga axial que gravita sobre el elemento, por lo que se obtiene la carga axial solamente debido a las cargas verticales.
4. Luego se construyen gráficos que relacionan los valores medios de  $\mu_\phi$  con el factor de  $R_R$  hallado según el análisis no lineal y se determinan las curvas de mejor ajuste.

Por último se comparan los valores obtenidos con la metodología propuesta y los calculados siguiendo la metodología de Tsopelas y Husaid (2004) que tiene dos componentes, una probabilística y una determinística.

## 2.7. Validación del procedimiento

Si se quiere validar la metodología que aquí se propone, resulta también necesario desarrollar una metodología de referencia que tenga su base en el análisis dinámico no lineal que es el método más sofisticado para simular el comportamiento de una estructura ante cargas sísmicas. A partir de este análisis es posible calcular, en cada paso del tiempo, las tensiones, las deformaciones, los esfuerzos, los desplazamientos o el daño, entre otras variables, en cualquier elemento de una estructura excitada por una

acción dinámica. Los resultados mediante el análisis dinámico no lineal son referencia para cualquier método de cálculo más simplificado que se utilice.

Además con la finalidad de validar el procedimiento para la determinación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas, se utilizan los datos experimentales de un edificio que dispone de suficiente información que ha permitido modelarlo y caracterizarlo adecuadamente (Díaz et al. 2015).

### **2.7.1. Análisis dinámico lineal y no lineal con historia en el tiempo**

La utilización de registros de historias en el tiempo permite conocer la respuesta estructural a lo largo de la duración del evento sísmico. Deben ser utilizados para este propósito al menos tres pares de registros según el EC-8 (CEN, 2009). Su aplicación se fundamenta en la teoría adoptada en la ejecución del análisis estático no lineal, en lo referido a la confección del modelo matemático y a la consideración de la no linealidad geométrica y de los materiales.

El procedimiento para la obtención de los terremotos (acelerogramas) necesarios para ambos análisis se muestra en el epígrafe 2.7.2.

### **2.7.2. Obtención de señales de terremotos para el análisis dinámico**

Las señales para el análisis dinámico con historia en el tiempo se obtienen mediante el escalado de registros de terremotos débiles y/o moderados ocurridos en la zona de estudio. Lo planteado se apoya en la hipótesis de que la complejidad observada en los registros estará presente en aquellos producidos por sismos de mayor magnitud originados en la misma región epicentral. Los efectos atribuidos a la fuente (discontinuidades en el área de contacto entre placas, efectos de la directividad, velocidad de ruptura, particularidades de la irradiación energética, etc.) y al trayecto (principalmente la atenuación), se presenta en sismos grandes y pequeños.

La base de datos para cumplimentar esta tarea está compuesta por terremotos ocurridos en zonas cuyas coordenadas coincidan con las zonas de liberación de la energía de los terremotos fuertes ocurridos en periodos anteriores, tomando como referencia la información histórica existente y en correspondencia con

la fuente sismogeneradora identificada. Para la obtención de las señales se realizaron las siguientes tareas:

- Análisis de la sismicidad histórica de la región, identificación y caracterización de las zonas sismogeneradoras determinando los terremotos de mayor intensidad para la ciudad de Santiago de Cuba, evaluando su ubicación con respecto al área de estudio.
- Determinación de la distancia epicentral desde las zonas sismogeneradoras hasta el área de ubicación de las estructuras.
- Evaluar las características ingeniero-geológicas del área, clasificando el suelo según lo establecido en la NC 46:2017.
- Cálculo del periodo fundamental de vibración (horizontal y vertical) de las estructuras para garantizar la obtención de señales que por sus rangos de frecuencia incidan en la ocurrencia de daños.

La magnitud de momento ( $M_w$ ) de los sismos débiles utilizados para la simulación de movimientos fuertes del terreno debe ser superior a 4.0 Richter para disminuir en lo posible la incertidumbre relacionada con la diferencia del contenido espectral de los sismos, aspecto que además será tomando como base para el escalado del modelo propuesto por Gusev (1983), por los resultados previos obtenidos por otros investigadores, tales como Panza et al. (2001), Álvarez et al. (2013) y Morfe et al. (2015), en el escalado a diferentes magnitudes de sismogramas sintéticos obtenidos para regiones de Italia y Latinoamérica respectivamente. Gusev propuso leyes de escalado derivadas de la información obtenida del análisis de varias fuentes generadoras de terremotos, cuyos principales atributos lo constituyen precisamente la falta de similitud entre ellas y el análisis de dos frecuencias características: 0,2 y 5 – 10 Hz, el propósito es determinar aceleraciones de terremotos generados en zonas consideradas de campo cercano, apoyado en el hecho de que el promedio del flujo de radiación de corto periodo de la superficie de la fuente no depende significativamente de la magnitud del terremoto, aspecto que minimiza el efecto en el contenido espectral de la poca magnitud de los sismos escogidos para ser escalados. En este elemento radica su principal ventaja, pues el análisis estadístico realizado disminuye las incertidumbres que introduce la utilización de leyes no locales en la modelación de la fuente sismogeneradora de los terremotos simulados.

Gusev (1983) también sustenta su análisis en el hecho de que el promedio del flujo de radiación de corto periodo de la superficie de la fuente no depende significativamente de la magnitud del terremoto, aspecto que en esta investigación minimiza el efecto en el contenido espectral de la poca magnitud de los sismos escogidos para ser escalados.

Para garantizar la adecuación de las señales obtenidas a la respuesta del suelo, los terremotos fuertes obtenidos se compatibilizan con espectros de respuesta del área de emplazamiento de las estructuras objeto de análisis, con el empleo de los valores de peligrosidad establecidos en los mapas de peligro de la NC-46: 2017.

## **2.8. Consideraciones finales del capítulo**

La metodología que se presenta en este capítulo pretende hacer una propuesta para calcular los factores de reducción de respuesta (R) para el cálculo de las fuerzas sísmicas en edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado, con el objetivo de mejorar los factores de reducción de respuesta de las fuerzas sísmicas de la NC 46:2017. Para cuantificar el factor R se utiliza la expresión propuesta en el código ATC-34 debido a que considera de forma explícita la redundancia estructural, no así el factor de amortiguamiento debido a que este factor no debe usarse en edificios de pórticos para reducir proporcionalmente las demandas de fuerzas.

El objetivo es proponer una expresión para calcular el factor de reducción por ductilidad para los sismos de análisis en función del periodo, que se ajuste a los resultados obtenidos y que sea de fácil utilización. El factor de sobre resistencia se determina en función de la deriva máxima de piso, del periodo y del número de pisos y el factor de redundancia se determina en función del número de pisos y del periodo para variantes de edificaciones diseñadas conforme a los requisitos de la ACI-318:2014 sobre la base de la realización de análisis lineales y no lineales. Por tanto, el factor de reducción de las fuerzas sísmicas estará en función del periodo de las edificaciones para diferentes valores de ductilidad y de derivas máximas de pisos para perfiles de suelos B, C, D y E que brinda la NC 46:2017.

Las edificaciones utilizadas en el estudio clasifican como ordinarias según la NC-46:2017, las variantes de edificios se generan a partir de parámetros geométricos variables resultando 144 variantes de edificios de dos a cinco pisos, con puntales de 3,0; 3,6 y 4,2 metros y luces de dos a cinco (variables) en la dirección

transversal y cinco luces (constantes) en la dirección longitudinal con dimensiones de 3,0; 3,6 y 4,8 metros. En el diseño se utilizan como parámetros de control: los períodos, el coeficiente sísmico las derivas y el efecto P-delta.

El factor de reducción por ductilidad se determina como la relación entre la ductilidad respecto al coeficiente  $C_{\mu}$ , el cual se calcula como la relación entre el máximo desplazamiento inelástico respecto al máximo desplazamiento elástico, a partir de 28 sismos artificiales generados con aceleraciones cercanas a la aceleración de proyecto y compatibles con los espectros de diseño elástico de la NC-46:2017. De forma tal que para cada clase de suelo se tienen 7 sismos artificiales. Los espectros inelásticos se obtienen para ductilidades de dos, tres y cuatro.

Para la determinación de los factores de sobrerresistencia y redundancia se realizan análisis estáticos no lineales a las 144 variantes de edificios previamente diseñadas para obtener las curvas de capacidad que relacionan el desplazamiento tope con el cortante basal. El factor de sobrerresistencia se obtiene como la relación entre el cortante último respecto al cortante de diseño para valores de deriva de piso de 0,5; 1,0; 1,5 y 2,0%. El factor de redundancia se determina como la relación entre el cortante último respecto al cortante cuando se forma la primera articulación plástica.

Con el objetivo de validar el procedimiento y los factores de reducción obtenidos se propone realizar análisis dinámicos no lineales de cuatro de las variantes utilizadas en el estudio. Además, utilizando los datos experimentales de un edificio publicado en la bibliografía del cual se cuenta con suficientes datos para ejecutar la modelación, se plantea realizar una comparación entre las curvas de capacidad analítica y experimental.



*Propuesta del coeficiente de  
reducción de las fuerzas sísmicas.*

# *Capítulo 3*

## CAPÍTULO 3. PROPUESTA DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

El presente capítulo tiene como objetivo la determinación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R$ ), a partir de la obtención del factor de reducción por ductilidad ( $R_{\mu}$ ), el factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ) y el factor de redundancia ( $R_R$ ). El factor  $R_{\mu}$  se obtiene sobre la base de 28 acelerogramas artificiales compatibles con los espectros de diseño de la NC-46:2017 para perfiles de suelo B, C, D y E. Los factores  $R_{\Omega}$  y  $R_R$  se determinan a partir de un análisis estático no lineal a 144 variantes de edificios. Se validan los resultados a partir de análisis dinámicos no lineales utilizando terremotos moderados registrados en el área de estudio, escalados con el empleo de las leyes de Gusev, los cuales son caracterizados mediante el software SeismoSignal, que describe los principales atributos significativos para el análisis.

### 3.1. Definición de las variantes de edificios

Las variantes de edificaciones se generan a partir de parámetros geométricos variables, resultando un número mínimo de variantes de edificios que permitan caracterizar el comportamiento estructural de las edificaciones de pórticos de hormigón armado ante solicitaciones producidas por las acciones sísmicas, esto se logra a partir del estudio de 144 variantes de edificios regulares monolíticas de pórticos de hormigón armado que fueron generadas considerando como parámetros variables el número de pisos, puntal, número de luces y luces de los pórticos. Para este estudio se fijan los límites inferiores y superiores de los parámetros variables, además se establecen relaciones entre ellas para la respectiva generación aleatoria de edificaciones (Alperin y Skorupka, 2014).

Para la obtención de los factores de reducción es preciso considerar configuraciones que incluyan número de líneas resistentes variables, lo cual se logra mediante la variación del número de luces exclusivamente en la dirección longitudinal. Por tanto las variantes a analizar son de dos a cinco pisos y se encuentran compuestas por dos, tres, cuatro y cinco luces de 3,0, 3,60 y 4,80 metros y alturas de entrepiso de 3,0, 3,60 y 4,20 metros. Son estructuras completamente regulares tanto en planta como en elevación en las figura 3.1.1 – 3.1.3 del Anexo 3.1 se muestra la geometría de las variantes. En la tabla 3.1 se muestran las principales características del hormigón y el acero G-40.

**Tabla 3.1.** Parámetros para el modelado de los materiales: hormigón y acero G-40.

Hormigón		
$f'_c$	35000,0000	kN/m <sup>2</sup>
$E_c$	54498926,9600	kN/m <sup>2</sup>
Acero G-40 Fuente: Frómata (2009)		
$E_s$	200000000,0000	kN/m <sup>2</sup>
$f_y$	365880,0000	kN/m <sup>2</sup>
$f_u$	543030,0000	kN/m <sup>2</sup>
$\epsilon_y$	0,0020	-
$\epsilon_{sh}$	0,0039	-
$\epsilon_{smax}$	0,1736	-
$\epsilon_{su}$	0,0248	-

Dónde:  $f'_c$  es la resistencia a compresión del hormigón;  $E_c$  es el módulo de elasticidad del hormigón;  $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero;  $f_y$  y  $\epsilon_y$  son la tensión y la deformación de fluencia respectivamente;  $\epsilon_{sh}$  es la deformación de endurecimiento;  $f_u$  y  $\epsilon_{su}$  son la tensión máxima y su correspondiente deformación.

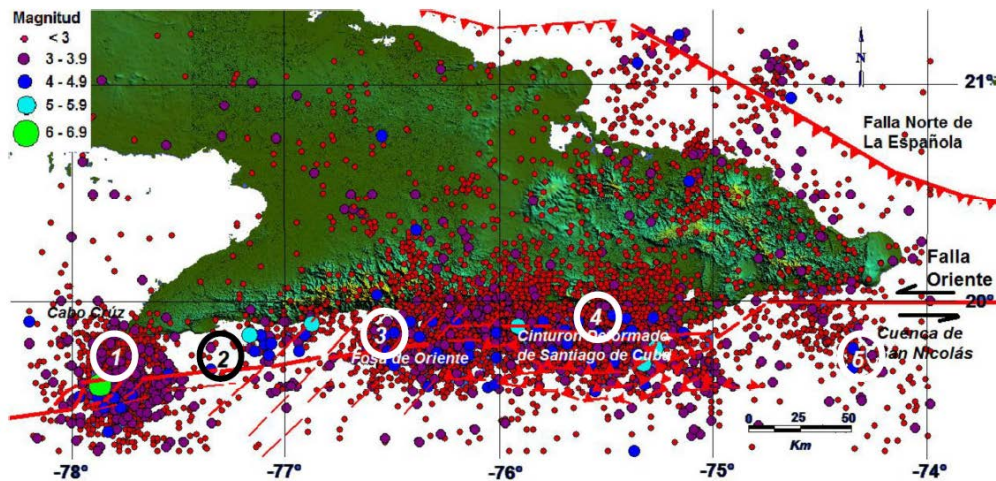
Se consideran 3 estados de cargas verticales: las cargas permanentes, y las cargas temporales de corta (50%) y de larga duración (50%) en entrepisos y para cubierta sólo una carga temporal de corta duración. En la tabla 3.2 se muestran las cargas permanentes y de uso que se consideran en el análisis. En el Anexo 3.2 se muestra el detallado de los elementos estructurales.

**Tabla 3.2.** Cargas verticales.

Cargas Permanentes		
Peso propio		
Elementos estructurales		24,00 kN/m <sup>3</sup>
Tabiques de bloques de 0,10 m de espesor		1,07 kN/m <sup>2</sup>
Revestimientos de pisos e impermeabilización		
Entrepiso	Losa hidráulica de 0,025 m de espesor, mortero de 0,02 m y relleno de 0,05 m	1,88 kN/m <sup>2</sup>
Cubierta	Dos capas de papel asfáltico, relleno de 0,07 m	1,31 kN/m <sup>2</sup>
Cargas de Uso		
Entrepisos	Viviendas y edificios públicos	1,50 - 4,00 kN/m <sup>2</sup>
Cubierta	Techo plano con desagüe libre solo para mantenimiento	0,80 kN/m <sup>2</sup>

### 3.2. Definición de la demanda sísmica

El sector de la Falla Oriente de mayor influencia en el área de estudio está entre los límites tres y cuatro ( $74.90^{\circ}$  W y los  $77.20^{\circ}$  W) de la figura 3.1. Este sector se puede considerar como el más activo de la estructura, llamada Cinturón Deformado de Santiago de Cuba, en esta área han ocurrido los sismos fuertes que han afectado históricamente a la ciudad de Santiago de Cuba entre los que se encuentran el del 20 de agosto de 1852 y el del 3 de febrero de 1932 con IX y VIII grados de intensidad respectivamente (Arango, 2014).



**Figura 3.1.** Ubicación de la Falla Oriente. Se señalan con números las principales elementos geodinámicos que caracterizan a la falla Oriente: 1. Transtensión (Cuenca de Cabo Cruz), 2. Deslizamiento puro, 3. Extensión (Fosa de Oriente), 4. Transpresión (Cinturón deformado de Santiago de Cuba). 5. Transtensión (Cuenca de San Nicolás). Fuente: Arango (2014).

Los sismos registrados en este sector se caracterizan por presentar mecanismos focales compuestos con un mecanismo de rumbo (fundamental) y otro mecanismo secundario inverso. Tanto las características morfológicas como los elementos estructurales determinados a partir de perfiles sísmicos se consideran evidencias para considerar que se desarrolla un proceso transpresivo del tipo *flower*, originado como consecuencia del choque de la placa de Norteamérica con la microplaca de Gonave (Calais et al., 1989 en Arango, 2014). El proceso antes mencionado se pone en evidencia por medio de los mecanismos focales de los terremotos registrados en esta zona. Precisamente, la forma en que fueron sentidos estos sismos, precedidos de eventos que fueron aumentando progresivamente en intensidad, corrobora la presencia de un proceso transpresivo donde la ruptura no se produce de forma repentina (p. 66-67). En comunicación personal Álvarez (2014), Zapata (2013) y Chuy (2013) coinciden en que la magnitud máxima de los terremotos que pueden ser generados en la falla oriente es de 7.5  $M_w$ . En la tabla 3.3 se muestra la

selección de los terremotos que han producido las mayores intensidades en la ciudad de Santiago de Cuba.

**Tabla 3.3.** Terremotos históricos de mayor intensidad para el área de estudio. Fuente Chuy (1999).

Año	Mes	Día	Hora	Lat. N.	Lon. W.	Ms	H	I	Localidad
1766	JUN	12	05:14	(19.80)	(76.10)	(7.6)	(35)	9.0	Santiago de Cuba
1852	AGO	20	14:05	(19.77)	(75.35)	(7.3)	(30)	9.0	Santiago de Cuba
1932	FEB	03	06:15	19.80	75.80	6.75	-	8.0	Santiago de Cuba

Dónde: Ms es la magnitud del terremoto por ondas superficiales, H es la profundidad e I es la intensidad según la escala Macrosísmica Europea (Villagran, 2003).

Los registros de los terremotos base del escalado se obtienen de la estación de Río Carpintero (Latitud 19.99 y Longitud -75.70) fundada en 1965 y ubicada en un área caracterizada por rocas intrusivas (granitos) y rocas magmáticas correspondientes a la Asociación Estructuro Formacional (A.E.F) del arco insular volcánico del Paleógeno. Esta descripción se corresponde al suelo clase A de la NC 46:2017. La estación se encuentra a una distancia entre 30 – 90 km de los epicentros inferidos para los terremotos históricos analizados, los cuales a su vez se localizan a esta misma distancia de la zona de emplazamiento de las estructuras a estudiar.

Las señales de los terremotos base se filtran en los rangos de frecuencias de 1,0 a 12 Hz, partiendo del análisis del periodo de vibración de las variantes de edificaciones analizadas. En la tabla 3.4 se muestran las principales características de estos terremotos y en la figura 3.3.1 del Anexo 3.3 algunos de sus acelerogramas. Las señales de estos eventos fueron procesadas con el software SeismoSignal versión 5.1.0 ([www.SeismoSoft.com](http://www.SeismoSoft.com), 2013).

Se escalan los acelerogramas para magnitudes de momento ( $M_w$ ) 6,0; 6,5; 6,75; 7,0 y 7,5, teniendo en cuenta la magnitud de los terremotos históricos que han afectado el área y la magnitud máxima que puede generar la Falla Oriente. Para el escalado se utiliza el programa "fft23" de Álvarez (2009). Se calcula el espectro de Fourier del terremoto moderado, que representa el espectro de la fuente, y que se convierte en el espectro de Fourier del terremoto de magnitud deseada, utilizando la ley de escalado de Gusev (1983). Posteriormente dicho espectro se convierte en la señal del terremoto de gran magnitud que se desea obtener.

**Tabla 3.4.** Parámetros fundamentales de los sismos seleccionados.

Parámetro		Sismos		
		05/07/2010	23/12/2013	17/01/2016
Magnitud de momento ( $M_w$ )		4.3	4.0	5.1
Distancia epicentral (km)		41.0	14.0	50.0
Profundidad (km)		7.5	13.0	7.0
Coordenadas	Latitud	19.77	19.96	19.73
	Longitud	75.39	75.83	76.09
PGA (cm/seg <sup>2</sup> )	N-S	10.37	4.88	1.37
	E-W	5.80	7.09	1.11
	Vertical	11.55	3.50	0.81
PGV (cm/seg)	N-S	0.250	0.122	0.16
	E-W	0.126	0.115	0.09
	Vertical	0.149	0.062	0.16
PGD (cm)	N-S	0.013	0.0048	3.59
	E-W	0.010	0.0075	0.67
	Vertical	0.0063	0.0033	3.03

Se obtuvieron 45 acelerogramas en las tres direcciones (NS–EW–Z) para suelo A según la NC 46: 2017. En la tabla 3.3.1 del Anexo 3.3 se muestran los parámetros de interés de los tres tríos de acelerogramas obtenidos y seleccionados para representar la acción sísmica correspondiente al sismo ordinario (475 años).

### 3.3. Factor de reducción por ductilidad

Se generan 28 acelerogramas artificiales que reproducen de forma aproximada los espectros de diseño elásticos de la NC 46:2017 para los perfiles de suelo B, C, D y E para la ciudad de Santiago de Cuba. En el Anexo 3.4 se presentan el acelerograma 1 para perfiles de suelo B, C, D y E.

En el Anexo 3.5 se muestran los espectros elásticos, en ella se han agrupado los registros sísmicos para cada uno de los perfiles de suelo utilizados en el análisis construidos para sistemas de un grado de libertad. En el Anexo 3.6 se muestran los espectros inelásticos para cada perfil de suelo para ductilidades dos, tres y cuatro, obtenidos para un modelo elastoplástico perfecto. La línea gruesa representa el espectro inelástico promedio de los registros sísmicos generados.

Con los espectros de respuesta elástica e inelástica para ductilidades de dos, tres y cuatro se procede a encontrar la relación entre el desplazamiento máximo inelástico con respecto al desplazamiento máximo elástico ( $C_{\mu}=\Delta_{INE}/S_d$ ), para cada registro artificial y cada una de las ductilidades, en el Anexo 3.7 se

presenta esta relación. Con línea gruesa se ha indicado la curva de valores medios, en la cual se aprecia que aproximadamente para valores menores a 0,6 segundos,  $C_{\mu}$  tiene valores mayores a la unidad y cuando el periodo tiende a cero está relación tiende a la ductilidad.

En el Anexo 3.8 se muestran las curvas de ajuste en base a los resultados encontrados para perfiles de suelo B, C, D y E y ductilidades de dos, tres y cuatro, siguiendo las recomendaciones de Chopra (2005). En la figura 3.8.1 se grafica la relación entre el periodo y  $C_{\mu}$  pero en el eje X se coloca el logaritmo en base 10 de la relación del periodo T con respecto al periodo característico del suelo  $T_s$  ( $T/T_s$ ), y en el eje Y se coloca el logaritmo en base dos de  $C_{\mu}$ .

Se desea ahora encontrar una curva que mejor se ajuste a los puntos indicados para lo cual se considera que la curva tiene la forma de la ecuación 3.1, donde los coeficientes a, b y c se determinan del ajuste.

$$C_{\mu} = \left\{ 1 + \left[ \left( \frac{a}{\mu^b} \right) \left( \frac{T}{T_s} \right)^c \right]^{-1} \right\}^{0,30103} \quad (3.1)$$

En la figura 3.8.2 del Anexo 3.8 se muestra la curva de valores medios y la curva de ajuste para perfiles de suelo B, C, D y E y ductilidades dos, tres y cuatro. En la tabla 3.8.1 el coeficiente de correlación ( $R^2$ ) para cada caso. Los coeficientes de mejor ajuste se muestran en la tabla 3.5 con la forma de la ecuación 3.1. El ajuste con la ecuación 3.1 es válido siempre y cuando se tenga en el eje X, logaritmo de base 10 de la relación ( $T/T_s$ ) y en el eje Y logaritmo en base 2 de  $C_{\mu}$  (Chopra, 2005).

**Tabla 3.5.** Coeficientes de mejor ajuste para perfiles de suelo B, C, D, E y ductilidades dos, tres y cuatro.

Perfil de suelo	Ductilidad $\mu=2$			Ductilidad $\mu=3$			Ductilidad $\mu=4$		
	a	b	c	A	b	c	a	b	c
B	7,72	0,43	1,27	3,10	0,56	1,29	3,99	1,24	1,26
C	9,36	0,40	1,25	2,37	0,25	1,24	1,15	0,24	1,25
D	14,04	1,17	1,16	2,02	0,19	1,15	1,82	0,57	1,20
E	7,31	0,47	0,96	4,89	0,89	1,06	3,42	0,94	1,11

En la figura 3.8.3 del Anexo 3.8 se muestran los gráficos que comparan los valores medios de  $C_{\mu}$  y curvas de ajuste para ductilidades de dos, tres y cuatro, en ellos se aprecia que para todos los perfiles de suelo el comportamiento es similar, existe una buena correlación, especialmente para periodos menores a 1,5 segundos, para periodos entre 1,5 y 2,0 segundo el ajuste no es tan bueno pero se cumple la regla de igual desplazamiento ya que las curvas tienden a la unidad.

En la figura 3.8.4 del Anexo 3.8 se muestran las curvas de ajuste para perfiles de suelo B, C, D y E, con el propósito de visualizar mejor los resultados, solamente se presentan en la figura la zona de periodos bajos ( $T < 0,5$  segundos), para periodos mayores a esta cantidad se mantiene la tendencia de las curvas y para periodos largos todas ellas tienden a la unidad. Se aprecia que para perfil de suelo E los valores de  $C_\mu$  son más altos, lo que implica que los valores del factor de reducción por ductilidad ( $R_\mu$ ) son más bajos.

En la ecuación 3.2 se muestra la ecuación usada para calcular el factor de reducción por ductilidad ( $R_\mu$ ).

$$R_\mu = \frac{\mu}{\left\{ 1 + \left[ \left( \frac{a}{\mu^b} \right) \left( \frac{T}{T_s} \right)^c \right]^{-1} \right\}^{0,30103}} \quad (3.2)$$

En la figura 3.2 se presenta la variación de  $R_\mu$  para perfiles de suelo B, C, D y E y ductilidades de dos, tres y cuatro, en ella se puede apreciar que para periodo  $T = 0$  el factor  $R_\mu = 1$ ; para periodos  $0 \leq T \leq 0,5$  segundos los valores son menores que la ductilidad mientras que para periodos  $T > 0,5$  segundos los valores de  $R_\mu$  tienden a ser igual a la ductilidad. En el Anexo 3.9 se muestran los gráficos de la variación de  $R_\mu$ .

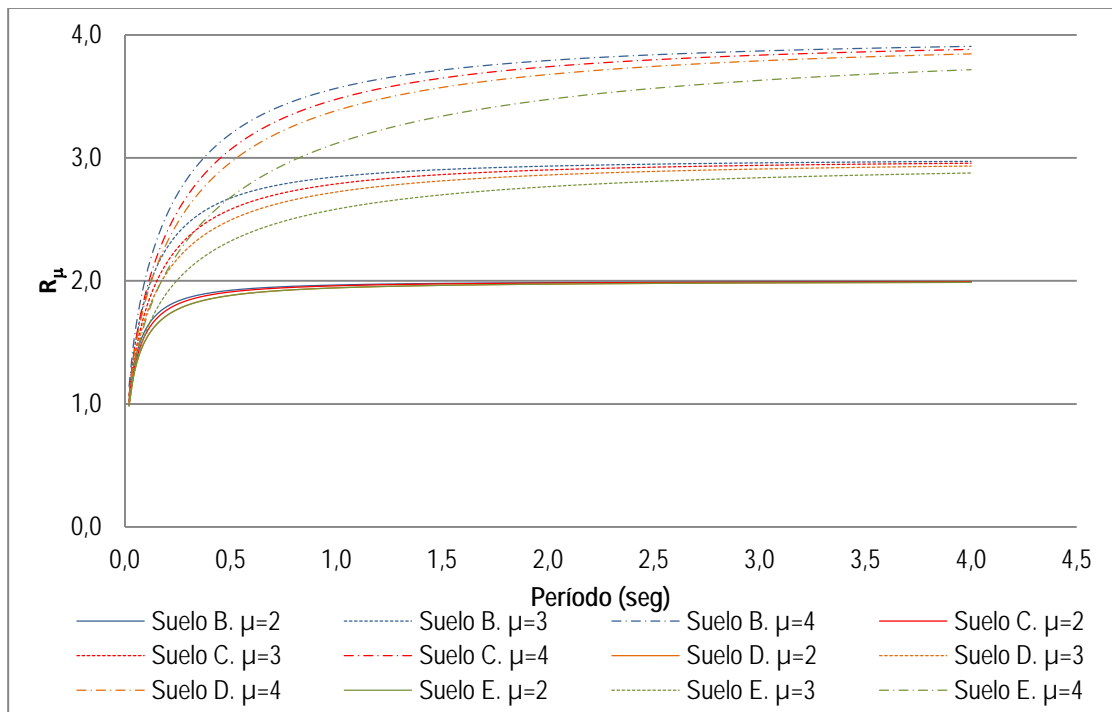


Figura 3.2. Variación de  $R_\mu$  para perfiles de suelo B, C, D y E y ductilidades dos, tres y cuatro.



### 3.4. Factor de sobre resistencia

Como se explica en el capítulo 2 para hallar el factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ), primeramente se establece una relación entre la deriva máxima de piso ( $\gamma$ ) y la deriva global de la estructura ( $\gamma_g$ ), según las ecuaciones 3.3, 3.4 y 3.5.

$$\gamma_g = \frac{D_t}{H} \quad (3.3)$$

$$\gamma_i = \frac{D_i - D_{i-1}}{h_i} \quad (3.4)$$

$$\gamma = \beta_2 \gamma_g \quad (3.5)$$

Dónde:  $D_t$  es el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio;  $H$  la altura total del edificio;  $D_i$  es el desplazamiento lateral en el piso  $i$ ;  $h_i$  es la altura del entrepiso  $i$ ;  $\gamma_i$  es la deriva del piso  $i$ . El mayor valor de los  $\gamma_i$  es  $\gamma$ . Se define la relación entre la deriva de piso y la deriva global en la ecuación 3.5.

Para determinar el parámetro  $\beta_2$  se realizó un análisis no lineal a las 144 edificaciones diseñadas de dos a cinco pisos ante la acción de tres sismos moderados registrados en la ciudad de Santiago de Cuba y escalados a aceleraciones cercanas de 0,273g para suelo D que representa el terremoto ordinario. En la figura 3.10.1 del Anexo 3.10 se indica los valores medios del parámetro  $\beta_2$  encontrado para cada grupo de edificios, en ella se puede apreciar que los mayores valores de  $\beta_2$  se hallan en los edificios de cuatro pisos y tienen un valor de 1,322, en base a estos resultados se ajustó una curva, en función del número de pisos, la misma que está definida en la ecuación 3.6. En la figura 3.10.2 del Anexo 3.10 se muestra la desviación estándar obtenida en función del número de pisos. La mayor desviación se halló en los edificios de 3 pisos, con un valor de 0,12.

$$\beta_2 = -0,0219N^3 + 0,1952N^2 - 0,4338N + 1,3332 \quad (3.6)$$

Se proponen determinar el factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ) en función de la deriva máxima de piso ( $\gamma$ ). Si una estructura es diseñada para un valor de deriva de entrepiso global ( $\gamma$ ) pequeño, tendrá desplazamientos laterales bajos ya que la estructura será bastante rígida, tendrá un cortante basal bajo por lo que el factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ) será alto.

Para ilustrar el procedimiento del cálculo del factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ) se muestra en el Anexo 3.11 un ejemplo de una de las variantes de cinco pisos para un valor de deriva de 1,0%, en la figura 3.11.1 se muestra la curva de capacidad sísmica de la estructura, esta curva se determina a través de un análisis estático no lineal; a partir de ella, se representa en la figura 3.11.2 la curva que relación deriva global – cortante basal ( $\gamma_g-V$ ), para ello los valores de desplazamiento de la curva de capacidad se dividen entre la altura total del edificio. En la figura 3.11.3 se presenta la curva de capacidad en formato deriva de piso – cortante basal ( $\gamma-V$ ), con ella se obtiene el factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ), aplicando la ecuación 3.7, siendo  $V_u$  la capacidad máxima al cortante basal y  $V_d$  el cortante de diseño para  $\gamma=1,0\%$ .

$$R_{\Omega} = \frac{V_u}{V_d} \quad (3.7)$$

En el Anexo 3.12 se presenta la variación del factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ) en función del número de pisos, en el gráfico (a) de la figura 3.3.12.1 se indica la variación de  $R_{\Omega}$  para una deriva de piso  $\gamma=0,5\%$  de las 144 variantes analizadas, en el gráfico (b) se muestran los valores medios para las estructuras de dos, tres, cuatro y cinco luces, se concluye que para las edificaciones de dos, cuatro y cinco pisos el factor de sobre resistencia aumenta conforme se incrementa el número de luces, aunque no de manera significativa, lo que se corresponde con los resultados que se muestran en el Anexo 3.18.

En cambio para valores de deriva de piso de  $\gamma=1,0\%$ ,  $\gamma=1,5\%$  y  $\gamma=2\%$ , figuras 3.12.2 y 3.12.3 del Anexo 3.12 respectivamente, ya no se aprecia que conforme se incrementa el número de luces el valor de sobre resistencia aumenta, así por ejemplo, para valores de deriva  $\gamma=1,0\%$  en las edificaciones de tres pisos se tienen mayores valores de sobre resistencia en las estructuras de dos luces que en las de cinco luces.

En las tablas 3.6 y 3.7 se muestran los valores medios y la desviación estándar respectivamente de  $R_{\Omega}$  para los valores de deriva analizados (0,5; 1,0; 1,5 y 2,0%) en función del número de pisos de las variantes de edificios analizados.

De este análisis se puede decir que no se encontró una relación que permita afirmar que a mayor número de luces el valor del factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ) aumenta, por ejemplo en las variantes de edificios de cinco pisos se obtiene un  $R_{\Omega}$  mayor en las estructuras de cinco luces que en las que tienen menor número de luces, en cambio en las variantes de tres pisos los valores de  $R_{\Omega}$  permanecen casi constantes. Esto se relaciona directamente con los resultados que muestra el Anexo 3.18 sobre la influencia estadística del

número de pisos, en el caso de las variantes de tres pisos se sugiere en investigaciones posteriores ampliar la muestra.

**Tabla 3.6.** Valores medios de  $R_{\Omega}$  para derivas de piso de 0,5; 1,0; 1,5 y 2,0%.

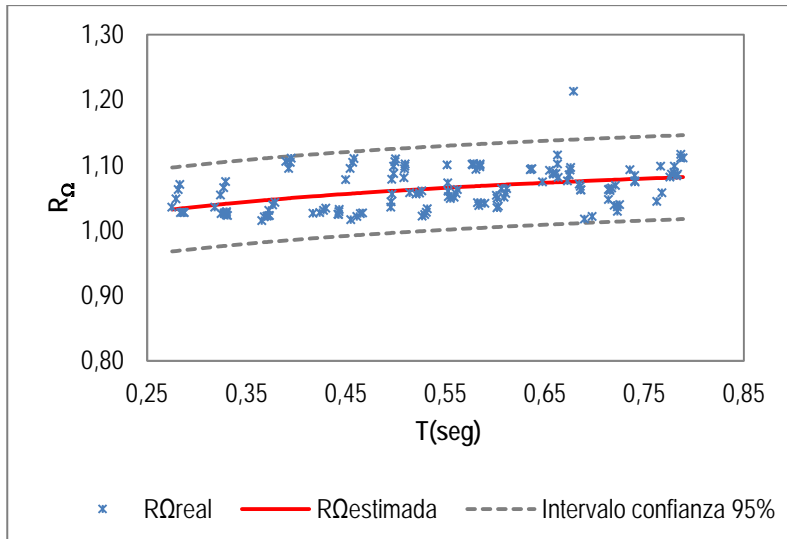
Pisos	$\gamma=0,5\%$				$\gamma=1,0\%$			
	2 luces	3 luces	4 luces	5 luces	2 luces	3 luces	4 luces	5 luces
2	1,02	1,03	1,04	1,04	1,01	1,01	1,01	1,01
3	1,07	1,06	1,06	1,06	1,02	1,02	1,01	1,01
4	1,07	1,07	1,07	1,08	1,02	1,02	1,02	1,02
5	1,07	1,08	1,08	1,10	1,02	1,02	1,02	1,02
	$\gamma=1,5\%$				$\gamma=2,0\%$			
2	1,01	1,01	1,01	1,01	1,00	1,00	1,00	1,00
3	1,01	1,01	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
4	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
5	1,01	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01	1,01	1,00

**Tabla 3.7.** Desviación estándar de  $R_{\Omega}$  para derivas de piso de 0,5; 1,0; 1,5 y 2,0%.

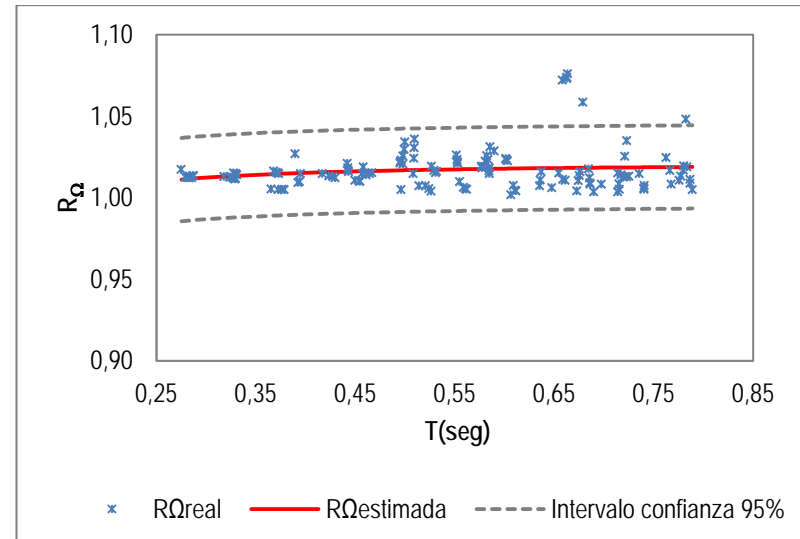
Pisos	$\gamma=0,5\%$				$\gamma=1,0\%$			
	2 luces	3 luces	4 luces	5 luces	2 luces	3 luces	4 luces	5 luces
2	0,007	0,012	0,017	0,020	0,004	0,003	0,003	0,003
3	0,031	0,029	0,031	0,032	0,008	0,006	0,005	0,005
4	0,023	0,027	0,026	0,026	0,009	0,008	0,010	0,012
5	0,026	0,027	0,024	0,046	0,020	0,024	0,022	0,025
	$\gamma=1,5\%$				$\gamma=2,0\%$			
2	0,004	0,005	0,005	0,005	0,002	0,002	0,002	0,002
3	0,005	0,004	0,004	0,004	0,002	0,003	0,003	0,003
4	0,005	0,005	0,002	0,003	0,002	0,002	0,002	0,002
5	0,011	0,003	0,004	0,007	0,007	0,008	0,003	0,003

En la figuras del Anexo 3.13 se presentan los valores medios del factor de ( $R_{\Omega}$ ) calculados para cada grupo de edificios de dos a cinco pisos y de dos a cinco luces, en función de la deriva de piso, los valores medios de  $R_{\Omega}$  varían entre 1,00 hasta 1,10. Se observa que a menor deriva de piso mayor es el factor de sobre resistencia.

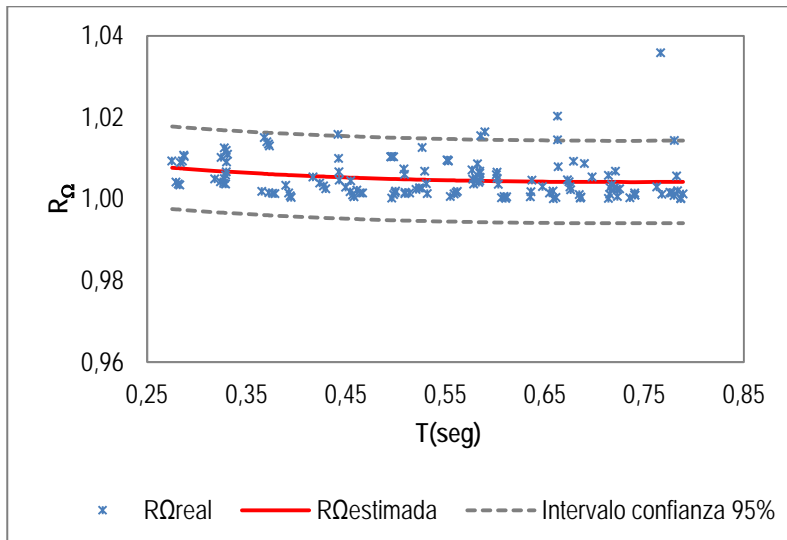
En la figura 3.3 se muestran los gráficos que relacionan el periodo con la sobre resistencia global para valores de deriva de piso de 0,5; 1,0; 1,5 y 2,0%, con líneas discontinuas se muestran los intervalos de confianza para el 95%. Se observa que mientras menor es la deriva de piso mayor es  $R_{\Omega}$ , se aprecia además, en la curva de mejor ajuste que el factor de sobre resistencia se incrementa ligeramente con el periodo, solamente para valores de deriva de piso  $\gamma=0,5\%$ . Las ecuaciones de mejor ajuste y los coeficientes de correlación se indican en la tabla 3.8.



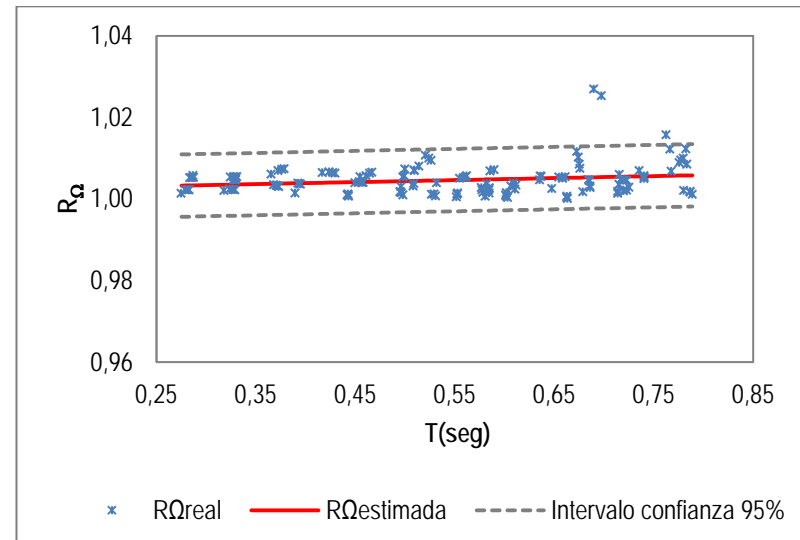
(a) Deriva de piso  $\gamma=0,5\%$



(b) Deriva de piso  $\gamma=1,0\%$



(c) Deriva de piso  $\gamma=1,5\%$



(d) Deriva de piso  $\gamma=2,0\%$

Figura 3.3. Variación de la sobre resistencia global en función del periodo.

**Tabla 3.8.** Ecuaciones de ajuste de la sobre resistencia en función del periodo.

Deriva ( $\gamma$ ) [%]	Ecuación de ajuste	Coefficiente correlación ( $R^2$ )
0,5	$R_{\Omega} = 1,096 - 0,005T^2 - 0,114 \log \frac{T}{T^2}$ (3.8)	0,98
1,0	$R_{\Omega} = 1,021 + \frac{0,001}{T^{1,5}}$ (3.9)	0,88
1,5	$R_{\Omega} = 0,999 + 0,006T^2 + 0,015 \log \frac{T}{T^2}$ (3.10)	0,85
2,0	$R_{\Omega} = 1 - 0,103[\exp(-0,049T)] + 1,104$ (3.11)	1,00

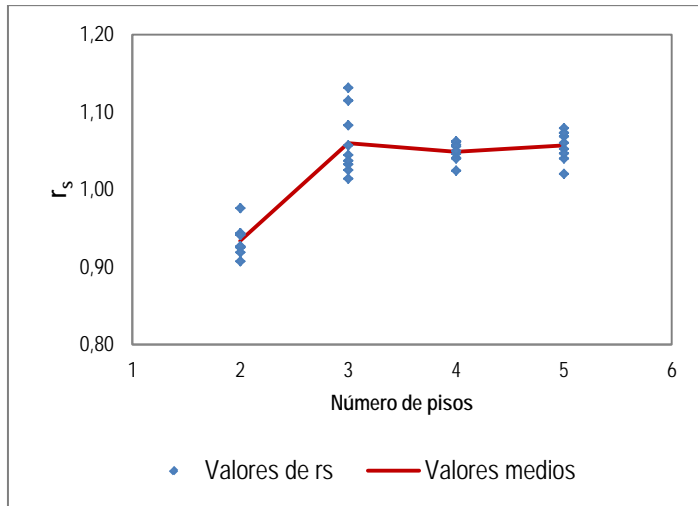
### 3.5. Factor de redundancia

Primeramente se calcula el factor de redundancia ( $R_R$ ) usando la metodología propuesta por Tsopelas y Husain (2004) en base a dos índices,  $r_s$  conocido como índice de resistencia de naturaleza determinística y  $r_v$  que es el índice de variación de redundancia y tiene un carácter probabilista, estos índices se obtienen mediante un análisis estático no lineal de las variantes de edificios analizadas.

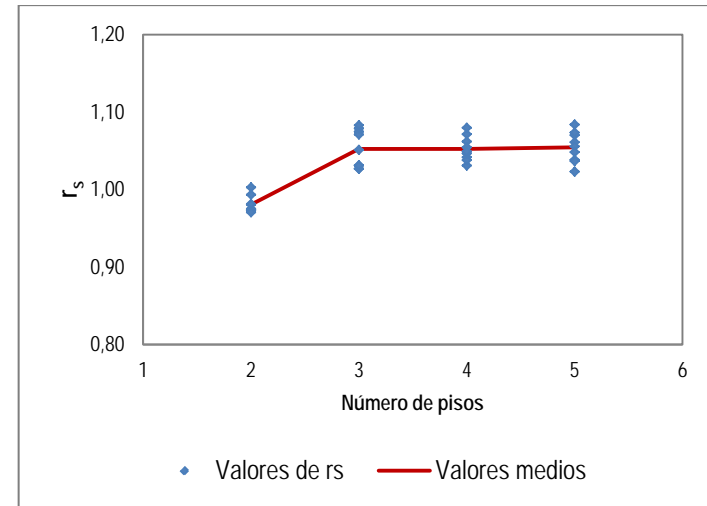
En las figuras 3.4 y 3.5 se muestran la variación del índice de resistencia ( $r_s$ ) y del índice de redundancia ( $r_v$ ) en función del número de pisos respectivamente, para los edificios de dos a cinco luces, el valor medio se indica con líneas continuas. Se aprecia que a medida que aumenta el número de pisos  $r_v$  es menor, lo que implica que la estructura tiene mayor factor de redundancia ( $R_R$ ), es decir, el efecto probabilístico que se presenta en un mayor número de elementos produce un incremento de la redundancia conforme se tienen estructuras de mayor número de pisos. Se concluye entonces que a medida que aumenta el número de pisos aumenta el índice de resistencia, considerando el valor más alto  $r_s=1,10$  obtenido en los edificios de cinco pisos y el mínimo  $r_s=1,07$  para los edificios de dos pisos.

Los factores de incertidumbre del modelo de Tsopelas y Husain (2004) son el coeficiente de variación de la fuerza ( $\nu_e$ ) y el factor de forma de la resistencia ( $k$ ), estos dos parámetros influyen notablemente en el cálculo del factor de redundancia ( $R_R$ ) mediante la ecuación 3.12. En las figura 3.14.1, 3.14.2 y 3.14.3 del Anexo 3.14 se muestra la variación del factor de redundancia ( $R_R$ ) para valores de  $k\nu_e=0,12$ ,  $k\nu_e=0,22$  y  $k\nu_e=0,35$  respectivamente. En la medida  $k\nu_e$  es mayor se incrementa  $R_R$ . En la tabla 3.9 se muestran los valores medios para cada valor de  $k\nu_e$ .

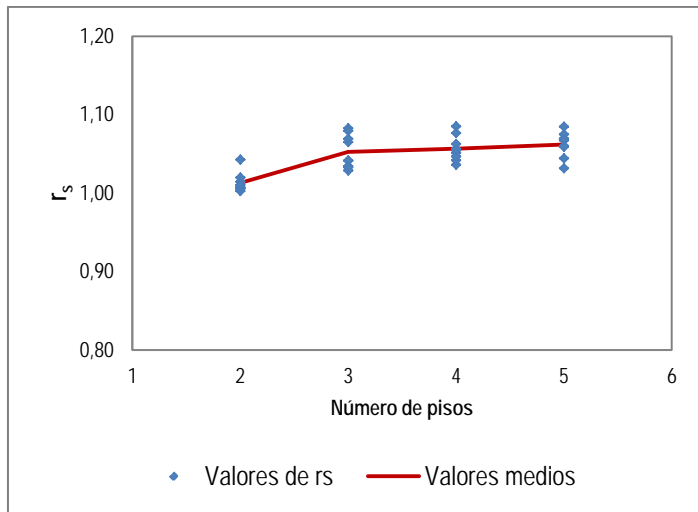
$$R_R = r_s \left( \frac{1 - k\nu_e r_v}{1 - k\nu_e} \right) \tag{3.12}$$



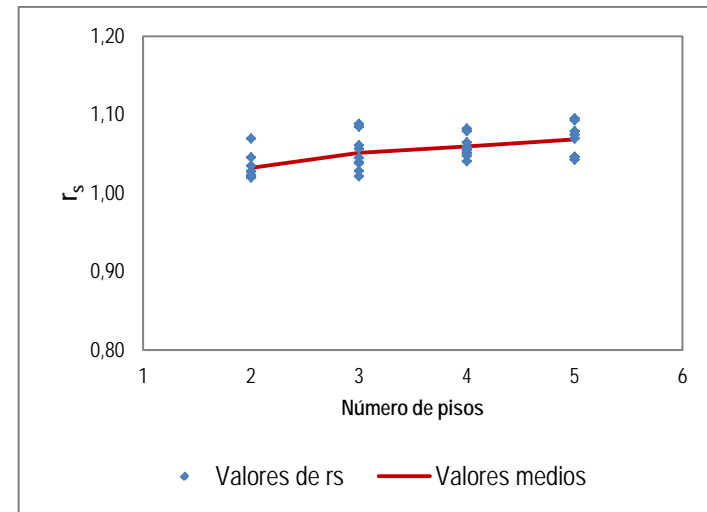
a) Dos luces.



b) Tres luces.

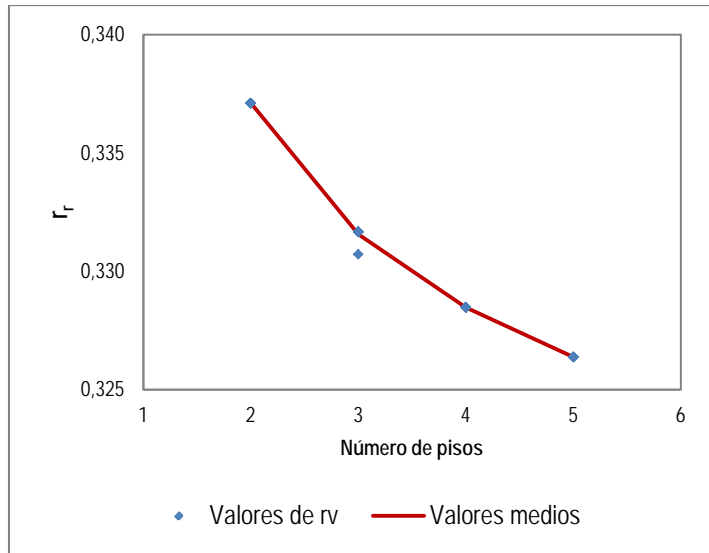


c) Cuatro luces.

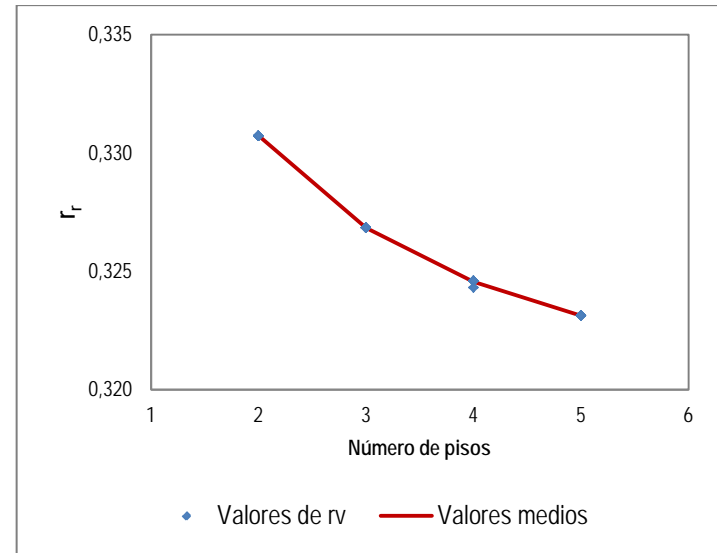


d) Cinco luces.

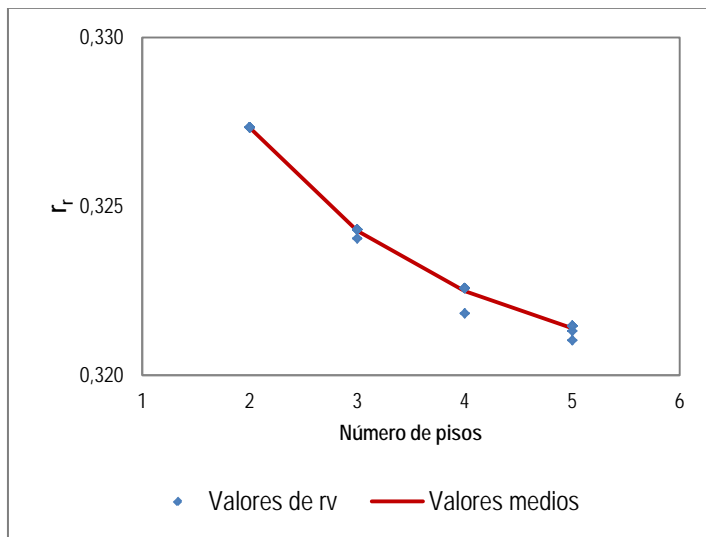
Figura 3.4. Índice de resistencia en función del número de pisos.



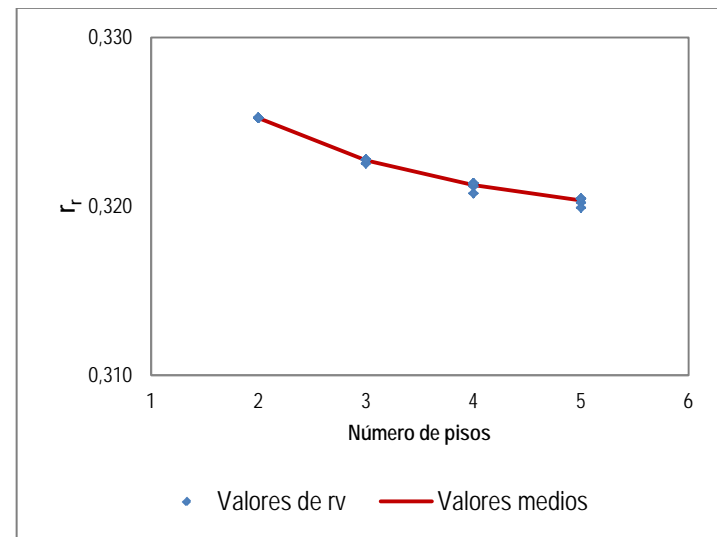
a) Dos luces.



b) Tres luces.



c) Cuatro luces.



d) Cinco luces.

Figura 3.5. Índice de variación de redundancia en función del número de pisos.

Tabla 3.9. Valores medios de  $R_R$  en función de  $k\nu_e$ .

Luces Piso	$k\nu_e=0,12$				$k\nu_e=0,22$				$k\nu_e=0,35$			
	2	3	4	5	2	3	4	5	2	3	4	5
2	1,02	1,07	1,11	1,13	1,11	1,17	1,20	1,23	1,27	1,33	1,38	1,41
3	1,16	1,15	1,15	1,15	1,26	1,25	1,25	1,25	1,44	1,43	1,44	1,43
4	1,14	1,15	1,15	1,16	1,25	1,25	1,26	1,26	1,43	1,44	1,44	1,45
5	1,15	1,15	1,16	1,17	1,26	1,26	1,27	1,27	1,44	1,44	1,45	1,46

Teniendo en cuenta la influencia que tienen el coeficiente de variación de la fuerza ( $\nu_e$ ) y el factor de forma de la resistencia ( $k$ ) en la variación del factor de redundancia  $R_R$  y que no se dispone de datos específicos de estos dos parámetros se propone la determinación de  $R_R$  aplicando la ecuación 3.13, siendo  $V_u$  el cortante basal de la estructura asociado al fallo de la misma y  $V_1$  el cortante basal asociado a la formación de la primera articulación plástica.

$$R_R = \frac{V_u}{V_1} \tag{3.13}$$

Es necesario destacar que si el cortante basal asociado al fallo ( $V_u$ ) se produce cuando en la estructura se han formado menos articulaciones plásticas que el mecanismo de colapso adoptado (articulaciones plásticas en los dos extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer nivel) no hay ninguna reducción del valor de  $R_R$ ; en cambio si  $V_u$  se produce cuando en la estructura se han formado menos articulaciones plásticas que el mecanismo de colapso adoptado se disminuye el valor de  $R_R$  en forma lineal. Se entiende que el sistema tendrá mayor redundancia si se forma la mayor cantidad de articulaciones plásticas antes de llegar al colapso. En el Anexo 3.15 se muestran los valores del factor de redundancia ( $R_R$ ) en función del número de pisos de las estructuras de dos a cinco luces, con líneas continuas se indican los valores medios.

En la tabla 3.10 se muestran los valores medios y la desviación estándar ( $\sigma$ ) del factor  $R_R$ , se observa que no existe una dependencia lineal del factor  $R_R$  con el número de luces. Además el valor medio máximo de  $R_R=1,49$  se obtienen en las edificaciones de cuatro pisos, un valor promedio para todas las edificaciones analizadas de  $R_R=1,36$ .

En la figura 3.6 se presenta la variación de  $R_R$  en función del número de pisos de todos los edificios objeto de estudio, con líneas continuas se indican los valores medios, se aprecia que conforme se incrementa el



número de pisos el factor de redundancia aumenta, aunque hay que destacar que los mayores valores se obtienen en las edificaciones de cuatro pisos y alcanzan un valor 1,77.

Tabla 3.10. Valores medios de  $R_R$  en función del número de pisos.

Pisos	Dos luces		Tres luces		Cuatro luces		Cinco luces	
	Media	$\sigma$	Media	$\sigma$	Media	$\sigma$	Media	$\sigma$
2	1,52	0,202	1,53	0,176	1,54	0,174	1,56	0,173
3	1,69	0,174	1,66	0,131	1,66	0,123	1,66	0,120
4	1,75	0,198	1,75	0,182	1,76	0,185	1,77	0,186
5	1,73	0,158	1,69	0,141	1,69	0,124	1,70	0,120

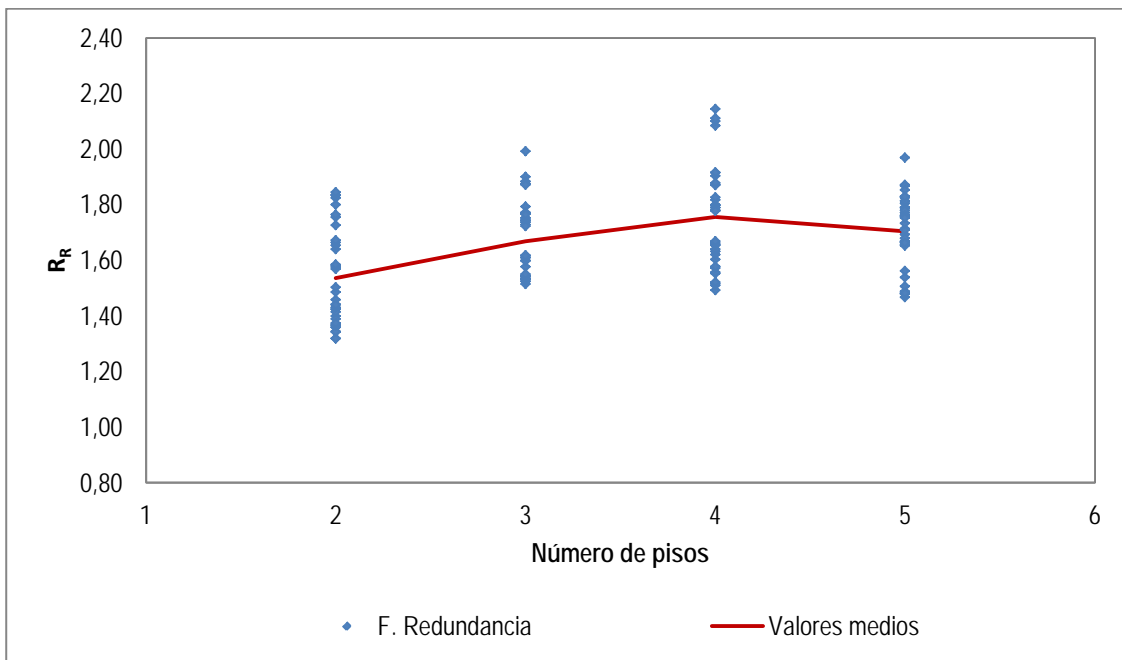


Figura 3.6. Variación de  $R_R$  en función del número de pisos.

Según los resultados mostrados en el Anexo 3.18, se puede inferir que de manera general el número de pisos influye en el factor de redundancia, respecto al número de luces se puede decir que no se cuenta con suficiente evidencia para afirmar que el factor de redundancia dependa del número de luces.

Es importante la comparación de los valores obtenidos con la aplicación de la metodología de Tsopelas y Husain (2004) y la metodología propuesta en el trabajo para establecer los rangos de variación y de esta manera determinar los valores más precisos del factor de redundancia.

En la tabla 3.11 se muestran los valores medios de  $R_R$  obtenidos por las dos metodologías, al determinar los valores medios de  $R_R$  tanto de la metodología propuesta como la analizada a partir de los índices de variación y redundancia se puede definir la diferencia existente entre los valores máximos y mínimos

presentes. Los valores mínimos  $R_R=1,08$  y  $R_R=1,53$  para la metodología de Tsopelas y Husain (2004) y la metodología propuesta en el trabajo respectivamente se producen en las estructuras de dos pisos y los máximos  $R_R=1,45$  para la metodología de Tsopelas y Husain y  $R_R=1,49$  para la metodología propuesta en el trabajo en las estructuras de cuatro y cinco pisos respectivamente. El rango de variación oscila de 18,1% a 51,29% en las edificaciones de dos y tres pisos para las cuatro curvas analizadas, sin embargo para las edificaciones de cuatro y cinco pisos el rango de variación es mayor y su valor máximo es de 59,5%.

En la figura 3.7 se observa más claramente el comportamiento del factor de redundancia con las dos metodologías para todas las variantes de edificios analizadas, se observa el aumento del factor en la metodología propuesta. La variación presente en las curvas analizadas por la metodología de Tsopelas y Husain y la metodología propuesta presenta un comportamiento proporcional y estable para  $K_{ve}=0,12$ ,  $0,22$  y  $0,35$ . El valor del factor de redundancia en función del número de pisos tomando en cuenta un promedio de las cuatro gráficas analizadas presenta un valor de  $R_R=1,36$ .

Tabla 3.11. Valores medios de  $R_R$  para la metodología de Tsopelas y Husain (2004) y la metodología propuesta.

