



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

**EFFECTO DE LA COMPONENTE FRICCIONAL EN LAS
ACELERACIONES Y ROTACIONES DE PISO ANTE EL IMPACTO
ENTRE EDIFICIOS CON AISLACIÓN SÍSMICA Y MUROS DE
CONTENCIÓN**

Memoria de Título presentada por

CATALINA ALEJANDRA BARRA RAMÍREZ

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Claudio Ignacio Sepúlveda Contreras

Diciembre de 2025



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): ☒ Memoria o trabajo de título ☐ Tesis de Postgrado

Título del trabajo: Efecto de la componente friccional en las rotaciones y aceleraciones de piso ante el impacto entre edificios con aislación sísmica y muros de contención.

Nombre del candidato(a): Catalina Alejandra Barra Ramírez.

Carrera / Grado: Ingeniería Civil.

Campus: San Joaquín.

Departamento: Obras Civiles.

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Claudio Sepúlveda Contreras, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución.

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL (marcar una opción)

☒ El trabajo **NO contiene** información que amerite confidencialidad y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

☐ El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (**embargo**) por (**marcar una opción**):

☐ 6 meses ☐ 12 meses ☐ 2 años ☐ 3 años ☐ 5 años ☐ 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 15/01/2026 **Firma:** 

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 15/01/2026 **Firma:** 

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA MEMORIA:

**EFFECTO DE LA COMPONENTE FRICCIONAL EN LAS
ACELERACIONES Y ROTACIONES DE PISO ANTE EL IMPACTO
ENTRE EDIFICIOS CON AISLACIÓN SÍSMICA Y MUROS DE
CONTENCIÓN**

AUTOR:

CATALINA ALEJANDRA BARRA RAMÍREZ

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Nombre

Firma

Prof. Guía

Miembro 1 Comisión

Miembro 2 Comisión

Santiago, Chile, diciembre de 2025

EFFECTO DE LA COMPONENTE FRICCIONAL EN LAS ACELERACIONES Y ROTACIONES DE PISO ANTE EL IMPACTO ENTRE EDIFICIOS CON AISLACIÓN SÍSMICA Y MUROS DE CONTENCIÓN

Catalina Barra¹, Claudio Sepúlveda²

¹ Universidad Técnica Federico Santa María

1 Introducción

Chile es un país altamente sísmico, por lo que la evaluación de la respuesta en sus edificaciones corresponde a un factor transcendental de estudio con relación al comportamiento de estructuras sometidas a movimientos telúricos. Con el propósito de disminuir esta respuesta estructural, recientemente se ha implementado el uso de sistemas de aislación en edificaciones, este mecanismo cuenta con el objetivo de separar la base del edificio con respecto al suelo a modo de introducir flexibilidad en la estructura, disminuyendo la aceleración de esta a expensas del incremento de desplazamiento en el plano aislado. De esta forma, la aislación sísmica permite que la estructura se comporte como un elemento rígido, lo cual es ampliamente atractivo debido a su protección a equipos sensibles y componentes no estructurales (Matsagar & Jangid, 2003).

En zonas céntricas o mayormente pobladas, las edificaciones comúnmente se encuentran cercanas a otras estructuras adyacentes, tales como edificios o muros de contención. Por lo tanto, una separación insuficiente entre estructuras conduce a posibles colisiones en ellas ante cualquier evento sísmico, resultando en daños importantes o incluso colapsos durante sismos severos (Anagnostopoulos, 1988). Adicionalmente, la respuesta del edificio de base aislada puede incrementar dependiendo de las propiedades de la estructura adyacente de impacto, Mavronicola et al. (2020) demuestra que, si la superestructura es golpeada por un muro de contención, genera una respuesta estructural mayor en comparación a la respuesta de impacto contra una estructura adyacente de altura superior. Estas situaciones son perjudiciales para edificios de base aislada puesto que aumenta los desplazamientos y cortes máximos en la estructura, reduciendo así la efectividad del aislador sísmico (Nagarajaiah & Sun, 2001).

El impacto entre edificios con aislación sísmica y muros de contención ha sido evaluado por una serie de investigadores a través de diversos modelos de contacto, donde únicamente un grupo reducido ha considerado el efecto de rotaciones entre piso dada la fricción ante eventos de impacto. Estudios que involucran este tipo de colisiones generalmente son estudiados mediante modelos 2D por simplicidad, los cuales no permiten evaluar la componente friccional, el efecto torsional del edificio ni emplear movimientos sísmicos bidireccionales, al contrario del uso de modelos 3D. Pant & Wijeyewickrema (2014) demostraron que ignorar el efecto de fricción puede implicar una subestimación de la respuesta estructural del edificio. Asimismo, Jankowski (2009) indica que la colisión entre estructuras puede inducir un incremento significativo de la respuesta estructural en la dirección longitudinal y torsional. Por otro lado, Shi & Dimitrakopoulos (2017) mencionan que ignorar la fricción conduce a rotaciones no conservadoras, siendo una tendencia poco realista.

Un factor determinante en la generación de impactos entre este tipo de estructuras corresponde al movimiento sísmico y el ángulo de incidencia asociado. Este ángulo se relaciona a la dirección en la que se aplica el impacto sísmico con respecto al eje estructural principal del edificio evaluado. Estudios previos han demostrado que el ángulo de incidencia del sismo afecta significativamente a la respuesta estructural máxima del edificio (Mavronicola et al., 2017). Por lo tanto, asumir una única dirección de sismo conllevaría a una subestimación en la componente friccional y, en consecuencia, una

desestimación en las rotaciones y aceleraciones de piso de la estructura, afectando principalmente a los componentes estructurales y no estructurales del edificio aislado, tales como tabiquería, tuberías, entre otros.

Los edificios, en comparación con muros de contención, cuentan con distintas propiedades geométricas que inducen vibraciones fuera de fase debido a las diferencias en las características dinámicas de las estructuras en impacto (Muthukumar & DesRoches, 2006). Anagnostopoulos (1988) indica que, si existe una amplia diferencia entre las masas de las estructuras en colisión, la estructura de masa mayor puede afectar en gran medida a la estructura de menor masa. Por otro lado, estudios que implican eventos de impacto entre edificios con aislación sísmica y muros de contención, por lo general, emplean el comportamiento de muro como infinitamente rígido, lo que varía las características de impacto entre tales estructuras. De esta manera, para considerar un comportamiento adecuado del muro de contención, se debe contemplar el comportamiento no lineal del mismo.

El potencial impacto de estructuras con aislación sísmica genera la necesidad de analizar las posibles implicancias de tales eventos en caso de considerar la componente friccional y no linealidad del muro de contención. Específicamente, este estudio cuantifica la respuesta estructural en términos de desplazamientos y aceleraciones adicionales en los bordes de la planta del edificio aislado.

2 Marco Teórico

2.1 Impactos en edificios con aislación sísmica

La aislación sísmica ha tomado lugar en distintas edificaciones alrededor del mundo debido al efecto destructivo de los movimientos sísmicos generados a las estructuras. Este mecanismo permite desacoplar una estructura en su base respecto al suelo mediante la incorporación de flexibilidad, lo cual extiende el periodo fundamental del edificio aislado con el objetivo de reducir posibles daños estructurales ante eventos sísmicos (Matsagar & Jangid, 2003). Uno de los sistemas de aislación sísmica de uso frecuente corresponde a los compuestos de goma o caucho y núcleo de plomo, este mecanismo induce una alta flexibilidad en la dirección horizontal, sin embargo, presenta una alta rigidez en la dirección vertical, desviando la energía del sismo a través de la dinámica del sistema (Ismail, 2018).

Limitaciones espaciales en el desarrollo de estructuras restringen la construcción de estas, especialmente en zonas de alta población debido a su gran variedad de edificaciones. De esta manera, se debe considerar una separación entre estructuras adyacentes idónea con tal de permitir un movimiento independiente a fin de evadir impactos entre ellas ante un movimiento sísmico. Un amplio conjunto de investigadores concluye que una distancia inadecuada entre estructuras adyacentes puede inducir impactos los cuales involucran daños severos o incluso colapsos en estructuras (Jankowski et al., 1998; Masroor & Mosqueda, 2012; Pantelides et al., 1998).

Uno de los múltiples factores que generan daño y/o colapso en estructuras tras un sismo corresponde al impacto entre estructuras contiguas debido a una separación insuficiente entre estas. Jankowski et al. (1998) indica que la respuesta de la estructura evaluada depende en gran medida de la separación entre las estructuras colindantes, si esta separación es alta, disminuyen los impactos, sin embargo, se generan respuestas máximas con relación a fuerzas de corte e impacto. Aunque una separación alta es adecuada para evadir colisiones, las fuerzas de reacción pueden ser reducidas mediante una estrecha separación entre estructuras.

2.2 Modelos de impacto

A pesar de la efectividad del aislador sísmico en la disminución de respuesta estructural, estudios recientes han identificado que el impacto en un edificio con este mecanismo de aislación puede afectar significativamente su función debido a que induce altas demandas de aceleraciones y desplazamientos, reduciendo su efectividad (Hughes & Mosqueda, 2020). De esta forma, diversos autores han establecido modelos con el fin de evaluar la respuesta de estas estructuras ante colisiones mediante la aplicación de elementos de impacto. Este elemento es definido como el contacto entre una losa base del edificio con aislación sísmica y el extremo superior del muro de contención, que puede determinarse a través de una

serie de modelos de impacto establecidos, principalmente asociado al uso de resortes y/o amortiguadores.

Uno de los modelos de contacto de uso frecuente en el ámbito de investigación de impacto entre estructuras consta del modelo de Kelvin-Voigt, conformado por un resorte y un amortiguador en paralelo. Este modelo corresponde a una extensión del modelo lineal elástico, con la adición de un amortiguador viscoso que se activa cuando se produce el impacto. La ecuación (1) presenta la fuerza de impacto ($F(t)$), que depende de la penetración por colisión de elementos estructurales ($\delta(t)$), la velocidad relativa ($\dot{\delta}(t)$), la rigidez del elemento de impacto (k) y su amortiguación (c), la cual se obtiene a través de la ecuación (2) y considera la disipación de energía durante la colisión. Esta formulación está condicionada por la masa de las estructuras (m_i) y de la razón de amortiguamiento crítico (ξ) representada mediante la ecuación (3) expresada en función del coeficiente de restitución (e).

$$F(t) = k\delta(t) + c\dot{\delta}(t) \quad (1)$$

$$c = 2\xi \sqrt{k \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (2)$$

$$\xi = -\frac{\ln e}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e)^2}} \quad (3)$$

Matsagar & Jangid (2003) utilizan el modelo lineal viscoelástico presentado en la Figura 1 para obtener la respuesta ante el impacto entre edificios con aislación sísmica y muros de contención bajo distintos movimientos sísmicos. Para esto, realiza la variación de parámetros del edificio tales como la flexibilidad, el número de pisos, y, adicionalmente, la variación de propiedades de la estructura adyacente, tales como la rigidez y la separación entre las estructuras circundantes. Los principales resultados y análisis indican un aumento de aceleración en la base del edificio ante el impacto, lo que disminuye la efectividad del aislador. Además, el número de pisos tiene un efecto insignificante en la respuesta estructural y que, al contrario, la rigidez de la estructura adyacente influye predominantemente en la respuesta ante el impacto.

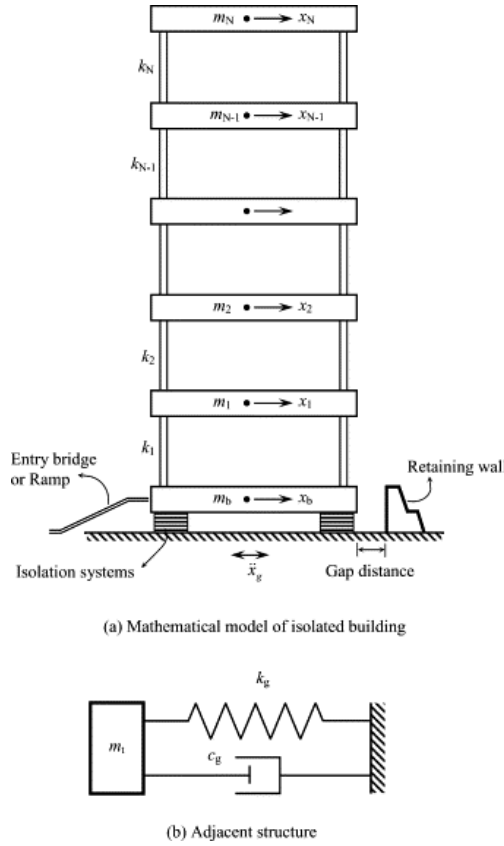


Figura 1. Esquema modelo de impacto lineal viscoelástico (Matsagar & Jangid, 2003). a) Modelo estructura con aislación sísmica b) Estructura adyacente.

El modelo elástico no lineal, también denominado modelo de Hertz, ha sido empleado por múltiples autores en el análisis de impacto estructural. Este modelo aplica la ley de contacto de Hertz con el objetivo de modelar la relación fuerza-deformación de impacto de manera más realista a través de la consideración de un resorte no lineal. La ecuación (4) representa la fuerza de impacto ($F(t)$), el cual se expresa en función de la rigidez del resorte no lineal (k) que depende de las propiedades del material de las estructuras colisionantes y la geometría de la superficie de contacto. Esta representación de fuerza de impacto indica que, a medida que aumenta la fuerza, el área de contacto entre las estructuras en impacto aumenta en consecuencia.

$$F(t) = \begin{cases} k\delta^{\frac{3}{2}}(t), & \delta > 0 \\ 0, & \delta \leq 0 \end{cases} \quad (4)$$

Pantelides et al. (1998) estudia el comportamiento elástico e inelástico de un sistema de 1GDL sometido a impactos en un extremo con estructuras adyacentes por medio del modelo de Hertz no lineal. Además, analiza el efecto de la separación entre estructuras adyacentes en función de la magnitud de fuerza de impacto. Uno de los principales resultados indica que la respuesta es insensible al valor exacto de la rigidez de impacto y que el comportamiento inelástico entrega respuestas menos conservadoras en comparación al sistema elástico.

El modelo no lineal viscoelástico corresponde a la aplicación de un amortiguador al modelo de Hertz con el objetivo de incorporar la disipación de energía durante el impacto. Jankowski et al. (1998) analiza el caso de impactos entre segmentos de un puente elevado con aislación sísmica por medio de un modelo simplificado presentado en la Figura 2 utilizando el modelo de impacto lineal viscoelástico, donde asume que el impacto entre estructuras no presenta fuerzas en la dirección transversal. A pesar de la linealidad del modelo, el autor adopta la no linealidad a través de la representación de dos estados, el

primero siendo el movimiento independiente de los segmentos del puente y el segundo cuando ocurre el impacto. De esta forma, el elemento se activa cuando la distancia relativa entre las estructuras adyacentes es menor que la distancia sísmica proporcionada inicialmente.

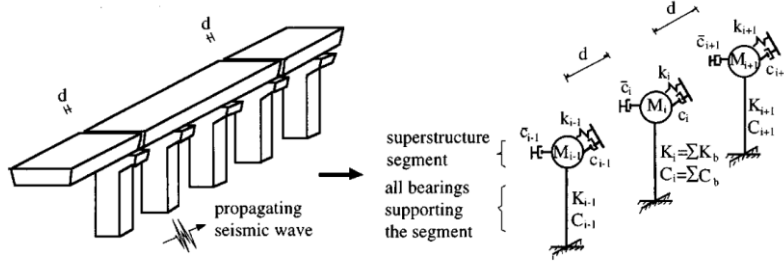


Figura 2. Modelo simplificado del puente elevado (Jankowski et al., 1998).

Hughes & Mosqueda (2020) implementan una serie de modelos de contacto, donde uno de ellos consiste en el modelo de Jankowski (2005) con el fin de analizar el impacto entre edificios de base aislada y muros de contención, sometidos a una variedad de movimientos sísmicos y materiales del muro colindante. El modelo propuesto por Jankowski (2005) se origina a causa de las desventajas del modelo lineal viscoelástico debido a que este último no considera la disipación de energía durante el impacto entre estructuras, por lo tanto, en base a la ley de contacto de Hertz, se aplica un resorte y amortiguador no lineal. Esto resulta de una extensión no lineal del modelo de contacto de Kelvin-Voigt, modificando el coeficiente de amortiguación para así expresarlo en función de la penetración entre estructuras tal que, al momento que la fuerza de contacto es cero, este también tome valor cero. La fuerza de impacto ($F(t)$) se representa por medio de la ecuación (5) en función de la rigidez ($\bar{\beta}$) y el coeficiente de amortiguación del elemento de impacto ($\bar{c}$) el cual se calcula a través de la ecuación (6). Los resultados indicados por el autor derivan a una recomendación con respecto al uso de modelos que contengan amortiguador viscoso debido a que el modelo lineal elástico consta de ciertos comportamientos los cuales pueden causar inestabilidades.

$$F(t) = \begin{cases} \bar{\beta} \delta^{\frac{3}{2}}(t) + \bar{c}(t) \dot{\delta}(t), & \dot{\delta}(t) > 0 \\ \bar{\beta} \delta^{\frac{3}{2}}(t) & , \quad \dot{\delta}(t) \leq 0 \end{cases} \quad (5)$$

$$\bar{c}(t) = 2\xi \sqrt{\bar{\beta} \sqrt{\delta(t)} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (6)$$

Por otro lado, Muthukumar & DesRoches (2006) estudian la eficacia de una serie de modelos de impacto mediante un sistema simplificado de dos grados de libertad y, adicionalmente, un sistema de puentes debido a la interacción de distintos componentes tales como sistemas de aislación, estribos, entre otros, lo cual puede variar la respuesta de impacto. Uno de los modelos aplicados, correspondiente al modelo de Hertz, se modifica debido a las limitaciones que este presenta dado a que no considera la disipación de energía durante el impacto. Para esto, implementa un amortiguador no lineal en conjunto con el resorte del modelo de Hertz, denominado como modelo de HertzDamp, el cual expresa la fuerza de contacto (F_c) como la ecuación (7) representada en función de la penetración relativa ($u_1 - u_2 - g_p$), velocidad relativa ($\dot{u}_1 - \dot{u}_2$), rigidez del resorte de Hertz (k_h) y el coeficiente de amortiguación (c_h), el que se expresa a través de la ecuación (8) en función de la constante de amortiguación (ζ) y la penetración relativa (δ). Por otra parte, la constante de amortiguación se presenta mediante la ecuación (9) en términos de k_h (ecuación (10)), el coeficiente de restitución (e) y la velocidad de aproximación ($v_{1,2}$). La investigación indica la influencia de la disipación de energía durante impactos, donde los casos en los que no considera este efecto tienden a sobreestimar la respuesta en términos de desplazamientos

y aceleraciones independiente del modelo utilizado. Asimismo, la disipación de energía cuenta con mayor relevancia a ciertos niveles de aceleración máxima del suelo (Peak Ground Acceleration (PGA)), recomendando el uso del modelo de HertzDamp para niveles altos de PGA.

$$F_c = \begin{cases} k_h(u_1 - u_2 - g_p)^n + c_h(\dot{u}_1 - \dot{u}_2); & u_1 - u_2 - g_p > 0 \\ F_c = 0; & u_1 - u_2 - g_p \leq 0 \end{cases} \quad (7)$$

$$c_h = \zeta \delta^n \quad (8)$$

$$\zeta = \frac{3k_h(1 - e^2)}{4(v_1 - v_2)} \quad (9)$$

$$k_h = \frac{4}{3\pi(h_1 + h_2)} \left[\frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

Un limitado grupo de investigadores ha considerado el efecto de la componente friccional en el impacto entre estructuras de base aislada y muros de contención. Pant & Wijeyewickrema (2014) desarrollaron un modelo el cual corresponde a la extensión del modelo ya existente de Kelvin-Voigt Modificado, con el objetivo de considerar la componente friccional en el impacto entre edificios con aislación sísmica y muros de contención. Este análisis se lleva a cabo a través de la variación de la distancia entre estructuras, el tipo de movimiento sísmico, el efecto de impacto sísmico bidireccional y la aplicación de límites en las propiedades de los aisladores sísmicos. Los resultados indican que ignorar la fricción puede subestimar los máximos desplazamientos entre piso y las aceleraciones de la estructura. Se indica también que el modo de falla predominante en la estructura corresponde a falla por flexión y no por corte. La fuerza de impacto en la dirección normal (F_n) está dada por la ecuación (11), representada en función de la rigidez del elemento (k_l), el desplazamiento (u_X^i) y velocidad ($\dot{u}_X^i$) en el nodo i de la dirección X, presentado en la Figura 3, la separación entre las estructuras (d_g) y el coeficiente de amortiguación (c_n). El coeficiente c_n se representa por medio de la ecuación (12) y es expresada mediante el coeficiente de restitución en la dirección normal (r_n) y la velocidad en el nodo i en dirección X al momento previo de impacto ($\dot{u}_{X0}^i$).

$$F_n = \begin{cases} k_l |u_X^i - d_g| + c_n |\dot{u}_X^i|, & u_X^i > d_g \text{ y } \dot{u}_X^i > 0 \\ F_n, & u_X^i > d_g \text{ y } \dot{u}_X^i \leq 0 \\ 0, & u_X^i \leq d_g \end{cases} \quad (11)$$

$$c_n = \frac{3k_l(1 - r_n)}{2|\dot{u}_{X0}^i| r_n^2} |u_X^i - d_g| \quad (12)$$

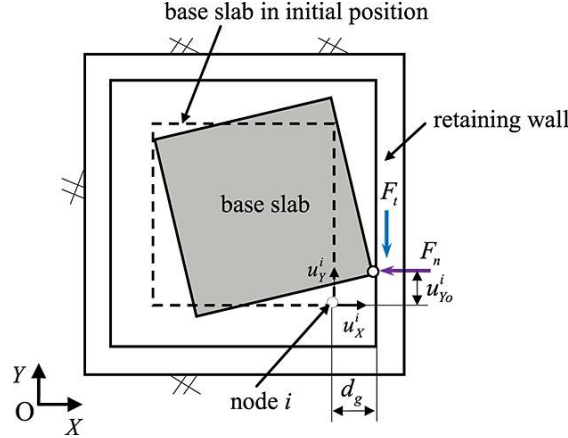


Figura 3. Representación de impacto entre la base de la estructura con aislamiento sísmico y el muro de contención rígido (Pant & Wijeyewickrema, 2014).

