



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS
ADOSADAS LOSA CON LOSA Y EVALUACIÓN DE EFECTOS
ASOCIADOS AL IMPACTO ENTRE ESTRUCTURAS**

AUTOR:

Parrales Tenelema Renan Patricio

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

TUTOR:

Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, Ph.D

Guayaquil, Ecuador

25 de Septiembre del 2017



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Parrales Tenelema, Renan Patricio**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

f. _____
Ing. Argudo Rodríguez, Jaime Fernando. Ph. D

DIRECTORA DE LA CARRERA

f. _____
Ing. Alcívar Bastidas, Stefany Esther. MSc.

Guayaquil, a los 25 del mes de septiembre del año 2017



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Parrales Tenelema, Renan Patricio**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación, **Comportamiento sísmico de estructuras adosadas losa con losa y evaluación de efectos asociados al impacto entre estructuras** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 25 del mes de septiembre del año 2017

EL AUTOR

f. _____
Parrales Tenelema, Renan Patricio



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **Parrales Tenelema, Renan Patricio**

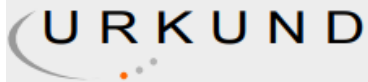
Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **Comportamiento sísmico de estructuras adosadas losa con losa y evaluación de efectos asociados al impacto entre estructuras**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 25 del mes de septiembre del año 2017

EL AUTOR

f. _____
Parrales Tenelema, Renan Patricio

REPORTE URKUND



Urkund Analysis Result

Analysed Document: TRABAJO DE TITULACION - RENAN PARRALES.docx
(D30556378)
Submitted: 2017-09-15 01:56:00
Submitted By: claglas@hotmail.com
Significance: 4 %

Sources included in the report:

20170316 PROY. TITULACION_PULAMARIN JOHANA.pdf (D26465151)
<http://www.tembloresenmexico.com/index.php/sismo-del-85>

Instances where selected sources appear:

9

AGRADECIMIENTO

Primero agradezco a Dios por permitirme alcanzar esta meta, en segundo lugar quiero agradecer a mis amigos y familiares que me acompañaron y apoyaron durante todo este tiempo.

Agradezco a mi tutor de tesis, el Ing. Jaime Argudo Rodríguez Ph. D, por toda su paciencia, apoyo y conocimientos brindados para poder culminar este Trabajo de Grado.

Y por último agradezco a mi hija, quien es el motor de mi vida y mis ganas de superarme día a día.

DEDICATORIA

Dedico este Trabajo de Grado a todas las personas que hicieron posible cumplir esta meta, y una especial dedicatoria a mi padre José Parrales Cabrera, quien desde el cielo ha guiado todos mis pasos.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. _____

ING. LILIA VALAREZO MORENO DE PAREJA, M.S.
DECANA DE CARRERA

f. _____

ING. JOSE ANDRÉS BARROS CABEZAS. MSc.
DOCENTE DE LA CARRERA

f. _____

ING. PEDRO PABLO ROJAS CRUZ, PH.D
OPONENTE

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	2
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Justificación	3
1.3 Introducción	3
1.4 Objetivos.....	5
1.4.1 Objetivo General	5
1.4.2 Objetivos Específicos	5
1.5 Metodología.....	6
1.6 Alcance.....	7
1.7 Exclusiones	7
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	9
2.1 Impacto entre estructuras (pounding)	9
2.2 Estructuras más vulnerables al efecto de Impacto	10
2.3 Investigaciones sobre estructuras adosadas losa contra losa.....	12
2.3.1 Método utilizando estereó mecánica	13
2.3.2 Método utilizando elementos de contacto.....	18
2.4 Investigaciones sobre estructuras adosadas losa contra columna ..	25
2.5 Métodos de mitigación	35
2.5.1 Separación apropiada entre estructuras.....	35
2.5.2 Elementos de enlace.....	36
2.5.3 Materiales disipadores de energía.....	37
2.5.4 Incrementar la rigidez de las estructuras	38
CAPÍTULO 3: DATOS PARA EL MODELAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS AISLADAS Y ADOSADAS	39
3.1 Especificaciones Técnicas.....	39
3.2 Dimensionamiento	40
3.3 Modelamiento de Cargas Permanentes y Masas Sísmicas	44
3.4 Combinaciones de Carga 1,2D + L ± E.....	46

3.5	Análisis historia – tiempo	46
3.6	Elemento vínculo	51
CAPÍTULO 4: RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS MODELOS SAP2000 COMO ESTRUCTURAS AISLADAS Y ESTRUCTURAS ADOSADAS LOSA- LOSA.....		54
4.1	Resultados de los modelos con vibración aislada sin contacto	56
4.1.1	Modelo 1	56
4.1.2	Modelo 10	58
4.2	Estructuras con vibración adosada e impacto losa contra losa	59
4.2.1	Elemento vínculo tipo link-gap.....	59
4.2.2	Modelo 1	61
4.2.3	Modelo 10	63
CAPÍTULO 5: COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LAS ESTRUCTURAS CON VIBRACIÓN AISLADA (SIN IMPACTO) CON LAS ESTRUCTURAS CON VIBRACIÓN ADOSADA (IMPACTO LOSA CONTRA LOSA).....		66
5.1	Comparación con esfuerzos máximos	66
5.2	Considerando Historia de Esfuerzos Críticos	72
5.2.1	Estructura 1 del Modelo 2.....	73
5.2.2	Estructura 2 del Modelo 2.....	77
CAPÍTULO 6: ASPECTOS NORMATIVOS DE DISEÑO SEGÚN NEC-2015 Y ASCE 7.....		82
6.1	Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).....	82
6.1.1	Cuando existe construida una estructura adyacente construida sin separación respecto de la línea de lindero del terreno	82
6.1.2	Estructuras adosadas.....	84
6.2	La Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles.....	84
6.3	Ejemplo para la aplicación de las normas	85
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		87
7.1	Conclusiones	87
7.2	Recomendaciones	88
CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFÍA		91

ANEXO 1: DETALLE DE LAS DIMENSIONES DE LOS MODELOS UTILIZADOS	93
ANEXO II: RESULTADOS DE LOS MODELOS AISLADOS ANALIZADOS PARA LOS 4 TIPOS DE SUELO DE LAS HISTORIA-TIEMPO SIN CONSIDERAR LA CARGA PERMANENTE (1,2D+L)	104
ANEXO III: RESULTADOS DE LOS 10 MODELOS ADOSADOS ANALIZADOS PARA LOS 4 TIPOS DE SUELO EN LAS HISTORIA-TIEMPO SIN CONSIDERAR LA CARGA PERMANENTE (1,2D+L).....	115

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Coeficientes C_t y α	40
Tabla 2.- Dimensiones del modelo 1	42
Tabla 3.- Dimensiones del modelo 10.....	44
Tabla 4.- Fuerzas internas críticas de la historia-tiempo de respuesta del Modelo 1, estructuras aisladas, Suelo Tipo E	57
Tabla 5.- Fuerzas internas críticas de la historia-tiempo de respuesta del Modelo 10, estructuras aisladas, Suelo Tipo E	59
Tabla 6.- Fuerzas internas del modelo 1 como estructuras adosadas	62
Tabla 7.- Fuerzas internas del modelo 10 como estructuras adosadas	65
Tabla 8.- Diferentes cargas de las columnas de la Estructura 1 (2 pisos)	74
Tabla 9.- Combinación de cargas de la columna del segundo piso de la Estructura 1 (sección S3) considerando y sin considerar el impacto	75
Tabla 10.- Combinación de cargas de la columna del primer piso de la Estructura 1 (sección S4) considerando y sin considerar el impacto	75
Tabla 11.- Diferentes cargas de las columnas para la Estructura 2 (4 pisos)	78
Tabla 12.- Combinación de cargas de la columna del segundo piso de la Estructura 2 (sección S7) considerando y sin considerar el impacto	78
Tabla 13.- Combinación de cargas de la columna del primer piso de la Estructura 2 (sección S8) considerando y sin considerar el impacto	79
Tabla 14.- Detalle de las dimensiones del Modelo 1	94
Tabla 15.- Detalle de las dimensiones del Modelo 2	95
Tabla 16.- Detalle de las dimensiones del Modelo 3	96
Tabla 17.- Detalle de las dimensiones del Modelo 4	97
Tabla 18.- Detalle de las dimensiones del Modelo 5	98
Tabla 19.- Detalle de las dimensiones del Modelo 6	99
Tabla 20.- Detalle de las dimensiones del modelo 7	100
Tabla 21.- Detalle de las dimensiones del Modelo 8	101
Tabla 22.- Detalle de las dimensiones del Modelo 9	102
Tabla 23.- Detalle de las dimensiones del Modelo 10	103
Tabla 24.- Fuerzas internas del Modelo 1 aislado.....	105

Tabla 25.- Fuerzas internas del Modelo 2 aislado.....	106
Tabla 26.- Fuerzas internas del Modelo 3 aislado.....	107
Tabla 27.- Fuerzas internas del Modelo 4 aislado.....	108
Tabla 28.- Fuerzas internas del modelo 5 aislado.....	109
Tabla 29.- Fuerzas internas del Modelo 6 aislado.....	110
Tabla 30.- Fuerzas internas del Modelo 7 aislado.....	111
Tabla 31.- Fuerzas internas del Modelo 8 aislado.....	112
Tabla 32.- Fuerzas internas del Modelo 9 aislado.....	113
Tabla 33.- Fuerzas internas del Modelo 10 aislado.....	114
Tabla 34.- Fuerzas internas del Modelo 1 adosado	116
Tabla 35.- Fuerzas internas del Modelo 2 adosado	117
Tabla 36.- Fuerzas internas del Modelo 3.....	118
Tabla 37.- Fuerzas internas del Modelo 4 adosado	119
Tabla 38.- Fuerzas internas del Modelo 5 adosado	120
Tabla 39.- Fuerzas internas del Modelo 6 adosado	121
Tabla 40.- Fuerzas internas del Modelo 7 adosado	122
Tabla 41.- Fuerzas internas del modelo 8 adosado	123
Tabla 42.- Fuerzas internas del Modelo 9 adosado	124
Tabla 43.- Fuerza internas del Modelo 10 adosado	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Formas de Impacto entre estructuras	10
Figura 2.- Estructuras más vulnerables.....	11
Figura 3.- Impacto losa contra losa producido por el terremoto Pedernales 2016 en la ciudad de Portoviejo.....	13
Figura 4.- Proceso del impacto entre masas.....	14
Figura 5.- Coeficientes de restitución con respecto a la velocidad inicial de choque.....	16
Figura 6.- Gráficos paramétricos de las ecuaciones 4 y 5 de la página 32...	17
Figura 7.- Ejemplo de diagramas de la fuerza del choque obtenidos de experimentos: (a) Relación entre la fuerza del choque y el tiempo; (b) Relación entre la fuerza del choque y la deformación.....	20
Figura 8.- Tipos de elementos de contacto. (a) Con resorte; (b) Con resorte y amortiguador	21
Figura 9.- Daño de edificio debido al choque	25
Figura 10.- Colapso parcial en una estructura debido al choque.....	26
Figura 11.- Estructura de acero de 10 pisos adosada a una estructura de hormigón armado de 10 pisos	28
Figura 12.- Espectros de respuestas elástica de los terremotos mencionado	29
Figura 13.- Resultados del choque en el punto de contacto del piso superior utilizando el registro sísmico Bucarest NS	31
Figura 14.- Resultados del choque en el punto de contacto del piso inferior utilizando el registro sísmico Bucarest EO.....	32
Figura 15.- Resultados del choque en el punto de contacto del piso inferior utilizando el registro sísmico Bucarest NS	33
Figura 16.- Demanda de ductilidad máxima de las columnas exteriores de la estructura de hormigón armado	34
Figura 17.- Junta de expansión sísmica (GAP) entre edificios	35
Figura 18.- Modelo usando elementos con resorte	36
Figura 19.- Modelo usando elementos con amortiguador	37
Figura 20.- Modelo usando materiales disipadores de energía.....	37
Figura 21.- Modelo 1.....	42

Figura 22.- Modelo 10. a) Estructuras aisladas b) Estructuras adosadas.....	43
Figura 23.- Acelerogramas Componente Norte – Sur, Sismo de Pedernales, Ecuador (16/04/2016), Estaciones AGYE (Pascuales), APO1 (Portoviejo), PRAM (Quito), GYE2 (Guayaquil) Registros Normalizados para Aceleración Máxima del Terreno igual a 0.1g.....	48
Figura 24.- Espectro de Respuesta Aceleración – Desplazamientos, Sismo de Pedernales, Ecuador (16/04/2016), Componente NS de las Estaciones AGYE, APO1, PRAM, GYE2 Registros Normalizados para Aceleración Máxima del Terreno igual a 0.1g.....	49
Figura 25.- Espectro de Respuesta de Aceleración, Sismo de Pedernales, Ecuador (16/04/2016), Componente NS de las Estaciones AGYE, APO1, PRAM, GYE2 Registros Normalizados para Aceleración Máxima del Terreno igual a 0.1g.....	50
Figura 26.- Espectro de Respuesta de Desplazamientos, Sismo de Pedernales, Ecuador (16/04/2016), Componente NS de las Estaciones AGYE, APO1, PRAM, GYE2 Registros Normalizados para Aceleración Máxima del Terreno igual a 0.1g.....	51
Figura 27.- Elementos vínculos del programa SAP2000.....	52
Figura 28.- Puntos de contactos que se analizaron	54
Figura 29.- Ingreso de datos de Caso de Carga sísmica con el factor de normalización correspondiente a cada registro sísmico	55
Figura 30.- Diafragmas rígidos del Modelo 1 con comportamiento aislado ..	56
Figura 31.- Modelo 10 con comportamiento aislado.....	58
Figura 32.- Elemento vínculo tipo link-gap con sus propiedades.....	60
Figura 33.- Modelo 1 con comportamiento adosado	61
Figura 34.- Fuerza axial en el elemento vínculo del Modelo 1 como estructuras adosadas	61
Figura 35.- Modelo 10 con comportamiento adosado	63
Figura 36.- Fuerza axial en los elementos vínculo del Modelo 10 como estructuras adosadas	64
Figura 37.- Variación del cortante en la columna del primer piso de la Estructura 1 (sección S4).....	67
Figura 38.- Variación del momento flector de la columna del primer piso de la Estructura 1 (sección S4).....	68
Figura 39.- Variación de fuerza la cortante de la columna del segundo piso de la Estructura 1 (sección S3).....	69

Figura 40.- Variación de la fuerza cortante de la columna del primer piso de los 10 tipos de estructura 2 (sección S8)	70
Figura 41.- Variación de la fuerza cortante de la columna del segundo piso de los 10 tipos de estructura 2 (sección S7)	71
Figura 42.- Comparación de la fuerza cortante entre las columnas de la Estructura 1 y Estructuras 2 para suelo tipo E	71
Figura 43.- Diagrama de interacción para la columna cuadrada de 50cm del segundo piso de la Estructura 1 (sección S3)	76
Figura 44.- Diagrama de interacción para la columna cuadrada de 60cm del primer piso de la Estructura 1 (sección S4).....	76
Figura 45.- Diagrama de interacción para la columna cuadrada de 65cm del segundo piso de la Estructura 2 (sección S7)	80
Figura 46.- Diagrama de interacción para la columna cuadrada de 70cm del primer piso de la Estructura 2 (sección S8).....	80
Figura 47.- Modelo 1, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 2 pisos	94
Figura 48.- Modelo 2, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 4 pisos	95
Figura 49.- Modelo 3, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 6 pisos	96
Figura 50.- Modelo 4, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 8 pisos	97
Figura 51.- Modelo 5, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 10 pisos	98
Figura 52.- Modelo 6, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 12 pisos	99
Figura 53.- Modelo 7, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 14 pisos	100
Figura 54.- Modelo 8, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 16 pisos	101
Figura 55.- Modelo 9, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 18 pisos	102
Figura 56.- Modelo 10, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 20 pisos	103

RESUMEN

El presente trabajo: “Comportamiento sísmico de estructuras adosadas losa con losa y evaluación de efectos asociados al impacto de estructuras”, estudia la variación de fuerzas internas en diferentes edificios adosados modelados en SAP2000, comparando resultados obtenidos para estructuras aisladas, y para estructuras adosadas modeladas con un elemento vínculo tipo link-gap para simular adosamiento. Se ha considerado el impacto entre dos estructuras: la primera estructura se mantiene con 2 pisos, y la segunda estructura es modelada con rigidez y altura variable cambiando su altura desde 2 hasta 20 pisos. Para la fuerza sísmica se usaron registros sísmicos de aceleraciones del terremoto de Pedernales ocurrido el 16 de abril del 2016. En total, se usaron 4 registros de sitios con tipos de suelos diferente B, C, D y E (según clasificación de Norma NEC). Con los resultados de los análisis se realizaron 2 tipos de comparaciones entre las estructuras aisladas y las estructuras adosadas. La primera comparación considera las fuerzas máximas y la segunda comparación usa los estados de fuerzas y momentos críticos. Finalmente, se llegaron a diferentes conclusiones y recomendaciones para el presente estudio.

Palabras Claves: Estructuras adosadas, impacto o choque de estructuras, fuerzas internas, vínculo tipo link-gap, registro sísmico de aceleraciones, contacto losa con losa.

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Durante eventos sísmicos, se ha observado que estructuras adosadas o espaciadas insuficientemente pueden llegar a impactarse entre sí, una estructura puede sufrir mayor daño que la otra, provocando incluso el colapso de la misma. Según Mehmet, Tanik, Mahummet y Osman (2014), este fenómeno se ha observado en grandes terremotos como los de Alaska en 1964, San Fernando en 1971, Ciudad de México en 1985, Loma Prieta en 1989, Chi-chi (Taiwán) 1999 y el terremoto de Kocaeli (Turquía) en 1999; provocando un inesperado incremento en las cargas sísmicas de los edificios, causando graves daños y colapsos de los mismos. (p. 2).

Existen dos formas de impacto entre estructuras vecinas: contacto losa contra losa y losa contra columna. En general y a partir de observaciones de daños en terremotos históricos un adosamiento losa contra losa, resulta menos perjudicial que un adosamiento losa contra columna, y puede resultar en daño incremental despreciable si se compara el desempeño de estructuras con y sin impacto. Resulta fundamental estudiar la transferencia de energía sísmica y concentración de daño producto del impacto entre estructuras adosadas losa contra losa, para estudiar la aceptación técnica de esta condición dentro de áreas urbanas donde las ordenanzas municipales permiten su adosamiento. Según Cole, Dhakal, Carr y Bull (2010), hasta hace pocos años la comunidad de investigación se concentraba casi exclusivamente en la forma de impacto losa contra losa, principalmente por su geometría que es más sencilla. Sin embargo, hoy por hoy el choque entre estructuras losa contra columna es más grave, por lo cual Karayannis y Favvata (2008) han investigado extensamente esta forma de choque entre elementos. (p. 4).

Durante el terremoto de Pedernales en 2016, en varias ciudades del Ecuador como Guayaquil, Pedernales, Portoviejo entre otras, se observó el colapso parcial o total de estructuras debido al impacto entre las mismas, por esta razón es de vital importancia la investigación de este mecanismo de daño, y

tener conocimiento de los métodos de mitigación para reducir los daños en las estructuras.

1.2 Justificación

El presente trabajo de titulación, estudia el comportamiento sísmico y dinámico de estructuras adosadas losa contra losa, debido a que el impacto entre los elementos de dos estructuras no separadas o separadas insuficientemente pueden provocar un incremento considerable de las fuerzas internas de los elementos que impactan, y pueden causar daños severos en los elementos internos. Para evitar el impacto entre dos estructuras, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) y la norma de La Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE 7-10) recomiendan una separación mínima entre estructuras, según el ASCE 7-10 del orden del 1% de la altura del edificio y un valor parecido según NEC-2015. Dicha separación mínima no siempre se respeta y ocurre un impacto entre las estructuras siendo el impacto con contacto losa contra losa el más benigno, y el impacto con contacto losa contra columna el más dañino, a tal punto de poder provocar una falla por cortante y aplastamiento en las columnas.

Por tal motivo, en caso de que se necesite en áreas urbanas densamente pobladas de uso comercial y donde ordenanzas municipales y de uso de suelo permitan adosamiento entre estructuras, se podría admitir que se proyecten estructuras con contacto losa contra losa. Para poder mitigar daños y evitar el colapso de los elementos de las estructuras, se debería proyectar y diseñar adecuadamente ambas edificaciones y es de vital importancia conocer el porcentaje de incremento de las fuerzas internas que se generan debido a este tipo de impacto para saber qué tan severas pueden llegar a ser las consecuencias en las estructuras que se impactan losa contra losa.

1.3 Introducción

El presente trabajo de titulación: "Comportamiento sísmico de estructuras adosadas losa con losa y evaluación de efectos asociados al impacto de estructuras", busca encontrar la variación de fuerzas internas que se generan entre estructuras con vibración acoplada por adosamiento e impacto losa

contra losa. Se comparan las fuerzas internas generadas por estructuras con vibración aislada y sin impacto contra las fuerzas generadas por estructuras acopladas con adosamiento losa contra losa. De esta forma, se puede estudiar el incremento o la disminución de estas fuerzas internas debido al impacto entre estructuras.

Se estudian 10 modelos en los cuales la estructura 1 es de dos pisos de altura y se mantiene en todos los modelos sin alteración. La estructura 2, varía hasta alcanzar una estructura de 20 pisos de alto con variación de altura cada 2 pisos. Para modelar el sismo se utilizaron 4 registros sísmicos de aceleraciones del terremoto de Pedernales 2016. Estos 4 registros sísmicos se registraron en diferentes lugares del Ecuador en sitios con 4 tipos de suelo diferentes: B, C, D y E (según clasificación NEC-2015). Se estudia con más énfasis el suelo tipo E, debido que este tipo de suelo es característico de los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil, lugar donde se desarrolla este Trabajo de Titulación.

En el Capítulo 2, se presenta la revisión teórica del estado de arte del conocimiento para el comportamiento de estructuras adosadas que generan impacto, estudiándose de forma más amplia el impacto entre estructuras adosadas losa contra losa, y de forma menos amplia el impacto entre estructuras adosadas losa contra columna. También se citan los métodos de análisis, los cuales se agrupan en dos grandes grupos: análisis del comportamiento global (estéreo-mecánica) y análisis del comportamiento de los elementos. Este último método estudia el impacto mediante el modelamiento matemático historia-tiempo usando programas de elementos finitos.

En el Capítulo 3, se muestran los diferentes modelos matemáticos que se utilizaron en este Trabajo de Grado; con sus dimensiones, los registros sísmicos de aceleraciones que se emplearon, se especifica el programa de elementos finitos que se utilizó en este Trabajo de Titulación (programa SAP2000 versión 14). Se describe el elemento vínculo que se usó en el programa SAP2000: elemento vínculo tipo link-gap. El “modelo 1” es la estructura 1 de 2 pisos de altura junto a la estructura 2 también con 2 pisos

de altura. La estructura 1 se mantiene en todos los modelos sin alteración, y la estructura 2 aumenta su altura cada dos pisos (4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20) hasta alcanzar 20 pisos de altura para dar origen a los modelos de 2 al 10.

En el Capítulo 4, se presentan los resultados de las fuerzas internas que se obtuvieron en los análisis con modelos SAP2000 para las estructuras aisladas y para las estructuras adosadas. También se explica los parámetros del elemento vínculo tipo link-gap.

En el Capítulo 5, se comparan con dos métodos los resultados obtenidos para las estructuras aisladas y las estructuras adosadas, el primer método de comparación usa las fuerzas internas máximas absolutas de los elementos que se impactan en los 10 tipos de modelos y los 4 tipos de suelos. El segundo método de comparación usa el estado de esfuerzos internos de los elementos calculados paso a paso mediante análisis elástico historia-tiempo y dibuja dentro del diagrama de interacción Carga Axial-Momento Flector (P-M) de las columnas para el suelo tipo E, el incremento de la demanda sísmica de deflexión sobre el elemento crítico.

En el Capítulo 6, se calcula la separación mínima recomendada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) y la norma de La Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE 7-10)

Finalmente en el Capítulo 7, se describen las conclusiones y recomendaciones obtenidas por el presente Trabajo de Titulación.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Investigación del comportamiento sísmico de estructuras adosadas losa contra losa.

1.4.2 Objetivos Específicos

- a) Investigación documental del Estado del Arte sobre el comportamiento dinámico y sismo-resistente, efectos asociados, recomendaciones y

medidas de mitigación para mejorar la seguridad sísmica de estructuras adosadas losa-losa.

- b) Investigación mediante modelamiento matemático del comportamiento sísmico de estructuras adosadas y su comparación con el comportamiento dinámico de idénticas estructuras con comportamiento dinámico aislado o independiente.
- c) Recomendaciones para diseño de estructuras nuevas y medidas de mitigación del daño estructural en estructuras existentes adosadas losa-losa.

1.5 Metodología

Para poder desarrollar el presente trabajo de titulación se investigan referencias bibliográficas (capítulo 2) en bibliotecas virtuales para la revisión teórica del estado del arte de estructuras adosadas losa contra losa. Se hacen 10 modelos SAP2000 diferentes para estudiar el comportamiento sísmico de estructuras adosadas losa contra losa.

Para modelar la fuerza sísmica, se usaron 4 registros sísmicos de aceleraciones del terremoto de Pedernales 2016. Los sismo se escalaron al valor 0.1 g, para lo cual en los registros, se identificó la aceleración máxima y todas las aceleraciones de la historia-tiempo seleccionadas fueron escaladas por el factor de amplificación o reducción requerido.