Pisos	$k_{ve}=0,12$	$k_{ve}=0,22$	$k_{ve}=0,35$	Metodología propuesta	% variación		
					$k_{ve}=0,12$	$k_{ve}=0,22$	$k_{ve}=0,35$
2	1,08	1,18	1,35	1,53	44,71	35,06	18,07
3	1,15	1,25	1,44	1,66	51,29	40,95	22,75
4	1,15	1,26	1,44	1,75	59,54	49,16	30,90
5	1,16	1,26	1,45	1,70	54,08	43,62	25,21

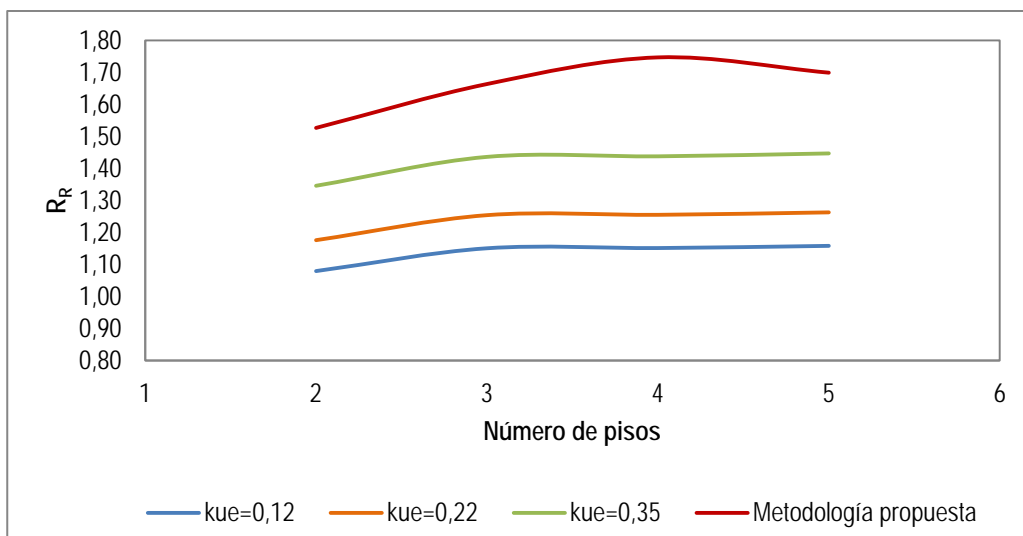


Figura 3.7. Comparación de los Valores medios de  $R_R$  para la metodología de Tsopelas y Husain (2004) y la metodología propuesta.

La figura 3.8 muestra los valores del factor de redundancia ( $R_R$ ) en función del periodo, con línea continua se muestra la curva de mejor ajuste según la ecuación 3.15 para un coeficiente de correlación  $R^2=0,99$ ; las líneas discontinuas representan el intervalo de confianza para el 95%. Los valores del factor de redundancia presentan un máximo valor de 1,97 y un valor mínimo de 1,34. El ATC-95 estipula un valor de  $R_R$  menor a la unidad alrededor de 0,71 cuando la estructura tiene dos ejes de resistencia, en este caso se ha trabajado con edificaciones que presentan de 3 a 6 ejes de resistencia proporcionándonos valores superiores a la unidad. Se concluye además que el factor de redundancia se incrementa con el periodo.

$$R_R = 2,18[\exp(0,21T)] - 0,79 \quad (3.15)$$

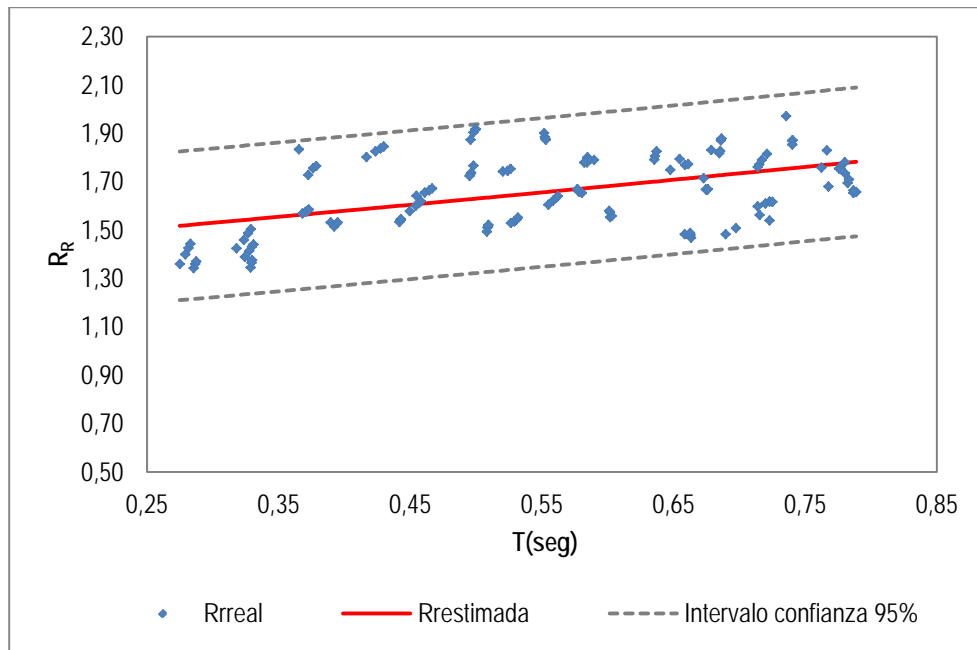


Figura 3.8. Variación del factor de redundancia en función del periodo.

### 3.6. Propuesta del factor de reducción de las fuerzas sísmicas (R)

En este epígrafe se obtiene el factor de reducción de las fuerzas sísmicas (R) siguiendo los lineamientos del ATC-10 (1995), la cual se vuelve a formular en la ecuación 3.16.

$$R = R_\mu R_\Omega R_R \quad (3.16)$$

Al sustituir en la ecuación 3.16, la ecuación 3.2 que corresponde a la formulación propuesta del factor  $R_\mu$ , las ecuaciones indicadas en la tabla 3.8 que corresponden al factor  $R_\Omega$  y la ecuación 3.15 correspondiente al factor  $R_R$ , se halla el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R. En el Anexo 3.16 se muestra el

coeficiente de variación estadístico del factor de reducción y los factores de reducción por ductilidad, sobre resistencia y redundancia, obtenidos de los ajustes.

En las figuras 3.9, 3.10 y 3.11 se muestra el factor de reducción de respuesta (R) para perfiles de suelo B, C, D y E y derivas de piso ( $\gamma$ ) de 0,5, 1,0, 1,5 y 2% para nivel de diseño alto ( $\mu=4$ ), medio ( $\mu=3$ ) y bajo ( $\mu=2$ ) respectivamente, con líneas gruesas se representa el factor de reducción que proporciona la norma NC 46:2017 para edificaciones de pórticos de hormigón armado en cada nivel de diseño.

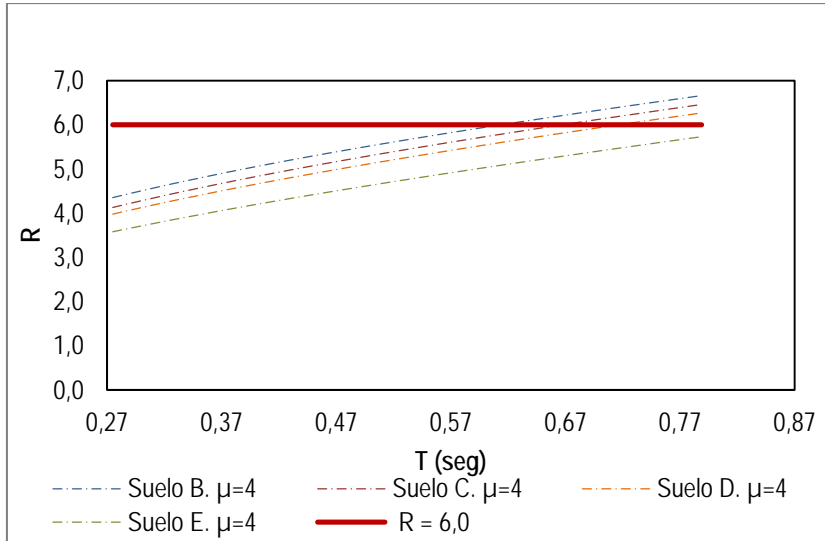
En las figura 3.9 se aprecia que para todos los valores de deriva y todos los perfiles de suelo los valores del factor de reducción obtenidos en el estudio son menores que el valor proporcionado por la NC 46:2017 ( $R=6,0$ ), solo para perfiles de suelo B, C y D; periodos  $T>0,65$  segundos y deriva de piso  $\gamma=0.5\%$  los valores de R se acercan a 6,0. Esto significa por ejemplo que para un perfil de suelo E si se diseña con el factor de reducción estipulado se pueden obtener fuerzas laterales que pueden ser hasta dos veces menores que las que realmente podrían producirse.

Igualmente en la figura 3.10 se aprecia que los valores obtenidos son menores que el valor estipulado en la NC 46:2017 ( $R=4,5$ ), solo para periodos  $T>0,60$  segundos, todos los valores de deriva y suelos B, C y D los valores alcanzados superan los tabulados. En cambio de la figura 3.11 se concluye que los valores obtenidos son mayores que los proporcionados en la NC 46:2017 ( $R=2,0$ ) para todos los casos analizados.

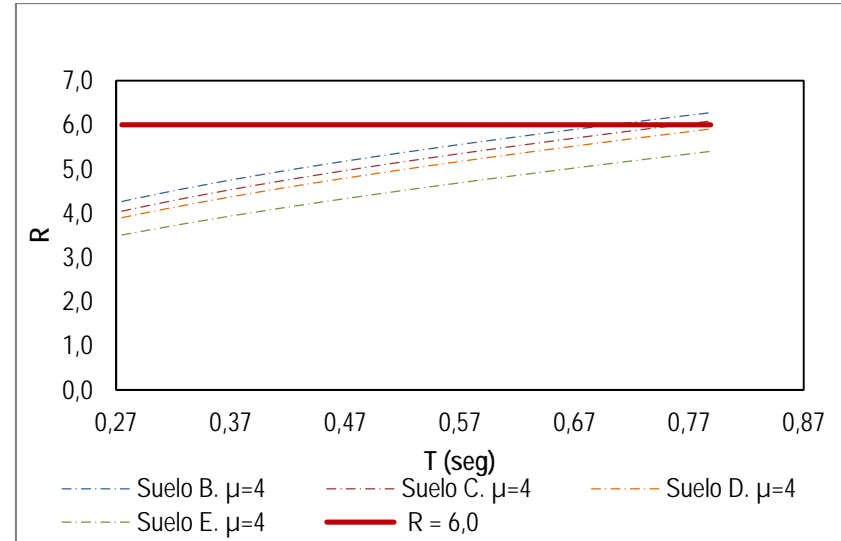
Sobre la base de los resultados presentados, en la tabla 3.12 se recomiendan los valores del factor de reducción (R) para tres niveles de diseño, que en términos de la energía disipada se denomina: elevada, moderada y baja, para derivas de piso máximas de 0,5, 1,0, 1,5 y 2,0% y perfiles de suelo B, C, D y E.

**Tabla 3.12.** Valores recomendados del factor R.

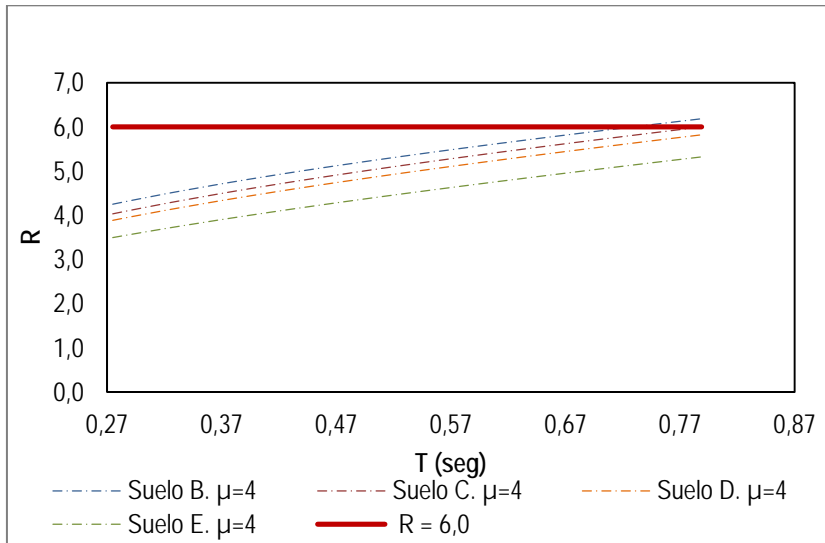
Nivel de diseño	Disipación de energía	$\gamma=0,5\%$				$\gamma=1,0\%$			
		Perfil de suelo				Perfil de suelo			
		B	C	D	E	B	C	D	E
ND3	$\mu=4$	5,00	4,50	4,50	4,00	5,00	4,50	4,50	4,00
ND2	$\mu=3$	4,00	4,00	4,00	3,50	4,00	4,00	3,50	3,50
ND1	$\mu=2$	3,00	3,00	3,00	2,50	3,00	3,00	3,00	2,50
Nivel de diseño	Disipación de energía	$\gamma=1,5\%$				$\gamma=2,0\%$			
		Perfil de suelo				Perfil de suelo			
		B	C	D	E	B	C	D	E
ND3	$\mu=4$	4,50	4,50	4,50	4,00	4,50	4,50	4,50	4,00
ND2	$\mu=3$	4,00	4,00	3,50	3,50	4,00	4,00	3,50	3,50
ND1	$\mu=2$	3,00	3,00	2,50	2,50	3,00	3,00	2,50	2,50



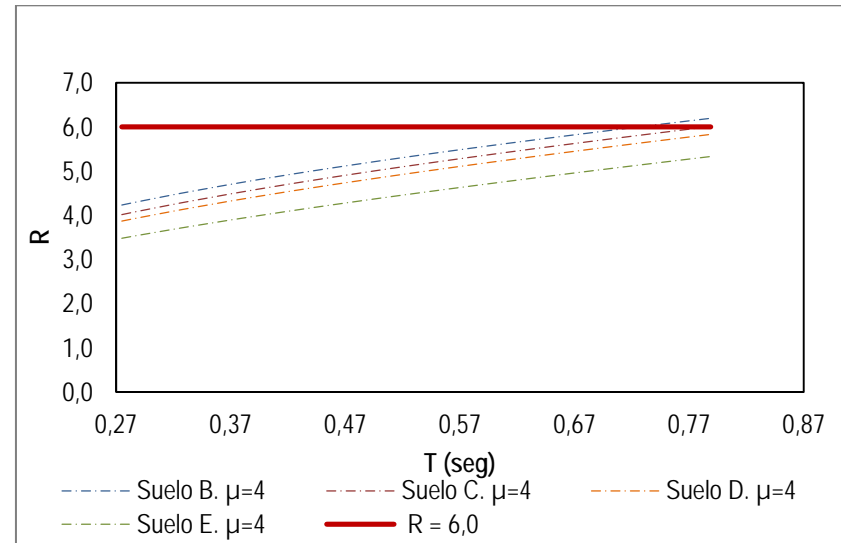
(a) Deriva de piso  $\gamma=0,5\%$ .



(b) Deriva de piso  $\gamma=1,0\%$ .

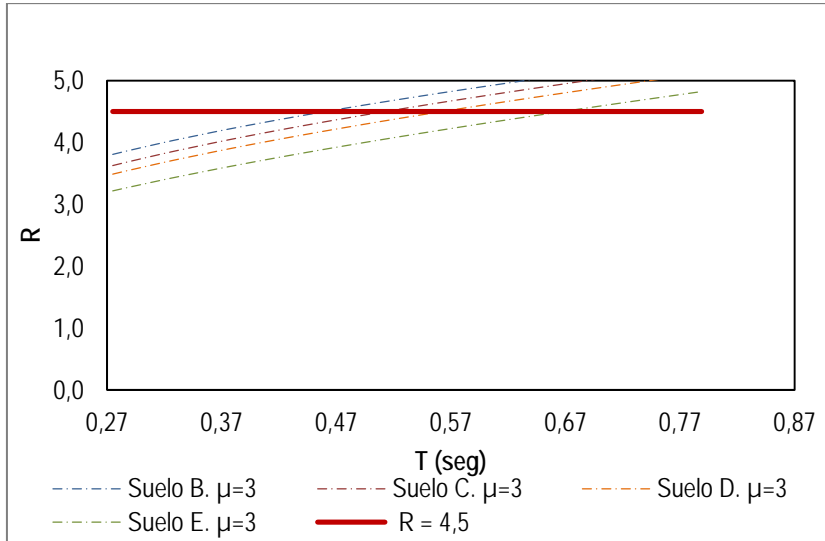


(c) Deriva de piso  $\gamma=1,5\%$ .

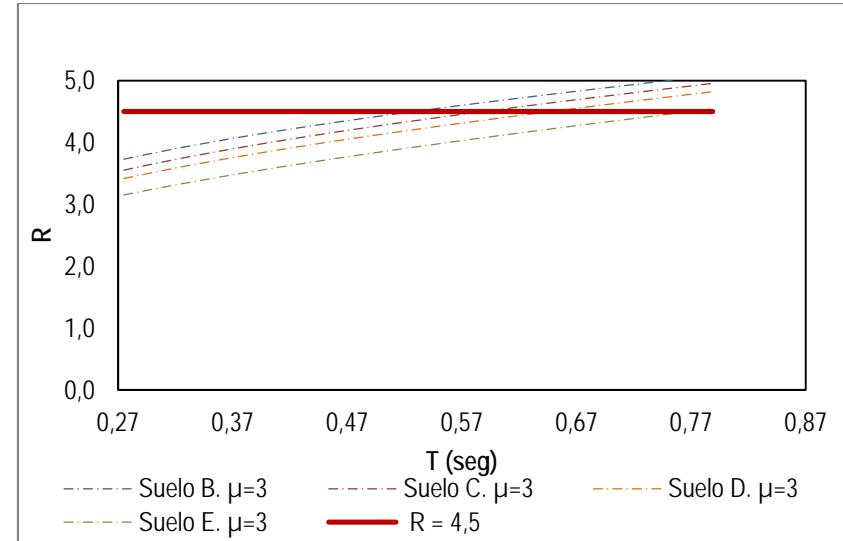


(d) Deriva de piso  $\gamma=2,0\%$ .

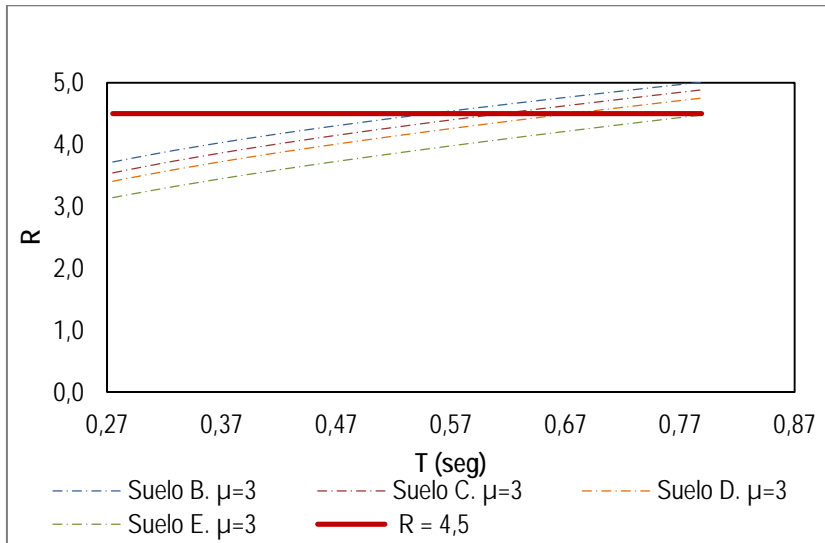
**Figura 3.9.** Factor de reducción de las fuerzas sísmicas para nivel de diseño alto (ND3).



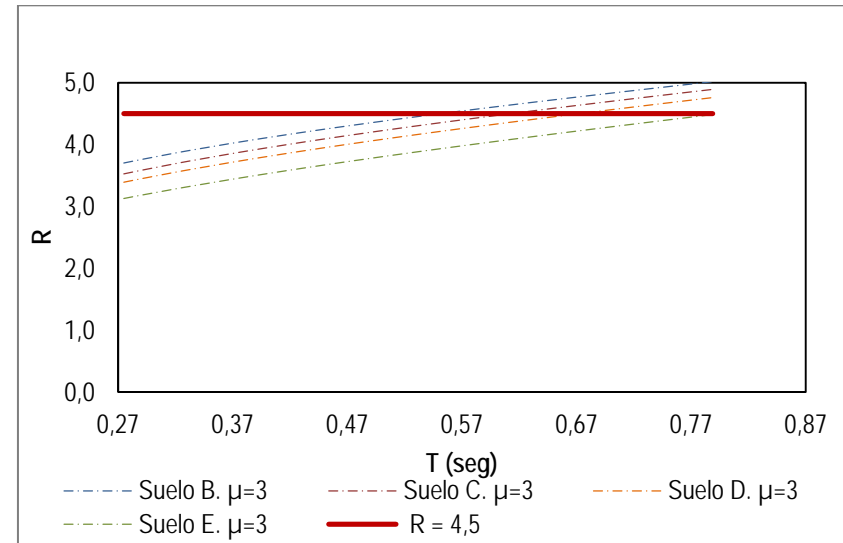
(a) Deriva de piso  $\gamma=0,5\%$ .



(b) Deriva de piso  $\gamma=1,0\%$ .

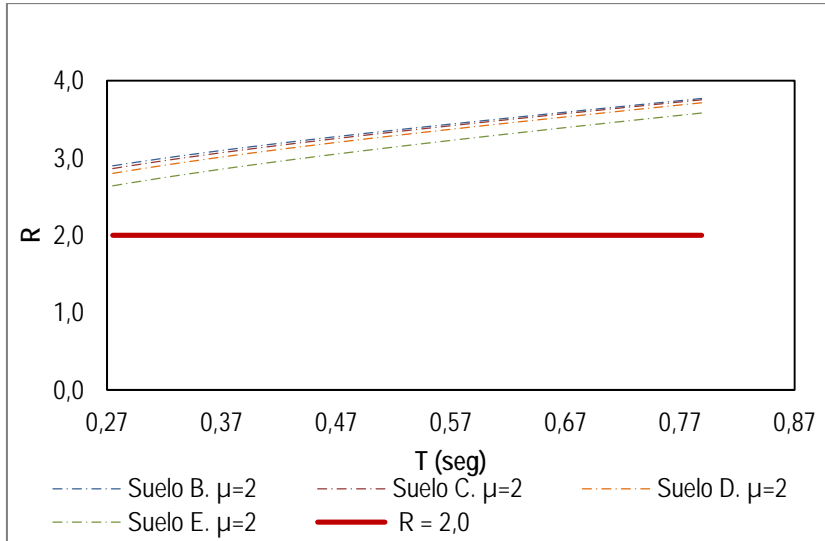


(c) Deriva de piso  $\gamma=1,5\%$ .

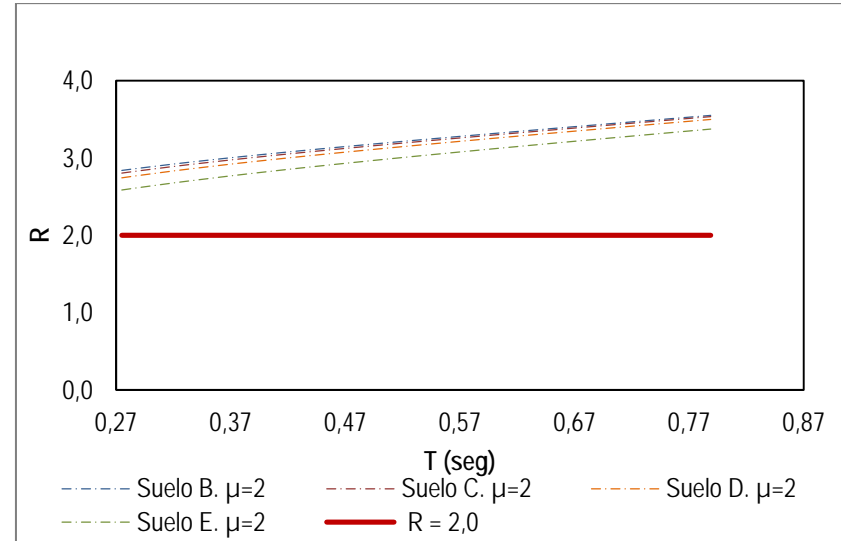


(d) Deriva de piso  $\gamma=2,0\%$ .

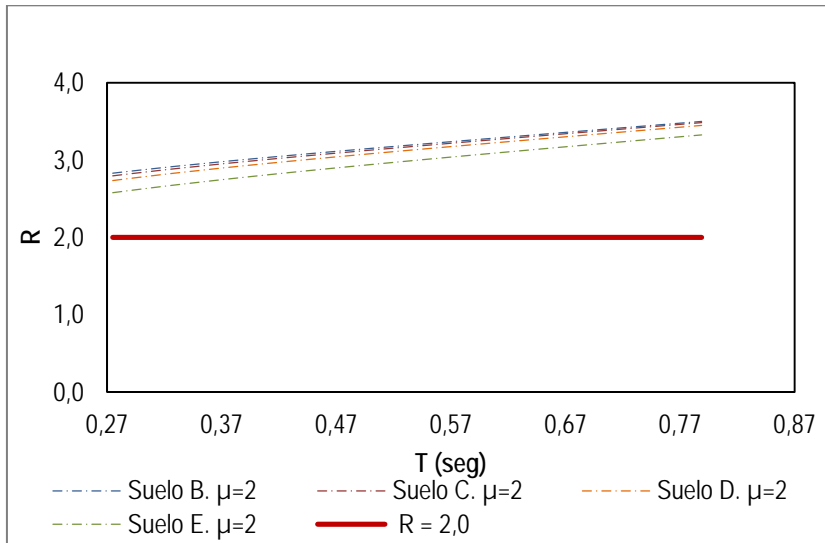
**Figura 3.10.** Factor de reducción de las fuerzas sísmicas para nivel de diseño medio (ND2).



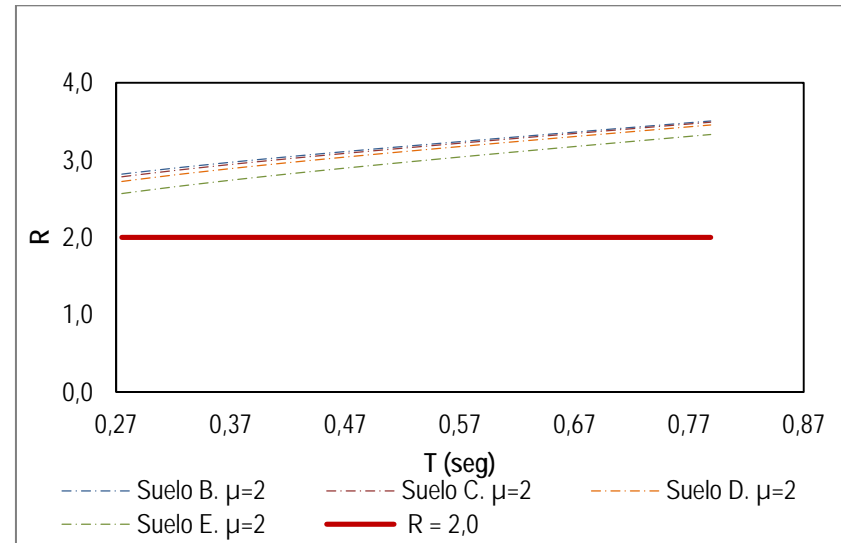
(a) Deriva de piso  $\gamma=0,5\%$ .



(b) Deriva de piso  $\gamma=1,0\%$ .



(c) Deriva de piso  $\gamma=1,5\%$ .



(d) Deriva de piso  $\gamma=2,0\%$ .

Figura 3.11. Factor de reducción de las fuerzas sísmicas para nivel de diseño bajo (ND1).

### 3.7. Validación del procedimiento

Con la finalidad de validar el procedimiento de obtención de los factores de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R$ ) se estudian dos casos, en el primero se realiza un análisis dinámico no lineal de cuatro variantes diseñadas en el estudio para distintos registros sísmicos sobre la que se ha trazado la envolvente de la respuesta no lineal y se compara con la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal. En el segundo caso se muestra la respuesta estructural experimental de tres pórticos de hormigón armado de un piso, construidos a escala natural, solicitados a cargas laterales crecientes aplicadas en su parte superior hasta llevarlos al colapso (Díaz et, al. 2015). Además se comparan los factores de reducción obtenidos en el estudio con trabajos similares realizados a nivel mundial.

#### 3.7.1. Caso 1: Validación del procedimiento mediante un análisis dinámico no lineal

El análisis dinámico no lineal proporciona la manera más efectiva de determinar y evaluar el comportamiento no lineal de las estructuras, se aplica de forma complementaria al análisis estático no lineal, con la finalidad de verificar los valores del cortante en la base y derivas máximas que permite definir el umbral de colapso. El análisis se realiza en cuatro de las variantes utilizadas en el estudio, seleccionándolas según el número de pisos (una de dos, una de tres, una de cuatro y otra de cinco pisos), se corrieron las variantes usando el acero cubano G-40 y el norteamericano Grado 40. Entre los acelerogramas aplicados se han seleccionado cuatro registros, dos de los cuales son terremotos moderados registrados en la ciudad de Santiago de Cuba (05/07/2010 con  $M_w=4,3$  y 17/01/2016 con  $M_w=5,1$ ), escalados para una aceleración de 0,3g, en la tabla 3.4 y el Anexo 3.3 se muestran sus características. Además se utilizan dos sismos fuertes generados en zonas sísmicas afines, el terremoto de Imperial Valley de 1940, sismo local generado en la Falla San Andrés y el sismo de Kocaeli de 1979 en Turquía, los cuales poseen características similares al sistema de Falla Oriente (movimiento predominante rumbo deslizante) demostrándose la analogía que estos poseen, en la figura 3.17.1 y en la tabla 3.17.1 del Anexo 3.17 se muestran los acelerogramas y los parámetros más significativos de ambos sismos.

En las figuras 3.12 y 3.13 se han graficado conjuntamente la respuesta dinámica no lineal ante cada uno de los sismos seleccionados de las cuatro variantes de edificios modeladas para el acero cubano G-40 y el norteamericano Grado 40 respectivamente, emplazadas en un suelo clasificado como clase C, deriva de



piso  $\gamma=2,0\%$  y nivel de diseño ND3 ( $\mu=4$ ). La curva de color negro representa la envolvente de la respuesta dinámica no lineal y la roja la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal. Como puede apreciarse en cada figura la curva de capacidad envuelve los lazos de histéresis, por lo que el cortante en la base obtenido de las curvas de capacidad caracteriza adecuadamente la respuesta al representar el máximo valor de la demanda sísmica. De igual forma se puede observar que los valores de cortantes y desplazamientos de las respuestas dinámicas son muy próximos a los calculados mediante el análisis estático.

En la tabla 3.13 se muestra la diferencia en porcentajes de los valores medios de desplazamiento y cortante obtenidos en el análisis estático no lineal (AENL) y el análisis dinámico no lineal (ADNL). Se demuestra que la diferencia no sobrepasa el 10% en las variantes seleccionadas, lo que permite concluir que el AENL representa adecuadamente el comportamiento de dichas edificaciones.

**Tabla 3.13.** Resultados del análisis dinámico y estático no lineal y factor R.

Acero cubano G-40								
Variante	AENL		ADNL		Diferencia (%)		$V_{uADL}$	R
	$d_d$	$V_d$	$d_u$	$V_u$	d	V		
2 pisos	0,0160	1522,37	0,0160	1531,42	0,19	0,59	300,42	5,10
3 pisos	0,0300	1524,09	0,0310	1498,70	3,23	1,69	311,96	4,80
4 pisos	0,0520	2200,00	0,0500	2320,00	4,00	5,17	519,10	4,47
5 pisos	0,0717	2269,00	0,0760	2300,00	5,66	1,35	468,24	4,91
Acero norteamericano Grado 40								
Variante	AENL		ADNL		Diferencia (%)		$V_{uADL}$	R
	$d_d$	$V_d$	$d_u$	$V_u$	d	V		
2 pisos	0,0160	1352,02	0,0170	1400,00	5,88	3,43	197,03	7,11
3 pisos	0,0340	1298,62	0,0350	1300,00	2,86	0,11	215,17	6,04
4 pisos	0,0660	1696,71	0,0650	1880,00	1,54	9,75	268,57	7,00
5 pisos	0,0890	2089,12	0,0900	1970,00	1,11	6,05	281,93	6,99

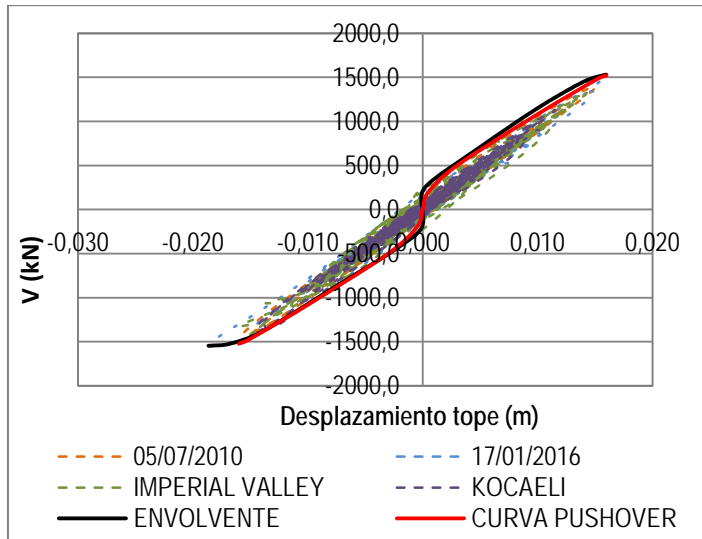
Dónde:

$d_d$  y  $V_d$ : son el desplazamiento y el cortante basal en el punto de desempeño respectivamente.  $d_u$  y  $V_u$ : el desplazamiento y el cortante basal último respectivamente, obtenidos del análisis dinámico no lineal. d y V representan la diferencia en % de los desplazamientos y cortantes entre el análisis estático y el dinámico no lineal. El factor R es la relación entre el cortante último obtenido del análisis dinámico lineal ( $V_{uADL}$ ) y el cortante último ( $V_u$ ) obtenido del análisis dinámico no lineal.

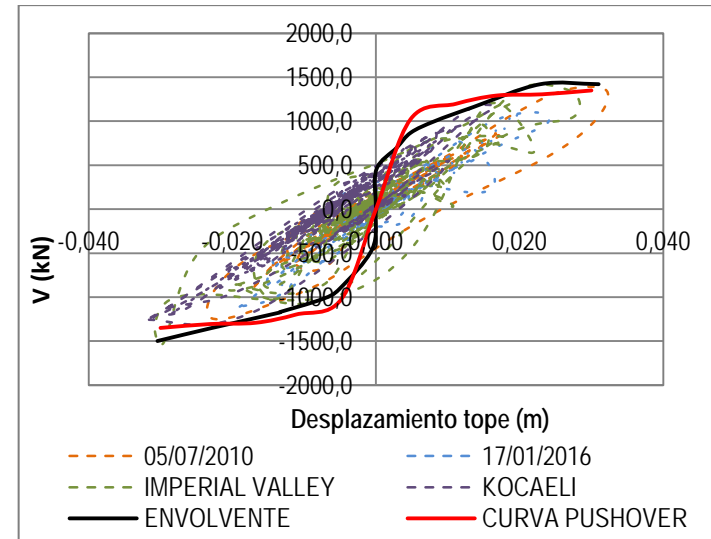
El punto de desempeño se determina por el método del espectro de capacidad (CSM) según ATC-40, a partir del análisis estático no lineal controlado por los desplazamientos horizontales de los nudos del último piso, considerando un desplazamiento del 4% de la altura total del edificio.

En la tabla 3.13 se puede observar que los valores de cortante obtenidos tanto en el AENL como en el ADL para las variantes de edificios en las cuales se utiliza el acero cubano G-40 son superiores a los obtenidos en las variantes que se usa el acero norteamericano Grado 40, esto se debe a que el acero cubano presenta un menor escalón de fluencia y con ello un mayor aumento de la capacidad portante debido a la sobrerresistencia del acero, con lo cual se reducen las posibilidades de disipación de energía, pudiendo ocurrir además la caída de capacidad portante más rápido para este acero.

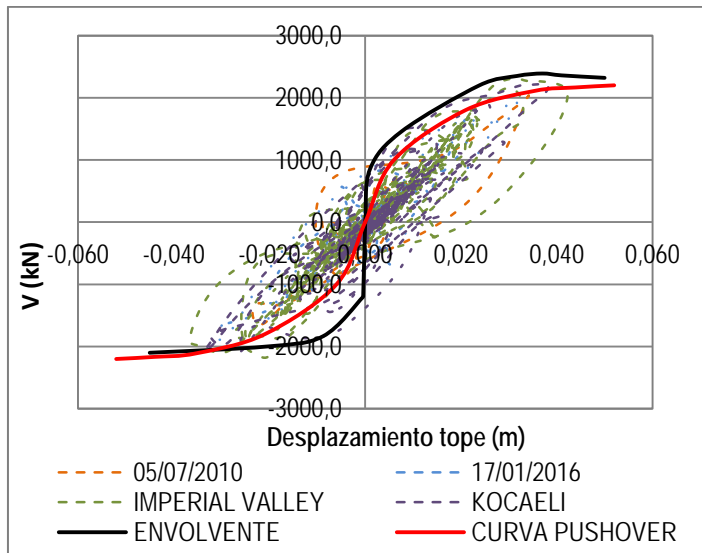
Los valores aproximados del factor de reducción (R) obtenidos como la relación entre el cortante último del ADNL y el cortante último del ADL son menores en el caso de las variantes que utilizan el acero cubano G-40 y está en el orden del valor obtenido en el estudio. En cambio en el caso de las variantes donde se usa el acero norteamericano Grado 40 los valores de R son superiores aunque no llegan a alcanzar el valor de  $R=8$  que estipula el código ASCE/SEI 7-16 (2016). Esto confirma que los valores obtenidos están alrededor o por debajo del valor asumido en el cálculo, lo que valida el procedimiento propuesto.



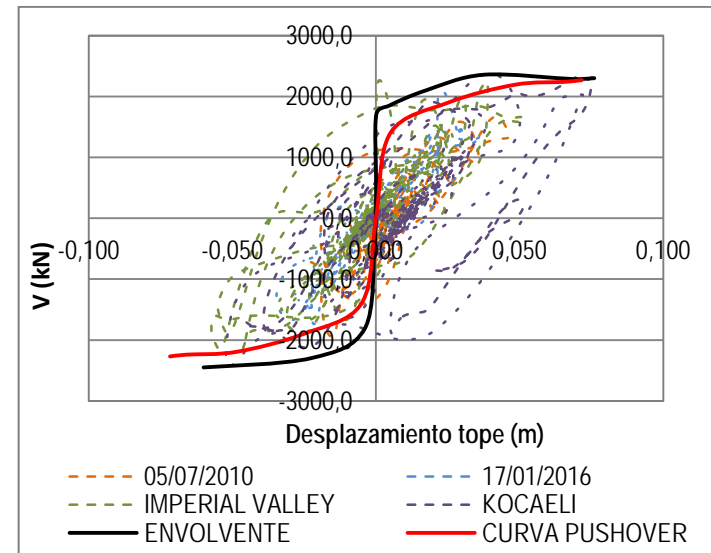
(a) Variante de dos niveles.



(b) Variante de tres niveles.

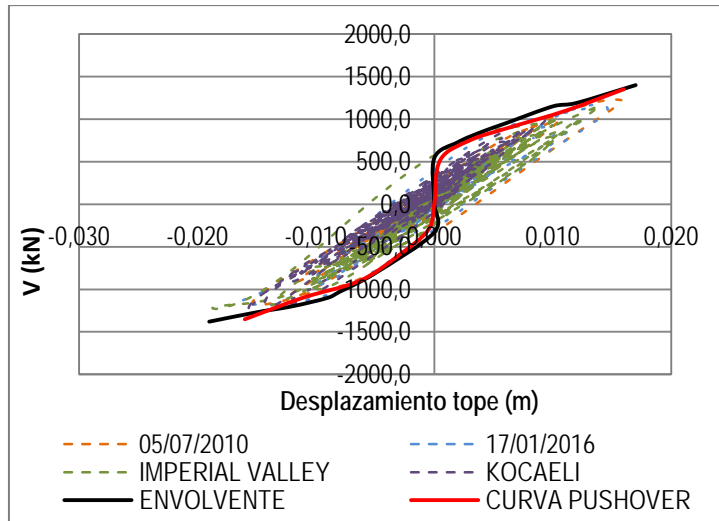


(c) Variante de tres niveles.

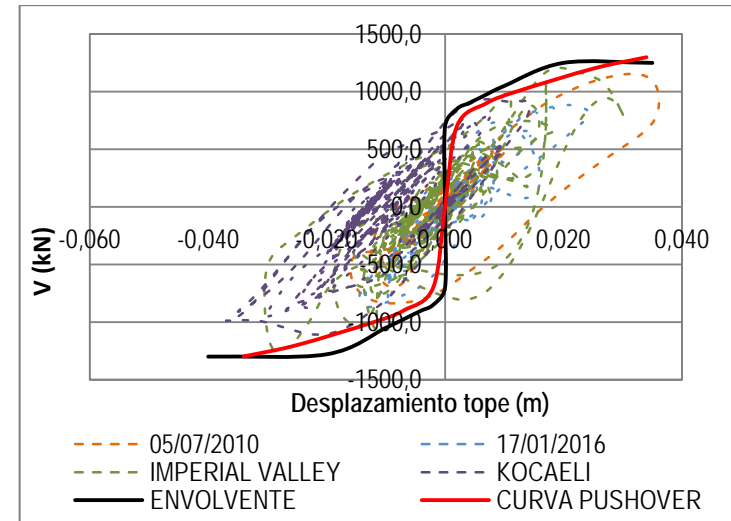


(d) Variante de cuatro niveles.

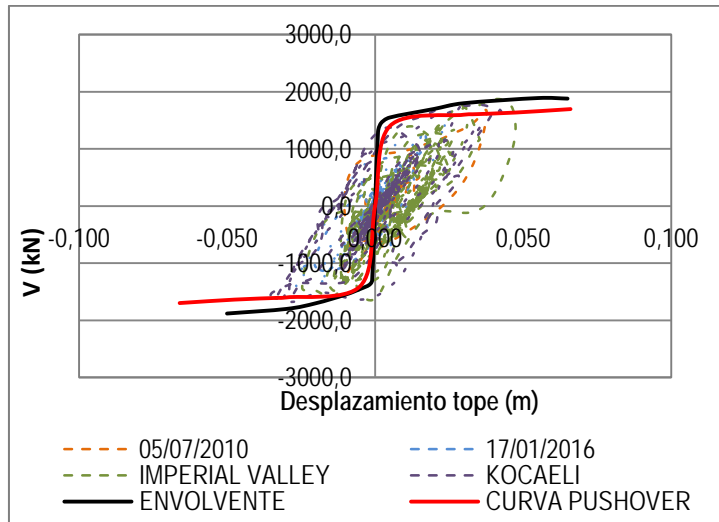
Figura 3.12. Curvas comparativas entre el análisis estático no lineal y el dinámico no lineal para el acero cubano G-40.



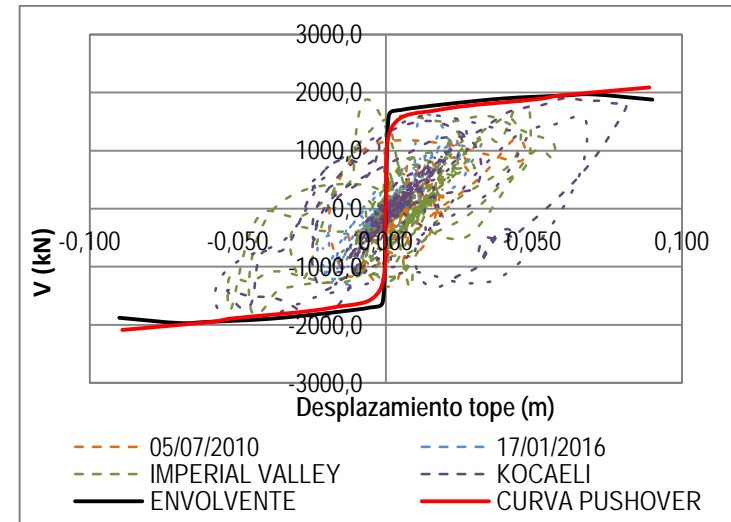
(a) Variante de dos niveles.



(b) Variante de tres niveles.



(c) Variante de tres niveles.



(d) Variante de cuatro niveles.

Figura 3.13. Curvas comparativas entre el análisis estático no lineal y el dinámico no lineal para el acero norteamericano Grado 40.

### 3.7.2. Caso 2: Validación del procedimiento mediante un ensayo publicado en la literatura

La caracterización del daño, obtenido mediante técnicas analíticas o como el resultado de las observaciones o datos empíricos de una estructura después de un sismo, han integrado experiencias y han ayudado a la calibración de métodos y diseños de curvas, entre estas la de capacidad (Aguiar 2006). El siguiente caso utilizado para la validación del procedimiento, consiste en un pórtico de un nivel de hormigón, modelado a escala natural (Díaz et, al. 2015), el cual tiene suficiente información que permitió modelarlo con suficiente precisión.

En la figura 3.14 se muestran las curvas de capacidad obtenidas del ensayo y la de la modelación mediante un análisis estático no lineal, se puede observar que existe una buena correlación de los modelos teóricos con los experimentales, lo cual confirma que el método usado para de obtención de la curva de capacidad es adecuado para la obtención de la respuesta no lineal de las edificaciones.

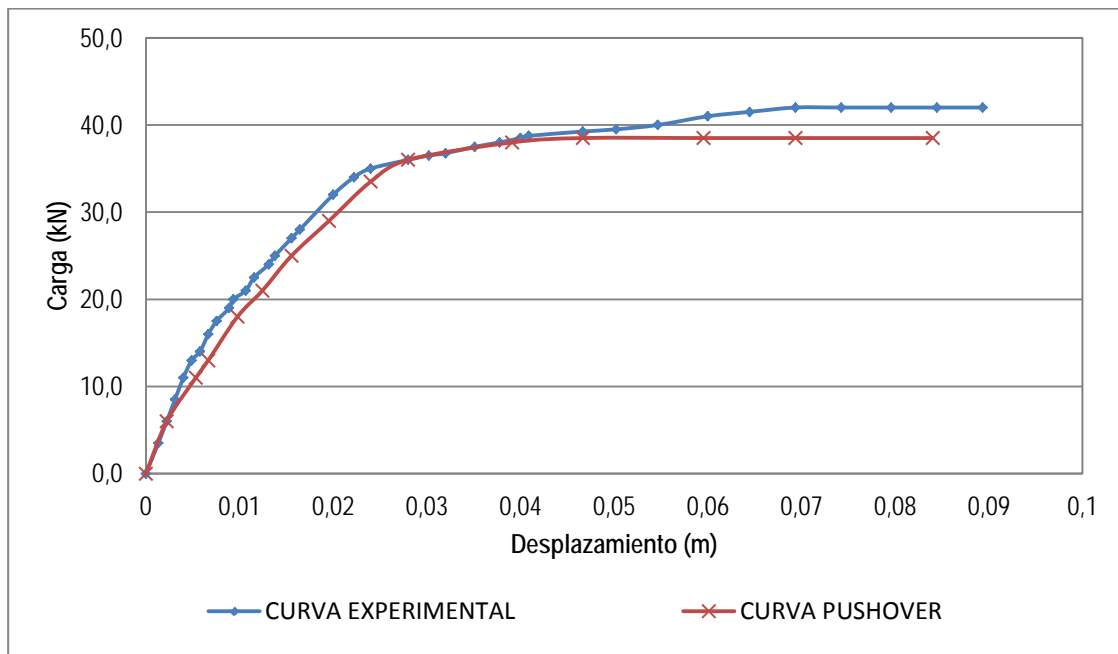


Figura 3.14. Curvas comparativas teórica y experimental de un pórtico de un piso.

### 3.7.3. Validación de los factores de reducción por ductilidad

En la figura 3.15 se presenta una comparación entre los factores de reducción por ductilidad, factor que más peso tiene en los valores del factor de reducción de las fuerzas sísmicas, obtenidos en el estudio y los publicados en trabajos realizados anteriormente en otros países (Miranda y Bertero, 1994; Miranda, 2000; Aguiar y Guerrero 2006 y Aguiar, Romo y Aragón 2007) para perfil de suelo C y ductilidad igual a dos.

Como puede observarse los factores calculados por Miranda y Bertero (1994) son superiores a la ductilidad para periodos superiores a 0,5 segundos, este comportamiento no se observa en los resultados obtenidos en el trabajo, ni en los realizados por los otros autores ya que para periodos superiores a 0,5 segundos el desplazamiento inelástico es aproximadamente igual al desplazamiento elástico. En la figura 3.19.1 del Anexo 3.19 se muestran los gráficos para perfiles de suelo B, C, D y E y ductilidades de dos, tres y cuatro. De este análisis se concluye que los factores calculados por Miranda y Bertero (1994) para suelos blandos (Suelo D y E) son mucho más altos que la ductilidad cuando los periodos están cercanos al periodo de suelo de esquina ( $T_s$ ). Se puede observar además que los resultados del trabajo realizado por Aguiar, Romo y Aragón (2007) se acerca mucho a los obtenidos en el estudio.

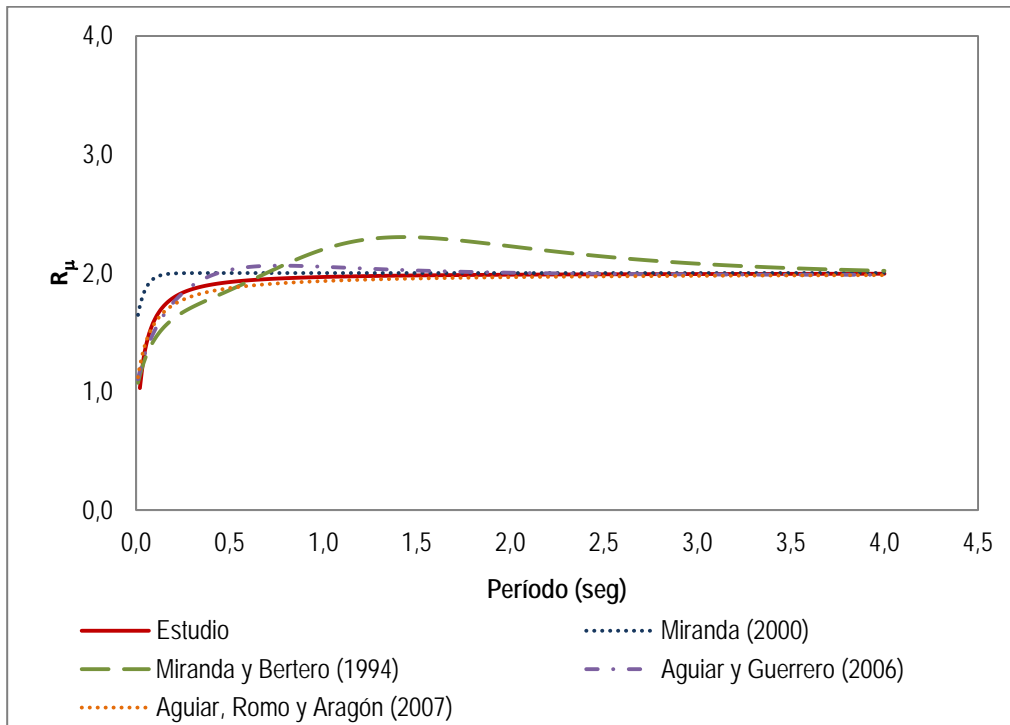


Figura 3.15. Comparación del factor  $R_\mu$  con otros autores. Para suelo B y valores de ductilidad  $\mu=2$ .

### 3.8. Consideraciones finales del capítulo

1. Para la obtención del factor de reducción por ductilidad se generan 28 acelerogramas artificiales que reproducen de forma aproximada los espectros de diseño elásticos de la NC 46:2017 para los perfiles de suelo B, C, D y E para la ciudad de Santiago de Cuba, los espectros inelásticos se obtienen para ductilidades de dos, tres y cuatro. Se concluye que para periodo  $T=0$  el factor  $R_\mu=1$ ;

para periodos  $0 \leq T \leq 0,5$  segundos los valores son menores que la ductilidad mientras que para periodos  $T > 0,5$  segundos los valores de  $R_d$  tienden a ser igual a la ductilidad.

2. Los factores de sobre resistencia y redundancia se obtienen a partir de análisis estáticos no lineales a las 144 variantes de edificios previamente diseñadas. En el caso del factor de sobre resistencia se concluye que no se encontró una relación que permita afirmar que a mayor número de luces el valor del factor de sobre resistencia aumenta. Según los resultados del análisis estadístico no se cuenta con suficiente evidencia para afirmar que el factor de sobre resistencia depende del número de luces, en cambio el número de pisos si influye significativamente en el factor de sobre resistencia.
3. Los valores medios del factor de sobre resistencia varían entre 1,00 hasta 1,10, se puede observar que a menor deriva de piso mayor es el factor de sobre resistencia. Del gráfico que relaciona el periodo con el factor de sobre resistencia se aprecia que la curva de mejor ajuste se incrementa ligeramente con el periodo solamente para valores de deriva de piso  $\gamma=0,5\%$ . Considerando los resultados mostrados para obtener las ecuaciones para el cálculo de la sobre resistencia global queda evidenciado que el ajuste realizado con un nivel de confianza del 95% fue correcto.
4. Se realizó la comparación entre la metodología propuesta por Tsopelas y Husain (2004) y la metodología propuesta en el trabajo para establecer los rangos de variación y de esta manera determinar los valores más precisos del factor de redundancia. Los valores mínimos  $R_R=1,08$  y  $R_R=1,53$  para la metodología de Tsopelas y Husain (2004) y la metodología propuesta en el trabajo se producen en las estructuras de cuatro y cinco pisos respectivamente. El rango de variación oscila de 18,1% a 51,29% en las edificaciones de dos y tres pisos para las cuatro curvas analizadas, sin embargo para las edificaciones de cuatro y cinco pisos el rango de variación es mayor y su valor máximo es de 59,5%. Lo cual corrobora la importancia de la precisión en los valores del coeficiente de variación de la fuerza y el factor de forma de la resistencia.
5. Del análisis realizado del factor de redundancia en función del número de pisos se puede concluir que conforme se incrementa el número de pisos el factor de redundancia aumenta, aunque hay que destacar que los mayores valores se obtienen en las edificaciones de cuatro pisos y alcanzan un valor 1,77. Del análisis estadístico realizado se puede inferir que de manera general el número de pisos influye en el factor de redundancia, respecto al número de luces se puede decir que no se

cuenta con suficiente evidencia para afirmar que el factor de redundancia dependa del número de luces.

6. Se presenta una expresión para calcular el factor de redundancia en función del periodo, donde el ajuste se logra para un intervalo de confianza del 95%, se concluye que para estructuras con periodos comprendidos entre 0,30 – 0,55 segundos el valor del factor de redundancia  $R_R=1,34$ , mientras que para estructuras con periodos comprendidos entre 0,60 – 0,80 segundos el valor de  $R_R=1.97$ .
7. Se determina el factor de reducción de respuesta (R) para perfiles de suelo B, C, D y E y derivas de piso ( $\gamma$ ) de 0,5; 1,0; 1,5 y 2% y nivel de diseño bajo ( $\mu=2$ ), medio ( $\mu=3$ ) y alto ( $\mu=4$ ), se concluye que para los niveles de diseño alto y medio los valores obtenidos son menores que el valor proporcionado por la NC 46:2017, lo cual significa que si se diseña con el factor de reducción estipulado se pueden obtener fuerzas laterales que pueden llegar a ser hasta dos veces menores que las que realmente podrían producirse. En cambio para el nivel de diseño bajo los valores obtenidos del factor de reducción son mayores que los que brinda la NC 46:2017.
8. La validación de los resultados se realiza a través de la comparación entre el análisis estático no lineal y el dinámico no lineal de cuatro variantes de edificios seleccionadas modeladas usando el acero cubano G-40 y el acero norteamericano Grado 40 ante la acción de cuatro sismos. Se concluye en todos los casos que la curva de capacidad envuelve los lazos de histéresis, por lo que el cortante en la base obtenido de las curvas de capacidad caracteriza adecuadamente la respuesta al representar el máximo valor de la demanda sísmica. De igual forma se puede observar que los valores de cortantes y desplazamientos de las respuestas dinámicas son muy próximos a los calculados mediante el análisis estático. Se demuestra además que la diferencia en porcentajes de los valores medios de desplazamiento y cortante obtenidos en el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal no sobrepasa el 10% en las variantes seleccionadas, lo que permite concluir que el análisis estático no lineal representa adecuadamente el comportamiento de dichas edificaciones.
9. Los valores aproximados del factor de reducción son menores en el caso de las variantes que utilizan el acero cubano G-40 y están en el orden de los valores obtenidos en el estudio. En cambio en el caso de las variantes donde se usa el acero norteamericano Grado 40 los valores de R son



superiores aunque no llegan a alcanzar el valor de  $R=8$  que estipula el código ASCE/SEI 7-16 (2016). Esto confirma que los valores obtenidos están alrededor o por debajo del valor asumido en el cálculo, lo que valida los resultados obtenidos en el estudio.

10. Se presenta además, una comparación entre los factores de reducción por ductilidad obtenidos en el estudio y los publicados en trabajos realizados anteriormente, se concluye que los factores calculados por Miranda y Bertero (1994) para suelos blandos (Suelo D y E) son mucho más altos que la ductilidad cuando los periodos están cercanos al periodo de suelo de esquina ( $T_s$ ). Los resultados del trabajo realizado por Aguiar, Romo y Aragón (2007) se acercan mucho a los obtenidos en el estudio.

*Conclusiones*

## CONCLUSIONES

1. Se realiza un análisis de los diferentes métodos y procedimientos analíticos para la determinación del factor de reducción de respuesta de las fuerzas sísmicas. Se concluye que la formulación más acertada para determinar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas es la propuesta por la ATC-34 ya que introduce el factor de redundancia y se excluye el factor de amortiguamiento, debido a que este factor no debe usarse para reducir proporcionalmente las demandas de fuerza.
2. El factor genérico de reducción de respuesta en la norma sismorresistente cubana NC 46:2017 depende del sistema estructural y representa la máxima reducción por ductilidad que el sistema puede alcanzar, adicionalmente el código brinda un factor de sobre resistencia usado para incrementar la resistencia elástica de algunos elementos estructurales. Estos factores han sido extrapolados de otras normativas, lo que puede traer como consecuencia que la capacidad portante de diseño de la estructura puede no corresponderse con la necesaria para garantizar un desempeño dúctil ante sismos de gran magnitud.
3. Se presenta un método para calcular el factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificaciones monolíticas de pórticos de hormigón armado que poseen de dos a cinco luces con dimensiones de hasta 4,80 metros y de dos a cinco niveles estructurales con puntales de hasta 4,20 metros usando el acero cubano G-40, diseñadas conforme a los requisitos de la ACI-318:2014 en función del periodo para diferentes valores de ductilidad, derivas de pisos y perfiles de suelos B, C, D y E de la NC 46:2017, a partir de la obtención de los factores de ductilidad, sobre resistencia y redundancia.
4. Se obtienen ecuaciones para definir el factor de reducción por ductilidad mediante la generación de 28 acelerogramas artificiales compatibles con los espectros de diseño elásticos de la NC 46:2017. Se concluye que los mayores valores de  $R_{\mu}$  se tienen en el perfil de suelo B y van decayendo conforme la resistencia del suelo es menor.
5. En el caso del factor de sobre resistencia se concluye que no se encontró una relación que permita afirmar que a mayor número de luces el valor del factor de sobre resistencia aumenta. Los valores medios del factor de sobre resistencia varían entre 1,00 hasta 1,10, se puede observar que a menor deriva de piso mayor es el factor de sobre resistencia. Se aprecia además, que la curva

de mejor ajuste se incrementa ligeramente con el periodo solamente para valores de deriva de piso  $\gamma=0,5\%$ . Considerando los resultados mostrados queda evidenciado que el ajuste realizado con un nivel de confianza del 95% para obtener las ecuaciones para el cálculo de la sobre resistencia global fue correcto.

6. Del análisis estadístico realizado se puede inferir que de manera general el número de pisos influye en el factor de redundancia, respecto al número de luces se puede decir que no se cuenta con suficiente evidencia para afirmar que el factor de redundancia dependa del número de luces.
7. Se presenta una expresión para calcular en factor de redundancia en función del periodo, donde el ajuste se logra para un intervalo de confianza del 95%, se concluye que para estructuras con periodos comprendidos entre 0,30 – 0,55 segundos el valor del factor de redundancia  $R_R=1,34$ , mientras que para estructuras con periodos comprendidos entre 0.60 – 0.80 segundos el valor de  $R_R=1.97$
8. Los valores del factor de reducción de las fuerzas sísmicas obtenidos en esta investigación son menores que los estipulados en la NC 46:2017 para niveles de diseño medio y alto. Sólo para edificaciones con periodos  $T>0,6$  segundos y deriva de piso de 0.5% los valores del factor de reducción se acercan a los valores normados. Esto significa que si se diseña con el factor de reducción que brinda la NC 46:2017 se pueden obtener fuerzas laterales que pueden llegar a ser hasta dos veces menores que las que realmente podrían producirse. En cambio para el nivel de diseño bajo los valores obtenidos del factor de reducción son mayores que los proporcionados en la NC 46:2017.
9. Los factores de reducción fueron validados a través de análisis dinámicos no lineales ante la acción de cuatro sismos en cuatro variantes de edificios usando el acero cubano G-40 y el norteamericano Grado 40. Los valores aproximados del factor de reducción alcanzados son menores en el caso de las variantes que utilizan el acero cubano G-40 y están en el orden de los valores obtenidos en el estudio a través del análisis estático no lineal. En cambio en el caso de las variantes donde se usa el acero norteamericano Grado 40 los valores de R son superiores aunque no llegan a alcanzar el valor de  $R=8$  que estipula el código ASCE/SEI 7-16 (2016). Esto confirma que los valores propuestos en la investigación son válidos para los casos estudiados.

10. Se presenta además, una comparación entre los factores de reducción por ductilidad obtenidos en el estudio y los publicados en trabajos realizados anteriormente, se concluye que los factores calculados por Miranda y Bertero (1994) para suelos blandos (Suelo D y E) son mucho más altos que la ductilidad cuando los periodos están cercanos al periodo de suelo de esquina ( $T_s$ ). Los resultados del trabajo realizado por Aguiar, Romo y Aragón (2007) se acercan mucho a los obtenidos en el estudio.
11. Sobre el análisis de los resultados de las pruebas estadísticas realizadas, se puede concluir con un 99,95 % de confiabilidad que el número de luces no tiene una incidencia significativa en los factores de sobre resistencia, redundancia, ni en el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, en cambio el número de pisos sí influye en los factores de sobre resistencia, redundancia y en el factor de reducción.

# *Recomendaciones*

## RECOMENDACIONES

1. Teniendo en cuenta el alcance de este trabajo, se propone realizar un estudio para obtener los factores de reducción para edificaciones de pórticos de hormigón armado de mayor altura, sobre todo aquellos que son considerados como edificios altos.
2. Basado en los elementos teóricos obtenidos en el procedimiento se propone extender el estudio para otros sistemas constructivos existentes en el país, tales como edificaciones de muros de hormigón armado, sistemas prefabricados y edificaciones de acero.
3. Evaluar la factibilidad de la inclusión de la propuesta de factores de reducción de las fuerzas sísmicas en futuras actualizaciones del código sismorresistente cubano NC 46.