La fuerza de impacto en la dirección tangencial (F_t) se basa en la ley de fricción de Coulomb y se representa por la ecuación (13), dependiendo del desplazamiento (u_Y^i), velocidad ($\dot{u}_Y^i$) y el desplazamiento al instante preciso previo al impacto (u_{Y0}^i) en el nodo i de la dirección Y . Esta representación, además, se encuentra en función de los coeficientes de roce estáticos (μ_s) y cinéticos (μ_k) y del coeficiente de amortiguación en la dirección tangencial (c_t) la cual, el autor asume como $c_t = c_n$.

$$F_t = \begin{cases} k_t |u_Y^i - u_{Y0}^i| + c_t |\dot{u}_Y^i| & u_X^i > d_g, \quad |F_t| \leq \mu_s |F_n| \\ \mu_k |F_n| & u_X^i > d_g, \quad |F_t| > \mu_s |F_n| \\ 0 & u_X^i \leq d_g \end{cases} \quad (13)$$

Mavronicola et al. (2020) estudia el impacto de edificios de base aislada contra muros de contención mediante un modelo 3D propuesto por Polycarpou et al. (2014). Este modelo consiste en un sistema lineal elástico de múltiples grados de libertad que contempla la ubicación arbitraria en los puntos de colisión, el cual es capaz de detectar el impacto de manera automática con el objetivo de identificar potenciales contactos entre estructuras adyacentes. Además, considera la geometría de las estructuras en el área impactante a través de la superposición de estas, tal como se presenta en la Figura 4, método el cual, al contrario de la mayoría de los métodos aplicados en el análisis de impactos, no considera la profundidad de penetración entre estructuras. Por lo tanto, el programa utiliza el área superpuesta con el fin de determinar la ubicación donde ocurren las fuerzas de impacto, así como su dirección y magnitud. Los resultados en relación con la simulación de sismo bidireccional en simultáneo, no así como evaluaciones unidireccionales en modelos 2D, puede aumentar substancialmente el desplazamiento del aislador y disminuir la respuesta del edificio asilado.

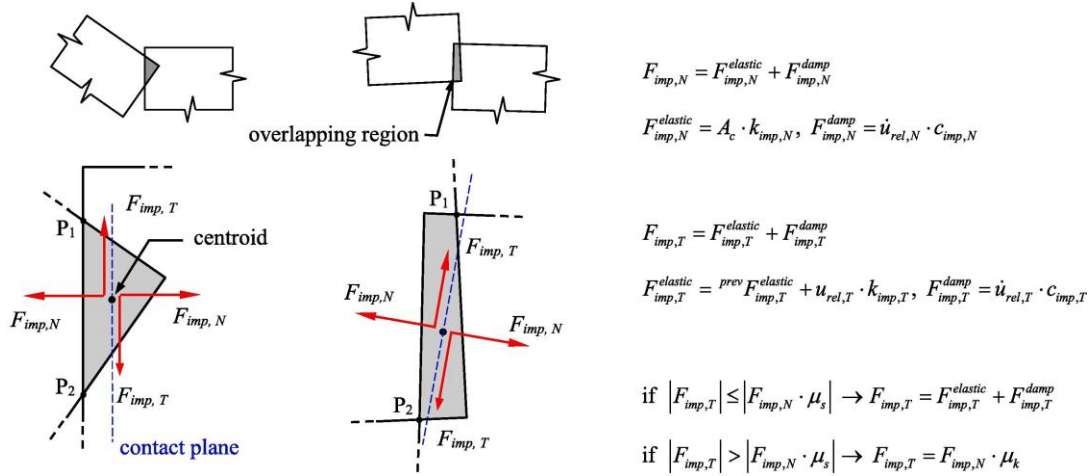


Figura 4. Detalles de zona de contacto durante colisiones. (Mavronicola et al., 2020).

El algoritmo aplicado fue desarrollado a través del lenguaje de programación Java e implementa un modelo de impacto con resorte y amortiguador en paralelo representado mediante la ecuación (14) correspondiente a la formulación de la fuerza de impacto (F_N), la que depende del área superpuesta (A_c), la rigidez de impacto (k_N), la velocidad relativa de impacto ($\dot{u}_N$) y el coeficiente de amortiguación (c_N), cada parámetro en la dirección normal. La particularidad del modelo propuesto es que corresponde a uno de los limitados autores que consideran el efecto de roce ante el impacto entre estructuras, donde establece la fuerza de impacto tangencial (F_T) como la ecuación (15) en base a la Ley de fricción de Coulomb, dependiendo así del modo de contacto ante el impacto.

$$F_N = A_c k_N + \dot{u}_N c_N \quad (14)$$

$$F_T = \begin{cases} (F_T^{prev} + u_T k_T) + \dot{u}_T c_T, & |F_T| \leq |F_N \mu_s| \\ F_N \mu_k, & |F_T| > |F_N \mu_s| \end{cases} \quad (15)$$

2.3 Direccionalidad del sismo

En edificaciones comúnmente se evalúa el impacto sísmico en la dirección del eje principal de construcción del mismo. Sin embargo, la variabilidad de la dirección del sismo es un punto de estudio el cual no ha sido considerado como un factor influyente en la respuesta de impacto entre edificaciones de base aislada y muros de contención, e ignorarlo puede subestimar la respuesta máxima del edificio. En este contexto, Mavronicola et al. (2017) realiza la simulación de un edificio con aislación sísmica a través de un modelo 3D de Polycarpou et al. (2014), la estructura se modela como lineal elástica de múltiples grados de libertad con comportamiento del tipo corte en la dirección horizontal, representada en la Figura 5. Los resultados de este estudio indican que no existe una orientación crítica para una estructura en específico, ya que el ángulo de incidencia que entrega la máxima respuesta estructural varía con el registro sísmico inducido. Sin embargo, menciona que el ángulo incidente en el que la amplificación de la respuesta del edificio de base aislada es máxima generalmente coincide con el ángulo en el que ocurre la máxima respuesta de desplazamiento en la base cuando no ocurren impactos.

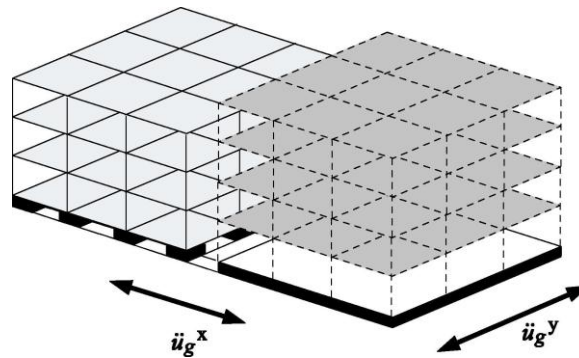


Figura 5. Esquema de edificio de base aislada bajo sismo bidireccional con una estructura adyacente de base fija convencional (Mavronicola et al., 2017).

Athanatopoulou (2005) desarrolla una serie de formulaciones analíticas para establecer el ángulo de incidencia crítico en edificios simétricos y asimétricos sometidas a una selección variada de registros sísmicos. Los resultados indican que, en general, para un mismo movimiento sísmico se tienen distintos ángulos de incidencia críticos para la respuesta estructural máxima. El autor indica que, el ángulo crítico de un sistema en específico genera un aumento en la respuesta máxima del edificio en aproximadamente un 80% en comparación a la respuesta registrada cuando se aplican movimientos sísmicos a lo largo del eje estructural.

2.4 Comportamiento no lineal de muros

Estudios previos comúnmente contemplan el comportamiento del muro adyacente como infinitamente rígido, lo que puede conllevar a una subestimación de las respuestas de impacto contra un edificio de base aislada. Anagnostopoulos (1988) estudia el impacto entre edificios en serie ante movimientos sísmicos a través de un sistema de un grado de libertad con modelos de impacto lineales viscoelásticos. El autor concluye que los efectos de impacto sobre los edificios dependen principalmente de las propiedades de los mismos y de las estructuras adyacentes, por lo que, una alta diferencia entre las masas de las estructuras en colisión puede inducir un efecto amplificado de impacto para la estructura que cuente con menor masa. De esta forma, asumir un comportamiento lineal del muro de contención podría subestimar la respuesta estructural de los sistemas en colisión.

Masroor & Mosqueda (2013) desarrollaron un modelo analítico con el objetivo de evaluar el efecto de impactos en muros de contención. Este modelo se realiza en base a un edificio de base aislada a través de una simulación 3D, donde aplican un elemento viga en combinación con un resorte en serie no lineal con el fin de captar el comportamiento no lineal del muro en estudio. Para esto, se implementa un elemento de impacto el cual considera dos fases, la primera se relaciona a la deformación local de los elementos, donde asume que la fuerza se encuentra en función de las propiedades del material y la velocidad inicial, esta fuerza se aplica para encontrar el desplazamiento del muro y la fuerza resistente del edificio evaluado. Por otro lado, la segunda fase se establece como el punto de impacto inicial inmediatamente después de su separación, lo que genera fuerzas una sobre la otra y son altamente influenciadas por las propiedades dinámicas del muro de contención. Para la simulación de ambas fases en el modelo de impacto, se establece un nuevo modelo el cual contempla 2 elementos en serie, representado en la Figura 6, el cual emplea el modelo de impacto Hertz amortiguado. Este modelo simula el muro de contención con una rótula plástica en la base y un resorte no lineal detrás y delante del muro con el objetivo de representar el suelo detrás de él y las deformaciones locales en el punto de impacto respectivamente, presentado esquemáticamente en la Figura 7. Para modelar el muro como muros continuos de contención alrededor del edificio con aislación sísmica, se establecen resortes de corte conectados entre sí establecido esquemáticamente en la Figura 8, teniendo así un modelo capaz de simular el impacto entre un punto localizado a nivel de base del edificio de base aislada y un punto en el muro de contención.

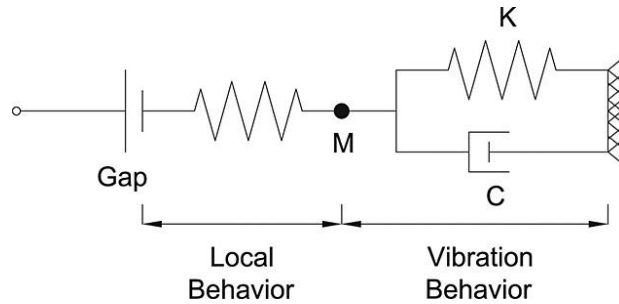


Figura 6. Esquema elemento de impacto (Masroor & Mosqueda, 2012).

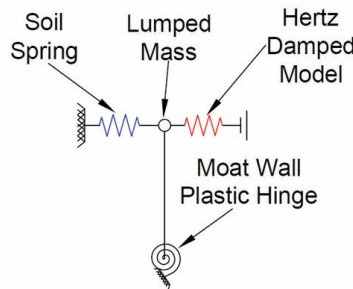


Figura 7. Esquema lateral muro de contención (Masroor & Mosqueda, 2013).

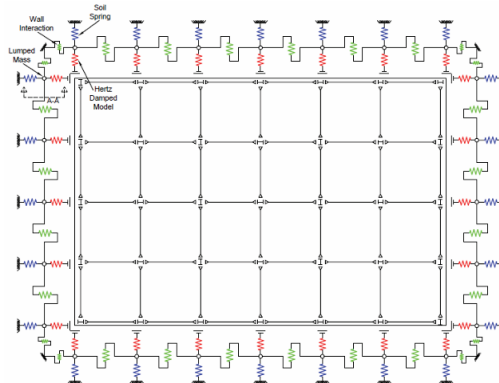


Figura 8. Modelo global muro de contención y edificio con aislación sísmica, vista en planta Masroor & Mosqueda (2013).

Sarebanha (2018) analiza las fuerzas de impacto entre una planta nuclear con aislación sísmica y un muro de contención sometida a sismos en una única dirección horizontal. Para esto, implementa una simplificación de la estructura de la planta nuclear, el cual presenta 3 aisladores sísmicos por cada elemento conectado a la fundación del sistema y se establece esquemáticamente en la Figura 9. El modelo fue elaborado a través del software LS-Dyna con el objetivo de desarrollar un macro modelo considerando el impacto entre estructuras a gran escala. El macro modelo se representa a través de la Figura 10, donde utiliza el modelo de HertzDamp desarrollado por Muthukumar & DesRoches (2006). Para la zona del impacto incorporan resortes rotacionales no lineales en zonas que se espera incursión no lineal, tales como la base del muro y la zona impactante de la losa base superior e inferior. El modelo establece puntos de contacto para el modelo de impacto y suelo en la parte superior e inferior de la losa base de la planta nuclear, además, establece dos puntos adicionales en la parte superior los cuales representan la masa del muro de contención y el suelo detrás de él, los que se conectan mediante el uso de resortes que resisten únicamente compresión.

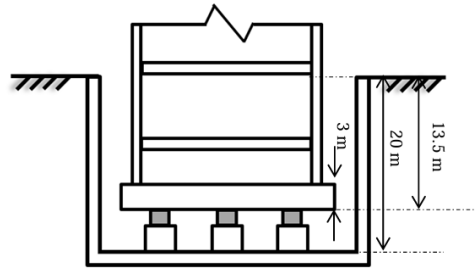


Figura 9. Esquemata de estructuras de análisis (Sarebanha, 2018).

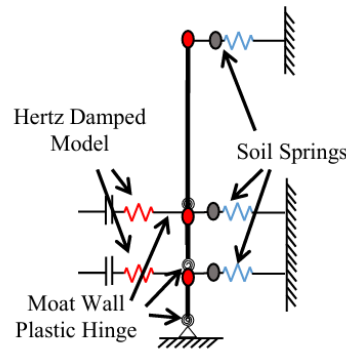


Figura 10. Macro modelo de impacto muro de contención (Sarebanha, 2018).

Con el objetivo de considerar el efecto de la componente friccional en la respuesta de edificios con aislación sísmica y muros de contención, se pretende implementar la direccionalidad del sismo y comportamiento no lineal del muro, con tal de estimar la respuesta estructural y su variación en relación a aceleraciones y rotaciones de piso.

3 Objetivos

3.1 Objetivo general

Cuantificar la respuesta estructural de edificios con aislación sísmica ante el impacto con muros de contención considerando la componente friccional y direccionalidad del sismo.

3.2 Objetivos específicos

- Cuantificar la respuesta máxima de la superestructura utilizando parámetros de demanda que permitan desagregar el efecto de la traslación y rotación durante eventos de impacto.
- Evaluar el efecto de la direccionalidad del sismo en la respuesta estructural de edificios con aislación sísmica durante impactos con muros de contención.
- Estudiar la influencia de la no-linealidad del muro de contención durante eventos de impacto.

4 Metodología

El proceso y especificaciones aplicadas en la presente memoria se encuentran plasmadas en la presente sección, estableciéndose un modelo en OpenSees de una superestructura con aisladores elastoméricos en su base, la que es rodeada perimetralmente por muros de contención con comportamiento no lineal. El sistema estructural es sometido a movimientos sísmicos para inducir colisiones entre las estructuras, además, con tal de registrar las fuerzas existentes debido a la ocurrencia de eventos de impacto, se utiliza el modelo de HertzDamp para capturar las fuerzas normales resultantes, y la Ley de Coulomb para las fuerzas tangenciales.

4.1 Modelo OpenSees

El sistema estructural compuesto por la superestructura y muros de contención se establecen mediante la plataforma OpenSees, la que permite realizar tanto modelos lineales como no lineales, con el objetivo de plasmar la influencia de la componente friccional mediante la modelación de un muro no lineal, evaluando su efecto en la respuesta estructural asociada a rotaciones y aceleraciones del sistema.

4.1.1 Superestructura

El diseño de la superestructura (Figura 11) se basa en el modelo prototipo realizado por Rodrigo González (2025), el cual consta de una simplificación de un hospital ubicado en suelo tipo C y zona sísmica 3. La estructura está conformada por marcos de hormigón con vanos iguales de 8 [m] de largo en dirección longitudinal y transversal, extendiéndose en 64 [m] y 32 [m] respectivamente a través de vigas de sección rectangular de 0.5×0.7 [m²], utilizándose en conjunto columnas de sección cuadrada de 0.8 [m²] y altura de piso de 4.5 [m]. Se incluye el aporte de losas de hormigón de 0.2 [m] de espesor como cargas puntuales en las esquinas respectivas de cada losa, con peso propio adicional de 2.5 [KPa] y sobrecarga de 7.5 [KPa]. El hormigón empleado posee una densidad de 2500 [Kg/m³] y coeficiente de Poisson (ν) de 0.15.

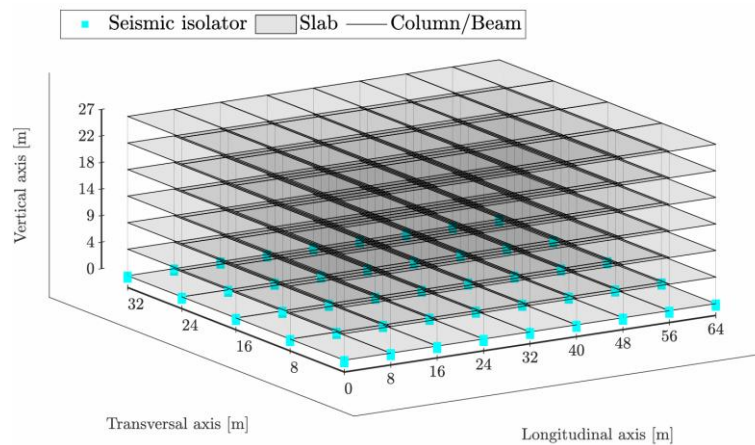


Figura 11. Modelo superestructura OpenSees.

Los marcos de la superestructura se modelan a través de elementos lineales elásticos para elementos del tipo viga-columna (*ElasticBeamColumn*). Las losas son modeladas mediante elementos *ShellMITC4* con propiedades asociadas a hormigón G30, módulo de elasticidad de 25.65 [GPa] aplicado según normativa American Concrete Institute (ACI) (2008), con resistencia a la compresión de 29.42 [MPa].

4.1.2 Sistema de aislación

La superestructura cuenta con aislación sísmica en cada columna que compone la base de la estructura con un total de 45 aisladores elastoméricos (Figura 11). Este aislador se conforma por 41 capas de goma de 750 [mm] de diámetro y 3.95 [mm] de espesor, y un núcleo de plomo de 120 [mm] de diámetro. La Figura 12 presenta el comportamiento lateral del aislador, el cual consta de una curva bilineal con rigidez inicial (K_1) de 10.6 [kN/mm], fuerza de fluencia (F_y) de 131 [kN] y rigidez post-fluencia (K_2) con pendiente del 1% de K_1 , resultando un valor de 1.06 [kN/mm]. El diseño del aislador cuenta con un desplazamiento total máximo de 300 [mm] incluyendo desplazamiento torsional y traslacional.

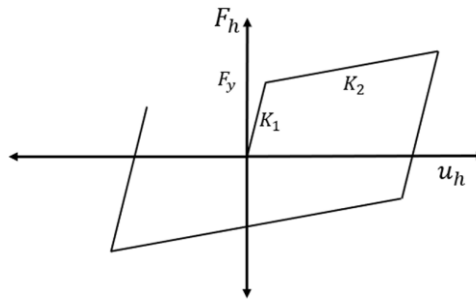


Figura 12. Curva de fuerza vs deformación horizontal para sistemas de aislación. (Rodrigo González, 2025)

El sistema de aislación se modela a través de elementos *LeadRubberX*, los cuales consideran la degradación de fuerza por el calentamiento del núcleo de plomo ante el comportamiento histerético de carga y descarga frente a eventos sísmicos.

4.1.3 Muro de contención

La geometría del muro de contención se realiza en base a la extensión de la superestructura definida, rodeándola por medio de muros de 8 [m] de largo, 0.4 [m] de espesor y una altura arbitraria de 2 [m], estableciéndose su punto más alto a la misma altura de la base del edificio (Figura 13). De esta forma, se cuenta con una distribución de 4 y 8 muros de 8 [m] cada muro en dirección longitudinal y transversal respectivamente. Las esquinas de muro que conectan ambas direcciones se incorporan mediante muros con longitud de 0.3 [m], distancia correspondiente a la separación entre la superestructura y el muro de contención. Este sistema se modela mediante elementos *ShellMITC4* de sección elástica con propiedades asociadas a hormigón G30 definidas anteriormente.

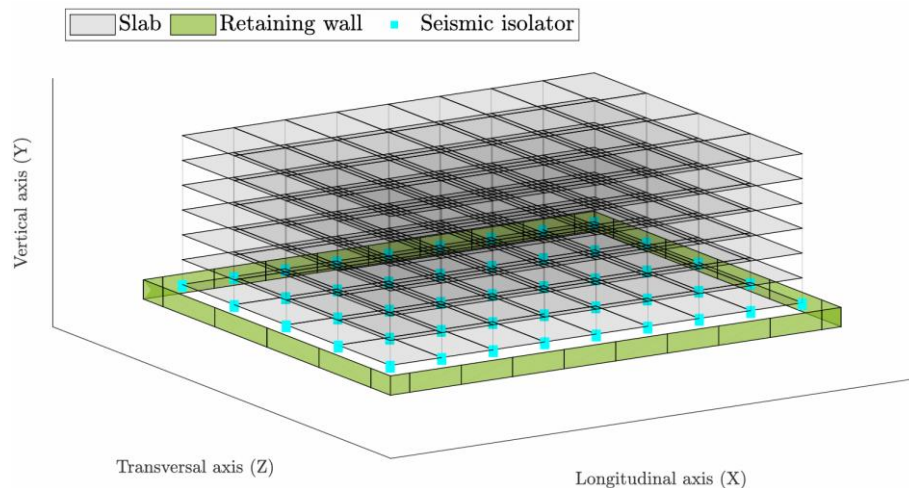


Figura 13. Esquema modelo superestructura y muros de contención.