Mediante el programa SAP2000 versión 14, se analizaron matemáticamente los 10 diferentes tipos de modelos, se obtienen las fuerzas internas de los modelos funcionando como estructuras aisladas y como estructuras adosadas, para posteriormente realizar una comparación de estas fuerzas. Para poder modelar estructuras adosadas losa contra losa, se utiliza un elemento vínculo tipo link-gap el cual simula el impacto entre estructuras.

Una vez obtenidos todos los resultados, con las fuerzas internas se realiza 2 tipos de comparaciones entre estructuras adosadas y estructuras aisladas. La primera comparación es con envolventes de fuerzas, donde se utiliza las fuerzas internas máximas absolutas, y mediante un gráfico se puede observar el aumento o disminución de estas fuerzas. La segunda es una comparación

mediante diagramas de interacción P-M de columnas y se enfoca en el suelo tipo E, el cual es el suelo característico de la ciudad de Guayaquil.

Por último, luego de analizar y comparar los resultados obtenidos, se concluye y se recomienda para el análisis y diseño sismo-resistente de estructuras nuevas y sobre las posibles medidas de mitigación de daños en estructuras existentes adosadas losa contra losa.

1.6 Alcance

El Trabajo de Grado, luego de identificar y recopilar resultados de investigaciones previas, estudia el comportamiento sísmico de estructuras adosadas losa con losa, mediante el uso de análisis historia-tiempo elástico no-lineal (programa SAP2000). Se estudian los efectos de la interacción dinámica y transferencia de energía sísmica entre estructuras adosadas, modelando la unión entre estructuras con elementos vínculo de junta cerrada tipo Link-gap

Se usa diez modelos matemáticos de estructura de pórticos planos con número de pisos, masas y luces variables; con la finalidad de caracterizar condiciones geométricas y mecánicas que puedan agravar o alternativamente resultar inocuas en la transferencia de energía entre estructuras.

Las recomendaciones se limitan para estructuras de períodos variables, en un futuro pueden realizarse más estudios donde las estructuras mantengan su rigidez y período igual, y sus masas sea la propiedad que cambia, para así obtener un estudio con mayor sensibilidad.

1.7 Exclusiones

En el presente Trabajo de Grado se presentan las siguientes exclusiones:

- a) No se estudiaron estructuras adosadas con contacto losa-columna.
- b) Se modelan pórticos planos en dos direcciones, con lo cual no se consideran los esfuerzos de torsión sobre estructuras tri-dimensionales.
- c) Los registros sísmicos de aceleraciones utilizados no consideran los suelos tipos: A y F (según clasificación NEC-2015)

- d) No se modelaron estructuras con cambios de masa o rigidez separadamente. Se modelaron estructuras donde se cambia masa y rigidez concurrentemente para producir períodos variables.
- e) El amortiguamiento de las estructuras se modela constante dentro del rango elástico e igual $\gamma = 5\%$

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Impacto entre estructuras (pounding)

El impacto entre estructuras se produce cuando 2 estructuras adosadas o separadas una distancia insuficiente impactan durante un terremoto, como consecuencia de sus desplazamientos durante sismos. Este efecto debe ser evitado o mitigado porque reduce la ductilidad de las estructuras, incrementa su vulnerabilidad y daño potencial, por el posible incremento de energía en el sistema estructural y concentración de esfuerzos en el área impactada. La forma más eficaz y simple para mitigar y reducir todo tipo de daño es proporcionar una separación suficiente para permitir desplazamientos no acoplados en las estructuras que vibran de forma aislada, sin interacción entre ellas. Por el alto costo de la tierra, dicha separación no ha sido provista en muchas de las estructuras construidas en áreas urbanas comerciales densamente pobladas.

Los daños provocados por este impacto entre estructuras se clasifican en daños locales y daños globales. Los daños locales son el resultado de la magnitud de la fuerza que se producen en el área de impacto, y los daños globales son el resultado de la transferencia de energía durante el impacto, y esto depende de las propiedades dinámicas de las estructuras adosadas (Cole, Dhakal, Carr y Bull, 2004)

Los daños producidos por este fenómeno, se han observado tanto en edificios y puentes donde además se tiene el caso de impacto de vehículos contra vigas construidas sin gálibo suficiente.

Hay dos formas de impacto entre elementos: el impacto losa contra losa, y el impacto losa contra columna, este último estadísticamente es la forma más perjudicial de impacto.

Para poder analizar los efectos del impacto entre estructuras, podemos utilizar dos métodos de análisis.

El primero consiste en estudiar el comportamiento global donde se analiza la transferencia energética entre estructuras (estéreo-mecánica), la utilidad de este tipo de análisis es que se pueden observar las condiciones físicas requeridas para movilizar energía desde una estructura a otra como resultado de un impacto, con lo que se establece generalmente que una estructura gana energía y se estresa más, mientras que la otra estructura cede o pierde energía y se estresa menos.

El segundo método permite estudiar en detalle el comportamiento de los elementos o miembros, mediante modelos matemáticos, con los que se analiza el cambio de esfuerzos y deformaciones en los elementos del sistema estructural luego del impacto:

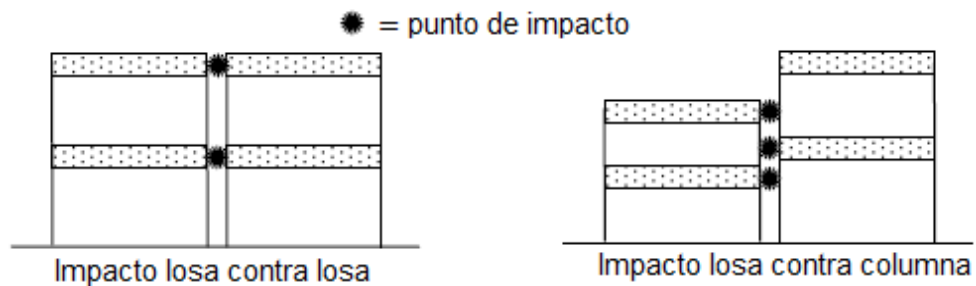


Figura 1.- Formas de Impacto entre estructuras

FUENTE: (Cole, Dhakal, Carr & Bull, 2010)

Es importante estudiar el impacto en el rango elástico mediante método energético (estéreo mecánica) para conocer cómo las variaciones de masas y velocidades entre estructuras que se impactan, afectan las velocidades finales de las estructuras después del impacto.

El efecto del impacto aunque es estudiado en rango elástico; tiene sus peores manifestaciones de daño a partir de la pérdida de elasticidad de las estructuras.

2.2 Estructuras más vulnerables al efecto de Impacto

Jeng (2000) argumenta que a partir de la revisión de los daños causados por terremotos en estructuras con este efecto se han identificado seis tipos de

estructuras críticas con considerable incremento de probabilidad de colapso estructural (Cole, Dhakal, Carr & Bull, 2010, p. 6).

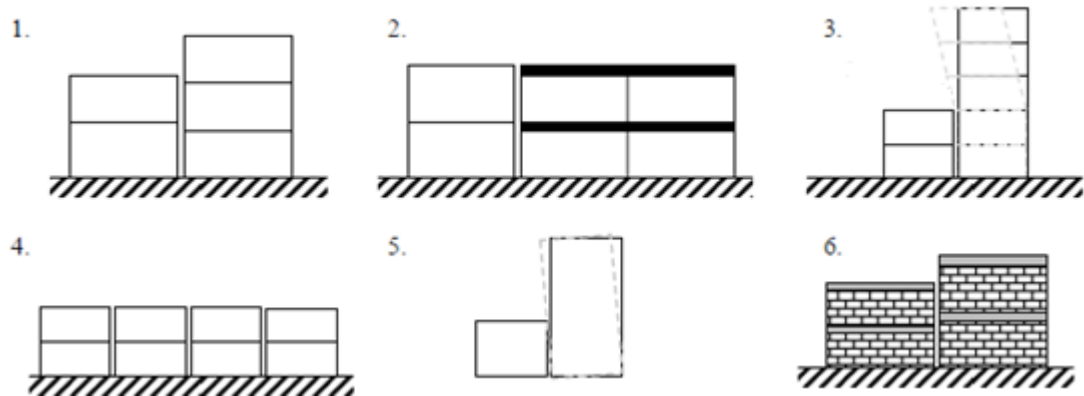


Figura 2.- Estructuras más vulnerables

FUENTE: (Cole et al., 2010)

A continuación se explican las seis estructuras más vulnerables al efecto de impacto:

1. Estructuras adosadas losa contra columna. En estas estructuras, las columnas están sujetas a fuerzas cortantes muy altas, por lo cual la columna podría colapsar debido al corte. Es la condición más destructiva debido a que las columnas que se impactan pueden fallar por corte y aplastamiento (Cole et al., 2010, p. 6).
2. Estructuras con masas muy diferentes. En éstas la transferencia de momentum ($m \cdot v$) desde la estructura más pesada y veloz hacia la otra, puede incrementar de manera considerable la velocidad de la estructura más liviana después del impacto, lo que conllevaría al posible colapso de la estructura más liviana (Cole et al., 2010, p. 6).
3. Estructuras con alturas muy diferentes, donde el choque entre una estructura muy alta y otra estructura de poca altura puede modificar el modo de desplazamiento de la estructura más alta (Cole et al., 2010, p. 6).
4. Estructuras exteriores dentro de una fila de estructuras con propiedades similares. Este modelo es análogo al péndulo de Newton,

ya que si existe una fila de estructuras con poca o ninguna separación, la transferencia de momentum desde las estructuras interiores hacia las exteriores, provocaría un gran daño sobre estas últimas (Cole et al., 2010, p. 6). En el escenario del casco comercial urbano, esto explica porqué estadísticamente las estructuras esquineras tienden a concentrar más daño durante terremotos.

5. Estructuras con tendencia a sufrir torsión debido al choque. Al producirse fricción entre estructuras que colisionan, se puede transferir corte, producir torsión y aumentar considerablemente la demanda de corte sísmico sobre elementos más alejados del centro de rigidez de las estructuras. Este incremento de torsión es particularmente peligroso cuando se produce en estructuras adosadas losa contra columna (Cole et al., 2010, p. 6).
6. Estructuras construidas con materiales frágiles (no ductiles). Las estructuras construidas con mampostería no reforzada son más vulnerables a los efectos de cargas que incrementan la demanda de ductilidad por flexión en presencia de carga axial. La colisión entre estas estructuras provocaría incremento de carga axial y momento flector lo que podría desencadenar una falla por aplastamiento o cortante de los elementos estructurales (Cole et al., 2010, p. 6).

2.3 Investigaciones sobre estructuras adosadas losa contra losa

Las investigaciones de este fenómeno se centran en modelos analíticos de las diferentes estructuras que interactúan entre sí (casos 2 al 6) condicionadas a tener alturas de entresijos idénticas. Aunque es menos frecuente el adosamiento losa contra losa, es necesario su estudio para entender las condiciones menos desfavorables del “Efecto Choque”.



Figura 3.- Impacto losa contra losa producido por el terremoto Pedernales 2016 en la ciudad de Portoviejo

FUENTE: (Argudo, 2017)

Mouzakis y Papadrakakis (2004), Muthukumar y Desroches (2006) y ULIEGE (2007) sostienen que, el método general de modelación de estructuras adosadas losa contra losa, usa diafragmas rígidos de losa con nodos esclavizados a diafragmas rígidos en cada piso de cada estructura (Cole et al, 2010, p. 2).

Principalmente, existen dos técnicas para modelar estructuras adosadas losa contra losa, primero está el enfoque energético conocido como estéreo mecánica, y segunda está el uso de elementos de contactos que permiten analizar la forma como los sistemas estructurales de varios grados de libertad modifican sus estados de esfuerzos y deformación internas como resultado de un impacto.

2.3.1 Método utilizando estéreo mecánica

Este método se basa en las leyes de la conservación de la energía y momentum y el proceso del impacto es modelado sobre un punto donde los sistemas intercambian energía en la forma de variación de velocidad y momentum ($m \cdot v$). La disipación de energía evaluada a través del coeficiente

de restitución “e” depende de las diferencias entre las velocidades de aproximación y separación de los cuerpos que chocan (Xue, Zhang, Jian, Zou y Zhang, 2016, p. 2).

Las primeras investigaciones utilizaron este método para representar el impacto entre dos estructuras, aunque en la actualidad es poco utilizado, ya que sólo permite modelar la variación de esfuerzos internos dentro de sistemas pendulares (un grado de libertad y masa) a través del cambio de velocidades y respuestas máximas globales. No obstante es un método útil para estudiar el comportamiento global de estructuras modeladas en su primer modo de vibración, ya que este método al asumir un impacto instantáneo, nos permite determinar la velocidad post-impacto de las masas considerando la conservación de momentum durante el impacto.

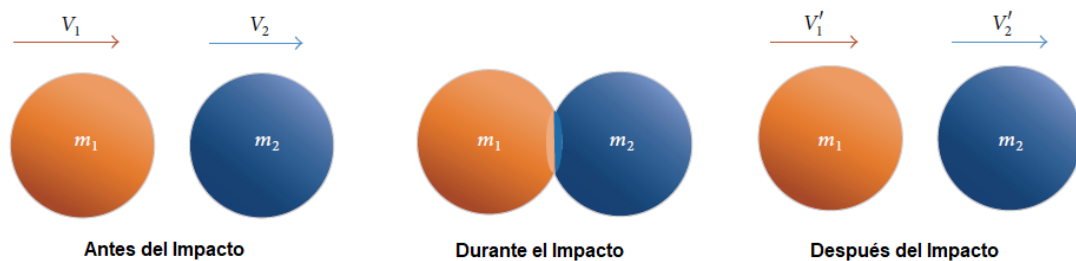


Figura 4.- Proceso del impacto entre masas

FUENTE: (Xue, Zhang, Jian, Zou y Zhang, 2016)

En la figura 4 se muestra m_1 y m_2 que son las masas de los dos cuerpos que impactan, V_1 y V_2 son las velocidades de los cuerpos antes del impacto, mientras que V'_1 y V'_2 son las velocidades de los cuerpos después del impacto (Xue et al., 2016, p. 2).

El coeficiente de restitución e se define como:

$$e = \frac{V'_2 - V'_1}{V_1 - V_2} \quad \text{Ec. 1}$$

La velocidad de los cuerpos después del impacto y la energía perdida durante el impacto pueden ser encontradas mediante la teoría de la conservación de

la energía, la teoría de la conservación de momentum y el coeficiente de restitución (Argudo, 2017, p. 39).

$$m_1 * (v_1 - v'_1) = m_2 * (v'_2 - v_2) \quad \text{Ec. 2 (Conservación de Momentum)}$$

$$\frac{m_1 * (v_1)^2}{2} + \frac{m_2 * (v_2)^2}{2} = \frac{m_1 * (v'_1)^2}{2} + \frac{m_2 * (v'_2)^2}{2}$$

$$\text{Ec. 3 (Conservación de Energía)}$$

Combinando las Ecuaciones 1 y 2 se obtiene:

$$V'_1 = V_1 - (1 - e) \frac{m_2}{m_2 + m_1} (V_1 - V_2) \quad \text{Ec. 4}$$

$$V'_2 = V_2 - (1 - e) \frac{m_1}{m_1 + m_2} (V_2 - V_1) \quad \text{Ec. 5}$$

$$\Delta E = \frac{1}{2} (1 + e) \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} (V_1 - V_2) (V_1 - V_2 + V'_2 - V'_1)$$

Donde ΔE es la disipación de energía durante el choque motivo de la vibración de frecuencia alta, el ruido y el calor. El único término que se debe verificar en el choque es el coeficiente de restitución e que varía por la velocidad antes del choque, y del material de los cuerpos que vayan a chocar, siendo una medida de la plasticidad en el choque. Si $e=1$, el choque es completamente elástico, en cambio, si $e=0$, el choque es completamente plástico, y por lo tanto los dos cuerpos terminan con las misma velocidad final (Cole et al., 2010, p. 2).

Anagnostopoulos y Spiliopoulos (1992), Zhu (2002), Jankowski (2010) confirman, a través de diferentes estudios experimentales, que el valor del coeficiente de restitución oscila generalmente entre 0,4 a 0,8 en el caso de choque entre elementos estructurales de materiales de construcción (Jankowski y Mahmoud, 2015, p. 10).

Azvedo y Benti (1996) sugieren que el coeficiente de restitución e para estructuras típicas de hormigón debería ser 0,65. Los materiales de construcción: hormigón, acero, cerámica y madera, muestran una tendencia de disminuir su coeficiente de restitución al mismo tiempo que la velocidad del choque aumenta. Podría decirse que el coeficiente de restitución es inversamente proporcional a la velocidad inicial del choque, como se puede apreciar en la figura 5 (Jankowski et all, 2015, p. 10).

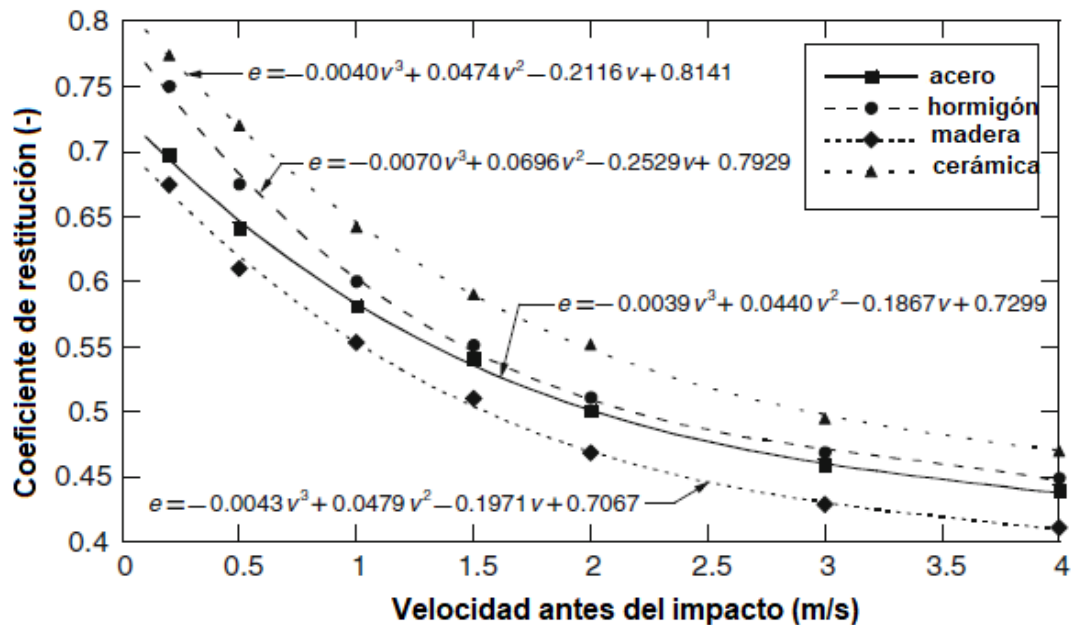


Figura 5.- Coeficientes de restitución con respecto a la velocidad inicial de choque

FUENTE: (Jankowski y Mahmoud, 2015)

En problemas de Ingeniería Estructural donde se estudia la respuesta dinámica espectral de sistemas de un grado de libertad se tiene que las estructuras experimentan velocidades de entre 0,5 m/seg a 1,5 m/seg, siendo $0,55 \leq e \leq 0,70$ el rango más probable para este coeficiente en estructuras de acero y hormigón.

El uso de esta teoría se recomienda para estudiar los daños globales que puede ocasionar el impacto entre las estructuras. Una importante limitación de este método, es que sólo se puede usar en caso del impacto entre dos estructuras modeladas como sistemas de un grado de libertad (SDOF). Esta limitación es debido a que se considera un choque instantáneo de dos

estructuras con un modo de vibración característico (generalmente el primer modo). El choque por ser instantáneo y limitado a un punto de contacto, no considera tensiones y deformaciones en los elementos estructurales que impactan, y por ende no se puede obtener la fuerza del impacto, la aceleración del impacto o la duración del choque. Otra gran desventaja de este método, es que no se lo puede incluir de manera sencilla en los programas que modelan respuesta historia tiempo, debido a que la velocidad del nodo debería ser constantemente actualizada por las ecuaciones matemáticas del método y así mismo el cambio de velocidad del nodo actualizar la respuesta interna de los modelos (Cole et al., 2010, p. 2).

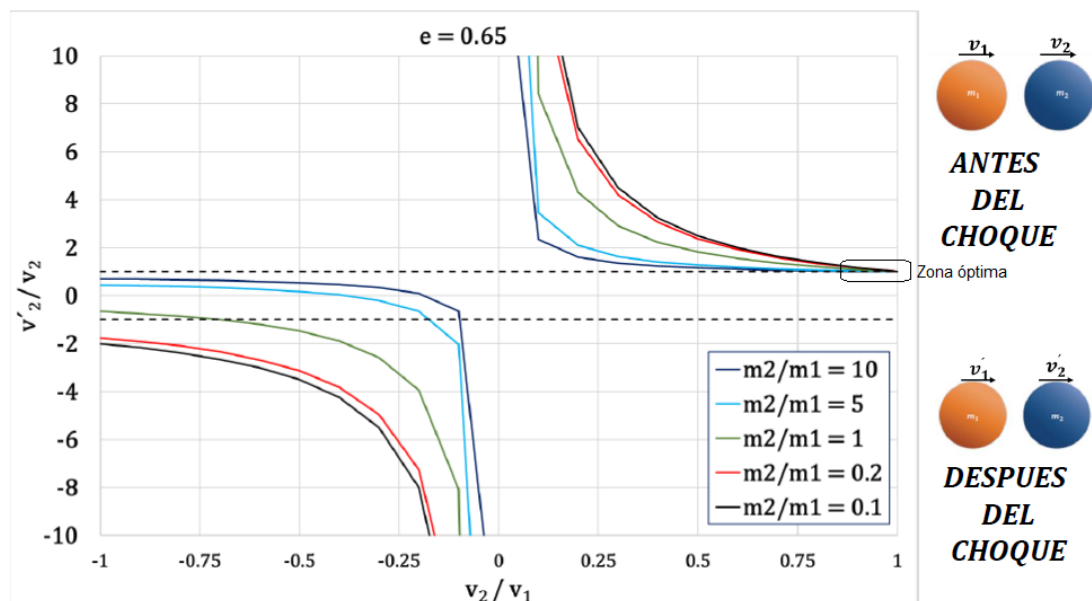


Figura 6.- Gráficos paramétricos de las ecuaciones 4 y 5 de la página 32

FUENTE: (Argudo, 2017)

En la figura 6 se muestra la graficación parametrizada de las ecuaciones 4 y 5 (página 32) de Estéreo Mecánica. Con la Figura 6 se evalúa qué incidencia puede tener el impacto en el comportamiento dinámica de las estructuras. Se identifica una “zona óptima” donde las velocidades iniciales V_1 y V_2 son cercanas a 1, lo que después del impacto resulta en velocidades V'_1 y V'_2 similares a V_1 y V_2 ; respectivamente. Ello describe un mínimo intercambio de energía entre las estructuras.

En la figura 6 se considera que m_2 es la masa impactada. Cuando m_2/m_1 es menor que 1, se tiene que m_2 aumentará su velocidad final debido al impacto. Cuando m_2/m_1 es mayor que 1, el objeto chocado (m_2) por su mayor masa no resulta muy afectado; requiriéndose de un valor $\frac{V_1}{V_2} < 0,25$ o del impacto de la masa m_1 a gran velocidad relativa $V_1 > 4V_2$ para producir un cambio de velocidad significativa $\frac{V_{f2}}{V_2} > 2$ en la masa m_2 impactada.

Un cambio significativo de velocidad en una estructura, es un evento probable durante un choque; pero su evaluación usando velocidades espectrales es arbitraria porque los máximos no ocurren simultáneamente en ambas. El uso de las velocidades espectrales no es un enfoque conservador, el peor escenario de daño ocurre cuando una estructura impacta a otra con su máxima velocidad o velocidad espectral mientras la estructura impactada se encuentra en reposo. Estudiar el cambio de velocidad usando las velocidades espectrales aunque arbitrario, da una idea de cuánto se están afectando las estructuras, es matemáticamente calculable pero físicamente muy improbable de reproducir. Por lo anterior, Estéreo Mecánica sirve para estudiar intercambio de energía entre estructuras, pero no permite calcular lo que ocurre internamente a través de la historia-tiempo de las respuestas de las estructuras.

2.3.2 Método utilizando elementos de contacto

Este método es basado en la fuerza que se activa en el elemento de contacto durante el impacto. En ausencia de contacto por impacto, el dispositivo funciona como si las estructuras estuvieran aisladas y sin contacto, sin ningún tipo de transmisión de fuerzas. A diferencia del método de Estéreo Mecánica, el uso del método de elementos finitos con elementos de contacto, permite realizar análisis de tipo historia tiempo para calcular la distribución de la energía del impacto dentro de la estructura mediante equilibrio, compatibilidad de deformaciones y leyes constitutivas de los elementos.

Resultados experimentales demuestran que la fuerza de impacto depende de una serie de factores, tales como: las masas de las estructuras, geometría de la superficie, velocidad inicial del choque, las propiedades de los materiales

de la estructura. Las fuerzas del choque durante la historia tiempo del impacto se dividen en dos fases:

La primera fase es el lapso de aproximación que se inicia al principio del contacto y dura hasta la deformación máxima.

La segunda fase es el lapso de restitución, el cual concluye al momento de la separación de las estructuras contactadas (Jankowski et all, 2015, p. 12).

Los resultados experimentales indican que, al comienzo del lapso de aproximación, los elementos de contacto (Link-Gap por ejemplo en el modelamiento con SAP2000) están dentro del rango elástico; pero después de iniciado el contacto entre dos superficies de dos estructuras se producen deformaciones plásticas, fisuración local o trituración. Por otra parte, la energía de deformación elástica acumulada, se disipa sin efectos plásticos mayores durante el lapso de restitución. Se ha observado que la mayor parte de la energía disipada durante el impacto se pierde durante el lapso de aproximación, mientras que se disipa una cantidad menor de energía durante el lapso de restitución (Jankowski et all, 2015, p. 12).