*Referencias  
Bibliográficas*



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Agudelo, J. A. y López, R. R. (2009). Curvas de fragilidad para estructuras de pórticos de hormigón armado con paredes de mampostería. Caso de estudio: Estructuras de 1 y 2 niveles en Puerto Rico. *Revista internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 9(1-2) (163-185). <http://academic.uprm.edu/laccei/index.php/RIDNAIC/article/viewFile/207/213>
2. Aguiar R. (2006). Deriva máxima de piso y curvas de fragilidad en edificios de hormigón armado. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 188 p. Quito, Ecuador.
3. Aguiar, R., Barreiro, F., López, P. (2006). Factor de redundancia y de resistencia en edificios de hormigón armado. XVIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Escuela Politécnica del Ejército, 11 p. Quito, Ecuador.
4. Aguiar, R., Guerrero, P. (2006). *Relación entre el desplazamiento máximo inelástico con respecto al desplazamiento máximo elástico para evaluar la vulnerabilidad sísmica*. XXXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Universidad Estatal de Campiñas, 10 p, Brasil.
5. Aguiar, R., González, A. (2006). Influencia del suelo en el cálculo de la relación entre el desplazamiento máximo inelástico a elástico. II Congreso de Ingeniería Estructural y Puentes, 10 p. Lima, Perú.
6. Aguiar, R. (2007). Factor de reducción de las fuerzas sísmicas. Primera edición. Editorial del Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. ISBN-978-9978-30-104-3. 117 pp. Ecuador.
7. Aguiar R., Romo M., Aragón E. (2007). Estimación de demandas inelásticas de desplazamiento en osciladores bilineales sujetos a movimientos sísmicos en Ecuador. IX Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción, EIPAC, Salta, Argentina.
8. Aguiar R., Romo M., Aragón E. (2007). Nueva propuesta del parámetro  $R_u$  para el Ecuador. XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Universidad Nacional del Chimborazo, 93-106
9. Akkari, M and Duan, L. (2003). Nonlinear Analysis of Bridge Structures. In W. Chen and L. Duan (eds.) Principles and applications in engineering series. Bridge engineering. Seismic design (cap. 4). (pp.1-35). Florida, USA: CRC Press LLC.

10. Algan, B. (1982). Drift and damage considerations in earthquake resistant design of reinforced concrete buildings. (Ph.D thesis), University of Illinois, Urbana. Illinois.
11. Allauca, L. (2006). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones. (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil). Lima. Perú.
12. Alperin, M., Skorupka, C. (2014). Métodos de muestreo: técnica de selección de una muestra a partir de una población. [www.fcnym.unlp.edu.ar/catedras/estadistica](http://www.fcnym.unlp.edu.ar/catedras/estadistica).
13. Álvarez, L. (2009). Escalado de sismogramas. [Fondos del Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas (CENAIIS)]. Santiago de Cuba.
14. Álvarez, L., Rodríguez, L., Grandison, M., Alvarado, L., Rivera, Z., Velesvilla, T., Schmitz, V. y Paniagua, P. (2013). Microzonificación sísmica de ciudades de América Latina. En Memorias de la V Convención Cubana de Ciencias de la Tierra GEOCIENCIAS 2013 (pp.1-14). La Habana. Cuba. [www.redciencia.cu/geobiblio/paper/2013\\_Alvarez\\_GEO10-07.pdf](http://www.redciencia.cu/geobiblio/paper/2013_Alvarez_GEO10-07.pdf).
15. Álvarez, L. (18 de diciembre, 2014). Escalado de terremotos fuertes utilizando terremotos moderados ocurridos en la Falla Oriente [Comunicación personal].
16. American Concrete Institute [ACI] 318-14. (2014). Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills, USA.
17. American Society of Civil Engineers [ASCE/SEI 7-10]. (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. . Virginia, Estados Unidos de América: autor.
18. American Society of Civil Engineers [ASCE/SEI 7-16]. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. 388 pp. Virginia, Estados Unidos de América: autor.
19. Applied Technology Council [ATC]. (1974). An Evaluation of a Response Spectrum Approach to the Seismic Design of Buildings. Applied Technology Council, Rep. ATC-2. Redwood City. California. USA: author.
20. Applied Technology Council [ATC]. (1978). Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings. Applied Technology Council, Rep. ATC-3-06. Redwood City. California. USA: author.

21. Applied Technology Council [ATC]. (1982). An Investigation of the Correlation Between Earthquake Ground Motion and Buildings Performance. Applied Technology Council, Rep. ATC-10. Redwood City. California. USA: author.
22. Applied Technology Council [ATC]. (1995). Structural response modification factors. Applied Technology Council, Rep. N. ATC-19. Redwood City. California. USA: author.
23. Applied Technology Council [ATC] (1995). A critical review of current approaches to earthquake-resistant design. Rep. N. ATC-34, Redwood City, California. USA: author.
24. Applied Technology Council [ATC] (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Rep. N. ATC-40, Redwood City, California. USA: author.
25. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica [AGIES]. (2010). Normas de Seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala NSE-2010. 27 pp. Guatemala: autor.
26. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica [AIS]. (2010). Reglamento colombiano de construcción sismorresistente NSR-10. 176 pp. Colombia: autor
27. ASTM A615- 06<sup>a</sup> (2000). Barras lisas y deformadas para refuerzo de hormigón. Anual book of standards 04-02, ASTM. Philadelphia. USA: author.
28. Arango, E.D. (2014). Análisis sismotectónico del territorio oriental de Cuba a partir de la integración del modelo de corteza 3D de datos gravimétricos con datos sísmológicos y geodésicos (Tesis de Doctorado). Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada, Baja California. México.
29. Arroyo, D., Terán A. (2002). Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía. Revista de Ingeniería Sísmica No. 66 73-93.
30. Barbat, H., Orosco, L., Hurtado, J. E. y Galindo, M. (1994). Definición de la acción sísmica [Monografías de Ingeniería Sísmica]. México: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería [CIMNE].
31. Bazán, E.; Meli, R. (1998). Diseño sísmico de edificios. Editorial Limusa, México.

32. Bertero, V. (1986). Lessons learned from recent earthquakes and research and implications for earthquakes-resistant design of building structures in the Unites States. *Earthquake Spectra Journal*. 2(4), p. (825-858).
33. Bertero, V., Anderson, J., Krawinkler, H., Miranda, E. (1991). Design guidelines for ductility and drift limits: Review of state-of-the-practice and off-the-art on ductility and drift-based earthquake-resistant design of buildings. Report on Task 1, A CUREe-Kajima Research Report.
34. Bertero, R., and Bertero, V. (1999). Redundancy in earthquake-resistant design. *Journal of Structural Engineering*. 125 (11). 81-88. American Society of Civil Engineers, Reston, VA. USA
35. Bonett, R., Pujades, Ll. y Hurtado, J. (2002). Generación de acelerogramas artificiales compatibles con un espectro de respuesta. Aplicación a eventos recientes en Colombia y en España. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en Ingeniería*, 18(2), 297-308.
36. Bonett, R. L. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. (Tesis de Doctorado). Universidad Politécnica de Cataluña. España.
37. Calais, E. et Lépinay, M. (1989). Géométrie et régime tectonique le long d'une limite de plaques en coulissage: la frontière nord-Caraïbe de Cuba á Hispaniola, Grandes Antilles. *Géodynamique*. C R. Acad. Sci. 308, 131-135.
38. Cassis J., Bonelli P. (1992). Lessons learned from the march 3, 1985 Chile earthquake and related research. Proc., 10th World Conf. on Earthquake Engineering. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol X, 5675-5680.
39. Castilla, E.; Llanos, S. (1995). Consideraciones para una propuesta de norma venezolana de acero para refuerzo estructural que atienda las necesidades de la Ingeniería sismorresistente". *Boletín Técnico del IMME*, 33(3). Caracas, Venezuela.
40. Centeno, N.; Cuevas, I., (2003). Evaluación de los cambios fundamentales en la Norma 1753-2002. Norma venezolana de estructuras de concreto armado para edificaciones. Análisis y diseño respecto a la versión 1753-1985. Tres tomos, UCA. Venezuela.

41. Chan, S. M., Ruiz, S. E. y Montiel, M. A. (2005). Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 72, 1-24.
42. Chuy, T. J. (1999). *Macrosísmica de Cuba y su aplicación en los estimados de peligrosidad y microzonación sísmica*. (Tesis de Doctorado). Instituto de Geofísica y Astronomía. La Habana.
43. Chuy, T.J. (23 de mayo, 2013). Características sismotectónicas de la Falla Oriente. [Comunicación personal].
44. Chopra, A., Goel, R. (1999). Capacity-demand-diagram methods for estimating deformation of inelastic structures: SDF systems. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Rep. No PEER-1999/02, University of California, Berkeley, California.
45. Chopra, A., Goel, R. (2000). Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 126 (4), 482-490.
46. Chopra, A. (2000). *Dynamics of structures* (2ª ed.). New Jersey: Editorial Prentice-Hall.
47. Chopra, A., Chintanapakdee, C. (2004). Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 130 (9), 1309-1319.
48. Chopra, A. (2005). Estimating seismic demands for performance-based engineering of buildings. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica. IX Jornadas, 34 p, Concepción, Chile.
49. Código Ecuatoriano de la Construcción (2000), Capítulo 1: Peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos de cálculo para diseño sismo resistente. XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, Pontificia Universidad Católica del Ecuador, 325-350, Quito.
50. Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica (2002). *Código Sísmico de Costa Rica*. Costa Rica: autor.
51. Comisión de normas de estructuras para edificaciones [COVENIN]. (2001). Norma venezolana de edificaciones sismorresistentes COVENIN 1756-2001. Caracas: Fondo Norma. Venezuela: Autor
52. Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de Construcción. (2011). Norma ecuatoriana de la construcción. NEC-11 (Capítulo 3. Riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación de estructuras). Quito, Ecuador: autor.

53. Comité Européen de Normalization [CEN]. (2003). Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance. Bruselas, Bélgica: author.
54. Computers and Structures, Inc. [CSI]. (2016). SAP 2000 v.19 California: Universidad de Berkeley.
55. Courboux, F., Converset, J., Balestra, J., and Delouis, B. (february, 2010). Ground Motion Simulations of the Mw 6.4 Les Saintes, Guadeloupe, Earthquake Using ten Smaller Events. Bulletin of the seismological Society of America, 100(1), 116-130. doi: 10.1785/0120080372
56. Daza, L. (2003). Nuevo enfoque para determinar el factor de modificación de respuesta. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, 3 (1), 33-48, Puerto Rico.
57. Díaz L., Campbell J., Durán M., Aguiar R., (2015), Estudio experimental de pórticos de hormigón armado solicitados a cargas laterales crecientes. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras. Vol. 20,1, p.101-113.
58. Duong K., (2006), Seismic Behaviour of a shear-critical reinforced concrete frame: An experimental and numerical investigation. (Master of Applied Science). University of Toronto.
59. Earthquake Engineering Division. Public Works Research Institute. (1994). Recientes publicaciones selectas sobre ingeniería sísmica [Memorias técnicas]. Japón: autor.
60. El Confidencial (2016). Un terremoto de 7,8 grados en Ecuador deja al menos 480 muertos y más de 2.000 heridos. [http://www.elconfidencial.com/mundo/2016-04-17/terremoto-ecuador-7-8-grados-muertos\\_1185138/](http://www.elconfidencial.com/mundo/2016-04-17/terremoto-ecuador-7-8-grados-muertos_1185138/)
61. Elnashai A., Mwafy A. (2002), Overstrength and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings. Struct. Design Tall Building. 11, 329-351.
62. Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, 979-993.
63. Federal Emergency Management Agency [FEMA-440] – National Institute of Building Sciences [NIBS]. (2005) Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Washington, D.C. USA: author.
64. Fischinger M., Fajfar P., Vidic T. (1994). Factors contributing to the response reduction. 5th US NCEE, 97-106, Chicago
65. Fondonorma. (2001). Norma COVENIN 1756-98 (Rev. 2001). Edificaciones Sismorresistentes. Ministerio de Desarrollo Urbano, 69 p. Caracas. Venezuela: autor.

66. Frangopol D., Curley J. (1987). Effects of damage and redundancy on structural reliability. *Journal of Structural Engineering*, 113 (7), 1533-1549
67. Freeman S., (1990). On the correlation of code forces to earthquake demands. Proc., 4th U.S.-Japan Workshop on improvement of Building Structural Des. And Constr. Practices. Applied Technology Council, Redwood City, California.
68. Frómata, Z. P. (2009). Caracterización y evaluación de los aceros de refuerzo producidos por ACINOX Las Tunas para su empleo en zona sísmica. (Tesis Doctoral). Instituto Superior Politécnico "José Antonio Echeverría". La Habana, Cuba
69. Furata H., Shinozuka M., Yao J. (1985). Probabilistic and fuzzy interpretation of redundancy in structural systems. Proc. Ist. In. Fuzzy Systems Associated Congress, Palma de Mallorca, Spain.
70. García, F. A. (2012). Simulación de movimientos fuertes del terreno mediante funciones de Green empíricas. Aplicación en el cálculo sísmico de estructuras (Tesis de Maestría). Universidad de Granada. España.
71. García, J. y Llanes, C. (2012). Cuban building code update: new probabilistic seismic hazard zonation map. En *Memorias de la IV Conferencia Internacional de Peligrosidad, Riesgo geológico e Ingeniería sísmica y de desastres* (pp. 1-13). Santiago de Cuba.
72. Guendelman, T. (2000). Perfil Bio-Sísmico de edificios: un instrumento de calificación sísmica. *Blt. La Revista Técnica de la Construcción*, 17. Internet: [www.revistabit.cl](http://www.revistabit.cl)
73. Gupta A., Krawinkler H., (2000). Estimation of seismic drift demands for frame structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, 1287-1305.
74. Gupta A., Krawinkler H. (2000). Dynamic P-Delta effects for flexible inelastic steel structures. *Journal of Structural Engineering*, 126 (1), 145- 154.
75. Gusev, A. A. (1983). Descriptive statistical model of earthquake source radiation and its application to an estimation of short-period strong motion. *Geophys. J. Int.*, 74(3), 787-808.
76. Hart, J. D., Wilson, E. L. (1989). Simplified earthquake analysis of buildings including site effects. Report N° UCB/SEMM-89/23. Berkeley: University of California.
77. Huerta, B. y Reinoso, E. (2002). Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 66, 45-72.

78. Hurtado, J. E., Barbat, A. H. y Canas, J. A. (1996). Simulación de acelerogramas compatibles con espectros de energía sísmica inducida. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 12(1), 73-91.
79. Hutchings, L., and Viegas, G. (2012). Application of Empirical Green's Functions in Earthquake Source, Wave Propagation and Strong Ground Motion Studies. S. Damico (ed.) *Earthquake Research and Analysis–New Frontiers in Seismology* (pp. 87-140). Croacia: In Tech. <http://www.intechopen.com/books>.
80. Hwang y Shinozuka (1994). Effect of large earthquake on the design of buildings in eastern United States. *Proceedings 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*. Earthquake Engineering Research Institute, 223-231, Oakland. USA
81. International Building Conference of Building Officials. (1997). *Uniform building code (UBC)*. Whittier, California. USA: author.
82. International Building Conference of Building Officials (2003). *International Building Code (IBC)*. Whittier, California. USA: author.
83. Instituto Nacional de Normalización (INN) (2012). *Norma NCh 433.Of 96, modificada en 2012, Diseño sísmico de edificios*. INN-Chile, 42 p, Santiago de Chile. Chile: autor.
84. International Code Council [ICC]. (2009). *International Building Code*. ISBN-13:978-1-58001-251-5. 679 pp. Estados Unidos: autor.
85. Ishibashi, I., Zhang, X. (1992). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soil and foundations, JSSMFE*, 1 (33). 182-191.
86. Jain S., Navin R. (1995). Seismic overstrength in reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering*, 121 (3), 580-585.
87. Leandro, R., Santana G. (2004). Código sísmico de Costa Rica Versión 2002. Factores de reducción de resistencia por ductilidad. *Revista Ingeniería*. Universidad de Costa Rica, 4 (1,2), 15-30, San José de Costa Rica.
88. Lee L., Han S., Oh Y. (1999). Determination of ductility factor considering different hysteretic models. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 957-977.



89. Leyva, K., Morejón, G., Candebat, D. (2018). Construcción de curvas de fragilidad para edificaciones sin información estructural. *Revista Ciencia en su PC*, Nº1, enero-marzo, 2018, p. 86-95. ISSN: 1027-2887. Cuba.
90. Lobo W., Vielma J.C., Rivero P. (2004). Hysteretic determination of the response factors according to structural types R $\mu$ . Proceeding of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper 3469, Vancouver.
91. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826. Recuperado de <http://www.asce.org/>
92. Massumi, A., Tasnimi, A., and Saatcioglu, M. (2004). Prediction of seismic overstrength in concrete moment resisting frames using incremental static and dynamic analyses. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Paper 2023. Vancouver. Canadá.
93. Meli R., Ávila J., (1988). Analysis of building response. *Earthquake Spectra*, 5, pp. 1-18.
94. New Zealand Society for Earthquake Engineering [NZSEE]. (2004). Structural Design Actions Part 5: Earthquake actions –New Zealand. NZS 1170.5:2004. New Zealand: autor
95. Messlem, A. y Lang, D. (2014). Seismic Vulnerability Assessment. Development of Numerical Model for Nonlinear Static Analysis in SAP2000. Kjeller, Norway: NORSAR
96. Ministerio de Fomento (2002). Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02). España: autor.
97. Ministerio de Fomento (2007) Instrucción de hormigón estructural (EHE: 2007). España: autor.
98. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. (2001). Japanese Buildings Standard Law Part 2 earthquake resistant design method for buildings. Japón: autor.
99. Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones [MOPC]. (2011). Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras R-001. Decreto No.201-11. 66 pp. Santo Domingo, República Dominicana: autor.
100. Miranda, E., Bertero V. (1989). Response modification factors for earthquake resistant design of short period buildings. *Earthquake Spectra*, 5 (1), 121-143.
101. Miranda, E. (1993). Site-dependent strength–reduction factors. *Journal of Structural Engineering*, 12 (119) 3503 – 3519.

102. Miranda, E., Bertero V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design. *Earthquake Spectra*, 10 (2), 357-379.
103. Miranda, E. (1997). Strength reduction factors in performance-base design. UCB/EERC-97/05, University of California, Berkeley.
104. Miranda, E. (1999). Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *Journal of Structural Engineering*, 125 (4), 417-425.
105. Miranda, E. (2000). Inelastic displacement ratios for structures on firm sites. *Journal of Structural Engineering*, 126 (10), 1150-1159.
106. Mwafy A., Elnashai A. (2002). Calibration of force reduction factors of RC buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 6 (2), 230-273.
107. Morejón, G., Llanes, C., Frómeta, Z. (2014). Realidades del Código Sísmico vigente en Cuba. Retos para su actualización. *Revista Ciencia en su PC*, №1, enero-marzo, 2014, p. 74-86. ISSN: 1027-2887.
108. Morejón, G., López, O., Berenguer, Y., Leyva, K., Villalón, M., Rengel, J., González, O., Álvarez, L., Schmitz, M. (2014). Evaluación del riesgo sísmico del fondo habitacional de las ciudades Guarenas y Guatire. *Revista de la Facultad de Ingeniería-UCV, Venezuela*. Vol. 29, №3, 2014 p37-50.
109. Morejón, G., Leyva, K., Candebat, D., Rivera, Z., Berenguer, Y., Villalón, M., Lang, D., Meslem, A. (2016). Housing Encyclopedia-WHE. Cuban Housing Reports # 183 - # 198. Editado por US Geological Survey. USA.
110. Morejón, G., Llanes, C., Frómeta, Z. (2018). Métodos para la determinación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas. *Revista Ciencia en su PC*, №1, enero-marzo, 2018, p. 24-35. ISSN: 1027-2887. Cuba.
111. Morfe, J., Schmitz, M., Alvarado, L., Álvarez, L., Zapata, J. y Rendón, H. (2015). Simulación del campo de ondas sísmicas y caracterización de amplitud y período con fines de microzonificación sísmica para las ciudades Guarenas–Guatire. *Boletín de Geología*, 37(1), 27-43.
112. Nassar, A., Krawinkler, H. (1991). Seismic demands for SDOF and MDOF systems. John Blume Earthquake Engineering. Ctr. Dept. of Civil Engineering, Resp. 95. Stanford University, Stanford, California.

113. Newmark, N., Veletsos, A. (1960). Effects of inelastic behavior on the response of simple system to earthquake motions. Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol. 2, pp. 895-912.
114. Newmark N. (1962). An evaluation of scaling methods for earthquake response spectra. Civil Engineering Studies, Structural Research Series, Department of Civil Engineering, University of Illinois, 449, Urbana, Illinois.
115. Newmark, N. M., Hall, W. J. (1969). Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. Proceeding of the 4th world conference on earthquake engineering (pp. 37-50). Santiago, Chile.
116. Newmark N., Hall W. (1973). Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, 46, 209-236. U.S. Department of Commerce.
117. Newmark N., Hall W. (1982). Earthquake Spectra and Design. California United States of America. Earthquake Engineering Research Institute
118. Oficina Nacional de Normalización NC. (1999). Norma Cubana NC 46:1999: Construcciones Sismorresistentes. Requisitos Básicos para el Diseño y Construcción. La Habana, Cuba: autor.
119. Oficina Nacional de Normalización NC. (2002). Norma Cubana NC 165:2002. Barras de acero para refuerzo de hormigón. Ensayos de tracción y doblado. La Habana, Cuba: autor.
120. Oficina Nacional de Normalización NC. (2003). Norma Cubana. NC 283:2003: Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño. La Habana, Cuba: autor.
121. Oficina Nacional de Normalización NC. (2003). Norma Cubana. NC 284:2003: Edificaciones. Cargas de uso. La Habana, Cuba: autor.
122. Oficina Nacional de Normalización NC. (2003). Norma Cubana. NC 207:2003: Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón. La Habana, Cuba: autor.
123. Oficina Nacional de Normalización NC. (2013). Norma Cubana NC ISO 1920-7:2013. Ensayos al hormigón–parte 7: Ensayos no destructivos sobre hormigón endurecido (ISO 1920-7:2004, IDT). La Habana, Cuba: autor.
124. Oficina Nacional de Normalización NC. (2013). Norma Cubana 7:2013. Barras de acero para refuerzo de hormigón - requisitos. La Habana, Cuba: autor.

125. Oficina Nacional de Normalización NC. (2017). Norma Cubana NC 46:2017: Construcciones Sismorresistentes. Requisitos Básicos para el Diseño y Construcción. La Habana, Cuba: autor.
126. Ordaz, M., Pérez, L. (1999). Estimación de espectros de respuesta elastoplástica. Centro Nacional de Prevención de desastres, CENAPRED, Cuaderno de Investigación 48, 29 p, México.
127. Orozco, L., Haarala, M., y Barbat, A. (2006). Generación de acelerogramas artificiales compatibles con la sismicidad local. Cuadernos de la Facultad de Ingeniería e Informática UCS, 1, 69-91
128. Osteraas J., Krawinkler (1990). Strength and ductility considerations on seismic design. Rep 90, the John Blume Earthquake Engineering Center. Stanford University.
129. Panza, G., Romanelli, F., and Vacari, F. (2001). Seismic wave propagation in laterally heterogeneous anelastic media: Theory and applications to seismic zonation. In R. Dinowska and B. Saltzman (eds.) *Advances in Geophysics (Volumen 43)* (pp1-95). USA: Academic Press.
130. Park, R., Priestley, M., Gill, W. (1982). Ductility of square confined concrete columns. *Journal of Structural Division ASCE*, 108 (4), 929-950.
131. Park, Y. J., Ang, A., Wen, Y. K. (1984). Seismic damage analysis and damage-limiting design of R.C buildings. Tech. Report SRS N° 516. Illinois: Dept. of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana Ill.
132. Park, R. (2003). Some controversial aspects of the seismic design of reinforced concrete building structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. Vol. 39(3), p. (165-188).
133. Panagiotakos, T. B. y Fardis, M. N. (1998). Effect of column capacity design on earthquake response of reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 2(1):113-145. Retrieved from <https://www.researchgate.net/publication/239794304>.
134. Priestley, M. (1995). Displacement-Based Seismic Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*. Retrieved from [http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/29\(4\)0256.pdf](http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/29(4)0256.pdf).
135. Ramberg W., Osgood, W. R. (1943). Description of stress-strain curves by three parameters. NACA Technical Note 902. National Bureau of Standards. Washington: United States Government Printing Office.

136. Reinhorn, A. et al. (1998). Nspectra, non-linear analysis program for inelastic spectra with degradation and deterioration of structural systems: User manual. New York: University at Buffalo.
137. Riddell R., Newmark N., (1979). Statistical Analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes. Civil Engineering Studies, Structural Research Series, Department of Civil Engineering, University of Illinois, 468, Urbana, Illinois.
138. Rivero, P. (1996). Respuesta espectral de sitio considerando comportamiento inelástico del suelo. (Tesis de Magister en Ingeniería Estructural), Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela.
139. Rivero, P., Lobo-Quintero, W. (1996). Formas espectrales para suelos considerando comportamiento no lineal. Boletín Técnico IMME (pp. 39-54). Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.
140. Ruiz-García, J., Miranda, E. (2003). Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures. *Earthquake Engineering Structural Dynamic*, 31, 1237-1258.
141. SEISMOSOFT Ltd (2013). SeismoSignal. Pavia, Italia: [www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com).
142. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción (2003) Reglamento Nacional de Construcciones. Norma Técnica de Edificación. Diseño Sismorresistente. E.030. 38 p., Lima. Perú: autor.
143. Sivaselvan, M., Reinhorn, A. (2000). Hysteretic models for deteriorating inelastic structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 6 (126) 633-640.
144. Standards New Zealand, Standards Australia. (2001). (2001): Steel reinforcing materials (AS/NZS 4671). The Australian/New Zealand standard new reinforcing materials. New Zealand: autor
145. Tsopelas, P., Husain, M. (2004). Measures of Structural Redundancy in Reinforced Concrete Buildings. II: Redundancy Response Modification Factor RR. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, 130 (11), 1659-1666.
146. Uang, C. (1991). Establishing R (or RW) and CD factor for building seismic provisions. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 117 (1), 9-28.
147. Uang C., Maarouf A. (1993). Safety and economy considerations of UBC seismic force reduction factors. Proceedings National Earthquake Conference. Central United States Earthquake Consortium, 121-130, Memphis.

148. Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 23, 507–521.
149. Vielma J. C. (2008). Caracterización del comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado mediante la Respuesta no lineal. (Tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña. España.
150. Villagran, J. A., (2003). Escala Macrosísmica Europea 1998. Edición español. Luxembourg.
151. Whittaker, A., Uang, C., Bertero, V. (1987). Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3 scale model of a six story eccentrically braced steel structure. University of California, Berkeley, Rep. N. UCB/EERC-87/02, California.
152. Whittaker, A., Hart, G., Rojahn, C. (1999). Seismic response modification factors. *Journal of Structural Engineering*, 125 (4), 438-444.
153. Wu J., Hanson R. (1989). Study of inelastic spectra with high damping. *Journal of Structural Engineering*.
154. Zapata, J. A. (23 de mayo, 2013). Características sismotectónicas de la Falla Oriente [Comunicación personal].
155. Zhu T., Tso W., Heidebrecht A. (1992). Seismic performance of reinforced concrete ductile moment-resisting frame buildings located in different seismic regions. *Can. J. Civ. Engrg.*, 19 (4), 688-710.

*Anexos*

## ANEXO 2.1. PARÁMETROS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECTROS DE SUELO

$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \text{ para } T \leq T_0 \quad (2.1.1)$$

$$S_a = S_{DS} \text{ para } T_0 < T \leq T_s \quad (2.1.2)$$

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T} \text{ para } T_s < T \leq T_L \quad (2.1.3)$$

$$S_a = \frac{S_{DS} T_L}{T^2} \text{ para } T > T_L \quad (2.1.4)$$

$$S_{DS} = S_{CS} k_d \quad (2.1.5)$$

$$S_{CS} = S_s F_a N_a \quad (2.1.6)$$

$$S_{D1} = S_{1S} k_d \quad (2.1.7)$$

$$S_{1S} = S_1 F_v N_v \quad (2.1.8)$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.1.9)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 5T_0 \quad (2.1.10)$$

Dónde:  $F_a$  y  $F_v$  se usan para el ajuste por clases de sitio,  $N_a$  y  $N_v$  se usan para el ajuste por intensidades sísmicas y  $T_0$ ,  $T_s$  y  $T_L$  son los períodos de esquina.



Tabla 2.1.1. Peligro sísmico de los municipios de la provincia Santiago de Cuba. NC-46:2017.

Municipio	S0(g)	Sc(g)	S1(g)	TL(s)	Zona
Contramaestre	0,280	0,538	0,214	8,000	4
Mella	0,277	0,514	0,203	8,000	4
San Luis	0,316	0,619	0,257	7,000	4
El Frente	0,241	0,472	0,200	8,000	3
Songo-La Maya	0,352	0,806	0,321	7,000	5
Santiago de Cuba	0,513	1,035	0,428	6,000	5
Palma	0,335	0,662	0,267	7,000	4
El Frente	0,324	0,634	0,248	7,000	4
Guamá	0,376	0,867	0,328	7,000	5

Tabla 2.1.2. Valores de los coeficientes  $F_a$  y  $F_v$ . NC-46:2017.

Clase sitio	Valores de $F_a$ (para $S_s=0,2$ s)					Valores de $F_v$ (para $S_1=1,0$ s)				
	$S_s \leq 0,3$	$S_s=0,4$	$S_s=0,5$	$S_s=0,8$	$S_s \geq 1,0$	$S_1 \leq 0,06$	$S_1=0,15$	$S_1=0,20$	$S_1=0,30$	$S_1 \geq 0,50$
A	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,20	1,20	1,20	1,10	1,00	1,70	1,65	1,60	1,50	1,30
D	1,60	1,50	1,40	1,20	1,00	2,40	2,20	2,00	1,80	1,50
E	2,35	2,00	1,70	1,15	0,90	3,50	3,35	3,20	2,80	2,40

Tabla 2.1.3. Valores del coeficiente  $k_d$ .

Tipo de sismo	$k_d$
Sismo ordinario (10% excedencia en 50 años PR=475)	0,66
Sismo severo (5% excedencia en 50 años PR=808)	0,80
Sismo extremo (3% excedencia en 50 años PR=1642)	1,00
Sismo mínimo (20% excedencia en 50 años PR=225)	0,50

ANEXO 2.2. MODELOS NO LINEALES DE LOS MATERIALES

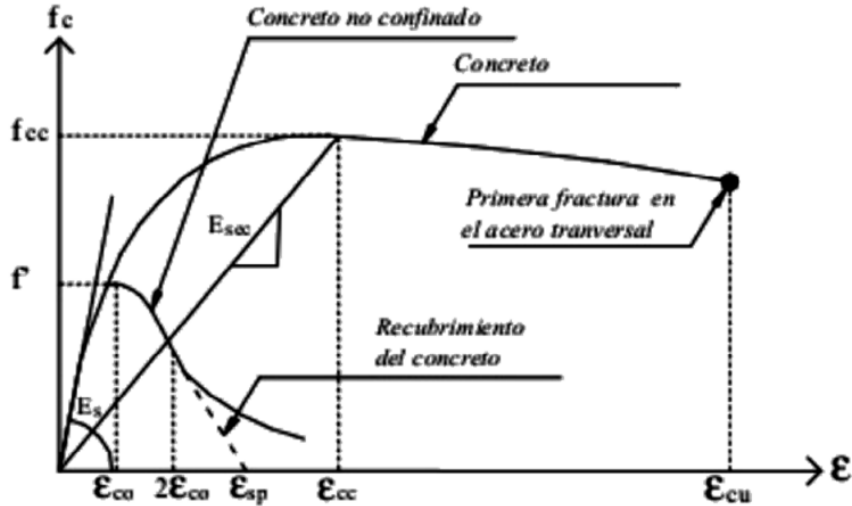


Figura 2.2.1. Modelo de Mander. Curvas tensión – deformación. Fuente: Mander et al. (1998).

$$f_c = \frac{f'_{cc} \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^r}{r - 1 + \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^r} \quad (2.2.1)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.2.2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.2.3)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.2.4)$$

Dónde:  $f'_{cc}$  y  $\epsilon_{cc}$  son el valor máximo de tensión y su correspondiente deformación para el hormigón confinado, y  $\epsilon_{cu}$  la deformación de compresión última para el hormigón confinado dependen del tipo y forma de confinamiento. En las ecuaciones 2.2.5 – 2.2.20 se describe el caso de secciones de hormigón armado confinadas por cercos rectangulares.

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} \quad (2.2.5)$$

$$f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh} \quad (2.2.6)$$

$$k_e = \frac{\left[ 1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6b_c d_c} \right] \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (2.2.7)$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_s} \quad (2.2.8)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_s} \quad (2.2.9)$$

$$f_{cc} = Af_{lx}^2 + Bf_{ly} + C \text{ cuando } f_{ly} < f_{lx} y f_y \leq 0,15 \quad (2.2.10)$$

$$f_{cc} = \frac{f_{lx} - f_{ly}}{0,3 - f_{ly}} D + C \text{ cuando } f_{ly} < f_{lx} y f_y > 0,15 \quad (2.2.11)$$

$$f_{cc} = C \text{ cuando } f_{ly} = f_{lx} \quad (2.2.12)$$

$$A = 196,5f_{ly}^2 + 29,1f_{ly} - 4 \quad (2.2.13)$$

$$B = -69,5f_{ly}^2 + 8,9f_{ly} + 2,2 \quad (2.2.14)$$

$$C = -6,83f_{ly}^2 + 6,38f_{ly} + 1 \quad (2.2.15)$$

$$D = -1,5f_{ly}^2 - 0,55f_{ly} + 0,3 \quad (2.2.16)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + \frac{1,4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (2.2.17)$$

$$f_{cc} = \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} \quad (2.2.18)$$

$$f_{lx} = \frac{f'_{lx}}{f'_{co}} \quad (2.2.19)$$

$$f_{ly} = \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} \quad (2.2.20)$$

Dónde: A, B, C y D son coeficientes que dependen de la presión efectiva del confinamiento;  $f_{yh}$  es la resistencia a la fluencia del refuerzo transversal;  $w_i$  es la distancia entre barras longitudinales adyacentes;  $b_c$  y  $d_c$  son las dimensiones del núcleo entre los ejes del cerco en la dirección x y y respectivamente;  $\rho_x$  y  $\rho_y$  son la relación entre el volumen de acero de confinamiento y el volumen del núcleo de hormigón confinado;  $k_e$  es el coeficiente de confinamiento efectivo;  $s$  es la distancia libre vertical entre los cercos.

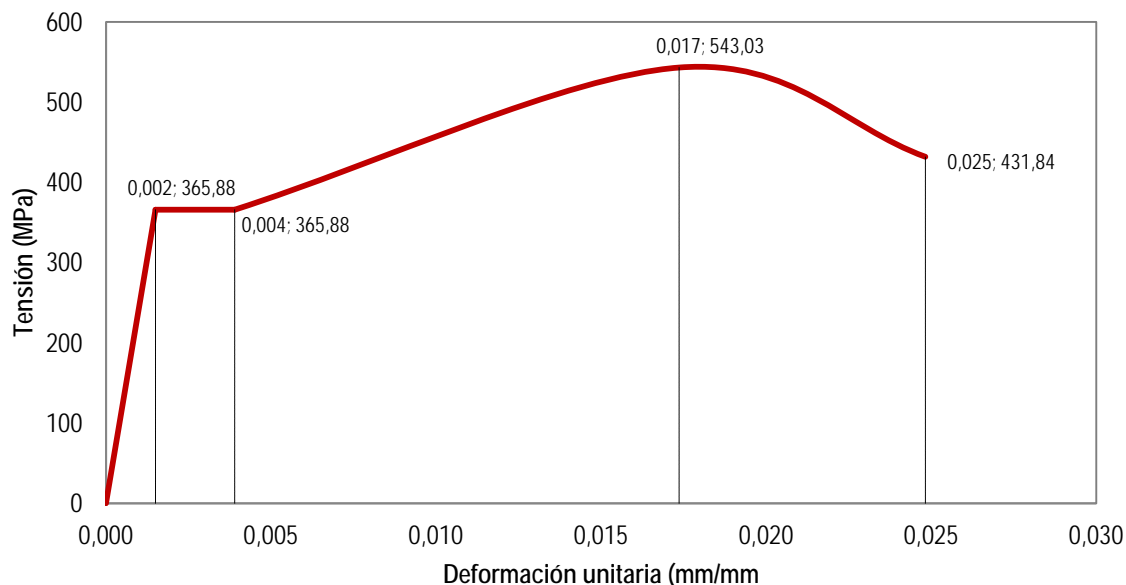
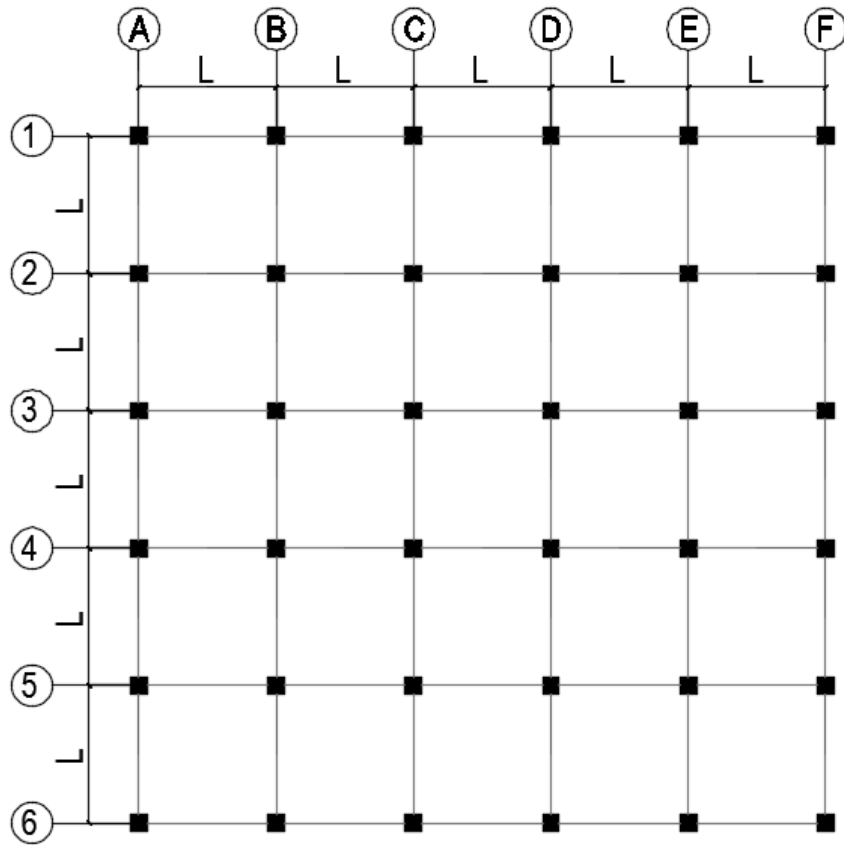


Figura 2.2.2. Curva tensión–deformación idealizada para el acero de refuerzo cubano G-40. Fuente: Frómata (2009).

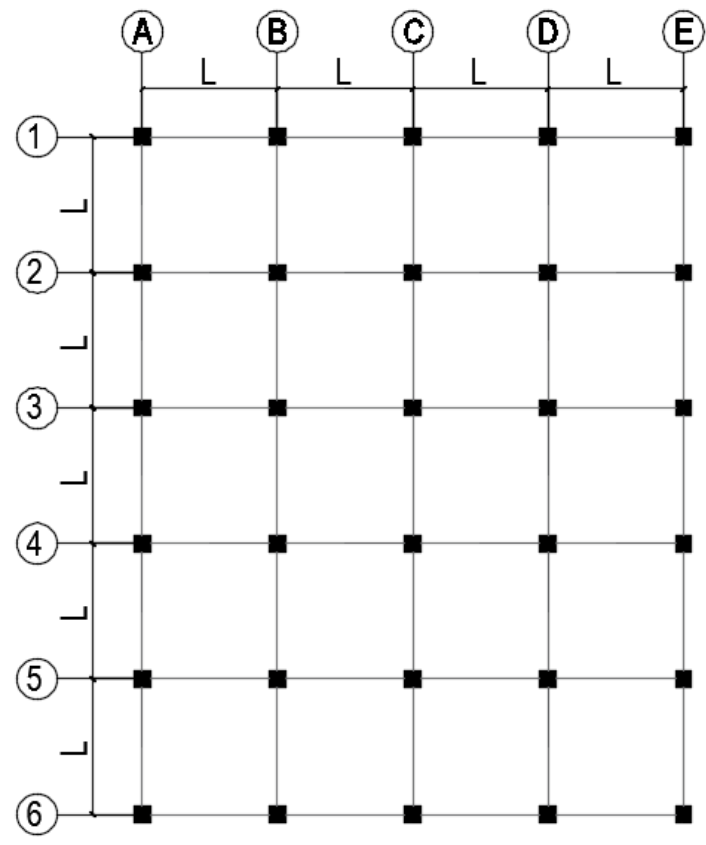
Tabla 2.2.1. Valores característicos de la curva tensión deformación del acero cubano G-40.

Parámetro	UM	Valor
Tensión de fluencia ( $f_y$ )	MPa	365,88
Tensión máxima ( $f_{max}$ )	MPa	543,03
Tensión última ( $f_u$ )	MPa	431,84
$f_{max}/f_y$	-	1,48
Deformación de fluencia ( $\epsilon_y$ )	%	0,15
Deformación de endurecimiento ( $\epsilon_{sh}$ )	%	0,39
Deformación máxima ( $\epsilon_{max}$ )	%	1,74
Deformación última ( $\epsilon_{su}$ )	%	2,48

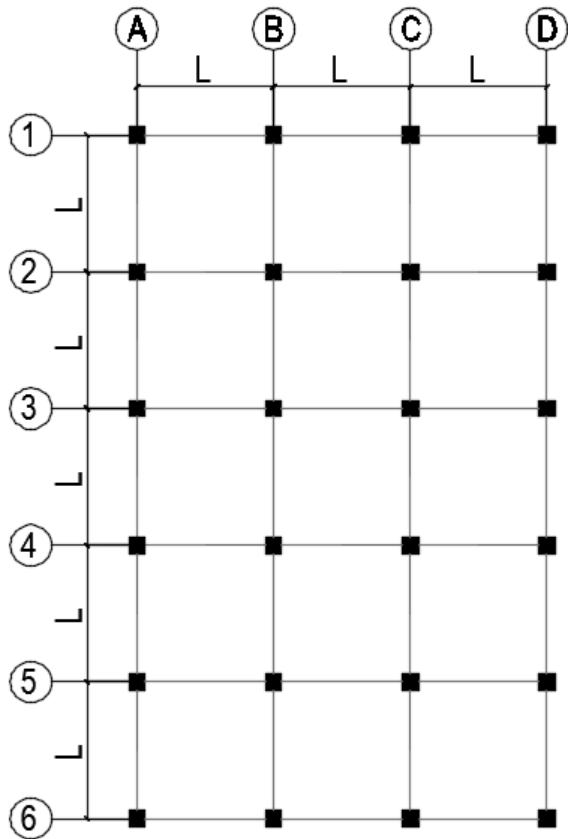
ANEXO 3.1. CONFIGURACIÓN EN PLANTA Y ELEVACIÓN DE LAS VARIANTES SELECCIONADAS



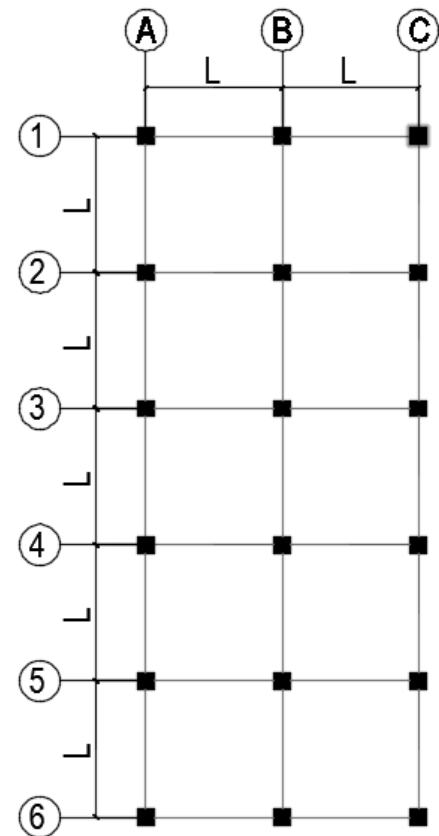
(a) Plantas estructurales de cinco luces



(b) Plantas estructurales de cuatro luces

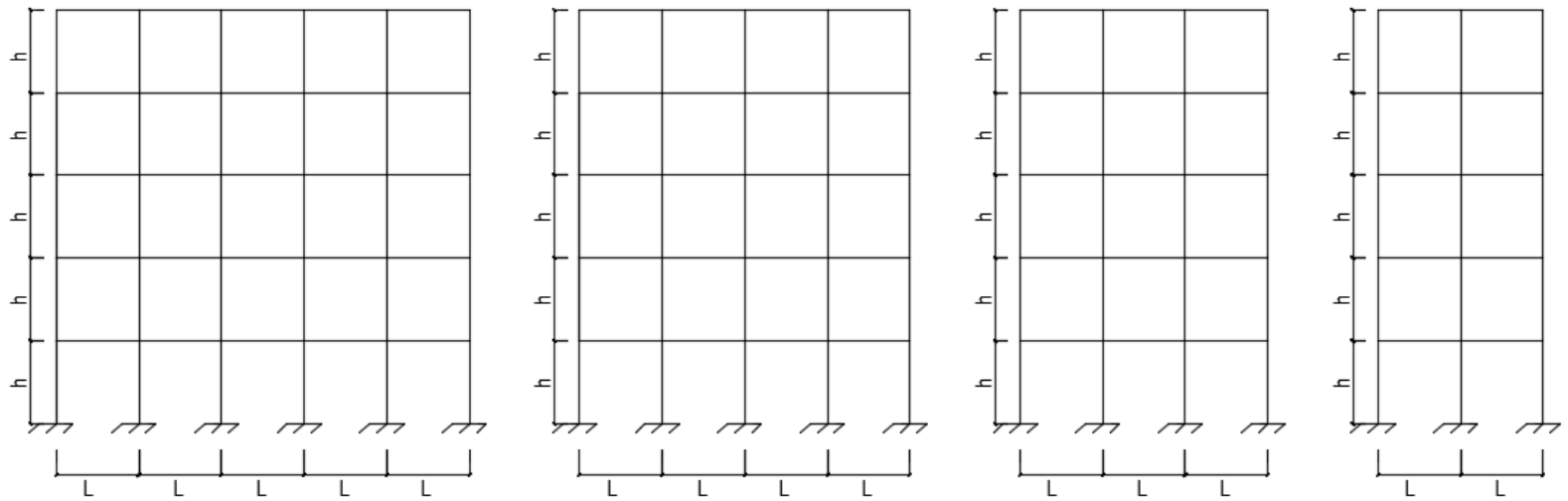


(c) Plantas estructurales de tres luces

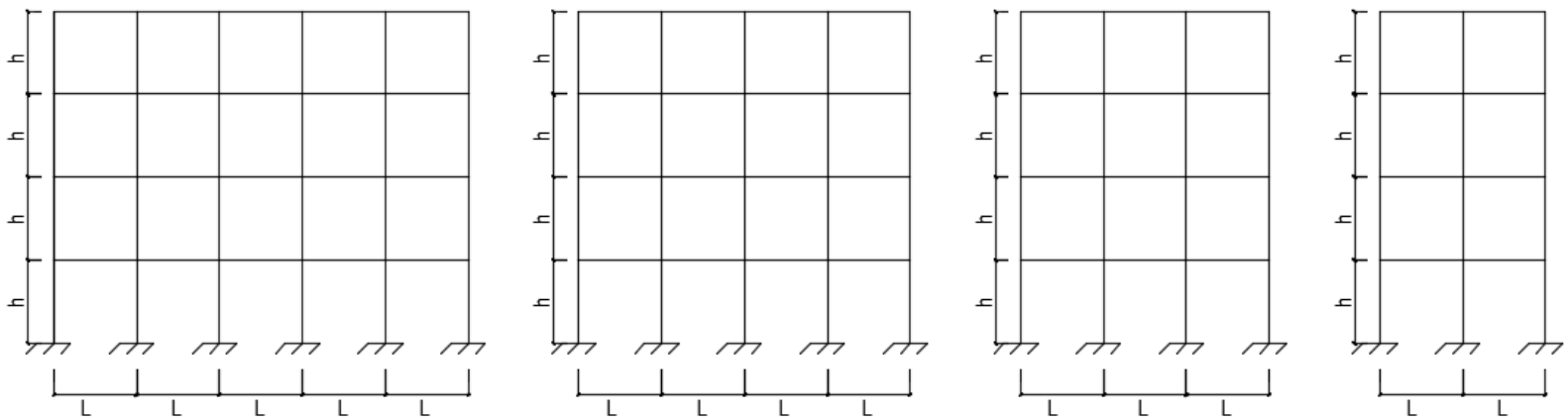


(d) Plantas estructurales de dos luces

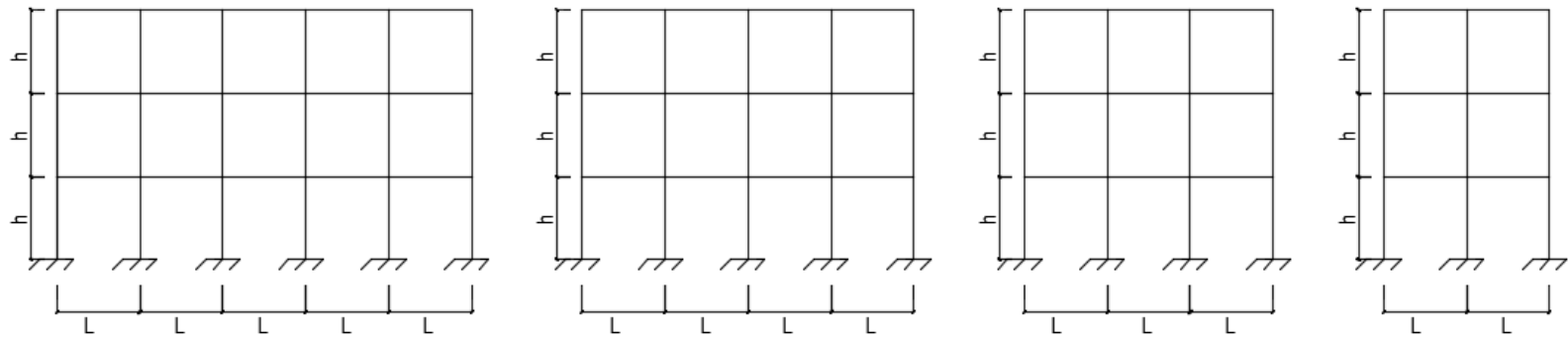
Figura 3.1.1. Plantas estructurales de las variantes.



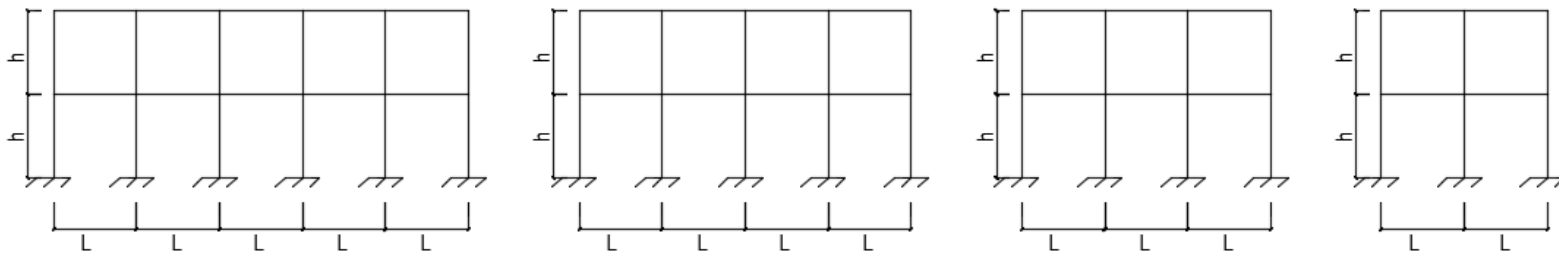
(a) Pórticos longitudinales (ejes 1-6). Variantes de cinco pisos.



(b) Pórticos longitudinales (ejes 1-6). Variantes de cuatro pisos.



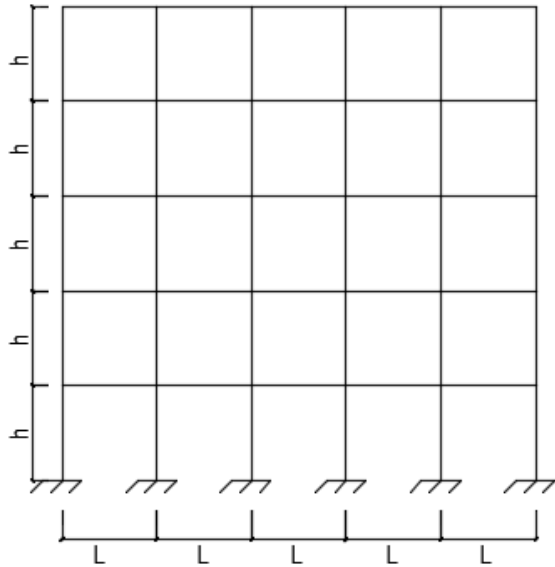
(c) Pórticos longitudinales (ejes 1-6). Variantes de tres pisos.



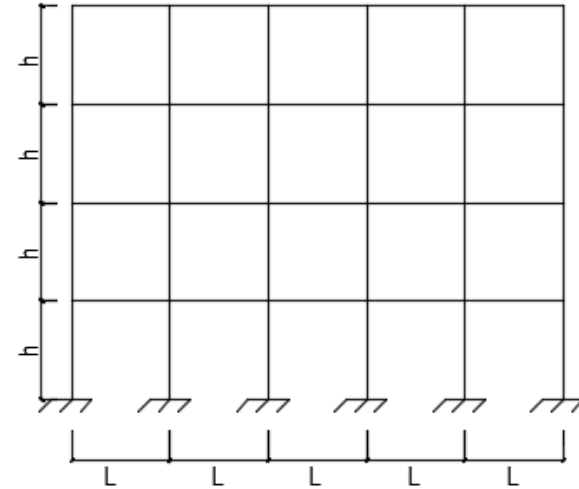
(d) Pórticos longitudinales (ejes 1-6). Variantes de dos pisos.

Figura 3.1.2. Pórticos longitudinales de las variantes.

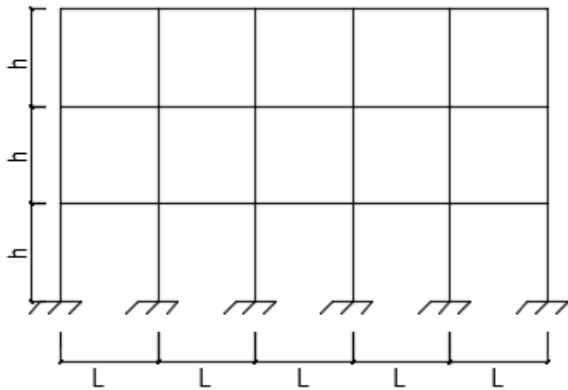




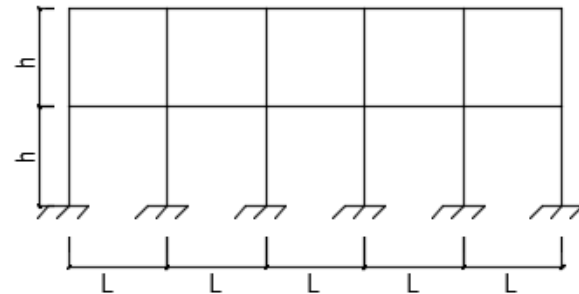
(a) Pórticos transversales (ejes A-F). Variantes de cinco pisos.



(b) Pórticos transversales (ejes A-E). Variantes de cuatro pisos.



(c) Pórticos transversales (ejes A-D). Variantes de tres pisos.



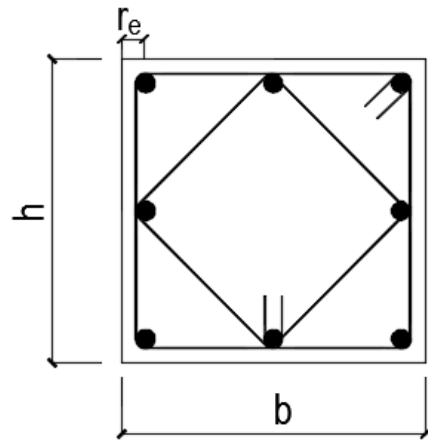
(d) Pórticos transversales (ejes A-C). Variantes de dos pisos.

Figura 3.1.3. Pórticos transversales de las variantes.

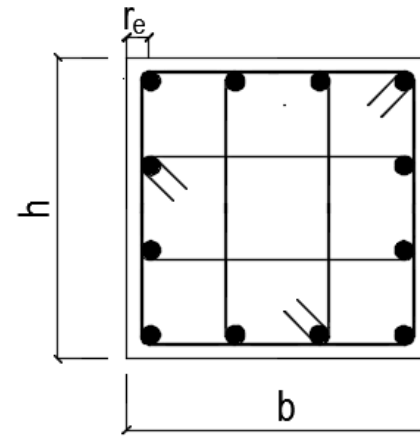
Tabla 3.1.1. Luces y puntales de las variantes de edificios.

L (m)	h (m)	Variante			
		2 pisos	3 pisos	4 pisos	5 pisos
3,00	3,00	1 – 4	37 – 40	73 – 76	109 – 112
3,60	3,00	5 – 8	41 – 44	77 – 80	113 – 116
4,80	3,00	9 – 12	45 – 48	81 – 84	117 – 120
3,00	3,60	13 – 16	49 – 52	85 – 88	121 – 124
3,60	3,60	17 – 20	53 – 56	89 – 92	125 – 128
4,80	3,60	21 – 24	57 – 60	93 – 96	129 – 132
3,00	4,20	25 – 28	61 – 64	97 – 100	133 – 136
3,60	4,20	29 – 32	65 – 68	101 – 104	137 – 140
4,80	4,20	33 – 36	69 – 72	105 – 108	141 – 144

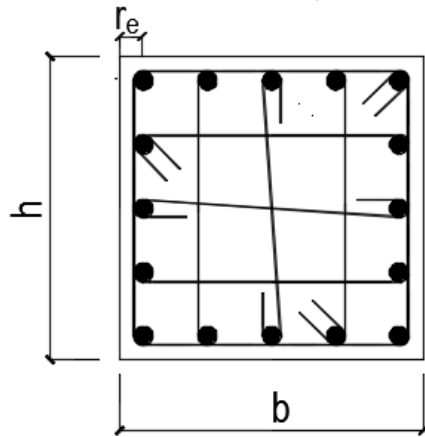
ANEXO 3.2. DETALLADO DE LOS ELEMENTOS



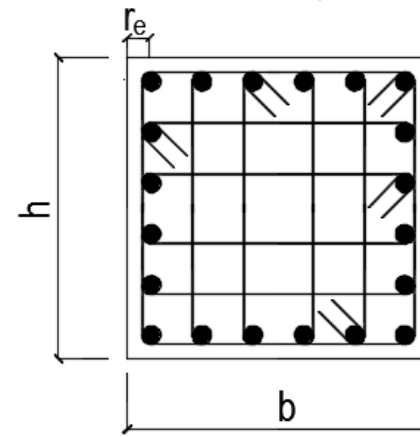
(a) Columna tipo 1



(b) Columna tipo 2



(c) Columna tipo 3



(d) Columna tipo 4

Figura 3.2.1. Configuración de los tipos de columnas.

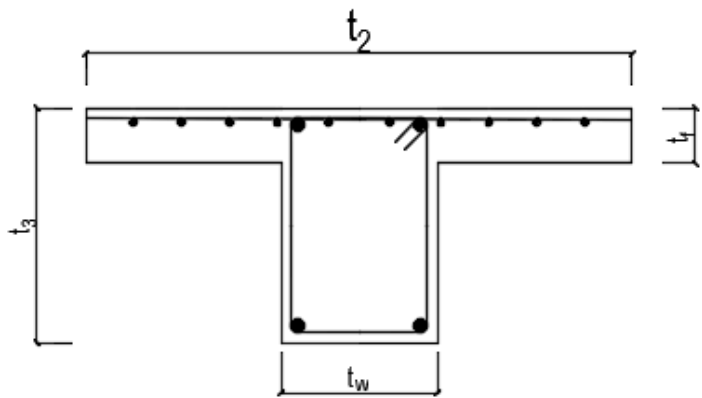
Tabla 3.2.1. Detallado de las columnas de cada variante.