A modo de establecer la no linealidad del muro de contención, se implementa una rótula en su base (Figura 14) por medio de elementos sin longitud (*Zerolength*) el cual representa el comportamiento a flexión del muro en estudio. La rótula se dispone a través de un material bilineal (*Steel01*), representando la relación momento-rotación de la sección de muro, obtenida a través de un análisis seccional. El muro se asume con cuantía mínima según establece la normativa American Concrete Institute (ACI) (2008).

Además del comportamiento en flexión, se incorpora un comportamiento traslacional al mismo elemento *Zerolength* para simular una eventual falla en corte. Esta se simula a través de un material lineal elástico (*Elastic*), considerando la rigidez a corte de la zona de potencial falla. A este

comportamiento lineal se le agrega un “wrapper” del tipo *MinMax*, de forma tal de producir una falla abrupta si es que se supera la resistencia nominal a corte de la sección según American Concrete Institute (ACI) (2008).

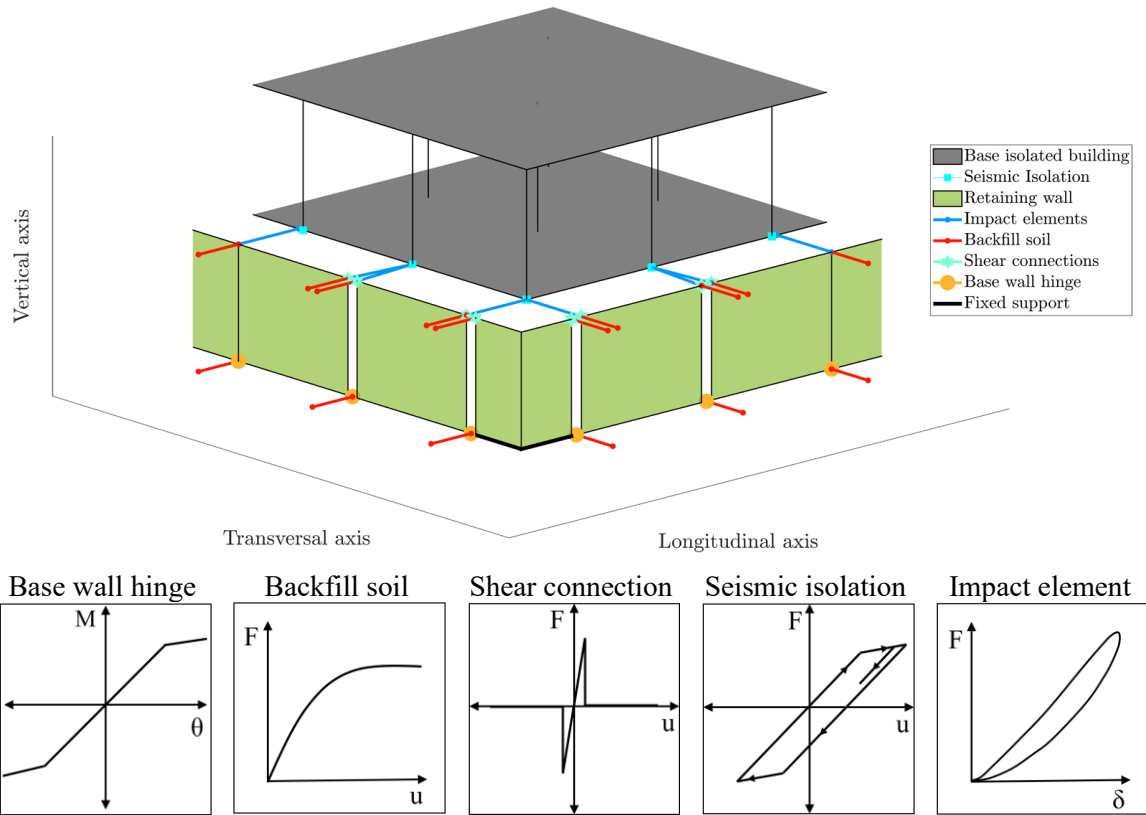


Figura 14. Acercamiento ejemplo de conexiones en zonas de esquina de muros de contención junto a la constitutiva de los elementos del sistema.

Autores indican que el impacto de estructuras aisladas contra el muro de contención puede producir fallas de corte a lo largo del eje vertical del muro en zonas cercanas a las esquinas (Kim et al., 2020). De esta forma, se establecen conexiones a corte (Figura 14) por medio de elementos *Zerolength* los que, de manera análoga, emplean el enfoque de modelación del corte utilizado para la base del muro, las cuales se definen únicamente entre el muro esquina y el muro adyacente en ambos extremos para ambas direcciones.

Para simular el comportamiento infinitamente rígido del muro de contención, se limita el movimiento en la zona superior del muro y suelo respectivo en ambas direcciones, impidiendo así el desplazamiento del muro en la dirección longitudinal y transversal al momento del impacto.

4.1.4 Suelo

El aporte del suelo localizado detrás del muro se simula a través de elementos *Zerolength* (Figura 15) mediante un material hiperbólico (*HyperbolicGapMaterial*). El suelo es modelado mediante propiedades indicadas por Wilson (2009) y Wilson (2010), replicando las propiedades del ensayo T2 indicado por el autor, correspondiente a una rigidez por unidad de ancho de 2500 [N/m/m]. Esta rigidez se adecúa según el ancho tributario de muro, por lo tanto, para zonas de esquina que conectan muros en dirección longitudinal y transversal se dispone de un ancho tributario de 0.15 [m]. Por otra parte, se emplea un ancho tributario de 4.15 [m] para la conexión de suelo adyacente al muro esquina. Los elementos muro que se encuentran fuera de la clasificación mencionada cuentan con un ancho tributario de 8 [m], correspondiente al ancho total de muro del sistema dispuesto. Debido al uso de elemento rótula en la base del muro, se establece una distribución triangular de la rigidez por nodo

de muro superior e inferior. De esta forma, para nodos superiores de suelo se impone $\frac{1}{3}$ la rigidez total establecida por Wilson (2009), mientras que los nodos inferiores de suelo se establecen con $\frac{2}{3}$ la rigidez total. Con tal de mantener la consistencia en los elementos suelo, se distribuye la masa de este a la misma razón que la rigidez mencionada.

4.1.5 Elementos de impacto

Los elementos de impacto (Figura 15) se establecen a partir del macro-modelo propuesto por Rodrigo González (2025) ajustado a los requerimientos del modelo actual. Para esto, mediante el elemento *flatSliderBearing* se integra el modelo de HertzDamp con el objetivo de simular la fuerza de impacto en dirección normal, utilizando la losa de la superestructura del primer piso y el muro de contención como elementos impactantes. Las propiedades de la herramienta *flatSliderBearing* permiten simular las fuerzas de impacto tangenciales, por ende, se incorpora el modelo friccional a partir de la Ley de Coulomb con coeficiente de roce dinámico (μ) de 0.5, valor comúnmente aplicado en la literatura. Para el análisis de impactos sin fricción se establece un valor de $\mu = 1e - 16$, de forma tal de minimizar los cambios en el modelo al momento de la comparación.

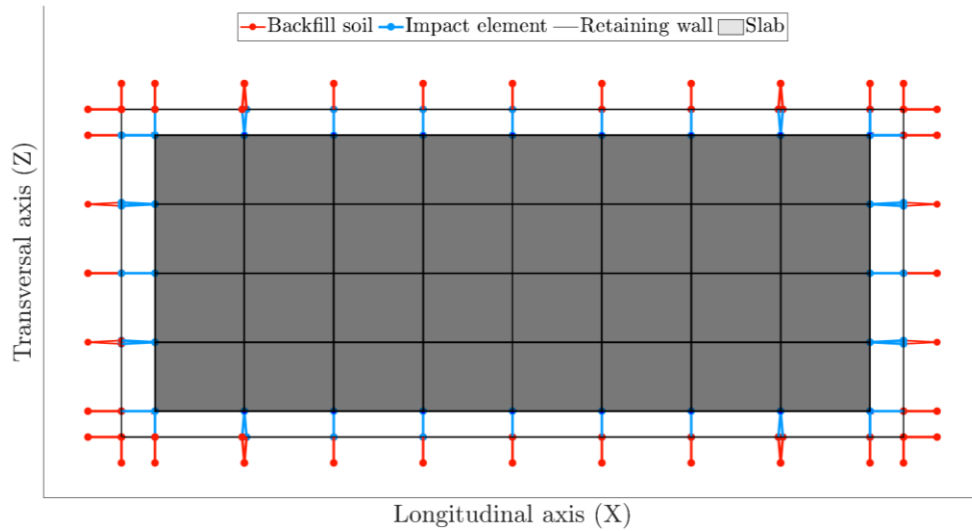


Figura 15. Vista en planta del sistema, conexiones de suelo y elementos de impacto.

Las propiedades de rigidez de *HertzDamp* a aplicar en los elementos de impacto dependen particularmente del área tributaria de las estructuras impactantes. En específico, las zonas paralelas a la esquina de la superestructura se caracterizan por presentar el aporte en área del muro esquina junto a la mitad del muro común adyacente, presentándose así un área tributaria de $4.15 \times 1 \text{ [m}^2\text{]}$ para los elementos de impacto que conectan la esquina de la superestructura. La Figura 15 presenta una conexión distintiva entre las estructuras evaluadas, el cual conecta en un punto común a la superestructura, bifurcándose hasta conectar en los extremos de las conexiones del muro paralelo. Por lo tanto, se establecen elementos de impacto dobles que comparten $\frac{1}{2}$ de la rigidez para una distribución adecuada, simulando una conexión única de elemento de impacto entre la superestructura y el muro de contención con área tributaria de $8 \times 1 \text{ [m}^2\text{]}$. Los elementos de impacto restantes se establecen por medio de área tributaria de $8 \times 1 \text{ [m}^2\text{]}$ mediante un único elemento de impacto.

4.2 Registros sísmicos

Los registros se obtienen desde la base de datos NGA-West2 (Ancheta et al., 2014). De esta forma, se evitan registros subductivos que pudiesen inducir una gran cantidad de impactos (Bhandari et al., 2018), facilitando la interpretación de los resultados, permitiendo aislar el efecto de la componente friccional en el sistema. Se establece como *target* el espectro máximo considerado (MCE) según ASCE/SEI 7-16 (2016) considerando que la estructura se encuentra ubicada en la localidad de Los Angeles, USA, sobre suelo C. La selección se realiza en base al espectro RotD50 de los registros, limitando la magnitud de

los eventos entre 6.5 a 9.2 y velocidad de onda de corte (V_{s30}) de 360 a 760 [m/s]. El factor de escala se restringe a un rango de entre 0.25 y 4, minimizando la diferencia con el espectro *target* en un rango de periodos de $0.25T$ y $1.5T$, con $T = 3$ segundos a modo de criterio, debido a la volatilidad del periodo efectivo dependiente del desplazamiento máximo durante cada registro. La Figura 16.a muestra el conjunto de 57 registros escalados inicialmente. Sin embargo, a pesar de la intensidad de los registros resultantes, no existe certeza de que todos induzcan impacto en la superestructura.

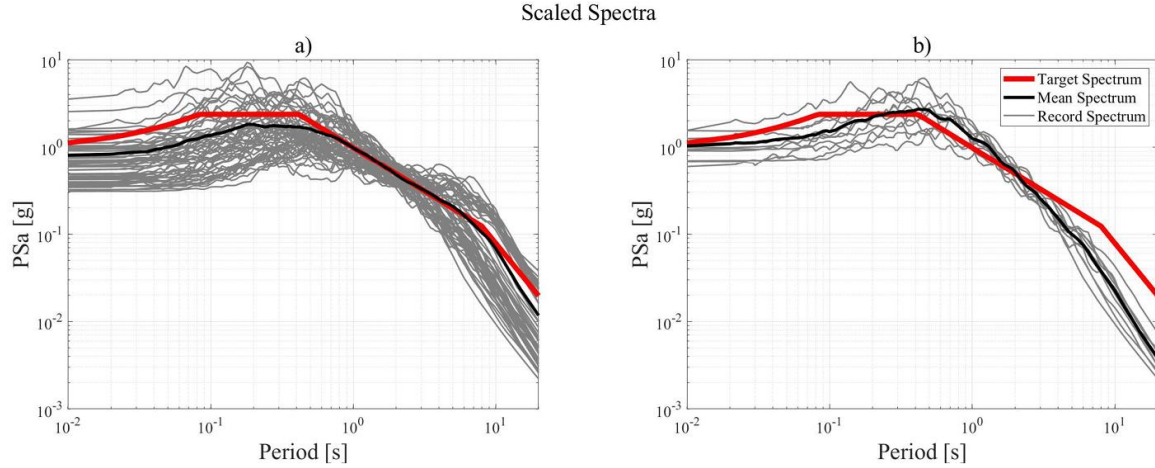


Figura 16. Espectro escalado. a) Registros totales b) Registros que causan impacto en el sistema.

Con el objetivo de potenciar la simulación de impactos en la superestructura contra muros de contención, se selecciona un subconjunto de registros en base a su capacidad para producir impactos. Para esto, se estiman los desplazamientos máximos del sistema para cada registro a través de un modelo de un grado de libertad no-lineal. Además, se asume que la superestructura se comporta como un cuerpo rígido, mientras que el sistema de aislación posee un comportamiento perfectamente bilineal (Figura 12). De los 57 registros establecidos originalmente (Figura 16.a), se seleccionan los que exceden los 300 [mm] de distancia libre que posee la superestructura antes de impactar con el muro de contención. Esto proporciona 12 registros que eventualmente podrían producir impactos, de los cuales se seleccionan únicamente 11 de los que generan mayores desplazamientos, con el fin de definir el nuevo subconjunto de registros (Figura 16.b). La Tabla 1 presenta este subconjunto de registros, los cuales se incorporan en el sistema para la simulación de la respuesta de la estructura en su totalidad.

Tabla 1. Registros de aceleración sísmica rotados de acuerdo con el ángulo de incidencia sísmica $RotD100 + \theta_{\mu}$.

Record	Record name	Station	Scale Factor	RotD100	5%-95% Duration [s]
1	Loma Prieta	"BRAN"	3.29	155	9.8
2	Landers	"Joshua Tree"	2.52	70	27.1
3	Chuetsu Oki	"Joetsu Kakizakiku Kakizaki"	1.60	180	20.3
4	Northridge	"Pacoima Kagel Canyon"	2.52	150	10.1
5	Kobe	"Nishi-Akashi"	3.23	25	11.2
6	Chi-Chi	"CHY028"	1.41	5	8.7
7	Hector Mine	"Hector"	3.15	135	11.7
8	Chuetsu Oki	"Yoshikawaku Joetsu City"	2.53	30	16.8
9	Chuetsu Oki	"Yoitamachi Yoita Nagaoka"	3.67	140	15.8
10	Iwate	"Yuzawa Town"	2.99	115	17.4
11	Iwate	"Kurihara City"	1.89	15	15.1

Si bien con este criterio se potencia la ocurrencia de al menos un impacto, la colisión no se restringe a una dirección ni a un muro en particular, lo cual dificulta la interpretación de los resultados. Por lo tanto, para uniformizar el comportamiento de la estructura ante eventos de impacto, los registros escalados son rotados según cierto ángulo de incidencia sísmica objetivo ($RotD100$ y $RotD100 + \theta_\mu$), minimizando la dispersión. La Figura 17 muestra esquemáticamente la aplicación de $RotD100$ y $RotD100 + \theta_\mu$ en base al registro original.

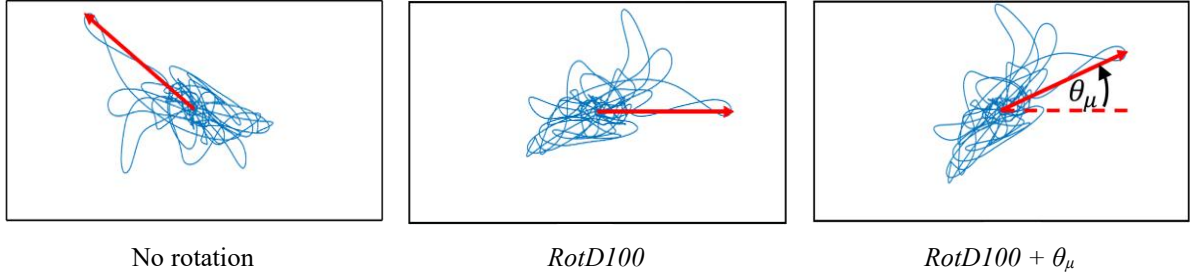


Figura 17. Representación esquemática de ángulos de incidencia sísmica.

4.2.1 Ángulo de incidencia sísmica 1: $RotD100$

El ángulo de incidencia sísmica 1 se establece mediante el parámetro indicador $RotD100$ (Boore, 2010) con el fin de determinar el ángulo que genere el máximo desplazamiento espectral asociado a cada registro evaluado. Para esto, se somete la aceleración del suelo ($\ddot{u}_{g,L}$) a giros angulares (θ) entre 5 a 180° en dirección longitudinal ($\ddot{u}'_{g,L}$) según presenta la ecuación (16), donde la aceleración de suelo transversal es calculada a partir de la ecuación (17) y depende estrictamente del ángulo de máxima direccionalidad ($RotD100$) registrada en el eje longitudinal (Figura 18). Es importante destacar que generalmente el concepto de $RotD100$ hace referencia a la direccionalidad de la aceleración espectral ($Sa_{RotD100}$). Sin embargo, debido a que en estructuras con aislación sísmica los desplazamientos son un parámetro más relevante, en este estudio la direccionalidad del movimiento se caracteriza en base al desplazamiento espectral ($Sd_{RotD100}$).

Una vez definido el ángulo de máxima direccionalidad (considerando un periodo efectivo de $T = 3$ [s]), el registro bidireccional es rotado con el objetivo de coincidir la máxima direccionalidad con el eje longitudinal del edificio (dirección x en planta). De esta manera, se potencia el impacto en los muros ubicados a la izquierda y derecha de la vista en planta (ver Figura 15). No obstante, en el caso hipotético de que se contara con un registro completamente polarizado, el hecho de orientar la máxima direccionalidad perpendicular a los muros produciría fuerzas de fricción nulas. Es por esto que se realiza un análisis de sensibilidad aplicando un ángulo adicional a la máxima direccionalidad (θ_μ) con tal de incluir un ángulo arbitrario que asegure contar con fuerzas de fricción.

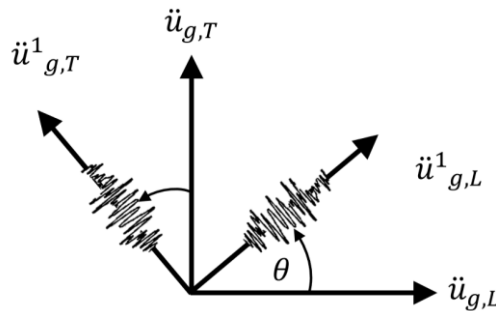


Figura 18. Esquema aplicación de ángulo de incidencia sísmica 1 ($RotD100$) a registros sísmicos.

$$\ddot{u}'_{g,L} = \ddot{u}_{g,L} \cos \theta + \ddot{u}_{g,T} \sin \theta \quad (16)$$

$$\ddot{u}'_{g,T} = \ddot{u}_{g,L} \cos(\theta + 90) + \ddot{u}_{g,T} \sin(\theta + 90) \quad (17)$$

4.2.2 Ángulo de incidencia sísmica 2: RotD100 + θ_μ

El efecto de la direccionalidad es evaluado también mediante una rotación adicional (θ_μ) respecto al ángulo asociado a *RotD100* con el objetivo de evitar fuerzas friccionales despreciables en el caso de registros muy polarizados. De manera simplificada, este ángulo adicional se define en función de la relación entre la fuerza normal y tangencial, justo en un instante de deslizamiento en donde se asume un coeficiente de roce $\mu = 0.5$ comúnmente utilizado para representar la fricción entre dos superficies de hormigón (Pant & Wijeyewickrema, 2014). De esta forma, a través del arcotangente de $\mu = 0.5$ se obtiene un ángulo θ_μ de 26.6° (Figura 19). Por último, esta dirección *RotD100* + θ_μ se alinea con la dirección longitudinal del edificio.

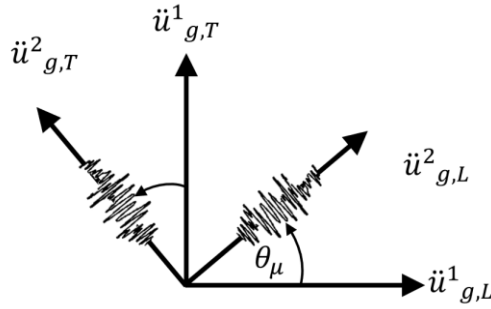


Figura 19. Esquema aplicación de ángulo de incidencia sísmica 2 (*RotD100* + θ_μ) a registros sísmicos.

4.3 Parámetros de demanda

El efecto rotacional es evaluado mediante parámetros de demanda que permitan cuantificar rotaciones de las plantas de la superestructura ante eventos de impacto contra muros de contención. Para esto, se utilizan derivas entrepiso y aceleraciones absolutas, de los cuales se desagrega el aporte de la rotación debido a impactos a través de los métodos indicados a continuación.

4.3.1 Método 1

El método 1 se relaciona directamente al cálculo de deriva de entrepiso (drift) y aceleraciones absolutas adicionales en los bordes debido a rotaciones de las plantas, asumiendo que se cuenta con un diafragma rígido. En primer lugar, mediante la respuesta máxima de rotación del nodo central (alrededor del eje vertical) se obtiene la rotación relativa entre pisos consecutivos ($\Delta\theta$). De esta forma, el drift adicional de borde en dirección longitudinal ($\Delta_{L,rot}^1$) y tangencial ($\Delta_{T,rot}^1$) se calcula a partir de la suposición de ángulos pequeños mediante el producto de $\Delta\theta$ por la distancia entre el nodo de borde y el nodo central del piso respectivo (Figura 20). Para esto se utiliza la extensión longitudinal ($L_{Long} = 64$ [m]) y transversal ($L_{Transv} = 32$ [m]) de la planta (ver ecuaciones (18) y (19)). Así, el drift adicional debido a rotaciones en el sistema ($\Delta IDR_{Long}^1, \Delta IDR_{Transv}^1$) es calculado dividiendo los desplazamientos adicionales de borde por la altura de entrepiso para ambas direcciones de evaluación.