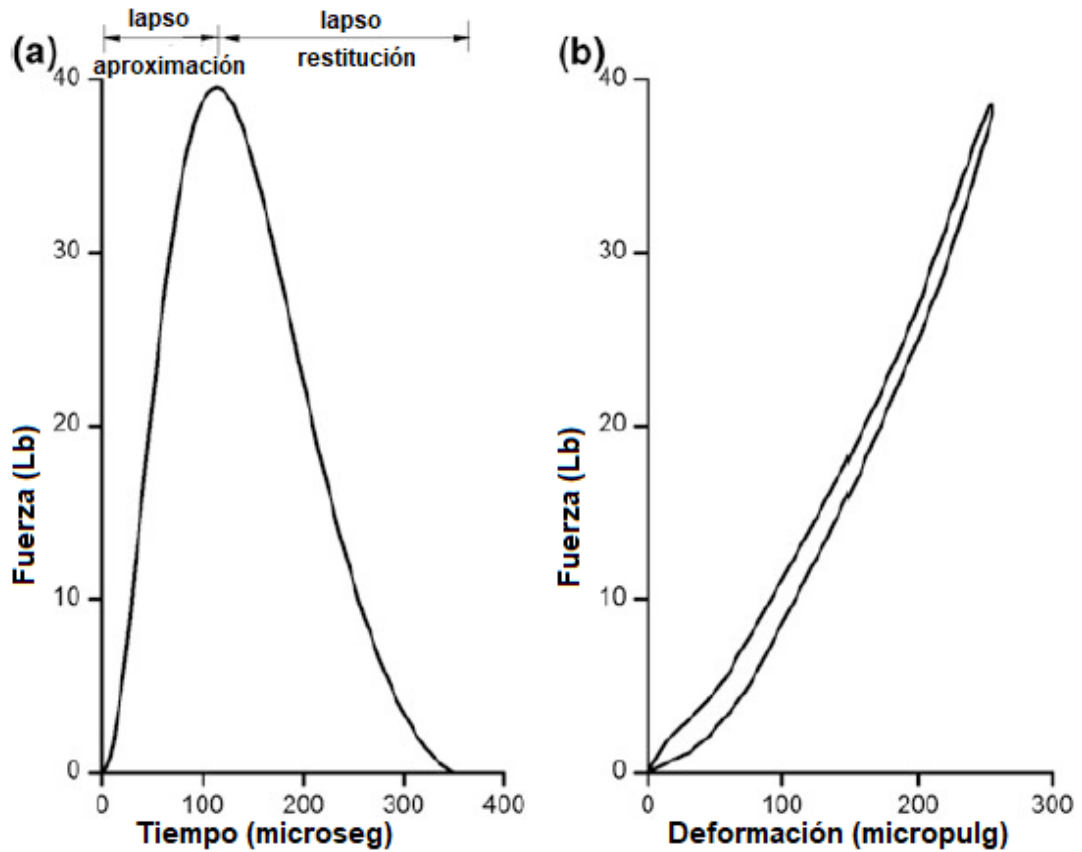


Figura 7.- Ejemplo de diagramas de la fuerza del choque obtenidos de experimentos: (a) Relación entre la fuerza del choque y el tiempo; (b) Relación entre la fuerza del choque y la deformación

FUENTE: (Jankowski et all, 2015)

En muchos resultados experimentales se demuestra que mientras dura el lapso de aproximación se produce un rápido aumento de la fuerza del choque, en cambio, mientras dura el lapso de restitución, esta fuerza disminuye con una velocidad menor como se muestra en la figura 7(a). También se ha demostrado que la relación entre la deformación y la fuerza del impacto no es lineal como se muestra en la figura 7(b). (Jankowski et all, 2015, p. 12).

Existen varios tipos de elementos de contacto para poder modelar este fenómeno.

En todos los modelos, se puede agregar una separación inicial (gap) entre las estructuras para modelar una junta sísmica de ancho pequeño, la que se

cierra y activa las propiedades mecánicas del elemento de contacto cuando la holgura de separación es excedida.

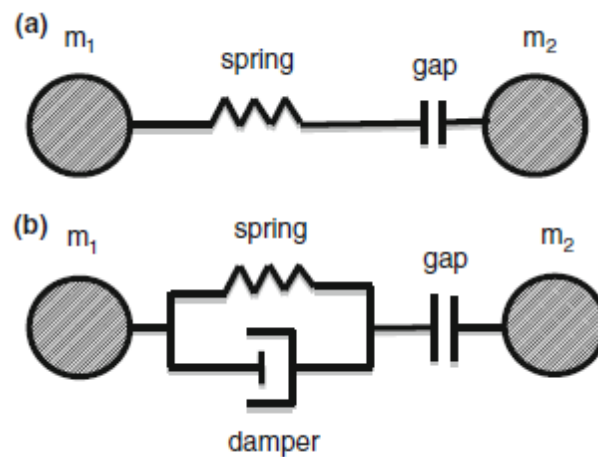


Figura 8.- Tipos de elementos de contacto. (a) Con resorte; (b) Con resorte y amortiguador

FUENTE: (Jankowski et all, 2015)

2.3.2.1 Modelo con resorte (spring) con comportamiento elástico lineal

Este modelo consiste en un resorte elástico lineal simple, el cual es un elemento de contacto básico. Es un resorte de alta rigidez que se puede utilizar para simular el choque una vez que la separación entre las estructuras adosadas es nula. (Muthukumar y DesRoches, 2006, p. 816).

La fuerza de impacto durante el choque esta expresada como:

$$F(t) = k_s \delta(t)$$

Donde \$k_s\$ es la rigidez del elemento de contacto, y \$\delta\$ es la deformación de los elementos estructurales que chocan entre sí. El problema principal de este modelo con resorte elástico lineal es que no toma en cuenta la disipación de la energía durante el choque (Xue et al., 2016, p. 2).

2.3.2.2 Modelo con resorte (spring) con comportamiento elástico no lineal

El modelo con resorte no lineal, también es conocido como modelo de resorte Hertz, el cual se basa en la mecánica estática de contacto. Este modelo es

eficaz para impactos elásticos sin pérdida de energía por deformación inelástica del área impactada. La fuerza del choque puede considerarse como un resorte no lineal o de rigidez variable entre dos cuerpos que se impactan, y se expresa como (Xue et al., 2016, p. 2):

$$F(t) = \beta \delta^{\frac{3}{2}}(t)$$

Donde β es el parámetro de rigidez del choque, el cual depende de las propiedades del material y la geometría de los cuerpos que se chocan. Goldsmith (1960) describió fórmulas simplificadas para calcular los parámetros de rigidez de impacto para ciertas formas de cuerpo que chocan. (Jankowski et all, 2015, p. 15). Un resorte no-lineal define impacto elástico porque su función de carga y descarga se hace sobre la trayectoria de una curva o sucesión de segmentos rectos de rigidez variable sin disipación de energía elástica. El parámetro de rigidez de impacto para el choque entre dos esferas se puede calcular mediante:

$$\beta = \frac{4}{3\pi(h_1 + h_2)} \sqrt{\frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2}}$$

Donde R_i ($i = 1, 2$) es el radio del cuerpo que choca con la masa m_i , y h_i viene definida por la ecuación (Jankowski et all, 2015, p. 15):

$$h_i = \frac{1 - \mu_i^2}{\pi E_i}$$

Donde μ_i representa la razón de Poisson, y E_i es el módulo de Young del material (Jankowski et all, 2015, p. 15).

Chau y Wei (2001) modelaron el choque entre dos estructuras adosadas utilizando este modelo con resorte no lineal (Hertz), en el cual simplificaron a las estructuras como dos péndulos de un grado de libertad. Los resultados mostraron que la velocidad máxima de los objetos impactados no dependía mucho de los cambios en los parámetros del impacto (h_i , R_i , μ_i) (Xue et all, 2016, pp. 2-3).

Este modelo totalmente elástico, al no tomar en cuenta la disipación de la energía durante el choque debido a deformaciones plásticas, fricción, etc., presenta esta desventaja (Jankowski et al, 2015, p. 15).

2.3.2.3 Modelo con resorte (spring) y amortiguador (damper) de comportamiento lineal

El modelo con resorte y amortiguador de comportamiento lineal, también es conocido como Modelo Kelvin, el cual es un tipo de modelo viscoelástico lineal que permite describir la disipación de la energía durante la deformación del choque, diferencia que no permiten los modelos anteriores con resorte (Xue et al, 2016, p. 3). La fuerza de impacto durante el choque para este modelo está expresada mediante:

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

Donde $\dot{\delta}$ es la velocidad relativa entre los elementos estructurales que chocan, k define la rigidez, y c es un factor de amortiguación del amortiguador. Según Anagnostopoulos (1988,2004) c , no es un parámetro independiente, sino un parámetro que debe calcularse a partir de las masas de los cuerpos que chocan considerando también la rigidez K y el coeficiente de restitución e (Xue et al, 2016, p. 3).

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

Donde ξ es la fricción de amortiguamiento crítico correspondiente al coeficiente de restitución e .

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

Según Goldsmith (1960), Hunt y Crossley (1975) y Marhefka y Orin (1999) una deficiencia del resorte y amortiguador lineal es producir una fuerza de impacto negativo que se puede observar justo antes de la separación, la cual no tiene explicación física. (Jankowski et al, 2015, p. 14). Esta fuerza negativa es debida a que los elementos están activos durante todo el tiempo del período

de restitución. A pesar de esta deficiencia, y debido a su simplicidad, este modelo ha sido utilizado ampliamente y con éxito para el análisis del choque entre estructuras durante un terremoto. Por ejemplo Agarwal, Niedzwecki y Van de Lindt (2007) utilizaron este modelo para investigar la respuesta producida por un terremoto en la parte superior de las columnas de dos edificios adosados con diferentes sistemas de aislamiento en la base. (Xue et all, 2016, p. 3).

2.3.2.4 Modelo con resorte (spring) y amortiguador (damper) de comportamiento no lineal

El modelo con resorte y amortiguador no lineal, es un modelo viscoelástico no lineal, que permite simular con mayor rigurosidad el proceso de disipación de energía (Jankowski et all, 2015, p. 16). La fuerza del impacto durante el choque para este modelo se expresa como:

$$F(t) = \beta \delta^{\frac{3}{2}}(t) + c(t) \dot{\delta}(t) \text{ para } \dot{\delta}(t) > 0 \text{ (período de aproximación)}$$

$$F(t) = \beta \delta^{\frac{3}{2}}(t) \text{ para } \dot{\delta}(t) < 0 \text{ (período de restitución)}$$

Donde β es la rigidez del impacto, y $c(t)$ es el amortiguamiento del elemento de impacto, el cual se puede obtener de la fórmula (Jankowski et all, 2015, p. 16):

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

Donde ξ es la relación entre la amortiguación y el coeficiente de restitución e (Jankowski et all, 2015, p. 17):

$$\xi = \frac{9\sqrt{5}(1 - e^2)}{2e(e(9\pi - 16) + 16)}$$

Jankowski (2008) utilizó este modelo para calcular el impacto de varios pisos de edificios y puentes elevados (Xue et all, 2016, p. 4).

Jankowski y Mahmoud (2015) concluyen, después de comparar los resultados de varios modelos con experimentos, que los modelos con resorte (spring) y amortiguador (damper) de comportamiento lineal y no lineal, son los modelos que dan los errores más pequeños en el análisis historia-tiempo para el impacto entre estructuras. Aunque en el modelo con resorte y amortiguador de comportamiento lineal, se ha observado una fuerza de impacto negativa justo antes de la separación, que no tiene explicación física; los resultados analíticos concuerdan con los experimentales y se intentó superar este pequeño problema con el modelo con resorte y amortiguador de comportamiento lineal modificado, sin obtener una mejor precisión (p. 31).

2.4 Investigaciones sobre estructuras adosadas losa contra columna

Los impactos entre estructuras adosadas losa contra columna son el caso de adosamiento más grave, ya que se produce un incremento crítico en la fuerza cortante de columna.



Figura 9.- Daño de edificio debido al choque

FUENTE: (Arnold, Bertero, Brogan, Canon, Christensen, Cluff, Cole, Hanson, Hays, Leyendecker, Santiago, Singh y Yanev, 1987)

En el terremoto de México del jueves 19 de septiembre de 1985 que afectó la zona centro, sur y occidente de México ha sido el más significativo y mortífero de la historia de ese país. El terremoto de magnitud 8,1 duró un poco más de dos minutos, y ocasionó grandes y millonarios daños en las estructuras, el choque entre estructuras fue una de las causas de grandes daños en las mismas (Temblor en México, s.f.).

En la figura 9 se puede observar el impacto entre dos estructuras adosadas losa contra columna, donde el edificio del lado derecho fue la estructura con mayores daños.



Figura 10.- Colapso parcial en una estructura debido al choque

FUENTE: (Arnold, Bertero, Brogan, Canon, Christensen, Cluff, Cole, Hanson, Hays, Leyendecker, Santiago, Singh y Yanev, 1987)

En la figura 10 se puede observar en colapso parcial de un edificio de oficinas de ocho pisos cerca de las torres de Pino Suárez. La falla fue inducida por el impacto losa contra columna con otra estructura (Arnold, Bertero, Brogan, Canon, Christensen, Cluff, Cole, Hanson, Hays, Leyendecker, Santiago, Singh y Yanev, 1987)

Según Karayannis y Favvata (2005), el problema más importante en el caso del choque entre estructuras de hormigón adosadas losa contra columna es el desarrollo de un estado crítico en la demanda de corte de las columnas que sufren el choque, el daño local de la columna como resultado del choque fue investigado por primera vez en 2005 por estos autores.

Favvata, Naoum y Karayannis (2013) realizaron una investigación utilizando una estructura de hormigón armado de 10 pisos con una altura de entre pisos de 3,20 m para todos los pisos, y una estructura de acero de 10 pisos con una altura entrepisos de 3,9 m para el primer piso y 3,20 m para el resto de pisos. Esta diferencia de alturas se emplea para poder simular un adosamiento losa contra columna. La estructura de hormigón armado fue diseñada de acuerdo con los Eurocódigos 2 y 8, y la estructura de acero fue diseñada de acuerdo con los Eurocódigos 3 y 8. Las masas de ambas estructuras se consideró igual a $M = \frac{G+0,3Q}{g}$; donde G son las cargas gravitacionales y Q las cargas vivas, y el diseño de la fuerza axial es igual a $V = \frac{0,3g}{q}$; donde q es el factor de comportamiento de la estructura.

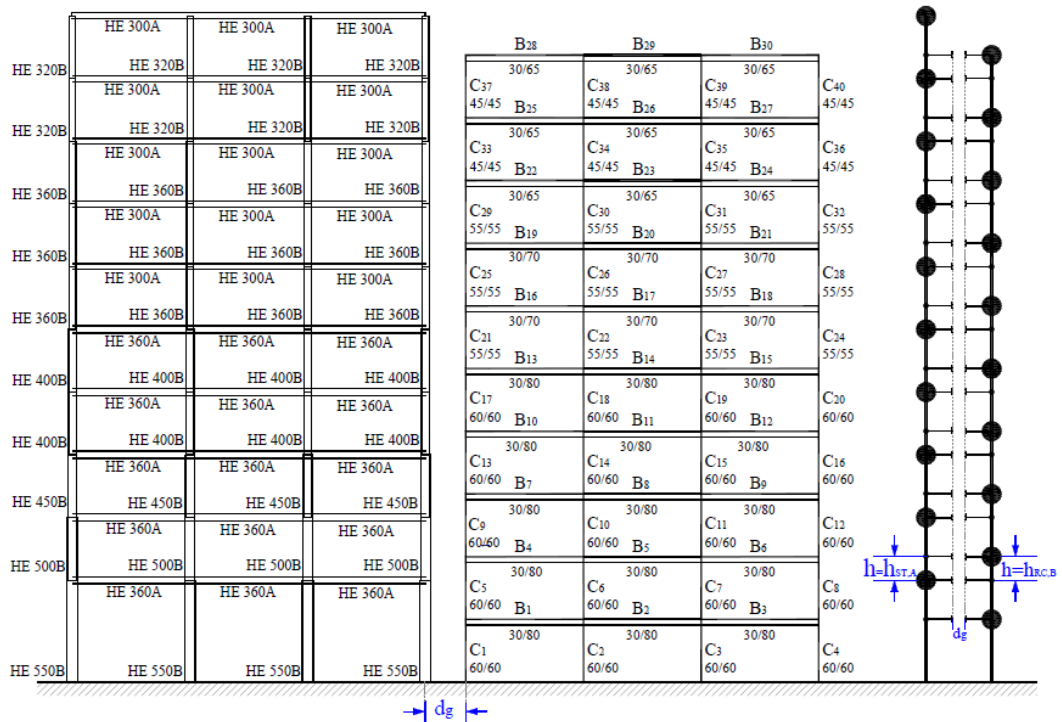


Figura 11.- Estructura de acero de 10 pisos adosada a una estructura de hormigón armado de 10 pisos

FUENTE: (Favvata, Naoum y Karayannis, 2013)

Los sistemas estructurales consisten en vigas y columnas, donde cada estructura fue modelada como un conjunto 2D de elementos no lineales conectados a los nodos, y la masa es agrupada en los nodos. Utilizaron dos tipos de elementos viga-columna (Favvata et al, 2013):

- 1) Un elemento especial de tipo “plasticidad distribuida” que explica la propagación del comportamiento inelástico tanto a través de las secciones transversales como a lo largo de la región deformable de la longitud del elemento y este tipo de elemento especial viga-columna fue empleado en las columnas del modelo de estructura de hormigón armado (Favvata et al, 2013).
- 2) Un modelo de viga-columna que considera el comportamiento inelástico concentrado en “bisagras plásticas” de longitud cero en los extremos del elemento y se emplea en las vigas de la estructura de hormigón armado, y en todos los elementos de la estructura de acero (Favvata et al, 2013).

Favvata et al, (2013), para simular el choque se utilizaron elementos de contacto elástico que se activan sólo cuando los nodos de las dos estructuras entran en contacto. Y los análisis se realizaron empleando incrementos del tiempo del orden 1/10000 segundos con el fin de conseguir una estabilidad numérica y una adecuada respuesta de las estructura debido a los choques de corta duración. Los autores utilizaron el programa de análisis estructural dinámico no lineal Drain-2dx. Para la simulación del sismo se utilizaron 3 registros sísmicos: El Centro 1940 (USA), Bucarest NS 1977 y Bucarest EW 1997 (Rumania). Las aceleraciones máximas de los terremotos seleccionados fueron escaladas para ser iguales a la aceleración de diseño de las estructuras examinadas ($a_{max} = 0,3g$) como se muestra en la figura 12.

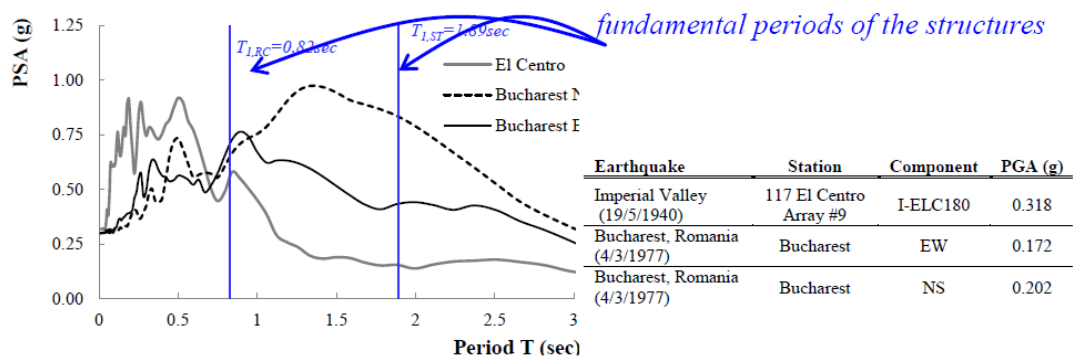


Figura 12.- Espectros de respuestas elástica de los terremotos mencionado

FUENTE: (Favvata et all, 2013)

En las figura 13 (a) se muestra el historia-tiempo de desplazamiento del piso 10 de la estructura de hormigón armado y se compara con los desplazamientos del punto del choque de la estructura de acero. Además se muestra la respuesta del elemento de contacto en términos de historia-tiempo de fuerza axial. Basándose en lo mostrado en esta figura, se puede analizar que las estructuras adosadas en el punto de contacto del piso 10 se chocan varias veces durante el análisis.

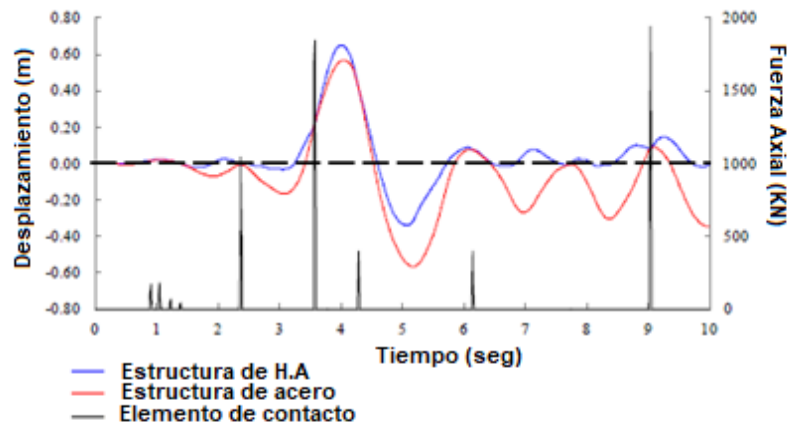
En las figuras 13 (b) y (c) se muestran las respuestas locales de las columnas más críticas del piso 10 de las estructuras adosadas. Los resultados asociados a la fuerza axial y las demandas de flexión de estas columnas se

comparan con las resistencias disponibles (líneas continuas). En la figura 13 (b) se observa que en la columna crítica de la estructura de hormigón armado, los momentos, las fuerzas de corte y fuerzas axiales no exceden las fuerzas de diseño durante el choque. En cambio, en la estructura de acero, las fuerzas resultado del choque pocas veces son superiores a las fuerzas de diseño (resistencia provista).

Para las figuras 14 y 15 la descripción es similar a la figura 13, la diferencia está que el punto de contacto se encuentra en el primero piso y no en el último. Cuando el punto de contacto se encuentra en el primero piso de la estructura de hormigón armado, por lo tanto, se encuentra en la losa de la estructura de hormigón armado que choca con la columna de la estructura de acero.

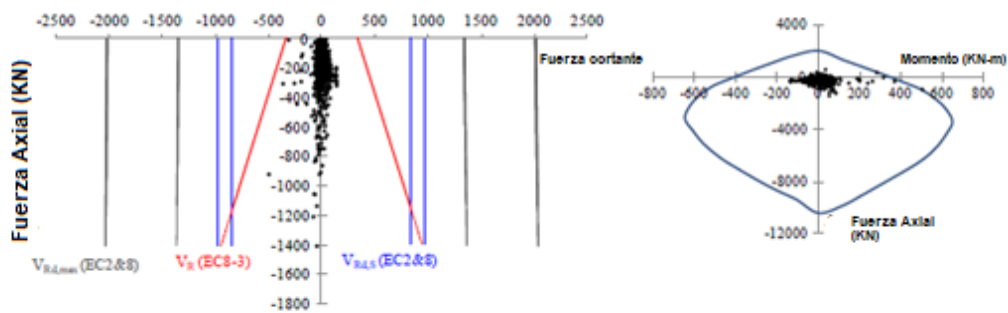
Analizando las figuras 14 (b), (c) y 15 (b), (c), que consideran las respuestas locales de las columnas críticas del punto de contacto del primer piso. Se puede observar que la columna externa de la estructura de hormigón armado durante el choque desarrolló fuerzas de corte que superan los valores admisibles (figuras 14 (b), 15 (b)). Y en las figuras 14 (c) y 15 (c) se observa que la demanda de flexión en la columna crítica de la estructura de acero es superior al valor provisto admisible de resistencia.