Variante	Niveles 1-2						Niveles superiores					
	b (m)	h (m)	Tipo	# Barras	ID	@cerco	b (m)	h (m)	Tipo	# Barras	ID	@cerco
1	0,35	0,35	1	8	# 6	0,09	-	-	-	-	-	-
2	0,35	0,35	1	8	# 6	0,09	-	-	-	-	-	-
3	0,35	0,35	1	8	# 6	0,09	-	-	-	-	-	-
4	0,35	0,35	1	8	# 6	0,09	-	-	-	-	-	-
5	0,35	0,35	1	8	# 6	0,09	-	-	-	-	-	-
6	0,35	0,35	1	8	# 6	0,09	-	-	-	-	-	-
7	0,35	0,35	1	8	# 6	0,09	-	-	-	-	-	-
8	0,35	0,35	1	8	# 6	0,09	-	-	-	-	-	-
9	0,40	0,40	1	8	# 7	0,10	-	-	-	-	-	-
10	0,40	0,40	1	8	# 7	0,10	-	-	-	-	-	-
11	0,40	0,40	1	8	# 7	0,10	-	-	-	-	-	-
12	0,40	0,40	1	8	# 7	0,10	-	-	-	-	-	-
13	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-
14	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-
15	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-
16	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-
17	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-
18	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-
19	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-
20	0,45	0,45	2	12	# 5	0,00	-	-	-	-	-	-
21	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
22	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
23	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
24	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
25	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
26	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
27	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
28	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
29	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
30	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
31	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
32	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
33	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
34	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
35	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
36	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	-	-	-	-	-	-
37	0,40	0,40	1	8	# 6	0,10	0,35	0,35	1	8	# 6	0,05
38	0,40	0,40	1	8	# 6	0,10	0,35	0,35	1	8	# 6	0,05
39	0,40	0,40	1	8	# 6	0,10	0,35	0,35	1	8	# 6	0,05
40	0,40	0,40	1	8	# 6	0,10	0,35	0,35	1	8	# 6	0,05
41	0,40	0,40	1	8	# 6	0,10	0,35	0,35	1	8	# 6	0,09
42	0,40	0,40	1	8	# 6	0,10	0,35	0,35	1	8	# 6	0,05

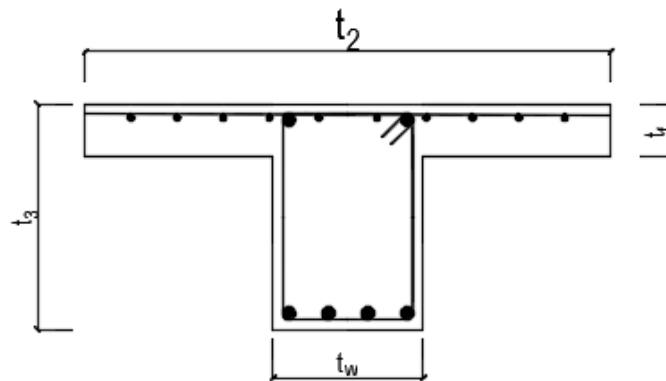
Variante	Niveles 1-2						Niveles superiores					
	b (m)	h (m)	Tipo	# Barras	ID	@cerco	b (m)	h (m)	Tipo	# Barras	ID	@cerco
43	0,40	0,40	1	8	# 6	0,10	0,35	0,35	1	8	# 6	0,05
44	0,40	0,40	1	8	# 6	0,10	0,35	0,35	1	8	# 6	0,05
45	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	0,40	0,40	2	12	# 6	0,04
46	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	0,40	0,40	2	12	# 6	0,04
47	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	0,40	0,40	2	12	# 6	0,04
48	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	0,40	0,40	2	12	# 6	0,03
49	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,45	0,45	2	12	# 5	0,08
50	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,45	0,45	2	12	# 5	0,08
51	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,45	0,45	2	12	# 5	0,08
52	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,45	0,45	2	12	# 5	0,08
53	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,45	0,45	2	12	# 5	0,08
54	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,45	0,45	2	12	# 5	0,08
55	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,45	0,45	2	12	# 5	0,08
56	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,45	0,45	2	12	# 5	0,08
57	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,04
58	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,04
59	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,04
60	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,05
61	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,10
62	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,10
63	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,10
64	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,10
65	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,09
66	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,09
67	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,09
68	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,09
69	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,07
70	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,07
71	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,07
72	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,06
73	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,40	0,40	2	12	# 5	0,07
74	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,40	0,40	2	12	# 5	0,07
75	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,40	0,40	2	12	# 5	0,07
76	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,40	0,40	2	12	# 5	0,07
77	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,40	0,40	2	12	# 5	0,08
78	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,40	0,40	2	12	# 5	0,06
79	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,40	0,40	2	12	# 5	0,06
80	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,40	0,40	2	12	# 5	0,04
81	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,04
82	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,04
83	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,04
84	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,04

Variante	Niveles 1-2						Niveles superiores					
	b (m)	h (m)	Tipo	# Barras	ID	@cerco	b (m)	h (m)	Tipo	# Barras	ID	@cerco
85	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,09
86	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,09
87	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,09
88	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,09
89	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,07
90	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,07
91	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,07
92	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,05
93	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,04
94	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,04
95	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,04
96	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,03
97	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,08
98	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,08
99	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,10
100	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,10
101	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,07
102	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,07
103	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,07
104	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,05
105	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	2	12	# 6	0,04
106	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	2	12	# 6	0,04
107	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	2	12	# 6	0,04
108	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	2	12	# 6	0,03
109	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,40	0,40	1	8	# 5	0,08
110	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,40	0,40	1	8	# 5	0,08
111	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,40	0,40	1	8	# 5	0,08
112	0,45	0,45	2	12	# 5	0,10	0,40	0,40	1	8	# 5	0,08
113	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11
114	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,06
115	0,50	0,50	2	12	# 6	0,11	0,45	0,45	2	12	# 6	0,06
116	0,45	0,45	2	12	# 6	0,11	0,40	0,40	2	12	# 6	0,05
117	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,04
118	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,04
119	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,04
120	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,04
121	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11
122	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11
123	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11
124	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,10
125	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,08
126	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,08

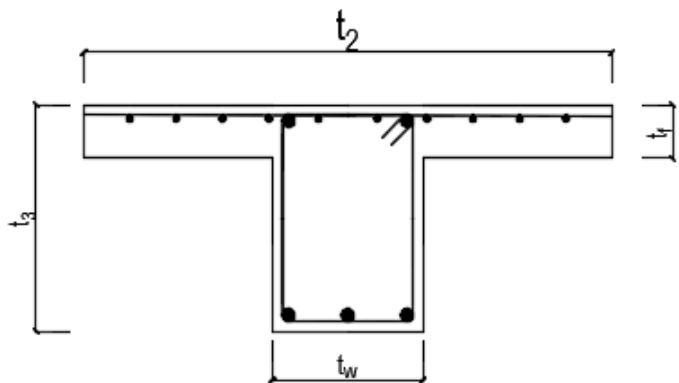
Variante	Niveles 1-2						Niveles superiores					
	b (m)	h (m)	Tipo	# Barras	ID	@cerco	b (m)	h (m)	Tipo	# Barras	ID	@cerco
127	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,08
128	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,06
129	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	3	16	# 6	0,05
130	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	3	16	# 6	0,05
131	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	3	16	# 6	0,05
132	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	3	16	# 6	0,04
133	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11
134	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,10
135	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,10
136	0,55	0,55	2	12	# 6	0,11	0,50	0,50	2	12	# 6	0,10
137	0,65	0,65	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	2	12	# 6	0,06
138	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	2	12	# 6	0,06
139	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	2	12	# 6	0,06
140	0,60	0,60	3	16	# 6	0,11	0,55	0,55	2	12	# 6	0,06
141	0,80	0,80	4	20	# 8	0,15	0,75	0,75	4	20	# 8	0,06
142	0,75	0,75	4	20	# 8	0,15	0,70	0,70	3	16	# 8	0,05
143	0,75	0,75	4	20	# 8	0,15	0,70	0,70	3	16	# 8	0,05
144	0,75	0,75	4	20	# 8	0,15	0,70	0,70	3	16	# 8	0,05



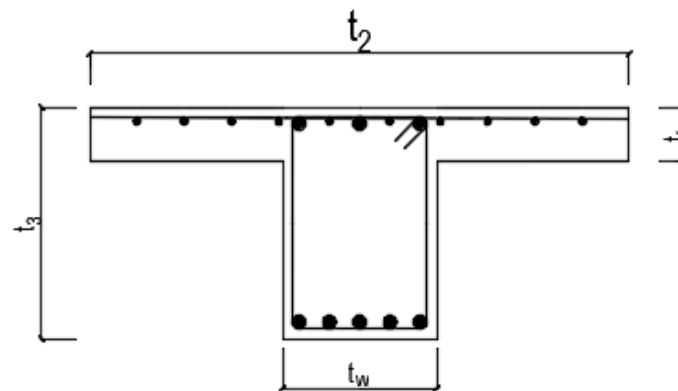
(a) Viga tipo 1



(b) Viga tipo 2

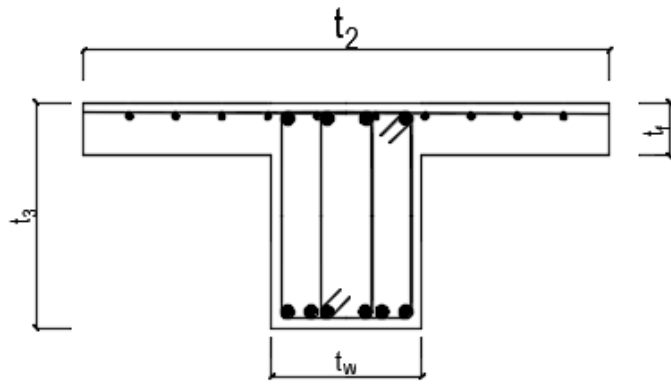


(c) Viga tipo 3

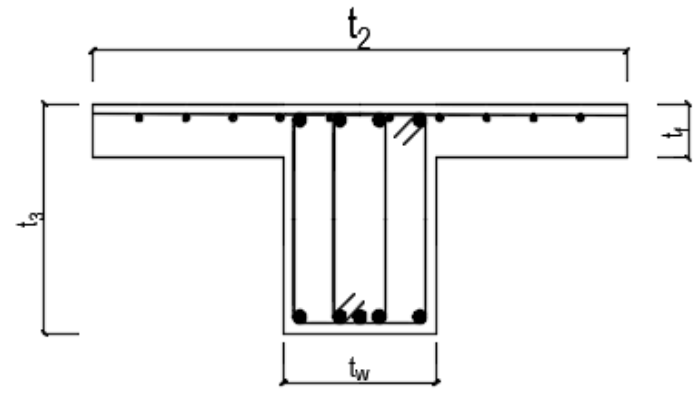


(d) Viga tipo 4

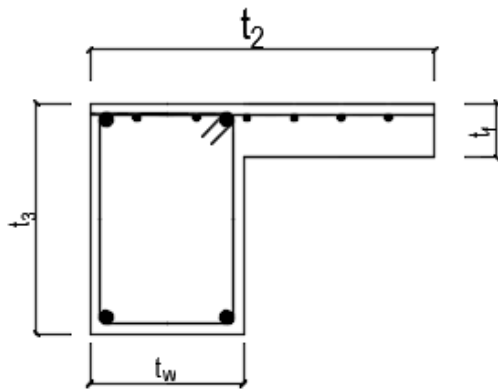




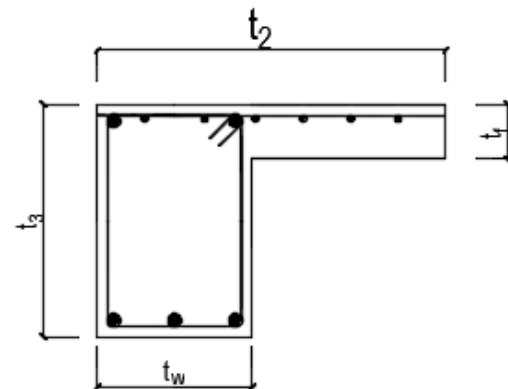
(e) Viga tipo 5



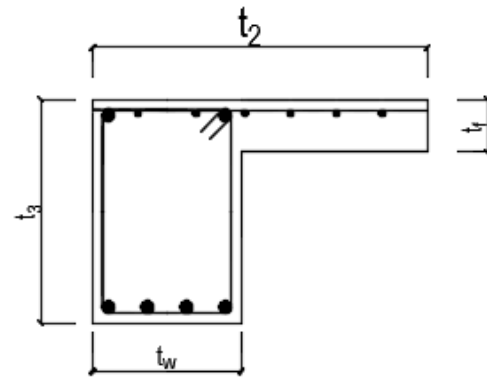
(f) Viga tipo 6



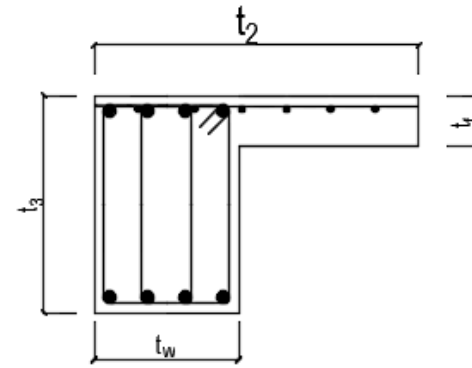
(g) Viga tipo 7



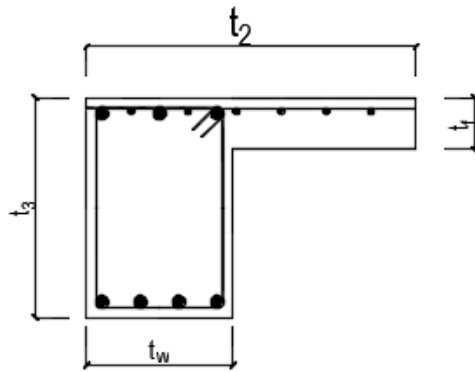
(h) Viga tipo 8



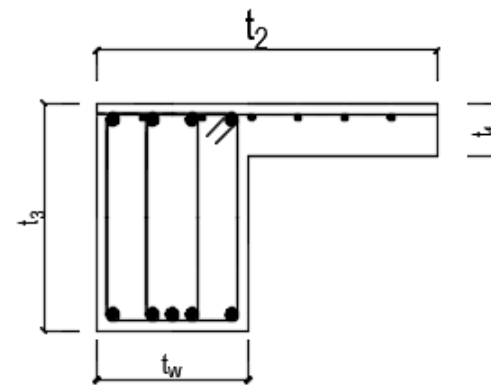
(i) Viga tipo 9



(j) Viga tipo 10



(k) Viga tipo 11



(l) Viga tipo 12

Figura 3.2.2. Configuración de los tipos de vigas.



Anexos

Variante	Niveles 1-2										Niveles superiores									
	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco
	t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID		t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID	
29	0,35	0,64	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	0,35	0,64	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
31	0,35	0,64	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
32	0,35	0,64	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
33	0,40	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
34	0,40	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
35	0,40	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
36	0,40	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
37	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
38	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
39	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
40	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
41	0,35	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
42	0,35	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
43	0,35	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
44	0,35	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
45	0,40	0,86	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,86	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
46	0,40	0,86	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,86	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
47	0,40	0,86	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,86	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
48	0,40	0,86	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,86	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
49	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
50	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
51	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
52	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
53	0,35	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,64	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
54	0,35	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,64	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
55	0,35	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,64	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
56	0,35	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,64	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10

Anexos

Variante	Niveles 1-2										Niveles superiores									
	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco
	t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID		t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID	
57	0,40	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,84	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
58	0,40	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,84	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
59	0,40	0,84	0,15	0,30	2	4	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,84	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
60	0,40	0,84	0,15	0,30	2	4	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,84	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
61	0,35	0,61	0,13	0,30	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,61	0,13	0,30	1	2	# 5	2	# 5	0,10
62	0,35	0,61	0,13	0,30	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,61	0,13	0,30	1	2	# 5	2	# 5	0,10
63	0,35	0,61	0,13	0,30	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,61	0,13	0,30	1	2	# 5	2	# 5	0,10
64	0,35	0,61	0,13	0,30	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,61	0,13	0,30	1	2	# 5	2	# 5	0,10
65	0,38	0,69	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,38	0,69	0,13	0,30	1	2	# 5	2	# 5	0,10
66	0,38	0,69	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,38	0,69	0,13	0,30	1	2	# 5	2	# 5	0,10
67	0,38	0,69	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,38	0,69	0,13	0,30	1	2	# 5	2	# 5	0,10
68	0,38	0,69	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,38	0,69	0,13	0,30	1	2	# 5	2	# 5	0,10
69	0,40	0,89	0,15	0,35	2	4	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,89	0,15	0,35	3	3	# 5	2	# 5	0,10
70	0,40	0,89	0,15	0,35	2	4	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,89	0,15	0,35	3	3	# 5	2	# 5	0,10
71	0,40	0,89	0,15	0,35	2	4	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,89	0,15	0,35	3	3	# 5	2	# 5	0,10
72	0,40	0,89	0,15	0,35	2	4	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,89	0,15	0,35	3	3	# 5	2	# 5	0,10
73	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
74	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
75	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
76	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
77	0,40	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
78	0,40	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
79	0,40	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
80	0,40	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,66	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
81	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
82	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
83	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
84	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10

Anexos

Variante	Niveles 1-2										Niveles superiores									
	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco
	t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID		t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID	
85	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
86	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
87	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
88	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,57	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
89	0,43	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,64	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
90	0,43	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,64	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
91	0,43	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,64	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
92	0,43	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,64	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
93	0,55	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11	0,55	0,84	0,15	0,30	2	3	# 6	2	# 6	0,11
94	0,55	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11	0,55	0,84	0,15	0,30	2	4	# 5	2	# 5	0,10
95	0,55	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11	0,55	0,84	0,15	0,30	2	4	# 5	2	# 5	0,10
96	0,55	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11	0,55	0,84	0,15	0,30	2	4	# 5	2	# 5	0,10
97	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
98	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
99	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
100	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
101	0,48	0,69	0,13	0,30	1	2	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,69	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
102	0,48	0,69	0,13	0,30	1	2	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,69	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
103	0,48	0,69	0,13	0,30	1	2	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,69	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
104	0,48	0,69	0,13	0,30	1	2	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,69	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
105	0,55	0,89	0,15	0,35	4	5	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,89	0,15	0,35	3	3	# 6	2	# 6	0,11
106	0,55	0,89	0,15	0,35	4	5	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,89	0,15	0,35	3	3	# 6	2	# 6	0,11
107	0,55	0,89	0,15	0,35	4	5	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,89	0,15	0,35	3	3	# 6	2	# 6	0,11
108	0,55	0,89	0,15	0,35	4	5	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,89	0,15	0,35	3	3	# 6	2	# 6	0,11
109	0,33	0,58	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
110	0,33	0,58	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
111	0,33	0,58	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10
112	0,33	0,58	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,58	0,13	0,25	1	2	# 5	2	# 5	0,10

Anexos

Variante	Niveles 1-2										Niveles superiores									
	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco
	t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID		t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID	
113	0,40	0,66	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,66	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10
114	0,40	0,66	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,66	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10
115	0,40	0,66	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,66	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10
116	0,40	0,66	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,66	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10
117	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11
118	0,50	0,86	0,15	0,30	2	4	# 6	2	# 6	0,11	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11
119	0,50	0,86	0,15	0,30	2	4	# 6	2	# 6	0,11	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11
120	0,50	0,86	0,15	0,30	2	4	# 6	2	# 6	0,11	0,50	0,86	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11
121	0,35	0,57	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,57	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10
122	0,35	0,57	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,57	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10
123	0,35	0,57	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,57	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10
124	0,35	0,57	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,57	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10
125	0,43	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10
126	0,43	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10
127	0,43	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10
128	0,43	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,64	0,13	0,25	3	3	# 5	2	# 5	0,10
129	0,55	0,84	0,15	0,30	4	5	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11
130	0,55	0,84	0,15	0,30	4	5	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11
131	0,55	0,84	0,15	0,30	4	5	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11
132	0,55	0,84	0,15	0,30	4	5	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,84	0,15	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,11
133	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
134	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
135	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
136	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,61	0,13	0,30	3	3	# 5	2	# 5	0,10
137	0,48	0,69	0,13	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,69	0,13	0,30	1	2	# 6	2	# 6	0,10
138	0,48	0,69	0,13	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,69	0,13	0,30	1	2	# 6	2	# 6	0,10
139	0,48	0,69	0,13	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,69	0,13	0,30	1	2	# 6	2	# 6	0,10
140	0,48	0,69	0,13	0,30	3	3	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,69	0,13	0,30	1	2	# 6	2	# 6	0,10





Anexos

Variante	Niveles 1-2										Niveles superiores									
	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco
	t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID		t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID	
19	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
21	0,40	0,61	0,15	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22	0,40	0,61	0,15	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
23	0,40	0,61	0,15	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
24	0,40	0,61	0,15	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25	0,33	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
26	0,33	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
27	0,33	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28	0,33	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
31	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
32	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
33	0,40	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
34	0,40	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
35	0,40	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
36	0,40	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
37	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
38	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
39	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
40	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
41	0,35	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
42	0,35	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
43	0,35	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
44	0,35	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
45	0,40	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
46	0,40	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
47	0,40	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10

Anexos

Variante	Niveles 1-2										Niveles superiores									
	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco
	t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID		t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID	
48	0,40	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
49	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
50	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
51	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
52	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
53	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
54	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
55	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
56	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
57	0,40	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
58	0,40	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
59	0,40	0,66	0,15	0,30	8	4	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
60	0,40	0,66	0,15	0,30	9	4	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
61	0,35	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
62	0,35	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
63	0,35	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
64	0,35	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
65	0,38	0,56	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,38	0,56	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
66	0,38	0,56	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,38	0,56	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
67	0,38	0,56	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,38	0,56	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
68	0,38	0,56	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,38	0,56	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
69	0,40	0,71	0,15	0,35	8	3	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,71	0,15	0,35	8	3	# 5	2	# 5	0,10
70	0,40	0,71	0,15	0,35	8	3	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,71	0,15	0,35	8	3	# 5	2	# 5	0,10
71	0,40	0,71	0,15	0,35	8	3	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,71	0,15	0,35	8	3	# 5	2	# 5	0,10
72	0,40	0,71	0,15	0,35	8	3	# 6	2	# 6	0,10	0,40	0,71	0,15	0,35	8	3	# 5	2	# 5	0,10
73	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
74	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
75	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10

Anexos

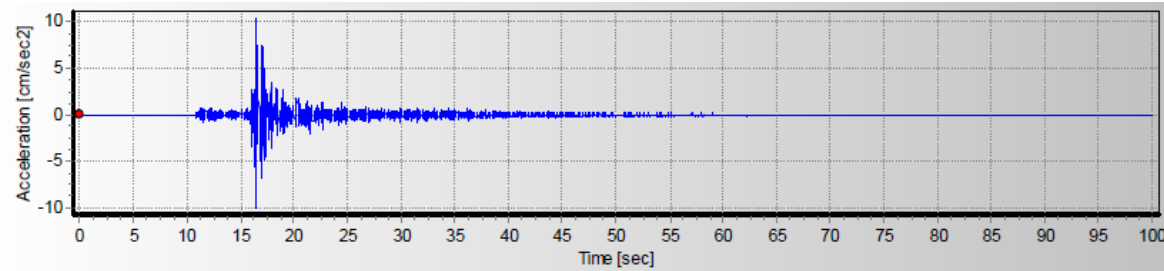
Variante	Niveles 1-2										Niveles superiores									
	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco
	t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID		t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID	
76	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
77	0,40	0,52	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
78	0,40	0,52	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
79	0,40	0,52	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
80	0,40	0,52	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
81	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
82	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
83	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
84	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
85	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
86	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
87	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
88	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
89	0,43	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
90	0,43	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
91	0,43	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
92	0,43	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,51	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
93	0,55	0,66	0,15	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,11	0,55	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
94	0,55	0,66	0,15	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,11	0,55	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
95	0,55	0,66	0,15	0,30	8	3	# 6	2	# 6	0,11	0,55	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
96	0,55	0,66	0,15	0,30	8	3	# 6	2	# 6	0,11	0,55	0,66	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
97	0,40	0,51	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
98	0,40	0,51	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
99	0,40	0,51	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
100	0,40	0,51	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
101	0,48	0,56	0,13	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,56	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
102	0,48	0,56	0,13	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,56	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
103	0,48	0,56	0,13	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,56	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10

Anexos

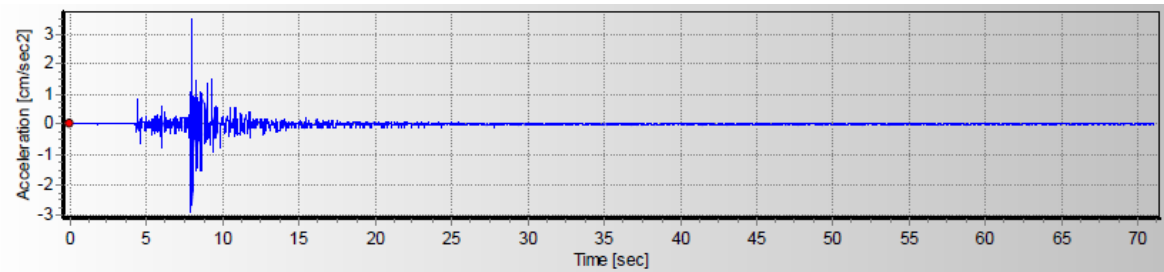
Variante	Niveles 1-2										Niveles superiores									
	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco
	t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID		t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID	
104	0,48	0,56	0,13	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,56	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
105	0,55	0,71	0,15	0,35	10	4	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,71	0,15	0,35	9	4	# 5	2	# 5	0,10
106	0,55	0,71	0,15	0,35	10	4	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,71	0,15	0,35	9	4	# 5	2	# 5	0,10
107	0,55	0,71	0,15	0,35	10	4	# 5	4	# 5	0,10	0,55	0,71	0,15	0,35	9	4	# 5	2	# 5	0,10
108	0,55	0,71	0,15	0,35	10	4	# 5	4	# 5	0,10	0,55	0,71	0,15	0,35	9	4	# 5	2	# 5	0,10
109	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
110	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
111	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
112	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,33	0,47	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
113	0,40	0,52	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
114	0,40	0,52	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
115	0,40	0,52	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
116	0,40	0,52	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,52	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
117	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 6	2	# 6	0,11	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
118	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 6	2	# 6	0,11	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
119	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 6	2	# 6	0,11	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
120	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 6	2	# 6	0,11	0,50	0,67	0,15	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
121	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
122	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
123	0,35	0,46	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
124	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10	0,35	0,46	0,13	0,25	7	2	# 5	2	# 5	0,10
125	0,43	0,51	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,51	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10
126	0,43	0,51	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,51	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10
127	0,43	0,51	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,51	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10
128	0,43	0,51	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,43	0,51	0,13	0,25	8	3	# 5	2	# 5	0,10
129	0,55	0,66	0,15	0,30	11	4	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,66	0,15	0,30	8	3	# 6	2	# 6	0,11
130	0,55	0,66	0,15	0,30	11	4	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,66	0,15	0,30	8	3	# 6	2	# 6	0,11
131	0,55	0,66	0,15	0,30	11	4	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,66	0,15	0,30	8	3	# 6	2	# 6	0,11

Variante	Niveles 1-2										Niveles superiores									
	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco	Dimensiones				Tipo	Abajo		Arriba		@cerco
	t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID		t <sub>3</sub>	t <sub>2</sub>	t <sub>r</sub>	t <sub>w</sub>		# barras	ID	# barras	ID	
132	0,55	0,66	0,15	0,30	11	4	# 5	3	# 5	0,10	0,55	0,66	0,15	0,30	8	3	# 6	2	# 6	0,11
133	0,40	0,51	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,51	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10
134	0,40	0,51	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
135	0,40	0,51	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
136	0,40	0,51	0,13	0,30	8	3	# 5	2	# 5	0,10	0,40	0,51	0,13	0,30	7	2	# 5	2	# 5	0,10
137	0,48	0,56	0,13	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,56	0,13	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,10
138	0,48	0,56	0,13	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,56	0,13	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,10
139	0,48	0,56	0,13	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,56	0,13	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,10
140	0,48	0,56	0,13	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,10	0,48	0,56	0,13	0,30	7	2	# 6	2	# 6	0,10
141	0,55	0,71	0,15	0,35	10	4	# 5	4	# 5	0,10	0,55	0,71	0,15	0,35	10	4	# 5	4	# 5	0,10
142	0,55	0,71	0,15	0,35	12	5	# 5	4	# 5	0,10	0,55	0,71	0,15	0,35	10	4	# 5	4	# 5	0,10
143	0,55	0,71	0,15	0,35	12	5	# 5	4	# 5	0,10	0,55	0,71	0,15	0,35	10	4	# 5	4	# 5	0,10
144	0,55	0,71	0,15	0,35	12	5	# 5	4	# 5	0,10	0,55	0,71	0,15	0,35	10	4	# 5	4	# 5	0,10

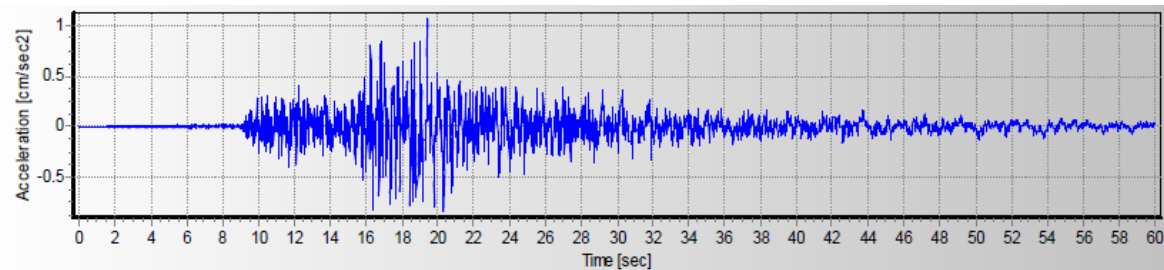
## ANEXO 3.3. MUESTRA DE ACELEROGRAMAS ESCALADOS Y PARÁMETROS DE INTERÉS DE SISMOS SELECCIONADOS



a) Sismo del 05/07/2010. Magnitud  $M_w = 4.3$ . Dirección horizontal N-S. Analizado con SeismoSignal (2013).



b) Sismo del 23/12/2013. Magnitud  $M_w = 4.0$ . Dirección horizontal N-S. Analizado con SeismoSignal (2013).



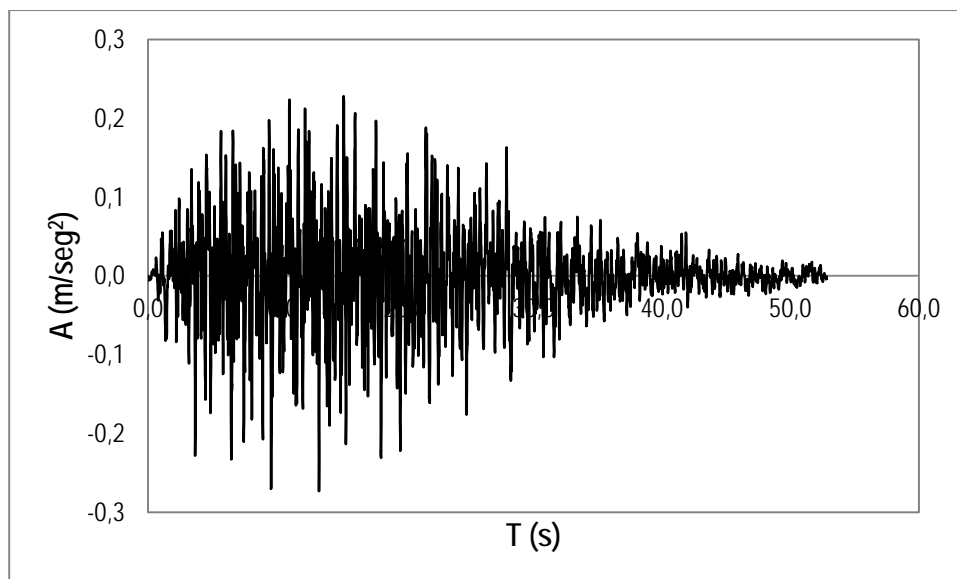
c) Sismo del 17/01/2016. Magnitud  $M_w = 5.1$ . Dirección horizontal E-W. Analizado con SeismoSignal (2013).

Figura 3.3.1. Muestra de los acelerogramas de los sismos seleccionados.

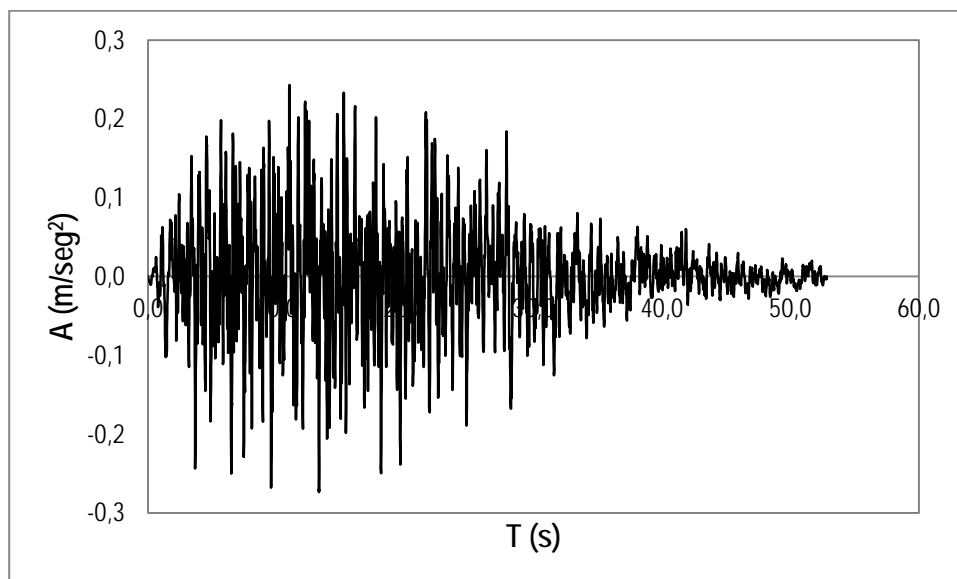
**Tabla 3.3.1** Parámetros de interés de los sismos escalados utilizados.

Parámetro	05/07/2010			23/12/2013			17/01/2016		
	NS	EW	Z	NS	EW	Z	NS	EW	Z
Aceleración Máxima (g)	0,21	0,29	0,07	0,30	0,22	0,06	0,30	0,32	0,06
Tiempo de aceleración máxima (seg)	16,65	16,28	16,93	8,11	18,43	7,97	18,75	18,46	18,45
Velocidad máxima (cm/seg)	17,10	15,79	1,95	20,5	8,64	2,38	10,54	14,06	7,83
Tiempo de máxima velocidad (seg)	16,87	16,34	16,89	8,04	17,57	7,92	19,25	17,41	18,73
Desplazamiento máximo (cm)	2,00	1,96	0,14	2,54	1,83	0,42	1,53	2,07	4,82
Tiempo de máximo desplazamiento (seg)	17,09	17,54	16,40	8,13	6,36	9,02	20,45	17,17	23,02
Intensidad de Arias: (m/seg)	0,34	0,22	0,02	0,21	0,28	0,23	0,45	0,42	1,55
Intensidad de Housner (cm)	60,21	66,85	5,64	72,39	51,37	9,81	55,53	67,33	22,74

### ANEXO 3.4. MUESTRA DE ACELEROGRAMAS ARTIFICIALES

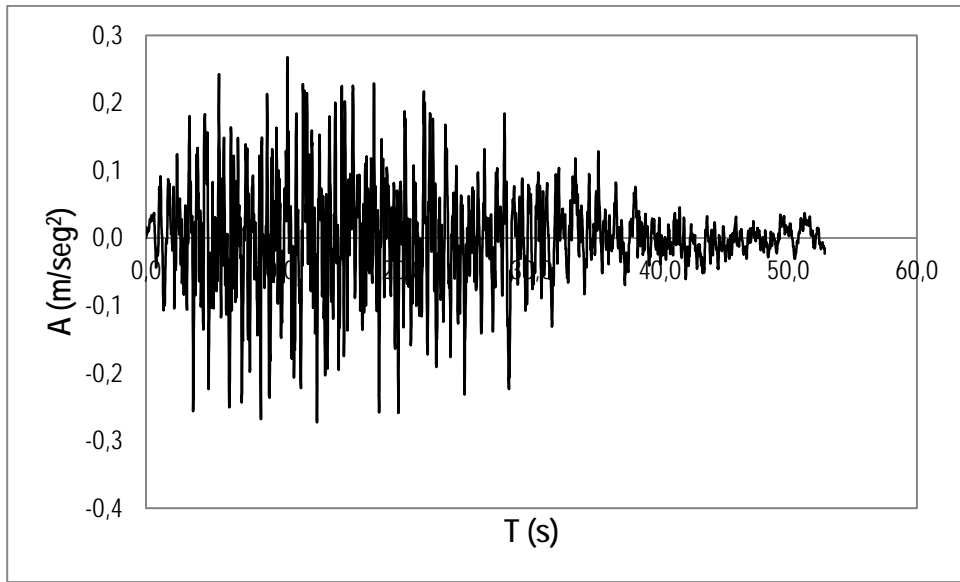


(a) Acelerograma 1. Suelo B

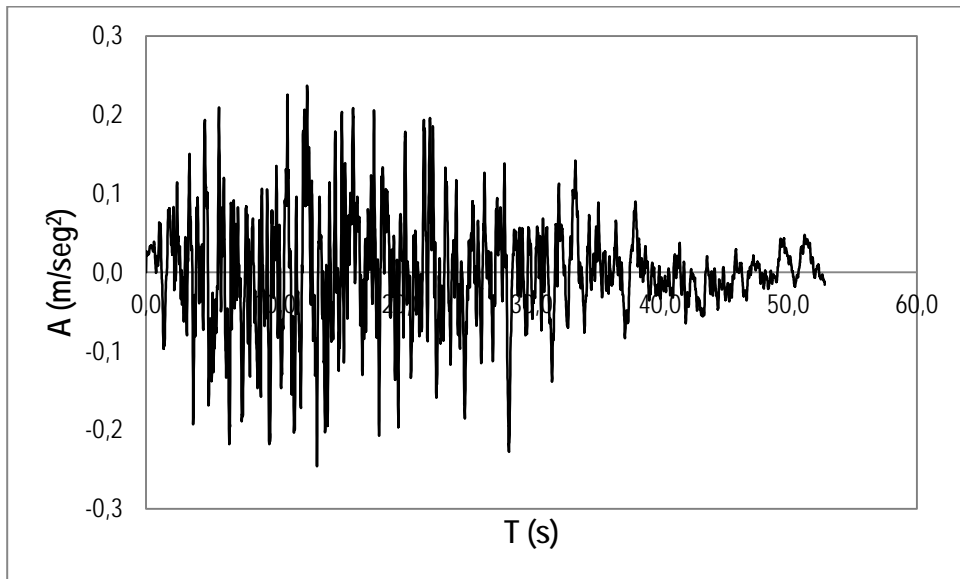


(b) Acelerograma 1. Suelo C





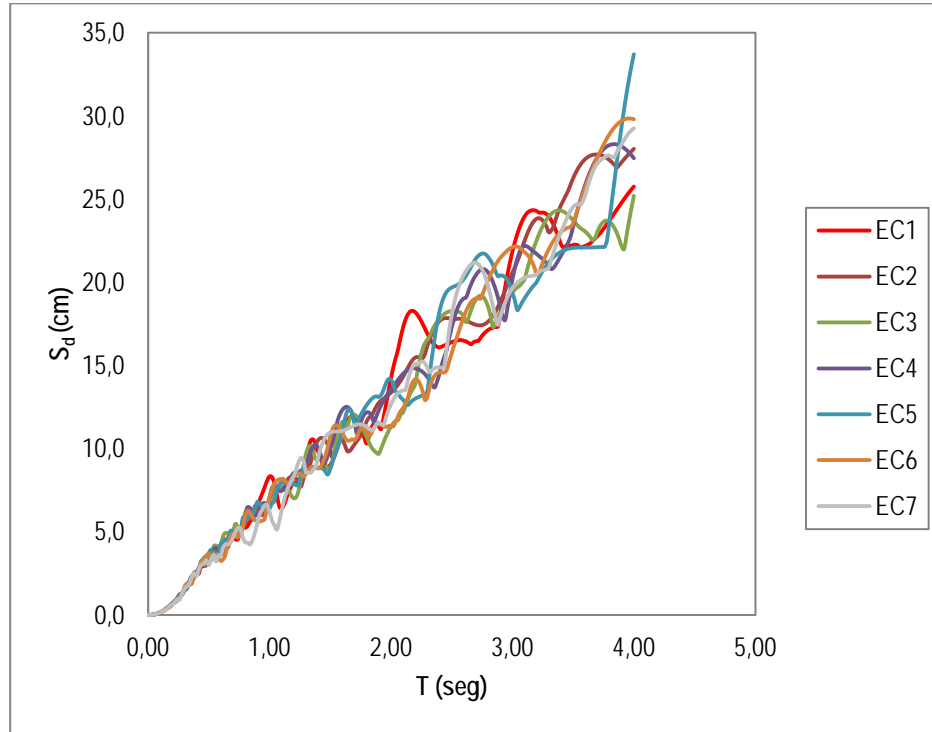
(c) Acelerograma 1. Suelo D



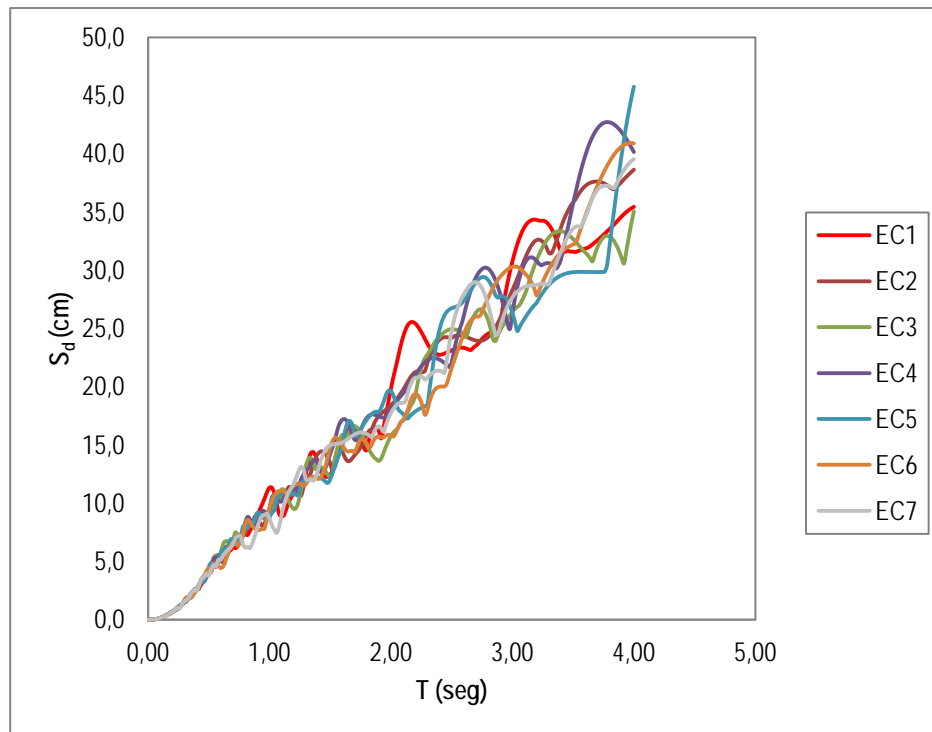
(d) Acelerograma 1. Suelo E

Figura 3.4.1 Muestra de acelerogramas artificiales.

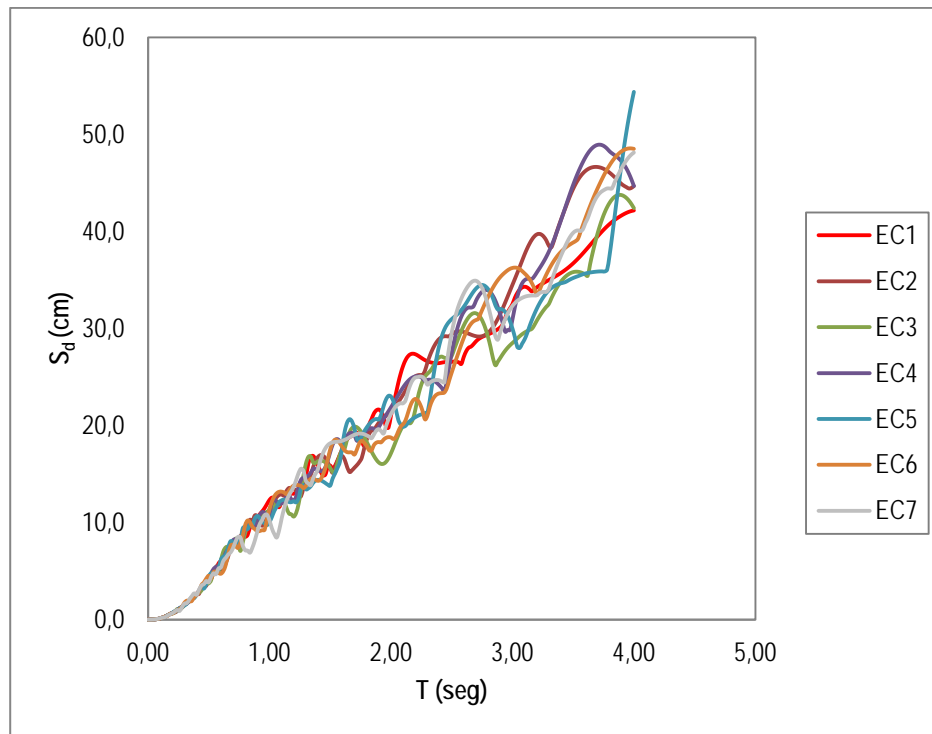
### ANEXO 3.5. ESPECTROS ELÁSTICOS



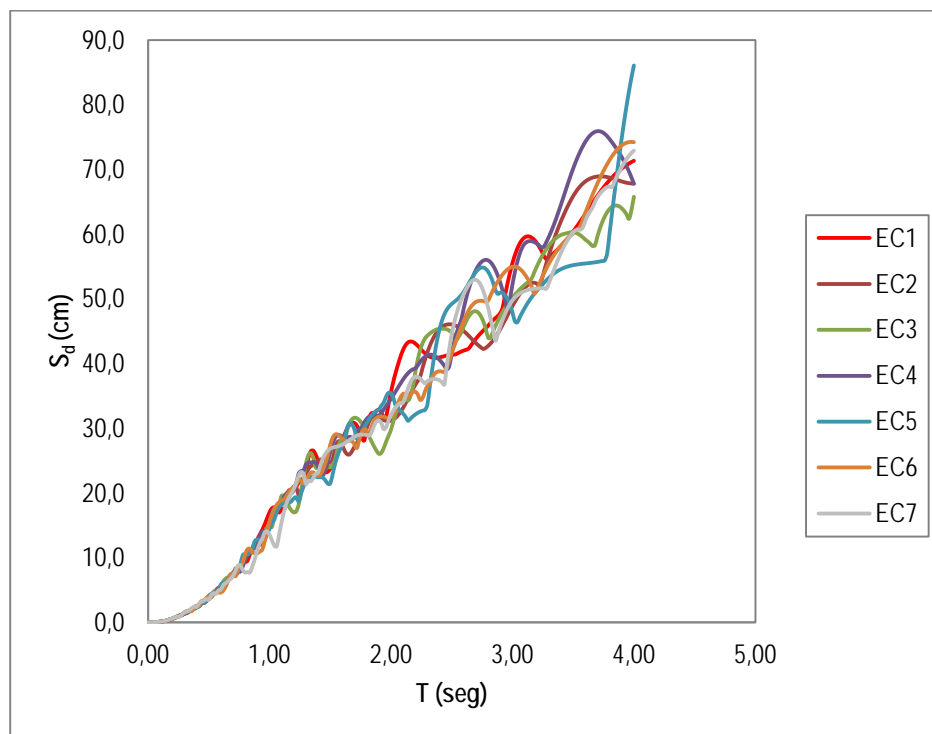
(a) Suelo B



(b) Suelo C



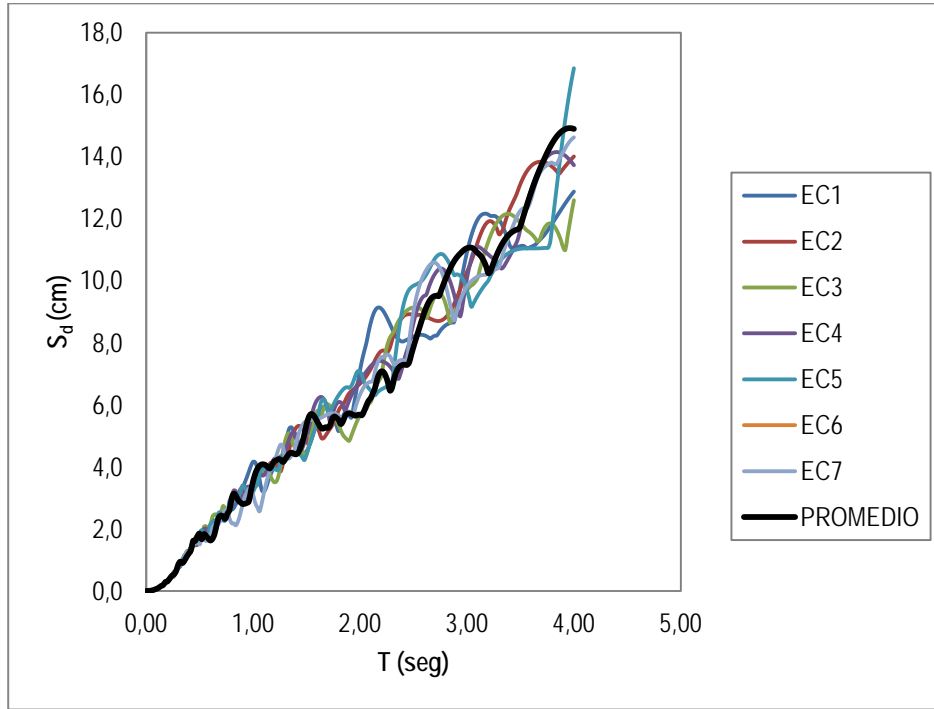
(c) Suelo D



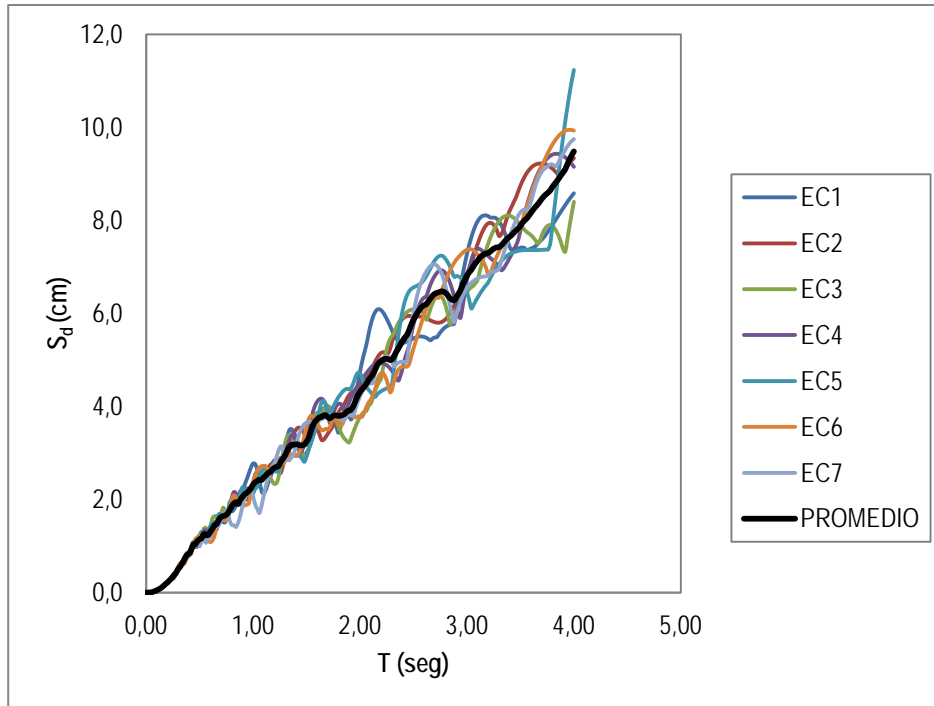
(d) Suelo E

Figura 3.5.1. Espectros de respuesta elástica de desplazamiento.