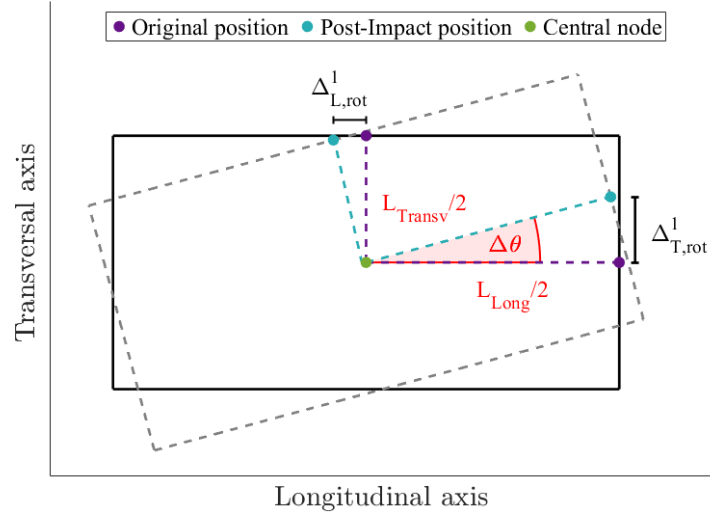


Figura 20. Esquema desplazamientos relativos rotacionales adicionales de borde mediante aplicación de Método 1.

$$\Delta_{L,rot}^1 = \Delta\theta \cdot L_{Transv}/2 \quad (18)$$

$$\Delta_{T,rot}^1 = \Delta\theta \cdot L_{Long}/2 \quad (19)$$

Por otro lado, mediante la extracción directa de aceleraciones rotacionales absolutas en los nodos centrales de cada planta (PFA_{rot}), se calcula la aceleración adicional debido a rotaciones en el borde del piso ($\Delta PFA_{L,rot}^1$, $\Delta PFA_{T,rot}^1$) mediante el producto entre la longitud respectiva, a través de un proceso equivalente a lo desarrollado para el cálculo de derivas entrepiso adicionales previamente establecido (ecuación (20) y (21)).

$$\Delta PFA_{L,rot}^1 = PFA_{rot} \cdot L_{Transv}/2 \quad (20)$$

$$\Delta PFA_{T,rot}^1 = PFA_{rot} \cdot L_{Long}/2 \quad (21)$$

4.3.2 Método 2

El método anterior es completamente independiente del movimiento traslacional de la planta debido a que aísla la contribución de la rotación al movimiento en el borde. Sin embargo, durante un evento de impacto, el máximo movimiento traslacional no ocurre necesariamente en forma simultánea con el máximo de la rotación de la planta, por lo que no es posible determinar la respuesta total de borde mediante la suma del resultado otorgado por el método 1 con la respuesta del centro de la planta. Además, el método anterior asume un diafragma rígido para el cálculo, aun cuando el modelo considera la flexibilidad axial de la losa. Es por esto que se presenta un método alternativo para cuantificar el efecto rotacional del impacto considerando esta no-simultaneidad.

En lugar de aislar la rotación de la planta, el método 2 resta la respuesta máxima del borde ($\Delta_{L/T,edge}^2$) con la respuesta máxima del centro de la planta ($\Delta_{L/T,CM}^2$), con tal de cuantificar la respuesta máxima del borde considerando la no-simultaneidad de la respuesta, entregando así la respuesta estructural debido a rotaciones adicionales en el borde de la estructura ($\Delta_{L/T,rot}^2$) mediante las ecuaciones (22) y (23). La Figura 21 presenta un esquema conceptual del método en cuestión, indicándose las variables previamente mencionadas.

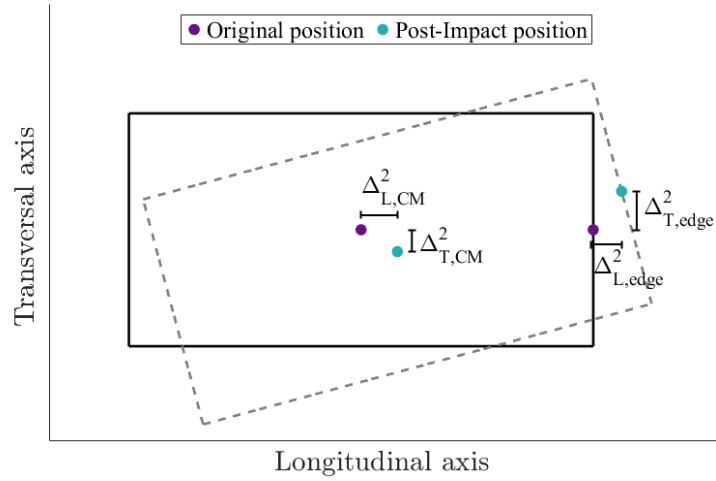


Figura 21. Esquema desplazamientos relativos rotacionales adicionales de borde mediante aplicación de Método 2.

$$\Delta_{L,rot}^2 = \Delta_{L,edge}^2 - \Delta_{L,CM}^2 \quad (22)$$

$$\Delta_{T,rot}^2 = \Delta_{T,edge}^2 - \Delta_{T,CM}^2 \quad (23)$$

En relación a las aceleraciones absolutas adicionales dado rotaciones $(\Delta PFA_{L,rot}^2, \Delta PFA_{T,rot}^2)$, se establece un procedimiento análogo de las derivas entre piso mediante las ecuaciones (24) y (25) a través de la diferencia entre aceleración absoluta de borde $(PFA_{L/T,edge}^2)$ y central $(PFA_{L/T,CM}^2)$ respectivamente.

$$\Delta PFA_{L,rot}^2 = PFA_{L,edge}^2 - PFA_{L,CM}^2 \quad (24)$$

$$\Delta PFA_{T,rot}^2 = PFA_{T,edge}^2 - PFA_{T,CM}^2 \quad (25)$$

5 Resultados

Los resultados mencionados en la presente sección aplican la utilización de los métodos 1 y 2 definidos previamente con tal de cuantificar el efecto de la componente friccional en la respuesta de la superestructura asociada a rotaciones adicionales en el sistema. Los casos principales de análisis corresponden a la influencia de la aplicación de roce ante eventos de impacto, incorporando una situación adicional relacionada a la respuesta estructural sin eventos de impacto, es decir, omitiendo el muro de contención.

Cabe mencionar que el análisis simplificado utilizado en la obtención de desplazamientos del aislador para la selección de registros a incorporar en el sistema predijo correctamente los registros que causan impacto en el modelo completo.

En este contexto, se realizan simulaciones utilizando los registros orientados según *RotD100* y *RotD100* + θ_μ . Sin embargo, aun cuando se esperaba que *RotD100* + θ_μ produjera la máxima respuesta estructural considerando la componente friccional, este no fue el caso, presentando respuestas sin tendencia alguna respecto a las fuerzas de fricción obtenidas con los registros orientados según *RotD100*. Esto sugiere que los registros utilizados no poseen una polarización significativa como para producir fuerzas de fricción nulas en el caso de *RotD100*. Es por esto que los resultados mostrados en este estudio se centran netamente en la respuesta de la estructura ante registros rotados según *RotD100* + θ_μ , exceptuando casos específicos donde se indique lo contrario.

5.1 Efecto de la componente friccional en la respuesta estructural

La Figura 22 presenta las fuerzas de impacto en dirección normal y tangencial generadas por el movimiento sísmico del *Registro 3* (Chuetsu-Oki, Japón (2007)) para cada muro perimetral, registro el cual genera una baja cantidad de impactos en el sistema en comparación al resto de movimientos sísmicos. La Tabla 2 indica la respuesta en el muro Norte y Sur con fuerzas normales y tangenciales que no superan el 2% del peso total de la estructura (W), en tanto que los muros Este y Oeste registran fuerzas de impacto en dirección normal considerando la componente friccional de 10.13 [W%] y 14.82 [W%] respectivamente, respuesta de hasta 7 veces más las fuerzas de impacto presentes en los muros Norte y Sur. El caso de impactos sin efectos de roce en el muro Este y Oeste indican una variación de fuerzas normales menor al 0.1% respecto al caso de impactos con roce, mientras que los muros Norte y Sur cuentan con una variación menor al 1%, presentando una baja influencia de la incorporación de roce en las fuerzas de impacto en dirección normal. En relación con las fuerzas tangenciales, se aprecian máximos positivos y negativos coincidentes con la ocurrencia de impactos y el movimiento bidireccional en la dirección tangencial influenciada por la componente friccional.

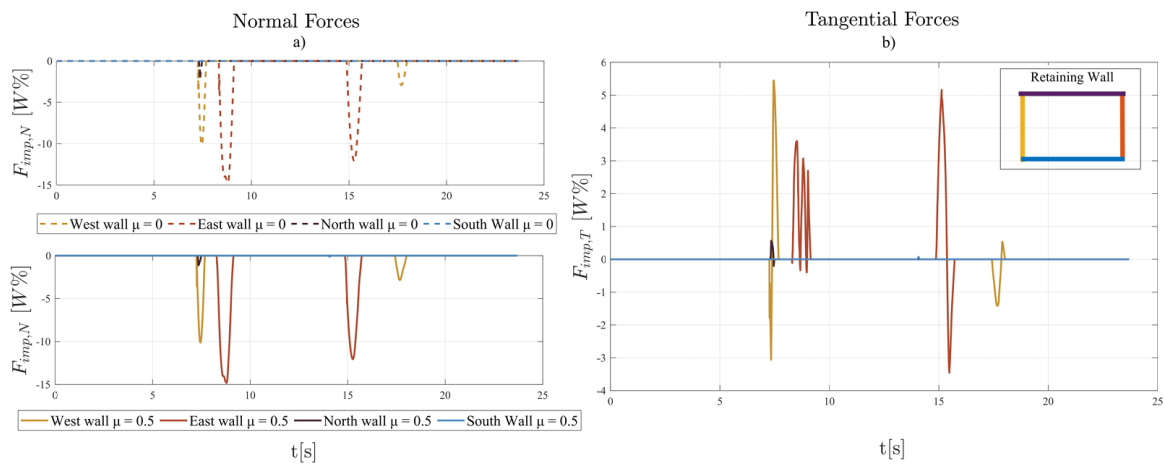


Figura 22. Fuerzas de impacto en muros perimetrales aplicando movimiento sísmico de *Registro 3*. a) Fuerza de impacto normal para los casos de $\mu = 0$ y $\mu = 0.5$ b) Fuerza de impacto tangencial.

Tabla 2. Fuerzas de impacto normales y tangenciales en muros perimetrales aplicando movimiento sísmico de *Registro 3*.

Retaining walls peak impact forces [W%]				
Force type	North	South	East	West
Normal w/ $\mu = 0$	2.10	0.00	14.74	10.16
Normal w/ $\mu = 0.5$	1.13	0.15	14.82	10.13
Tangential	0.56	0.07	5.16	5.45

La Figura 23 muestra la deriva entrepiso (Interstory Drift Ratio (IDR)) adicional en los bordes para los casos sin impacto y con impacto con coeficiente de roce $\mu = 0$ y $\mu = 0.5$, utilizando los métodos 1 y 2 sometido al *Registro 3*. En primer lugar, tanto en dirección longitudinal como transversal se observa una tendencia similar. Respecto al método 1 en el caso sin impactos, se visualiza que los IDR adicional de borde son despreciables, alcanzando un orden de magnitud de 0.008%. Esto se explica debido a que la estructura es completamente simétrica, por lo que no se espera efectos torsionales en la respuesta. Al incluir la simulación de impacto, pero sin roce ($\mu = 0$), se mantiene una respuesta sin mayores movimientos torsionales de la planta, con un valor de 0.02% adicional en el borde. Sin embargo, al incluir la fricción en el impacto, existe un aumento considerable de la respuesta adicional de borde debido a la rotación, con IDR adicional que bordean el 0.14% para el caso transversal. Por otro lado, al analizar la respuesta del método 2, esta indica un comportamiento similar para el caso sin impacto, pero con cierta concentración de IDR adicional de borde en el primer piso para los demás casos, tema que se

aborda más adelante. Independiente de esta concentración, el aumento de las rotaciones para $\mu = 0.5$ es consistente en ambos métodos.

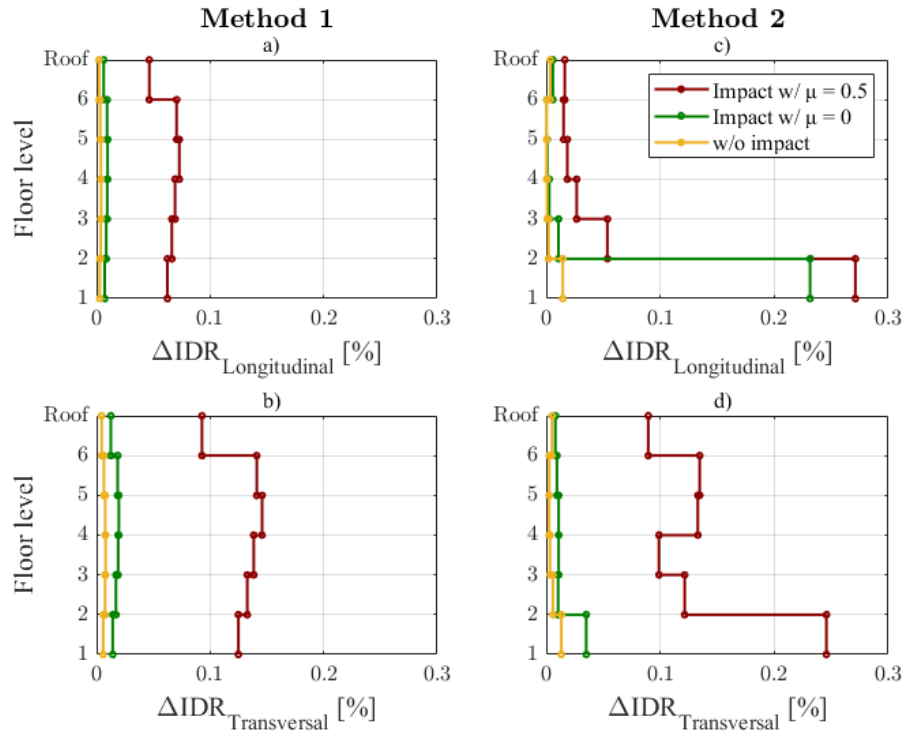


Figura 23. Deriva entrepiso adicional de borde dado rotaciones (ΔIDR), *Registro 3*. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2.

Si bien estos resultados muestran un aumento considerable del efecto rotacional de la planta al incluir la fricción, es difícil cuantificar cuán grande es este aumento. Es por esto que, a través de la Figura 24, se presenta la diferencia relativa entre la deriva entrepiso adicional de borde (obtenida del método 1) con respecto a la máxima deriva de entrepiso del centro de masa para los casos sin impacto, con impacto sin efectos friccionales y con impactos considerando la componente friccional. Los resultados señalan un aumento máximo desde un 15% sin impactos al 35,9% con impactos sin roce a nivel de techo en dirección transversal (Figura 24.b), mientras que se cuenta con un aumento máximo desde un 33.3% con impactos sin roce a 147.7% al considerar la componente friccional en el piso 6. Un aumento del 147.7% con respecto al centro de masa indica la amplia influencia de las rotaciones adicionales en el borde de la estructura, superando las derivas entrepiso del nodo central hasta 2.5 veces su valor.

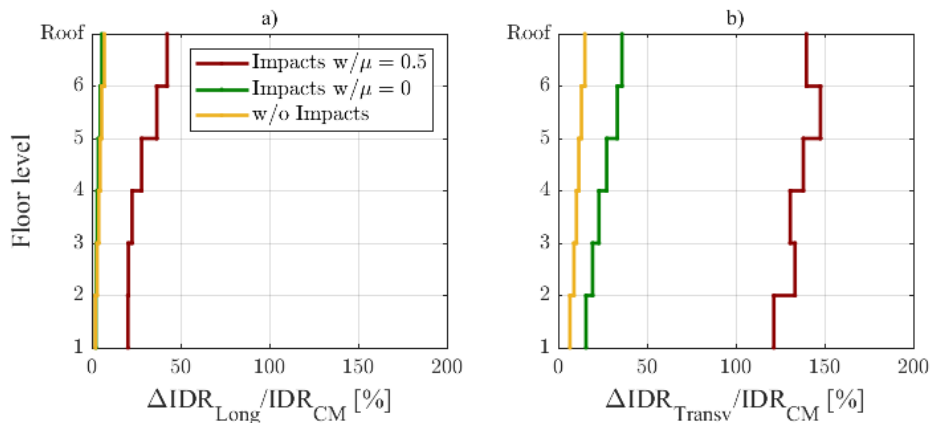


Figura 24. Diferencia relativa de deriva entrepiso adicional de borde dado rotaciones ($\Delta IDR / IDR_{CM}$) para respuesta registrada por Método 1, *Registro 3*. a) Dirección longitudinal b) Dirección transversal.

El aumento de la respuesta estructural se refleja también en las aceleraciones absolutas de piso (Peak Floor Acceleration (PFA)) dado a la incorporación de efecto friccional ante eventos de impacto. La Figura 25 registra un comportamiento similar a las derivas entre piso mencionadas anteriormente en relación con la similitud de la respuesta ante casos sin impactos y con impactos sin roce sometido al *Registro 3*. Por otro lado, las diferencias relativas de aceleración adicional en el borde mediante el método 1 en dirección transversal (Figura 26.b) indican un aumento máximo desde el caso sin impactos de 0.9% hasta un 5.9 [%] en el primer piso al considerar impactos sin roce en el sistema. Sin embargo, se registra un incremento máximo de 4.7% en casos con impacto sin fricción hasta 18.9 [%] en el tercer piso para los casos impactantes considerando la incorporación de fuerzas friccionales.

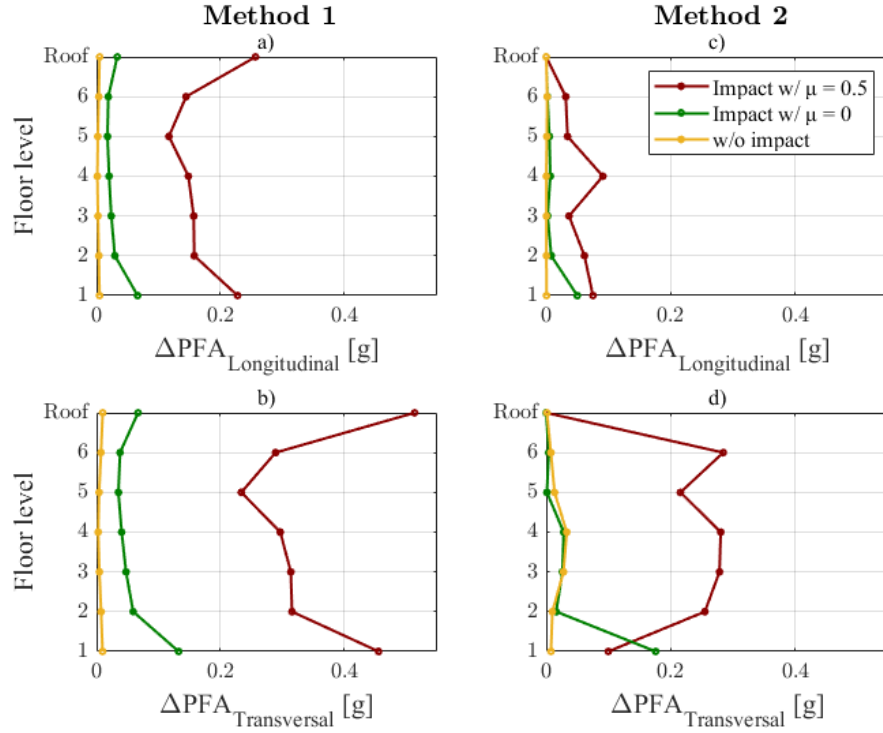


Figura 25. Aceleración absoluta adicional de borde dado rotaciones (ΔPFA), *Registro 3*. a) Dirección longitudinal, Método 1. b) Dirección transversal, Método 1. c) Dirección longitudinal, Método 2. d) Dirección transversal, Método 2.

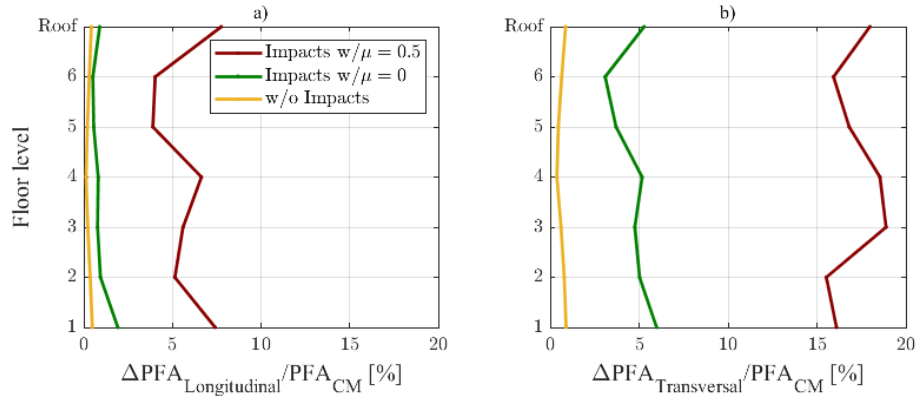


Figura 26. Diferencia relativa de aceleraciones adicionales de borde dado rotaciones ($\Delta PFA/PFA_{CM}$) para respuesta registrada por Método 1, *Registro 3*. a) Dirección longitudinal b) Dirección transversal.

Con el fin de explicar las altas concentraciones de respuesta en el primer piso que entrega el método 2, se analiza la historia de tiempo de las deformaciones de las esquinas de la planta. La Figura 27 presenta

el movimiento en planta del primer piso de la superestructura generado por el *Registro 3*. Las líneas discontinuas consisten en la delimitación del muro de contención, en tanto que las líneas continuas presentan la posición de la planta del primer piso en un determinado instante de tiempo poco después de ocurrido un impacto. El movimiento y diferencia entre el caso sin roce (verde) y con roce (rojo) registra deformaciones en dirección transversal para la zona Oeste del edificio, mientras que, simultáneamente, la zona Este carece de deformaciones importantes en la dirección evaluada. Esto significa que, a pesar de la alta rigidez del diafragma, debido a la existencia de un impacto con roce, esta posee una deformación por corte que altera la respuesta reportada utilizando el método 2. Aun así, este método permite comparar la respuesta máxima del borde restando la respuesta máxima del centro de la planta, aun cuando no ocurran en forma simultánea. Por lo tanto, el método 2 es utilizado exclusivamente con fines comparativos a los resultados registrados por el método 1.