Punto de contacto en el piso 10 de la estructura de hormigón armado (vibraciones sísmica Bucarest Rumania NS)



(a) Desplazamiento y fuerza de contacto del historia- tiempo

Columna crítica de la estructura de H.A del piso 10 (vibraciones sísmica Bucarest Rumania NS)



(b) Demandas de corte y flexión y resistencias disponibles de la columna crítica C37 de la estructura de Hormigón Armado

Columna crítica de la estructura de Acero del piso 10 (vibraciones sísmica Bucarest Rumania NS)

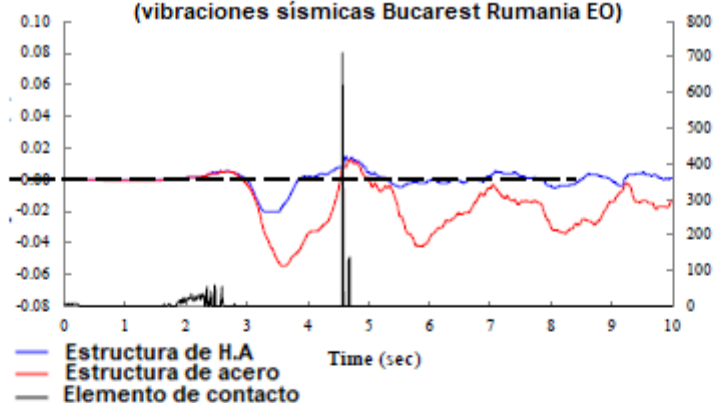


(c) Demandas de corte y flexión y resistencias disponibles de la columna crítica de la estructura de Acero

Figura 13.- Resultados del choque en el punto de contacto del piso superior utilizando el registro sísmico Bucarest NS

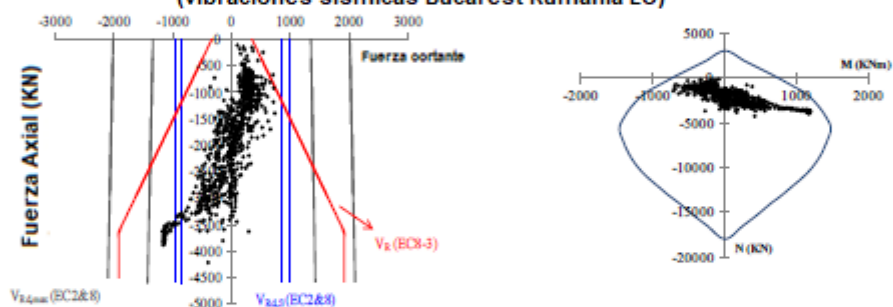
FUENTE: (Favata et all, 2013)

**Punto de contacto en el piso 1 de la estructura de hormigón armado
(vibraciones sísmicas Bucarest Rumania EO)**



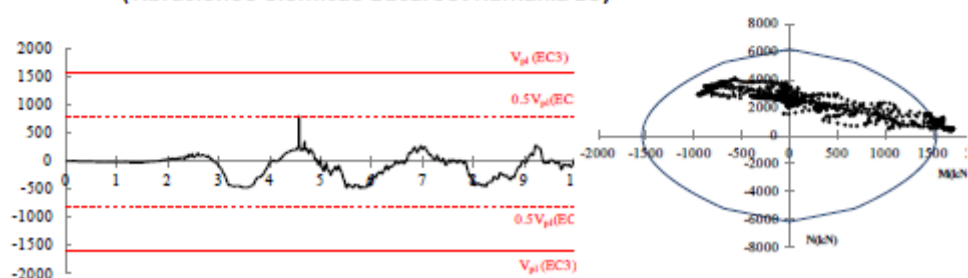
(a) Desplazamiento y fuerza de contacto del historia- tiempo

**Columna crítica de la estructura de H.A del piso 1
(vibraciones sísmicas Bucarest Rumania EO)**



(b) Demandas de corte y flexión y resistencias disponibles de la columna crítica C1 de la estructura de Hormigón Armado

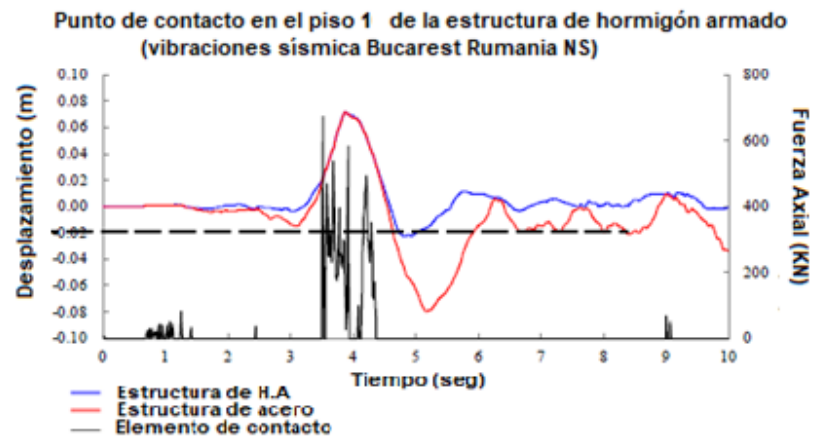
**Columna crítica de la estructura de Acero del piso 1
(vibraciones sísmicas Bucarest Rumania EO)**



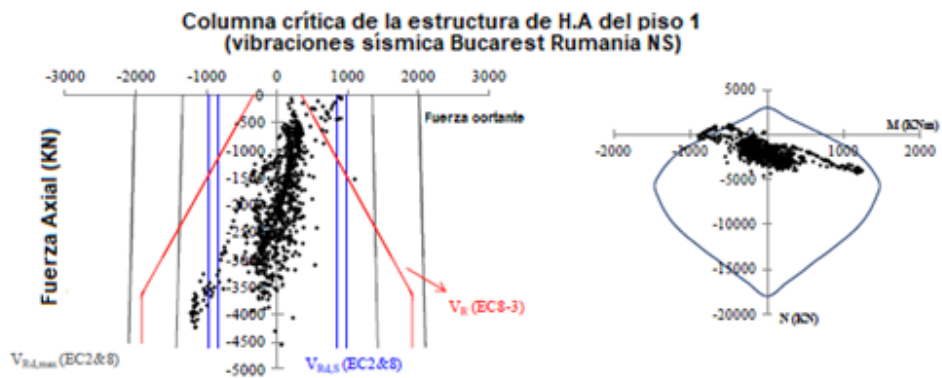
(c) Demandas de corte y flexión y resistencias disponibles de la columna crítica de la estructura de Acero

Figura 14.- Resultados del choque en el punto de contacto del piso inferior utilizando el registro sísmico Bucarest EO

FUENTE: (Favata et all, 2013)



(a) Desplazamiento y fuerza de contacto del historia- tiempo



(b) Demandas de corte y flexión y resistencias disponibles de la columna crítica C 1 de la estructura de Hormigón Armado



(c) Demandas de corte y flexión y resistencias disponibles de la columna crítica de la estructura de Acero

Figura 15.- Resultados del choque en el punto de contacto del piso inferior utilizando el registro sísmico Bucarest NS

FUENTE: (Favata et all, 2013)

En la figura 16, se presentan las curvas de demanda de ductilidad para las columnas externas de la estructura de hormigón armado que chocan con la estructura de acero, los resultados demuestran que las demandas de ductilidad de las columnas que se impactan, dependen del registro sísmico del terremoto. También se observa que del séptimo piso hasta el décimo piso son los más críticos, ya que los valores de la demanda de ductilidad en estas columnas son superiores a los valores de ductilidad admisibles.

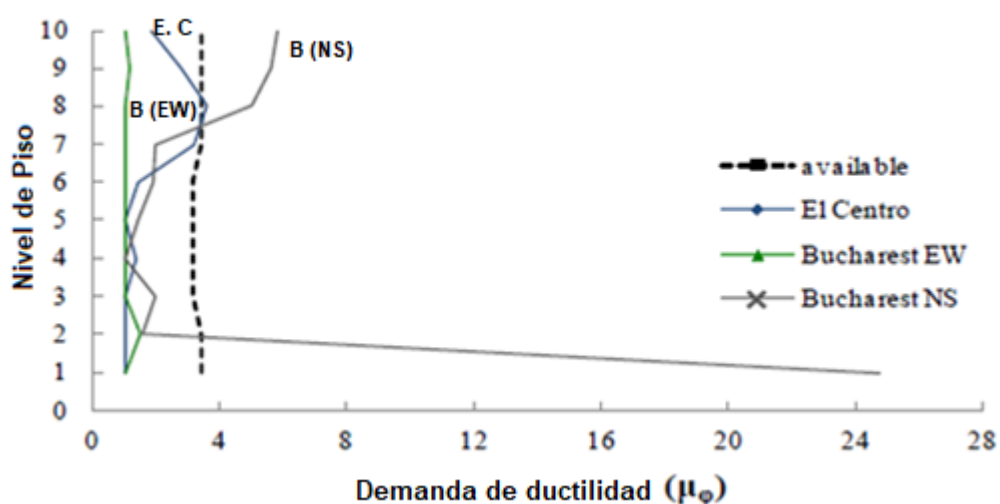


Figura 16.- Demanda de ductilidad máxima de las columnas exteriores de la estructura de hormigón armado

FUENTE: (Favvata et all, 2013)

Después del estudio del choque entre estas dos estructuras, Favvata et all (2013) concluyó que: las fuerzas de corte en la columna externa del primer piso de la estructura de hormigón armado por motivo del choque son mayores a la resistencia admisible. En las columnas de la estructura de hormigón armado de los pisos superiores la demanda de ductilidad son mayores que los valores de ductilidad admisible, en las columnas del primer piso de la estructura de acero las fuerzas de flexión son mayores a la resistencia admisible, y por último, durante el choque la columna exterior del último piso de la estructura de acero falla tanto por flexión como por corte.

2.5 Métodos de mitigación

El impacto entre estructuras adosadas produce un incremento en sus fuerzas internas, y cuando estas fuerzas producto del impacto se incrementan demasiado, el sistema estructural debe ser modificado para reducir dichas fuerzas. Existen varios métodos para mitigar daños en las estructuras, y evitar el colapso de las mismas.

2.5.1 Separación apropiada entre estructuras

El método más sencillo para evitar el impacto entre estructuras es proporcionar una apropiada separación entre las estructuras, esta separación evita que las estructuras se impacten entre sí, sin embargo la limitación de los terrenos, y los altos precios que estos tienen, suelen ser un problema para este método, por lo cual no es una solución fácil de adoptar.

Proveer una separación suficiente entre estructuras ha sido la estrategia comúnmente aceptada y adoptada por los códigos de construcción en todo el mundo. El valor de la distancia de separación entre dos estructuras que sea lo suficientemente grande para evitar el impacto entre ellas, se conoce como “junta de expansión sísmica”. (Warnotte, Stoica, Majewski y Voiculescu, 2007)

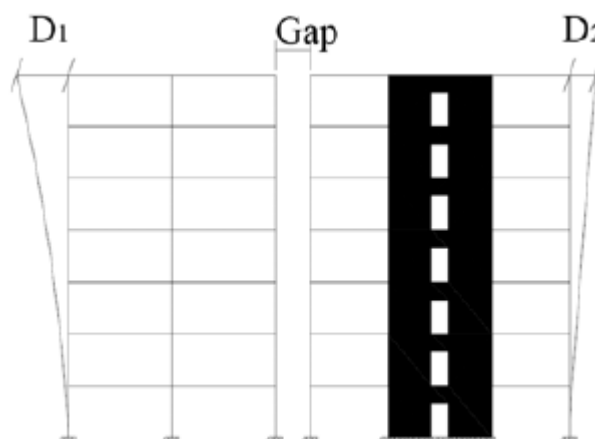


Figura 17.- Junta de expansión sísmica (GAP) entre edificios

FUENTE: (Warnotte, Stoica, Majewski y Voiculescu, 2007)

2.5.2 Elementos de enlace

La conexión entre estructuras adosadas es otro método para evitar el choque entre las mismas, los elementos de enlace rígidos, y algunos elementos viscoelásticos se pueden utilizar para mitigar los daños (Jankowski et al, 2015).

Kasai, Jeng, Patel, Munshi y Maison (1992) usaron amortiguadores viscoelásticos con el propósito para conectar los edificios adosados con insuficiente separación y mitigar los daños por el choque (Jankowski et al, 2015).

Como elementos de enlace, se puede utilizar elementos con resorte y amortiguador en los niveles más críticos de las estructuras, y la eficiencia de estos elementos de enlace depende de la rigidez del resorte y la fracción del amortiguamiento crítico del amortiguador, para de esta forma mitigar los daños de las estructuras producto del choque entre ellas.

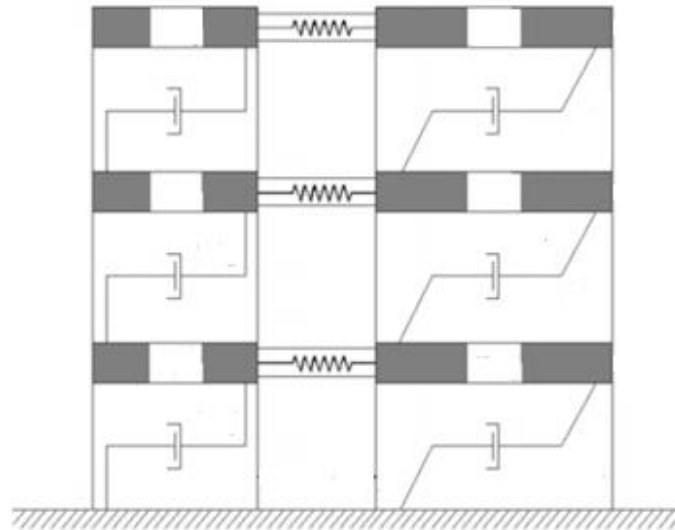


Figura 18.- Modelo usando elementos con resorte

FUENTE: (Jankowski et al, 2015)

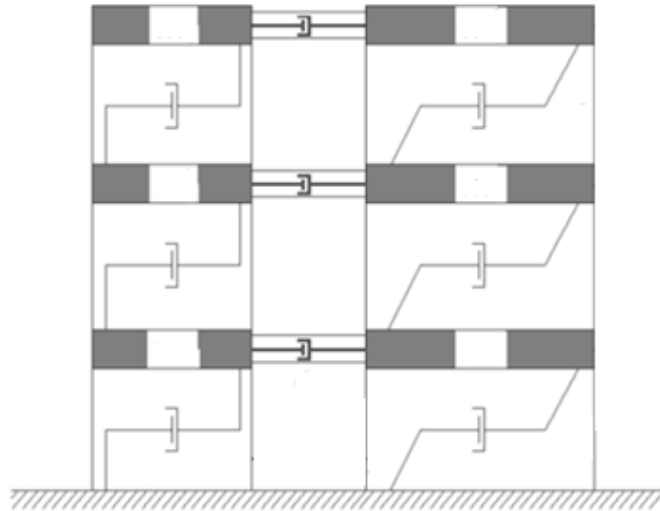


Figura 19.- Modelo usando elementos con amortiguador

FUENTE: (Jankowski et all, 2015)

2.5.3 Materiales disipadores de energía

Otro método para reducir los efectos del choque cuando existen distancias pequeñas de separación, sería llenar ese espacio con un material especial para disipar energía, como almohadillas de gomas. Estos elementos disipadores de energía deben ser diseñados para reducir las aceleraciones y fuerzas internas del choque. (Warnotte et all, 2007)

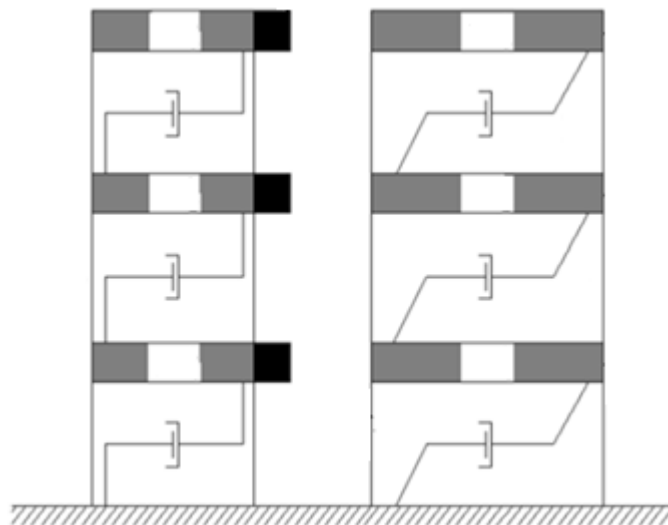


Figura 20.- Modelo usando materiales disipadores de energía

FUENTE: (Jankowski et all, 2015)

2.5.4 Incrementar la rigidez de las estructuras

Dado que la separación entre dos estructuras normalmente no puede ampliarse, el incremento de rigidez de uno o ambos edificios puede reducir las deformaciones sísmicas con lo cual puede evitar el choque entre los edificios. (Warnotte et al, 2007)

Divyashree, Bhavyashree y Siddappa (2014) propone que en el caso de edificios, una de las formas posibles para aumentar la rigidez estructural es añadir muros para contrarrestar el corte en los edificios, y Malhotra, Carson, Gopal, Braimah, Di Giovanni y Pall (2004) propone como otra solución para mejorar la rigidez del edificio, la de añadir un sistema de arriostramiento. (Jankowski et al, 2015)

CAPÍTULO 3: DATOS PARA EL MODELAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS AISLADAS Y ADOSADAS

Para el presente Trabajo de Titulación se estudió la forma de impacto entre estructuras con contacto tipo losa-losa. Este es el caso más benigno de impacto, y considerando diferentes criterios pueden mitigarse los daños. Se ha observado en varios terremotos como el de México 1985, Taiwán 1999, Ecuador 2016, el colapso de muchas más estructuras con contacto losa-columna que de aquellas con contacto losa-losa. Por tal motivo, el contacto losa-columna no debería ser permitido por ordenanzas municipales, mientras que el contacto losa-losa podría permitirse previo su análisis y estudio justificado individualizado.

Con la finalidad de producir un aporte a la normativa de construcciones que permita el adosamiento losa-losa, se estudian los resultados del análisis estructural de 10 modelos de pórticos 2D. Cada modelo consta de dos pórticos o estructuras, los cuales se analizan tanto como estructuras aisladas, y estructuras adosadas losa-losa. La estructura 1 se mantiene en todos los análisis sin alteración, y la estructura 2 aumenta su altura cada dos pisos desde 2 hasta alcanzar 20 pisos para dar origen a los diez modelos analizados.

3.1 Especificaciones Técnicas

Las estructuras han sido modeladas y diseñadas con los siguientes criterios:

- Estructuras de hormigón armado de pórticos sin muros, sin excentricidades de masas y efectos de torsión en planta (simetría), modelándose la respuesta traslacional mediante un pórtico 2D que porta al corte sísmico tributario correspondiente a una estructura 3D.
- El esfuerzo de diseño a la compresión del hormigón es 280 kg/cm^2 ($f'c$).
- La fluencia de la varillas de acero corrugado es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Se modelan estructuras con diafragma rígido de piso. Se asume, por la rigidez del diafragma que el impacto losa a losa distribuye la energía

de manera homogénea a los elementos de un piso de manera proporcional a sus rigideces

- Se usan columnas cuadradas en todos los pisos.
- La altura entrepiso de todas las estructuras es de 3m, y las luces de 6m a centro de columnas.
- Todos los elementos estructurales con sus masas y rigideces fueron dimensionados para que los pórticos planos tengan período fundamental equivalente a la ecuación de NEC-2015 $T_a = C_t * hn^\alpha$, que caracteriza a las estructuras o pórticos de hormigón armado sin muros.
- El adosamiento de las estructuras se ha modelado con elementos vínculo del tipo link-gap, el cual nos permite simular que las estructuras adosadas se contactan cuando derivan con sentido convergente y se separan libremente cuando derivan con sentido divergente.

3.2 Dimensionamiento

Para el dimensionamiento se asumieron masas y rigideces, a fin de que el período fundamental de la estructura corresponda al período calculado con la ecuación $T_a = C_t * hn^\alpha$

Donde C_t y α son coeficientes que dependen del tipo de sistema estructural, para este caso Pórticos Especiales de Hormigón Armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras (NEC-2015).

Tabla 1.- Coeficientes C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<u>Pórticos especiales de hormigón armado</u>		
<u>Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras</u>	<u>0.055</u>	<u>0.9</u>
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

FUENTE: (NEC-2015)

Siendo:

$$C_t = 0,055$$

$$\alpha = 0,9$$

Entonces

$$T_a = 0,055 * hn^{0,9}$$

Donde la única variable es la altura total de la estructura. Para todos los modelos primero se predimensionó y luego al verificar el período resultante del programa SAP2000 se modificó las dimensiones de sus elementos estructurales para producir $T_{\text{modelo}} \cong T_a$ NEC15 que da como resultado estructuras de varios grados de libertad con período fundamental de vibración semejante al promedio de las estructuras construidas caracterizadas por T_a .

Las masas son modeladas como correspondientes a un peso sísmico $D + 0,25L$ que equivale a un peso de 19,5 toneladas tributario sobre cada piso en cada pórtico, con un ancho tributario por cada pórtico igual 4 m. Una vez definidas las masas de cada piso, las rigideces se calibran para producir el período de la fórmula de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015)

Los elementos estructurales se proyectan y analizan con rigideces agrietadas, siendo:

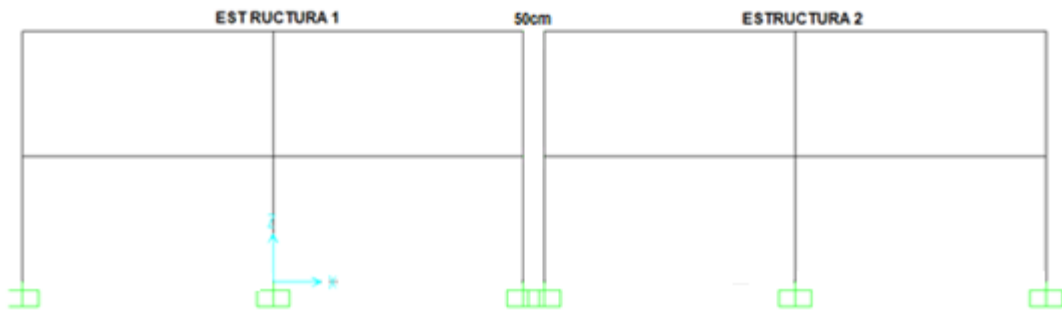
$$\frac{0,8 I_{g \text{ col}}}{h_c} \quad (\text{en columnas})$$

$$\frac{0,5 I_{g \text{ viga}}}{l_n} \quad (\text{en vigas})$$

En los pórticos, se definen columnas robustas que son mucho más rígidas que las vigas; lo que favorece el diseño de mecanismos de columna fuerte-viga débil (alta ductilidad) el diseño de columnas con baja cuantía de acero o cuantía mínima de acero 1%.

Se tiene que la rigidez de las columnas $k_c = (4\sim 8)k_v$ es de 4 a 8 veces la rigidez de las vigas.

a) Modelo 1 aislado



b) Modelo 1 adosado

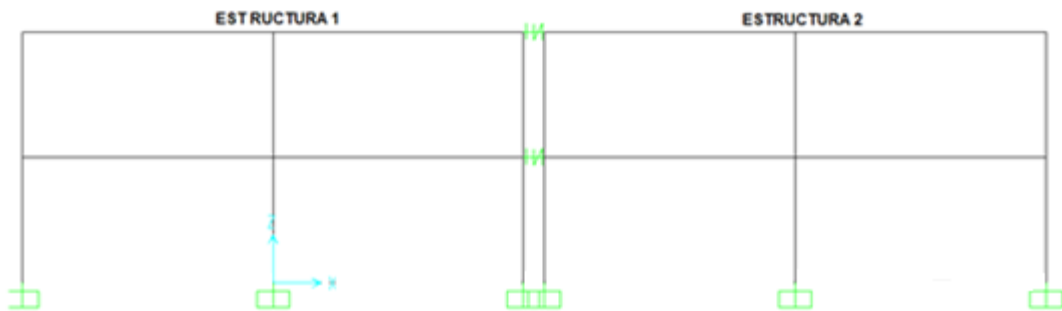


Figura 21.- Modelo 1

FUENTE: AUTOR

En la figura 21 se muestra el Modelo 1 donde la estructura 1 y la estructura 2 constan de 2 pisos de altura cada una. En la figura 22 se muestra el Modelo 10 donde la estructura 1 se mantiene con 2 pisos y la estructura 2 llega a 20 pisos. En las tablas 2 y 3 se muestran las dimensiones usadas para los modelos mencionados.