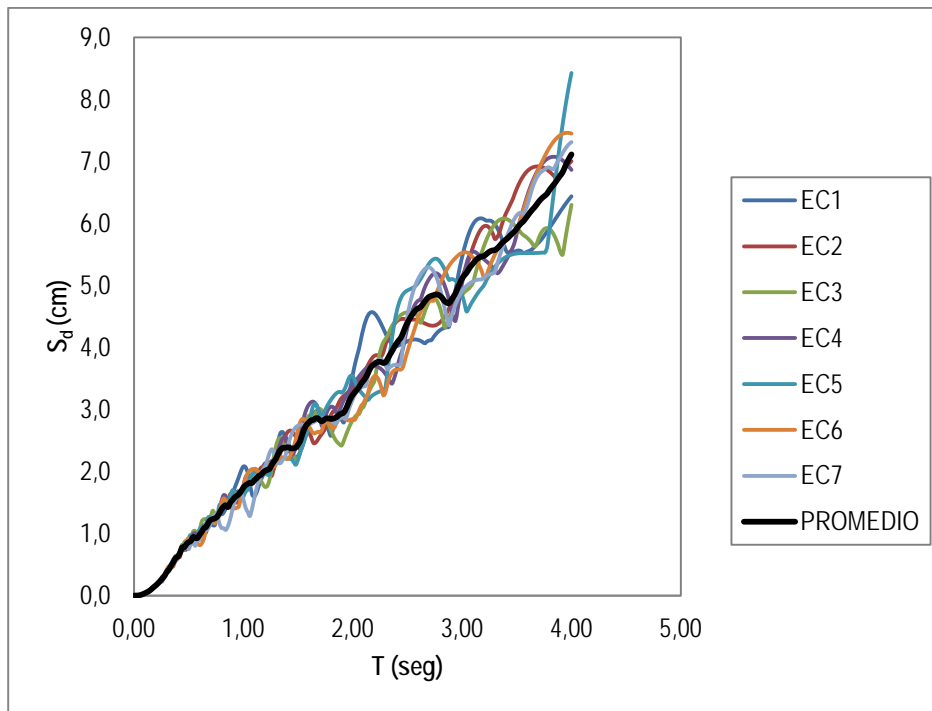
ANEXO 3.6. ESPECTROS INELÁSTICOS



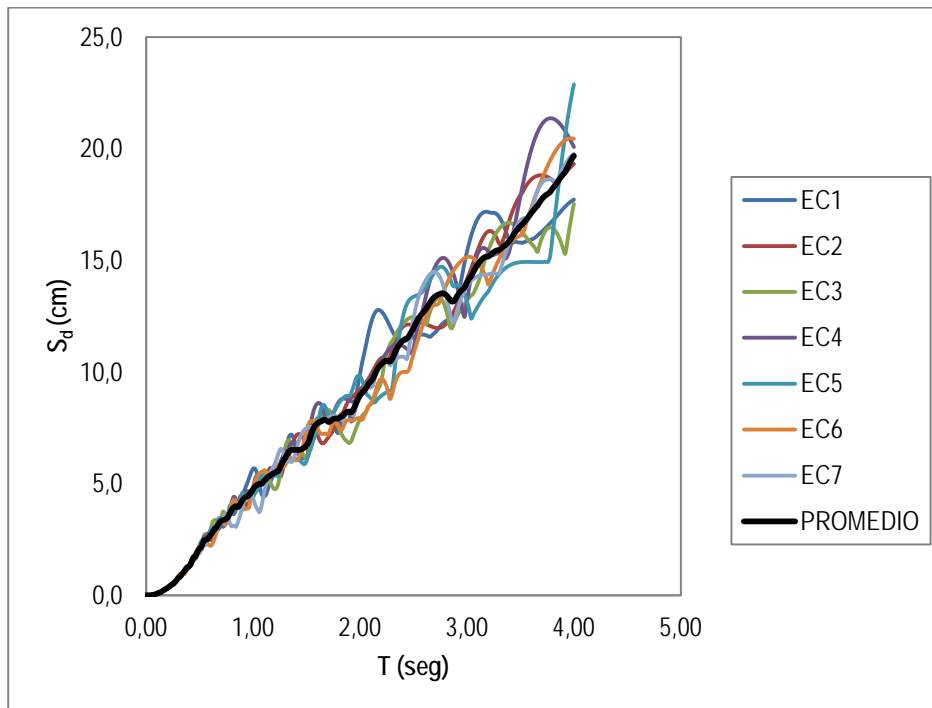
(a) Suelo B, ductilidad  $\mu=2$



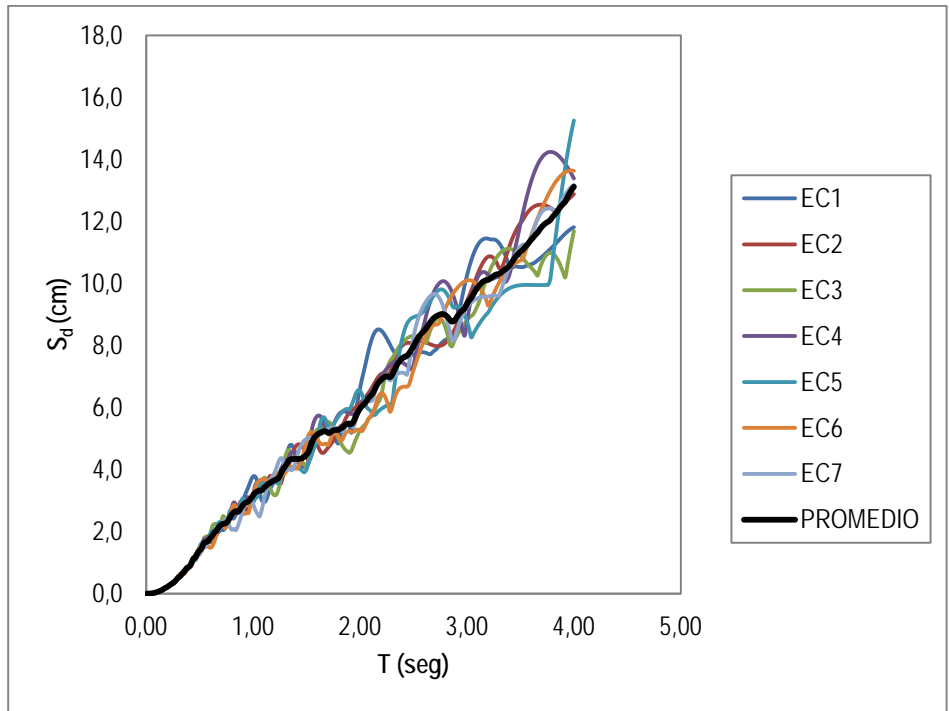
(b) Suelo B, ductilidad  $\mu=3$



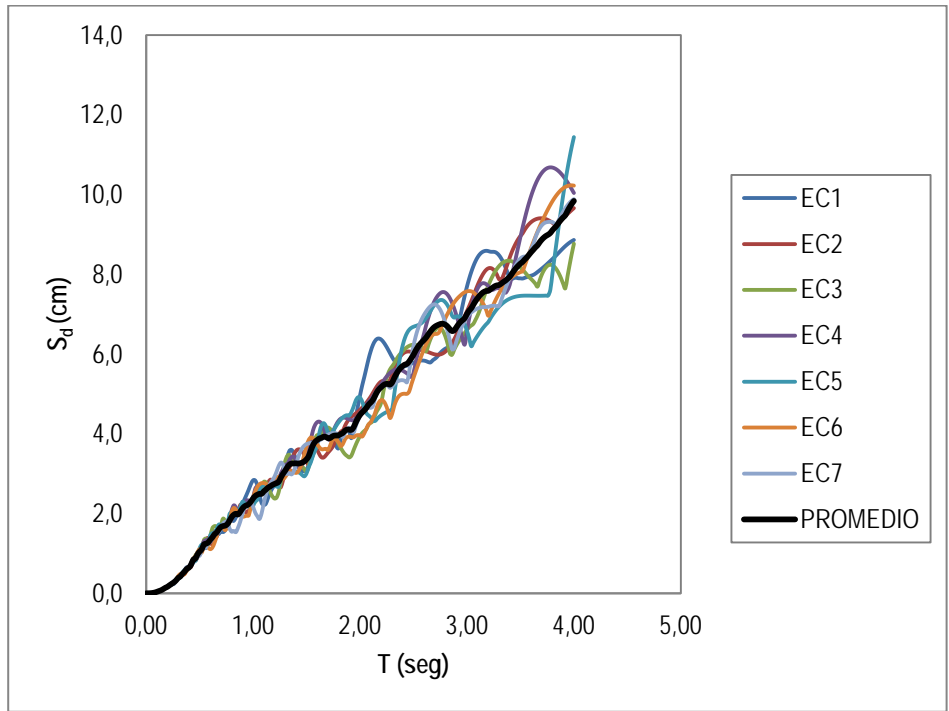
(c) Suelo B, ductilidad  $\mu=4$



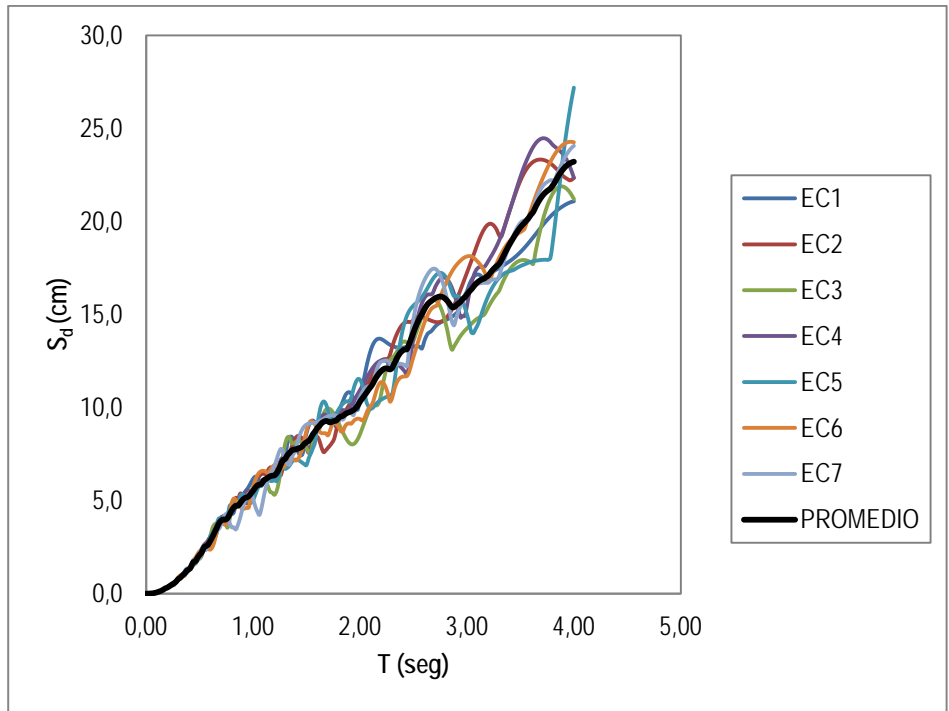
(d) Suelo C, ductilidad  $\mu=2$



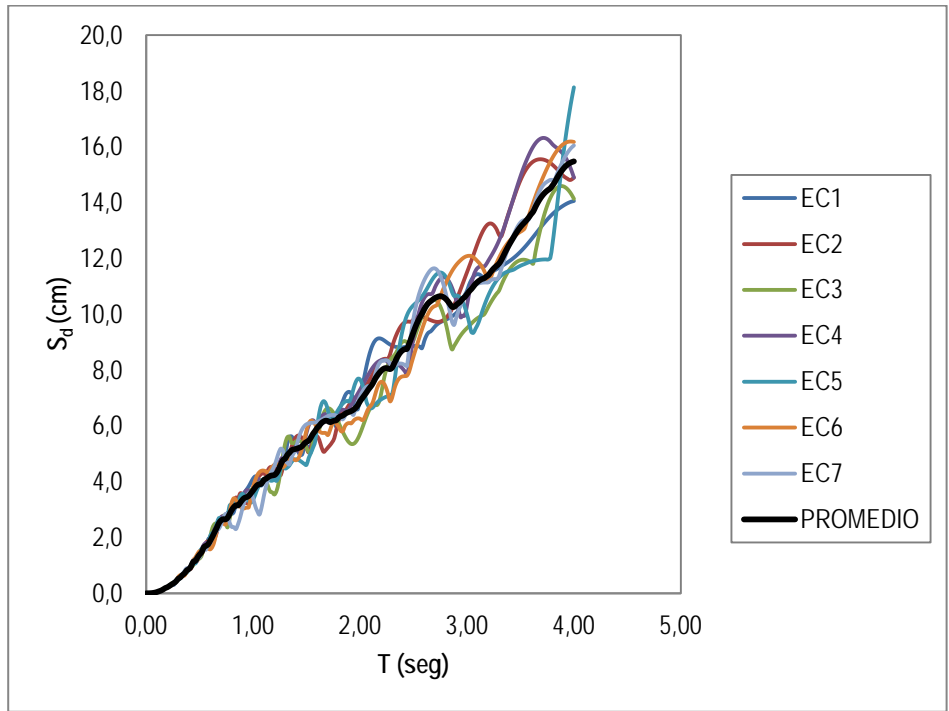
(e) Suelo C, ductilidad  $\mu=3$



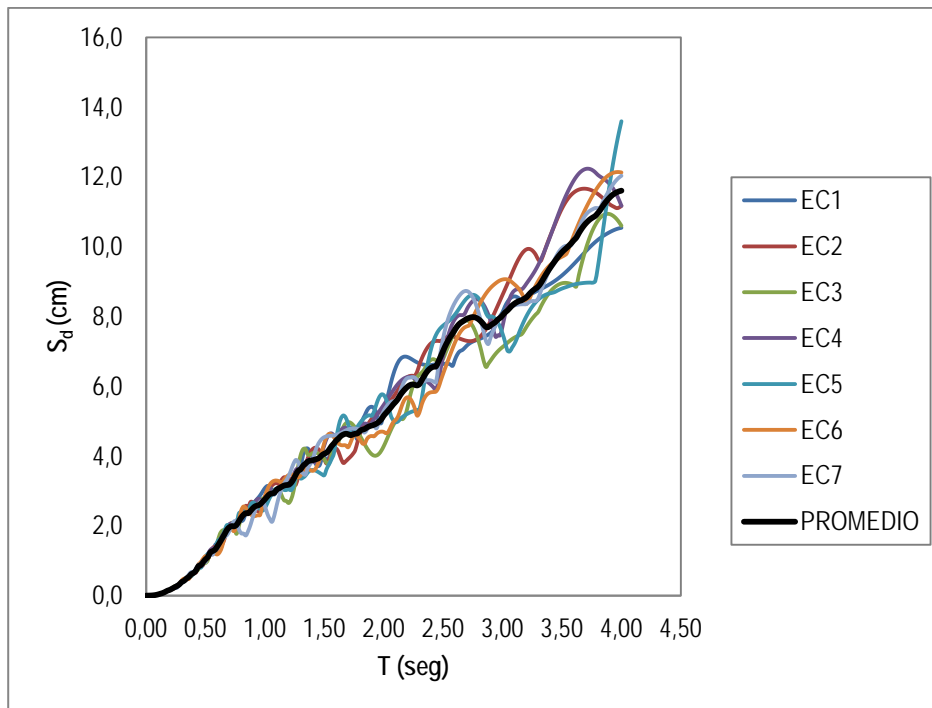
(f) Suelo C, ductilidad  $\mu=4$



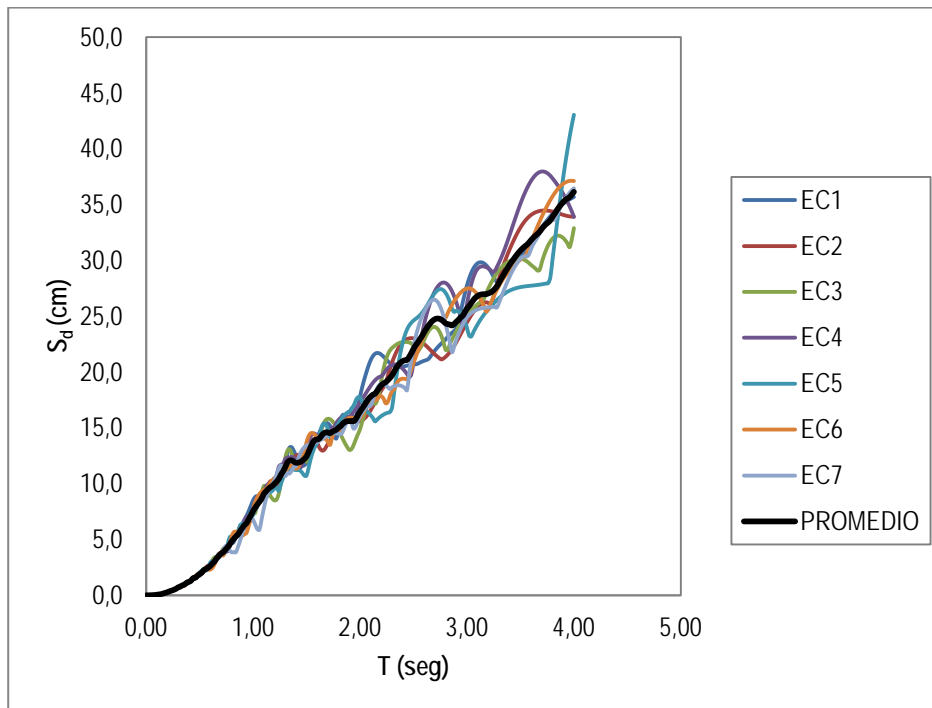
(g) Suelo D, ductilidad  $\mu=2$



(h) Suelo D, ductilidad  $\mu=3$

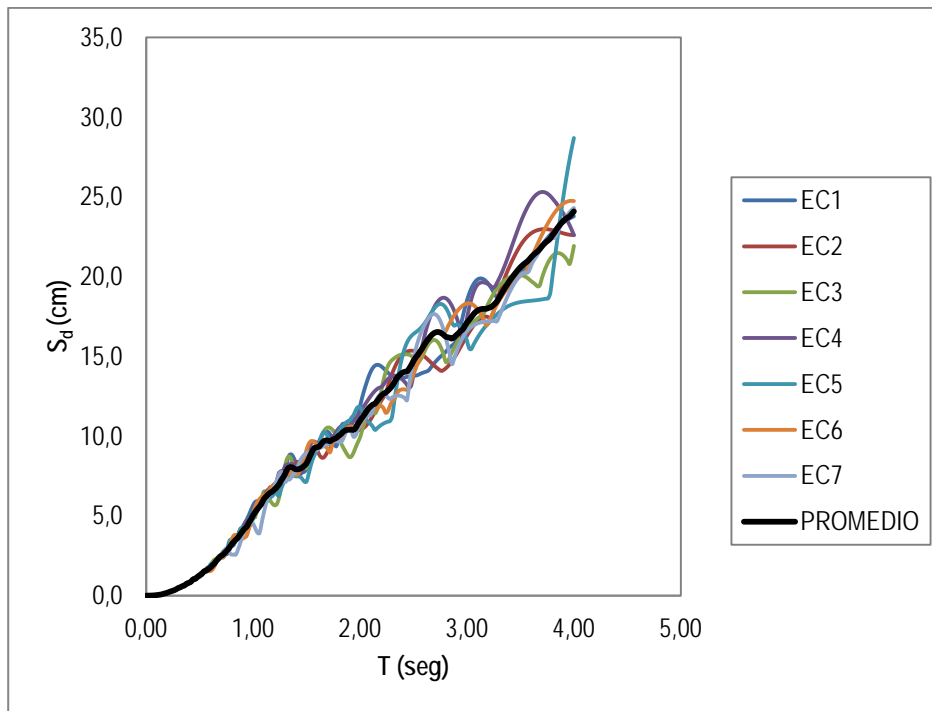


(i) Suelo D, ductilidad  $\mu=4$

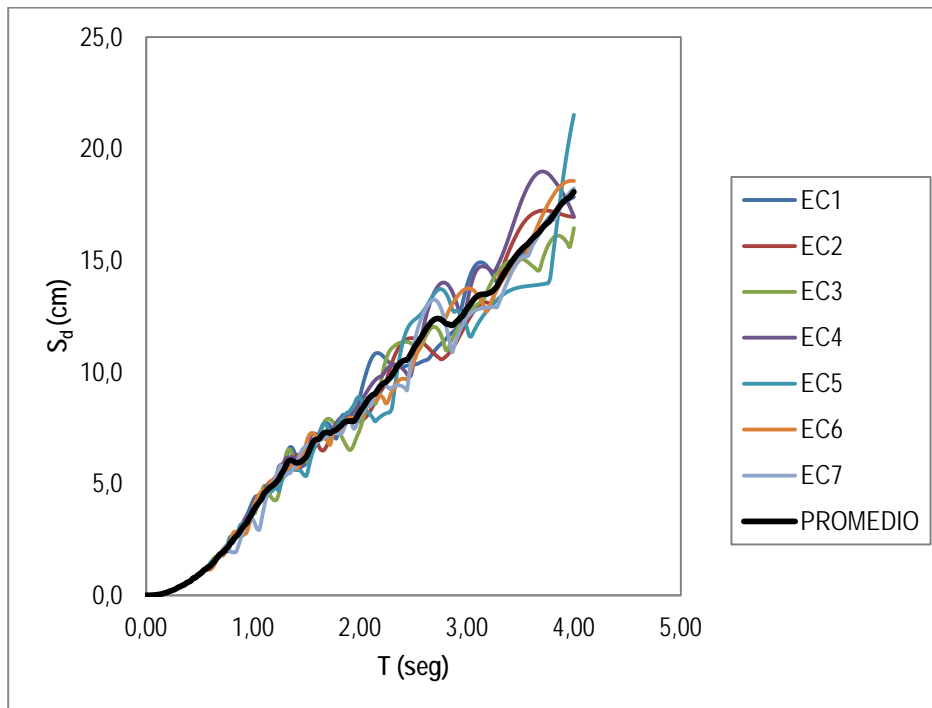


(j) Suelo E, ductilidad  $\mu=2$





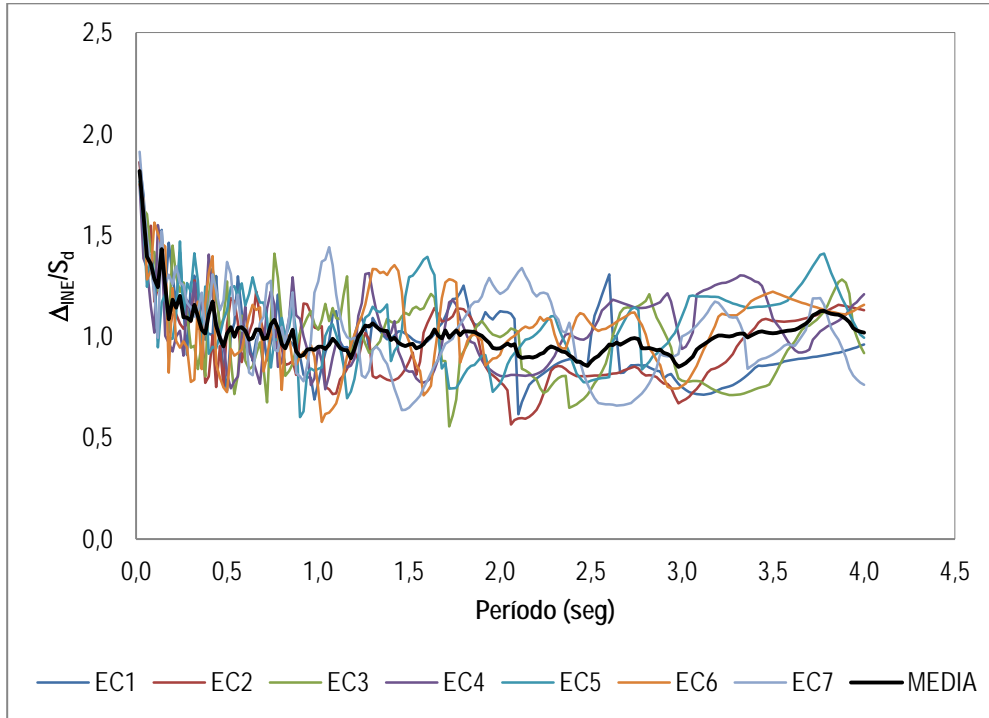
(k) Suelo E, ductilidad  $\mu=3$



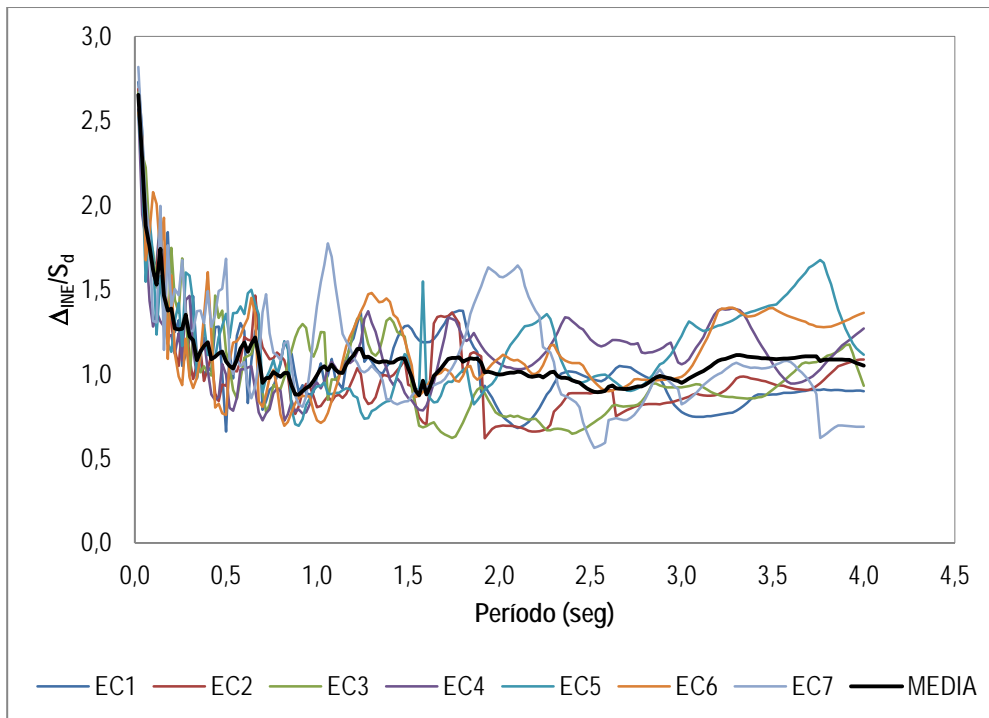
(l) Suelo E, ductilidad  $\mu=4$

Figura 3.6.1. Espectros inelásticos de desplazamiento.

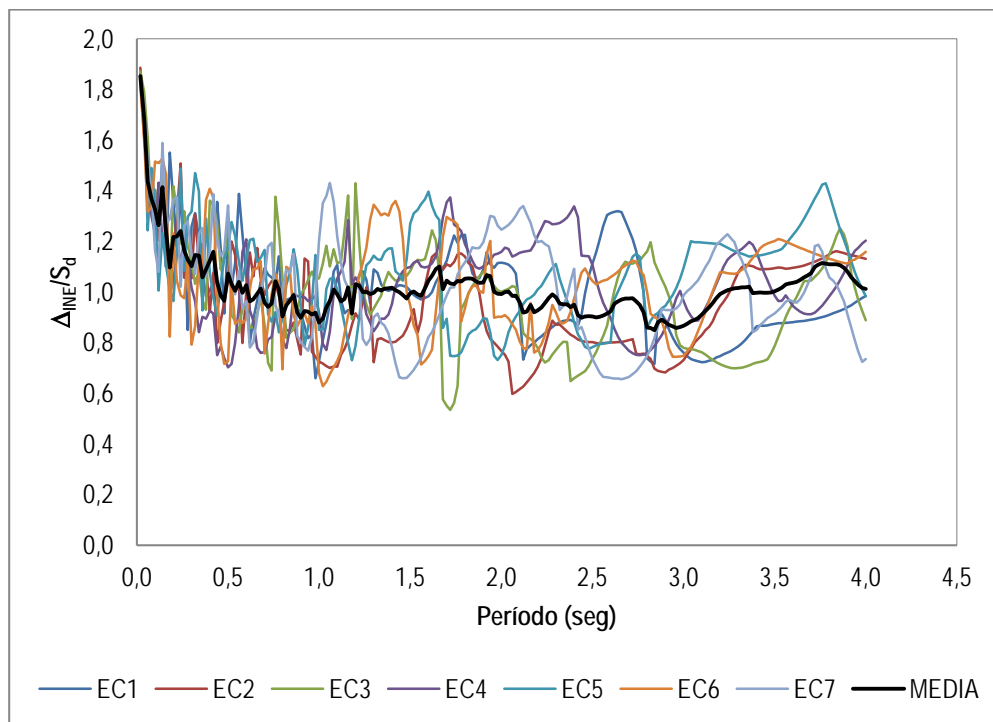
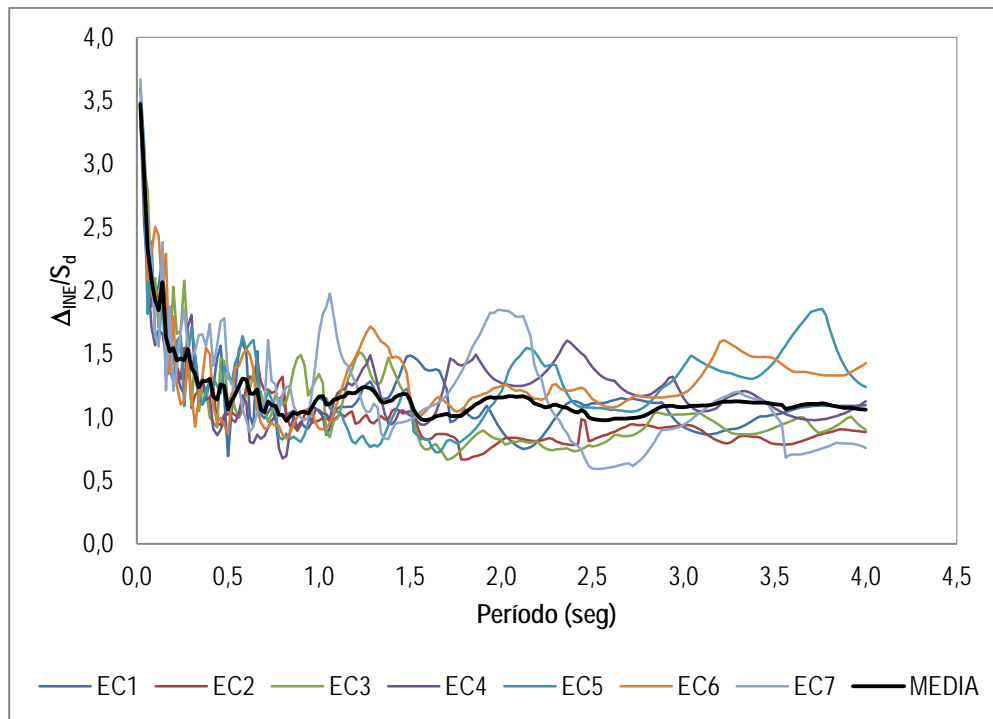
ANEXO 3.7. COEFICIENTE  $C_{\mu}$

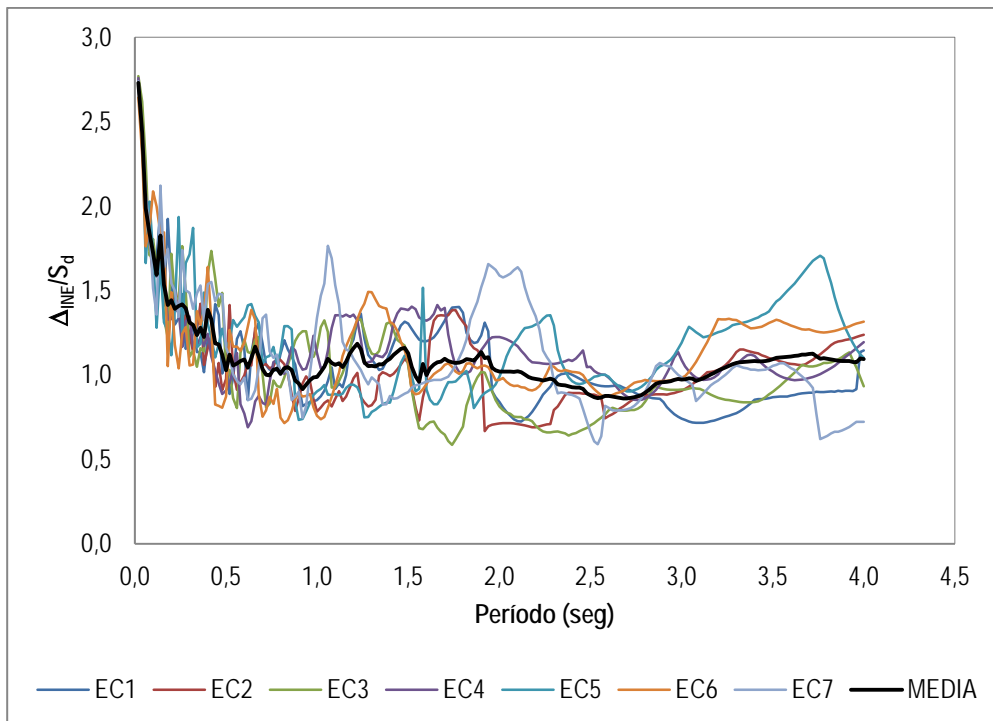


(a) Suelo B, ductilidad  $\mu=2$

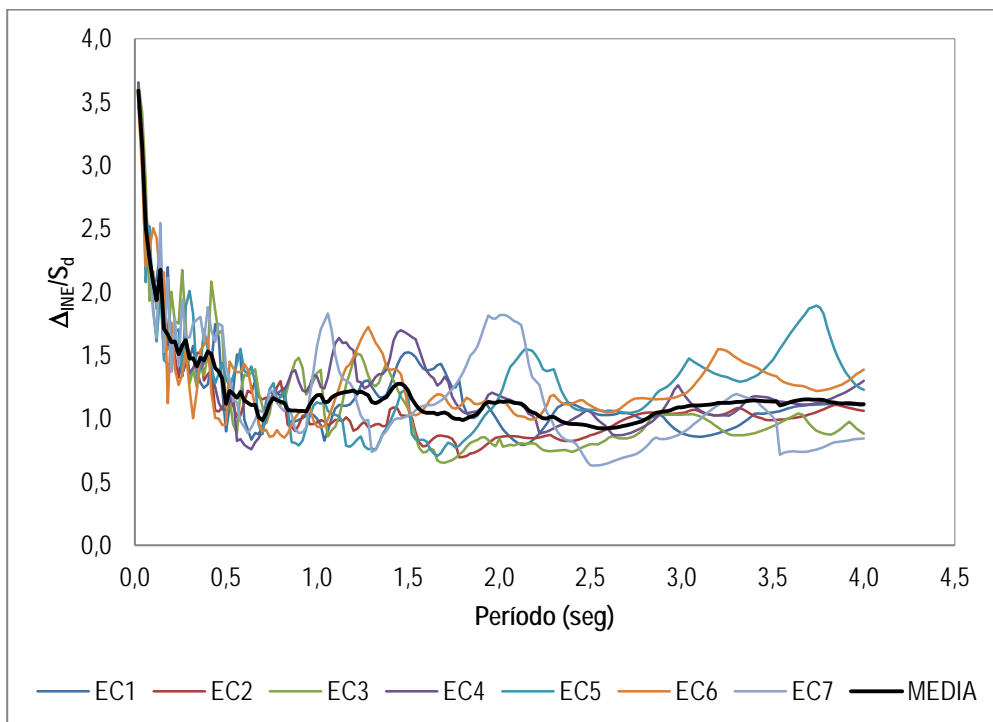


(b) Suelo B, ductilidad  $\mu=3$

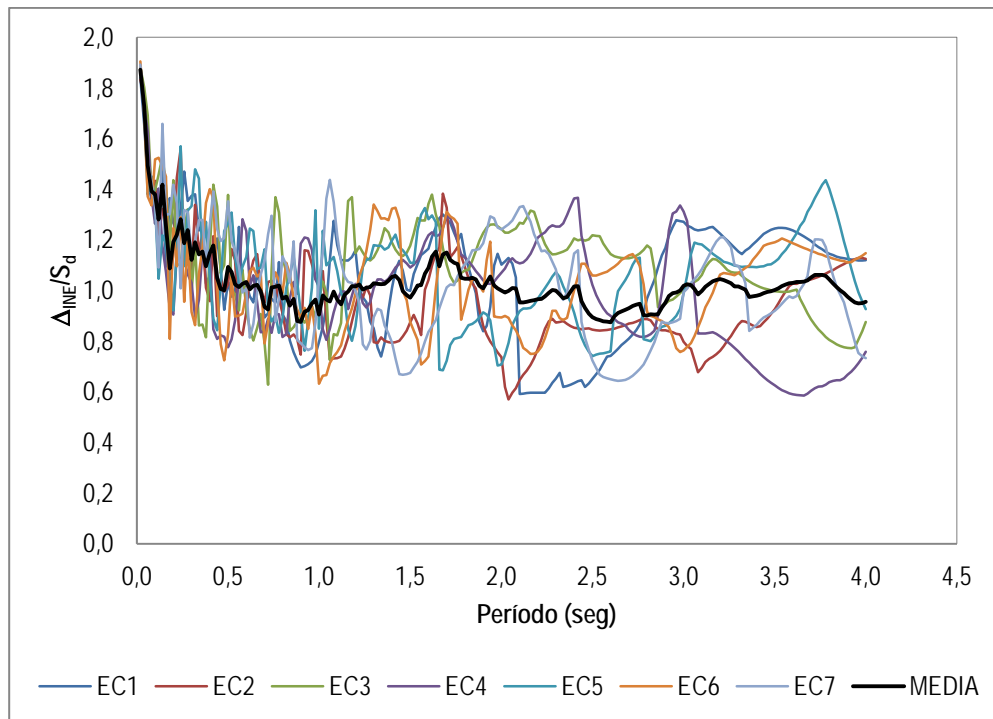




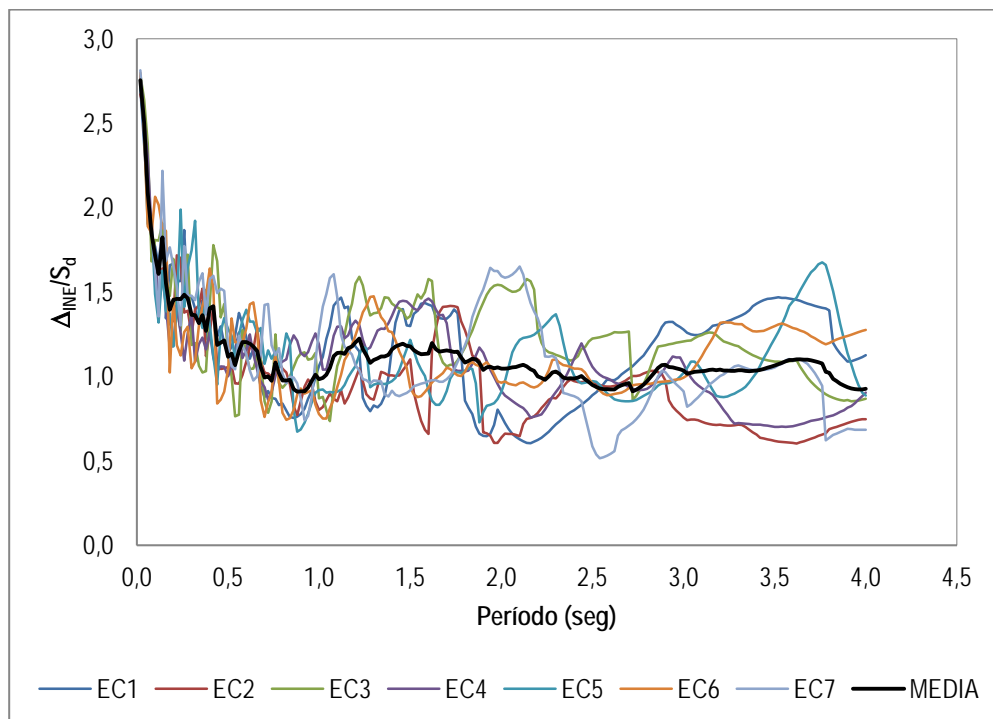
(e) Suelo C, ductilidad  $\mu=3$



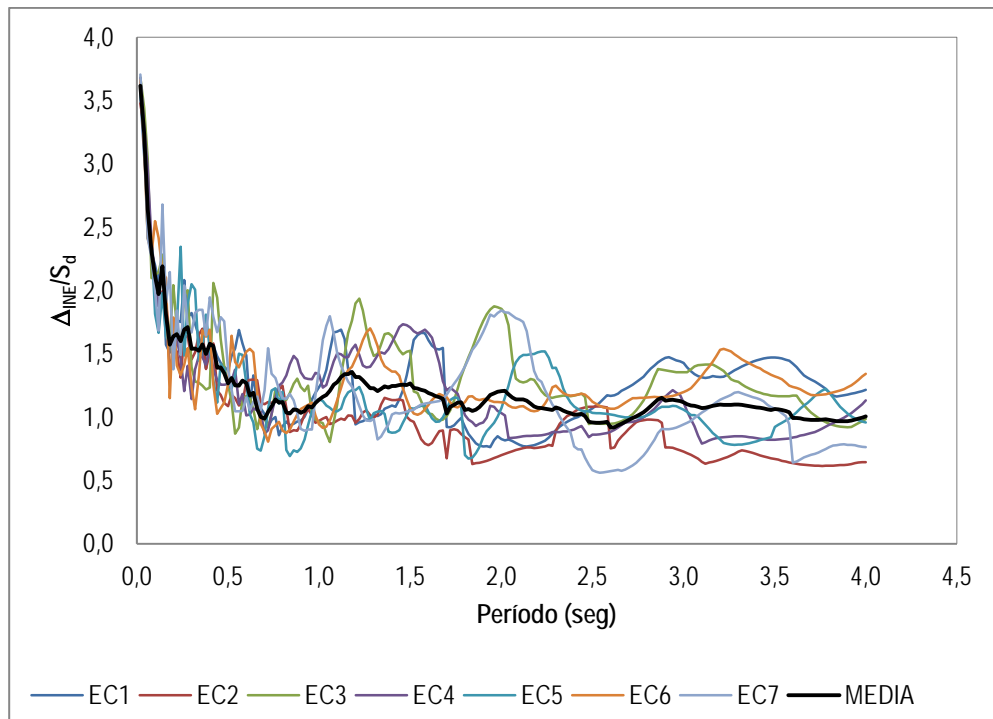
(f) Suelo C, ductilidad  $\mu=4$



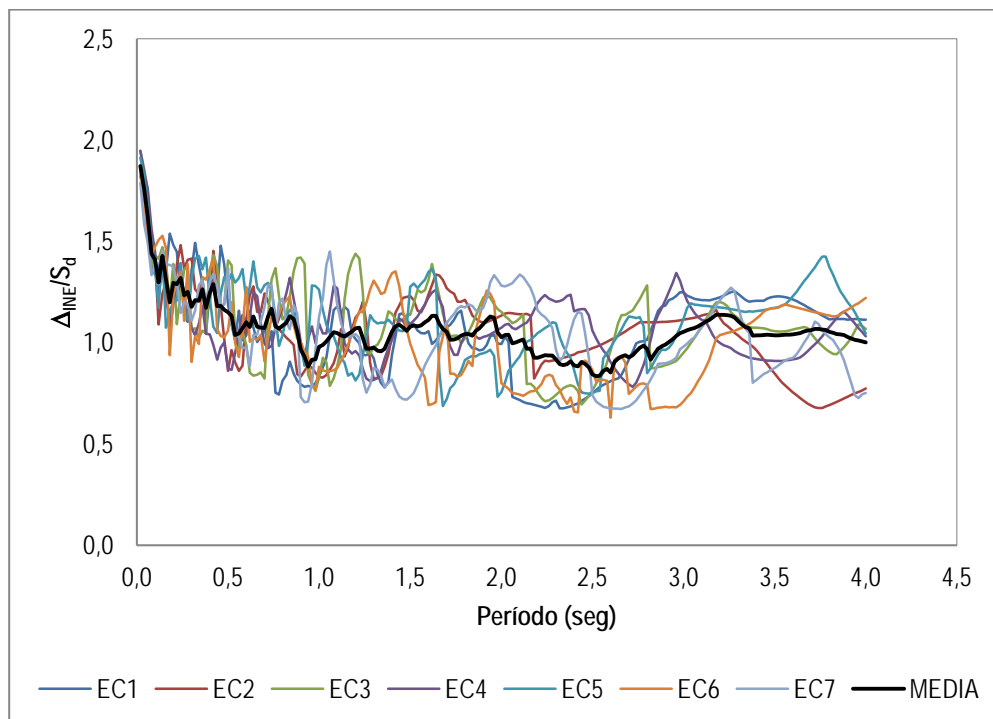
(g) Suelo D, ductilidad  $\mu=2$



(h) Suelo D, ductilidad  $\mu=3$



(i) Suelo D, ductilidad  $\mu=4$



(j) Suelo E, ductilidad  $\mu=2$

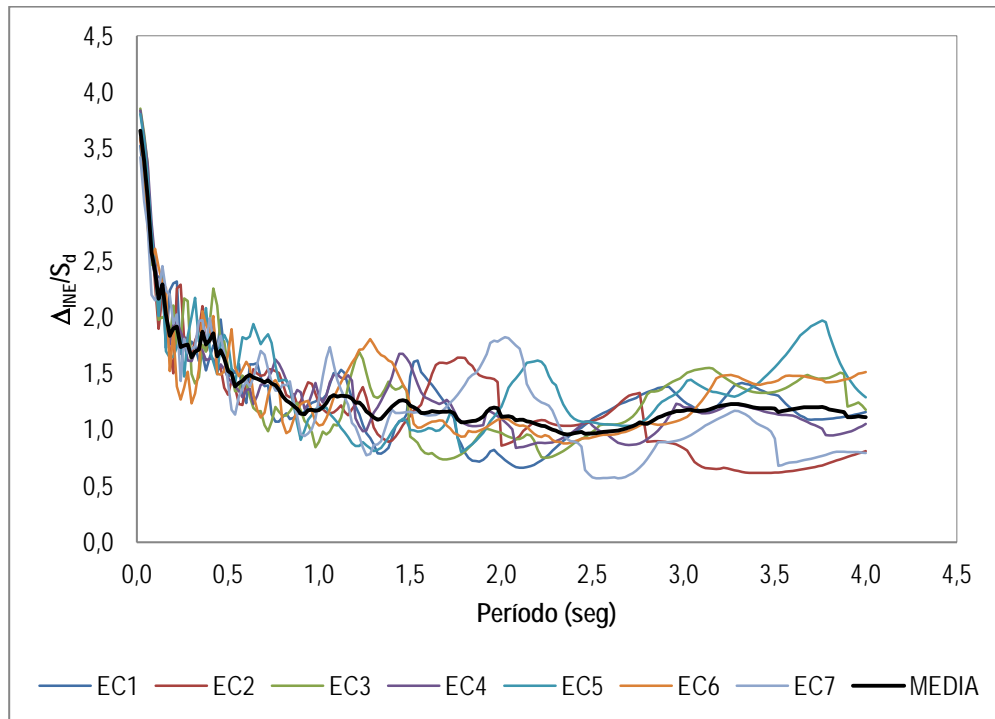
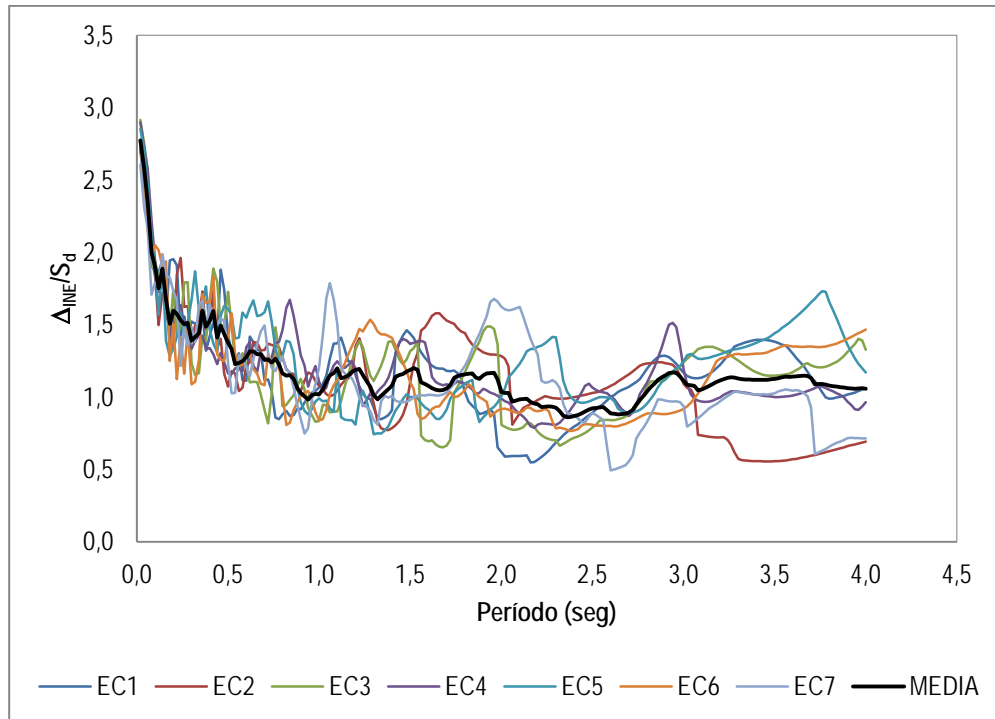
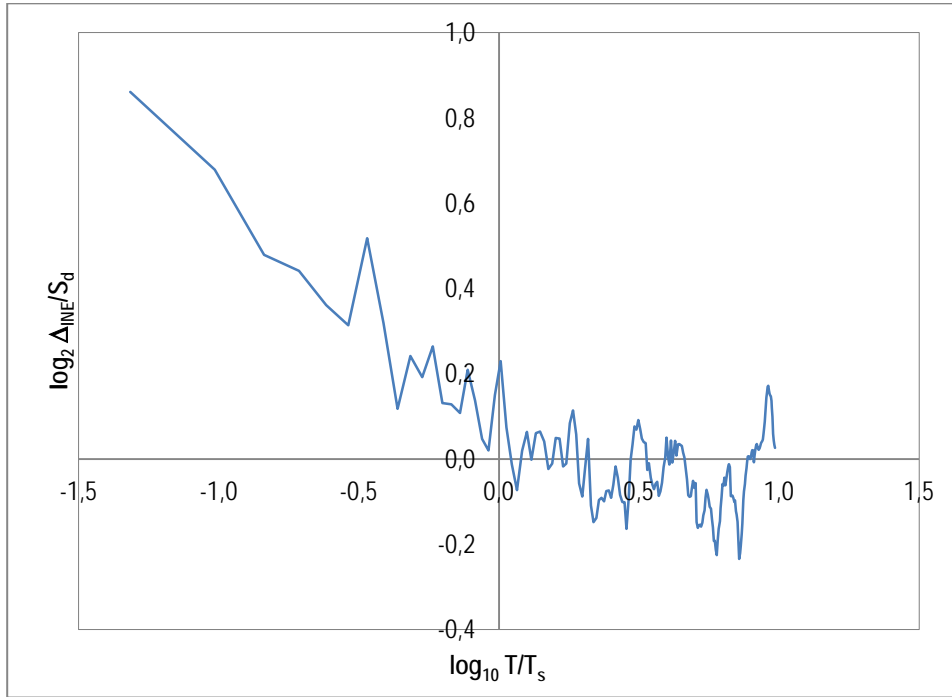
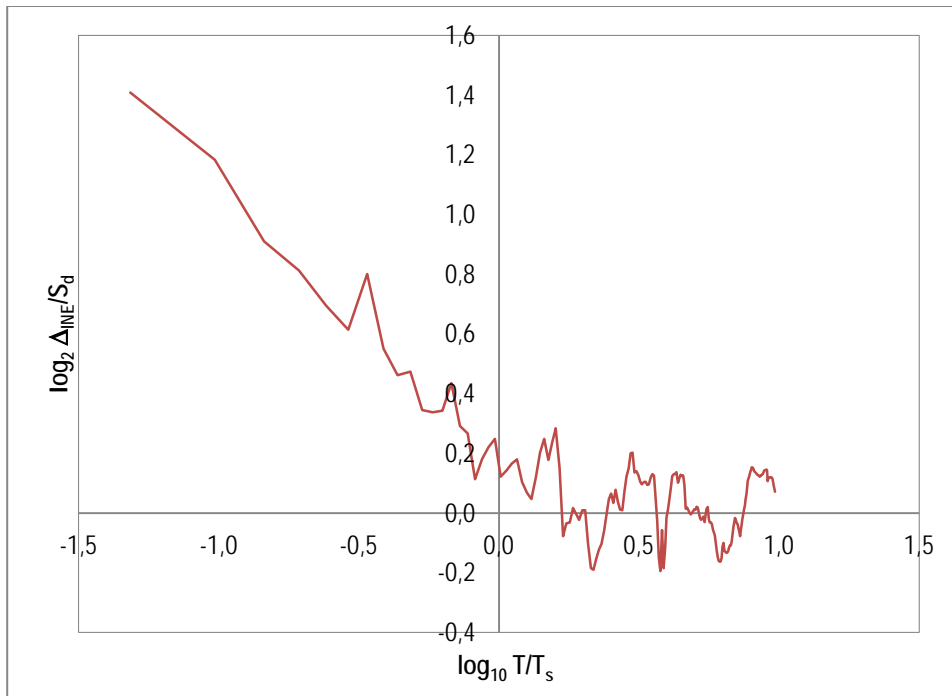


Figura 3.7.1. Coeficiente  $C_{\mu}$  para perfil de suelo B, C, D, E y ductilidades de dos, tres y cuatro.

ANEXO 3.8. FORMA DE AJUSTE DEL COEFICIENTE  $C_\mu$

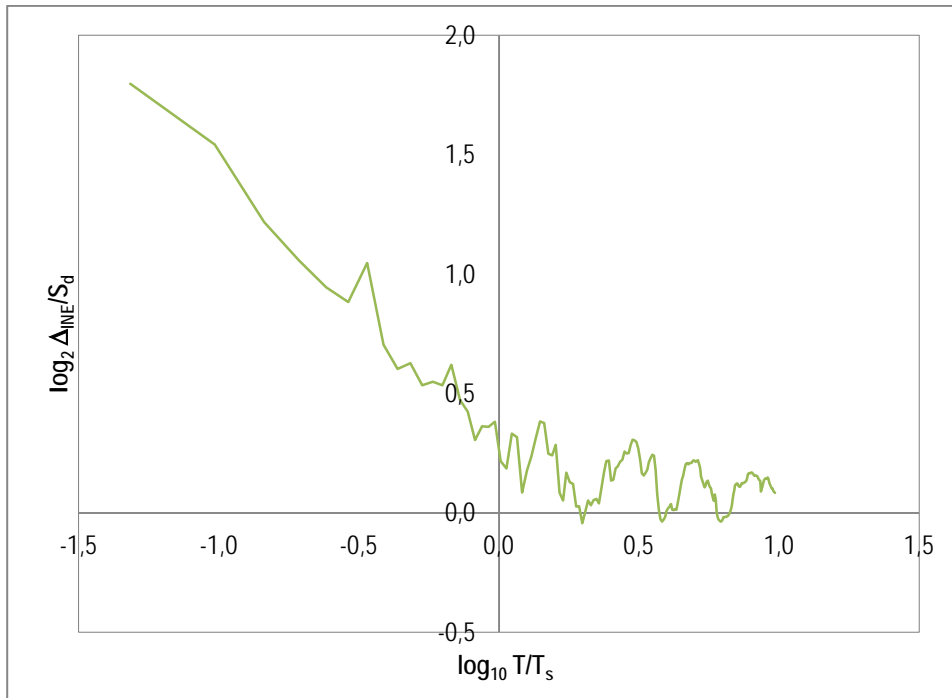


(a) Suelo B, ductilidad  $\mu=2$

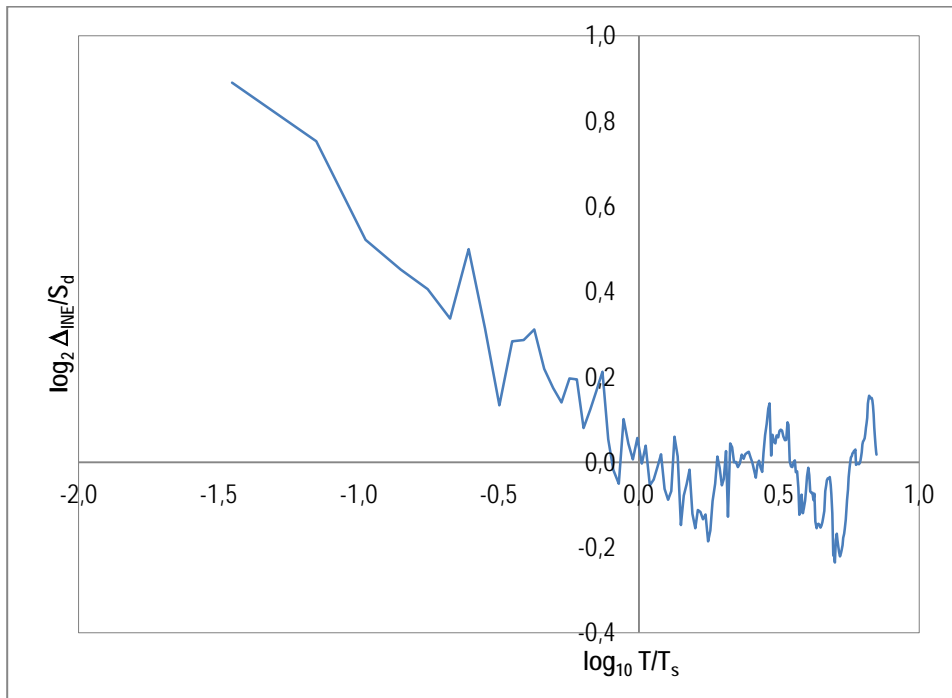


(b) Suelo B, ductilidad  $\mu=3$

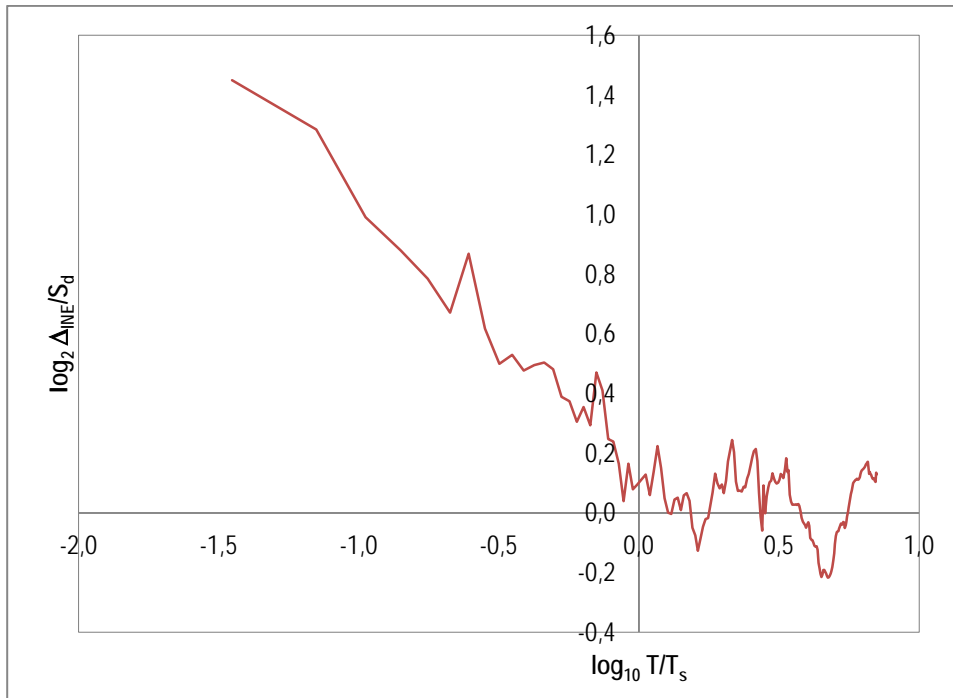




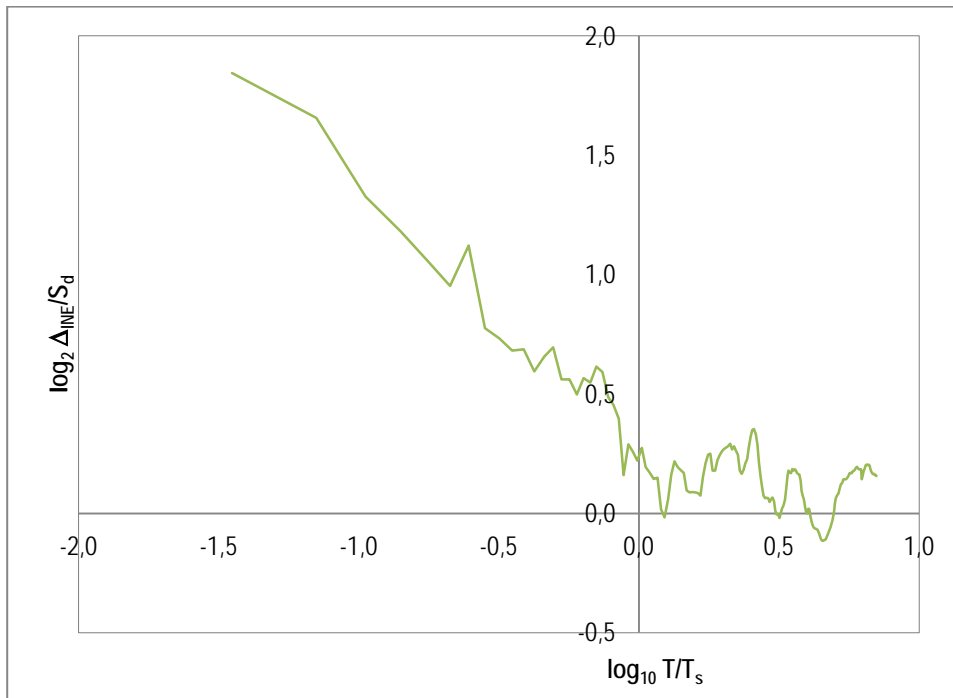
(c) Suelo B, ductilidad  $\mu=4$



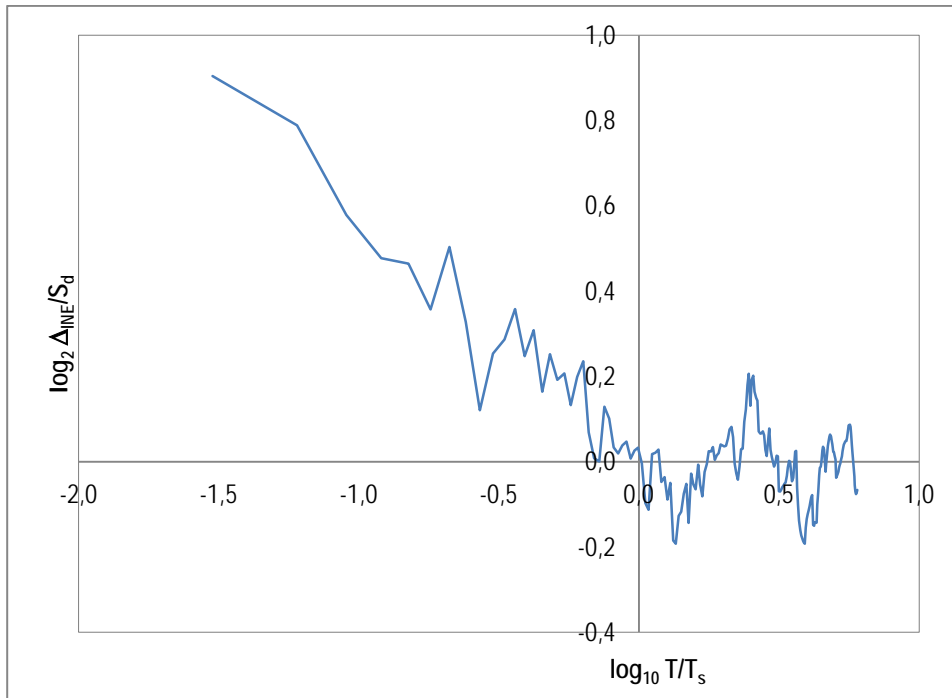
(d) Suelo C, ductilidad  $\mu=2$



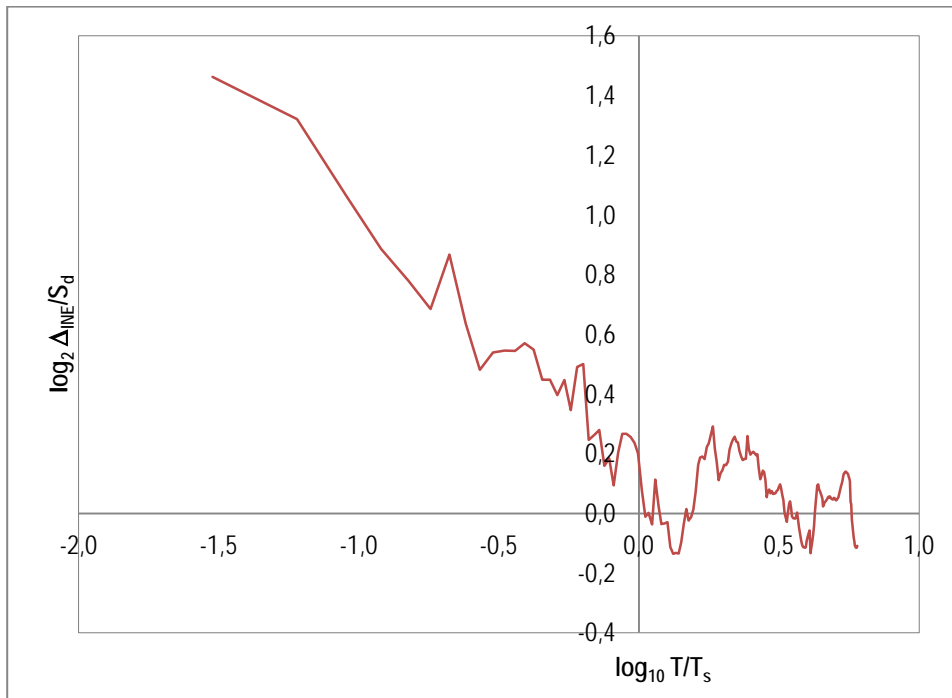
(e) Suelo C, ductilidad  $\mu=3$



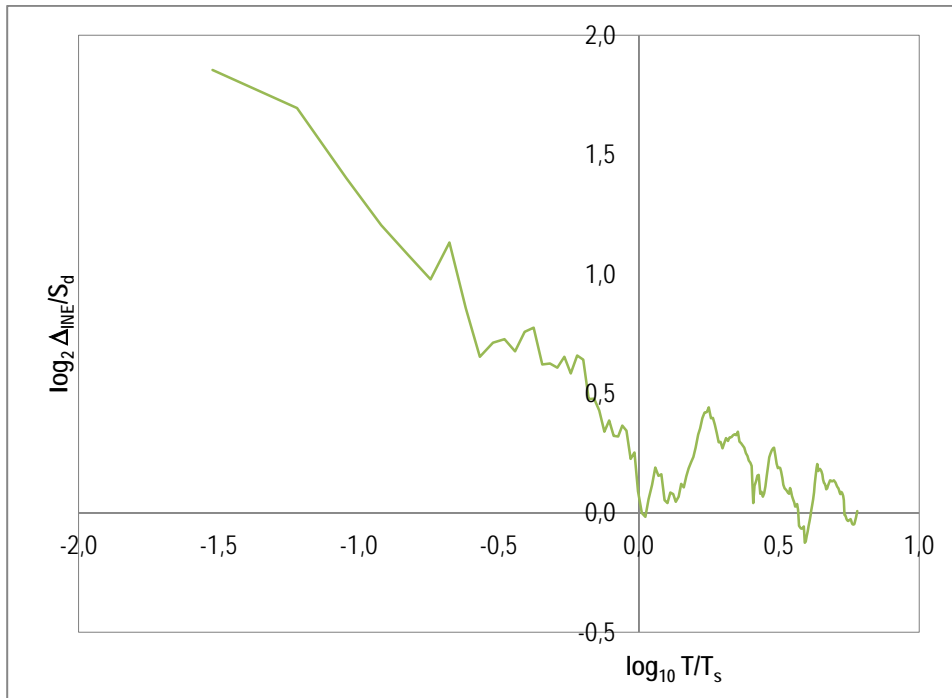
(f) Suelo C, ductilidad  $\mu=4$



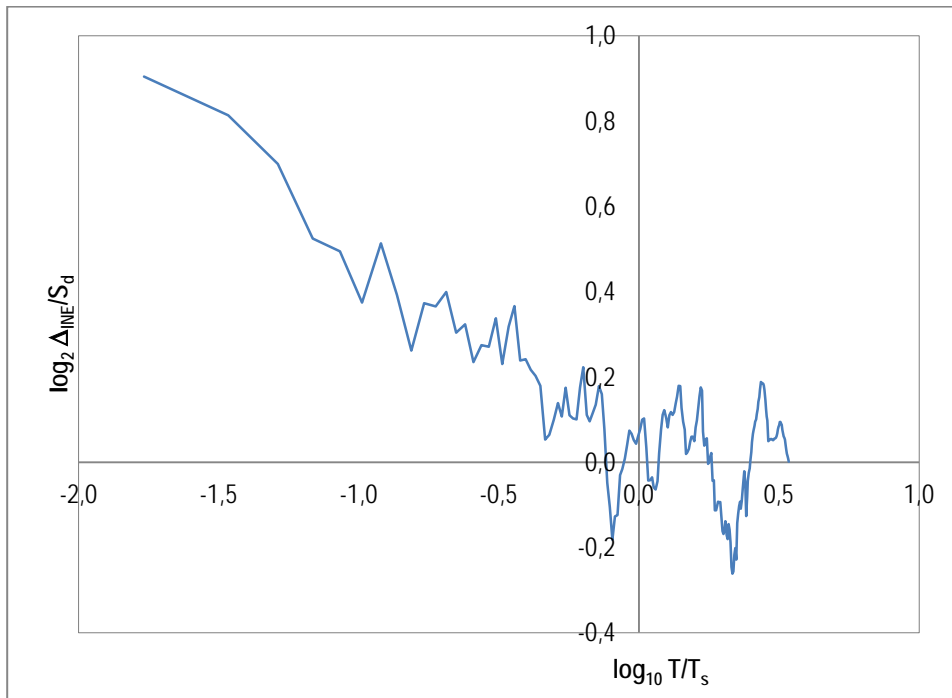
(g) Suelo D, ductilidad  $\mu=2$



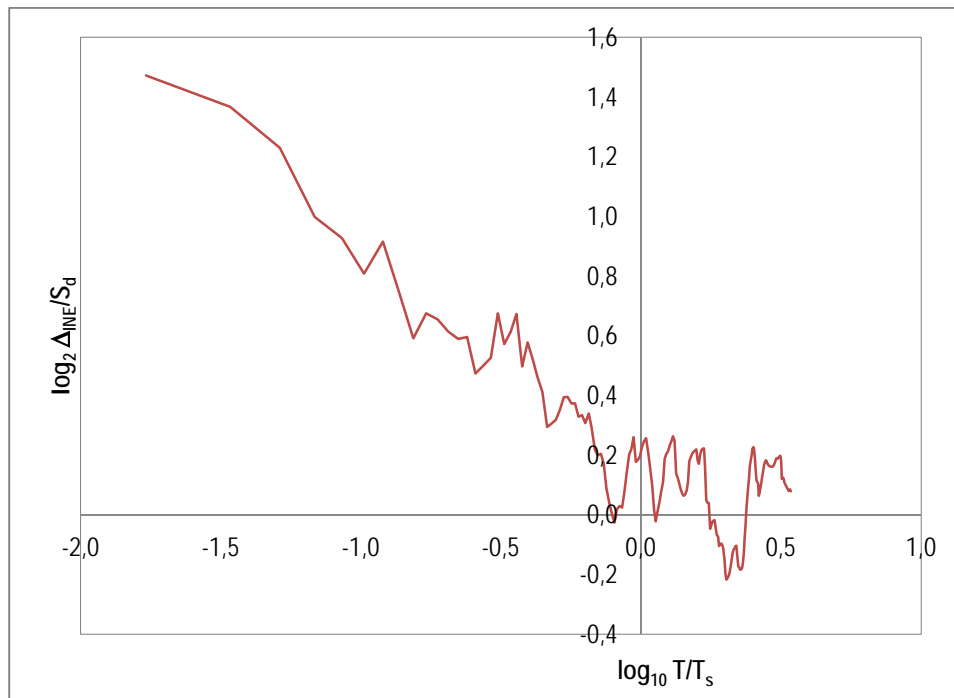
(h) Suelo D, ductilidad  $\mu=3$



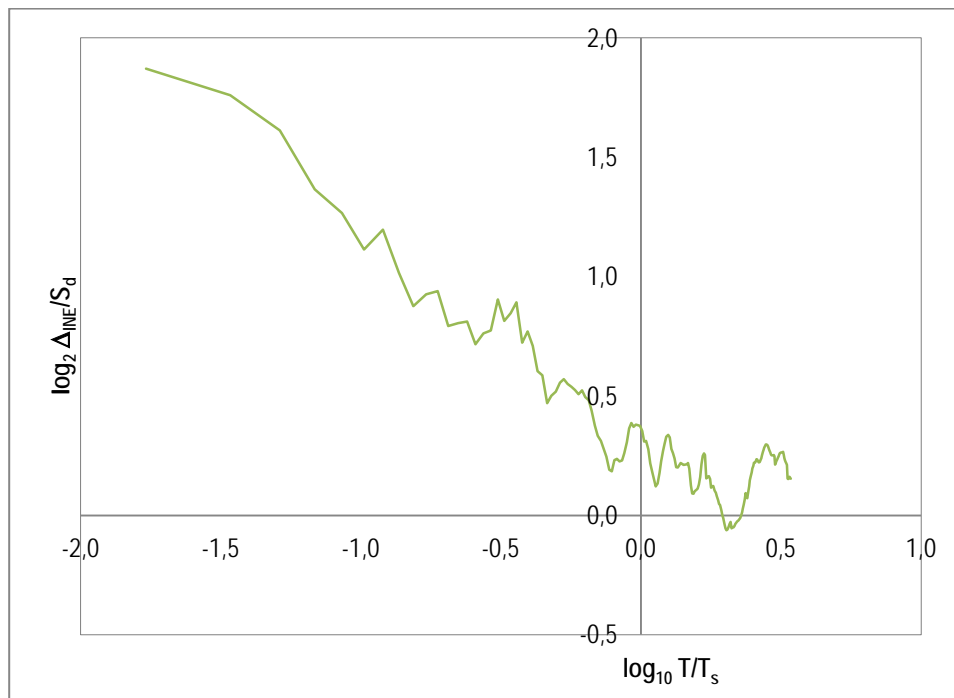
(i) Suelo D, ductilidad  $\mu=4$



(j) Suelo E, ductilidad  $\mu=2$

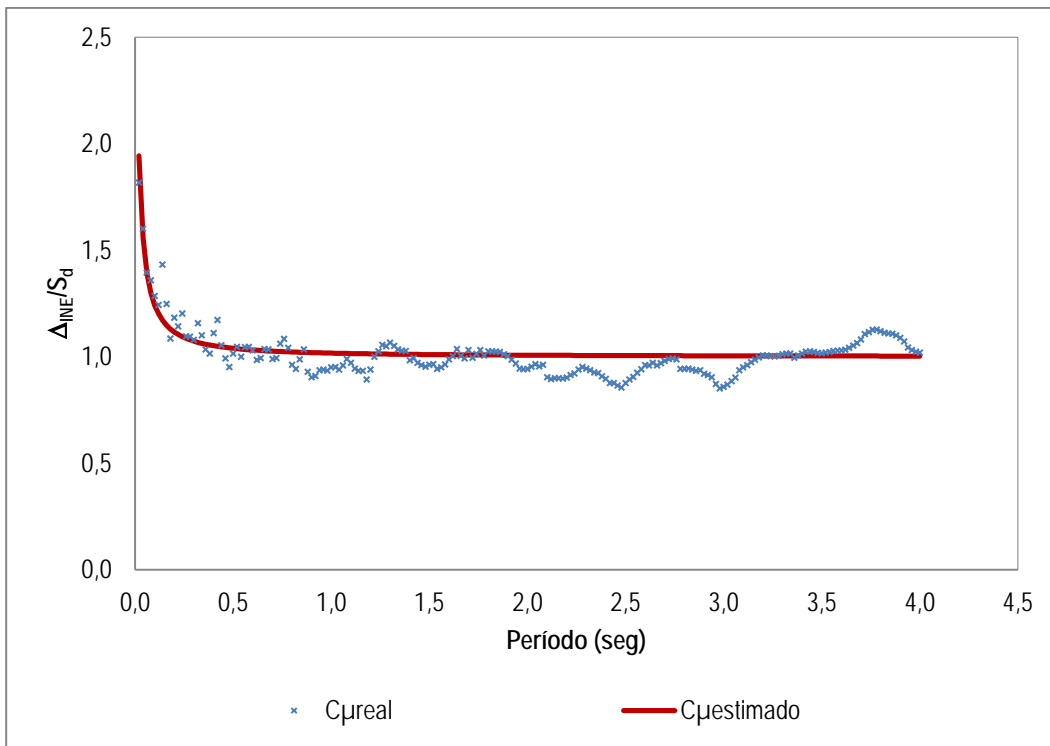


(k) Suelo E, ductilidad  $\mu=3$

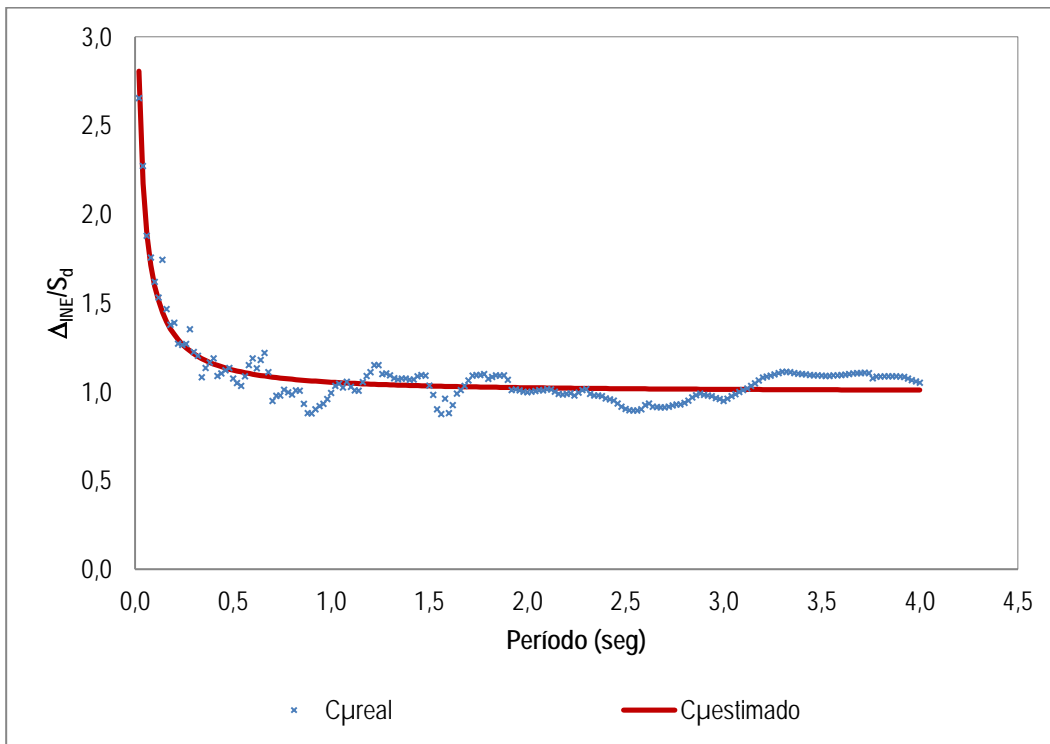


(l) Suelo E, ductilidad  $\mu=4$

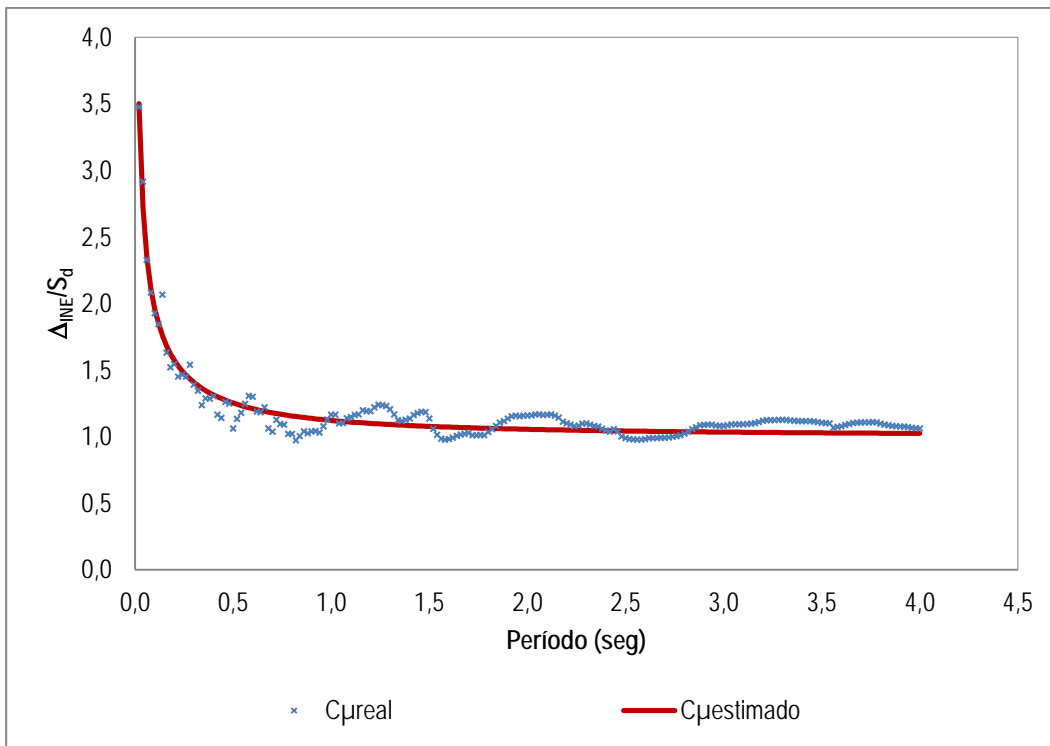
Figura 3.8.1. Relación logarítmica de la relación  $C_\mu$  en función de  $T/T_s$ .