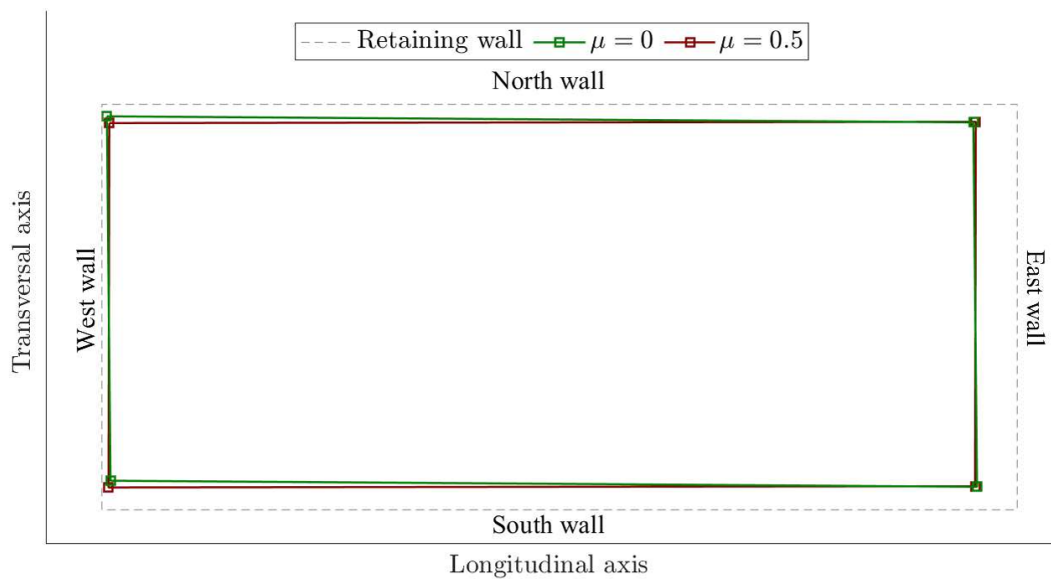


Figura 27. Movimiento registrado en un instante de tiempo específico en el piso 1 de la superestructura para casos con $\mu = 0$ y $\mu = 0.5$ ante movimiento generado por *Registro 3*.

El efecto de la incorporación de la componente friccional ante eventos de impacto es representado además por medio de las Figuras 28-31 para derivas entrepiso y aceleraciones absolutas dado rotaciones adicionales en el borde, para el total de registros sísmicos seleccionados.

La Figura 28 presenta la deriva entrepiso adicional dado rotaciones de borde (ΔIDR) de la totalidad de los registros más su media, la cual señala una respuesta predominante en el caso de impactos al incorporar efectos friccionales por sobre la respuesta de impactos sin fricción para ambos métodos aplicados. En particular, la Figura 28.c-d indica un aumento sustancial de ΔIDR en el piso 1, debido a efectos locales generados por los eventos de impacto entre la losa del primer piso de la superestructura junto a la zona superior del muro de contención. La Figura 29 muestra la normalización de la respuesta registrada mediante el método 1 con respecto al máximo IDR del centro de masa, donde la máxima diferencia promedio se encuentra en torno al 100% para el caso transversal (Figura 29.b) considerando la componente friccional. Es decir, en promedio, el IDR adicional debido a la rotación tiene igual magnitud que el IDR máximo del centro de la planta.

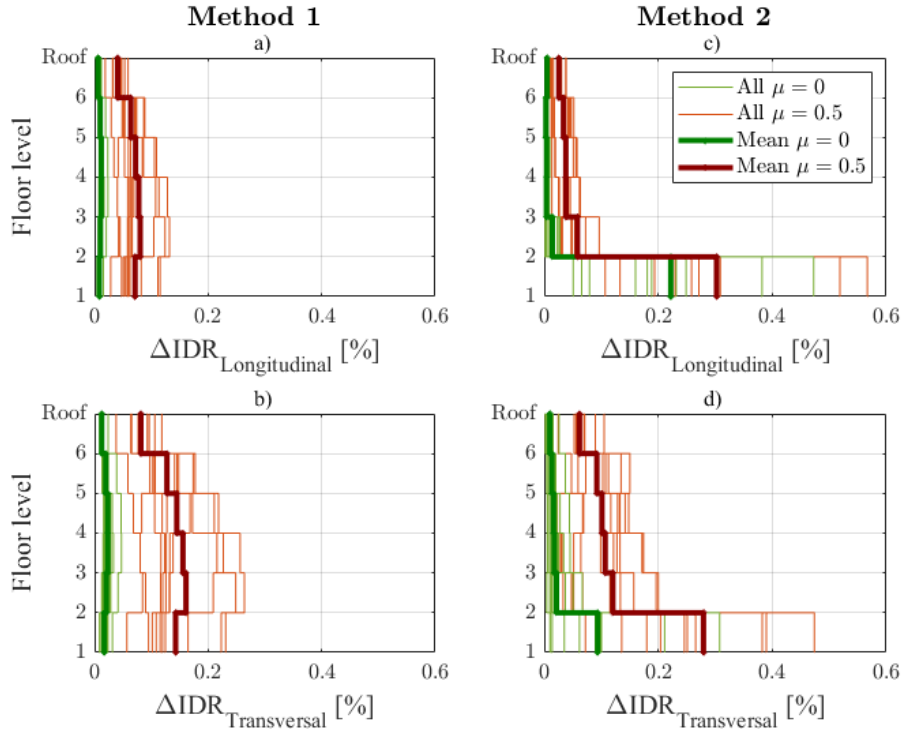


Figura 28. Deriva entrepiso adicional de borde dado rotaciones (ΔIDR) para 11 registros. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2.

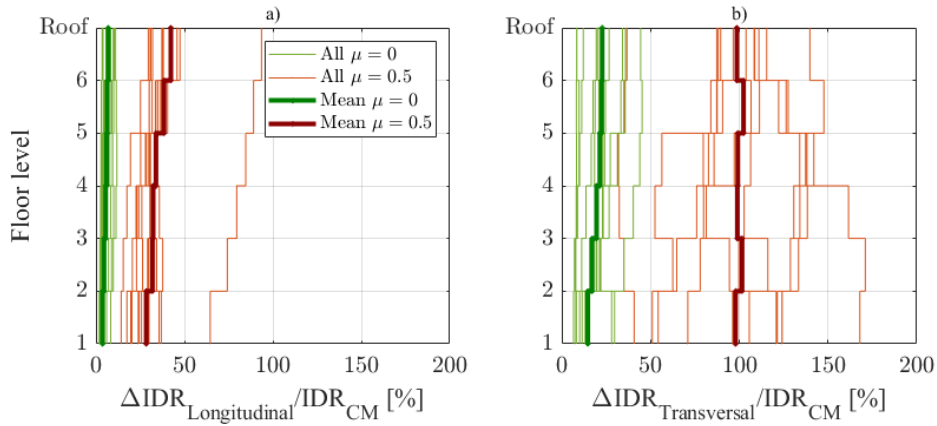


Figura 29. Diferencia relativa de deriva entrepiso adicional de borde dado rotaciones (ΔIDR) para respuesta registrada por Método 1 aplicando la totalidad de registros en casos con impacto con $\mu = 0$ y $\mu = 0.5$. a) Dirección longitudinal b) Dirección transversal.

La rotación adicional dado efectos friccionales se expresa además mediante términos de aceleración absoluta a través de la Figura 30, el cual presenta un aporte significativo de aceleraciones adicionales debido a rotaciones tras incorporar fuerzas tangenciales en el impacto, del mismo modo registrado en las derivas entrepiso. La Figura 31 registra la normalización de aceleraciones absolutas adicionales de borde con respecto a la respuesta del centro de masa a partir del método 1, indicando un aumento máximo ante la componente friccional en dirección transversal (Figura 31.b) desde 5% hasta 17%. Así, se observa que, al menos en términos relativos a la respuesta del centro de la planta, las repercusiones de la fricción en el impacto son mayores en términos de desplazamientos que en términos de aceleraciones.

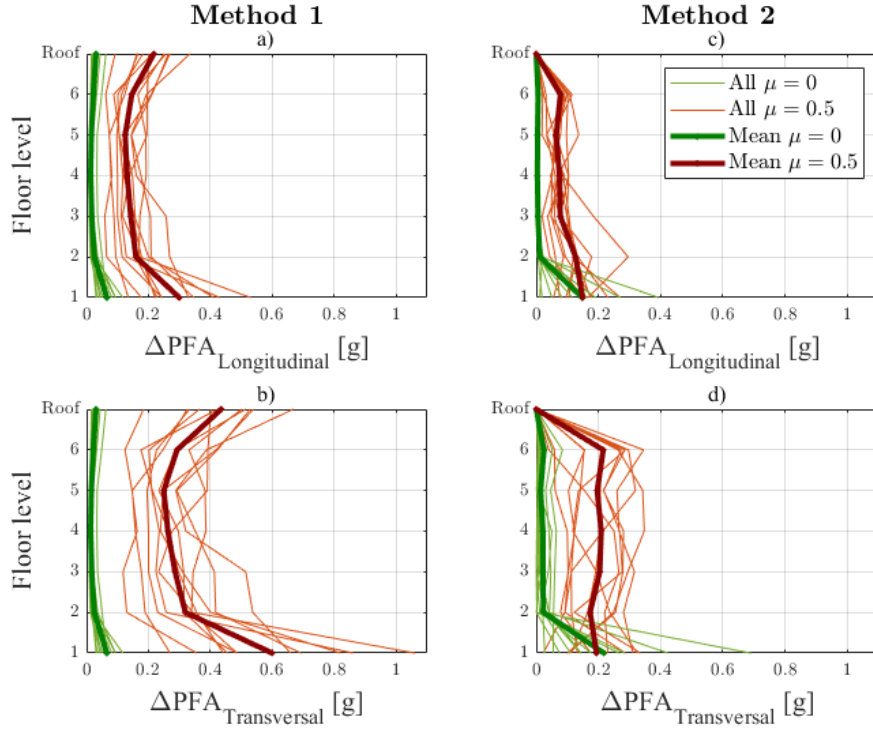


Figura 30. Aceleración absoluta adicional de borde dado rotaciones (ΔPFA) para 11 registros. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2.

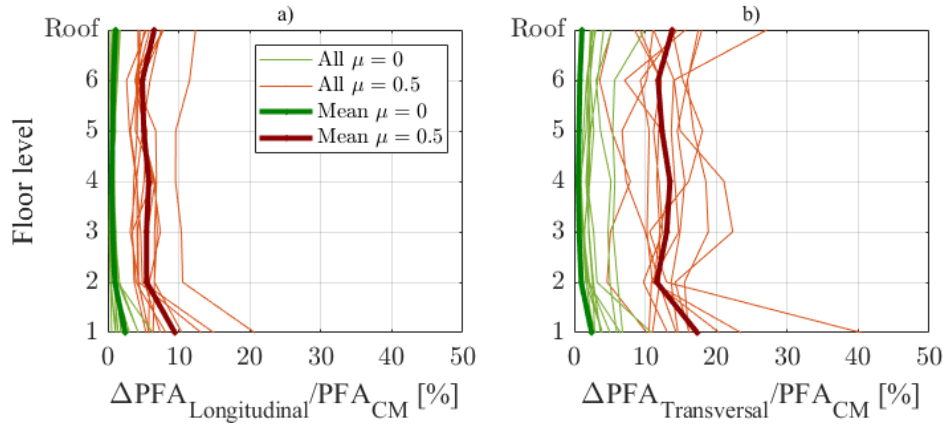


Figura 31. Normalización de aceleración absoluta adicional de borde dado rotaciones (ΔPFA) para respuesta registrada por Método 1 aplicando la totalidad de registros en casos con impactos con $\mu = 0$ y $\mu = 0.5$. a) Dirección longitudinal b) Dirección transversal.

5.2 Efecto de la direccionalidad en la respuesta estructural considerando componente friccional

Las Figuras 32-37 presentan la respuesta de derivas entrepiso y aceleraciones absolutas debido a rotaciones adicionales de borde en casos con impacto considerando fuerzas tangenciales para las direcciones longitudinal (línea punteada) y transversal (línea continua). En este caso, se compara la respuesta de las simulaciones cuando el eje longitudinal del edificio coincide con *RotD100* (morado) y *RotD100* + θ_μ (celeste), utilizando los métodos 1 y 2. Los resultados presentados a continuación corresponden a los *Registros 3* y *2*, seleccionados debido a que poseen una cantidad limitada de impactos para una mejor interpretación de resultados.

La Figura 32 y Figura 33 presentan la respuesta de deriva entrepiso adicional dado rotaciones en la superestructura para los *Registros 3* y *2* respectivamente. Se observa que para el *Registro 3*, el caso

$RotD100 + \theta_\mu$ efectivamente produce mayores deformaciones en los bordes (Figura 32.b). Sin embargo, el *Registro 2* indica lo contrario, expresando un mayor aumento en los bordes cuando se utiliza $RotD100$. La Figura 34 muestra las diferencias relativas porcentuales, identificando una amplia variación en dirección transversal dependiendo del ángulo de incidencia aplicado, registrando un aumento máximo de 30.36 % para $RotD100$ a 147.71% para $RotD100 + \theta_\mu$ en el *Registro 3* al piso 6 (Figura 34.b) y una reducción del 138.06% al 111.07% para el *Registro 2* a nivel de techo (Figura 34.d).

Esta falta de tendencia de estos dos registros particulares se repite con todos los registros utilizados en este estudio, por lo que no existe evidencia de que coincidir $RotD100 + \theta_\mu$ con uno de los ejes del edificio maximice los efectos de la fricción en términos de desplazamiento.

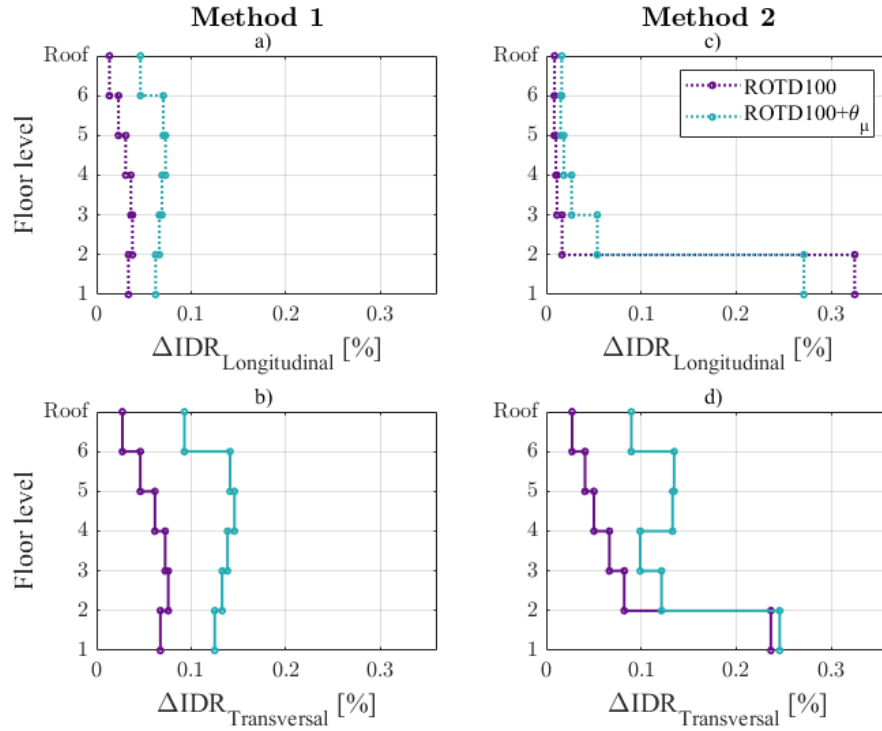


Figura 32. Deriva entrepiso adicional de borde dado rotaciones (IDR) en dirección longitudinal y transversal utilizando ángulos de incidencia sísmica específicos para *Registro 3*. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2.

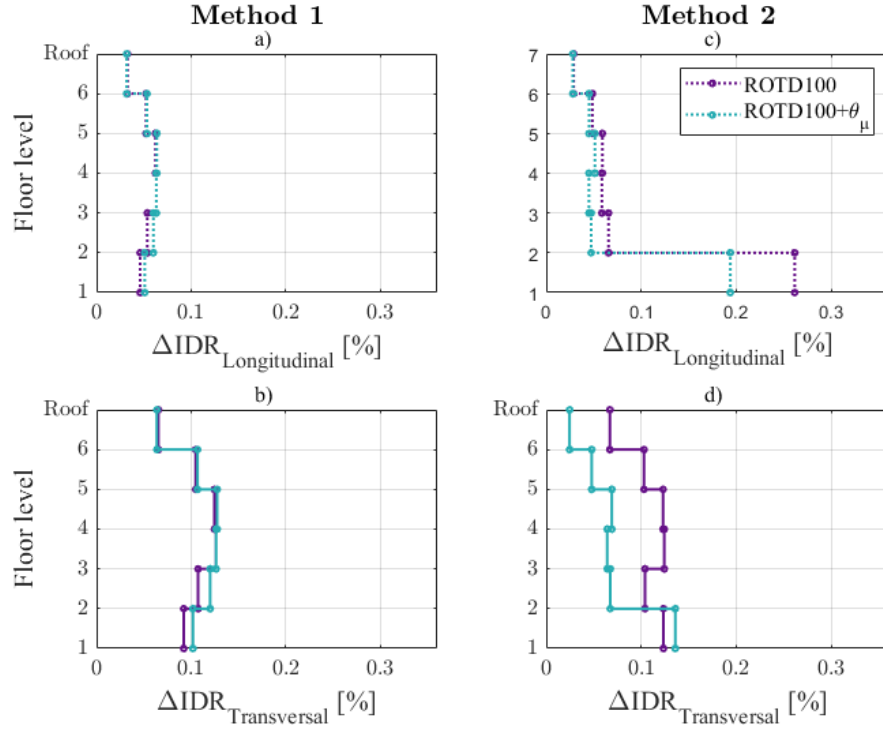


Figura 33. Deriva entrepiso adicional de borde dado rotaciones (ΔIDR) en dirección longitudinal y transversal utilizando ángulos de incidencia sísmica específicos para *Registro 2*. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2.

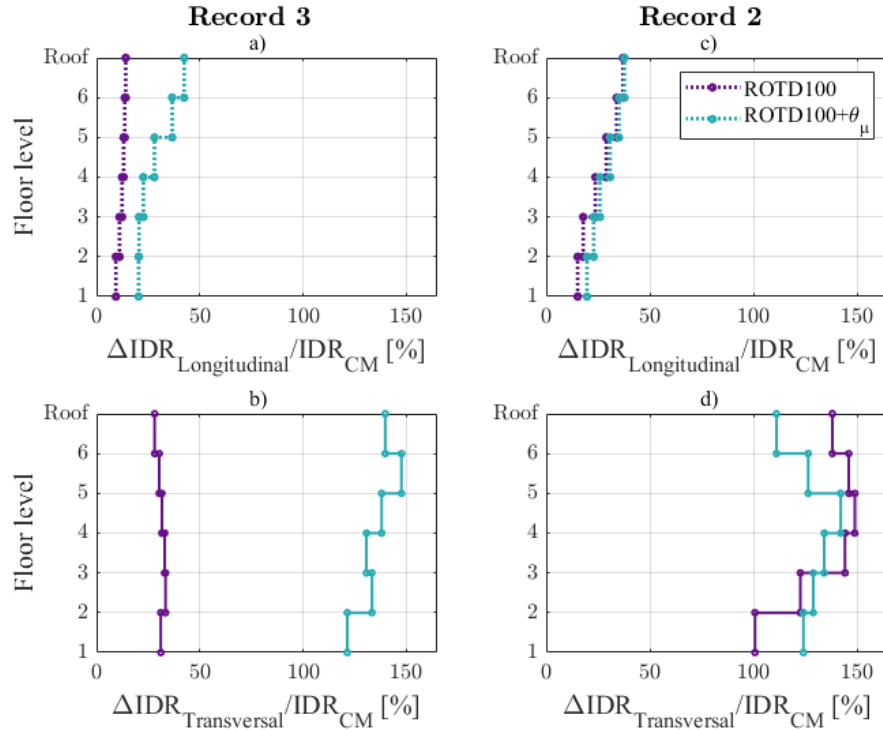


Figura 34. Diferencia relativa de deriva entrepiso adicional de borde dado rotaciones (ΔIDR) para respuesta registrada por Método 1 en casos con impacto con $\mu = 0.5$. a) Dirección longitudinal, *Registro 3* b) Dirección transversal, *Registro 3* c) Dirección longitudinal, *Registro 2* d) Dirección transversal, *Registro 2*.

La Figura 35 y Figura 36 presentan la respuesta de aceleraciones adicionales para el *Registro 3* y 2 respectivamente con un comportamiento similar a las derivas entrepiso, manteniendo una respuesta predominante para la dirección transversal en ambos registros y la influencia de la respuesta registrada por *RotD100* en el *Registro 2* (Figura 36). La Figura 37 presenta las diferencias relativas de aceleraciones, señalando un aumento de 2.98% para *RotD100* a 18.88% al utilizar el ángulo de incidencia sísmica $RotD100 + \theta_\mu$ en el tercer piso del *Registro 3*, a diferencia del *Registro 2*, el cual disminuye de 21.36% a 15.56% para el piso 4.

Tal como en el caso de los desplazamientos adicionales en el borde, en el caso de las aceleraciones no existe una tendencia clara al comparar el uso de *RotD100* y $RotD100 + \theta_\mu$. Si bien podría haber alguna relación con el ángulo de incidencia del desplazamiento orbital de la estructura respecto a la orientación del muro, esto escapa de los alcances de este estudio.