Tabla 2.- Dimensiones del modelo 1

PISO	DIMENSIONES			
	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2	
	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)
1° Piso	25x60	60x60	25x60	60x60
2° Piso	25x60	50x50	25x60	50x50

FUENTE: AUTOR

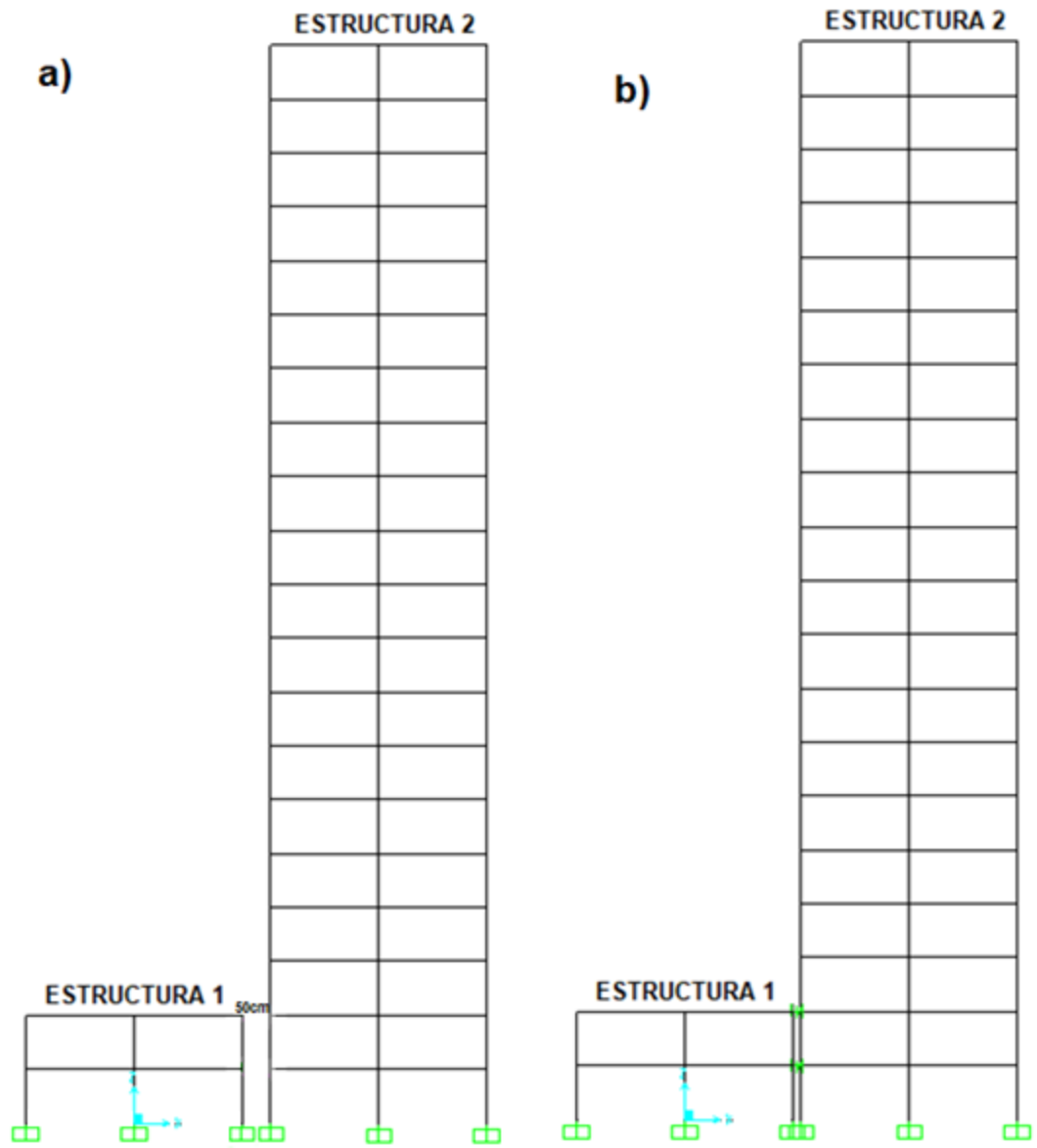


Figura 22.- Modelo 10. a) Estructuras aisladas b) Estructuras adosadas

FUENTE: AUTOR

Tabla 3.- Dimensiones del modelo 10

PISO	DIMENSIONES			
	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2	
	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)
1° Piso	25x60	60x60	40x75	150x150
2° Piso	25x60	50x50	40x75	145x145
3° Piso			40x75	140x140
4° Piso			40x75	135x135
5° Piso			40x75	130x130
6° Piso			40x75	125x125
7° Piso			40x75	120x120
8° Piso			40x75	115x115
9° Piso			40x75	110x110
10° Piso			40x75	105x105
11° Piso			40x75	100x100
12° Piso			40x60	95x95
13° Piso			40x60	90x90
14° Piso			40x60	85x85
15° Piso			40x60	75x75
16° Piso			40x60	65x65
17° Piso			40x60	55x55
18° Piso			40x60	50x50
19° Piso			40x60	45x45
20° Piso			40x60	45x45

FUENTE: AUTOR

El detalle de las dimensiones de todos los 10 modelos se presenta en el Anexo 1.

3.3 Modelamiento de Cargas Permanentes y Masas Sísmicas

Se considera que las masas tributarias de cada pórtico y losa resultan de una carga permanente que fluye por las columnas. La carga muerta (D) y la carga viva (L) de cada piso, y las masas utilizadas en el análisis modal dinámico; se obtienen considerando un ancho tributario o de influencia de 4 metros sobre cada pórtico.

Se definió tanto las cargas permanentes P_D , P_L sobre cada columna como masa sísmica $(\frac{W_D+0,25W_L}{g})$ de cada piso, a partir de las siguientes cargas permanentes: $W_D = 0,75 \text{ ton/m}^2$ (carga muerta), que incluye el peso de vigas y columnas, la losa y los acabados arquitectónicos e instalaciones. Internamente, SAP2000 calcula el peso propio de los elementos (vigas y columnas) W_{pp} (peso propio) y el resto de la carga se ingresa como dato de carga muerta superpuesta W_{CM} siendo $W_D = W_{pp} + W_{CM}$. La carga viva se definió como $W_L = 0,25 \text{ ton/m}^2$.

Teniéndose que al considerar un ancho tributario de 4 metros para cada pórtico:

$$D = 0,75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 4\text{m}$$

$$D = 3 \frac{\text{ton}}{\text{m}} (\text{carga por metro lineal de pórtico y por cada piso})$$

Con 6 metros de luz a centro de columnas.

$$D = 3 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 6\text{m}$$

$$D = 18\text{ton} \left(\begin{array}{l} \text{La carga muerta permanente por piso} \\ \text{y sobre una columna interior} \end{array} \right)$$

Para la carga viva considerando los 4 metros como ancho de influencia y 6 metros de luz a centro de columnas.

$$L = 0,25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 4\text{m} * 6\text{m}$$

$$L = 6\text{ton} (\text{La carga viva permanente por piso y sobre una columna interior})$$

Considerando que aproximadamente la mitad de las cargas gravitacionales que fluyen en columnas interiores fluyen por las columnas exteriores, se tiene:

$$P_{1,2D+L} = 0,5(1,2(18\text{ton}) + 6\text{ton})$$

$$P_{1,2D+L} = 13,8\text{ton} (\text{Carga axial factorada permanente}$$

sobre columna exterior y por cada piso)

La masa sísmica por cada piso se definió a partir del peso sísmico:

$$W = D + 0,25L$$

$$W = 19,5\text{ton (por cada columna interior y en cada piso)}$$

$$W = 3(19,5\text{ton})$$

$$W = 58,8\text{ton (por cada piso con 2 columnas interiores}$$

y 2 columnas exteriores)

3.4 Combinaciones de Carga 1,2D + L ± E

La carga permanente 1,2D + L se combina algebraicamente con la Carga Sísmica ±E obtenidas de los diferentes modelos.

Esta carga permanente 1,2D + L de 13,8 toneladas por columna exterior y por piso, se mantendrá constante para todos los 10 modelos de análisis. A esta carga se le sumará o restará la carga sísmica (1,2D+L±E) para el estudio de los efectos combinados de carga de gravedad y cargas sísmicas.

3.5 Análisis historia – tiempo

Para los análisis historia tiempo se usan 4 registros sísmicos correspondientes al Terremoto de Pedernales, Ecuador del 16 de abril del 2016. Estos registros sísmicos corresponden a 4 sitios diferentes del Ecuador y fueron normalizados para una aceleración máxima equivalente al 10% de la aceleración de la gravedad. Cada registro corresponde a un tipo de suelo característico de la norma NEC-15: Tipos B, C, D y E.

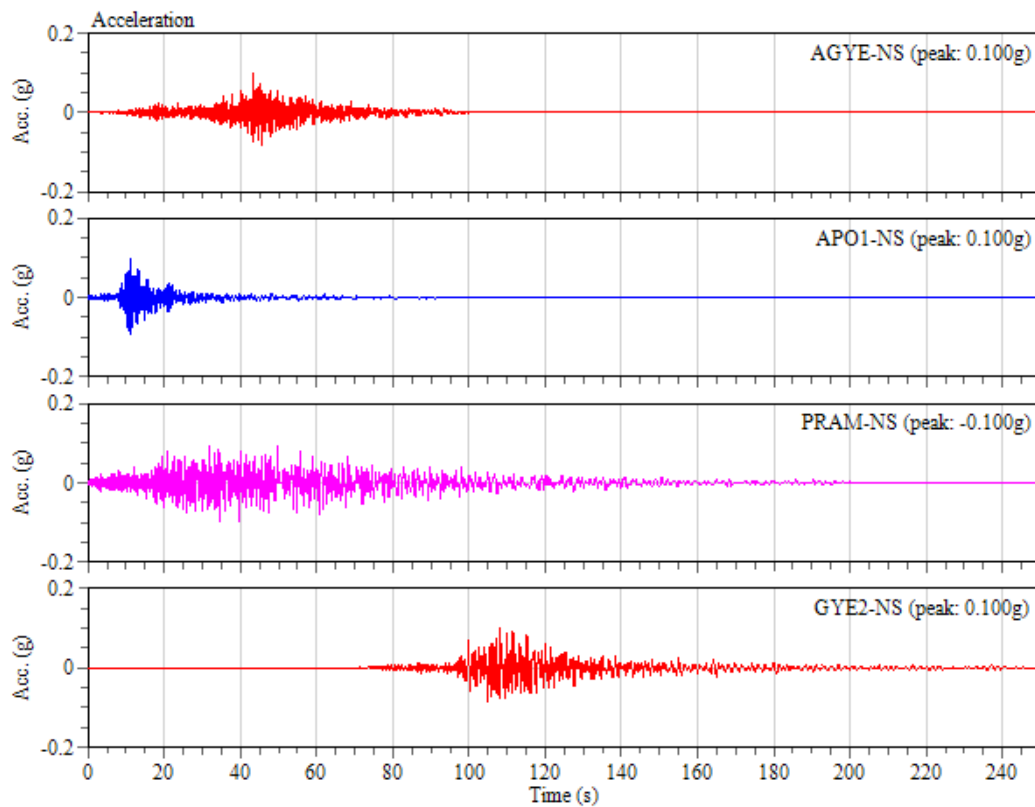
Los 4 registros sísmicos se detallan a continuación:

- **AGYE Componente NS:** Registro sísmico ubicado en la parroquia Pascuales de la ciudad de Guayaquil sobre suelo tipo B. Su aceleración máxima del registro es 23,04 cm/s²; por lo que su factor de normalización es 4,26.
- **APO1 Componente NS:** Registro sísmico ubicado en la ciudad de Portoviejo sobre suelo tipo C, su aceleración máxima registrada es de 373,08 cm/s², y su factor de normalización es 0,26.

- **PRAM Componente NS:** Registro sísmico del sector cercano al antiguo Aeropuerto de la ciudad de Quito sobre suelo tipo D, su aceleración máxima del registro es de 22,89 cm/s², y su factor de normalización es 4,28.
- **GYE2 Componente NS:** Registro sísmico ubicado en el estadio Ramón Unamuno en la ciudad de Guayaquil sobre suelo tipo E, su aceleración máxima registrada es de 95,53 cm/s², por lo cual su factor de normalización es 1,03.

En la figura 23 se presenta la historia-tiempo de las aceleraciones normalizadas de estos 4 registros sísmicos.

En las figuras 24, 25 y 26 se muestra los Espectros de Respuesta de Desplazamientos y Aceleraciones de dichos registros.



Los datos de los acelerógrafos son de acceso gratuito a las instituciones públicas y educativas, para su empleo con propósitos académicos, investigativos o de mitigación de desastres.

En caso de usar estos datos en una publicación, informe o estudio utilizando la información entregada por parte del IG – EPN, se solicita utilizar la siguiente referencia, que explica el contexto de donde y como se obtuvieron los datos. Por ejemplo si se utilizan los datos del sismo principal del 16 de abril del 2016, se solicita hacer referencia al siguiente artículo donde se explican el contexto de dónde y cómo se obtuvieron los datos.

*Singaicho J. C., Laurendeau A., Viracucha C., Ruiz M., 2016. Observaciones del sismo del 16 de Abril de 2016 de magnitud Mw 7.8, Intensidades y Aceleraciones. Sometido a la Revista Politécnica.

Figura 23.- Acelerogramas Componente Norte – Sur, Sismo de Pedernales, Ecuador (16/04/2016), Estaciones AGYE (Pascuales), APO1 (Portoviejo), PRAM (Quito), GYE2 (Guayaquil) Registros Normalizados para Aceleración Máxima del Terreno igual a 0.1g

FUENTE: Información suministrada por el tutor de este Trabajo de Grado

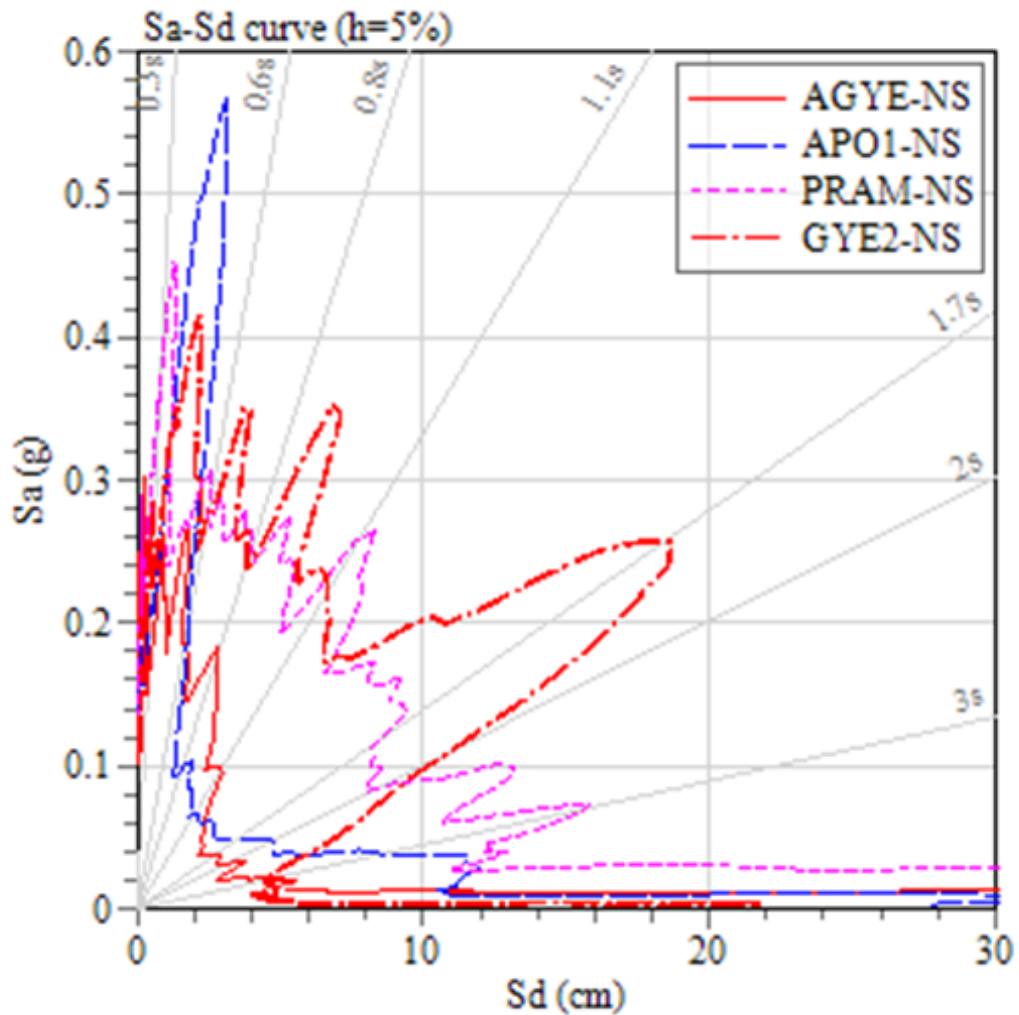


Figura 24.- Espectro de Respuesta Aceleración – Desplazamientos, Sismo de Pedernales, Ecuador (16/04/2016), Componente NS de las Estaciones AGYE, APO1, PRAM, GYE2 Registros Normalizados para Aceleración Máxima del Terreno igual a 0.1g

FUENTE: Información suministrada por el tutor de este Trabajo de Grado

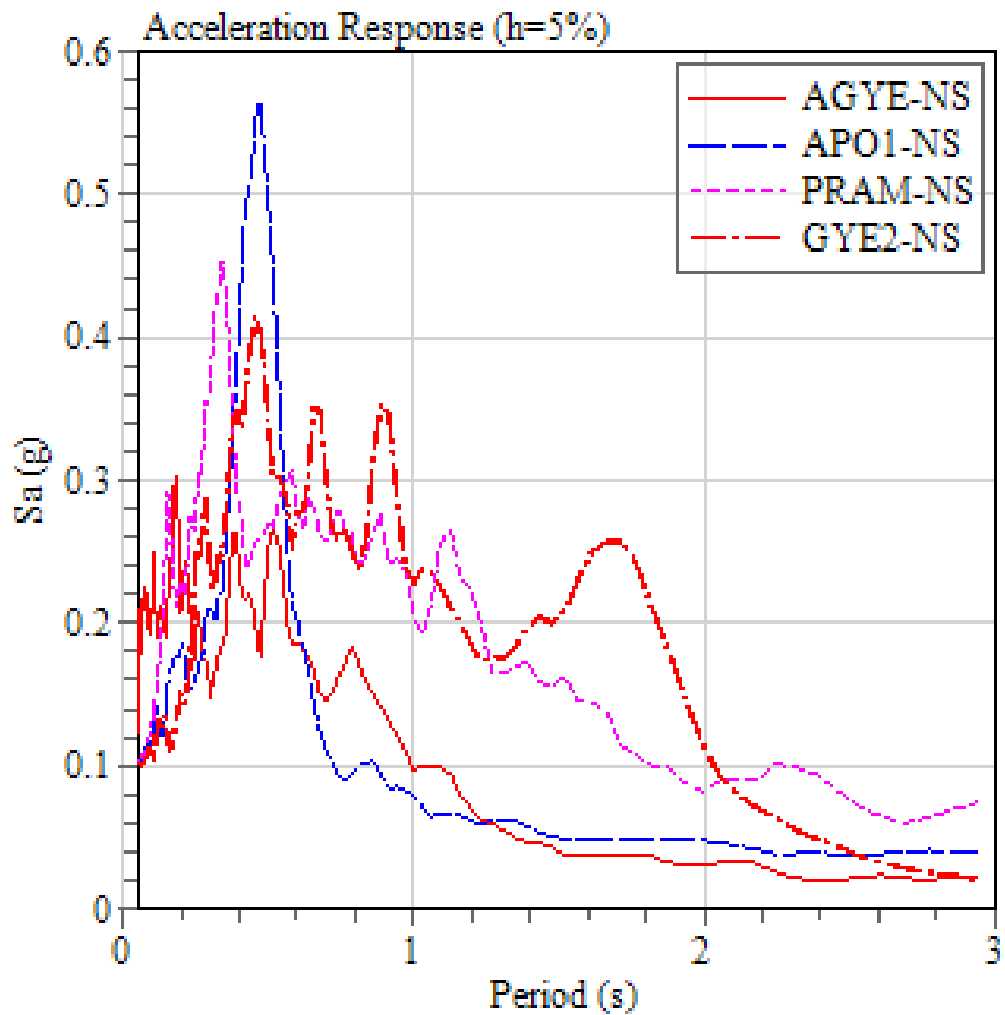


Figura 25.- Espectro de Respuesta de Aceleración, Sismo de Pedernales, Ecuador (16/04/2016), Componente NS de las Estaciones AGYE, APO1, PRAM, GYE2 Registros Normalizados para Aceleración Máxima del Terreno igual a 0.1g

FUENTE: Información suministrada por el tutor de este Trabajo de Grado

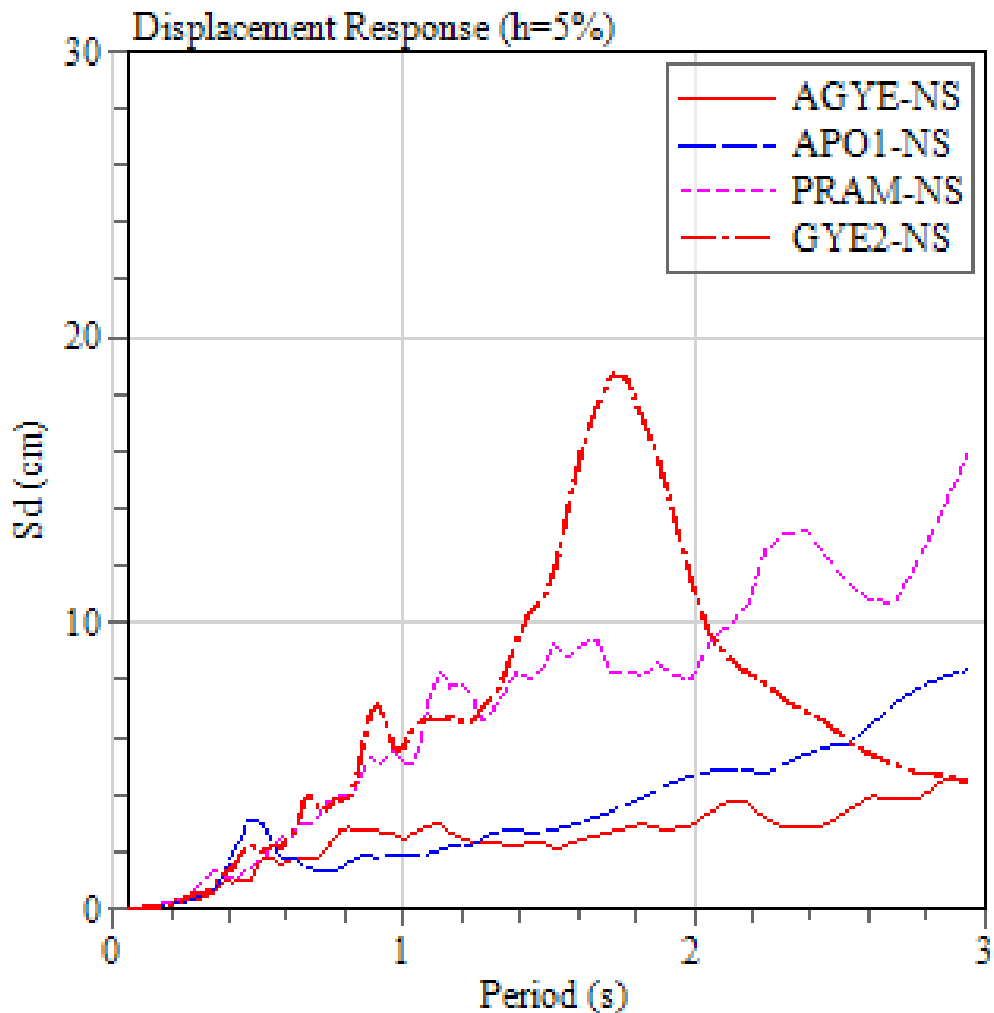


Figura 26.- Espectro de Respuesta de Desplazamientos, Sismo de Pedernales, Ecuador (16/04/2016), Componente NS de las Estaciones AGYE, APO1, PRAM, GYE2 Registros Normalizados para Aceleración Máxima del Terreno igual a 0.1g.

FUENTE: Información suministrada por el tutor de este Trabajo de Grado

3.6 Elemento vínculo

Las estructuras fueron modeladas con el programa SAP2000 versión 14. Para simular el adosamiento entre las 2 estructuras se utilizó un elemento vínculo tipo link-gap, el cual es un elemento tipo resorte no lineal, que como ventaja tiene la inclusión de una junta (GAP) que permite evitar el impacto o contacto entre las estructuras cuando la suma de los desplazamientos absolutos de las estructuras es menor al ancho proyectado para la junta. Así mismo, cuando

las estructuras tienen desplazamientos divergentes, o cuando sus desplazamientos convergen, pero su suma es menor al ancho o separación proyectado para la junta, las estructuras no se contactan o impactan.

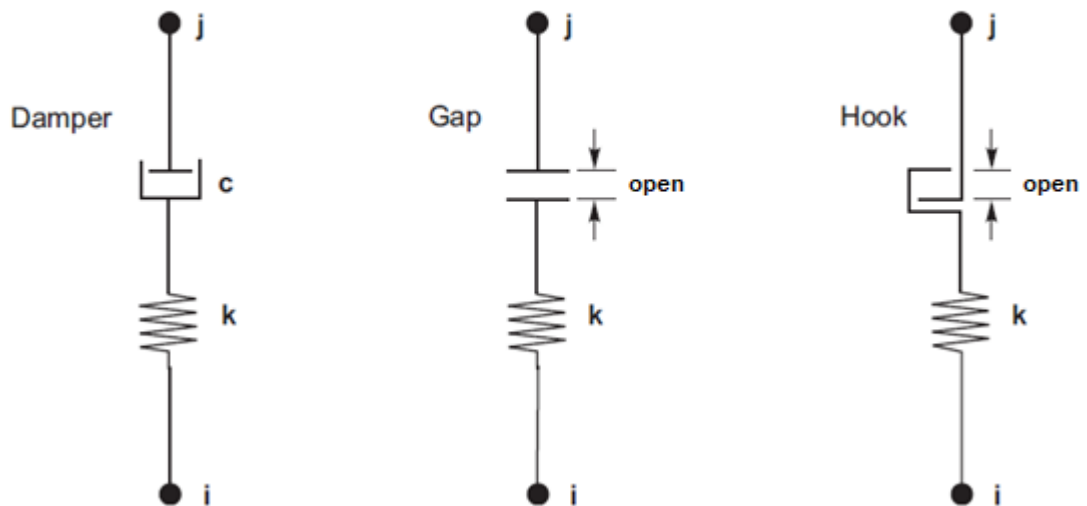


Figura 27.- Elementos vínculos del programa SAP2000

FUENTE: (Computers and Structures Inc, 2011)

Existen 2 parámetros claves para el funcionamiento correcto de este elemento vínculo, estos son: su rigidez y el ancho de la junta (open).

El ancho de la junta es la separación entre las estructuras. Si esta abertura es demasiado grande, las estructuras no impactan y trabajan como estructuras aisladas. Si por el contrario, se considera que el ancho de la junta es cero (open=0) las estructuras están adosadas y se modela el impacto entre las estructuras cada instante que los desplazamientos de las estructuras son convergentes. Si los desplazamientos de las estructuras durante su historia-tiempo de un sismo son divergentes (estructuras que se alejan una de otra), entonces las estructuras no se contactan y la junta no se abre.

En todos los modelos analizados, se estudió el caso más crítico, esto es el de tener un par de estructuras adosadas con ancho de junta "open=0".

Computers and Structures Inc (2011), recomienda que la rigidez del elemento Link-Gap sea igual o 3 veces mayor que la rigidez de los elementos que vincula.