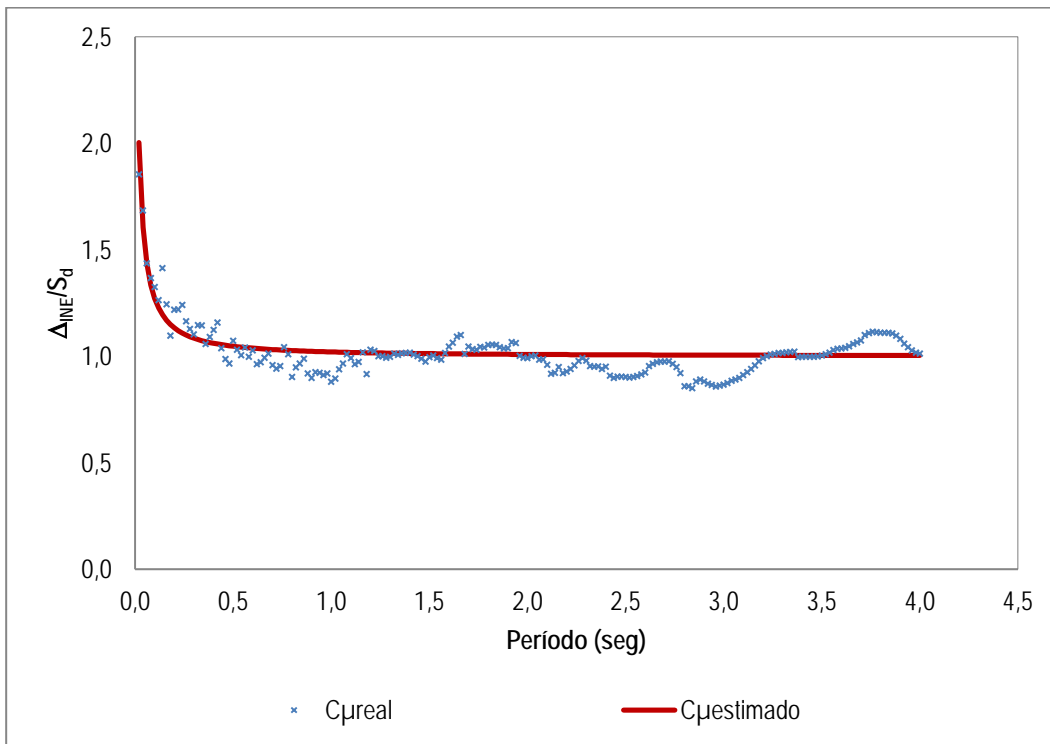
(a) Suelo B, ductilidad  $\mu=2$



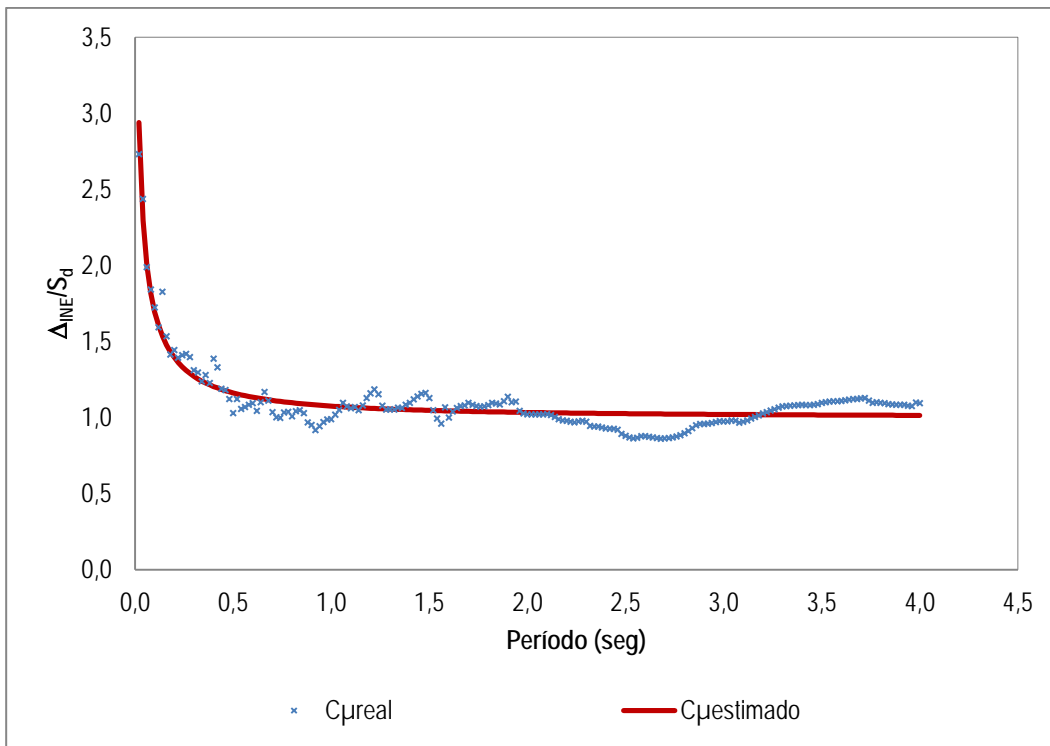
(b) Suelo B, ductilidad  $\mu=3$



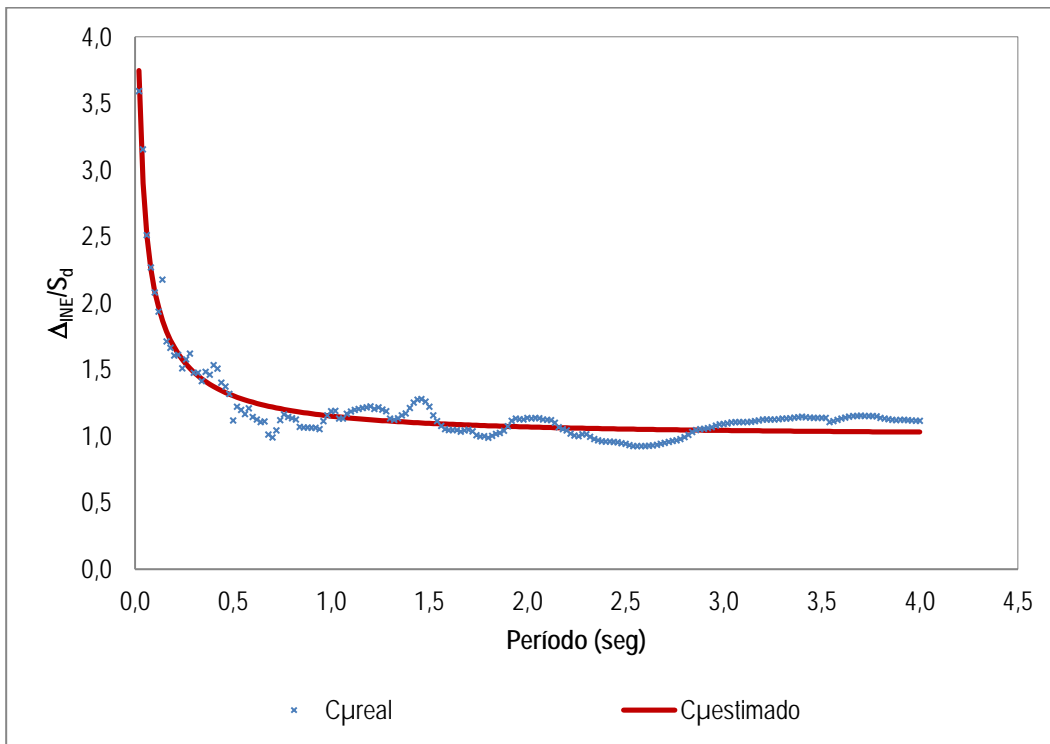
(c) Suelo B, ductilidad  $\mu=4$



(d) Suelo C, ductilidad  $\mu=2$

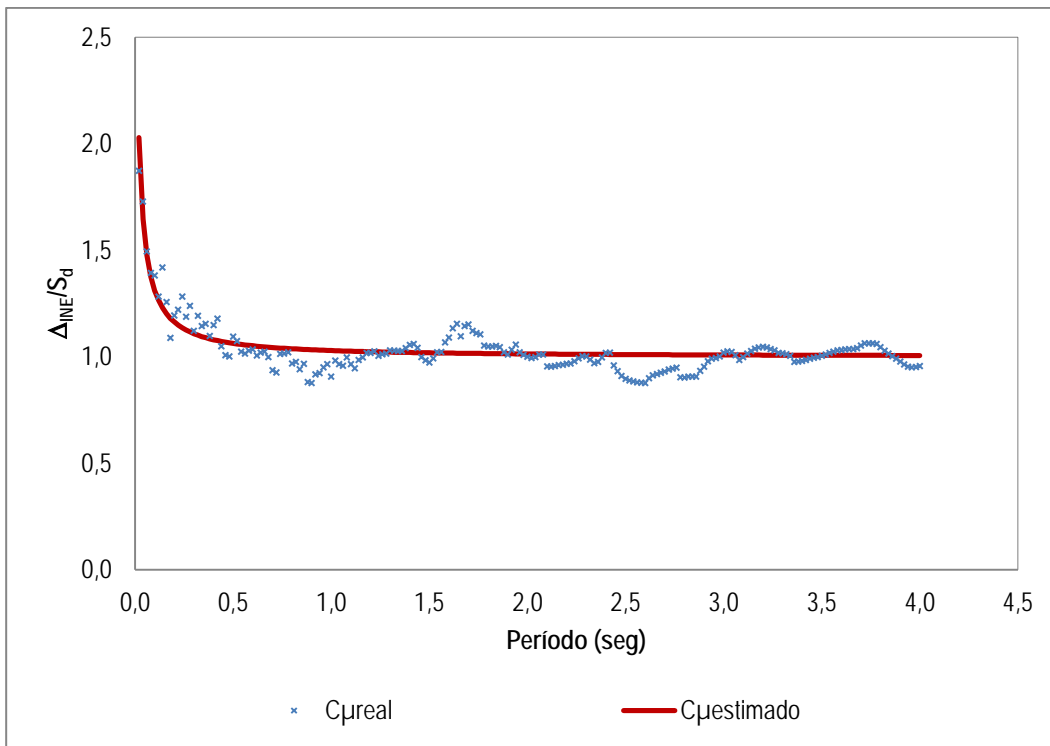


(e) Suelo C, ductilidad  $\mu=3$

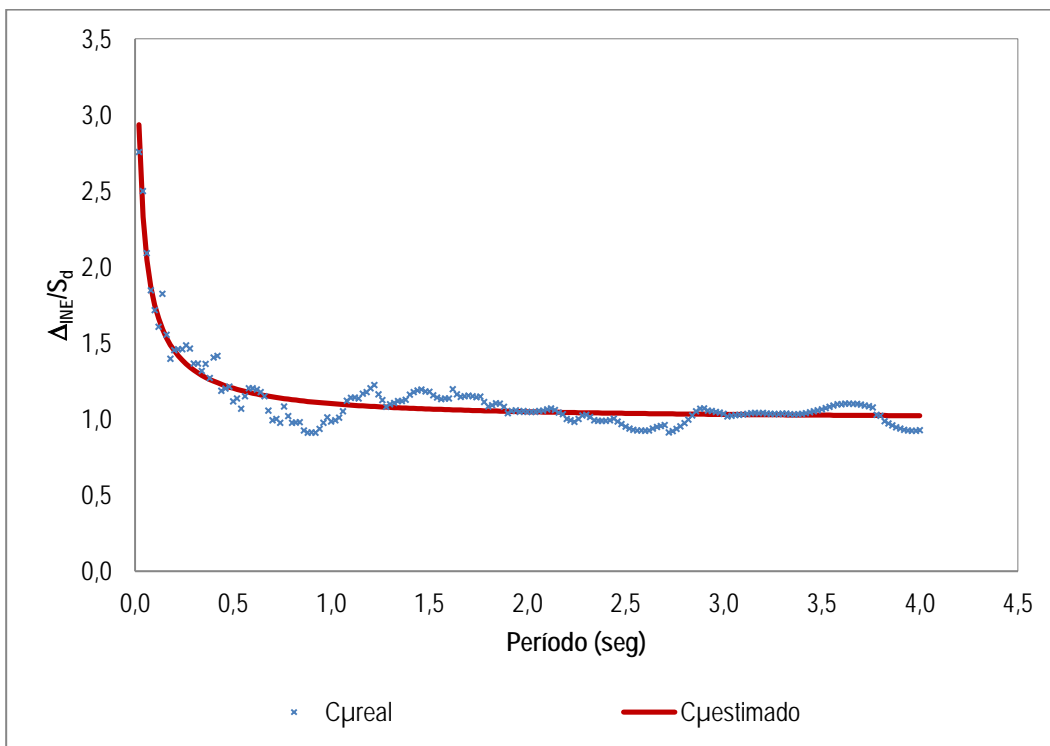


(f) Suelo C, ductilidad  $\mu=4$

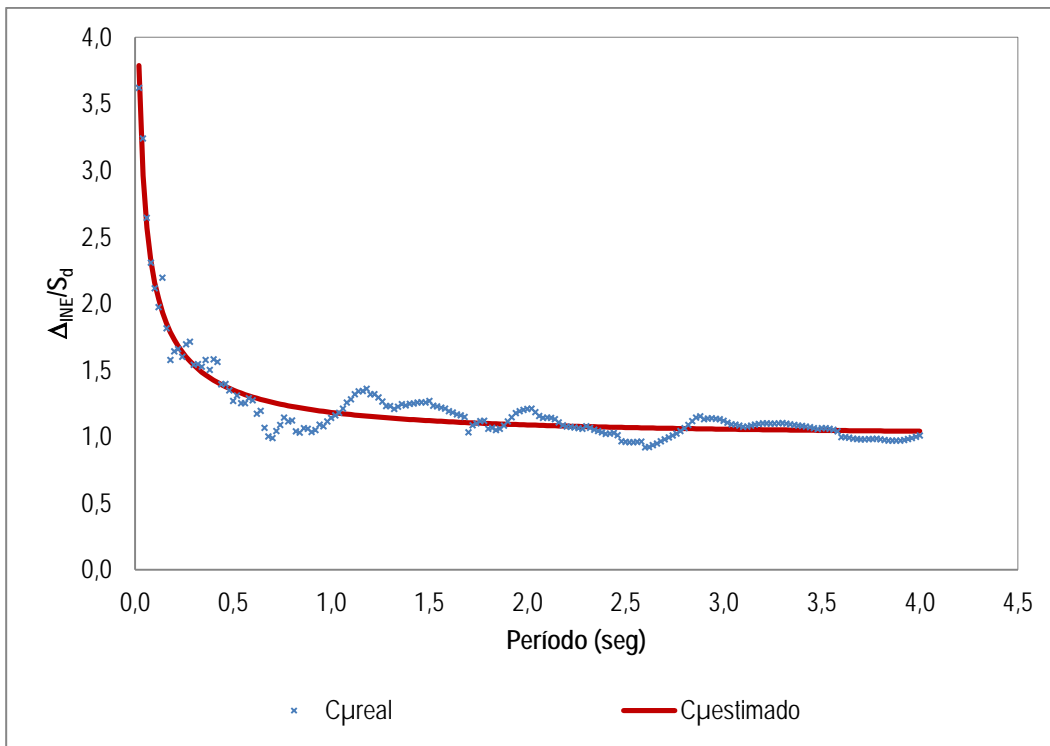




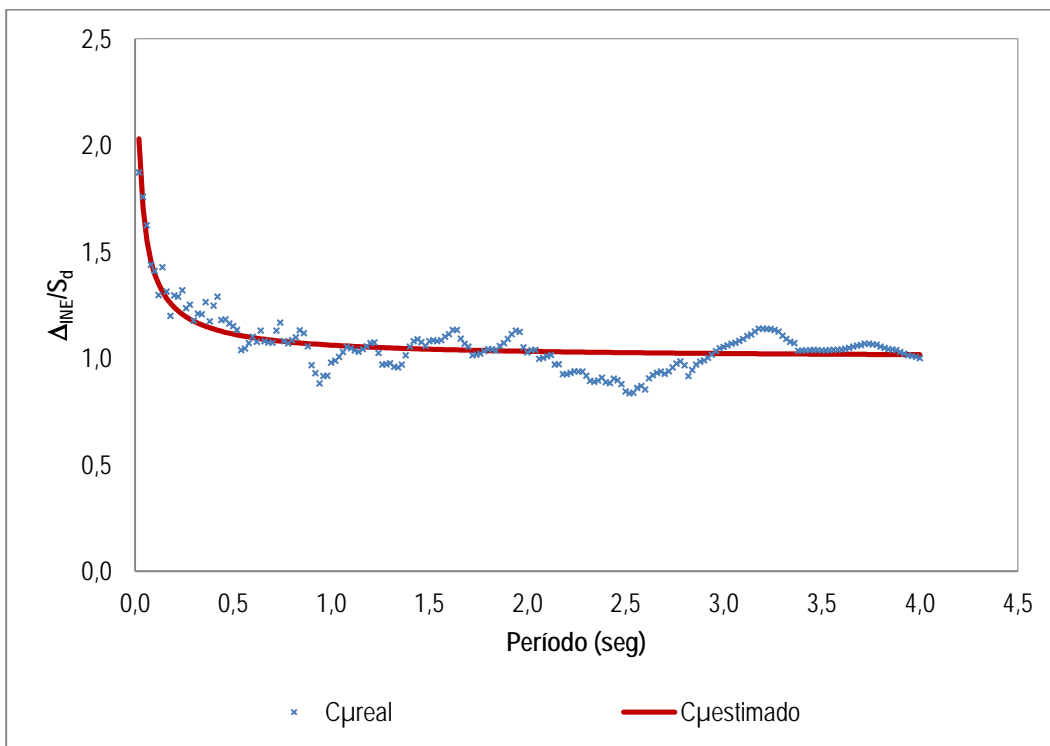
(g) Suelo D, ductilidad  $\mu=2$



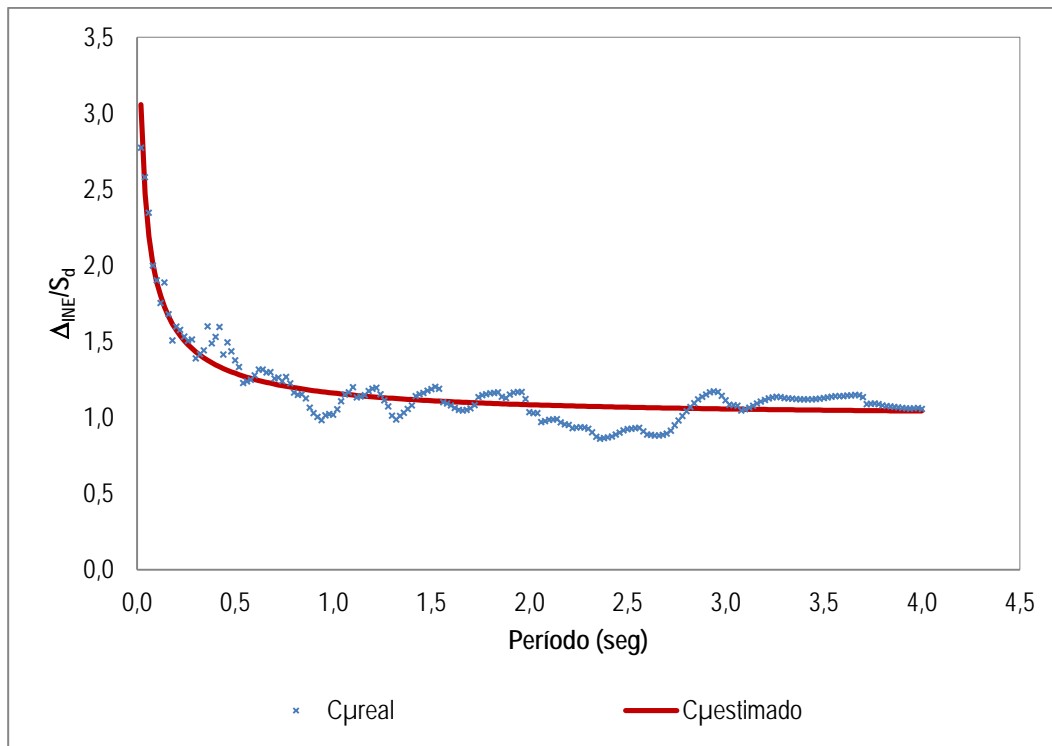
(h) Suelo D, ductilidad  $\mu=3$



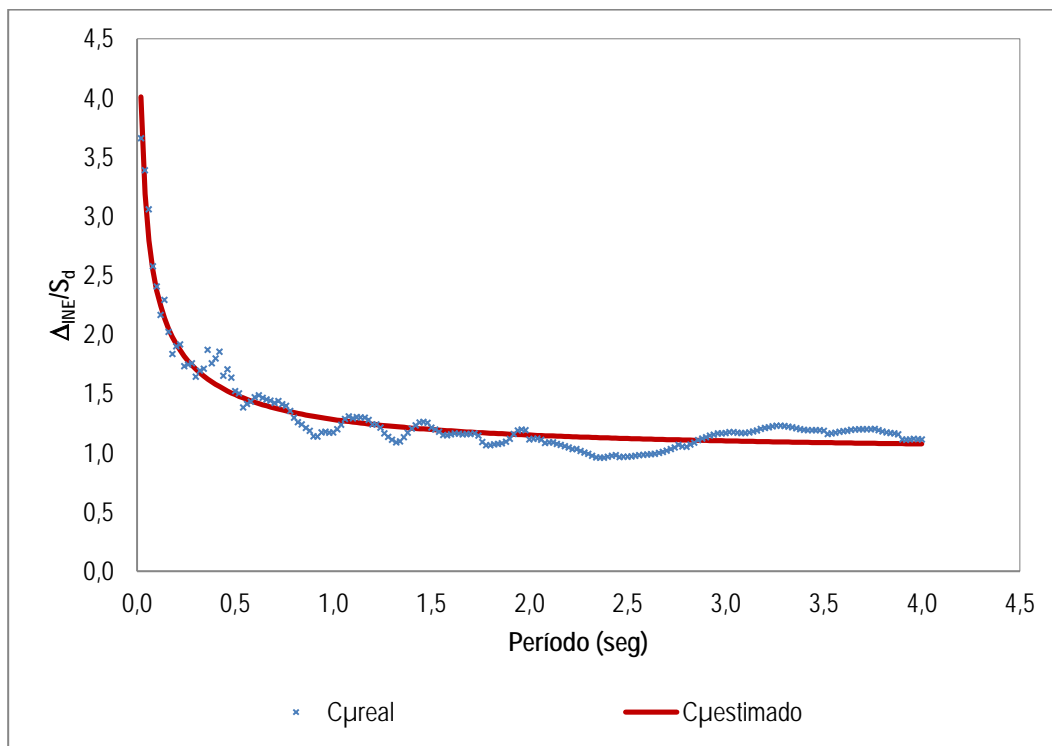
(i) Suelo D, ductilidad  $\mu=4$



(j) Suelo E, ductilidad  $\mu=2$

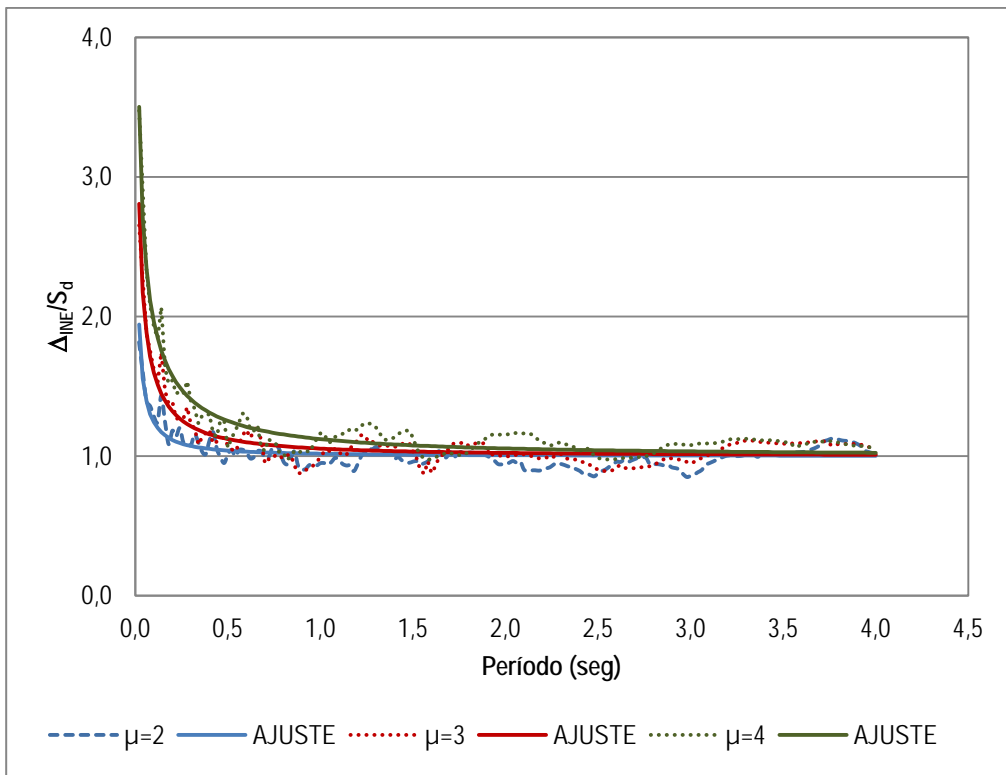


(k) Suelo E, ductilidad  $\mu=3$

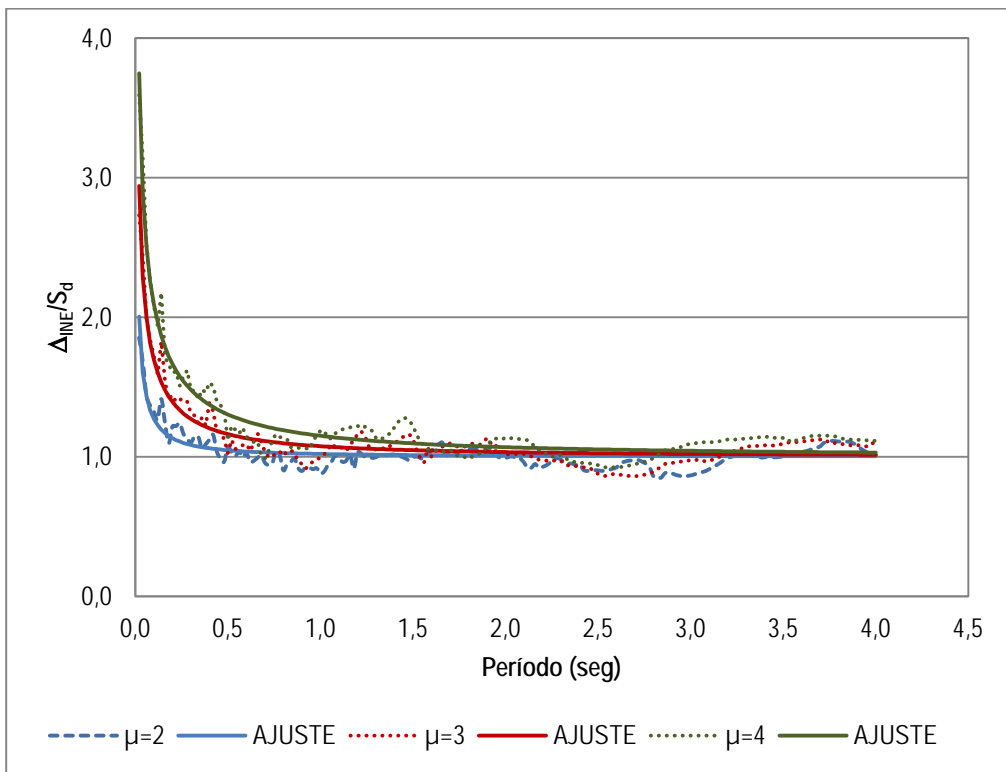


(l) Suelo E, ductilidad  $\mu=4$

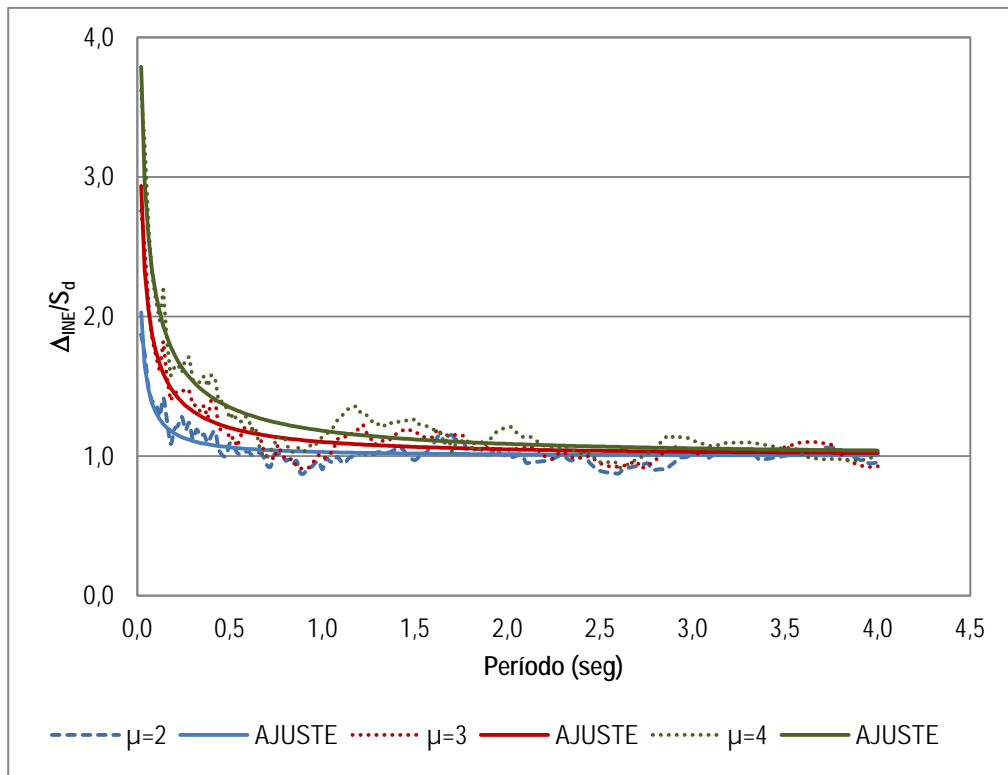
Figura 3.8.2. Ajuste del coeficiente  $C_{\mu}$  para perfil de suelo B, C, D, E y ductilidades dos, tres y cuatro.



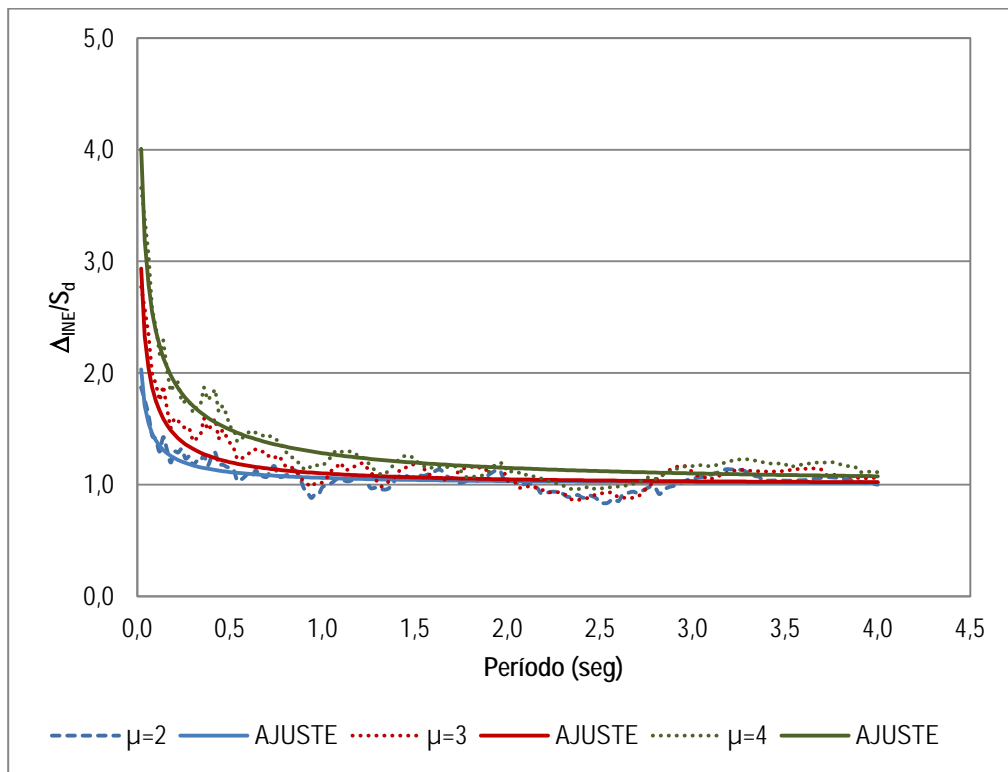
(a) Suelo B



(b) Suelo C



(c) Suelo D

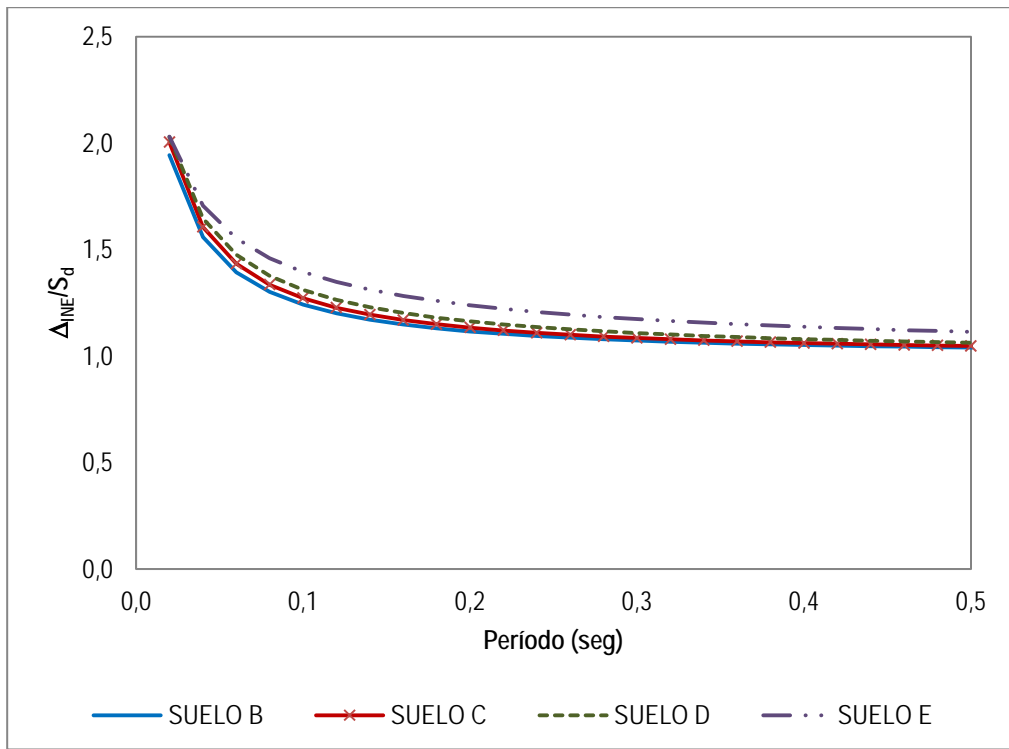


(d) Suelo E

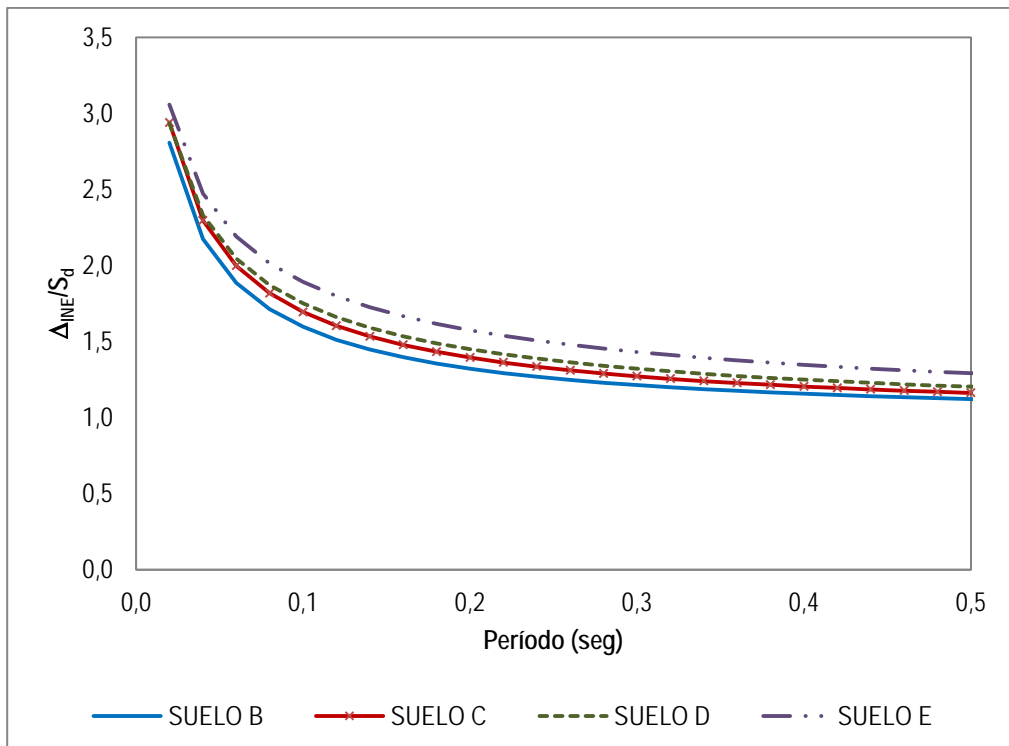
Figura 3.8.3. Comparación de valores medios y curvas de ajuste para ductilidades dos, tres y cuatro.

Taba 3.8.1. Coeficiente de correlación ( $R^2$ ) del ajuste de las curvas.

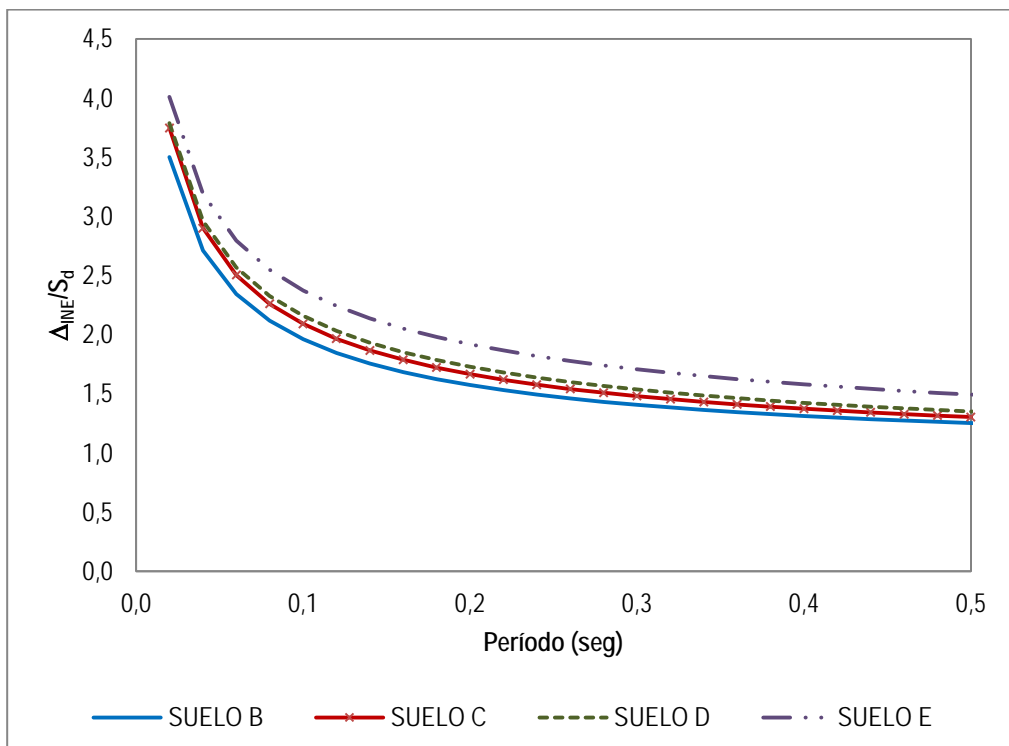
Suelo	Ductilidad		
	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$
B	0,77	0,86	0,92
C	0,79	0,86	0,92
D	0,75	0,88	0,92
E	0,71	0,86	0,93



(a) Ductilidad  $\mu=2$



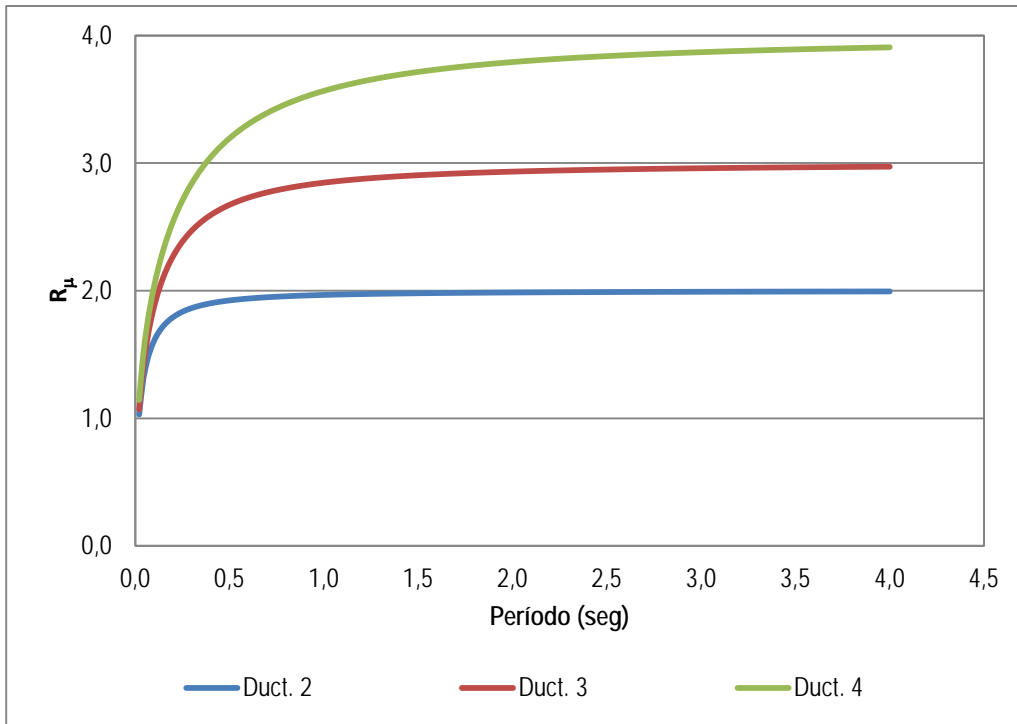
(b) Ductilidad  $\mu=3$



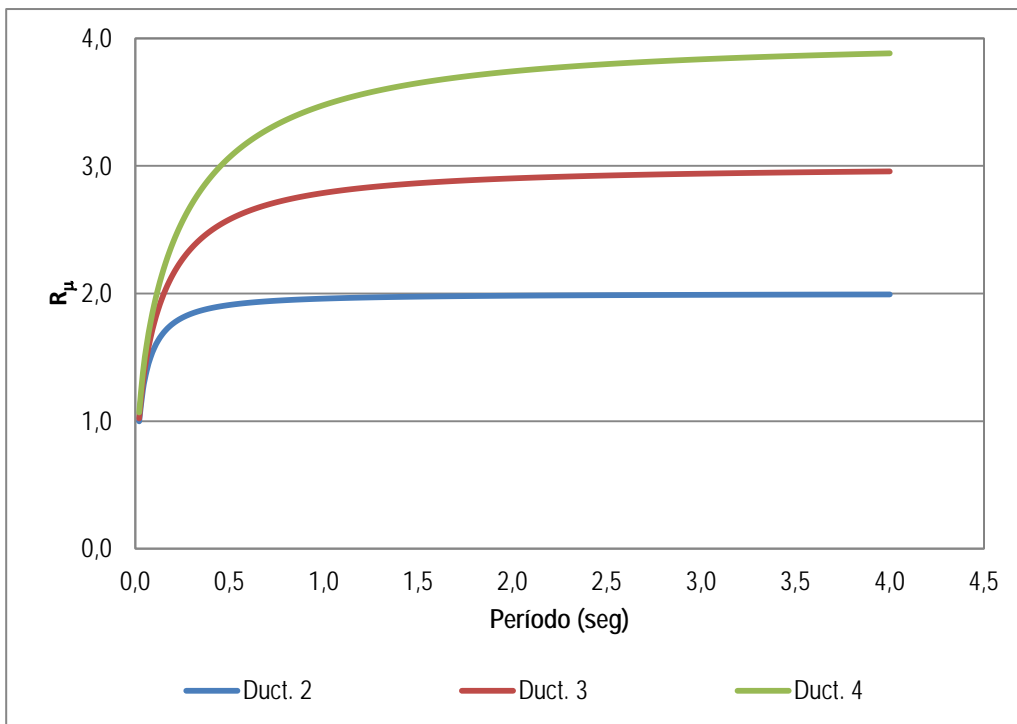
(c) Ductilidad  $\mu=4$

Figura 3.8.4. Comparación de valores medios y curvas de ajuste para perfiles de suelo B, C, D y E.

ANEXO 3.9. FACTOR DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD ( $R_{\mu}$ )

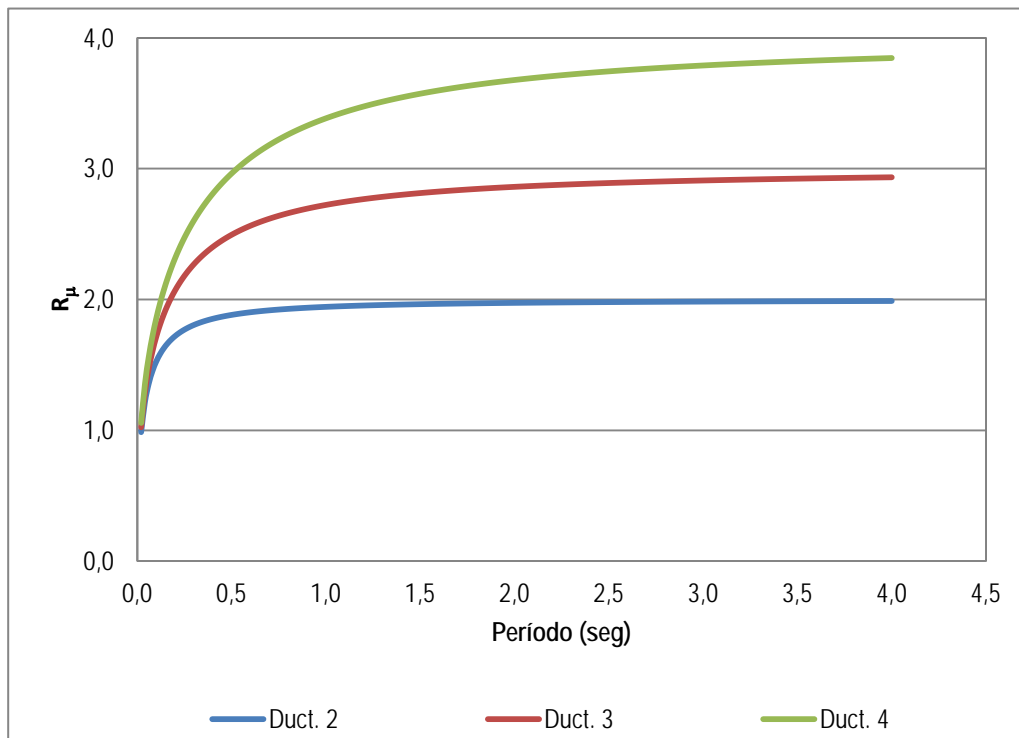


(a) Suelo B

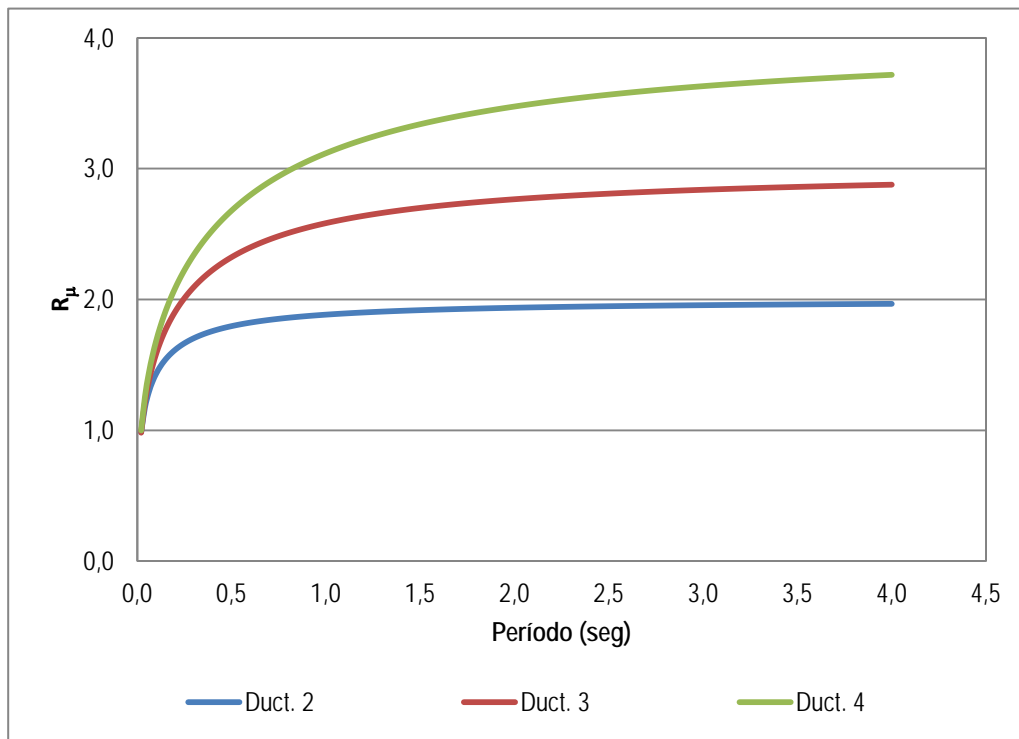


(b) Suelo C





(c) Suelo D



(d) Suelo E

Figura 3.9.1. Variación de  $R_\mu$  para perfiles ductilidades dos, tres y cuatro.

ANEXO 3.10. COEFICIENTE  $\beta_2$

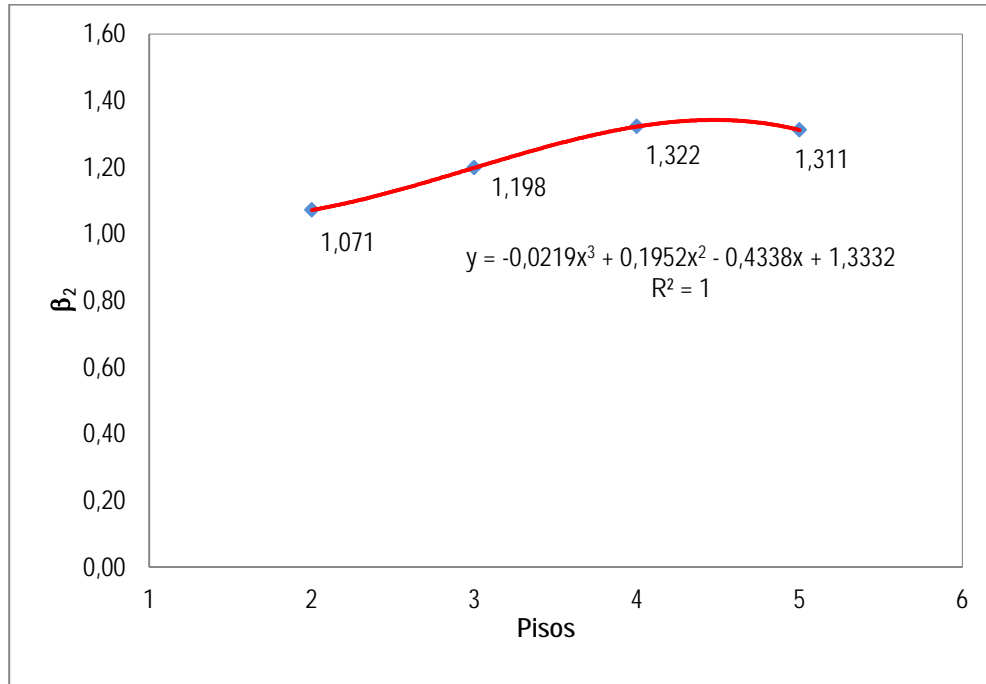


Figura 3.10.1. Valores medios del parámetro  $\beta_2$  en función del número de pisos.

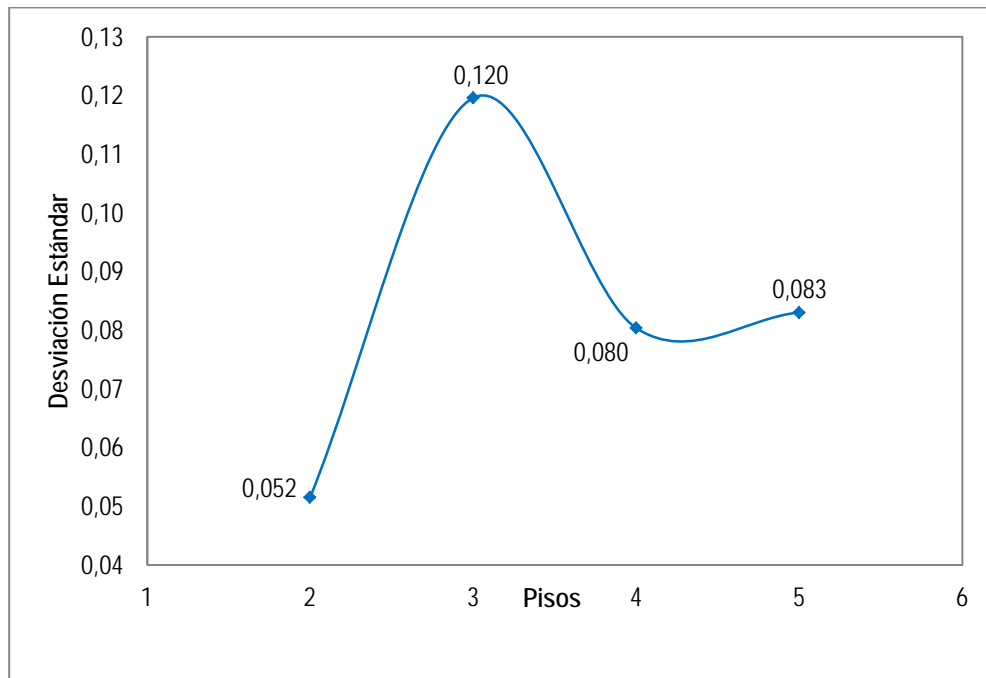


Figura 3.10.2. Desviación estándar del parámetro  $\beta_2$  en función del número de pisos.

ANEXO 3.11. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL FACTOR  $R_{\Omega}$

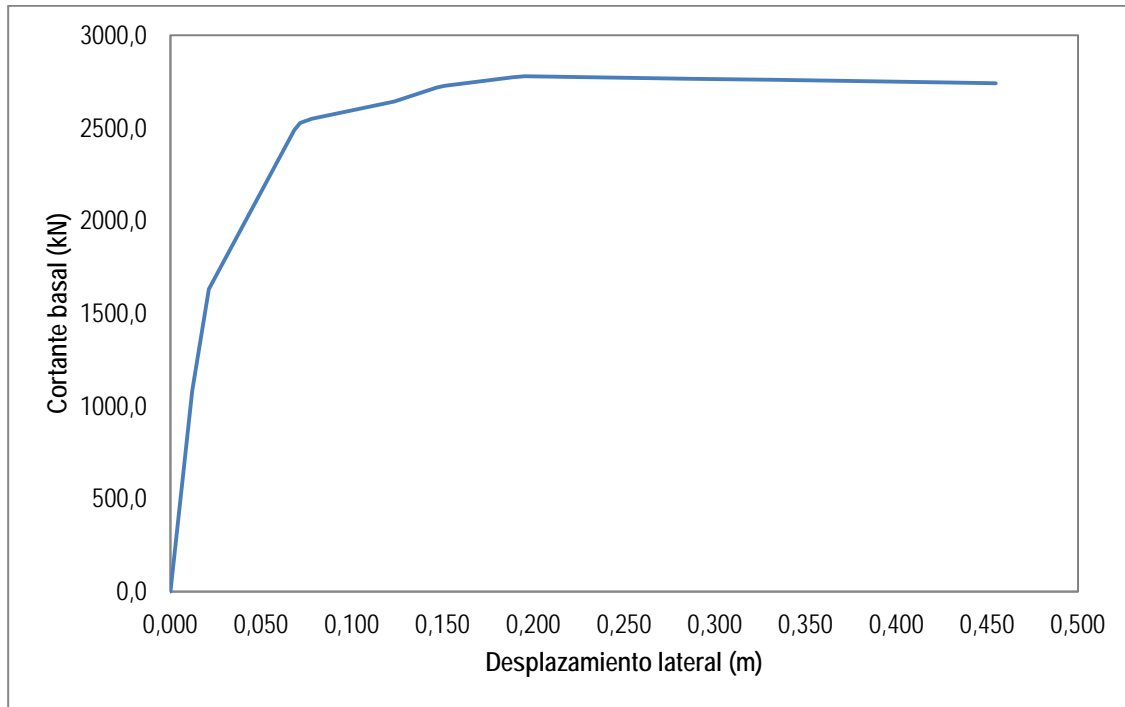


Figura 3.11.1. Curva de capacidad de una edificación de cinco pisos.

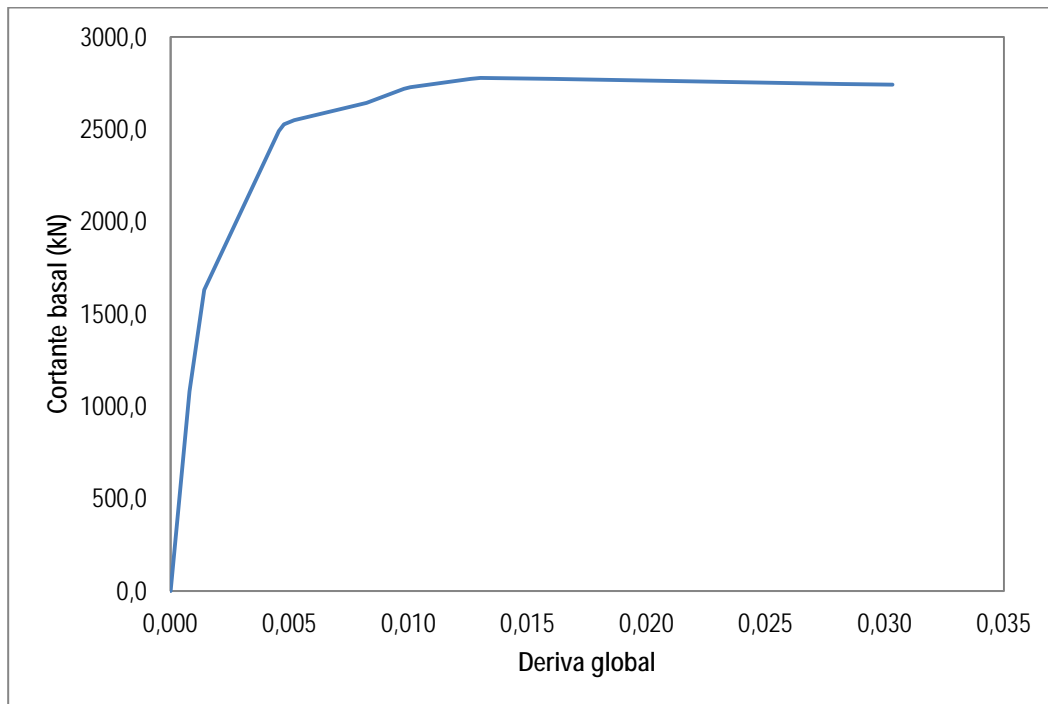


Figura 3.11.2. Curva que relaciona la deriva global con el cortante basal ( $\gamma_g - V$ ).