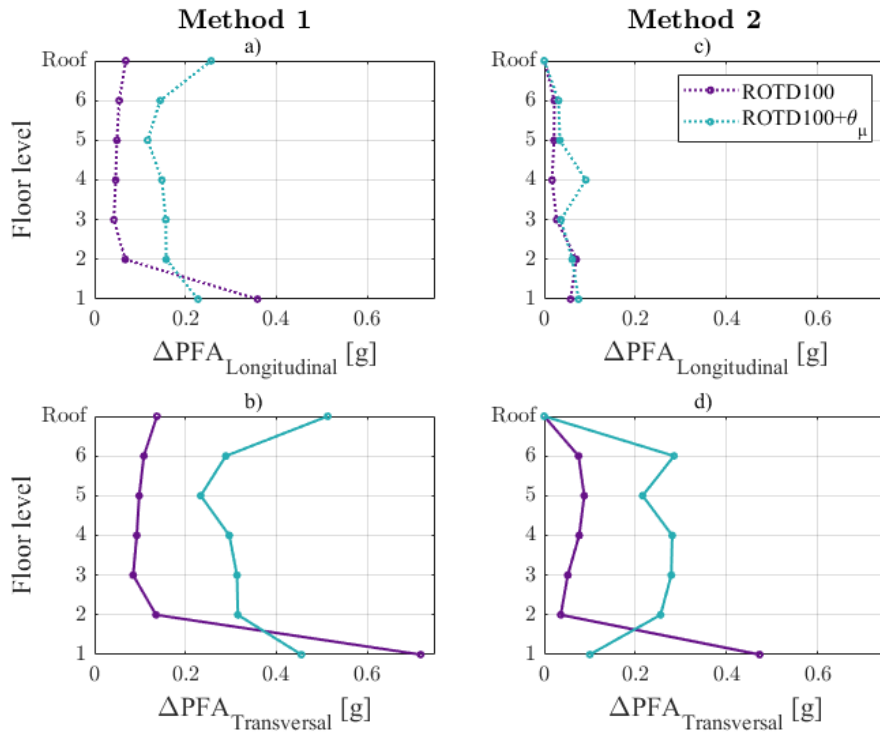


Figura 35. Aceleración adicional de borde dado rotaciones (ΔPFA) en dirección longitudinal y transversal utilizando ángulos de incidencia sísmica específicos para *Registro 3*. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2.

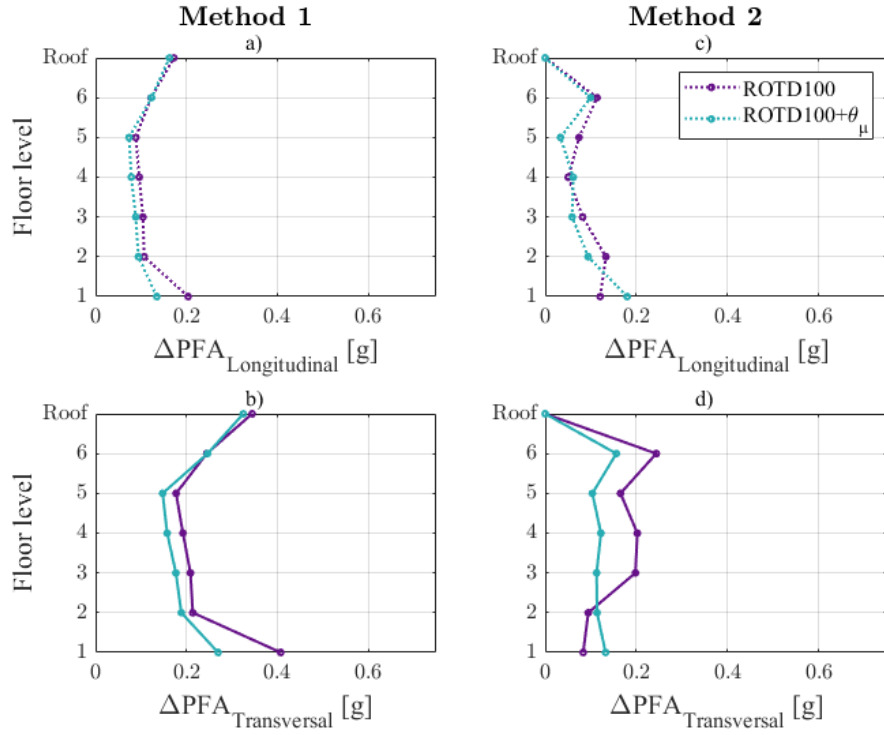


Figura 36. Aceleración adicional de borde dado rotaciones (ΔPFA) en dirección longitudinal y transversal utilizando ángulos de incidencia sísmica específicos para *Registro 2*. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2.

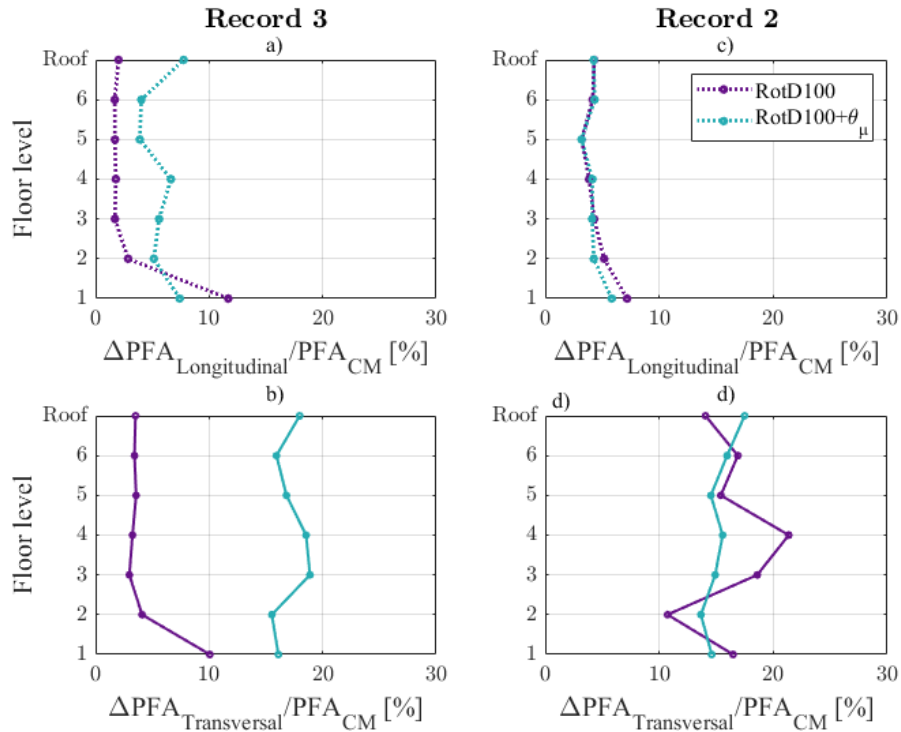


Figura 37. Normalización de aceleración absoluta adicional de borde dado rotaciones ($\Delta PFA/PFA_{CM}$) para respuesta registrada por Método 1 en casos con impactos $\mu = 0.5$. a) Dirección longitudinal, *Registro 3* b) Dirección transversal, *Registro 3* c) Dirección longitudinal, *Registro 2* d) Dirección transversal, *Registro 2*.

5.3 Efecto en la respuesta estructural incorporando no linealidad del muro de contención

La rigidez de los cuerpos impactantes tiene una gran influencia en las fuerzas de impacto que se generan. Es por esto que se estudia la influencia de la no linealidad del muro de contención con un caso hipotético en el que se simula que el sistema muro-suelo son infinitamente rígidos. Para esto se estiman las derivas de entrepiso (Figura 38) y aceleraciones absolutas adicionales (Figura 39) debido a rotaciones en el borde de la superestructura considerando casos de impacto con efectos friccionales bajo movimientos sísmicos pertenecientes al *Registro 3*.

La Figura 38 presenta las derivas de entrepiso resultantes tras la aplicación del método 1, el cual registra un aumento de los bordes de 0.12% considerando muros no lineales, hasta 0.45% adicional para el caso de muros infinitamente rígidos en el piso 1, significando un aumento de 3.6 veces en la respuesta rotacional. Sin embargo, el método 2 posee un comportamiento similar en la respuesta para los pisos superiores independiente del tipo de muro evaluado, presentando la máxima amplificación para el piso 1. Esto sugiere que, en ambos enfoques de simulación de muro, la rotación generada por el impacto no se produce sincrónicamente con el desplazamiento máximo traslacional, induciendo únicamente cambios locales al primer nivel. En términos de aceleración (Figura 39), se registra el máximo aumento de respuesta en el primer piso con un aumento de 0.45 [g] en muros no lineales hasta 8.2 [g] al aplicar muros infinitamente rígidos. Por otro lado, en pisos superiores la aceleración tiende a aumentar entre 0.7 a 1.5 [g], reafirmando la influencia del efecto de impacto considerando la componente friccional, incrementando significativamente la respuesta estructural ante la suposición de muros infinitamente rígidos, especialmente en el piso 1 a causa de efectos locales.

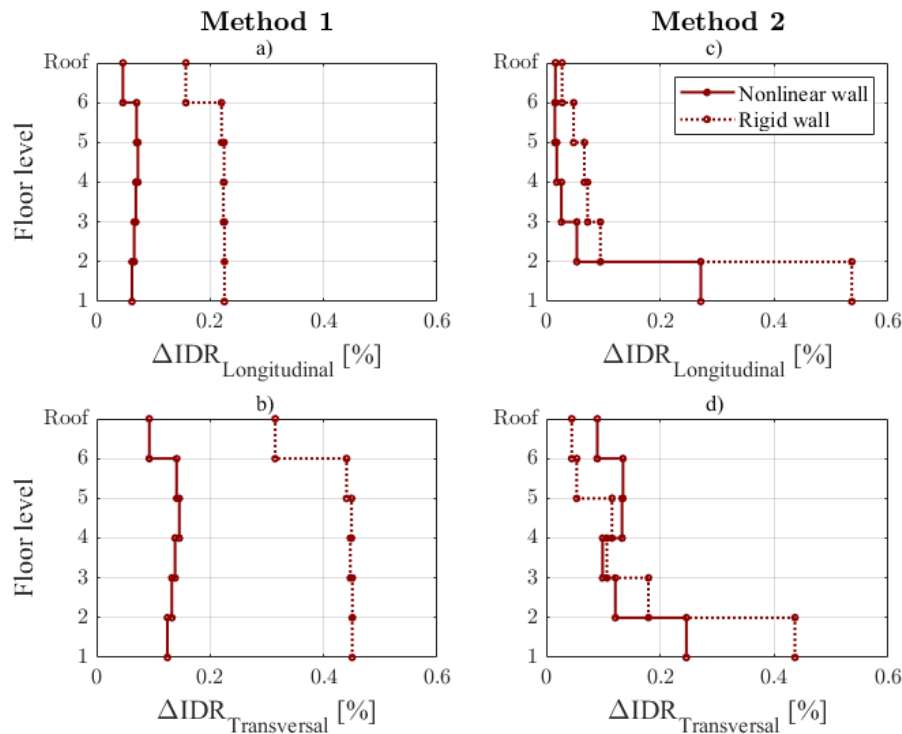


Figura 38. Deriva entrepiso adicional de borde dado rotaciones (ΔIDR) en dirección longitudinal y transversal utilizando ángulos de incidencia sísmica específicos para *Registro 3*. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2.

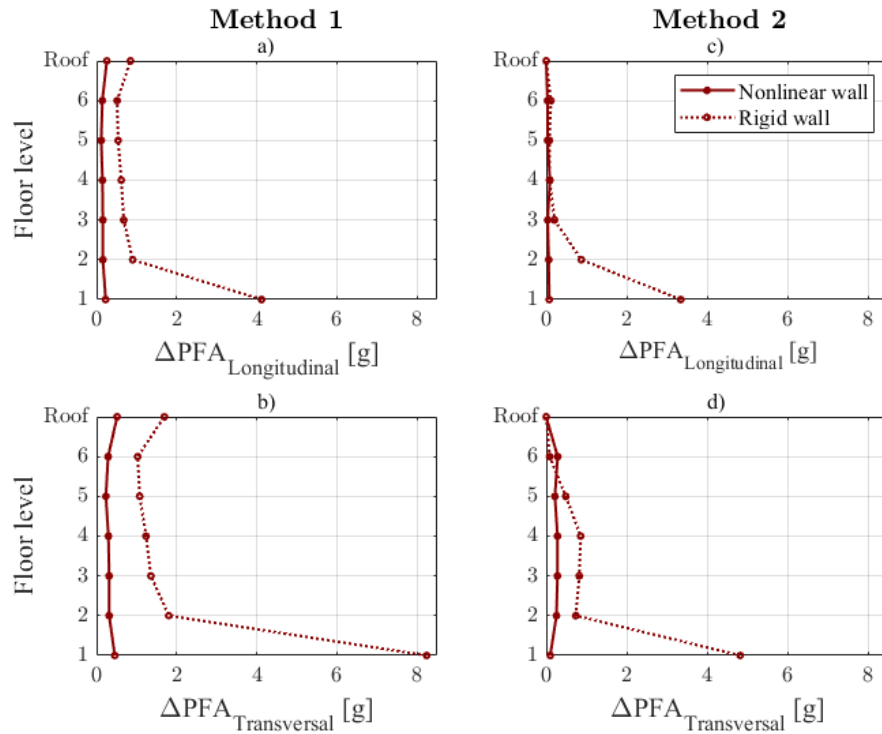


Figura 39. Aceleración adicional dado de borde rotaciones (ΔPFA) en dirección longitudinal y transversal utilizando ángulos de incidencia sísmica específicos para *Registro 3*. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2.

La respuesta estructural en derivas entrepiso (Figura 38.c-d) y aceleraciones absolutas (Figura 39.c-d) presenta un comportamiento similar tras la utilización del método 2 en pisos superiores, exceptuando efectos locales debido a la ocurrencia de impactos en el primer piso. Esto se debe principalmente a que el método 2 implica particularmente, además del efecto rotacional adicional en el borde de la estructura, sincronía con efectos traslacionales del centro de masa del sistema. Además, las derivas entrepiso de nodos centrales tienden a presentar altas magnitudes en comparación a la respuesta con muros no lineales. Por lo tanto, debido a la naturaleza del método 2 y su utilización directa en la diferencia de la respuesta de nodos de borde y centrales, se obtienen bajas magnitudes resultantes, generando la similitud en respuesta para el método mencionado, independiente del comportamiento del muro.

La Figura 40 presenta las fuerzas de impacto en dirección normal y tangencial tras la modificación del comportamiento del muro, la cual presenta un aumento en las fuerzas de impactos para muros infinitamente rígidos en comparación a muros no lineales (Figura 22), presentando hasta aproximadamente un 100% el peso total de la superestructura, mientras que en muros no lineales alcanza hasta un 15%, implicando que la suposición de muros lineales involucra alrededor de 6.7 veces más la respuesta en muros no lineales en términos de fuerzas de impacto en dirección normal. Además, a diferencia de muros no lineales, se tiene un aumento en la cantidad de impactos debido a la incorporación del supuesto mencionado, registrando en total 6 impactos en muros no lineales, mientras que en muros infinitamente rígidos alcanza hasta 12 impactos en total, al menos 2 veces más que en muros no lineales. Sin embargo, los impactos existentes en dirección normal sin efectos friccionales mantienen una magnitud similar tras implementar la componente de roce, tal como se registra en el caso no lineal. Debido a la amplia implicancia de diversos factores que se encuentran fuera del foco de la presente memoria, se propone para futuras investigaciones el estudio de la influencia en la cantidad y fuerzas de impacto en las rotaciones adicionales del sistema ante la incorporación de componente friccional en eventos de impacto.

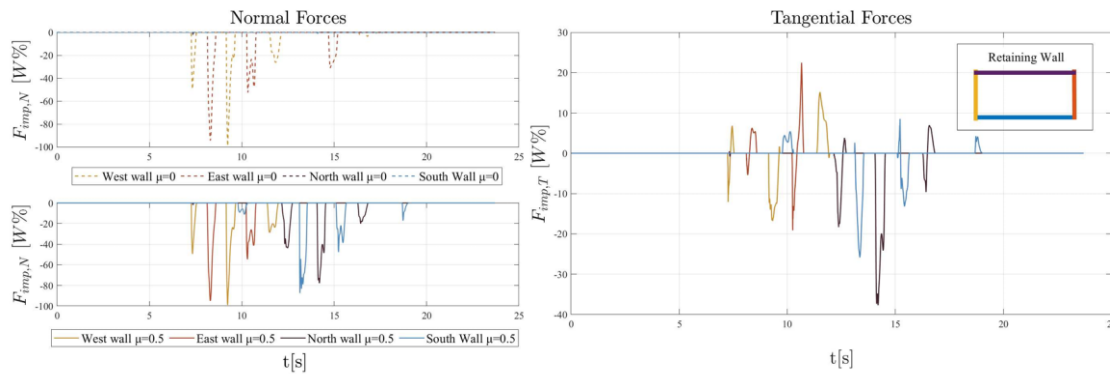


Figura 40. Fuerzas de impacto normal y tangencial en muros perimetrales aplicando movimiento sísmico de *Registro 3* en muro infinitamente rígido.

6 Conclusiones

El presente estudio entrega una serie de evaluaciones relacionadas al efecto de la componente friccional en las rotaciones y aceleraciones de piso ante eventos de impacto entre una superestructura con aislación sísmica y muros de contención con comportamiento no lineal, sometidos a una selección específica de movimientos sísmicos, involucrando determinados ángulos de incidencia sísmica y su influencia en la respuesta estructural por medio de modelación numérica en OpenSees. Además, se estudia la influencia de la no linealidad de muros de contención en la respuesta estructural ante eventos de impacto entre las estructuras definidas mediante la comparativa con respecto a la suposición de muros de contención infinitamente rígidos, como comúnmente se define en la literatura.

6.1 Componente friccional en la respuesta estructural

- Las fuerzas de impacto en dirección normal no son afectadas tras la incorporación de la componente friccional utilizando comportamiento no lineal en muros de contención, presentando una variación $<1\%$ en un mismo muro para un registro específico.
- Se registra un aumento en la media de deriva entre piso adicional debido a rotaciones con respecto al centro de masa de 17% para caso sin roce, mientras que el caso con roce indica un 100% aproximadamente, evidenciando al menos 2 veces la respuesta registrada para el centro de masa. El aumento en aceleraciones adicionales entrega una amplificación máxima desde 5% sin roce hasta un 17% con roce con respecto al centro de masa, incremento significativamente menor en comparación a los resultados registrados para derivas entre piso.
- En términos relativos, el aumento en las derivas de entre piso de borde es considerablemente mayor al aumento de las aceleraciones absolutas de borde registradas. Al observar los resultados entregados por el método 2, esta diferencia podría deberse a que, al ocurrir a la interrupción del sistema de aislación al momento del impacto, la flexibilidad del primer piso de la estructura podría estar generando un efecto aislante, desviando la energía del impacto a través de la dinámica del sistema.
- La evaluación del total de registros demuestra el aumento considerable de la respuesta estructural ante la incorporación de fuerzas tangenciales en término de deriva entre piso dado rotaciones adicionales de borde. Este aumento en la respuesta tiene implicancia directa en el potencial daño a componentes estructurales y no estructurales del sistema.

6.2 Direccionalidad sísmica

- El efecto de incidencia sísmica en la componente friccional parece no presentar una tendencia clara tras la utilización del ángulo $RotD100 + \theta_\mu$, el cual se esperaba que maximizara las fuerzas tangenciales y, por consecuencia, aumentara la respuesta estructural relacionada a rotaciones adicionales del sistema. Sin embargo, la evaluación de la respuesta bajo distintos registros no presenta una tendencia clara, por lo que se descarta esta hipótesis.

6.3 No linealidad de muros de contención

- La utilización de muros infinitamente rígidos ha demostrado la amplificación en la respuesta estructural asociada a rotaciones adicionales en comparación a la utilización de muros no lineales debido a la capacidad de deformación del mismo, mientras que la suposición de muros infinitamente rígidos sobreestima la respuesta estructural principalmente en la magnitud de impacto, la cual, utilizando muros no lineales se registra un máximo de 15 [W%], mientras que en muros infinitamente rígidos cuentan con un máximo de aproximadamente el 100 [W%].
- La incorporación de muros infinitamente rígidos implicando la componente friccional genera hasta 3 veces la cantidad de impactos registrada en el sistema de muros no lineales.
- Al igual que en muros no lineales, las fuerzas de impacto en dirección normal no son influenciadas por la incorporación de la componente friccional utilizando muros infinitamente rígidos, exceptuando la respuesta ante nuevos impactos.
- La respuesta ante nuevos impactos utilizando componente friccional en muros infinitamente rígidos aumenta al menos 2 veces la cantidad de impactos al no considerar efecto de roce para el mismo sistema.
- Por lo general, las respuestas máximas están asociadas a la dirección transversal debido a que la componente friccional afecta principalmente a la respuesta rotacional a causa de las características de aplicación de fuerzas tangenciales, las cuales generan respuestas rotacionales intrínsecas.