CAPÍTULO 4: RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS MODELOS SAP2000 COMO ESTRUCTURAS AISLADAS Y ESTRUCTURAS ADOSADAS LOSA-LOSA

Se utiliza el programa SAP2000 para el análisis de las estructuras con vibración aisladas sin impacto y estructuras con vibración adosada e impacto losa contra losa entre estructuras. En todos los modelos se estudió con detalle 8 secciones críticas de 4 elementos adyacentes a la junta (ver figura 28).

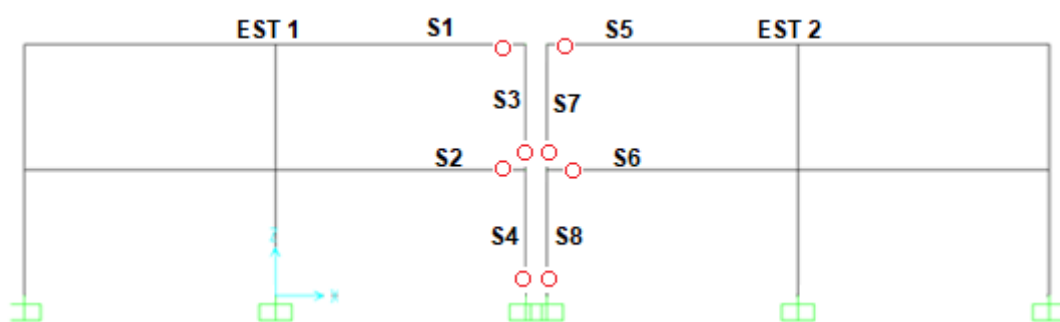


Figura 28.- Puntos de contactos que se analizaron

FUENTE: AUTOR

Donde:

- S1: Sección derecha de la viga del segundo piso de la estructura 1.
- S2: Sección derecha de la viga del primer piso de la estructura 1.
- S3: Sección inferior de la columna del segundo piso de la estructura 1.
- S4: Sección inferior de la columna del primero piso de la estructura 1.
- S5: Sección izquierda de la viga del segundo piso de la estructura 2.
- S6: Sección izquierda de la viga del primer piso de la estructura 2.
- S7: Sección inferior de la columna del segundo piso de la estructura 2.
- S8: Sección inferior de la columna del primero piso de la estructura 2.

Todas las estructuras se modelaron con diafragma rígido y por esta razón los elementos estructurales exteriores tanto los adyacentes, como los alejados de la junta son más solicitados que los centrales. Se seleccionan los elementos exteriores de la zona de contacto donde se tiene esfuerzos críticos.

En estas 8 secciones de los elementos se estudian las fuerzas internas cuales son: la fuerza axial, la fuerza cortante y el momento flector. Se analiza tanto el comportamiento de las estructuras aisladas como el de las estructuras adosadas losa-losa. Es decir, se realizaron los 2 tipos de análisis con cada uno de los 10 modelos, y posteriormente se compara las variaciones de esas fuerzas entre los comportamientos con adosamiento y sin adosamiento.

Se obtuvieron resultados de las fuerzas internas para 4 tipos característicos de suelo B, C, D y E, con los 4 registros sísmicos normalizados para 0,1g. Por lo tanto se tiene un total de 40 análisis para cada tipo (con o sin adosamiento).

Load Case Data - Nonlinear Modal History (FNA)

Load Case Name: POUNDING [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Modal History []

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear

Time History Type:

- Modal
- Direct Integration

Time History Motion Type:

- Transient
- Periodic

Modal Load Case:

- Use Modes from Case: MODAL-RITZ []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	AGYE-NS	4,26

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:

- Number of Output Time Steps: 30000
- Output Time Step Size: 0,01

Other Parameters:

- Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 29.- Ingreso de datos de Caso de Carga sísmica con el factor de normalización correspondiente a cada registro sísmico

FUENTE: AUTOR

Una vez obtenidos todos los resultados, se tabularon para hacer la comparación del comportamiento entre estructuras con vibración aislada sin contacto y estructuras con vibración adosada y contacto losa contra losa.

4.1 Resultados de los modelos con vibración aislada sin contacto

Dado que las estructuras no se contactan al desplazarse, los resultados de los modelos con vibración aislada, no incorpora los efectos de acoplamiento dinámico entre las Estructuras 1 y 2.

En la Tabla 1 y 2 se muestran los resultados del Modelo 1 y Modelo 10 para la historia-tiempo GYE2 NS (suelo tipo E característico de la ciudad de Guayaquil). Los valores mostrados en las tablas no incluye los efectos de las cargas permanentes (1,2D + L) sólo la carga sísmica $\pm E$.

Los resultados de todos los 10 modelos analizados para los 4 tipos de suelo de la historia-tiempo consideradas se presentan en el Anexo 2.

4.1.1 Modelo 1

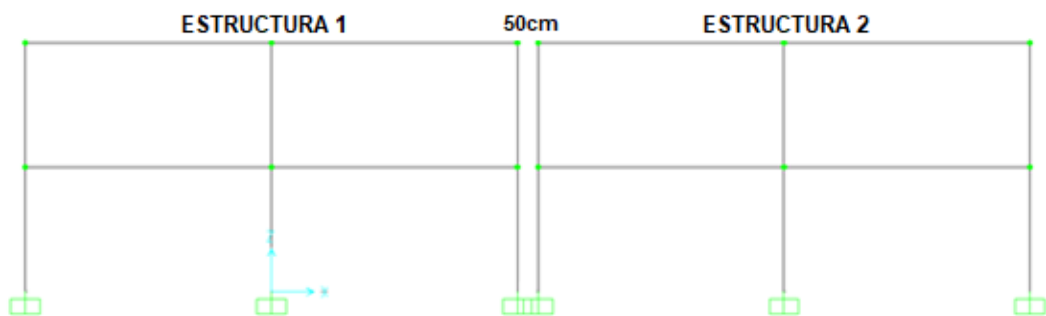


Figura 30.- Diafragmas rígidos del Modelo 1 con comportamiento aislado

FUENTE: AUTOR

El modelo 1 contempla una separación $open = 50\text{cm}$ entre estructuras, para que estas funcionen con comportamiento aislado sin impacto. Todos los pisos tienen diafragmas rígidos como se muestran en la figura 30.

Del programa SAP2000 se obtuvieron las siguientes fuerzas internas para con estructuras comportamiento aislada.}

En la tabla 4 se muestran todas las fuerzas internas que se analizaran, y se consideró el suelo tipo E, ya que es el suelo característico de la ciudad de Guayaquil.

En la Tabla 4 las fuerzas obtenidas son de origen sísmico, sin componente de cargas gravitacionales las que se incorporarán más adelante.

Tabla 4.- Fuerzas internas críticas de la historia-tiempo de respuesta del Modelo 1, estructuras aisladas, Suelo Tipo E

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
E	Pt (ton)	0	0	1,391	3,000	0	0	1,391	3,000
	Pc (ton)	0	0	1,419	3,073	0	0	1,419	3,073
	V2-2 (+) (ton)	1,390	1,607	2,865	5,100	1,390	1,607	2,865	5,100
	V2-2 (-) (ton)	1,418	1,652	2,828	4,899	1,418	1,652	2,828	4,899
	M3-3 (+) (ton-m)	4,384	4,894	4,167	14,390	4,471	5,033	4,167	14,390
	M3-3 (-) (ton-m)	4,471	5,033	4,099	13,901	4,384	4,894	4,099	13,901

FUENTE: AUTOR

4.1.2 Modelo 10

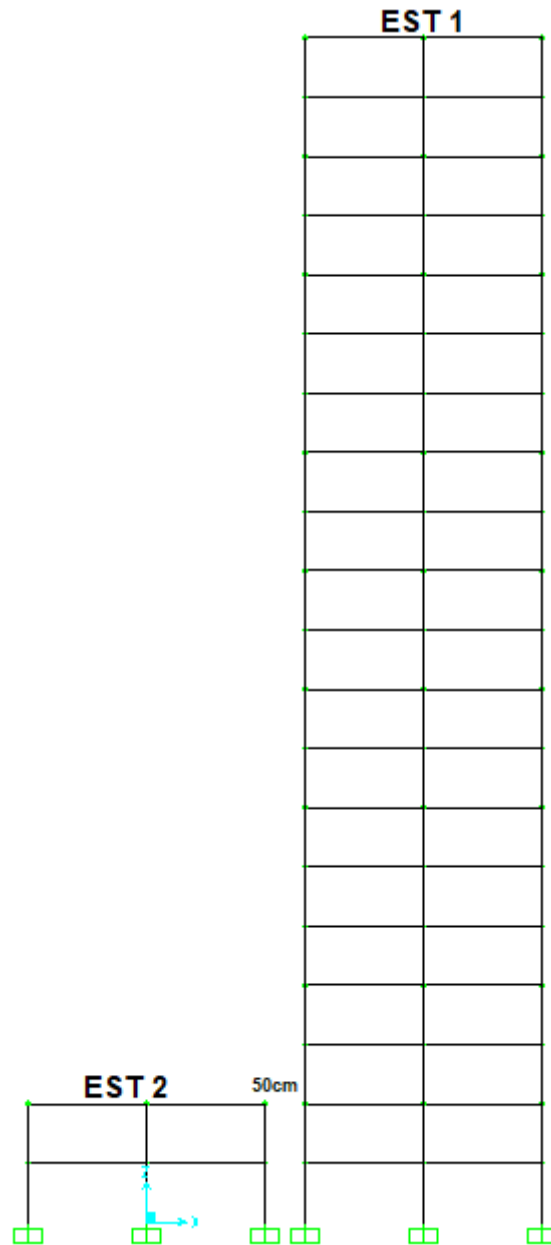


Figura 31.- Modelo 10 con comportamiento aislado

FUENTE: AUTOR

Todos los modelos, como el modelo 10 de la figura 31, se modelan separados $open = 50\text{cm}$ para que no exista impacto entre las estructuras. Las dos estructuras tienen sus pisos modelados con diafragmas rígidos.

Con SAP2000 se obtuvieron las fuerzas internas en las 8 secciones objeto de estudio.

En la tabla 5 se muestran todas las fuerzas internas del modelo 10 con comportamiento aislado. Los resultados en tabla 5 corresponde a la carga sísmica $\pm E$ exclusivamente, no incluye el aporte de la carga permanente 1,2D+L.

Tabla 5.- Fuerzas internas críticas de la historia-tiempo de respuesta del Modelo 10, estructuras aisladas, Suelo Tipo E

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
E	Pt (ton)	0	0	1,391	3,000	0	0	121,965	124,452
	Pc (ton)	0	0	1,419	-3,073	0	0	117,434	118,673
	V2-2 (+) (ton)	1,390	1,607	2,865	5,100	5,320	2,992	20,412	22,346
	V2-2 (-) (ton)	1,418	1,652	2,828	4,899	5,793	3,269	18,315	19,372
	M3-3 (+) (ton-m)	4,384	4,894	4,167	14,390	17,408	9,822	140,570	195,319
	M3-3 (-) (ton-m)	4,471	5,033	4,099	13,901	15,984	8,990	129,033	178,158

FUENTE: AUTOR

4.2 Estructuras con vibración adosada e impacto losa contra losa

Se mostrará las fuerzas internas de las estructuras adosadas losa contra losa después de su acoplamiento dinámico durante los 4 sismos considerados. Con los resultados obtenidos del SAP2000 se comparará el incremento de esfuerzos entre modelos con y sin adosamiento.

En la Tabla 6 y 7 se presentan los resultados de los Modelos 1 y 10 considerando impacto y adosamiento losa contra losa. Los resultados de todos los 10 modelos analizados para los 4 tipos de suelos se presentan en el Anexo 3.

4.2.1 Elemento vínculo tipo link-gap

En las estructuras de los 10 modelos analizados con adosamiento entre las 2 estructuras, se utilizó el elemento vínculo tipo link-gap. Este elemento es de tipo no lineal elástico; es decir, tiene rigidez constante (elástica) y es no-lineal porque la función que relaciona fuerza con desplazamiento es escalonada como se indica a continuación.

Según Computers and Structures Inc (2011), la relación fuerza-deformación no lineal viene dada por:

$$f = \begin{cases} \mathbf{k} (d + open) & \text{si } (d + open) < 0 \\ 0 & \text{si } (d + open) \geq 0 \end{cases}$$

Donde k es la rigidez constante del resorte, d es el desplazamiento relativo experimentado por las estructuras durante su historia-tiempo en el punto de contacto donde se modela el elemento link-gap y “open” es la abertura inicial de la junta, que debe ser cero o un número positivo (Computers and Structures Inc, 2011).

Computers and Structures Inc (2011), en su manual recomienda que la rigidez del elemento link-gap sea 3 veces o más la rigidez de los elementos que vincula. Se utilizó como datos para la rigidez de los elementos, aquellos con mayor dimensión, con finalidad de adoptar un valor de rigidez de resorte constante para todas las estructuras analizadas. El valor de rigidez constante calculado es 1100 ton/cm.

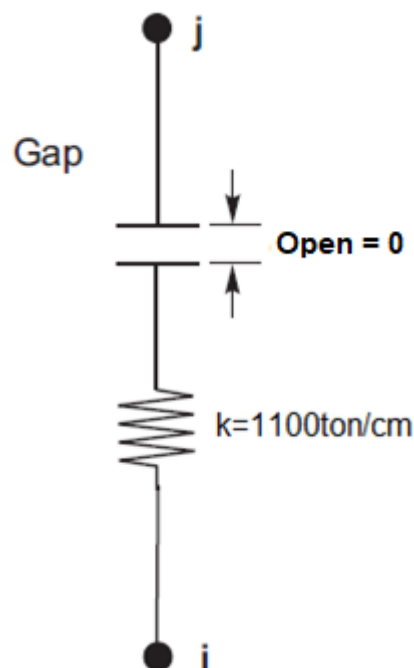


Figura 32.- Elemento vínculo tipo link-gap con sus propiedades

FUENTE: (Computers and Structures Inc, 2011)

Con estas propiedades se puede simular el contacto entre las estructuras, y se tendrá como resultado una variación en las fuerzas internas debido al impacto entre estructuras.

4.2.2 Modelo 1

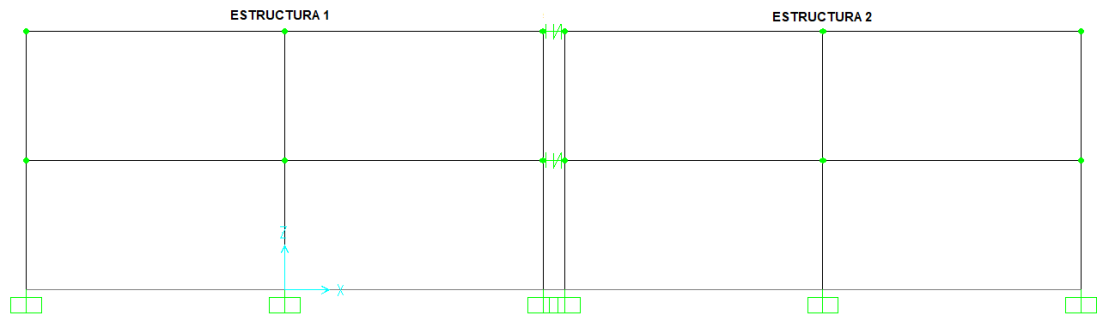


Figura 33.- Modelo 1 con comportamiento adosado

FUENTE: AUTOR

En la figura 33 se presenta el Modelo 1 con comportamiento adosado, en este modelo el elemento vínculo tiene un ancho de junta de separación $open = 0$, con lo que se activará el elemento link-gap; a partir del contacto o impacto. Las dos estructuras tienen sus pisos modelados con diafragmas rígidos.

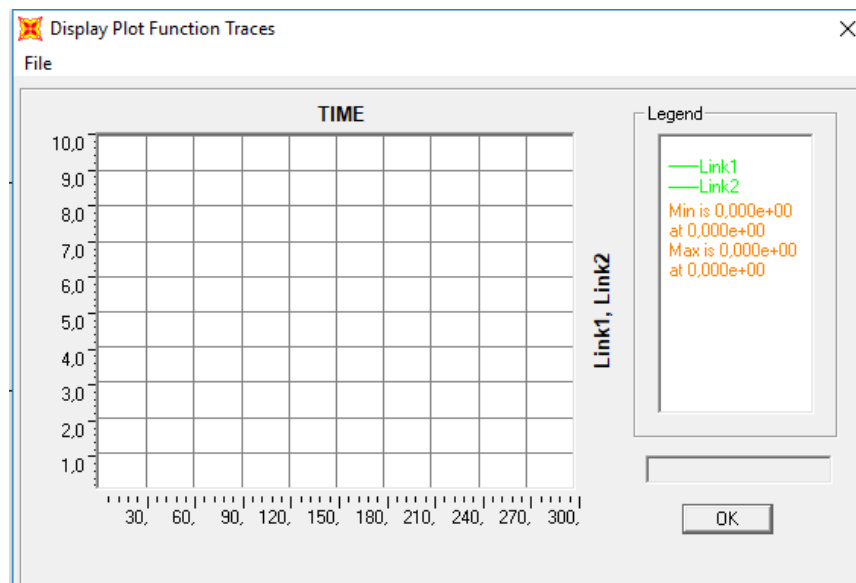


Figura 34.- Fuerza axial en el elemento vínculo del Modelo 1 como estructuras adosadas

FUENTE: AUTOR

En la figura 34 se muestra que la función de fuerza resultante del resorte es nula, lo que significa que no existe contacto entre las estructuras. Esto es un caso especial y se debe a que las dos estructuras del Modelo 1 tienen propiedades y características dinámicas idénticas ($T_1=T_2$; $m_1=m_2$; $k_1=k_2$; $\xi_1=\xi_2$). Por lo tanto, su vibración acoplada está en la misma fase angular. Existe por lo tanto contacto y adosamiento, pero no existe choque, dado que las dos estructuras vibran juntas con aceleraciones, velocidades y desplazamientos idéntica a través del tiempo. Esta situación es ideal y no se espera reproducible en la realidad; dado que entre dos estructuras idénticas se espera que aunque se encuentren muy próximas y adosadas, existan pequeñas diferencias en el input de aceleraciones en la base, dando como resultado algún tipo de contacto, aunque sea mínimo.

Por lo anterior, se obtiene resultados de las fuerzas internas iguales para estructuras con vibración adosada y aislada. En la tabla 6 se muestra las fuerzas internas del Modelo 1 considerando las estructuras con vibración adosadas e impacto losa contra losa obtenidas del programa SAP2000. Se puede verificar que los resultados de la tabla 6 son idénticos a los de la tabla 4.

Tabla 6.- Fuerzas internas del modelo 1 como estructuras adosadas

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
E	Pt (ton)	0	0	1,391	3,000	0	0	1,391	3,000
	Pc (ton)	0	0	1,419	-3,073	0	0	1,419	3,073
	V2-2 (+) (ton)	1,390	1,607	2,865	5,100	1,390	1,607	2,865	5,100
	V2-2 (-) (ton)	1,418	1,652	2,828	4,899	1,418	1,652	2,828	4,899
	M3-3 (+) (ton-m)	4,384	4,894	4,167	14,390	4,471	5,033	4,167	14,390
	M3-3 (-) (ton-m)	4,471	5,033	4,099	13,901	4,384	4,894	4,099	13,901

FUENTE: AUTOR

4.2.3 Modelo 10

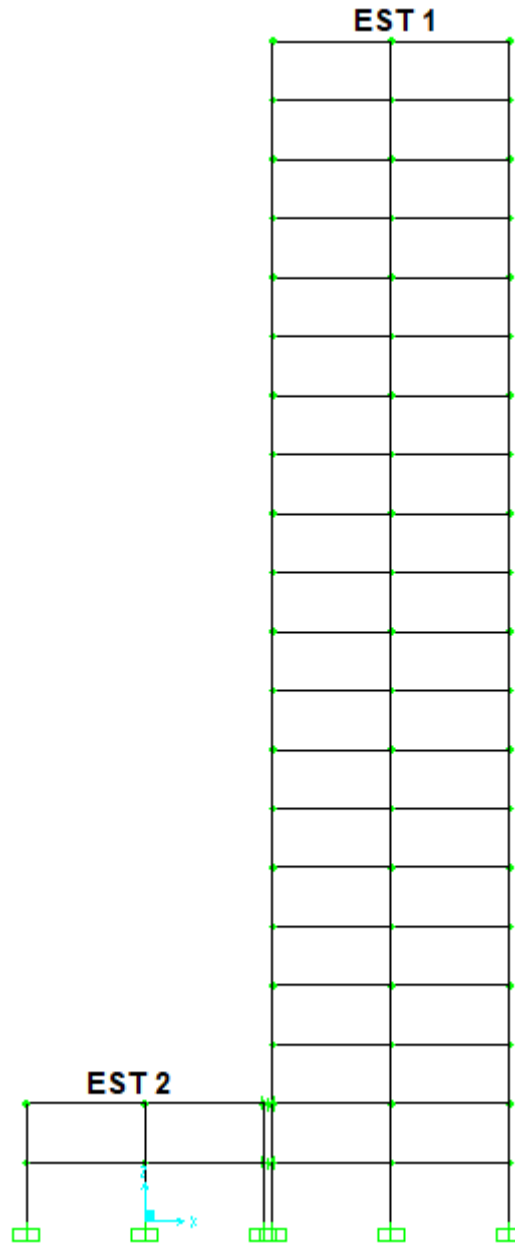


Figura 35.- Modelo 10 con comportamiento adosado

FUENTE: AUTOR

En la figura 35 se presenta Modelo número 10 con comportamiento adosado, al igual que sus diafragmas rígidos. Se analiza este modelo con el elemento link-gap activo con separación $open = 0$. Todos los pisos tienen diafragmas rígidos.

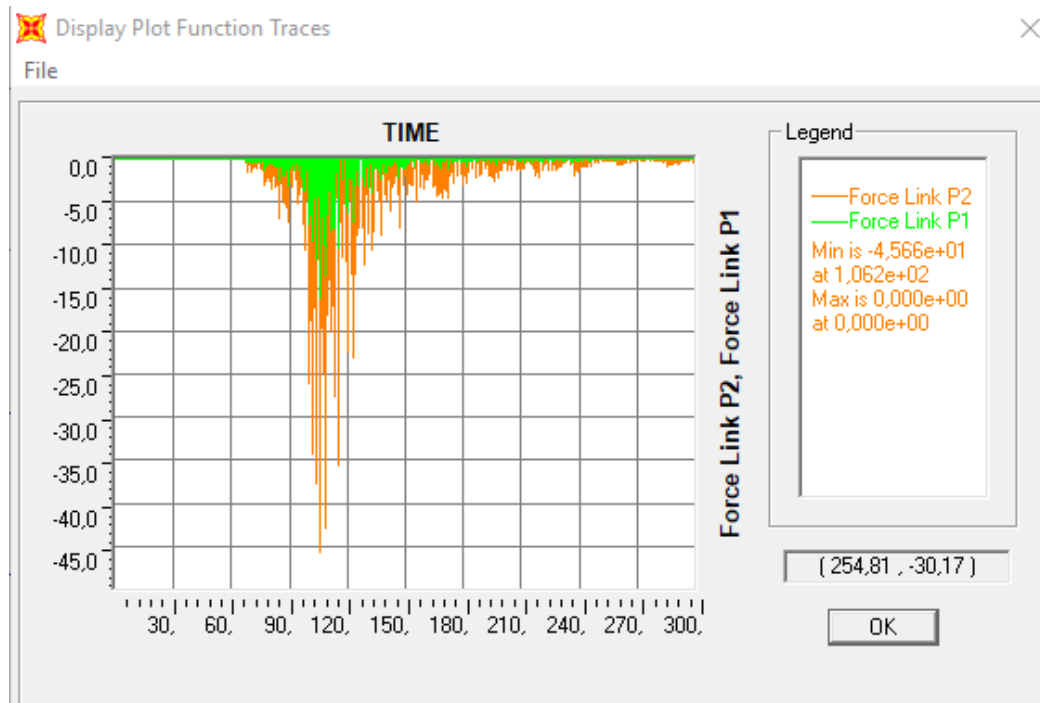


Figura 36.- Fuerza axial en los elementos vínculo del Modelo 10 como estructuras adosadas

FUENTE: AUTOR

En la figura 36 se presenta la fuerza axial resultante en los elementos link-gap de los pisos 1 y 2. Se tiene que se produce choque entre las dos estructuras acopladas con características dinámicas y fases vibratorias diferentes. Como resultado de choque, se generan fuerzas en los elementos link-gap. La función fuerza en el elemento link-gap del segundo piso es mayor que la del primer piso. Esto es razonable porque en el piso 2 se produce una demanda de desplazamientos y separación no provista entre las estructuras que es mayor a la demanda o requerimiento del piso 1 inferior.

Debido a los esfuerzos de impacto, las fuerzas internas de las 8 secciones que se analizan, son diferentes para estructuras con vibración adosada respecto de las aisladas. En la Estructura 2 no se presenta incremento de esfuerzos desde piso 3. Sólo se reparte incremento de esfuerzos en los dos pisos que tienen contacto.

Tabla 7.- Fuerzas internas del modelo 10 como estructuras adosadas

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
E	Pt (ton)	0	0	1,025	2,171	0	0	122,355	124,825
	Pc (ton)	0	0	0,470	1,001	0	0	117,838	118,974
	V2-2 (+) (ton)	1,023	1,146	1,164	2,082	5,139	2,866	20,209	22,347
	V2-2 (-) (ton)	0,465	0,569	2,354	3,815	5,744	3,239	16,781	19,057
	M3-3 (+) (ton-m)	3,229	3,488	2,024	5,451	17,260	9,732	139,378	193,532
	M3-3 (-) (ton-m)	1,469	1,766	4,268	10,083	15,441	8,609	124,489	169,811

FUENTE: TUTOR

En la tabla 7 se muestran todas las fuerzas internas de las 8 secciones que se están analizando obtenidas con los modelos SAP2000 cuando existe impacto entre las 2 estructuras.