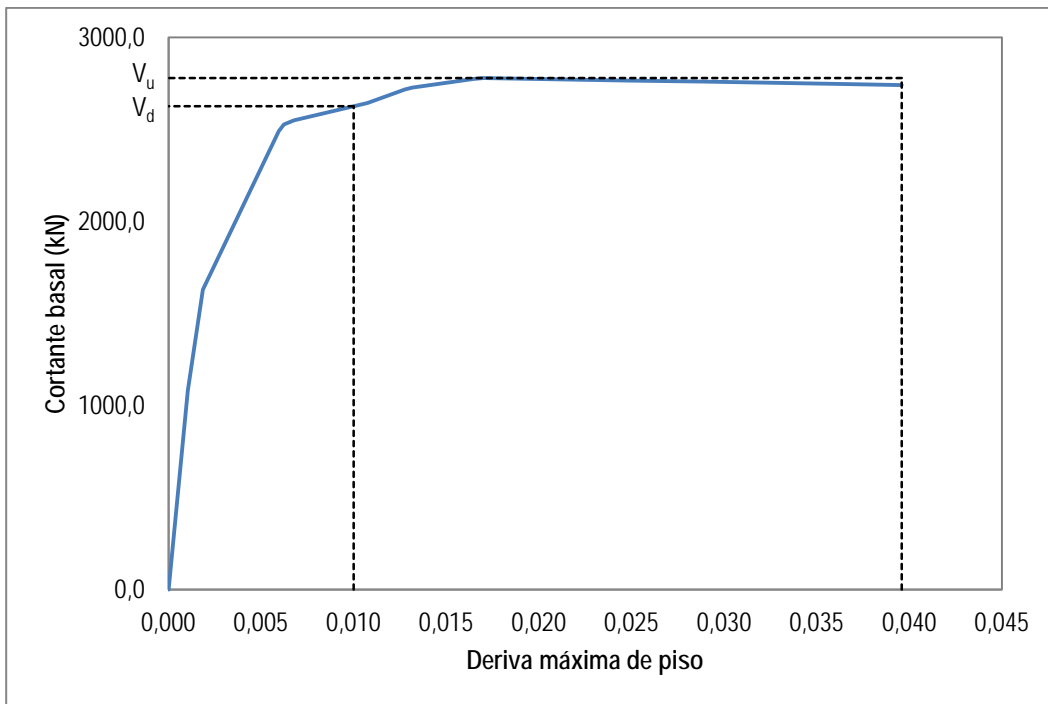
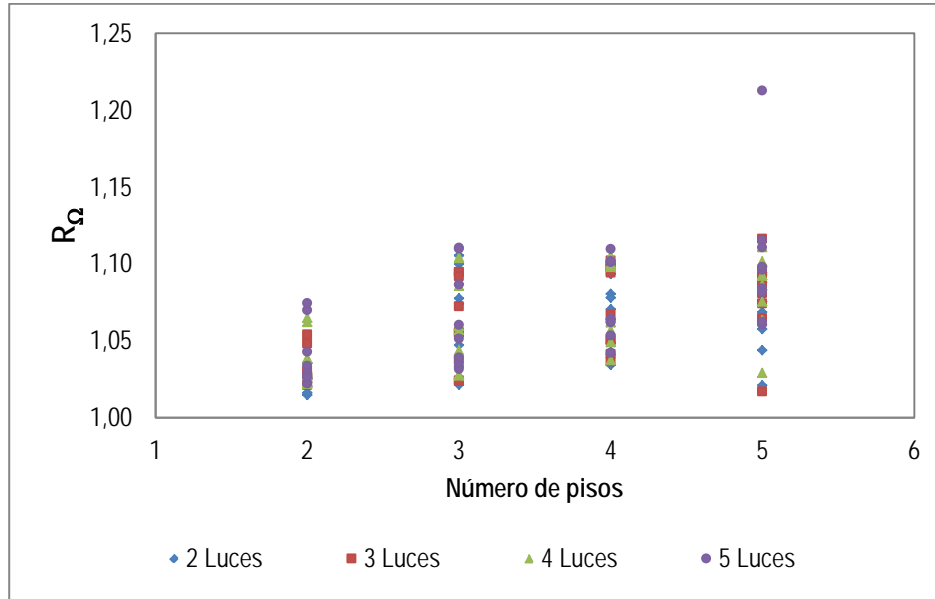
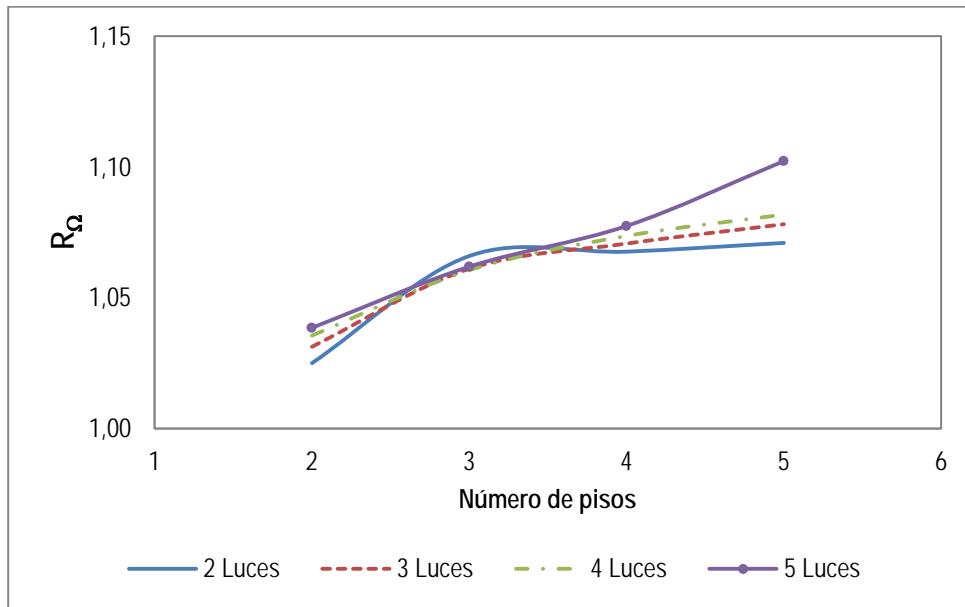


Figura 3.11.3. Curva que relaciona la deriva global con el cortante basal ( $\gamma_g - V$ ).

ANEXO 3.12. VARIACIÓN DEL FACTOR  $R_{\Omega}$  EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE PISOS

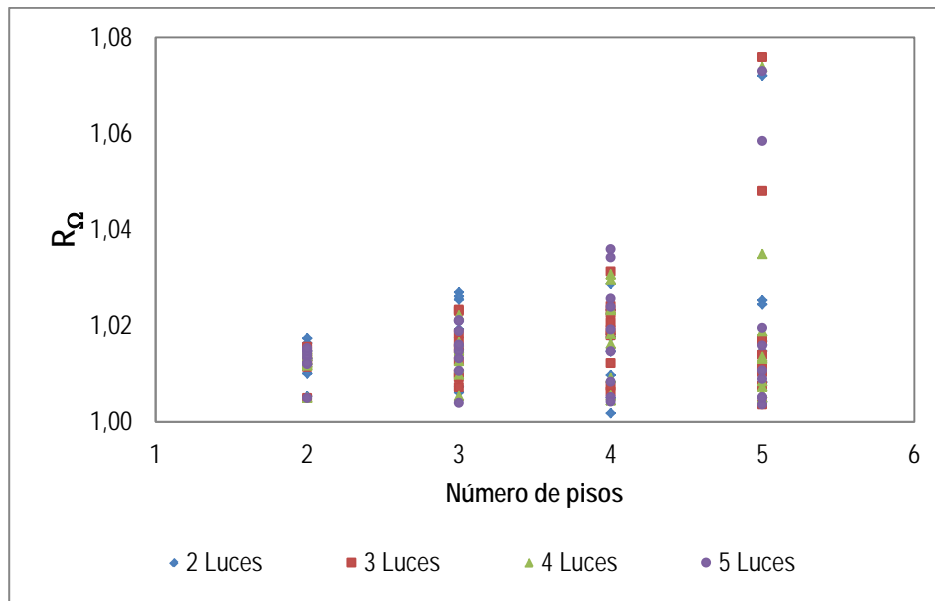


(a) Valores de  $R_{\Omega}$

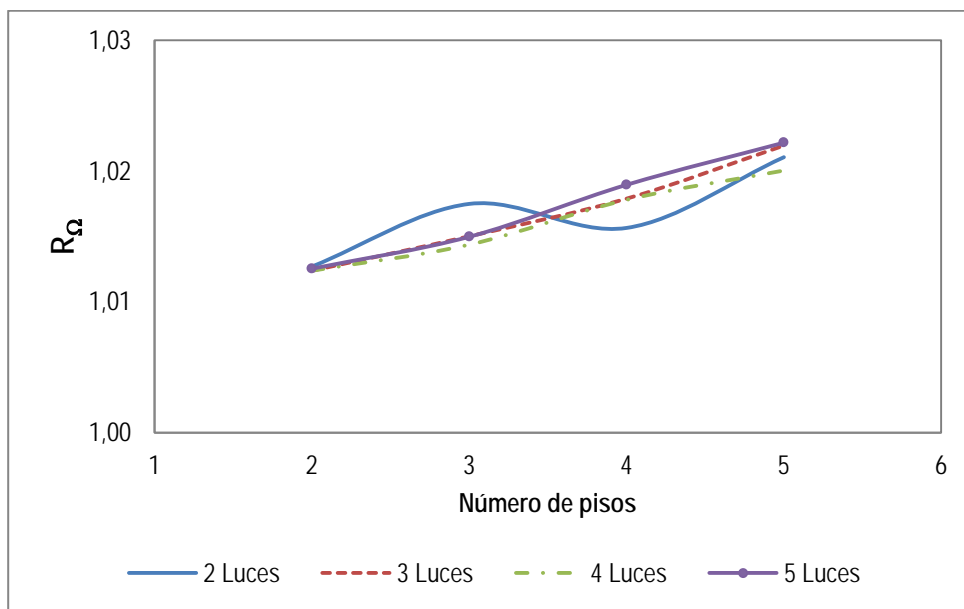


(b) Valores medios de  $R_{\Omega}$

Figura 3.12.1. Factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ) para deriva de piso ( $\gamma=0,5\%$ ).

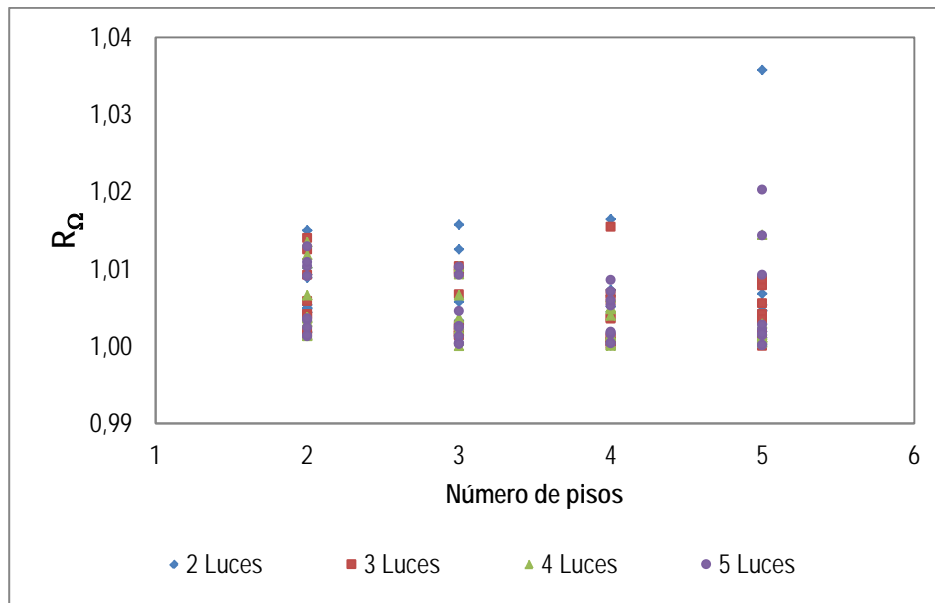


(a) Valores de  $R_{\Omega}$

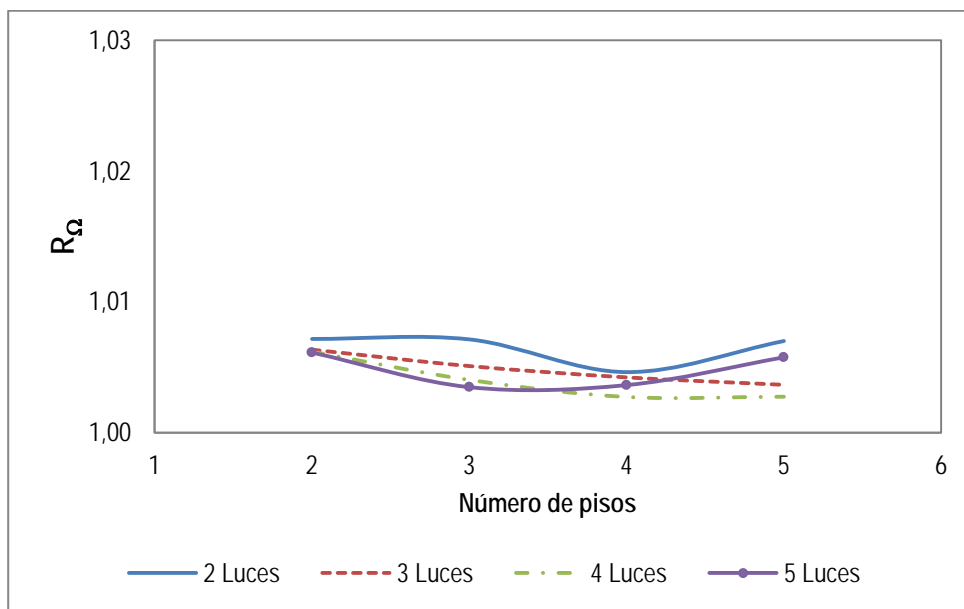


(b) Valores medios de  $R_{\Omega}$

Figura 3.12.2. Factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ) para deriva de piso ( $\gamma=1,0\%$ ).

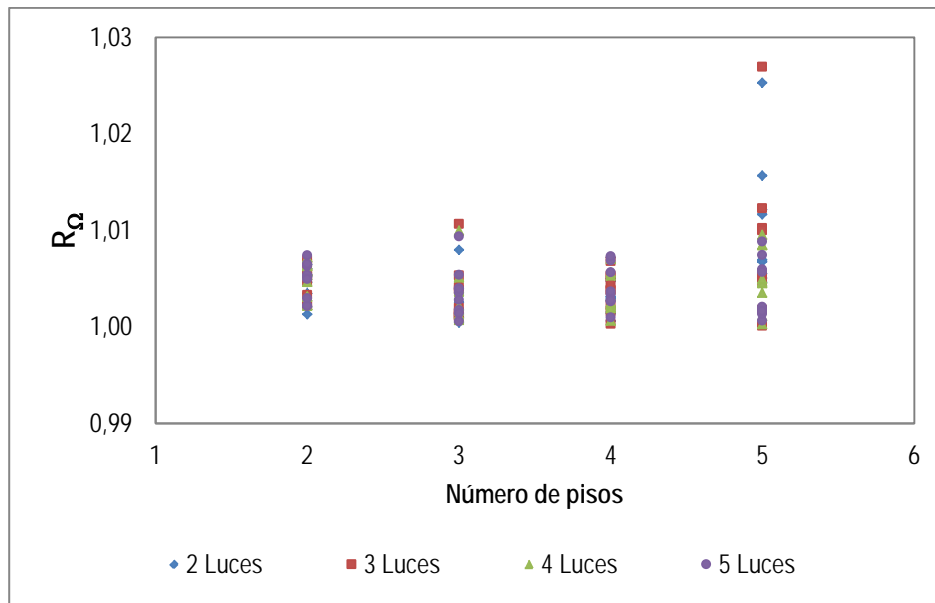


(a) Valores de  $R_{\Omega}$

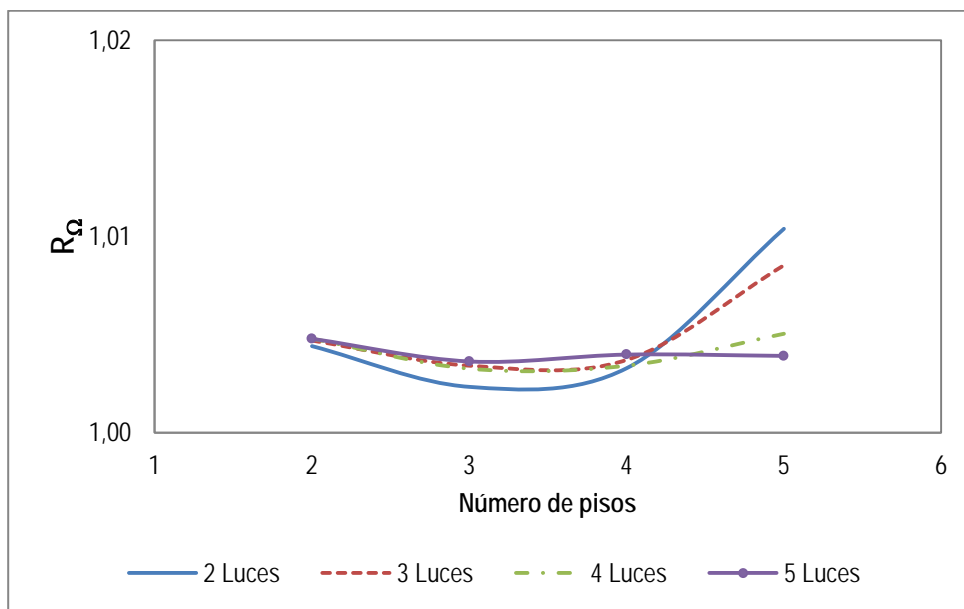


(b) Valores medios de  $R_{\Omega}$

Figura 3.12.3. Factor de sobre resistencia ( $R_{\Omega}$ ) para deriva de piso ( $\gamma=1,5\%$ ).



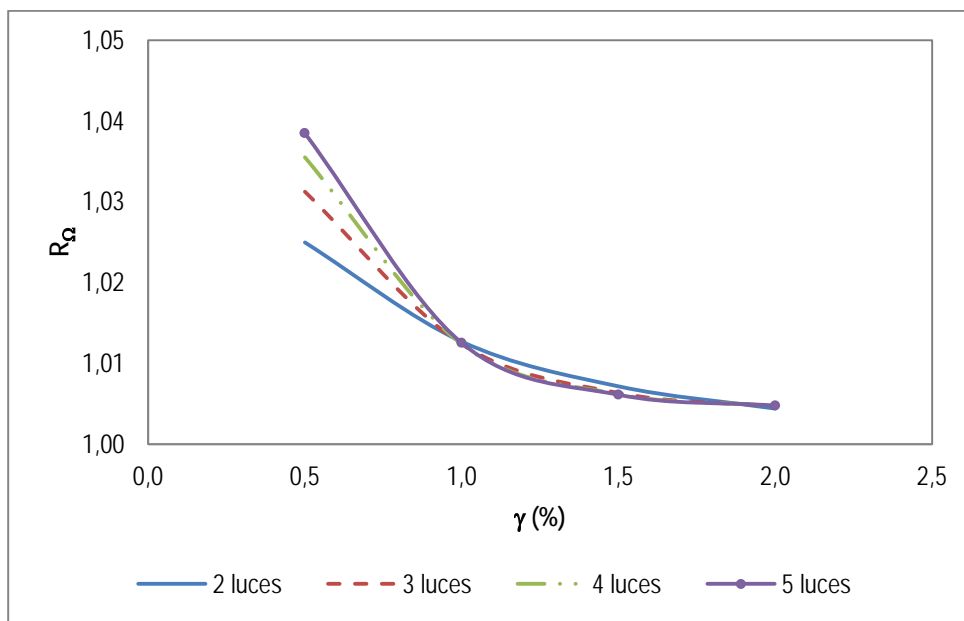
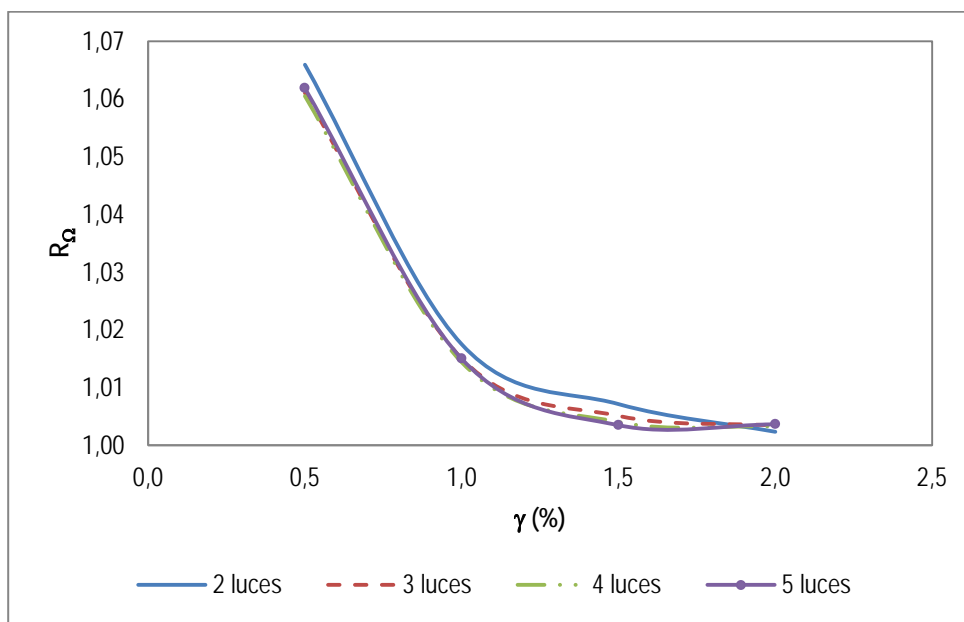
(a) Valores de  $R_\Omega$



(b) Valores medios de  $R_\Omega$

Figura 3.12.4. Factor de sobre resistencia ( $R_\Omega$ ) para deriva de piso ( $\gamma=2,0\%$ ).



ANEXO 3.13. VARIACIÓN DEL FACTOR  $R_{\Omega}$  EN FUNCIÓN DE LA DERIVA DE PISOFigura 3.13.1. Factor de sobre resistencia  $R_{\Omega}$  en función de la deriva de piso. Edificios de dos pisos.Figura 3.13.2. Factor de sobre resistencia  $R_{\Omega}$  en función de la deriva de piso. Edificios de tres pisos.

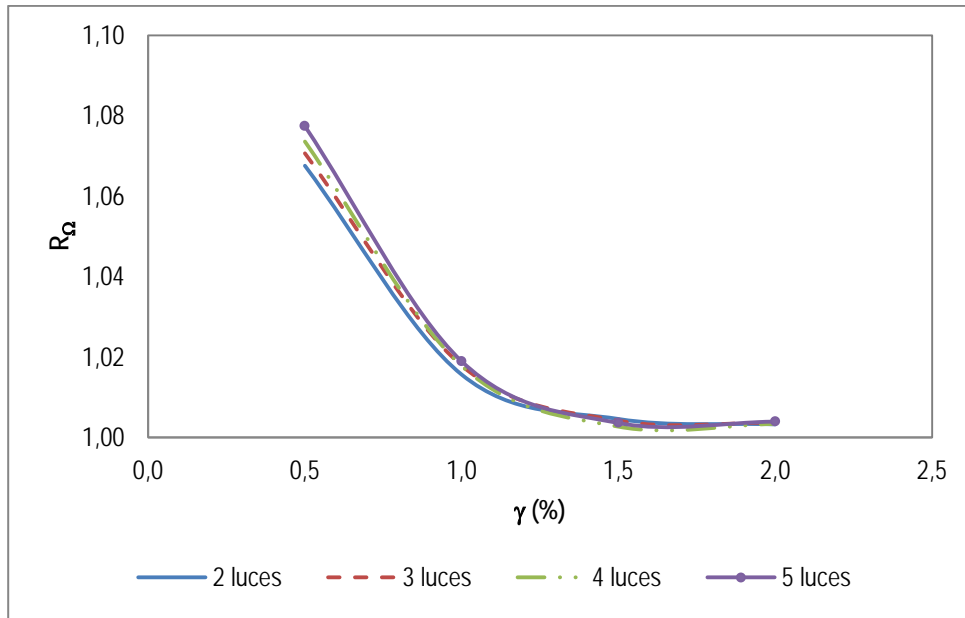


Figura 3.13.3. Factor de sobre resistencia  $R_{\Omega}$  en función de la deriva de piso. Edificios de cuatro pisos.

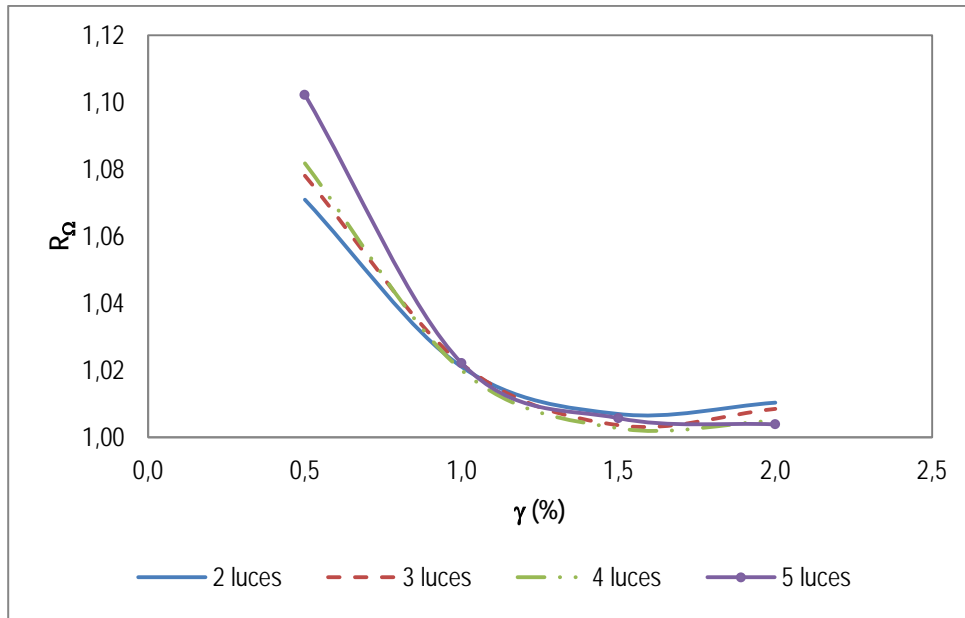
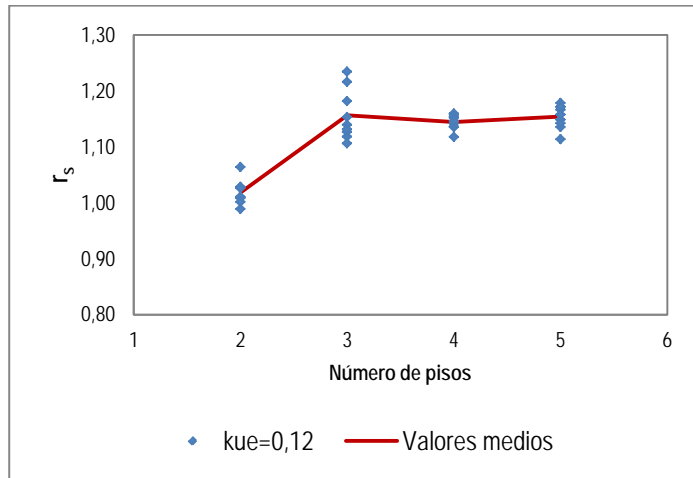
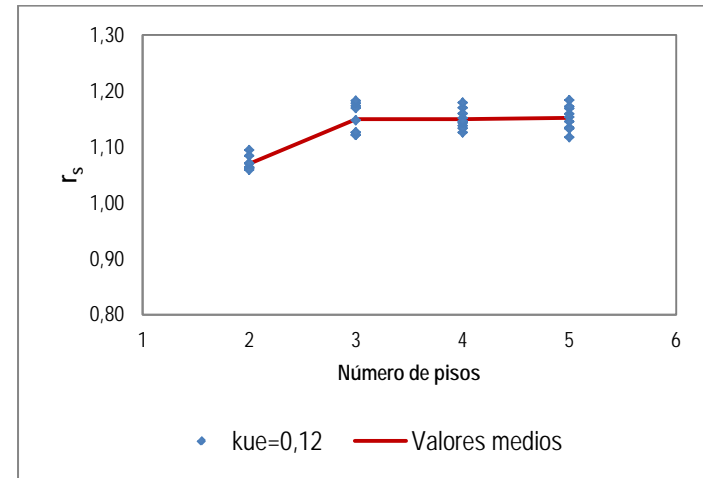


Figura 3.13.4. Factor de sobre resistencia  $R_{\Omega}$  en función de la deriva de piso. Edificios de cinco pisos.

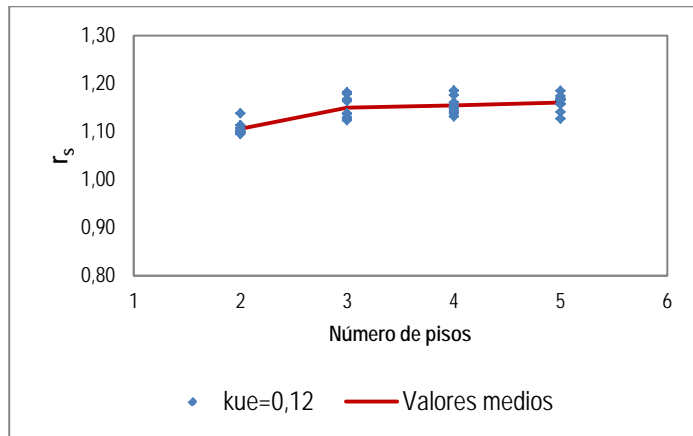
ANEXO 3.14. VARIACIÓN DEL FACTOR DE REDUNDANCIA MODELO DE TSOPELAS Y HUSAIN (2004)



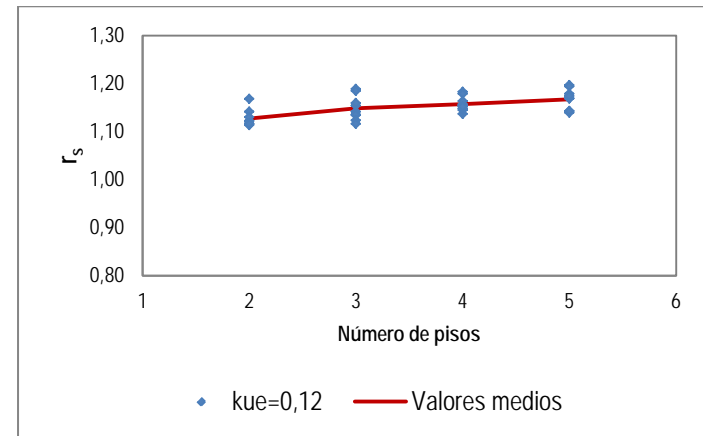
(a) Dos luces.



(b) Tres luces.

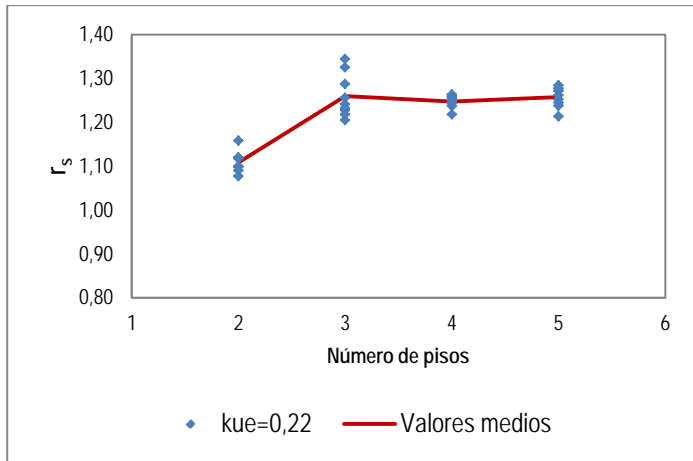


(c) Cuatro luces.

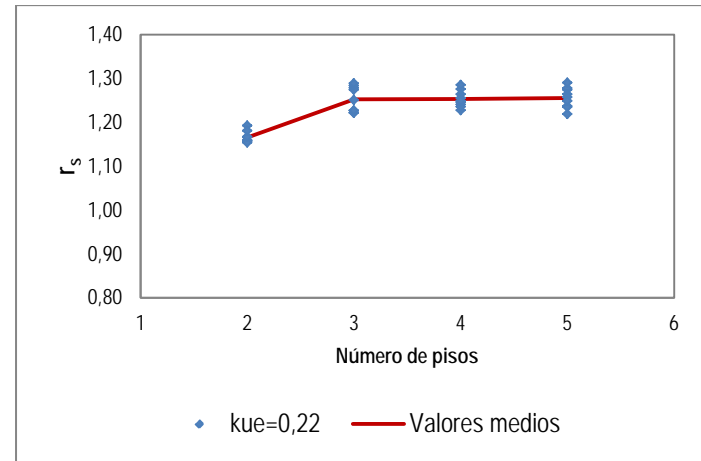


(d) Cinco luces.

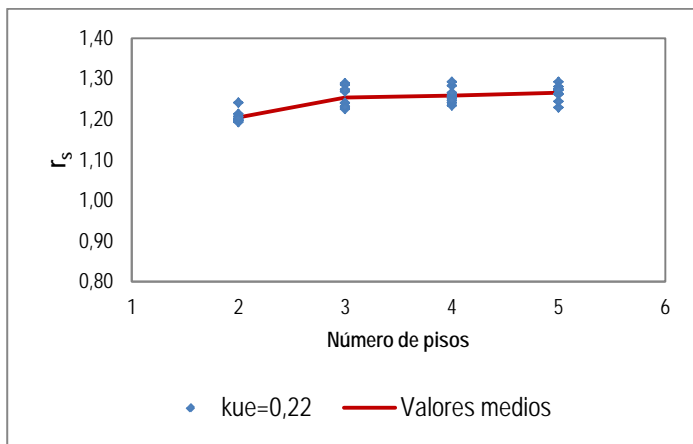
Figura 3.14.1. Variación del factor de redundancia para  $k_{ue} = 0,12$ .



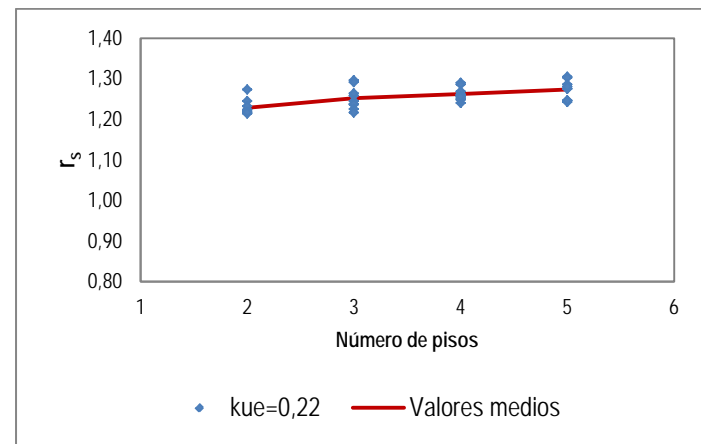
(a) Dos luces.



(b) Tres luces.

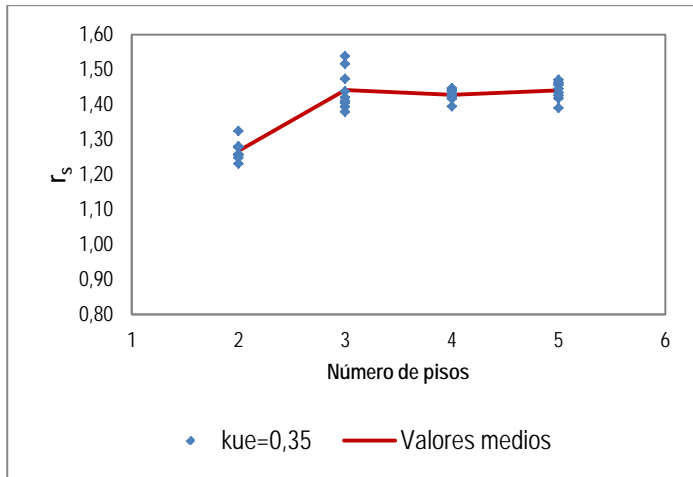


(c) Cuatro luces.

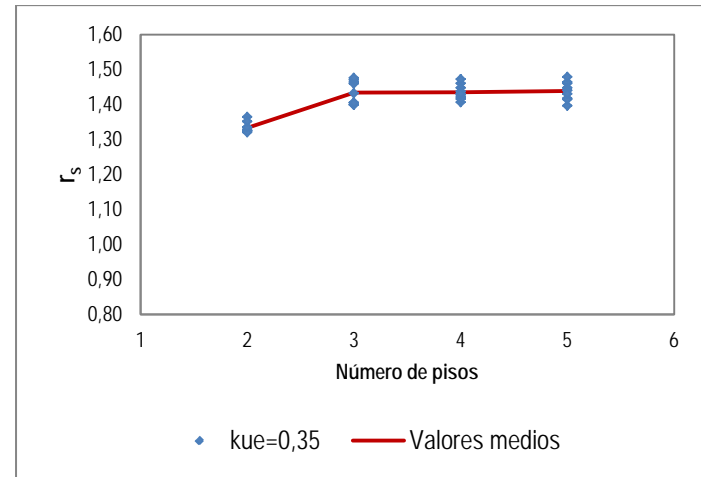


(d) Cinco luces.

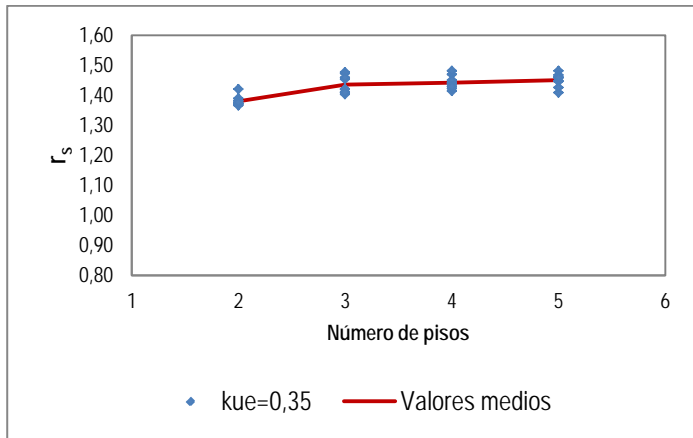
Figura 3.14.2. Variación del factor de redundancia para  $k_{ue} = 0,22$ .



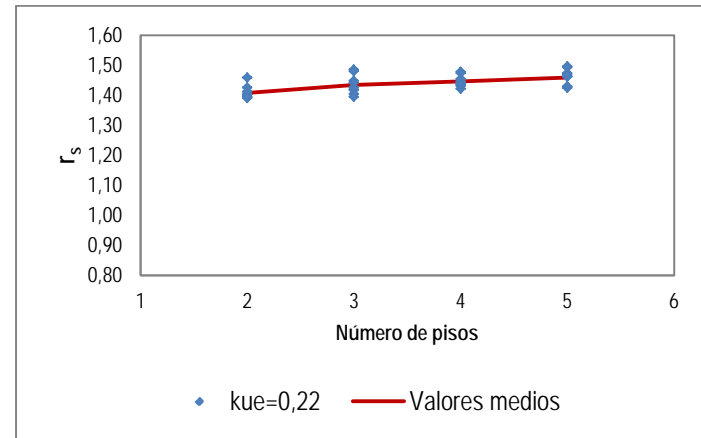
(a) Dos luces.



(b) Tres luces.



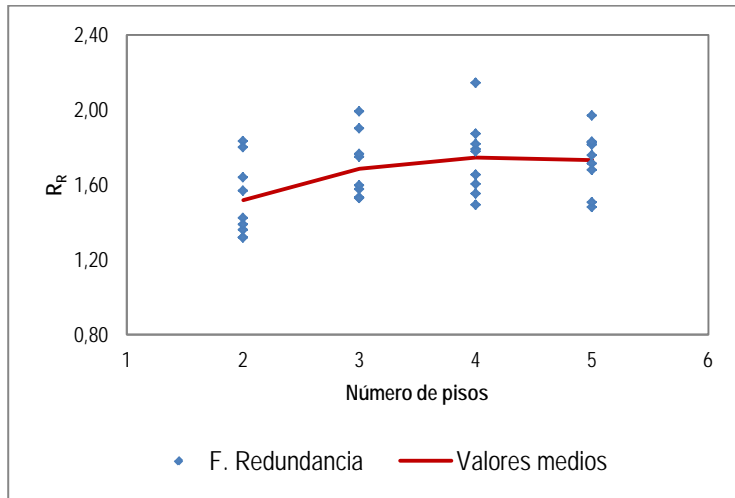
(c) Cuatro luces.



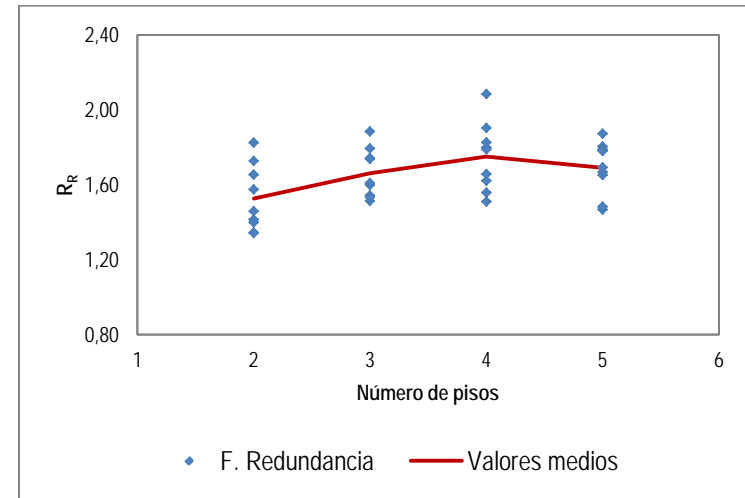
(d) Cinco luces.

Figura 3.14.3. Variación del factor de redundancia para  $k_{ue}=0,35$ .

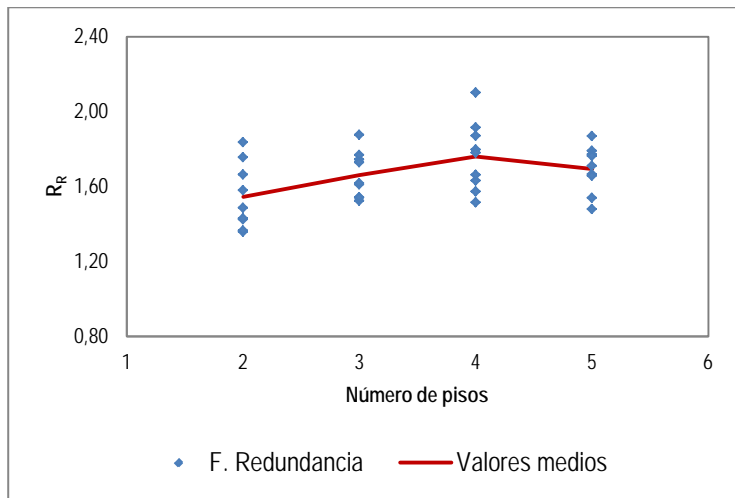
ANEXO 3.15. FACTOR  $R_R$  EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE PISOS



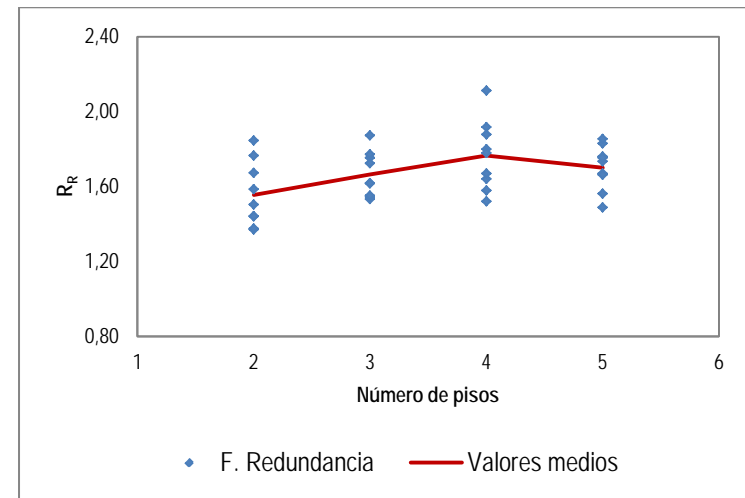
(a) Dos luces.



(b) Tres luces.



(c) Cuatro luces.



(d) Cinco luces.

Figura 3.15.1. Variación de  $R_R$  para las estructuras de dos a cinco luces.

### ANEXO 3.16. PARÁMETROS ESTADÍSTICOS DEL FACTOR DE REDUCCIÓN

El grado según el cual los datos numéricos tienden a difundirse alrededor de su valor promedio es llamado variación o dispersión de los datos. Varias medidas de dispersión o variación son aplicables, entre las más comunes tenemos: la desviación estándar y la dispersión relativa o coeficiente de variación. Siendo la primera utilizada para establecer los intervalos de confianza.

Desviación estándar ( $\sigma$ ) de la población:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N (X_j - \bar{X})^2}{N}}$$

Se sustituye N en el denominador por (N-1) y se denota por la letra s. La varianza es igual a  $\sigma^2$  y el coeficiente de variación es igual a  $V = \frac{\sigma}{\bar{X}}$ . A

continuación, se muestran algunos de resultados de la aplicación de estos operadores estadísticos a esta investigación.

Tabla 3.16.1. Parámetros estadísticos (media y varianza). Factor de reducción por ductilidad.

Parámetro	SUELO B			SUELO C			SUELO D			SUELO E		
	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$
Media	1,9236	2,6763	3,2089	1,9102	2,5860	3,0844	1,8825	2,5022	2,9818	1,7988	2,3349	2,7020
Varianza	0,0008	0,0101	0,0354	0,0010	0,0130	0,0398	0,0014	0,0140	0,0396	0,0022	0,0155	0,0373

Tabla 3.16.2. Parámetros estadísticos (media y varianza). Factores de sobre resistencia y redundancia.

Parámetro	Factor de sobre resistencia				Factor de redundancia
	$\gamma=0,5\%$	$\gamma=1,0\%$	$\gamma=1,5\%$	$\gamma=2,0\%$	
Media	1,0625	1,0166	1,0050	1,0046	1,6523
Varianza	0,0002	0,0000	0,0000	0,0000	0,0058

La varianza combinada se emplea cuando las distribuciones que se comparan tienen diferente cantidad de elementos de partida (datos) y por tanto

se hace necesario definir una variancia compuesta ponderada como se muestra a continuación: 
$$S^2 = \frac{N_1 S_1^2 + N_2 S_2^2 + N_3 S_3^2}{N_1 + N_2 + N_3}$$

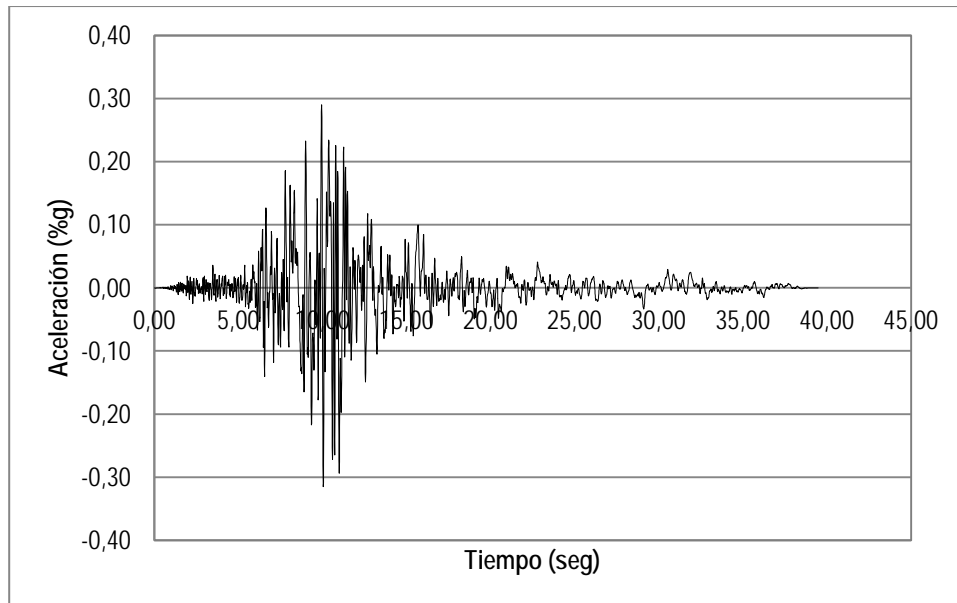
Tabla 3.16.3. Dispersión relativa. Factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

Parámetro	Suelo	$\mu=2$				$\mu=3$				$\mu=4$			
		$\gamma=0,5\%$	$\gamma=1,0\%$	$\gamma=1,5\%$	$\gamma=2,0\%$	$\gamma=0,5\%$	$\gamma=1,0\%$	$\gamma=1,5\%$	$\gamma=2,0\%$	$\gamma=0,5\%$	$\gamma=1,0\%$	$\gamma=1,5\%$	$\gamma=2,0\%$
Media combinada	B	1,5461	1,5308	1,5270	1,5268	1,7970	1,7817	1,7779	1,7777	1,9746	1,9592	1,9554	1,9553
	C	1,5417	1,5263	1,5225	1,5223	1,7669	1,7516	1,7478	1,7476	1,9331	1,9178	1,9139	1,9138
	D	1,5324	1,5171	1,5133	1,5131	1,7390	1,7237	1,7198	1,7197	1,8989	1,8835	1,8797	1,8796
	E	1,5045	1,4892	1,4854	1,4852	1,6832	1,6679	1,6641	1,6639	1,8056	1,7903	1,7864	1,7863
Varianza combinada	B	0,0023	0,0022	0,0022	0,0022	0,0054	0,0053	0,0053	0,0053	0,0138	0,0137	0,0137	0,0137
	C	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0153	0,0152	0,0152	0,0152
	D	0,0025	0,0024	0,0024	0,0024	0,0067	0,0066	0,0066	0,0066	0,0152	0,0151	0,0151	0,0151
	E	0,0027	0,0027	0,0027	0,0027	0,0072	0,0071	0,0071	0,0071	0,0144	0,0144	0,0144	0,0144
Dispersión relativa (%)	B	3,0800	3,0700	3,0700	3,0700	4,0800	4,0900	4,1000	4,1000	5,9500	5,9800	5,9900	5,9900
	C	3,1400	3,1300	3,1300	3,1300	4,5000	4,5200	4,5300	4,5300	6,3900	6,4300	6,4400	6,4400
	D	3,2400	3,2300	3,2400	3,2400	4,7000	4,7200	4,7300	4,7300	6,4900	6,5300	6,5500	6,5500
	E	3,4800	3,4800	3,4900	3,4900	5,0400	5,0600	5,0700	5,0700	6,6500	6,6900	6,7100	6,7100

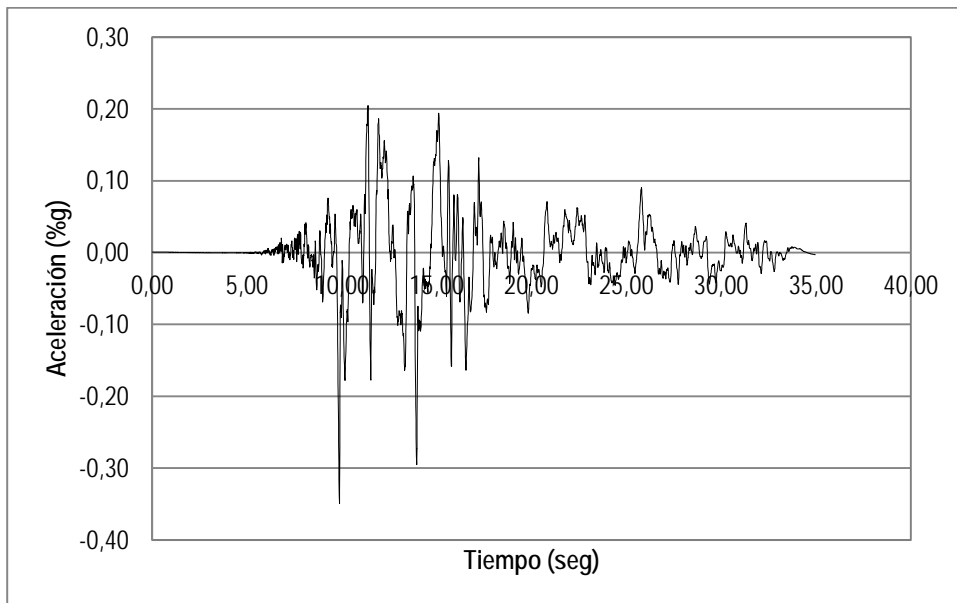
*Nota:* El coeficiente de variación es independiente de las unidades usadas. Por esta razón es útil al comparar las distribuciones donde las unidades pueden ser diferentes.



### ANEXO 3.17. MUESTRA DE ACELEROGRAMAS CLÁSICOS SELECCIONADOS Y PARÁMETROS DE INTERÉS



(a) Acelerograma Sismo Imperial Valley, Estados Unidos, 15 de octubre 1979.



(b) Acelerograma Sismo Kocaeli, Turquía, 17 de agosto 1999.

**Figura 3.17.1.** Acelerogramas de sismos clásicos usados en el análisis.

Tabla 3.17.1 Parámetros de interés de los sismos clásicos utilizados.

No.	Parámetro	Imperial Valley	Kocaeli
1	Aceleración Máxima (g)	0,32	0,35
2	Tiempo de aceleración máxima (seg)	10,04	9,87
3	Velocidad máxima (cm/seg)	31,50	62,18
4	Tiempo de máxima velocidad (seg)	8,55	10,38
5	Desplazamiento máximo (cm)	14,13	51,30
6	Tiempo de máximo desplazamiento (seg)	15,70	12,01
7	Intensidad de Arias: (m/seg)	1,26	1,32
8	Intensidad de Housner (cm)	124,01	176,18

## ANEXO 3.18. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA INCIDENCIA DE LOS PARÁMETROS VARIABLES EN EL FACTOR DE REDUCCIÓN

Tabla 3.18.1. Información de los factores.

Factor	Tipo	Niveles	Valores
No. pisos	Fijo	4	2; 3; 4; 5
No. luces	Fijo	4	2; 3; 4; 5

Tabla 3.18.2. Análisis de varianza del factor de sobre resistencia con derivas de piso de 0,5; 1,0; 1,5 y 2,0%.

Fuente	Deriva $\gamma=0,5\%$				Deriva $\gamma=1,0\%$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	0,021940	0,007313	178,41	0,000	0,000446	0,000149	149,42	0,000
No. luces	0,000006	0,000002	0,05	0,986	0,000000	0,000000	0,05	0,986
Error	0,005616	0,000041	-	-	0,000136	0,000001	-	-
Error puro	0,005610	0,000044	-	-	0,000136	0,000001	-	-
Total	0,027560	-	-	-	0,000583	-	-	-
Fuente	Deriva $\gamma=1,5\%$				Deriva $\gamma=2,0\%$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	0,000111	0,000037	156,72	0,000	0,000060	0,000020	174,54	0,000
No. luces	0,000000	0,000000	0,03	0,992	0,000000	0,000000	0,05	0,985
Error	0,000032	0,000000	-	-	0,000016	0,000000	-	-
Error puro	0,000032	0,000000	-	-	0,000016	0,000000	-	-
Total	0,000143	-	-	-	0,000076	-	-	-

**Dónde:** SC Ajust.: suma de los cuadrados, MC Ajust.: es la variación entre diferentes niveles, Valor F: es el valor estadístico de contraste y

Valor p: es el valor de significación.

Tabla 3.18.3. Coeficientes del factor de sobre resistencia.

Término	Deriva $\gamma=0,5\%$					Deriva $\gamma=1,0\%$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	1,06260	0,00053	1991,23	0,000	-	1,01670	0,00008	12225,20	0,000	-
No. pisos										
2	-0,019270	0,000924	-20,85	0,000	1,50	-0,002895	0,000144	-20,10	0,000	1,50
3	-0,000127	0,000924	-0,14	<b>0,891</b>	1,50	0,000236	0,000144	1,64	<b>0,103</b>	1,50
4	0,004697	0,000925	5,08	0,000	1,50	0,000870	0,000144	6,04	0,000	1,50
5	0,003522	0,000890	5,01	0,000	1,50	0,00089	0,000144	6,10	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,000292	0,000916	-0,32	0,750	1,49	-0,000046	0,000143	-0,32	0,749	1,49
3	-0,000051	0,000924	-0,05	0,956	1,50	-0,000007	0,000144	-0,05	0,961	1,50
4	0,000076	0,000933	0,08	0,936	1,51	0,000014	0,000145	0,09	0,925	1,51
5	0,00066	0,000935	0,09	0,925	1,51	0,000015	0,000145	0,10	0,921	1,51
Término	Deriva $\gamma=1,5\%$					Deriva $\gamma=2,0\%$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	1,00499	0,00004	24850,45	0,000	-	1,00459	0,00003	35607,16	0,000	-
No. pisos										
2	0,001460	0,000070	20,84	0,000	1,50	-0,000948	0,000049	-19,40	0,000	1,50
3	-0,000138	0,000070	-1,97	<b>0,051</b>	1,50	-0,000077	0,000049	-1,57	<b>0,118</b>	1,50
4	-0,000501	0,000070	-7,15	0,000	1,50	0,000168	0,000049	3,44	0,001	1,50
5	-0,000505	0,000070	-7,20	0,000	1,50	0,000175	0,000049	3,45	0,001	1,50
No. luces										
2	0,000017	0,000069	0,25	0,804	1,49	-0,000016	0,000048	-0,33	0,744	1,49
3	0,000004	0,000070	0,05	0,959	1,50	-0,000003	0,000049	-0,05	0,957	1,50
4	-0,000004	0,000071	-0,06	0,954	1,51	0,000004	0,000049	0,08	0,934	1,51
5	-0,000004	0,000071	-0,06	0,953	1,51	0,000004	0,000049	0,09	0,925	1,52

Dónde: Valor T: Prueba t de Student y EE del Coef.: Error estándar del coeficiente.

Con base a los resultados obtenidos y mostrados en la tabla 3.18.2, se puede inferir que de manera general el número de pisos influye en el factor de sobre resistencia, pues al ser el valor de  $p = 0,000$ , implica que se rechaza la hipótesis nula. Ahora bien, es importante analizar en la tabla 3.18.3 que para las cuatro derivas analizadas, cuando el número de pisos es tres el valor de  $p$  es mayor que 0,05 evidenciando que estadísticamente puede no haber influencia en el factor bajo análisis. Este resultado para las estructuras de tres pisos difiere con los resultados de las figuras de la 3.12.1 – 3.12.4, anexo 3.12, lo que puede interpretarse como que no se cuenta con suficiente evidencia para contradecir la influencia del número de luces en las variantes de edificios de tres pisos. De aquí que se sugiera en investigaciones posteriores ampliar la muestra.

Por otra parte, en la tabla 3.18.3, respecto al número de luces, no se puede rechazar la hipótesis nula pues para todos los casos  $p$  es mayor que 0,05, por lo que no se cuenta con suficiente evidencia para afirmar que el factor de sobre resistencia dependa del número de luces. Esta conclusión coincide con los resultados mostrados en la tabla 3.6 del epígrafe 3.4 de la página 74, donde se llegó a las mismas conclusiones.

**Tabla 3.18.4.** Análisis de varianza del factor de redundancia.

Fuente	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	0,624255	0,208085	157,97	0,000
No. luces	0,000091	0,000030	0,02	0,995
Error	0,171238	0,001317	-	-
Error puro	0,171024	0,001413	-	-
Total	0,796196	-	-	-

Tabla 3.18.5. Coeficientes del factor de redundancia.

Término	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	1,65393	0,00311	532,49	0,000	-
No. pisos					
2	-0,09685	0,00539	-17,97	0,000	1,54
3	-0,00854	0,00533	-1,60	0,112	1,53
4	0,01454	0,00550	2,64	0,009	1,56
5	0,01451	0,00551	2,65	0,009	1,55
No. luces					
2	-0,00087	0,00550	-0,16	0,875	1,54
3	-0,00066	0,00533	-0,12	0,901	1,51
4	0,00037	0,00533	0,07	0,944	1,51
5	0,00035	0,00533	0,08	0,947	1,51

Según los resultados mostrados en la tabla 3.18.4, se puede inferir que de manera general el número de pisos influye en el factor de redundancia, pues al ser el valor de  $p = 0,000$ , implica que se rechaza la hipótesis nula. Ahora bien, es importante analizar en la tabla 3.18.5 que para las variantes de tres pisos el valor de  $p$  es mayor que 0,05 evidenciando que estadísticamente puede no haber influencia en el factor bajo análisis.

Respecto al número de luces se aprecia en la tabla 3.18.5, que no se puede rechazar la hipótesis nula pues para todos los casos  $p$  es mayor que 0,05, por lo que no se cuenta con suficiente evidencia para afirmar que el factor de redundancia dependa del número de luces. Esta conclusión coincide con los resultados mostrados en la tabla 3.10 del epígrafe 3.5, de la página 80.

Tabla 3.18.6. Análisis de varianza del factor de reducción para deriva  $\gamma=0,5\%$ .

Fuente	Suelo B, $\mu=2$				Suelo B, $\mu=3$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	6,84553	2,28184	176,89	0,000	4,53949	1,51316	176,44	0,000
No. luces	0,00204	0,00068	0,05	0,984	0,00138	0,00046	0,05	0,984
Error	1,76731	0,01290	-	-	1,17493	0,00858	-	-
Error puro	1,76559	0,01379	-	-	1,17379	0,00917	-	-
Total	8,61423	-	-	-	5,71536	-	-	-
Fuente	Suelo B, $\mu=4$				Suelo C, $\mu=2$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	4,03941	1,34647	175,93	0,000	7,13218	2,37739	177,03	0,000
No. luces	0,00123	0,00041	0,05	0,984	0,00213	0,00071	0,05	0,984
Error	1,04852	0,00765	-	-	1,83981	0,01343	-	-
Error puro	1,04748	0,00818	-	-	1,83803	0,01436	-	-
Total	5,08877	-	-	-	8,97344	-	-	-
Fuente	Suelo C, $\mu=3$				Suelo C, $\mu=4$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	4,77604	1,59201	176,63	0,000	4,26321	1,42107	176,18	0,000
No. luces	0,00144	0,00048	0,05	0,984	0,00129	0,00043	0,05	0,984
Error	1,23484	0,00901	-	-	1,10501	0,00807	-	-
Error puro	1,23364	0,00964	-	-	1,10393	0,00862	-	-
Total	6,01186	-	-	-	5,36912	-	-	-
Fuente	Suelo D, $\mu=2$				Suelo D, $\mu=3$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	7,52257	2,50752	177,21	0,000	5,10860	1,70287	176,86	0,000
No. luces	0,00223	0,00074	0,05	0,984	0,00154	0,00051	0,05	0,984
Error	1,93859	0,01415	-	-	1,31904	0,00963	-	-
Error puro	1,93672	0,01513	-	-	1,31776	0,01030	-	-
Total	9,46267	-	-	-	6,42868	-	-	-

Fuente	Suelo D, $\mu=4$				Suelo E, $\mu=2$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	4,58059	1,52686	176,48	0,000	8,0363	2,67876	177,38	0,000
No. luces	0,00138	0,00046	0,05	0,984	0,0024	0,00079	0,05	0,984
Error	1,18529	0,00865	-	-	2,0689	0,01510	-	-
Error puro	1,18413	0,00925	-	-	2,0670	0,01615	-	-
Total	5,76683	-	-	-	10,1068	-	-	-
Fuente	Suelo E, $\mu=3$				Suelo E, $\mu=4$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	5,59430	1,86477	177,14	0,000	5,05598	1,68533	176,79	0,000
No. luces	0,00167	0,00056	0,05	0,984	0,00151	0,00050	0,05	0,984
Error	1,44219	0,01053	-	-	1,30599	0,00953	-	-
Error puro	1,44080	0,01126	-	-	1,30472	0,01019	-	-
Total	7,03762	-	-	-	6,36300	-	-	-

Tabla 3.18.7. Coeficientes del factor de reducción para deriva  $\gamma=0,5\%$ .