7 Referencias

- American Concrete Institute (ACI). (2008). *ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete*.
- Anagnostopoulos, S. A. (1988). Pounding of buildings in series during earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 16(3), 443–456. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290160311>
- Ancheta, T. D., Darragh, R. B., Stewart, J. P., Seyhan, E., Silva, W. J., Chiou, B. S., Wooddell, K. E., Graves, R. W., Kottke, A. R., Boore, D. M., Kishida, T., & Donahue, J. L. (2014). NGA-West2 Database. *Earthquake Spectra*, 30(3), 989–1005. <https://doi.org/10.1193/070913EQS197M>
- ASCE/SEI 7-16. (2016). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. *American Society of Civil Engineers*.
- Athanatopoulou, A. M. (2005). Critical orientation of three correlated seismic components. *Engineering Structures*, 27(2), 301–312. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.10.011>
- Bhandari, M., Bharti, S. D., Shrimali, M. K., & Datta, T. K. (2018). The Numerical Study of Base-Isolated Buildings Under Near-Field and Far-Field Earthquakes. *Earthquake Engineering*, 22(6), 989–1007. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1269698>
- Boore, D. M. (2010). Orientation-Independent, Nongeometric-Mean Measures of Seismic Intensity from Two Horizontal Components of Motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100(4), 1830–1835.
- Hughes, P. J., & Mosqueda, G. (2020). Evaluation of uniaxial contact models for moat wall pounding simulations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 49(12), 1197–1215. <https://doi.org/10.1002/eqe.3285>
- Ismail, M. (2018). Seismic isolation of structures. Part I: Concept, review and a recent development. *Hormigón y Acero*, 69(285), 147–161. <https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.10.002>
- Jankowski, R. (2005). Non-linear viscoelastic modelling of earthquake-induced structural pounding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(6), 595–611. <https://doi.org/10.1002/eqe.434>
- Jankowski, R. (2009). Non-linear FEM analysis of earthquake-induced pounding between the main building and the stairway tower of the Olive View Hospital. *Engineering Structures*, 31(8), 1851–1864. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.03.024>
- Jankowski, R., Wilde, K., & Fujino, Y. (1998). Pounding of superstructure segments in isolated elevated bridge during earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27(5), 487–502. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199805\)27:5<487::AID-EQE738>3.0.CO;2-M](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199805)27:5<487::AID-EQE738>3.0.CO;2-M)
- Kim, D., Kim, D., & Miyamoto, Y. (2020). *3D FE ANALYSIS OF A BASE-ISOLATED BUILDING CONSIDERING STRUCTURAL COLLISIONS WITH MOAT WALLS*. <https://www.researchgate.net/publication/344655545>
- Masroor, A., & Mosqueda, G. (2012). Experimental simulation of base-isolated buildings pounding against moat wall and effects on superstructure response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(14), 2093–2109. <https://doi.org/10.1002/eqe.2177>
- Masroor, A., & Mosqueda, G. (2013). *ISSN 1520-295X Seismic Response of Base Isolated Buildings Considering Pounding to Moat Walls*. <http://mceer.buffalo.edu>
- Matsagar, V. A., & Jangid, R. S. (2003). Seismic response of base-isolated structures during impact with adjacent structures. *Engineering Structures*, 25(10), 1311–1323. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00081-6](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00081-6)
- Mavronicola, E. A., Polycarpou, P. C., & Komodromos, P. (2017). Spatial seismic modeling of base-isolated buildings pounding against moat walls: effects of ground motion directionality and mass

- eccentricity. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 46(7), 1161–1179. <https://doi.org/10.1002/eqe.2850>
- Mavronicola, E. A., Polycarpou, P. C., & Komodromos, P. (2020). Effect of ground motion directionality on the seismic response of base isolated buildings pounding against adjacent structures. *Engineering Structures*, 207. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110202>
- Muthukumar, S., & DesRoches, R. (2006). A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(7), 811–828. <https://doi.org/10.1002/eqe.557>
- Nagarajaiah, S., & Sun, X. (2001). Base-Isolated FCC Building: Impact Response in Northridge Earthquake. *Journal of Structural Engineering*, 127(9), 1063–1075. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2001\)127:9\(1063\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2001)127:9(1063))
- Pant, D. R., & Wijeyewickrema, A. C. (2014). Performance of base-isolated reinforced concrete buildings under bidirectional seismic excitation considering pounding with retaining walls including friction effects. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(10), 1521–1541. <https://doi.org/10.1002/eqe.2409>
- Pantelides, C. P., Mat, X., & Magnusson, S. W. (1998). LINEAR AND NONLINEAR POUNDING OF STRUCTURAL SYSTEMS. In *Computers & Structures* (Vol. 66, Issue I).
- Polycarpou, P. C., Papaloizou, L., & Komodromos, P. (2014). An efficient methodology for simulating earthquake-induced 3D pounding of buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(7), 985–1003. <https://doi.org/10.1002/eqe.2383>
- Rodrigo González. (2025). *ESTUDIO DEL IMPACTO ENTRE ESTRUCTURAS CON AISLACIÓN SÍSMICA Y EL MURO DE CONTENCIÓN CONSIDERANDO LAS COMPONENTES DE FUERZA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL*.
- Sarebanha, A. (2018). *UC San Diego UC San Diego Electronic Theses and Dissertations Title Experimental and Numerical Simulation of Seismically Isolated Critical Facilities under Extreme Seismic Loading*. <https://escholarship.org/uc/item/95p2s301>
- Shi, Z., & Dimitrakopoulos, E. G. (2017). Comparative evaluation of two simulation approaches of deck-abutment pounding in bridges. *Engineering Structures*, 148, 541–551. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.06.077>
- Wilson, P. R. (2009). *Large scale passive force-displacement and dynamic earth pressure experiments and simulations*. <https://escholarship.org/uc/item/16g547dp>
- Wilson, P. R. (2010). Large-Scale Passive Earth Pressure Load-Displacement Tests and Numerical Simulation. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(12), 1634–1643. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000386](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000386)

8 Anexo

En la presente sección se incluyen gráficos relacionados a la respuesta total para cada registro integrado en la evaluación de derivas entrepiso y aceleraciones rotacionales adicionales en la superestructura.

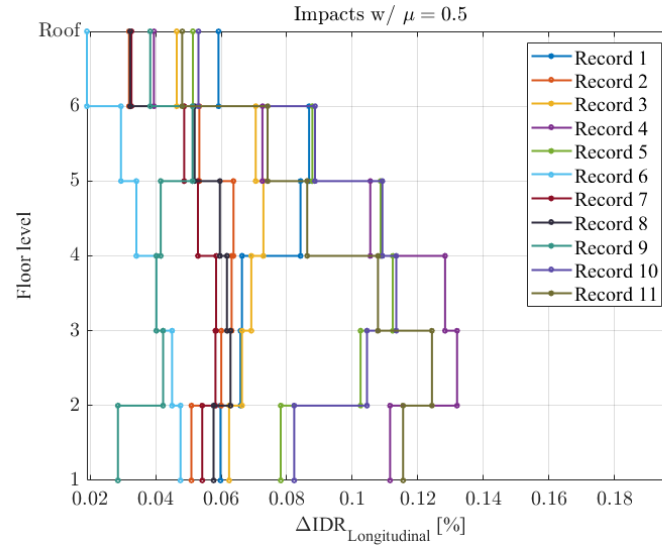


Figura A.1. ΔIDR utilizando Método 1 en casos con impacto considerando componente friccional en dirección longitudinal.

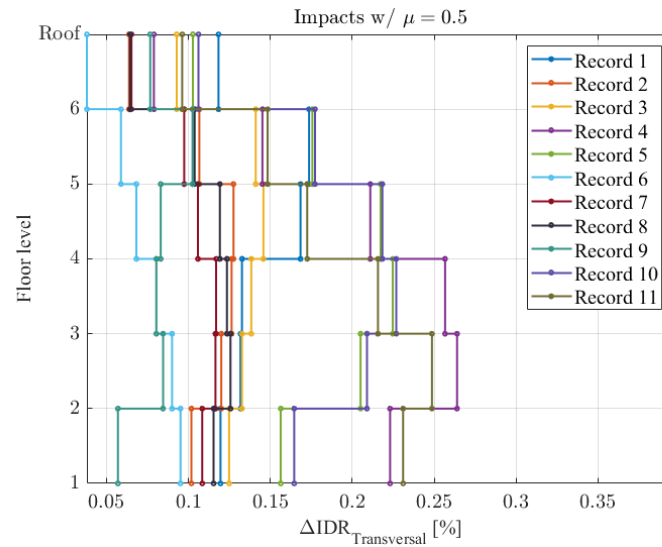


Figura A.2. ΔIDR utilizando Método 1 en casos con impacto considerando componente friccional en dirección transversal.

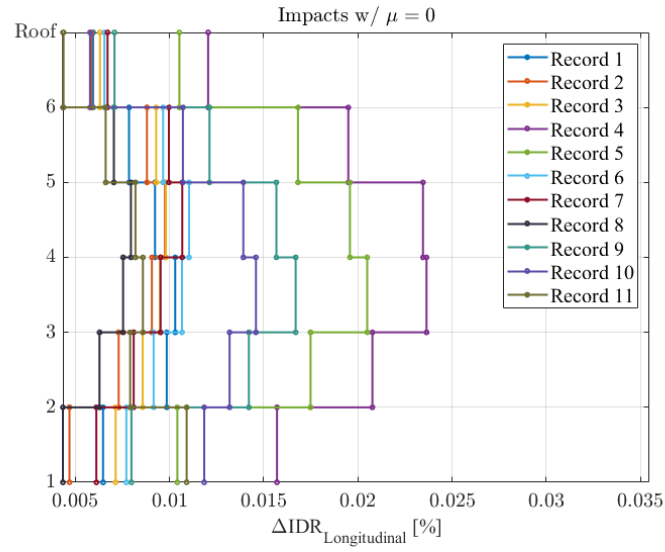


Figura A.3. ΔIDR utilizando Método 1 en casos con impacto sin considerar componente friccional en dirección longitudinal.

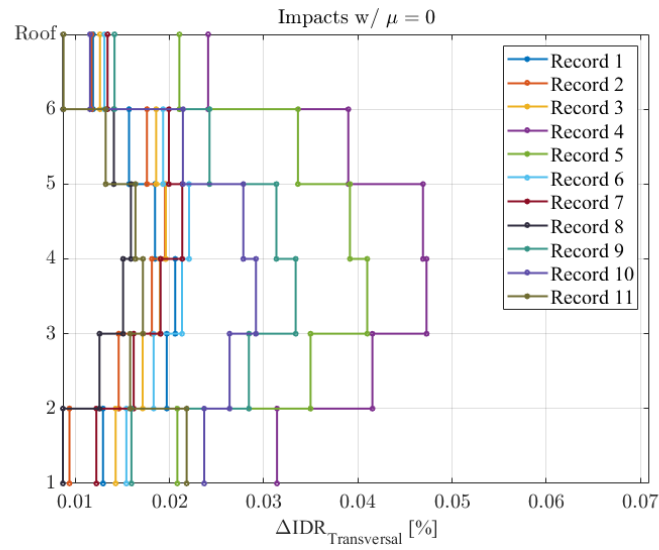


Figura A.4. ΔIDR utilizando Método 1 en casos con impacto sin considerar componente friccional en dirección transversal.

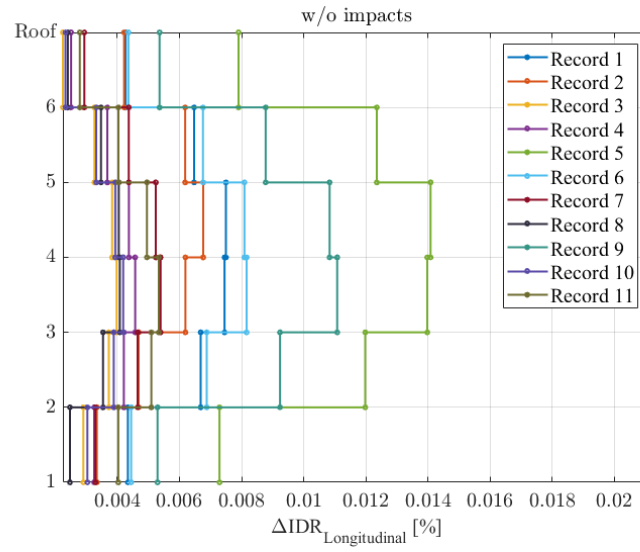


Figura A.5. ΔIDR utilizando Método 1 en casos sin impacto en dirección longitudinal.

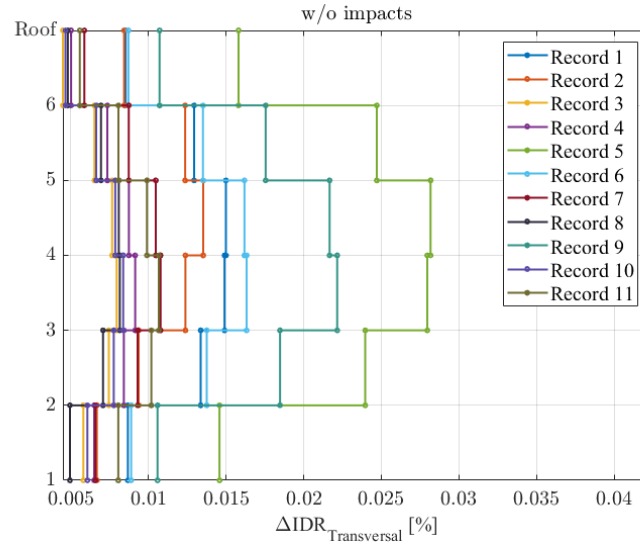


Figura A.6. ΔIDR utilizando Método 1 en casos sin impacto en dirección transversal.

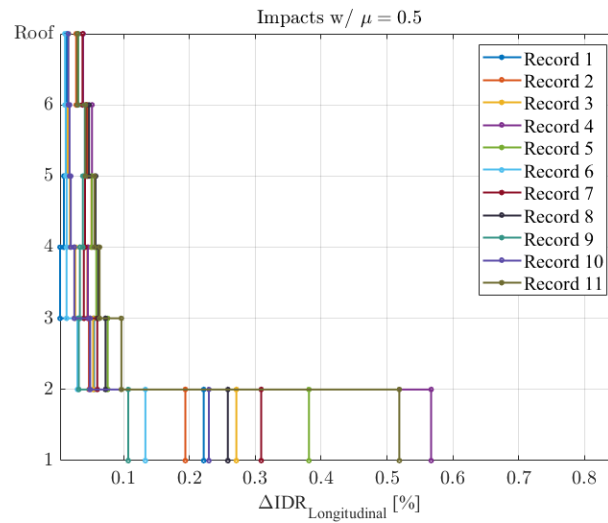


Figura A.7. ΔIDR utilizando Método 2 en casos con impacto considerando componente friccional en dirección longitudinal.

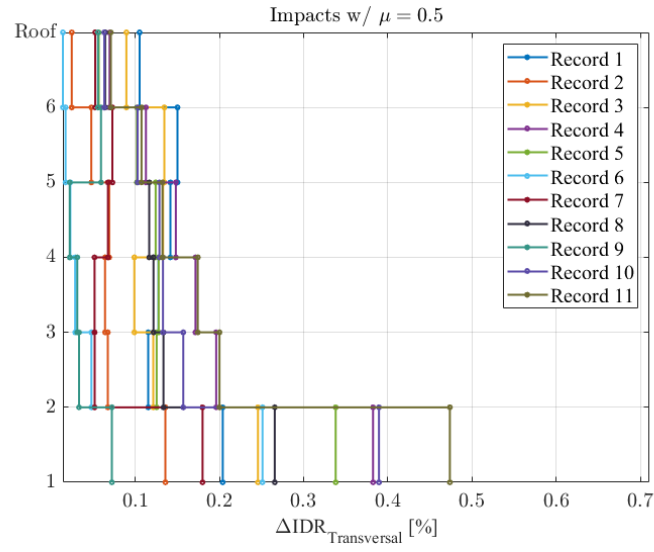


Figura A.8. ΔIDR utilizando Método 2 en casos con impacto considerando componente friccional en dirección transversal.

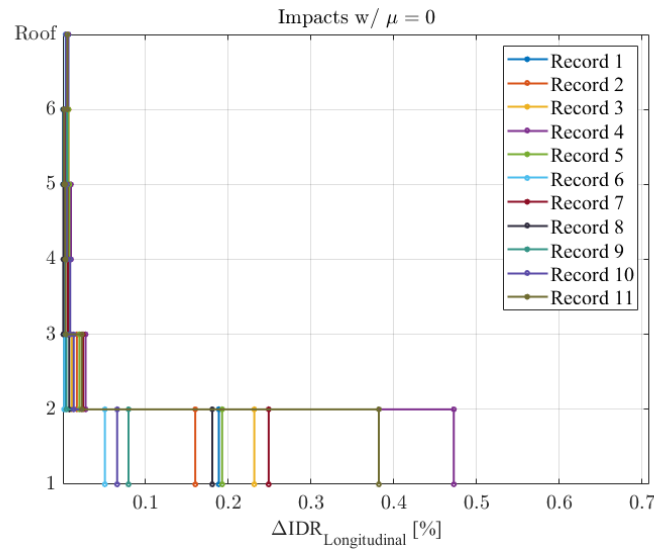


Figura A.9. ΔIDR utilizando Método 2 en casos con impacto sin considerar componente friccional en dirección longitudinal.

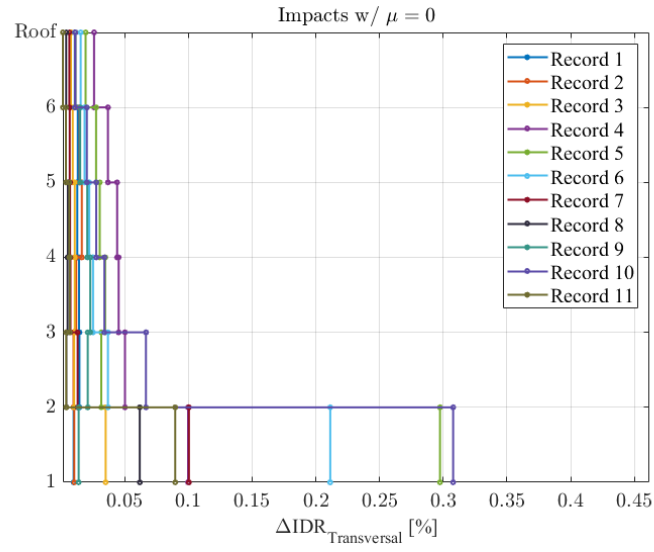


Figura A.10. ΔIDR utilizando Método 2 en casos con impacto sin considerar componente friccional en dirección transversal.

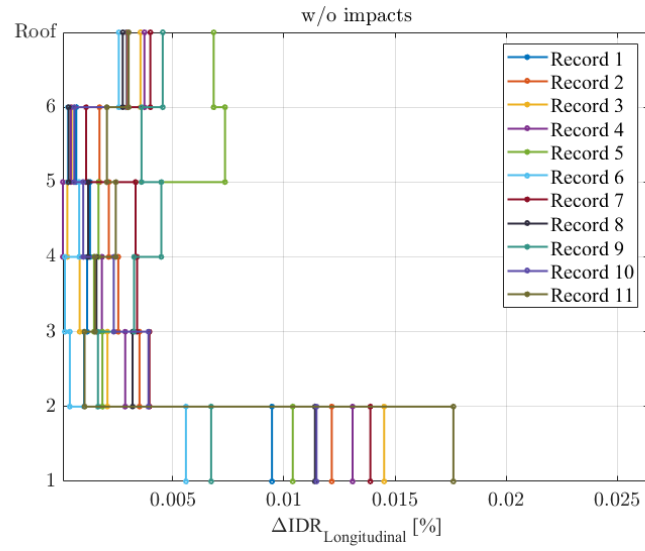


Figura A.11. ΔIDR utilizando Método 2 en casos sin impacto en dirección longitudinal.

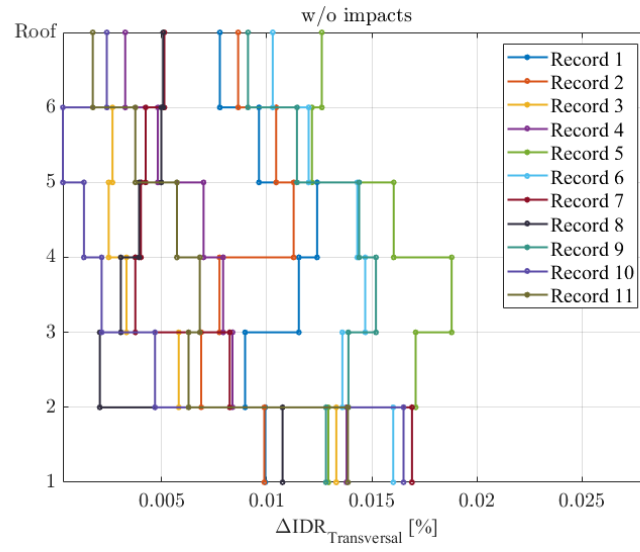


Figura A.12. ΔIDR utilizando Método 2 en casos sin impacto en dirección transversal.

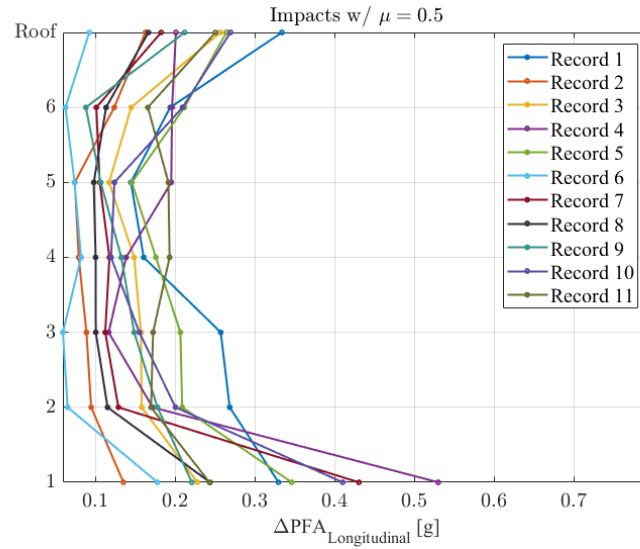


Figura A.13. ΔPFA utilizando Método 1 en casos con impacto considerando componente friccional en dirección longitudinal.

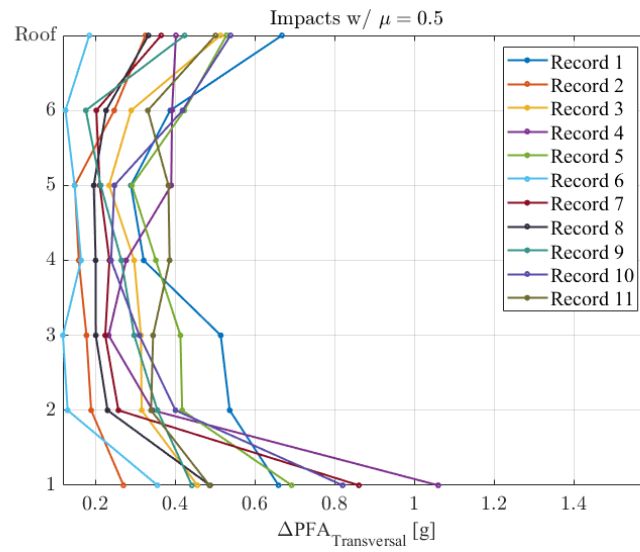


Figura A.14. ΔPFA utilizando Método 1 en casos con impacto considerando componente friccional en dirección transversal.