CAPÍTULO 5: COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LAS ESTRUCTURAS CON VIBRACIÓN AISLADA (SIN IMPACTO) CON LAS ESTRUCTURAS CON VIBRACIÓN ADOSADA (IMPACTO LOSA CONTRA LOSA)

Con los resultados de los análisis se realizan 2 tipos de comparaciones entre las estructuras con vibración aisladas y estructuras con vibración adosada. La primera comparación considera las fuerzas máximas (envolvente de fuerzas y momentos que es independiente de la historia de esfuerzo y deformación). La segunda comparación usa los estados de fuerzas y momentos críticos producidos dentro de la historia de esfuerzos y deformaciones producidas por los sismos analizados.

5.1 Comparación con esfuerzos máximos

Esta comparación considera todos los modelos y los tipos de suelo que se emplearon en el presente Trabajo de Grado.

Se realizaron gráficos donde se puede apreciar la variación de fuerza cortante o momento flector en las 4 columnas que se impactan, se utilizaron las fuerzas cortantes y momentos flectores máximos absolutos.

En los gráficos la abscisa X describe la relación de períodos entre la estructura 1 y la estructura 2 para los 10 Modelos analizados. La abscisa Y describe la relación de fuerza interna considerada, la que resulta del cociente entre la fuerza interna de la estructura con adosamiento y la fuerza interna de la estructura aislada o sin adosamiento (con/sin). Si el resultado es mayor a 1, significa que hay un incremento de la fuerza interna debido al impacto entre estructuras.

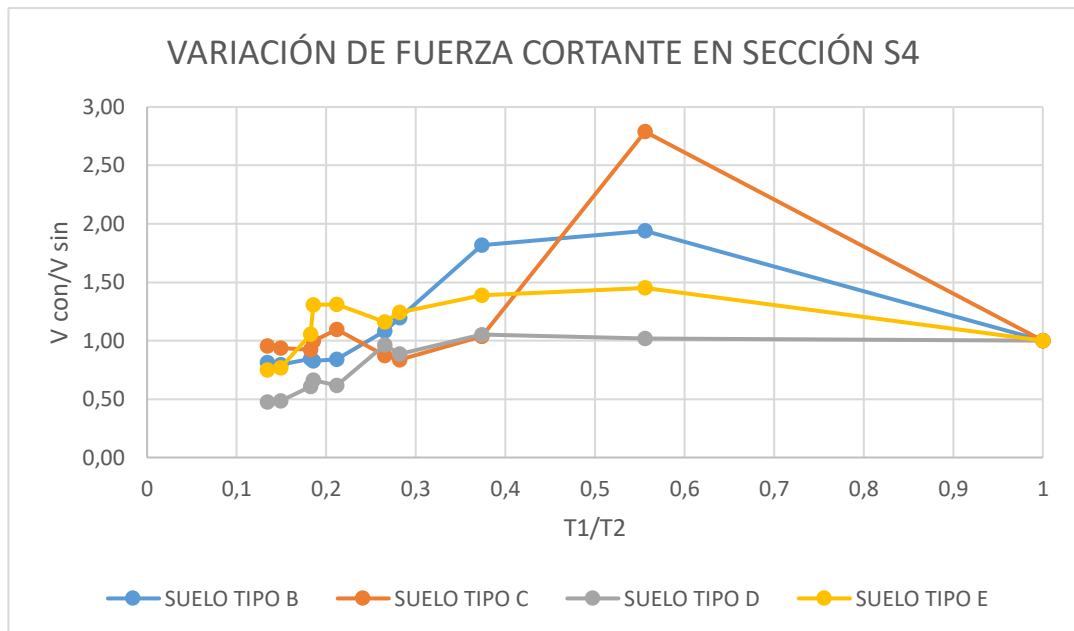


Figura 37.- Variación del cortante en la columna del primer piso de la Estructura 1 (sección S4)

FUENTE: AUTOR

En la figura 37 se observa la variación de la fuerza cortante de la columna del primer piso de la Estructura 1 (sección S4).

En dicho gráfico, cuando T_1/T_2 es igual a 1, se tiene que la estructura 2 es idéntica a la estructura 1 (ambas con 2 pisos). Cuando la estructura 1 (2 pisos) choca con la estructura 2 de 4 o más pisos, se tiene $\frac{T_1}{T_2} < 1$, y resulta que el choque es perjudicial para la estructura 1, en la mayoría de los casos con $\frac{T_1}{T_2} > 0,2$. Cuando $\frac{T_1}{T_2} \leq 0,2$ será menos perjudicial para la estructura 1; a tal punto que en los Modelos 9 y 10, en todos los tipos de suelo, la estructura 1 se estresa menos vibrando adosada (como $\frac{V_{con}}{V_{sin}} < 1$).

También se observa que el Tipo de Suelo E es el suelo que produce la relación del cortante $\frac{V_{con}}{V_{sin}}$ más grande dentro del rango $0,15 \leq \frac{T_1}{T_2} \leq 0,3$. En este suelo se produce el aumento de la fuerza cortante, en casi todos los modelos analizados.

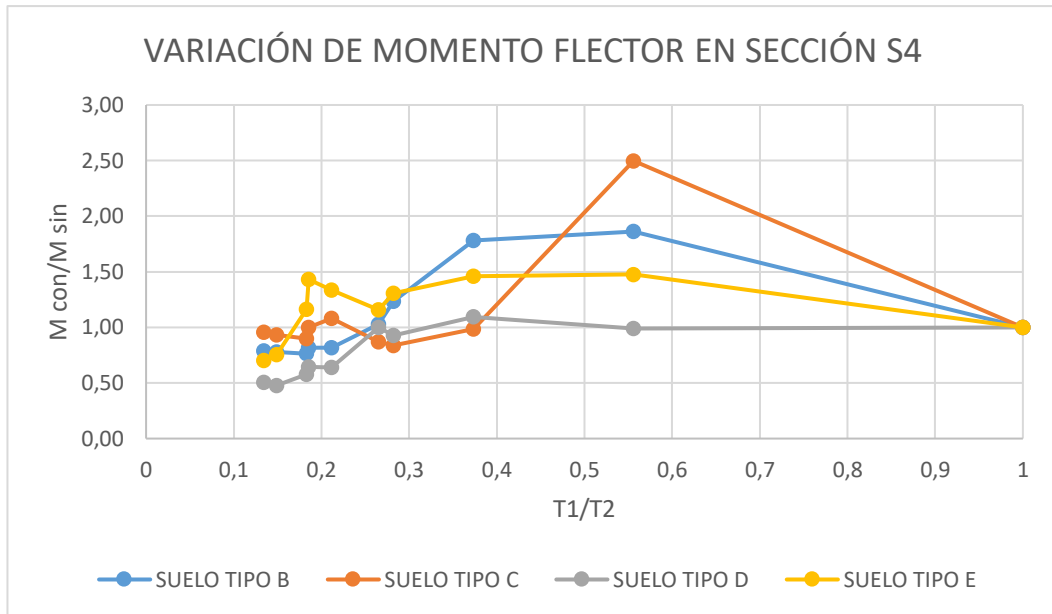


Figura 38.- Variación del momento flector de la columna del primer piso de la Estructura 1 (sección S4)

FUENTE: AUTOR

En la figura 38 se observa la variación del momento flector de la columna del primer piso de la Estructura 1, con tendencia similar para $\frac{M_{con}}{M_{sin}}$ respecto de la observada en la Figura 37 para la variación del cortante $\frac{V_{con}}{V_{sin}}$.

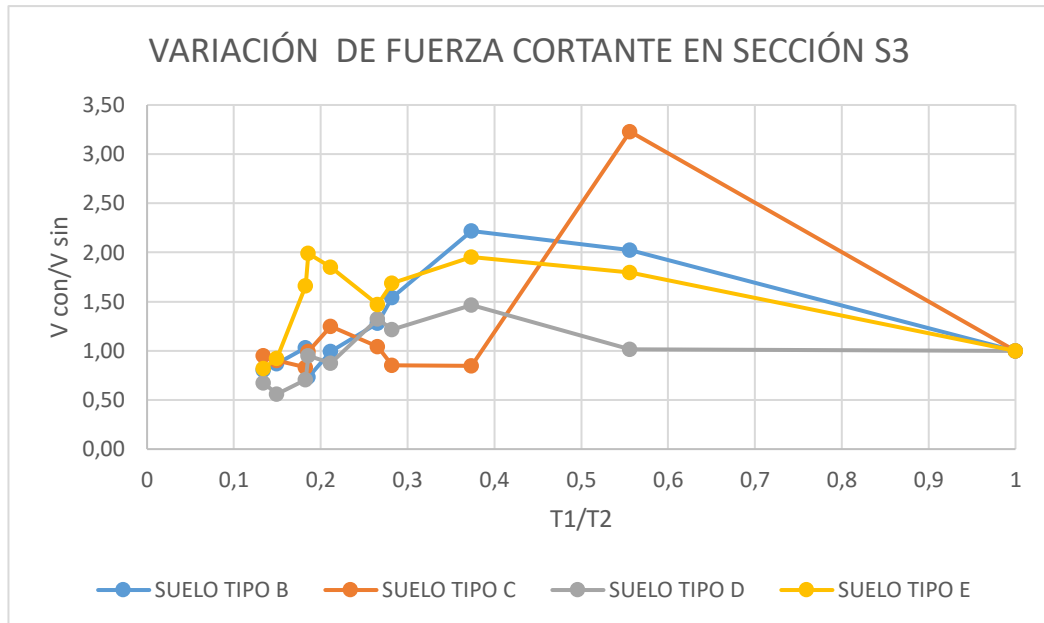


Figura 39.- Variación de fuerza la cortante de la columna del segundo piso de la Estructura 1 (sección S3)

FUENTE: AUTOR

En la figura 39 se tiene la variación de la fuerza cortante de la columna del segundo piso de la Estructura 1 (sección S3), donde se observa que el suelo tipo E es el suelo que produce la relación del cortante $\frac{V_{con}}{V_{sin}}$ más grande dentro del rango $0,15 \leq \frac{T_1}{T_2} \leq 0,3$.

Luego de comparar los resultados de las figuras 37 y 39 con los resultados de las figuras 40 y 41, se puede concluir, que en general la estructura 1 gana más energía y se estresa con fuerzas máximas más grandes que la estructura 2, siendo en general la estructura 1 más perjudicada que la estructura 2 después del choque. Esto se debe a que la estructura 2 tiene mayor número de pisos, más rigidez y masa que la estructura 1.

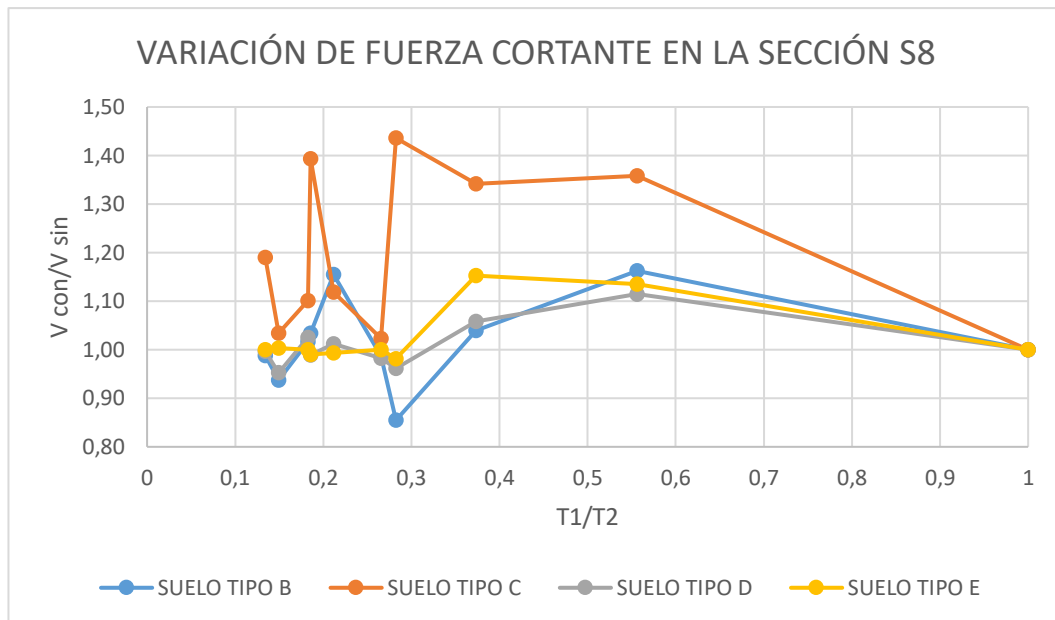


Figura 40.- Variación de la fuerza cortante de la columna del primer piso de los 10 tipos de estructura 2 (sección S8)

FUENTE: AUTOR

En las figuras 40 y 41 se puede observar que el cociente de las fuerzas cortantes es pequeño en la estructura 2 (sección S7 y S8) (generalmente $\frac{V_{con}}{V_{sin}} \leq 1.4$), y que las estructuras con 12 o más pisos son aquellos con variación mínima en la fuerza interna como resultado del choque. Es decir, que las fuerzas cortantes de las estructuras aisladas son similares o incluso menores a las fuerzas cortantes de las estructuras adosadas cuando $\frac{T_1}{T_2} > 0,25$.

También se tiene en las Figuras 40 y 41, que las columnas (sección S7 y S8) de la Estructura 2 responden con mayor amplificación a la historia-tiempo del sismo del suelo Tipo C. Por la mayor intensidad de la aceleración espectral “Sa” (ver Figura 25); sobre este tipo de suelo, las estructuras resultan mucho más demandadas cuando tienen períodos $0,4 \leq T_a \leq 0,6$ y relación de períodos $\frac{T_1}{T_2} = 0,28$ (Modelo 4).

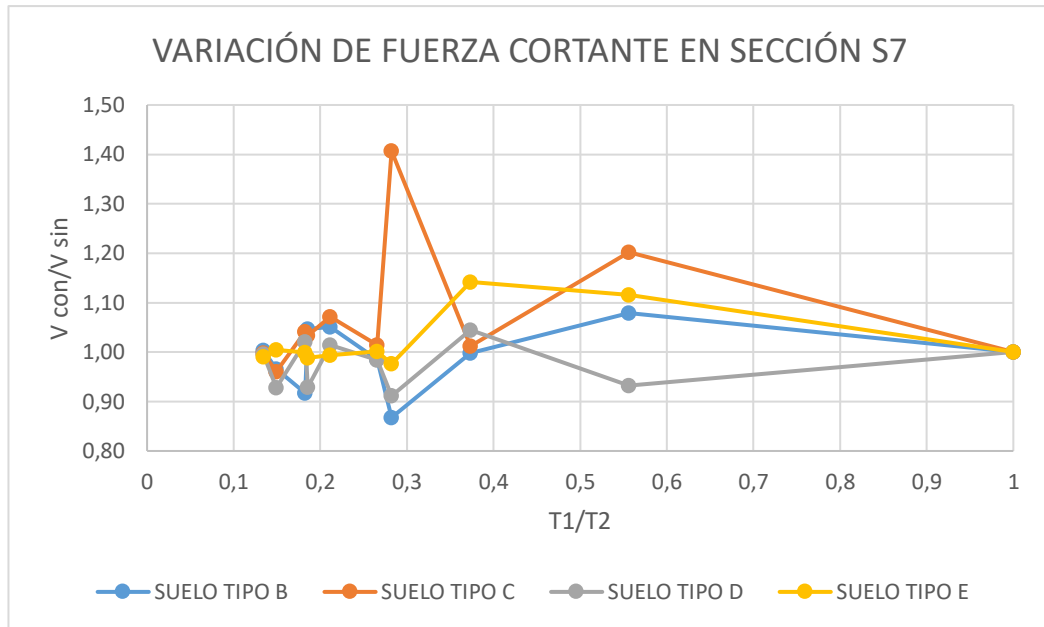


Figura 41.- Variación de la fuerza cortante de la columna del segundo piso de los 10 tipos de estructura 2 (sección S7)

FUENTE: AUTOR

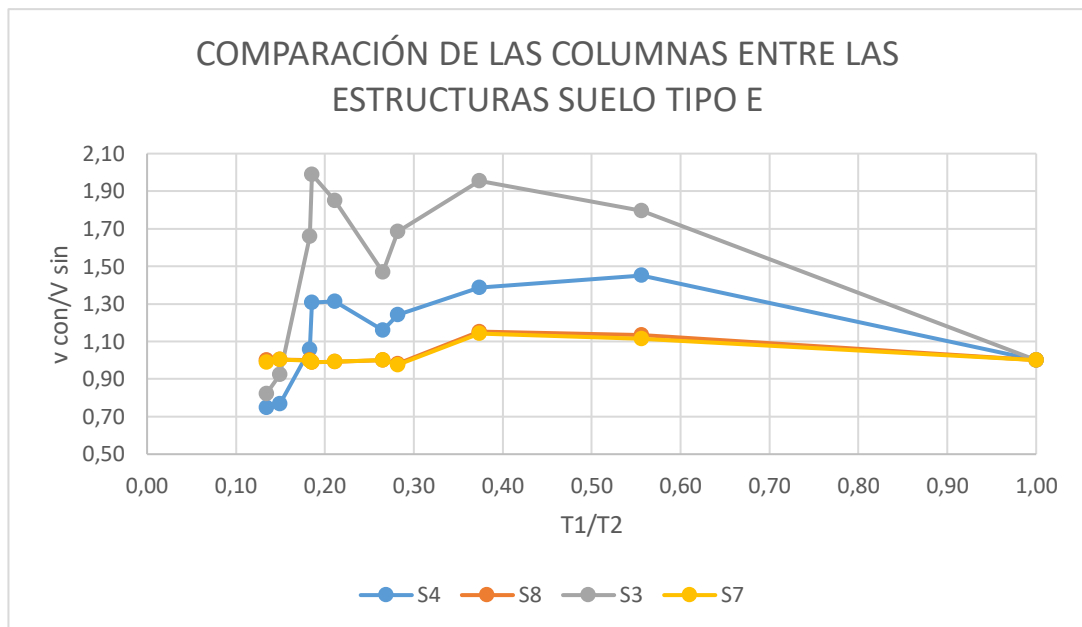


Figura 42.- Comparación de la fuerza cortante entre las columnas de la Estructura 1 y Estructuras 2 para suelo tipo E

FUENTE: AUTOR

En la figura 42, se observa la comparación de la fuerza cortante en las secciones S3 y S4 de la estructura 1; y, S7 y S8 de la estructura 2, calculadas para el suelo tipo E. Se observa que la fuerza cortante en las columnas de la estructura 1 resulta hasta el doble que las correspondientes en la estructura 2. Se verifica así que la Estructura 1, como función de los esfuerzos envolventes máximos, generalmente gana energía y se estresa más que la Estructura 2 debido al impacto.

Esto se atribuye a que la Estructura 1 tiene menos masa y rigidez la Estructura 2 en todos los modelos, excepto en el Modelo 1.

También se puede analizar que la columna del segundo piso es la columna que aumenta más su fuerza cortante. Esta columna es la que más se estresa durante el impacto; previsiblemente por el mayor incremento de los desplazamientos y fuerza en el elemento link-gap del segundo piso.

En todos los modelos, se aprecia la tendencia principal de los resultados. La tendencia principal respeta los principios de Estéreo Mecánica; los que anticipan que al ser la estructura 2 una estructura con mayor masa, rigidez y velocidad de respuesta resultante de su mayor período fundamental; va a transferir energía a la estructura 1, la que tiene menor masa, rigidez, y es receptora del incremento de energía cinemática. Por ello, la Estructura 1, responde al choque con un mayor incremento de esfuerzos internas.

El componente aleatorio de los resultados resulta en una tendencia secundaria, que afecta puntualmente la tendencia principal de los resultados y se atribuye a los contenidos frecuenciales de las historias-tiempo de los 4 sismos; los que al ser diversos y diferentes generan respuestas amplificadas o no amplificadas aleatoriamente alteradas (aumentadas o disminuidas) sobre el comportamiento de los modelos.

5.2 Considerando Historia de Esfuerzos Críticos

Se usa el diagrama de interacción P-M de columnas como herramienta para esta comparación. Se usan los resultados del Modelo 2 (Estructura 1 con 2 pisos y Estructura 2 con 4 pisos).

Los diagramas de interacción mostrados a continuación, pertenecen a las columnas de los 2 primeros pisos, secciones S3 y S4 de la Estructura 1, y secciones S7 y S8 de la Estructura 2. Para usar los diagramas P-M se necesita conocer el momento flector (M) y la carga axial (P) sobre cada elemento. Se presentan las fuerzas internas calculadas para el suelo tipo E, debido a que este suelo es el más común en la ciudad de Guayaquil. Nótese que los resultados de las Figuras 37 a 41 muestran que el suelo Tipo C produce los resultados más críticos sobre los Modelo 2 y 4, esto se atribuye a que las Estructuras 1 y 2 responden con mayor amplificación a la historia tiempo de este sismo.

5.2.1 Estructura 1 del Modelo 2

En la estructura 1 de dos pisos, la columna del primer piso es una columna cuadrada de 60cm (sección S4), y la columna del segundo piso es una columna cuadrada de 50cm (sección S3).

En el diagrama de interacción se muestran 5 puntos, el primer punto representa la combinación de cargas permanentes del Modelo 2 Estructura 1, otros dos puntos representan las dos combinaciones de cargas debido al sismo considerando el impacto y los 2 puntos restantes representan las dos combinaciones de cargas debido al sismo sin considerar el impacto.

En la tabla 8 se muestran las cargas permanentes calculadas como se explicó en el Capítulo 3, sección 3.3, y las fuerzas internas obtenidas de los diferentes análisis sísmicos.

Tabla 8.- Diferentes cargas de las columnas de la Estructura 1 (2 pisos)

CARGAS PERMANENTES 1,2D+L					
Columna 50x50 del segundo piso (sección S3)			Columna 60x60 del primer piso (sección S4)		
Cargas Permanentes			Cargas Permanentes		
1,2D+L=	13,8	ton	1,2D+L=	27,6	ton
M 1,2D+L=	15	ton-m	M 1,2D+L=	15	ton-m

CARGAS SÍSMICAS ± E					
Columna 50x50 del segundo piso (sección S3)			Columna 60x60 del primer piso (sección S4)		
Cargas Sísmicas Sin Considerar Impacto			Cargas Sísmicas Sin Considerar Impacto		
P Eten=	1,39	ton	P Eten=	3,00	ton
P Ecom=	1,42	ton	P Ecom=	3,07	ton
M E+=	4,17	ton-m	M E+=	14,39	ton-m
M E-=	4,10	ton-m	M E-=	13,9	ton-m
Cargas Sísmicas Considerando Impacto			Cargas Sísmicas Considerando Impacto		
P Eten=	2,34	ton	P Eten=	4,75	ton
P Ecom=	1,47	ton	P Ecom=	3,03	ton
M E+=	5,03	ton-m	M E+=	14,51	ton-m
M E-=	8,07	ton-m	M E-=	21,25	ton-m

FUENTE: AUTOR

Siendo:

- 1,2D+L: La carga axial permanente.
- M 1,2D+L: El momento flector originado en la carga permanente.
- P E ten: La carga axial de tensión debido al sismo (con o sin impacto).
- P E com: La carga axial de compresión debido al sismo (con o sin impacto).
- M E +: El momento flector positivo debido al sismo (con o sin impacto).
- M E -: El momento flector negativo debido al sismo (con o sin impacto).

En las tablas 9 y 10, se presenta la combinación de las cargas permanentes y sísmicas 1,2 D+L±E, según lo indicado en Sección 3.4. Siendo:

- P 1,2D+L+E: La carga axial permanente más la carga axial de tensión debido al sismo (con o sin impacto).
- P 1,2D+L-E: La carga axial permanente menos la carga axial de compresión debido al sismo (con o sin impacto)
- M 1,2D+L+E: El momento flector permanente más el momento flector positivo debido al sismo (con o sin impacto).
- M 1,2D+L-E: El momento flector permanente menos el momento flector negativo debido al sismo (con o sin impacto).