Término	Suelo B, $\mu=2$					Suelo B, $\mu=3$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	3,38603	0,00947	357,68	0,000	-	3,23721	0,00772	419,39	0,000	-
No. pisos										
2	-0,3274	0,0164	-19,97	0,000	1,50	-0,2664	0,0134	-19,93	0,000	1,50
3	-0,0176	0,0164	-1,07	0,284	1,50	-0,0144	0,0134	-1,08	0,283	1,50
4	0,0649	0,0164	3,96	0,000	1,50	0,0524	0,0134	3,92	0,000	1,50
5	0,06656	0,0164	3,98	0,000	1,50	0,0534	0,0134	3,95	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0054	0,0163	-0,33	0,739	1,49	-0,0045	0,0133	-0,34	0,737	1,49
3	-0,0009	0,0164	-0,05	0,957	1,50	-0,0007	0,0134	-0,05	0,957	1,50
4	0,0014	0,0166	0,09	0,931	1,51	0,0012	0,0135	0,09	0,930	1,51
5	0,0015	0,0166	0,09	0,933	1,51	0,0013	0,0135	0,09	0,928	1,52



Término	Suelo B, $\mu=4$					Suelo C, $\mu=2$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	3,19979	0,00729	438,83	0,000	-	3,36291	0,00966	348,17	0,000	-
No. pisos										
2	-0,2500	0,0126	-19,80	0,000	1,50	-0,3346	0,0167	-20,01	0,000	1,50
3	-0,0151	0,0126	-1,20	<b>0,234</b>	1,50	-0,0175	0,0167	-1,04	<b>0,298</b>	1,50
4	0,0478	0,0126	3,78	0,000	1,50	0,0669	0,0167	3,99	0,000	1,50
5	0,0479	0,0126	3,79	0,000	1,50	0,0672	0,0167	3,99	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0042	0,0125	-0,34	0,737	1,49	-0,0055	0,0166	-0,33	0,739	1,49
3	-0,0007	0,0126	-0,05	0,957	1,50	-0,0009	0,0167	-0,05	0,957	1,50
4	0,0011	0,0128	0,09	0,930	1,51	0,0015	0,0169	0,09	0,931	1,51
5	0,0013	0,0129	0,10	0,928	1,52	0,0016	0,0170	0,09	0,921	1,51
Término	Suelo C, $\mu=3$					Suelo C, $\mu=4$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	3,21504	0,00791	406,29	0,000	-	3,17786	0,00749	424,53	0,000	-
No. pisos										
2	-0,2738	0,0137	-19,98	0,000	1,50	-0,2574	0,0130	-19,85	0,000	1,50
3	-0,0142	0,0137	-1,04	<b>0,301</b>	1,50	-0,0149	0,0130	-1,15	<b>0,253</b>	1,50
4	0,0544	0,0137	3,97	0,000	1,50	0,0498	0,0130	3,84	0,000	1,50
5	0,0553	0,0137	3,98	0,000	1,50	0,0499	0,0130	3,89	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0046	0,0136	-0,34	0,738	1,49	-0,0043	0,0129	-0,34	0,737	1,49
3	-0,0007	0,0137	-0,05	0,957	1,50	-0,0007	0,0130	-0,05	0,957	1,50
4	0,0012	0,0138	0,09	0,930	1,51	0,0011	0,0131	0,09	0,930	1,51
5	0,0013	0,0139	0,10	0,928	1,51	0,0013	0,0131	0,09	0,925	1,51

Término	Suelo D, $\mu=2$					Suelo D, $\mu=3$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	3,31501	0,00991	334,35	0,000	-	3,16914	0,00818	387,50	0,000	-
No. pisos										
2	-0,3440	0,0172	-20,04	0,000	1,50	-0,2835	0,0142	-20,02	0,000	1,50
3	-0,0176	0,0172	-1,02	<b>0,308</b>	1,50	-0,0143	0,0142	-1,01	<b>0,315</b>	1,50
4	0,0692	0,0172	4,03	0,000	1,50	0,0568	0,0142	4,01	0,000	1,50
5	0,0701	0,0172	4,10	0,000	1,50	0,0569	0,0142	4,15	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0057	0,0170	-0,33	0,740	1,49	-0,0047	0,0140	-0,33	0,738	1,49
3	-0,0009	0,0172	-0,05	0,957	1,50	-0,0008	0,0142	-0,05	0,957	1,50
4	0,0015	0,0173	0,09	0,932	1,51	0,0012	0,0143	0,09	0,931	1,51
5	0,0017	0,0173	0,10	0,922	1,51	0,0013	0,0143	0,09	0,931	1,51
Término	Suelo D, $\mu=4$					Suelo E, $\mu=2$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	3,13246	0,00775	404,05	0,000	-	3,1693	0,0102	309,42	0,000	-
No. pisos										
2	-0,2673	0,0134	-19,91	0,000	1,50	-0,3554	0,0177	-20,03	0,000	1,50
3	-0,0149	0,0134	-1,11	<b>0,268</b>	1,50	-0,0185	0,0177	-1,04	<b>0,299</b>	1,50
4	0,0523	0,0134	3,89	0,000	1,50	0,0714	0,0177	4,02	0,000	1,50
5	0,0533	0,0134	3,90	0,000	1,50	0,0724	0,0177	4,10	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0045	0,0133	-0,34	0,738	1,49	-0,0058	0,0176	-0,33	0,741	1,49
3	-0,0007	0,0134	-0,05	0,957	1,50	-0,0010	0,0177	-0,05	0,956	1,50
4	0,0012	0,0136	0,09	0,931	1,51	0,0015	0,0179	0,09	0,932	1,51
5	0,0013	0,0136	0,09	0,928	1,51	0,0017	0,0179	0,09	0,922	1,51

Término	Suelo E, $\mu=3$					Suelo E, $\mu=4$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	3,02962	0,00855	354,27	0,000	-	2,99450	0,00814	367,97	0,000	-
No. pisos										
2	-0,2966	0,0148	-20,03	0,000	1,50	-0,2809	0,0141	-19,93	0,000	1,50
3	-0,0152	0,0148	-1,02	<b>0,307</b>	1,50	-0,0157	0,0141	-1,12	<b>0,266</b>	1,50
4	0,0596	0,0148	4,02	0,000	1,50	0,0552	0,0141	3,91	0,000	1,50
5	0,0598	0,0148	4,09	0,000	1,50	0,0555	0,0141	3,92	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0049	0,0147	-0,33	0,740	1,49	-0,0047	0,0140	-0,33	0,739	1,49
3	-0,0008	0,0148	-0,05	0,957	1,50	-0,0008	0,0141	-0,05	0,957	1,50
4	0,0013	0,0150	0,09	0,931	1,51	0,0012	0,0142	0,09	0,931	1,51
5	0,0015	0,0150	0,09	0,921	1,51	0,0013	0,0143	0,09	0,933	1,51

Tabla 3.18.8. Análisis de varianza del factor de reducción para deriva  $\gamma=1,0\%$ .

Fuente	Suelo B, $\mu=2$				Suelo B, $\mu=3$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	4,26134	1,42045	176,20	0,000	22,6439	7,54795	177,97	0,000
No. luces	0,00129	0,00043	0,05	0,984	0,0066	0,00221	0,05	0,984
Error	1,10445	0,00806	-	-	5,8104	0,04241	-	-
Error puro	1,10337	0,00862	-	-	5,8048	0,04535	-	-
Total	5,36667	-	-	-	28,4587	-	-	-
Fuente	Suelo B, $\mu=4$				Suelo C, $\mu=2$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	16,3171	5,43905	177,76	0,000	4,48923	1,49641	176,43	0,000
No. luces	0,0048	0,00161	0,05	0,984	0,00136	0,00045	0,05	0,984
Error	4,1918	0,03060	-	-	1,16201	0,00848	-	-
Error puro	4,1878	0,03272	-	-	1,16087	0,00907	-	-
Total	20,5121	-	-	-	5,65216	-	-	-

Fuente	Suelo C, $\mu=3$				Suelo C, $\mu=4$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	24,0830	8,02765	178,12	0,000	17,6418	5,88061	177,98	0,000
No. luces	0,0070	0,00234	0,05	0,984	0,0052	0,00172	0,05	0,984
Error	6,1746	0,04507	-	-	4,5266	0,03304	-	-
Error puro	6,1687	0,04819	-	-	4,5223	0,03533	-	-
Total	30,2622	-	-	-	22,1719	-	-	-
Fuente	Suelo D, $\mu=2$				Suelo D, $\mu=3$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	4,81084	1,60361	176,69	0,000	24,0607	8,02024	178,08	0,000
No. luces	0,00145	0,00048	0,05	0,984	0,0070	0,00233	0,05	0,984
Error	1,24337	0,00908	-	-	6,1701	0,04504	-	-
Error puro	1,24216	0,00970	-	-	6,1643	0,04816	-	-
Total	6,05519	-	-	-	30,2355	-	-	-
Fuente	Suelo D, $\mu=4$				Suelo E, $\mu=2$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	17,7605	5,92017	177,99	0,000	5,28587	1,76196	176,98	0,000
No. luces	0,0052	0,00173	0,05	0,984	0,00157	0,00052	0,05	0,984
Error	4,5567	0,03326	-	-	1,36395	0,00996	-	-
Error puro	4,5524	0,03557	-	-	1,36263	0,01065	-	-
Total	22,3207	-	-	-	6,65089	-	-	-
Fuente	Suelo E, $\mu=3$				Suelo E, $\mu=4$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	23,4843	7,82810	177,91	0,000	17,5578	5,85259	177,89	0,000
No. luces	0,0068	0,00227	0,05	0,984	0,0051	0,00171	0,05	0,984
Error	6,0281	0,04400	-	-	4,5074	0,03290	-	-
Error puro	6,0223	0,04705	-	-	4,5031	0,03518	-	-
Total	29,5169	-	-	-	22,0686	-	-	-

Tabla 3.18.9. Coeficientes del factor de reducción para deriva  $\gamma=1,0\%$ .

Término	Suelo B, $\mu=2$					Suelo B, $\mu=3$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	3,19885	0,00748	427,44	0,000	-	4,7201	0,0172	274,98	0,000	-
No. pisos										
2	-0,2572	0,0130	-19,84	0,000	1,50	-0,6016	0,0297	-20,24	0,000	1,50
3	-0,0151	0,0130	-1,16	<b>0,246</b>	1,50	-0,0251	0,0297	-0,84	<b>0,400</b>	1,50
4	0,0497	0,0130	3,83	0,000	1,50	0,1263	0,0297	4,25	0,000	1,50
5	0,0498	0,0130	3,86	0,000	1,50	0,1270	0,0297	4,28	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0043	0,0128	-0,34	0,738	1,49	-0,0098	0,0295	-0,33	0,741	1,49
3	-0,0007	0,0130	-0,05	0,957	1,50	-0,0016	0,0297	-0,05	0,956	1,50
4	0,0011	0,0131	0,09	0,931	1,51	0,0026	0,0300	0,09	0,932	1,51
5	0,0013	0,0131	0,09	0,928	1,51	0,0028	0,0301	0,09	0,928	1,51
Término	Suelo B, $\mu=4$					Suelo C, $\mu=2$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	4,5116	0,0146	309,45	0,000	-	3,17693	0,00768	413,87	0,000	-
No. pisos										
2	-0,5117	0,0252	-20,27	0,000	1,50	-0,2645	0,0133	-19,89	0,000	1,50
3	-0,0199	0,0252	-0,79	<b>0,432</b>	1,50	-0,0149	0,0133	-1,12	<b>0,264</b>	1,50
4	0,1082	0,0253	4,28	0,000	1,50	0,0516	0,0133	3,88	0,000	1,50
5	0,1073	0,0255	4,30	0,000	1,50	0,0526	0,0133	3,89	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0083	0,0250	-0,33	0,740	1,49	-0,0044	0,0132	-0,34	0,738	1,49
3	-0,0014	0,0252	-0,05	0,957	1,50	-0,0007	0,0133	-0,05	0,957	1,50
4	0,0022	0,0255	0,09	0,931	1,51	0,0012	0,0134	0,09	0,931	1,51
5	0,0023	0,0255	0,09	0,928	1,51	0,0015	0,0134	0,09	0,928	1,51

Término	Suelo C, $\mu=3$					Suelo C, $\mu=4$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	4,5638	0,0177	257,92	0,000	-	4,3619	0,0152	287,90	0,000	-
No. pisos										
2	-0,6200	0,0306	-20,23	0,000	1,50	-0,5317	0,0262	-20,27	0,000	1,50
3	-0,0266	0,0306	-0,87	<b>0,387</b>	1,50	-0,0213	0,0262	-0,81	<b>0,418</b>	1,50
4	0,1299	0,0307	4,24	0,000	1,50	0,1123	0,0263	4,28	0,000	1,50
5	0,1330	0,0308	4,27	0,000	1,50	0,1125	0,0263	4,30	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0100	0,0304	-0,33	0,742	1,49	-0,0086	0,0260	-0,33	0,741	1,49
3	-0,0017	0,0306	-0,05	0,956	1,50	-0,0014	0,0262	-0,05	0,956	1,50
4	0,0026	0,0309	0,08	0,933	1,51	0,0023	0,0265	0,09	0,932	1,51
5	0,0028	0,0309	0,08	0,928	1,51	0,0025	0,0267	0,09	0,928	1,51
Término	Suelo D, $\mu=2$					Suelo D, $\mu=3$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	3,13156	0,00794	394,38	0,000	-	4,4175	0,0177	249,74	0,000	-
No. pisos										
2	-0,2742	0,0138	-19,94	0,000	1,50	-0,6184	0,0306	-20,19	0,000	1,50
3	-0,0150	0,0138	-1,09	<b>0,279</b>	1,50	-0,0283	0,0306	-0,92	<b>0,358</b>	1,50
4	0,0541	0,0138	3,93	0,000	1,50	0,1282	0,0306	4,18	0,000	1,50
5	0,0546	0,0138	3,95	0,000	1,50	0,1287	0,0306	4,19	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0046	0,0136	-0,33	0,739	1,49	-0,0100	0,0304	-0,33	0,742	1,49
3	-0,0007	0,0138	-0,05	0,957	1,50	-0,0017	0,0306	-0,05	0,956	1,50
4	0,0012	0,0139	0,09	0,931	1,51	0,0026	0,0309	0,08	0,933	1,51
5	0,0012	0,0139	0,09	0,928	1,51	0,0028	0,0309	0,08	0,928	1,51

Término	Suelo D, $\mu=4$					Suelo E, $\mu=2$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	4,2218	0,0152	277,74	0,000	-	2,99367	0,00832	359,97	0,000	-
No. pisos										
2	-0,5323	0,0263	-20,22	0,000	1,50	-0,2875	0,0144	-19,96	0,000	1,50
3	-0,0229	0,0263	-0,87	<b>0,385</b>	1,50	-0,0158	0,0144	-1,09	<b>0,276</b>	1,50
4	0,1112	0,0263	4,22	0,000	1,50	0,0569	0,0144	3,95	0,000	1,50
5	0,1115	0,0263	4,25	0,000	1,50	0,0571	0,0144	3,98	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0086	0,0261	-0,33	0,742	1,49	-0,0047	0,0143	-0,33	0,740	1,49
3	-0,0014	0,0263	-0,05	0,956	1,50	-0,0008	0,0144	-0,05	0,957	1,50
4	0,0023	0,0266	0,09	0,932	1,51	0,0012	0,0145	0,09	0,932	1,51
5	0,0025	0,0268	0,09	0,928	1,51	0,0014	0,0146	0,09	0,928	1,51
Término	Suelo E, $\mu=3$					Suelo E, $\mu=4$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	4,1249	0,0175	235,93	0,000	-	3,9419	0,0151	260,74	0,000	-
No. pisos										
2	-0,6088	0,0303	-20,11	0,000	1,50	-0,5273	0,0262	-20,14	0,000	1,50
3	-0,0305	0,0303	-1,01	<b>0,316</b>	1,50	-0,0252	0,0262	-0,96	<b>0,338</b>	1,50
4	0,1241	0,0303	4,10	0,000	1,50	0,1083	0,0262	4,13	0,000	1,50
5	0,1243	0,0303	4,15	0,000	1,50	0,1085	0,0262	4,15	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0099	0,0300	-0,33	0,743	1,49	-0,0086	0,0260	-0,33	0,742	1,49
3	-0,0017	0,0303	-0,05	0,956	1,50	-0,0014	0,0262	-0,05	0,956	1,50
4	0,0026	0,0306	0,08	0,933	1,51	0,0022	0,0264	0,08	0,933	1,51
5	0,0028	0,0307	0,09	0,927	1,51	0,0025	0,0267	0,08	0,928	1,51

Tabla 3.18.10. Análisis de varianza del factor de reducción para deriva  $\gamma=1,5\%$ .

Fuente	Suelo B, $\mu=2$				Suelo B, $\mu=3$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	14,9042	4,96805	177,62	0,000	15,4858	5,16193	177,74	0,000
No. luces	0,0044	0,00147	0,05	0,984	0,0046	0,00153	0,05	0,984
Error	3,8318	0,02797	-	-	3,9788	0,02904	-	-
Error puro	3,8281	0,02991	-	-	3,9750	0,03105	-	-
Total	18,7389	-	-	-	19,4676	-	-	-
Fuente	Suelo B, $\mu=4$				Suelo C, $\mu=2$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	48,3897	16,1299	178,32	0,000	16,1966	5,39886	177,84	0,000
No. luces	0,0140	0,0047	0,05	0,985	0,0048	0,00159	0,05	0,984
Error	12,3924	0,0905	-	-	4,1590	0,03036	-	-
Error puro	12,3806	0,0967	-	-	4,1550	0,03246	-	-
Total	60,7914	-	-	-	20,3588	-	-	-
Fuente	Suelo C, $\mu=3$				Suelo C, $\mu=4$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	16,7794	5,59313	177,94	0,000	49,5091	16,5030	178,29	0,000
No. luces	0,0049	0,00164	0,05	0,984	0,0143	0,0048	0,05	0,985
Error	4,3062	0,03143	-	-	12,6813	0,0926	-	-
Error puro	4,3021	0,03361	-	-	12,6693	0,0990	-	-
Total	21,0888	-	-	-	62,2000	-	-	-
Fuente	Suelo D, $\mu=2$				Suelo D, $\mu=3$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	16,3445	5,44818	177,83	0,000	16,9097	5,63655	177,93	0,000
No. luces	0,0048	0,00160	0,05	0,984	0,0049	0,00165	0,05	0,984
Error	4,1972	0,03064	-	-	4,3399	0,03168	-	-
Error puro	4,1932	0,03276	-	-	4,3357	0,03387	-	-
Total	20,5450	-	-	-	21,2528	-	-	-



Fuente	Suelo D, $\mu=4$				Suelo E, $\mu=2$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	47,9152	15,9717	178,13	0,000	16,2221	5,40737	177,69	0,000
No. luces	0,0138	0,0046	0,05	0,985	0,0047	0,00158	0,05	0,984
Error	12,2839	0,0897	-	-	4,1691	0,03043	-	-
Error puro	12,2722	0,0959	-	-	4,1651	0,03254	-	-
Total	60,2084	-	-	-	20,3944	-	-	-
Fuente	Suelo E, $\mu=3$				Suelo E, $\mu=4$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	16,7451	5,58172	177,79	0,000	42,4655	14,1552	177,68	0,000
No. luces	0,0049	0,00163	0,05	0,984	0,0123	0,0041	0,05	0,985
Error	4,3011	0,03140	-	-	10,9144	0,0797	-	-
Error puro	4,2970	0,03357	-	-	10,9040	0,0852	-	-
Total	21,0496	-	-	-	53,3883	-	-	-

Tabla 3.18.11. Coeficientes del factor de reducción para deriva  $\gamma=1,5\%$ .

Término	Suelo B, $\mu=2$					Suelo B, $\mu=3$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	4,4591	0,0139	319,89	0,000	-	4,4580	0,0142	313,85	0,000	-
No. pisos										
2	-0,4877	0,0241	-20,20	0,000	1,50	-0,4974	0,0246	-20,22	0,000	1,50
3	-0,0207	0,0241	-0,86	0,394	1,50	-0,0208	0,0246	-0,84	0,400	1,50
4	0,1016	0,0242	4,20	0,000	1,50	0,1040	0,0246	4,23	0,000	1,50
5	0,1018	0,0243	4,25	0,000	1,50	0,1044	0,0246	4,25	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0080	0,0239	-0,33	0,740	1,49	-0,0081	0,0244	-0,33	0,740	1,49
3	-0,0013	0,0241	-0,05	0,957	1,50	-0,0013	0,0246	-0,05	0,957	1,50
4	0,0021	0,0244	0,09	0,931	1,51	0,0021	0,0248	0,09	0,931	1,51
5	0,0024	0,0245	0,09	0,927	1,51	0,0024	0,0249	0,09	0,948	1,51

Término	Suelo B, $\mu=4$					Suelo C, $\mu=2$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	5,6722	0,0251	226,27	0,000	-	4,3111	0,0145	296,86	0,000	-
No. pisos										
2	-0,8779	0,0434	-20,22	0,000	1,50	-0,5082	0,0252	-20,21	0,000	1,50
3	-0,0392	0,0434	-0,90	<b>0,368</b>	1,50	-0,0219	0,0252	-0,87	<b>0,384</b>	1,50
4	0,1833	0,0434	4,22	0,000	1,50	0,1059	0,0252	4,21	0,000	1,50
5	0,1833	0,0434	4,22	0,000	1,50	0,1059	0,0252	4,21	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0141	0,0430	-0,33	0,743	1,49	-0,0083	0,0249	-0,33	0,741	1,49
3	-0,0024	0,0434	-0,05	0,956	1,50	-0,0014	0,0252	-0,05	0,957	1,50
4	0,0037	0,0438	0,08	0,933	1,51	0,0022	0,0254	0,09	0,932	1,51
5	0,0038	0,0439	0,09	0,928	1,51	0,0023	0,0254	0,09	0,928	1,51
Término	Suelo C, $\mu=3$					Suelo C, $\mu=4$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	4,3100	0,0148	291,67	0,000	-	5,4562	0,0254	215,16	0,000	-
No. pisos										
2	-0,5175	0,0256	-20,22	0,000	1,50	-0,8866	0,0439	-20,19	0,000	1,50
3	-0,0221	0,0256	-0,86	<b>0,390</b>	1,50	-0,0414	0,0439	-0,94	<b>0,347</b>	1,50
4	0,1082	0,0256	4,23	0,000	1,50	0,1838	0,0439	4,18	0,000	1,50
5	0,1085	0,0257	4,23	0,000	1,50	0,1839	0,0439	4,20	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0084	0,0254	-0,33	0,741	1,49	-0,0143	0,0435	-0,33	0,744	1,49
3	-0,0014	0,0256	-0,05	0,956	1,50	-0,0024	0,0439	-0,05	0,956	1,50
4	0,0022	0,0258	0,09	0,932	1,51	0,0037	0,0444	0,08	0,934	1,51
5	0,0023	0,0259	0,09	0,927	1,51	0,0039	0,0434	0,08	0,928	1,51

Término	Suelo D, $\mu=2$					Suelo D, $\mu=3$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	4,1726	0,0146	286,01	0,000	-	4,1716	0,0148	281,21	0,000	-
No. pisos										
2	-0,5093	0,0253	-20,16	0,000	1,50	-0,5183	0,0257	-20,18	0,000	1,50
3	-0,0235	0,0253	-0,93	<b>0,353</b>	1,50	-0,0237	0,0257	-0,92	<b>0,359</b>	1,50
4	0,1050	0,0253	4,15	0,000	1,50	0,1072	0,0257	4,17	0,000	1,50
5	0,1051	0,0255	4,18	0,000	1,50	0,1075	0,0257	4,18	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0083	0,0250	-0,33	0,741	1,49	-0,0084	0,0255	-0,33	0,742	1,49
3	-0,0014	0,0253	-0,05	0,956	1,50	-0,0014	0,0257	-0,05	0,956	1,50
4	0,0022	0,0255	0,09	0,932	1,51	0,0022	0,0259	0,08	0,932	1,51
5	0,0023	0,0255	0,09	0,928	1,51	0,0025	0,0259	0,08	0,927	1,51
Término	Suelo D, $\mu=4$					Suelo E, $\mu=2$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	5,2761	0,0250	211,40	0,000	-	3,8959	0,0145	267,95	0,000	-
No. pisos										
2	-0,8704	0,0432	-20,14	0,000	1,50	-0,5056	0,0252	-20,08	0,000	1,50
3	-0,0429	0,0432	-0,99	<b>0,323</b>	1,50	-0,0257	0,0252	-1,02	<b>0,310</b>	1,50
4	0,1786	0,0432	4,13	0,000	1,50	0,1025	0,0252	4,07	0,000	1,50
5	0,1789	0,0432	4,14	0,000	1,50	0,1026	0,0252	4,07	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0140	0,0428	-0,33	0,744	1,49	-0,0082	0,0250	-0,33	0,742	1,49
3	-0,0024	0,0432	-0,05	0,956	1,50	-0,0014	0,0252	-0,05	0,956	1,50
4	0,0036	0,0436	0,08	0,934	1,51	0,0022	0,0254	0,08	0,933	1,51
5	0,0039	0,0437	0,08	0,929	1,51	0,0023	0,0254	0,08	0,928	1,51

Término	Suelo E, $\mu=3$					Suelo E, $\mu=4$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	3,8950	0,0148	263,74	0,000	-	4,7840	0,0235	203,35	0,000	-
No. pisos										
2	-0,5140	0,0256	-20,10	0,000	1,50	-0,8157	0,0407	-20,02	0,000	1,50
3	-0,0258	0,0256	-1,01	<b>0,315</b>	1,50	-0,0446	0,0407	-1,09	<b>0,276</b>	1,50
4	0,1045	0,0256	4,09	0,000	1,50	0,1634	0,0408	4,01	0,000	1,50
5	0,1048	0,0256	4,09	0,000	1,50	0,1638	0,0409	4,01	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0084	0,0254	-0,33	0,742	1,49	-0,0133	0,0404	-0,33	0,743	1,49
3	-0,0014	0,0256	-0,05	0,956	1,50	-0,0022	0,0407	-0,05	0,956	1,50
4	0,0022	0,0258	0,08	0,933	1,51	0,0034	0,0411	0,08	0,934	1,51
5	0,0025	0,0259	0,08	0,925	1,51	0,0035	0,0412	0,08	0,926	1,51

Tabla 3.18.12. Análisis de varianza del factor de reducción para deriva  $\gamma=2,0\%$ .

Fuente	Suelo B, $\mu=2$				Suelo B, $\mu=3$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	36,5298	12,1766	178,29	0,000	33,8466	11,2822	178,16	0,000
No. luces	0,0106	0,0035	0,05	0,984	0,0098	0,0033	0,05	0,984
Error	9,3568	0,0683	-	-	8,6758	0,0633	-	-
Error puro	9,3480	0,0730	-	-	8,6676	0,0677	-	-
Total	45,8937	-	-	-	42,5290	-	-	-
Fuente	Suelo B, $\mu=4$				Suelo C, $\mu=2$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	34,8802	11,6267	178,24	0,000	37,7619	12,5873	178,30	0,000
No. luces	0,0101	0,0034	0,05	0,984	0,0109	0,0036	0,05	0,984
Error	8,9367	0,0652	-	-	9,6718	0,0706	-	-
Error puro	8,9282	0,0698	-	-	9,6626	0,0755	-	-
Total	43,8236	-	-	-	47,4409	-	-	-

Fuente	Suelo C, $\mu=3$				Suelo C, $\mu=4$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	35,0977	11,6992	178,16	0,000	36,1050	12,0350	178,24	0,000
No. luces	0,0102	0,0034	0,05	0,984	0,0104	0,0035	0,05	0,984
Error	8,9963	0,0657	-	-	9,2506	0,0675	-	-
Error puro	8,9877	0,0702	-	-	9,2418	0,0722	-	-
Total	44,1008	-	-	-	45,3625	-	-	-
Fuente	Suelo D, $\mu=2$				Suelo D, $\mu=3$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	36,6667	12,2222	178,17	0,000	34,1147	11,3716	178,01	0,000
No. luces	0,0106	0,0035	0,05	0,984	0,0099	0,0033	0,05	0,984
Error	9,3983	0,0686	-	-	8,7518	0,0639	-	-
Error puro	9,3893	0,0734	-	-	8,7434	0,0683	-	-
Total	46,0721	-	-	-	42,8731	-	-	-
Fuente	Suelo D, $\mu=4$				Suelo E, $\mu=2$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	35,0735	11,6912	178,09	0,000	32,7236	10,9079	177,75	0,000
No. luces	0,0102	0,0034	0,05	0,984	0,0095	0,0032	0,05	0,984
Error	8,9939	0,0656	-	-	8,4072	0,0614	-	-
Error puro	8,9853	0,0702	-	-	8,3992	0,0656	-	-
Total	44,0742	-	-	-	41,1372	-	-	-
Fuente	Suelo E, $\mu=3$				Suelo E, $\mu=4$			
	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
No. pisos	30,5116	10,1705	177,56	0,000	31,3311	10,4437	177,64	0,000
No. luces	0,0089	0,0030	0,05	0,984	0,0091	0,0030	0,05	0,984
Error	7,8475	0,0573	-	-	8,0546	0,0588	-	-
Error puro	7,8400	0,0612	-	-	8,0469	0,0629	-	-
Total	38,3652	-	-	-	39,3920	-	-	-

Tabla 3.18.13. Coeficientes del factor de reducción para deriva  $\gamma=2,0\%$ .

Término	Suelo B, $\mu=2$					Suelo B, $\mu=3$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	5,4204	0,0218	248,84	0,000	-	5,3570	0,0210	255,40	0,000	-
No. pisos										
2	-0,7644	0,0377	-20,26	0,000	1,50	-0,7343	0,0363	-20,21	0,000	1,50
3	-0,0319	0,0377	-0,85	<b>0,399</b>	1,50	-0,0325	0,0363	-0,89	<b>0,373</b>	1,50
4	0,1612	0,0377	4,27	0,000	1,50	0,1532	0,0363	4,21	0,000	1,50
5	0,1613	0,0377	4,28	0,000	1,50	0,1534	0,0363	4,21	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0123	0,0374	-0,33	0,743	1,49	-0,0119	0,0360	-0,33	0,742	1,49
3	-0,0021	0,0377	-0,05	0,956	1,50	-0,0020	0,0363	-0,05	0,956	1,50
4	0,0032	0,0381	0,08	0,933	1,51	0,0031	0,0367	0,08	0,933	1,51
5	0,0034	0,0385	0,08	0,924	1,51	0,0033	0,0368	0,08	0,925	1,51
Término	Suelo B, $\mu=4$					Suelo C, $\mu=2$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	5,3558	0,0213	251,59	0,000	-	5,2136	0,0221	235,42	0,000	-
No. pisos										
2	-0,7457	0,0369	-20,23	0,000	1,50	-0,7760	0,0384	-20,23	0,000	1,50
3	-0,0327	0,0369	-0,89	<b>0,376</b>	1,50	-0,0340	0,0384	-0,89	<b>0,377</b>	1,50
4	0,1559	0,0369	4,23	0,000	1,50	0,1625	0,0384	4,23	0,000	1,50
5	0,1559	0,0369	4,24	0,000	1,50	0,1627	0,0384	4,22	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0120	0,0365	-0,33	0,743	1,49	-0,0125	0,0380	-0,33	0,743	1,49
3	-0,0020	0,0369	-0,05	0,956	1,50	-0,0021	0,0384	-0,05	0,956	1,50
4	0,0031	0,0372	0,08	0,933	1,51	0,0033	0,0387	0,08	0,933	1,51
5	0,0032	0,0375	0,08	0,929	1,51	0,0035	0,0389	0,08	0,928	1,51

Término	Suelo C, $\mu=3$					Suelo C, $\mu=4$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	5,1526	0,0214	241,24	0,000	-	5,1515	0,0217	237,85	0,000	-
No. pisos										
2	-0,7466	0,0370	-20,19	0,000	1,50	-0,7575	0,0375	-20,20	0,000	1,50
3	-0,0345	0,0370	-0,93	<b>0,353</b>	1,50	-0,0347	0,0375	-0,93	<b>0,356</b>	1,50
4	0,1547	0,0370	4,18	0,000	1,50	0,1574	0,0375	4,19	0,000	1,50
5	0,1549	0,0370	4,19	0,000	1,50	0,1577	0,0375	4,19	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0121	0,0367	-0,33	0,743	1,49	-0,0122	0,0372	-0,33	0,743	1,49
3	-0,0020	0,0370	-0,05	0,956	1,50	-0,0021	0,0375	-0,05	0,956	1,50
4	0,0031	0,0374	0,08	0,933	1,51	0,0032	0,0379	0,08	0,933	1,51
5	0,0034	0,0375	0,08	0,923	1,51	0,0035	0,0379	0,08	0,924	1,51
Término	Suelo D, $\mu=2$					Suelo D, $\mu=3$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	5,0414	0,0218	230,93	0,000	-	4,9824	0,0211	236,51	0,000	-
No. pisos										
2	-0,7630	0,0378	-20,18	0,000	1,50	-0,7345	0,0365	-20,13	0,000	1,50
3	-0,0355	0,0378	-0,94	<b>0,349</b>	1,50	-0,0359	0,0365	-0,98	<b>0,327</b>	1,50
4	0,1580	0,0378	4,18	0,000	1,50	0,1506	0,0365	4,12	0,000	1,50
5	0,1582	0,0378	4,18	0,000	1,50	0,1509	0,0365	4,12	0,000	1,50
No. luces										
2	-0,0123	0,0375	-0,33	0,743	1,49	-0,0119	0,0362	-0,33	0,743	1,49
3	-0,0021	0,0378	-0,05	0,956	1,50	-0,0020	0,0365	-0,05	0,956	1,50
4	0,0032	0,0382	0,08	0,933	1,51	0,0031	0,0368	0,08	0,933	1,51
5	0,0034	0,0385	0,08	0,929	1,51	0,0031	0,0368	0,08	0,927	1,51

Término	Suelo D, $\mu=4$					Suelo E, $\mu=2$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	4,9813	0,0214	233,25	0,000	-	4,5709	0,0206	221,38	0,000	-
No. pisos										
2	-0,7450	0,0370	-20,14	0,000	1,50	-0,7173	0,0358	-20,06	0,000	1,50
3	-0,0362	0,0370	-0,98	<b>0,330</b>	1,50	-0,0375	0,0358	-1,05	<b>0,296</b>	1,50
4	0,1531	0,0370	4,14	0,000	1,50	0,1449	0,0358	4,05	0,000	1,50
5	0,1533	0,0370	4,14	0,000	1,50	0,1451	0,0358	4,05	0,000	1,50
No. lucas										
2	-0,0120	0,0367	-0,33	0,743	1,49	-0,0117	0,0354	-0,33	0,743	1,49
3	-0,0020	0,0370	-0,05	0,956	1,50	-0,0020	0,0358	-0,05	0,956	1,50
4	0,0031	0,0373	0,08	0,933	1,51	0,0030	0,0361	0,08	0,933	1,51
5	0,0032	0,0374	0,08	0,927	1,51	0,0030	0,0361	0,08	0,928	1,51
Término	Suelo E, $\mu=3$					Suelo E, $\mu=4$				
	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF	Coef.	EE del Coef.	Valor T	Valor p	VIF
Constante	4,5174	0,0199	226,45	0,000	-	4,5165	0,0202	223,48	0,000	-
No. pisos										
2	-0,6913	0,0345	-20,01	0,000	1,50	-0,7008	0,0350	-20,02	0,000	1,50
3	-0,0378	0,0345	-1,09	<b>0,276</b>	1,50	-0,0381	0,0350	-1,09	<b>0,279</b>	1,50
4	0,1382	0,0346	4,00	0,000	1,50	0,1404	0,0350	4,01	0,000	1,50
5	0,1384	0,0347	4,00	0,000	1,50	0,1405	0,0350	4,01	0,000	1,50
No. lucas										
2	-0,0113	0,0342	-0,33	0,743	1,49	-0,0114	0,0347	-0,33	0,743	1,49
3	-0,0019	0,0345	-0,05	0,956	1,50	-0,0019	0,0350	-0,05	0,956	1,50
4	0,0029	0,0349	0,08	0,933	1,51	0,0030	0,0353	0,08	0,933	1,51
5	0,0029	0,0352	0,08	0,933	1,51	0,0032	0,0353	0,08	0,933	1,51

Una vez analizadas las inferencias estadísticas del número de lucas y pisos en los factores de sobre resistencia y redundancia, se hace necesario determinar las posibles influencias de estos parámetros en el factor de reducción de las fuerzas sísmicas determinado por la fórmula 3.16 en la



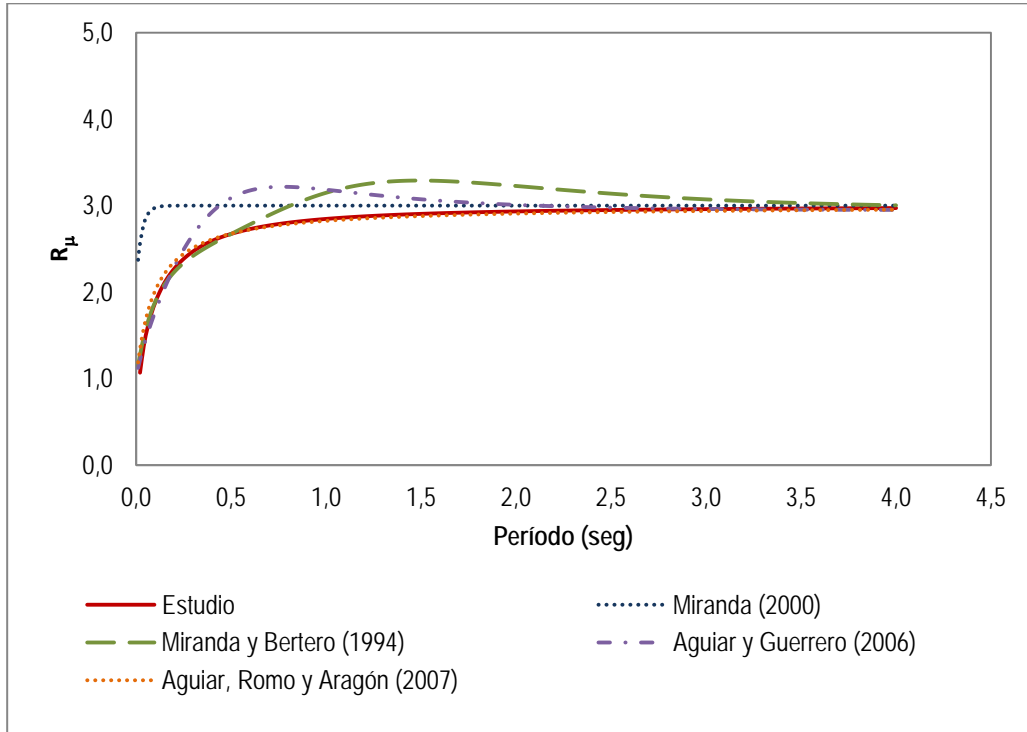
página 82. Con este objetivo se utilizó una vez más el análisis de varianza (ANOVA) obteniéndose los resultados que se muestran en las tablas 3.18.6 – 3.18.13.

Con base a los resultados obtenidos y mostrados en las tablas 3.18.6, 3.18.8, 3.18.10, 3.18.12, se puede inferir que de manera general el número de pisos influye en la determinación del factor de reducción, pues al ser el valor de  $p = 0,000$ , implica que se rechaza la hipótesis nula. Ahora bien, hay que señalar que, cuando el número de pisos es tres (ver tablas 3.18.7, 3.18.9, 3.18.11, 3.18.13) el valor de  $p$  es mayor que 0.05, evidenciando que estadísticamente puede no haber influencia en el factor bajo análisis. Respecto al número de luces, no se puede rechazar la hipótesis nula pues para todos los casos  $p$  es mayor que 0,05, por lo que no se cuenta con suficiente evidencia para afirmar que el factor de reducción dependa del número de luces

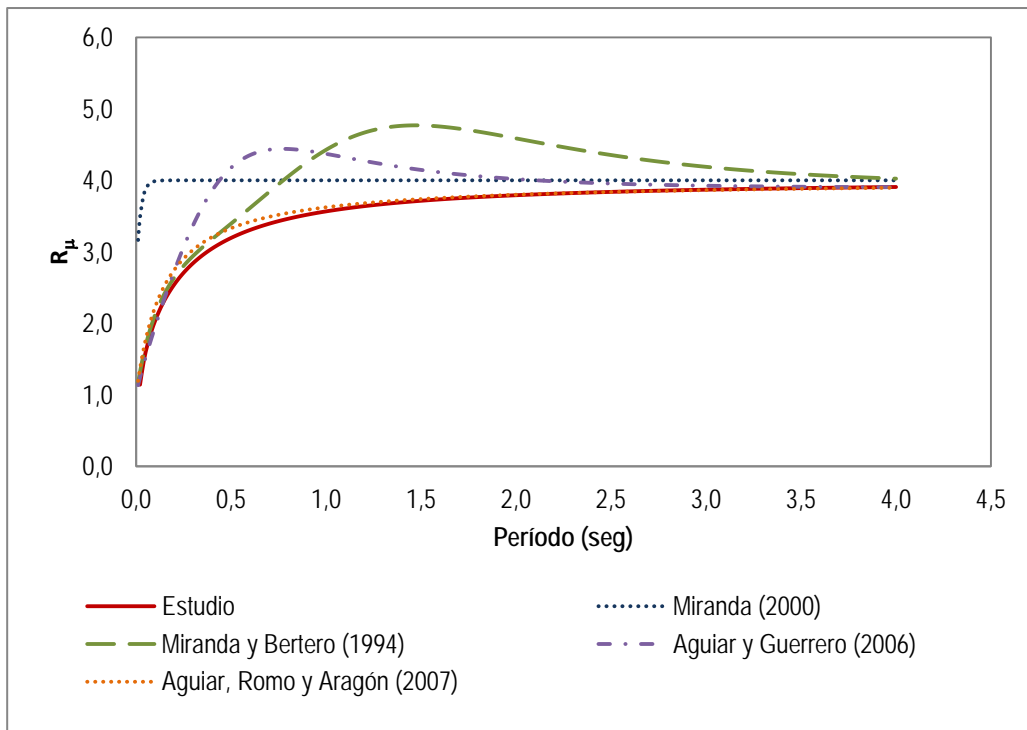
Finalmente, sobre el análisis de los resultados de las pruebas estadísticas realizadas, se puede concluir con un 99.95 % de confiabilidad que el número de luces no tiene una incidencia significativa en los factores de sobre resistencia, redundancia, ni en el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, aunque hay que señalar que para las variantes de tres pisos estos resultados no siempre se cumplen. Estas discrepancias deben ser analizadas en investigaciones posteriores, aumentando el número de variantes a modelar o realizado otro tipo de experimentaciones.

Por otro lado, considerando los resultados de las pruebas estadísticas realizadas, se concluye que en todas la variantes el número de pisos sí influye en los factores de sobre resistencia, redundancia y en el factor de reducción.

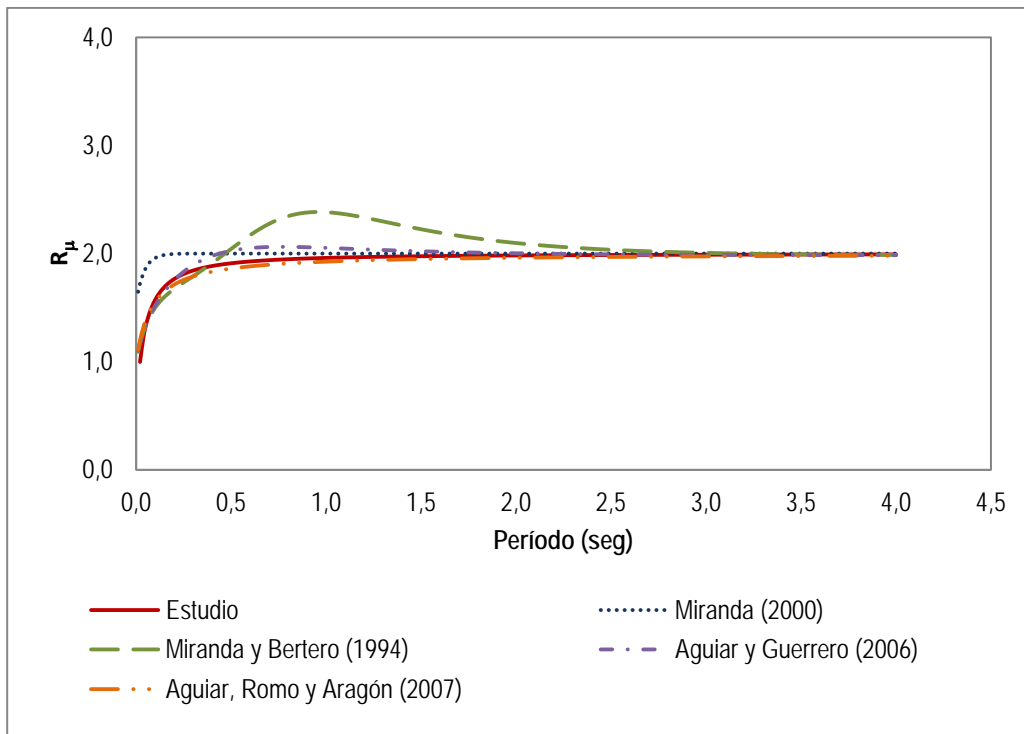
ANEXO 3.19. VALIDACIÓN DEL FACTOR  $R_{\mu}$



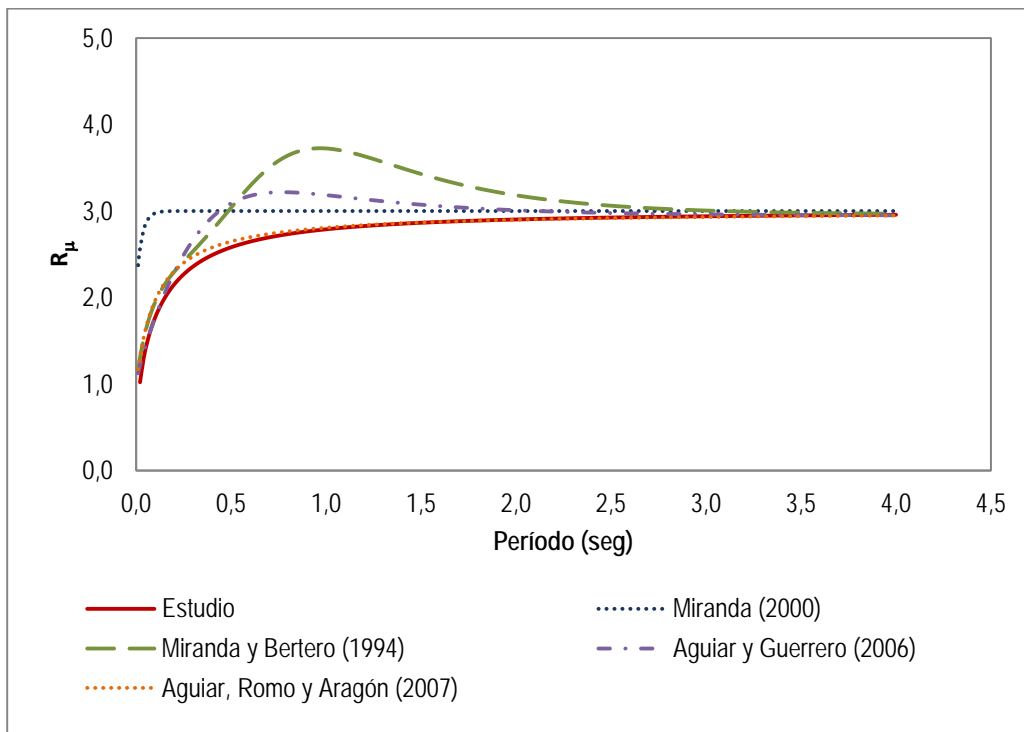
(a) Suelo B, ductilidad  $\mu=3$



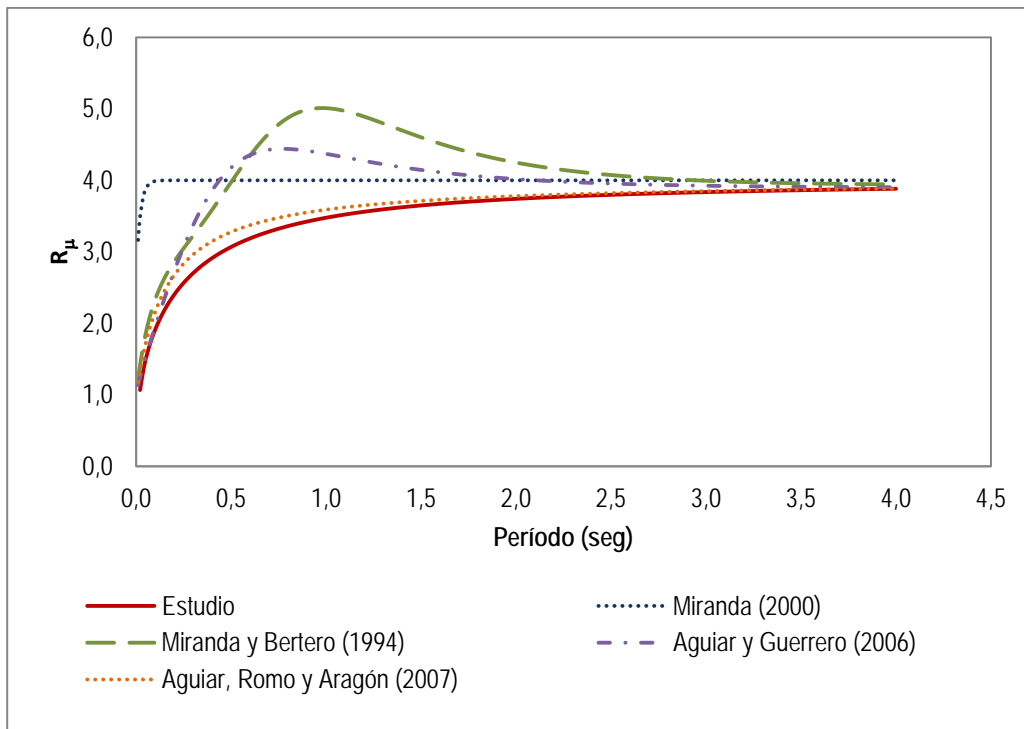
(b) Suelo B, ductilidad  $\mu=4$



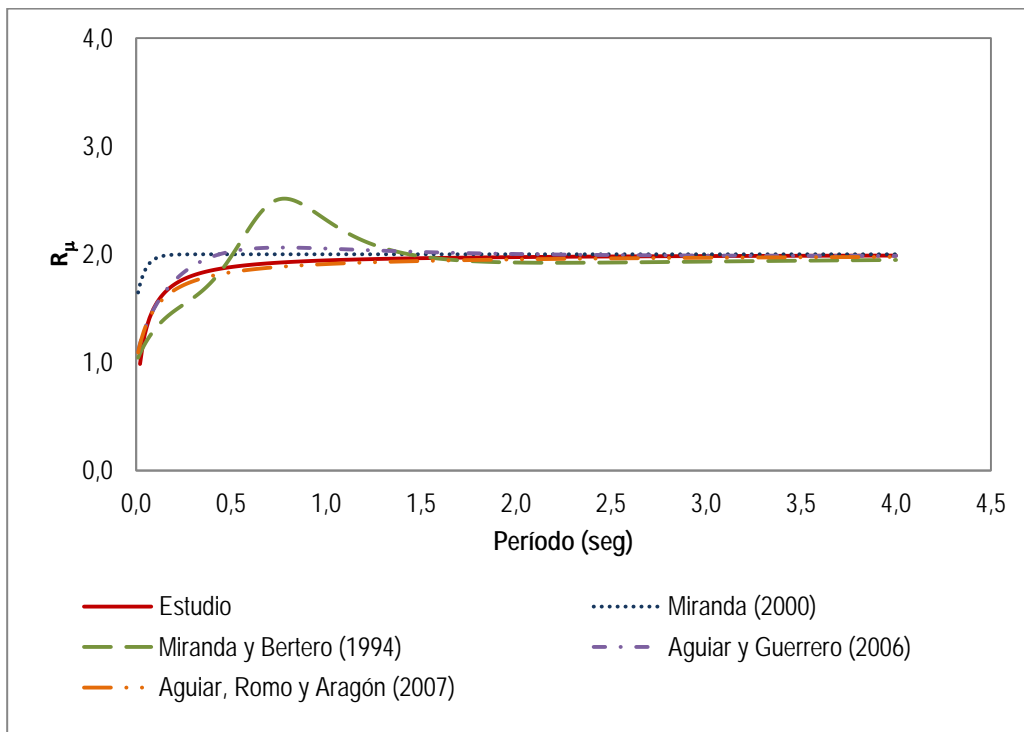
(c) Suelo C, ductilidad  $\mu=2$



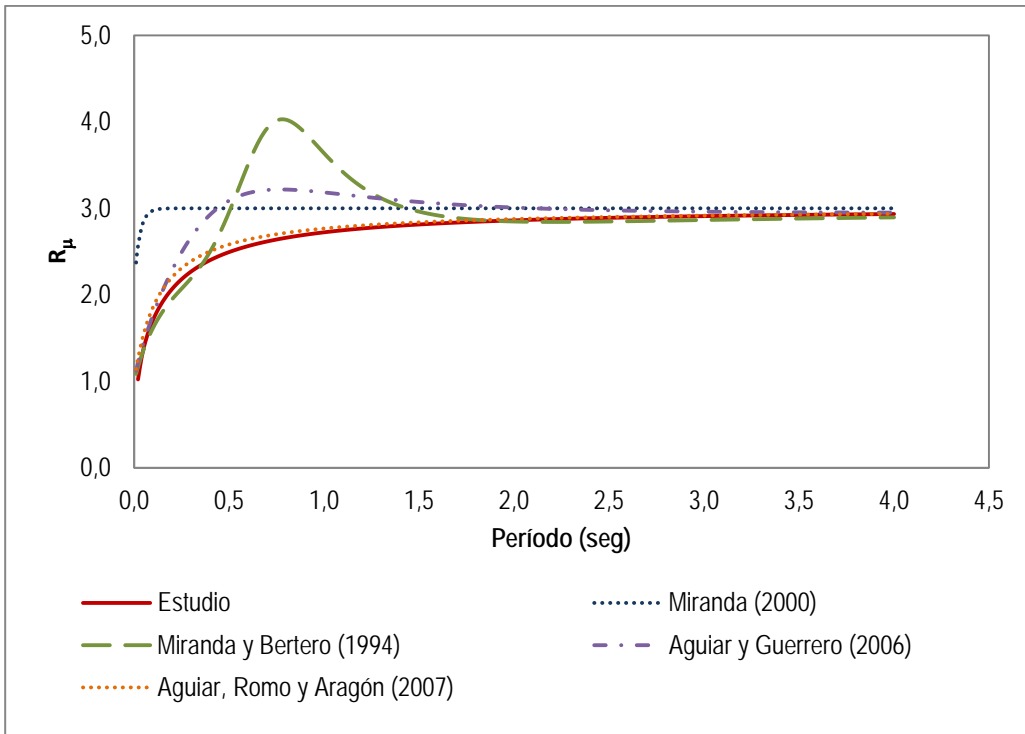
(d) Suelo C, ductilidad  $\mu=3$



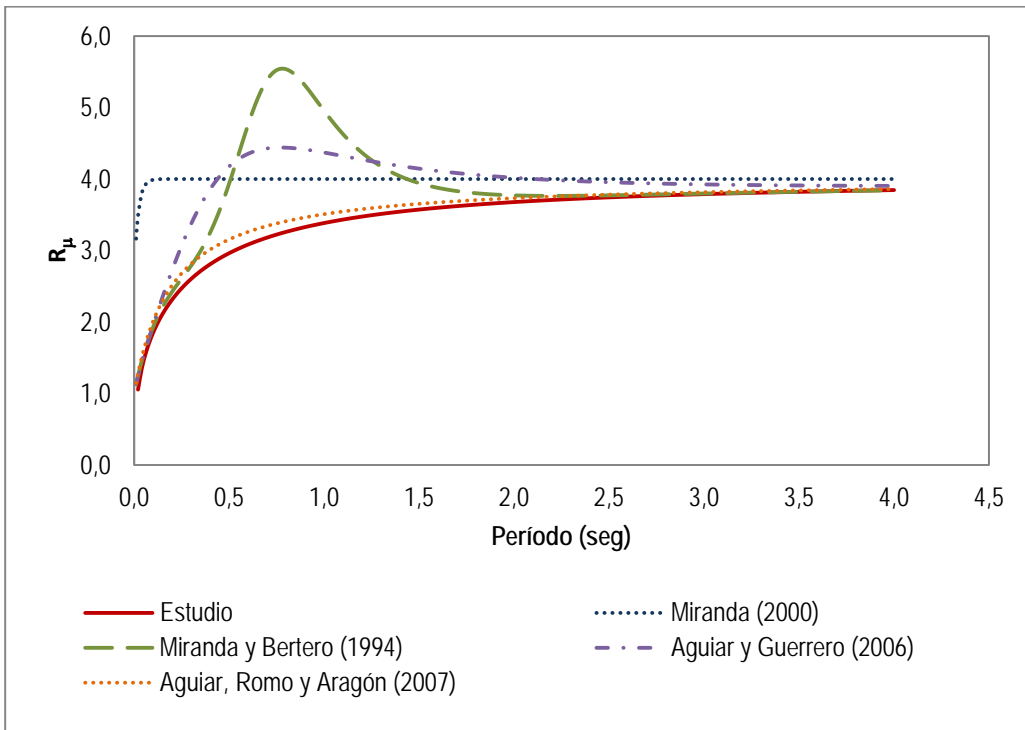
(e) Suelo C, ductilidad  $\mu=4$



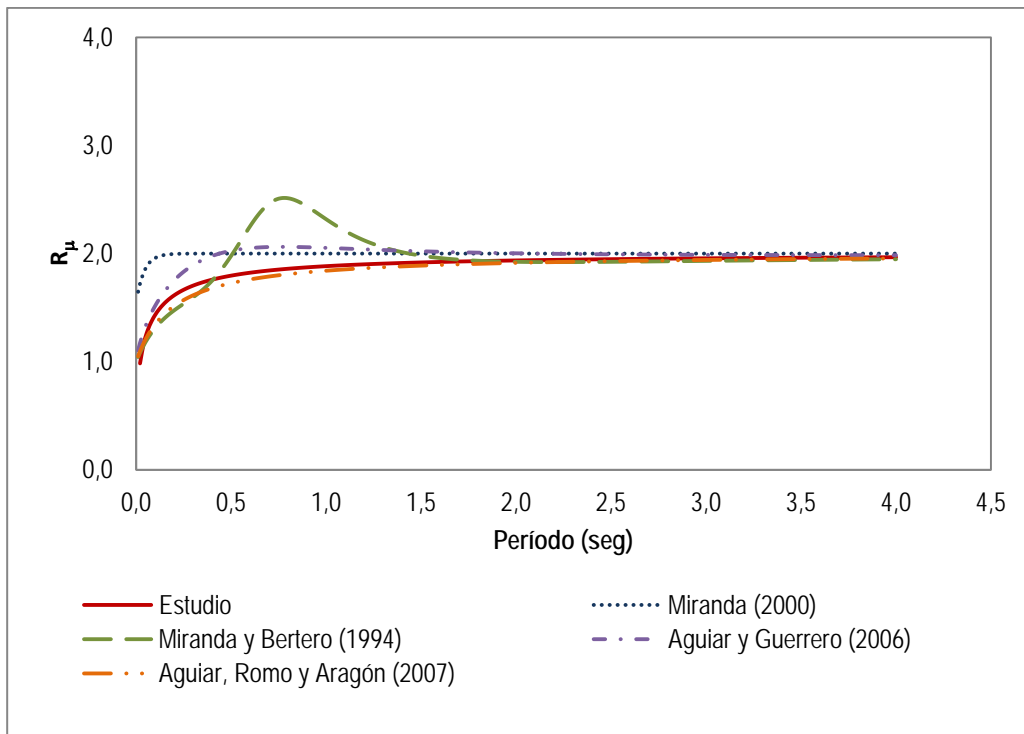
(f) Suelo D, ductilidad  $\mu=2$



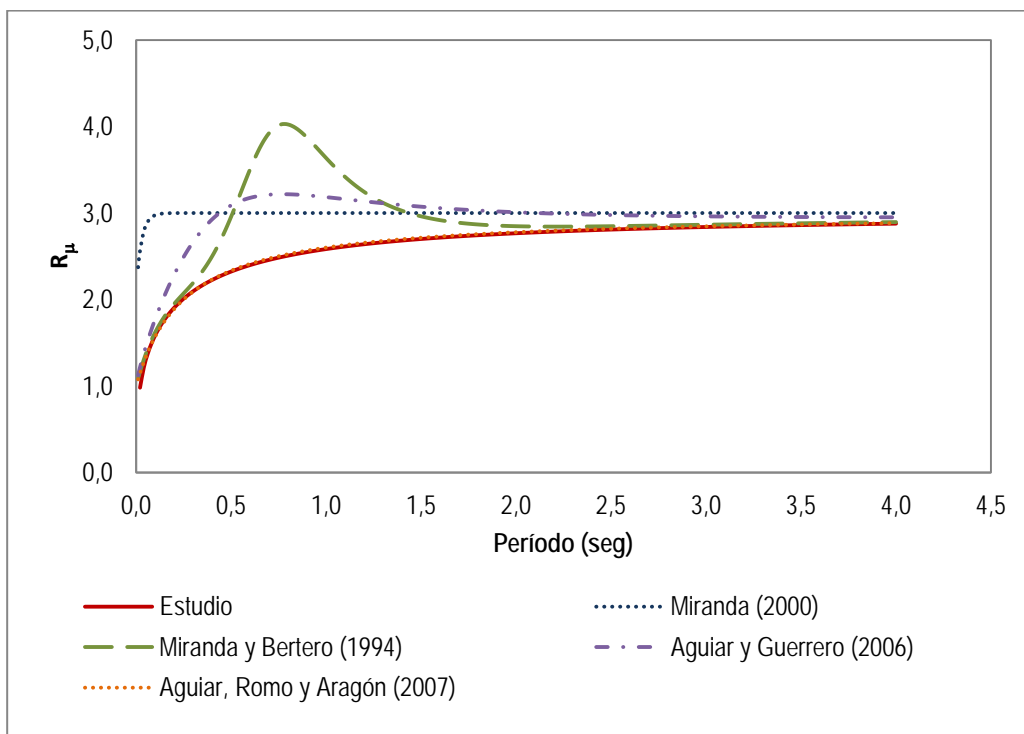
(g) Suelo D, ductilidad  $\mu=3$



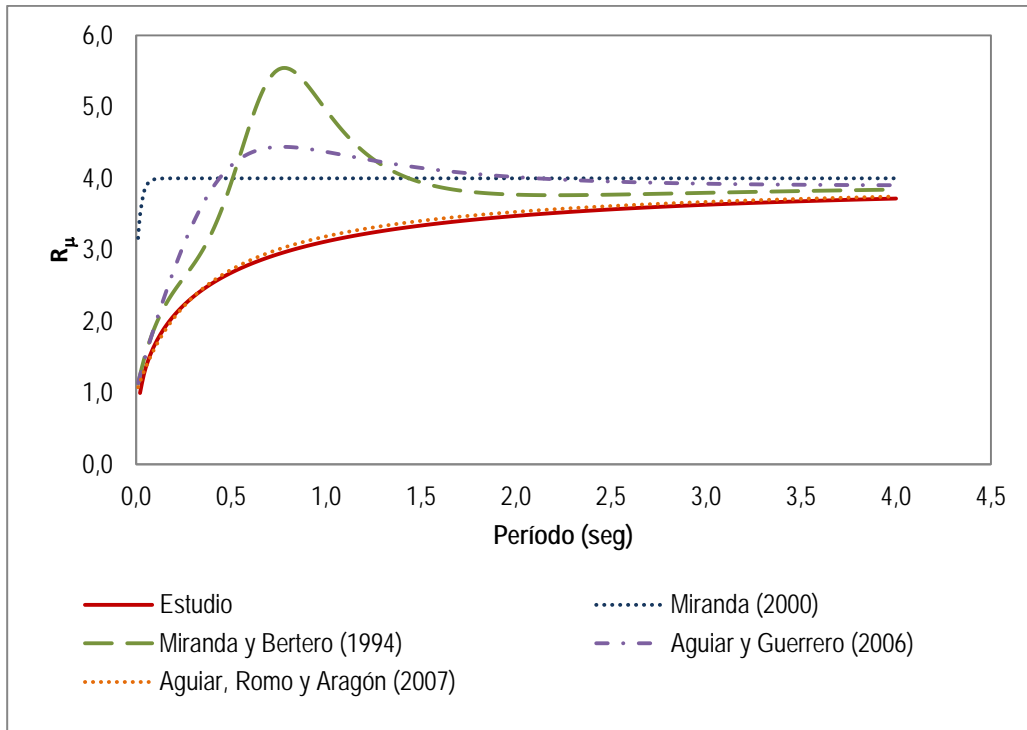
(h) Suelo D, ductilidad  $\mu=4$



(i) Suelo E, ductilidad  $\mu=2$



(j) Suelo E, ductilidad  $\mu=3$



(k) Suelo E, ductilidad  $\mu=4$

Figura 3.19.1. Comparación del factor  $R_\mu$  con otros autores. Para perfiles de suelo B, C, D y E y valores de ductilidad dos, tres y cuatro.