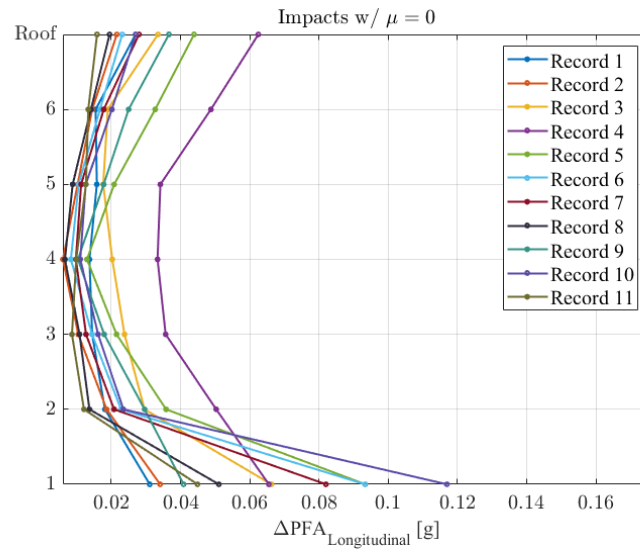


Figura A.15. ΔPFA utilizando Método 1 en casos con impacto sin considerar componente friccional en dirección longitudinal.

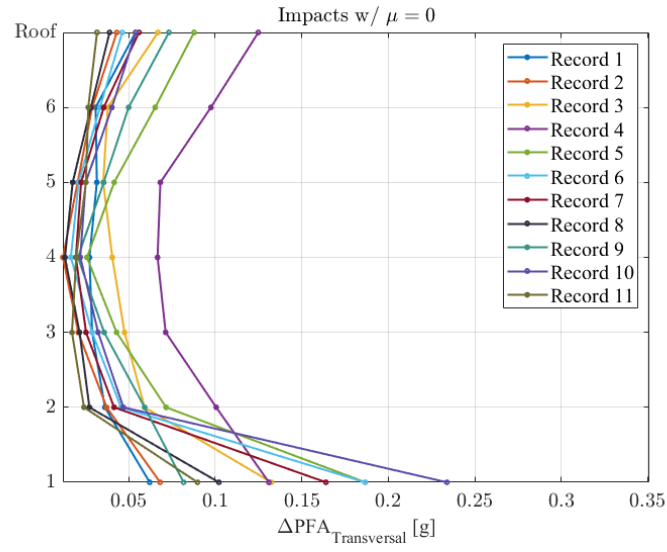


Figura A.16. ΔPFA utilizando Método 1 en casos con impacto sin considerar componente friccional en dirección transversal.

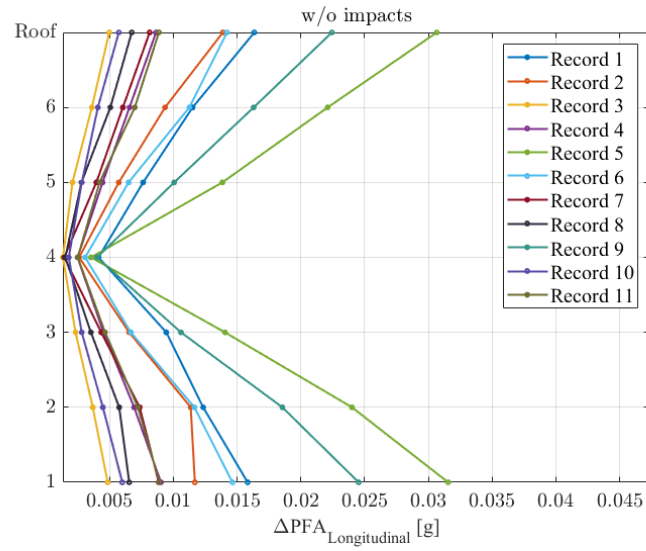


Figura A.17. ΔPFA utilizando Método 1 en casos sin impacto en dirección longitudinal.

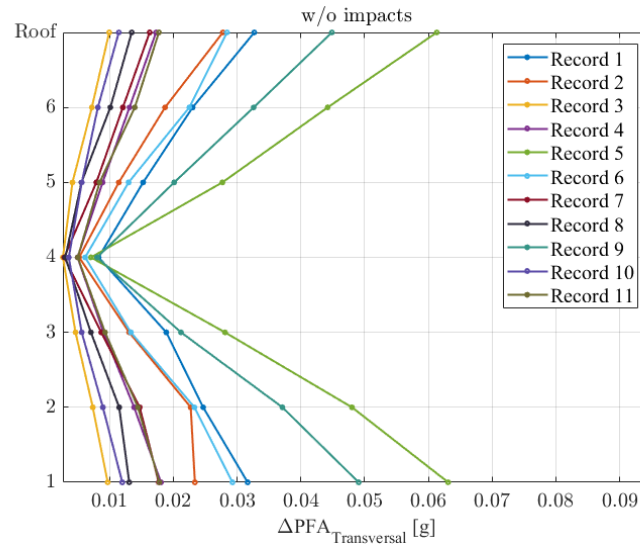


Figura A.18. ΔPFA utilizando Método 1 en casos sin impacto en dirección transversal.

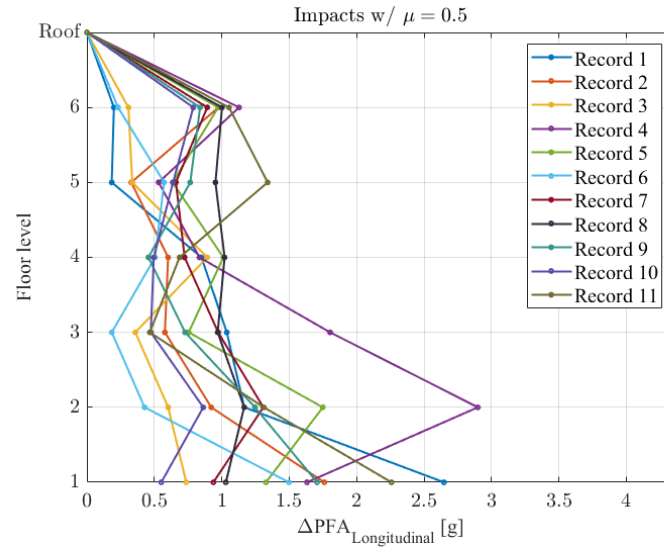


Figura A.19. ΔPFA utilizando Método 2 en casos con impacto considerando componente friccional en dirección longitudinal.

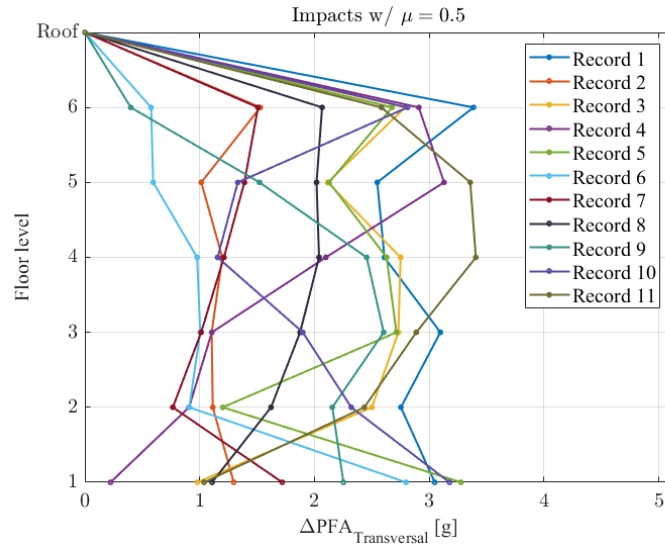


Figura A.20. ΔPFA utilizando Método 2 en casos con impacto considerando componente friccional en dirección transversal.

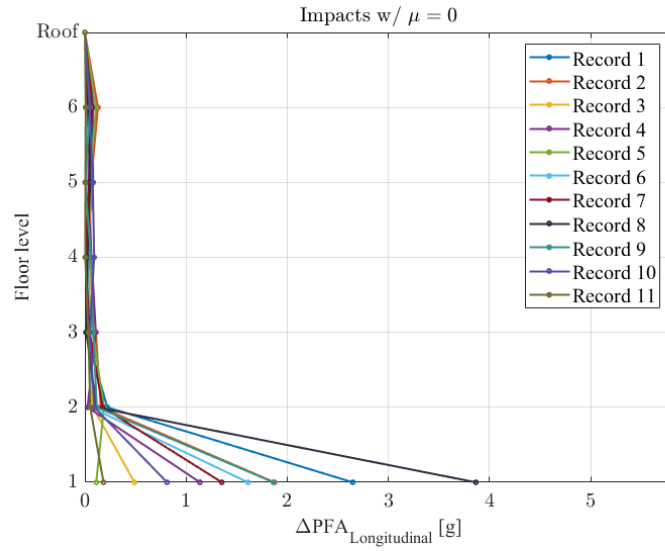


Figura A.21. ΔPFA utilizando Método 2 en casos con impacto sin considerar componente friccional en dirección longitudinal.

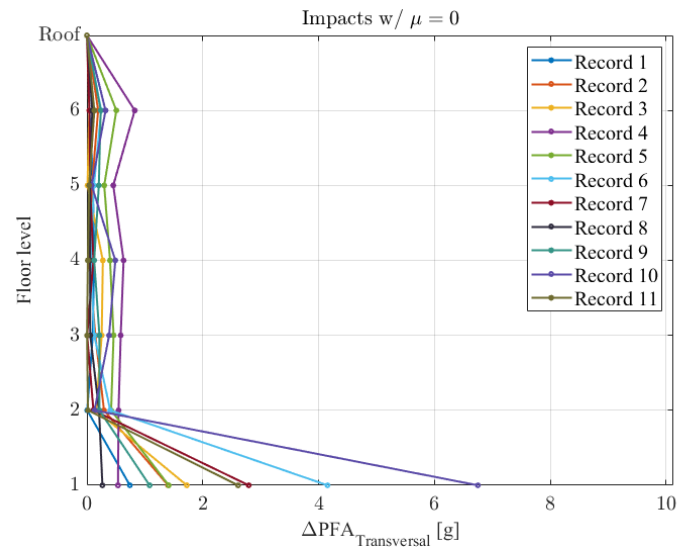


Figura A.22. ΔPFA utilizando Método 2 en casos con impacto sin considerar componente friccional en dirección transversal.

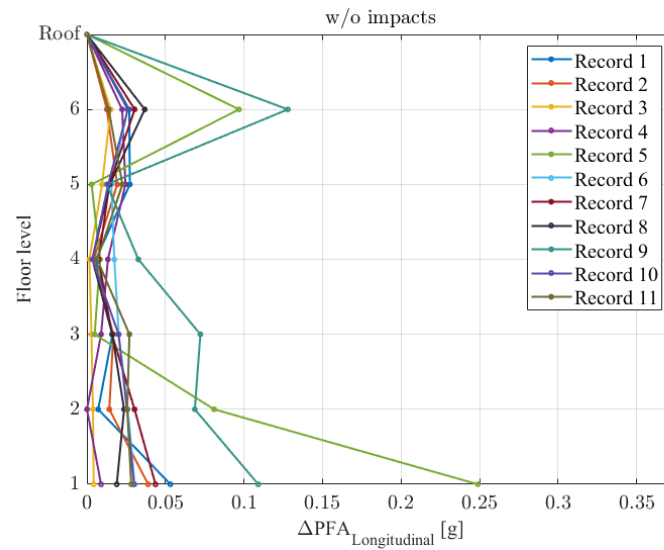


Figura A.23. ΔPFA utilizando Método 2 en casos sin impacto en dirección longitudinal.

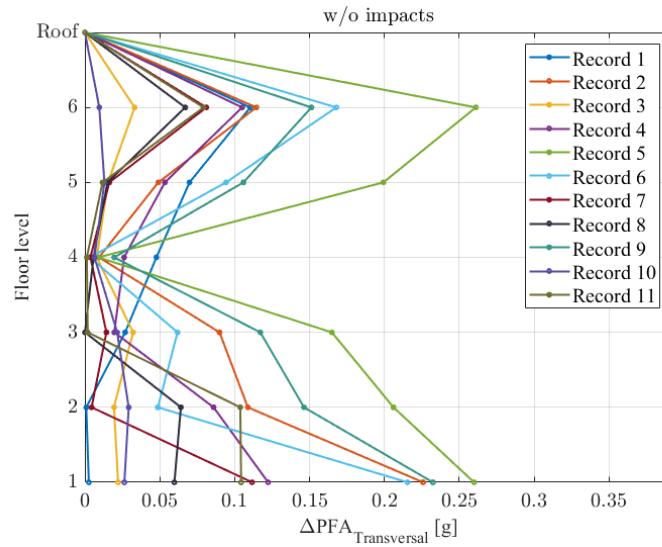


Figura A.24. ΔPFA utilizando Método 2 en casos sin impacto en dirección transversal.

Se presenta a continuación la respuesta estructural adicional evaluada en términos de derivas entrepiso y aceleraciones absolutas adicionales de borde para los *Registros 1* y *8*, utilizando métodos 1 y 2 con ángulos de incidencia *RotD100* y *RotD100 + θ_μ* en dirección longitudinal y transversal.

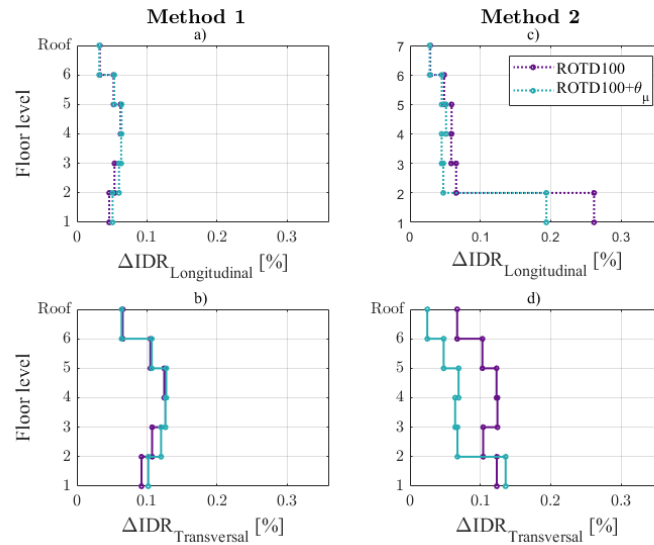


Figura A.25. ΔIDR en casos considerando la componente friccional para el *Registro 1*. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2.

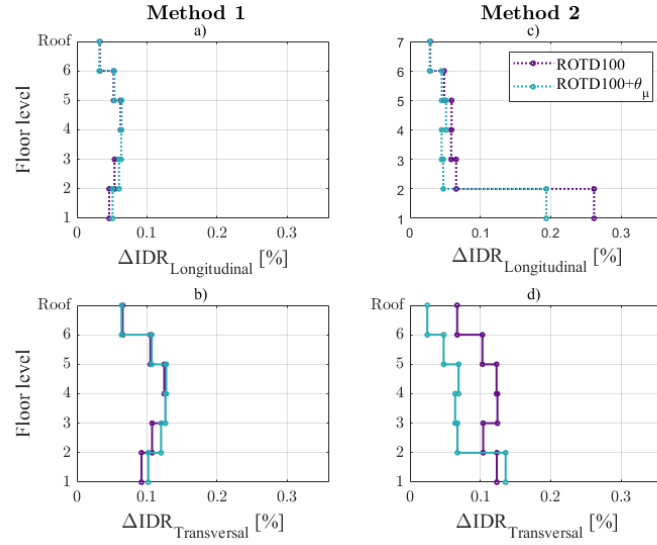


Figura A.26. ΔIDR en casos considerando la componente friccional para el *Registro 8*. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2.

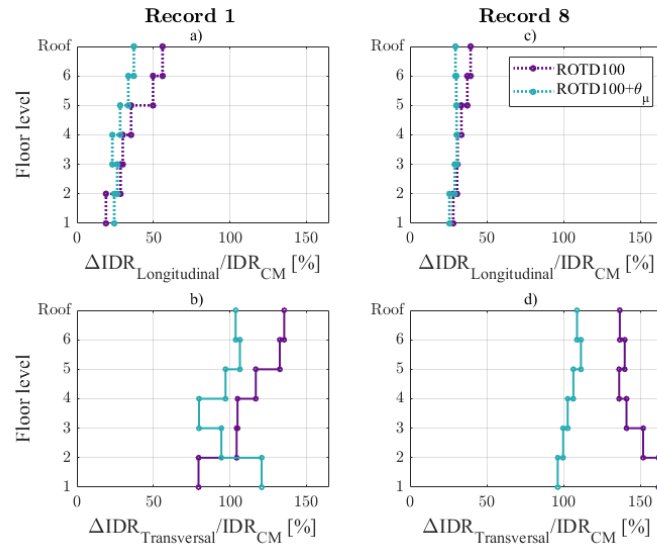


Figura A.27. Diferencia relativa de desplazamientos en casos considerando la componente friccional para el *Registro 1* y *8* utilizando Método 1. a) Dirección longitudinal, *Registro 1* b) Dirección transversal, *Registro 1* c) Dirección longitudinal, *Registro 8* d) Dirección transversal, *Registro 8*.

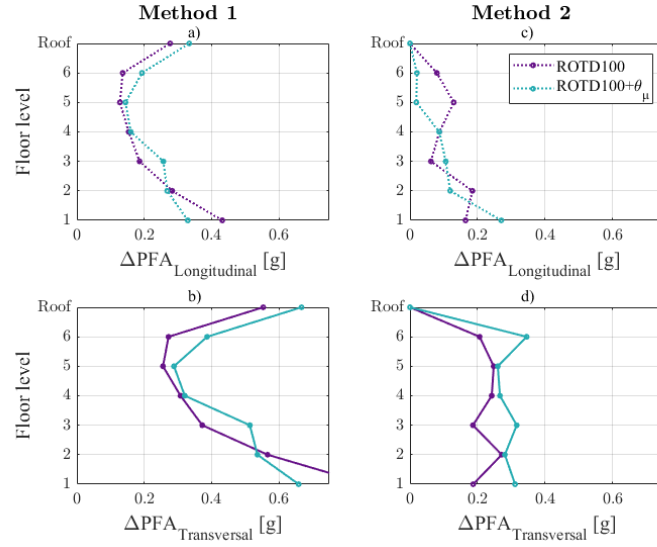


Figura A.28. ΔPFA en casos considerando la componente friccional para el *Registro 1*. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2

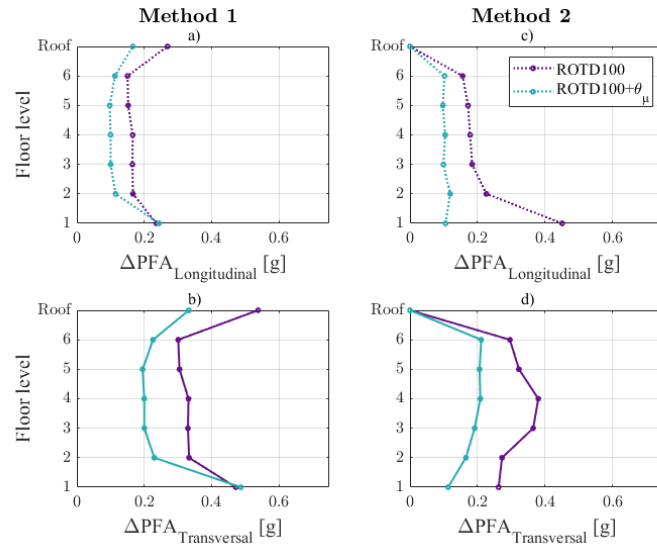


Figura A.29. ΔPFA en casos considerando la componente friccional para el *Registro 8*. a) Dirección longitudinal, Método 1 b) Dirección transversal, Método 1 c) Dirección longitudinal, Método 2 d) Dirección transversal, Método 2

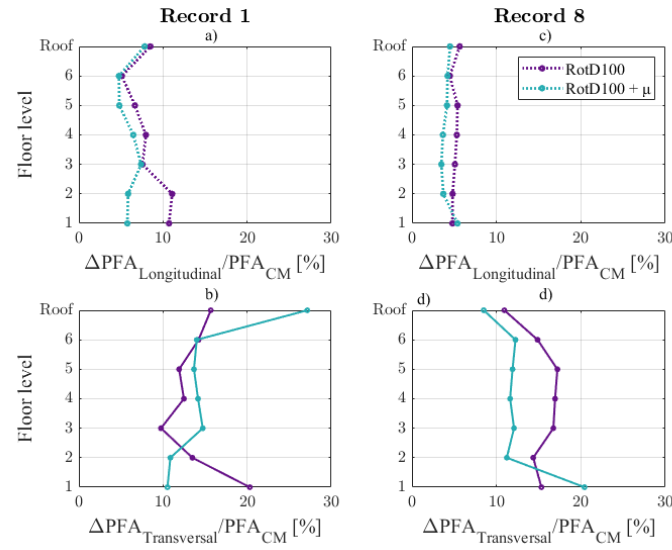


Figura A.30. Diferencia relativa de aceleraciones en casos considerando la componente friccional para el *Registro 1* y *8* utilizando Método 1. a) Dirección longitudinal, *Registro 1* b) Dirección transversal, *Registro 1* c) Dirección longitudinal, *Registro 8* d) Dirección transversal, *Registro 8*.

Tabla A.1. Fuerzas de impacto normales y tangenciales en muros perimetrales infinitamente rígidos aplicando movimiento sísmico de *Registro 3*.

Retaining walls peak impact forces [W%]				
Force type	North	South	East	West
Normal w/ $\mu = 0$	3.08	2.26	94.31	99.00
Normal w/ $\mu = 0.5$	77.83	87.47	95.07	99.16
Tangential	37.71	25.84	22.45	16.80