Tabla 9.- Combinación de cargas de la columna del segundo piso de la Estructura 1 (sección S3) considerando y sin considerar el impacto

SEGUNDO PISO COLUMNA 50x50					
Combinación de cargas sísmicas positivas (sin impacto)			Combinación de cargas sísmicas negativas (sin impacto)		
P 1,2+D+L+E=	15,22	ton	P 1,2+D+L-E=	12,41	ton
M 1,2+D+L+E=	19,17	ton-m	M 1,2+D+L-E=	10,90	ton-m
Combinación de cargas sísmicas positivas (con impacto)			Combinación de cargas sísmicas negativas (con impacto)		
P 1,2+D+L+E=	15,27	ton	P 1,2+D+L-E=	11,46	ton
M 1,2+D+L+E=	20,03	ton-m	M 1,2+D+L-E=	6,93	ton-m

FUENTE: AUTOR

Tabla 10.- Combinación de cargas de la columna del primer piso de la Estructura 1 (sección S4) considerando y sin considerar el impacto

PRIMER PISO COLUMNA 60x60					
Combinación de cargas sísmicas positivas (sin impacto)			Combinación de cargas sísmicas negativas (sin impacto)		
P 1,2+D+L+E=	30,67	ton	P 1,2+D+L-E=	24,6	ton
M 1,2+D+L+E=	29,39	ton-m	M 1,2+D+L-E=	1,10	ton-m
Combinación de cargas sísmicas positivas (con impacto)			Combinación de cargas sísmicas negativas (con impacto)		
P 1,2+D+L+E=	30,63	ton	P 1,2+D+L-E=	22,85	ton
M 1,2+D+L+E=	29,51	ton-m	M 1,2+D+L-E=	-6,25	ton-m

FUENTE: AUTOR

COLUMNA 50 cm x 50 cm (refuerzo 12 varillas de 18 mm; $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$)

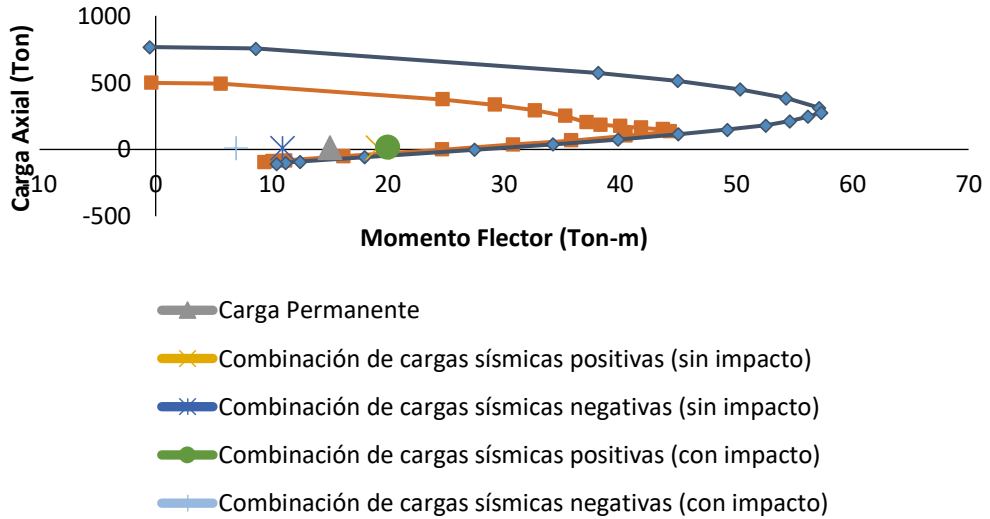


Figura 43.- Diagrama de interacción para la columna cuadrada de 50cm del segundo piso de la Estructura 1 (sección S3)

FUENTE: AUTOR

COLUMNA 60 cm x 60 cm (refuerzo 16 varillas de 18 mm; $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$)

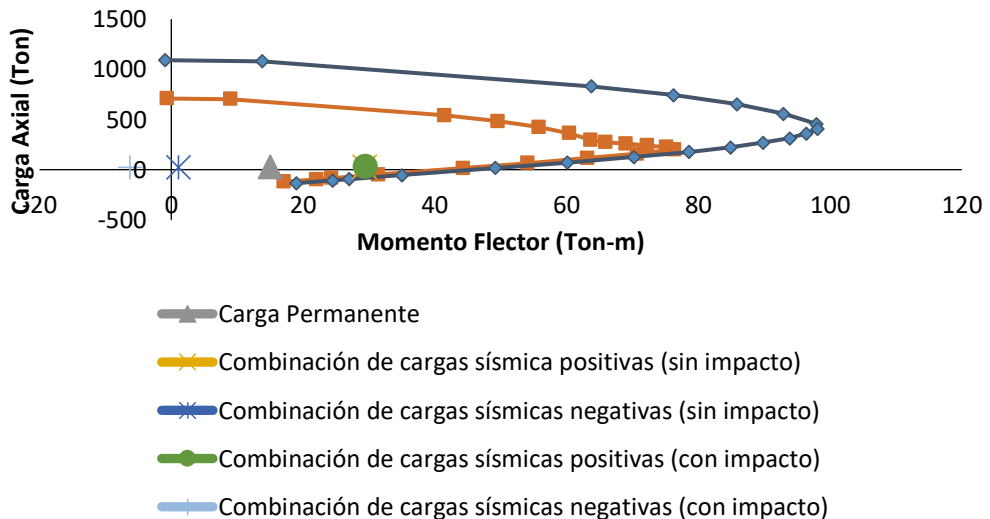


Figura 44.- Diagrama de interacción para la columna cuadrada de 60cm del primer piso de la Estructura 1 (sección S4)

FUENTE: AUTOR

En la figura 43 y 44, se observa un incremento en la demanda de flexión sin considerar el impacto entre las estructuras, y a la vez se observa que esta demanda de flexión es mayor cuando se considera el impacto entre las estructuras en comparación a la demanda de flexión cuando no se considera el impacto.

Se tiene la relación $\left(\frac{M_{con}}{M_{sin}}\right)$ para columna crítica en compresión de 1,04 en el caso de la columna cuadrada de 50x50 del primero piso, y 1,01 para la columna cuadrada de 60x60 del segundo piso.

Se tiene la relación $\left(\frac{M_{con}}{M_{sin}}\right)$ para columna crítica en tensión de 0,65 para la columna del primer piso, y -5,68 para la columna del segundo piso.

5.2.2 Estructura 2 del Modelo 2

En la Estructura 2 de 2 pisos de altura, las columnas del primer piso son columnas cuadradas de 70 cm (sección S8), y las columnas del segundo piso son columnas cuadradas de 65 cm (sección S7).

En la tabla 11, se muestran las cargas permanentes calculadas como se explicó en el Capítulo 3, sección 3.3, y las fuerzas internas obtenidas de los diferentes análisis.

Tabla 11.- Diferentes cargas de las columnas para la Estructura 2 (4 pisos)

CARGAS PERMANENTES 1,2D+L					
Columna 65x65 del segundo piso (sección S7)			Columna 70x70 del primer piso (sección S8)		
Cargas Permanentes			Cargas Permanentes		
1,2D+L=	41,40	ton	1,2D+L=	55,20	ton
M 1,2D+L=	15	ton-m	M 1,2D+L=	15	ton-m

CARGAS SÍSMICAS ± E					
Columna 65x65 del segundo piso (sección S7)			Columna 70x70 del primer piso (sección S8)		
Cargas Sísmicas Sin Considerar Impacto			Cargas Sísmicas Sin Considerar Impacto		
P Eten=	12,46	ton	P Eten=	16,75	ton
P Ecom=	14,31	ton	P Ecom=	19,33	ton
M E+=	17,74	ton-m	M E+=	35,99	ton-m
M E-=	20,12	ton-m	M E-=	42,29	ton-m
Cargas Sísmicas Considerando Impacto			Cargas Sísmicas Considerando Impacto		
P Eten=	14,80	ton	P Eten=	19,68	ton
P Ecom=	13,29	ton	P Ecom=	16,78	ton
M E+=	22,65	ton-m	M E+=	45,02	ton-m
M E-=	23,12	ton-m	M E-=	38,17	ton-m

FUENTE: AUTOR

Tabla 12.- Combinación de cargas de la columna del segundo piso de la Estructura 2 (sección S7) considerando y sin considerar el impacto

SEGUNDO PISO COLUMNA 65x65					
Combinación de cargas sísmicas positivas (sin impacto)			Combinación de cargas sísmicas negativas (sin impacto)		
P 1,2+D+L+E=	55,71	ton	P 1,2+D+L-E=	28,95	ton
M 1,2+D+L+E=	32,74	ton-m	M 1,2+D+L-E=	-5,12	ton-m
Combinación de cargas sísmicas positivas (con impacto)			Combinación de cargas sísmicas negativas (con impacto)		
P 1,2+D+L+E=	54,69	ton	P 1,2+D+L-E=	26,60	ton
M 1,2+D+L+E=	37,65	ton-m	M 1,2+D+L-E=	-8,12	ton-m

FUENTE: AUTOR

Tabla 13.- Combinación de cargas de la columna del primer piso de la Estructura 2 (sección S8) considerando y sin considerar el impacto

PRIMER PISO COLUMNA 70x70					
Combinación de cargas sísmicas positivas (sin impacto)			Combinación de cargas sísmicas negativas (sin impacto)		
P 1,2+D+L+E=	74,53	ton	P 1,2+D+L-E=	38,45	ton
M 1,2+D+L+E=	50,99	ton-m	M 1,2+D+L-E=	-27,29	ton-m
Combinación de cargas sísmicas positivas (con impacto)			Combinación de cargas sísmicas negativas (con impacto)		
P 1,2+D+L+E=	71,98	ton	P 1,2+D+L-E=	35,52	ton
M 1,2+D+L+E=	60,02	ton-m	M 1,2+D+L-E=	-23,17	ton-m

FUENTE: AUTOR

En las tablas 12 y 13, se presenta la combinación de cargas permanentes con las cargas sísmicas, conforme lo explicado en la sección 3.4.

A continuación se muestra los diagramas de interacción para cada columna.

COLUMNA 65 cm x 65 cm (refuerzo 16 varillas de 20 mm; $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$)

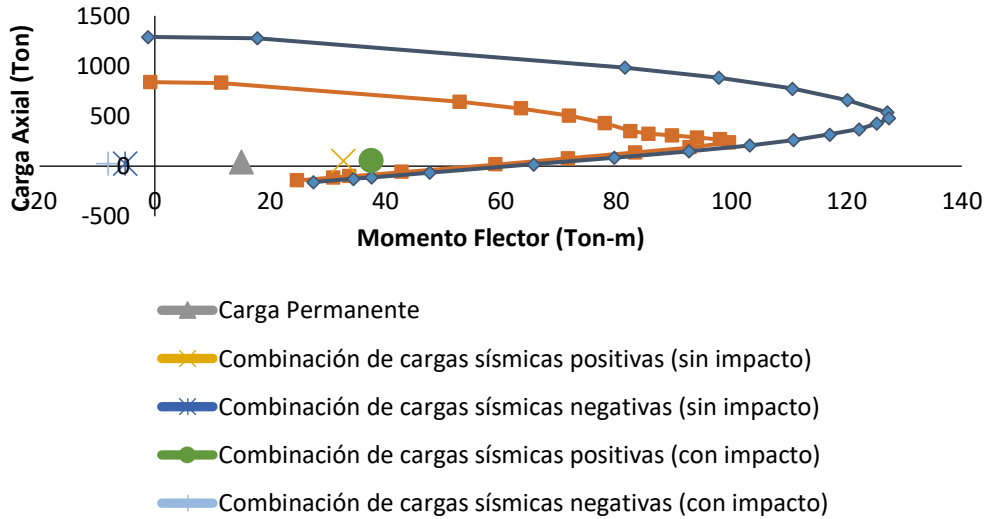


Figura 45.- Diagrama de interacción para la columna cuadrada de 65cm del segundo piso de la Estructura 2 (sección S7)

FUENTE: AUTOR

COLUMNA 70 cm x 70 cm (refuerzo 20 varillas de 18 mm; $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$)

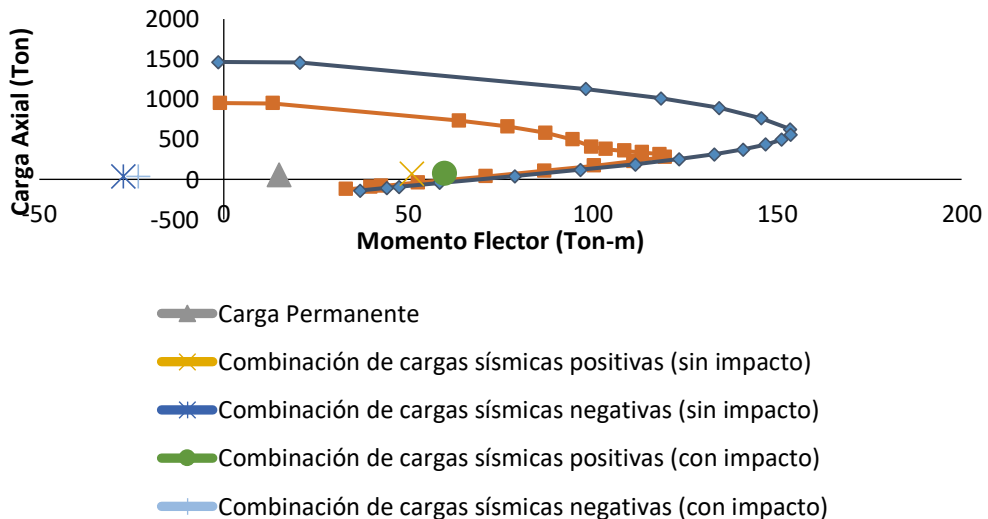


Figura 46.- Diagrama de interacción para la columna cuadrada de 70cm del primer piso de la Estructura 2 (sección S8)

FUENTE: AUTOR

En los diagramas de interacción de las columnas del primer y segundo piso de la Estructura 2 (4pisos) (figura 45 y 46 respectivamente), se observa un incremento en la demanda de flexión cuando las estructuras se impactan, con respecto a la demanda de flexión cuando las estructuras no se impactan.

Se tiene una relación $\left(\frac{M_{con}}{M_{sin}}\right)$ para columna crítica en compresión de 1,15 para el caso de la columna cuadrada de 65x65 del primero piso, y 1,18 para la columna cuadrada de 70x70 del segundo piso.

Se tiene una relación $\left(\frac{M_{con}}{M_{sin}}\right)$ para columna crítica en tensión de 1,56 para la columna del primer piso, y 0,85 para la columna del segundo piso.

En un diseño dúctil, una variación en la intensidad de la carga axial $1,2D+L\pm E$ no es relevante, en tanto en cuanto se mantenga pequeña (como en este caso). Lo relevante, es que las columnas en su diseño a corte y flexión puedan tolerar el incremento de demanda de ductilidad (una mayor flexión o incremento $\frac{M_{con}}{M_{sin}} > 1$). Las columnas deben estar bien diseñadas para prevenir fallas por corte, con resistencia provista ϕV_n superior al corte equivalente V_e , correspondiente al estado de plastificación completa por flexión de las columnas.

CAPÍTULO 6: ASPECTOS NORMATIVOS DE DISEÑO SEGÚN NEC-2015 Y ASCE 7

Se analizan 2 normas sísmicas relativas a la separación requerida para edificaciones adyacentes. Según La Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-15 secc 5.1) y la de La Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE 7-10 secc 12.12).

6.1 Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción recomienda los siguientes criterios para la separación de edificaciones adyacentes.

6.1.1 Cuando existe construida una estructura adyacente construida sin separación respecto de la línea de lindero del terreno

- a) Cuando las cotas de los entrepisos de la estructura vecina o adyacente coinciden con las cotas de la estructura por diseñarse (estructuras adosadas losa contra losa), la distancia mínima de separación requerida será:

$$\Delta_E \geq 0.25\Delta_{M_{up}} + 0.005H_{ev}$$

Dónde (literalmente tomada de NEC-15):

Δ_E = Fuerzas laterales de diseño reducidas

$\Delta_{M_{up}}$ = Desplazamiento del último piso

H_{ev} = Altura de la estructura vecina

La redacción de NEC-2015 contiene errores tipográficos. Por lo que Δ_E , $\Delta_{M_{up}}$ y H_{ev} son redefinidas como:

$$\delta_E \geq 0.25\delta_{M_{up}} + 0.005H_{ev}$$

Donde:

$\delta_E = \Delta_E =$ Separación requerida para el edificio nuevo con respecto al lindero

$\delta_{Mup} = \Delta_{Mup} =$ Desplazamiento inelástico del último piso adosado de la nueva estructura

$H_{ev} =$ Altura de la estructura vecina existente

- b) Si las cotas de los entrepisos de la estructura vecina o adyacente no coinciden con las cotas de entrepisos de la estructura nueva (Estructuras adosadas losa contra columna), la distancia mínima requerida será:

$$\Delta_E \geq 2 (0.25\Delta_{Mup} + 0.005H_{ev})$$

Dónde (literalmente tomada de NEC-15):

$\Delta_E =$ Fuerzas laterales de diseño reducidas

$\Delta_{Mup} =$ Desplazamiento del último piso

$H_{ev} =$ Altura de la estructura vecina

La redacción de NEC-2015 contiene errores tipográficos. Por lo que Δ_E , Δ_{Mup} y H_{ev} son redefinidas como:

$$\delta_E \geq 0.50\delta_{Mup} + 0.01H_{ev}$$

Donde:

$\delta_E = \Delta_E =$ Separación requerida para el edificio nuevo con respecto al lindero

$\delta_{Mup} = \Delta_{Mup} =$ Desplazamiento inelástico del último piso adosado de la nueva estructura

$H_{ev} =$ Altura de la estructura vecina existente

NEC-2015 duplica el valor de la separación requerida para estructuras adosadas losa-columna respecto del adosamiento losa-losa; reconociendo que el impacto losa-losa es mucho más benigno.

6.1.2 Estructuras adosadas

Cuando no existe en el terreno adyacente una estructura construida, ordenanzas municipales o reglamentación urbana permitan adosamiento; la estructura debe separarse del lindero del terreno una distancia igual a:

$$\Delta_E = 0.50\Delta_{M_{up}}$$

Dónde (tomada literalmente de NEC15):

Δ_E = Fuerzas laterales de diseño reducidas

$\Delta_{M_{up}}$ = Desplazamiento del último piso

En esta fórmula existen errores tipográficos y de nomenclatura, y la fórmula quedaría planteada de la siguiente manera:

$$\delta_E \geq 0.50\delta_{M_{up}}$$

Donde:

δ_E = Separación del Edificio Nuevo con respecto al lindero

$\delta_{M_{up}}$ = Desplazamiento Inelástico del Último Piso

En este último caso se considera como condición futura el adosamiento losa-columna, luego de la construcción de una estructura vecina.

6.2 La Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles

ASCE 7-10 requiere que todas las partes de una estructura deberán ser diseñadas y construidas para funcionar como una unidad integral para resistir las fuerzas sísmicas, por lo que deben estar separadas estructuralmente una distancia suficiente para evitar el impacto cuando ocurra el desplazamiento inelástico máximo. Cuando no se calculan los desplazamientos matemáticamente, para determinar las separaciones estructurales entre edificios, se podrá adoptar una separación aproximada a 1% de la altura adosada del edificio.

En el caso de que dos edificios de diferente altura se construyan adyacente, la separación requerida para cada edificio será 1% de la altura del edificio más pequeño y el ancho total de la junta de expansión sísmica será 2%.

6.3 Ejemplo para la aplicación de las normas

Se considera que un existe un edificio de 6 m de altura a línea de lindero (adosado según NEC-2015), y se pretende construir un edificio nuevo de 12m adyacente a este edificio existente. Se calcula a continuación la separación necesaria según NEC-2015 y ASCE 7-10, calculando que el desplazamiento inelástico calculado para el último piso de la estructura nueva es $\delta_{Mup} = 0.067m$.

Según NEC-2015.

$$\delta_{Mup} = 0,75R\delta_e$$

Donde:

$$R=8$$

$$\delta_e = 1,11cm \text{ (Desplazamiento elástico de la Estructura 1 en el segundo piso)}$$

Entonces:

$$\delta_{Mup} = 0,75(8)(1,11cm)$$

$$\delta_{Mup} = 6,66cm \approx 0,067m$$

Para calcular la separación necesaria según NEC-15.

$$\delta_E \geq 0.50\delta_{Mup} + 0.01H_{ev}$$

$$\delta_E = 0.50 (0.067 m) + 0.01(6 m)$$

$$\delta_E = 0,094 m = 9,4cm$$

Según ASCE 7-10

$$\delta_E = 2 (0.01)(6 m)$$

$$\delta_E = 0.12 m = 12cm$$

Se observa que el ASCE 7-10 es una norma un poco más conservadora que NEC-2015; lo cual es razonable porque ACE 7-10 no usa desplazamientos δ_{Mup} , sino desplazamientos promedios de piso $0,01 h_{sx}$, por cada estructura.

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

Luego de analizar y comparar los resultados de los 10 modelos y los 4 tipos de suelos utilizados para el presente Trabajo de Titulación se llegó a las siguientes conclusiones:

- a) Cuando dos estructuras se diseñan con las mismas características dinámicas ($T_1/T_2=1$, $m_1/m_2=1$, $k_1/k_2=1$), estas estructuras no se impactarán ya que oscilan de un lado a otro con el mismo modo en sincronía. No existirá intercambio de energía por estar ambas estructuras en la misma fase vibratoria, evitando impactarse, por lo tanto, las fuerzas internas en sus elementos no sufrirán variación alguna desde su condición en vibración aislada a adosada.
- b) El acelerograma del Suelo tipo E es más energético que otros tipos de suelo, por lo tanto aumentó la fuerza cortante y el momento flector en casi todos los modelos usados, con excepción de los modelos 9 y 10, en donde la estructura 1 de dos pisos se adosa a una estructura de 18 pisos y 20 pisos, respectivamente. Sólo en estos dos modelos las fuerzas internas se redujeron, y con esto se puede observar que la característica principal de los suelos blandos tipo E es la de producir una respuesta de mayor amplitud que la historia-tiempo de otros tipos de suelos modelados con la misma aceleración pico (0,1G). Los resultados obtenidos también son función de la historia-tiempo seleccionada y la relación de períodos $\frac{T_{estructura}}{T_{suelo}}$ (efecto de amplificación).
- c) La estructura 1 de dos pisos de altura, constante en todos los modelos, fue la estructura que más energía absorbió y más se estresó debido al impacto con la estructura 2 (cuya altura se modela hasta 20 pisos). La estructura 1 aumentó la fuerza cortante y el momento flector aproximadamente el doble con respecto al aumento de la fuerza cortante y momento flector de la estructura 2. Se puede verificar la misma tendencia, con un modelo de Estéreo Mecánica. Este

comportamiento se debe a que la estructura 1 tiene menos masa y velocidad que la estructura 2, y la energía fluye desde la estructura 2 hacia la estructura 1 con mayor recurrencia durante la historia-tiempo de todos los 4 sismos.

- d) En la estructura 1, donde se produce la mayor absorción de energía por choque, las columnas del segundo piso fueron las que más se estresaron. Aumentándose las fuerzas internas 75% más que el aumento de las fuerzas internas de las columnas del primer piso. Esto se debe a que la demanda de desplazamientos y fuerza impulsiva en el elemento de contacto (link-gap) del segundo piso es mayor que las producidas en el elemento de contacto del primer piso.
- e) El adosamiento losa contra losa, no aumenta considerablemente la carga axial, sino fundamentalmente la demanda de corte y flexión. El incremento del cortante puede ser controlado con un diseño sísmico basado en el Cortante Equivalente de las secciones críticas de las columnas menor a la resistencia al corte provista ($V_e < \phi V_n$). El incremento de flexión puede ser controlado diseñando a las columnas para tolerar una mayor demanda de ductilidad.

7.2 Recomendaciones

1) Evaluación e investigación de Estructuras.

Se recomienda que se postulen temas para futuros Trabajos de Grado donde no sólo se cambie todas las propiedades dinámicas de la estructura 2 (como en el presente Trabajo de Grado), sino que se evalúe como las 2 estructuras interactúan con un análisis de sensibilidad más fino.

- a) Modelando estructuras asimétricas en las cuales se podría evaluar cambios de masas, dejando constante la rigidez y el período.
- b) Modelando estructuras asimétricas en las cuales se podría estudiar cambios de rigideces, dejando como constante la masa y el período.

2) Diseño sísmico de nuevas estructuras.

- a) Se recomienda evitar impacto entre las estructuras adyacentes respetando las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción sobre separación mínima.

- b) Cuando el adosamiento sea permitido por ordenanzas municipales, se recomienda prohibir el contacto losa-columna y diseñar el contacto losa-loso con provisiones especiales para el diseño de columnas. Según ACI 318, se debe diseñar estribos por confinamiento para que la columna pueda soportar un incremento de carga axial para que no falle la columna por aplastamiento, una columna sísmicamente bien diseñada debe tener un cortante nominal (ϕV_n) mayor que el cortante equivalente (V_e), ya que no se puede tener una fuerza interna de corte mayor que la resistencia provista $\phi V_n = \phi V_s$.

3) Reforzamiento de Estructuras Existentes.

Cuando ya existan estructuras existentes adosadas se debe realizar una evaluación estructural de los edificios que contemplen su acoplamiento dinámico y choque; y en caso de ser necesario, se debería reforzar la edificación estructuralmente deficiente mediante:

- a) Arriostramientos metálicos.
- b) Muros de hormigón armado.
- c) Encamisado para incrementar resistencia y ductilidad de columnas con hormigón armado o placas acero.
- d) Incremento de ductilidad y resistencia de columnas con materiales compuestos, tales como polímeros de fibra de carbono.
- e) Adición de contrafuertes.

Todos estos métodos ayudan a incrementar la resistencia y ductilidad de la estructura. En muchos casos también la rigidez.

4) Actualización de las Ordenanzas Municipales.

En las ciudades donde históricamente se han desarrollado zonas comerciales densamente pobladas y las ordenanzas municipales han permitido el adosamiento entre estructuras adyacentes, se recomienda actualizar las Ordenanzas Municipales con las siguientes consideraciones:

- a) Se podrá permitir el adosamiento losa con losa en nuevas estructuras; siempre y cuando se estudien los efectos del adosamiento entre estructuras y se demuestre matemáticamente que las columnas de

cada estructura adosada, puede tolerar el incremento de la demanda de ductilidad por flexión, previniéndose todo tipo de mecanismo de falla frágil por cortante en las columnas.

- b) Se deberá prohibir el adosamiento con contacto de losas y columnas; entre una estructura nueva y otra existente; o entre dos estructuras nuevas.
- c) Se deberá solicitar a los propietarios de las edificaciones existentes que actualmente se encuentran adosadas; que de forma coordinada y mediante estudios estructurales especializados, evalúen los efectos de la interacción dinámica y choque entre estructuras adyacentes. El Municipio deberá coordinar que los propietarios de edificaciones vecinas afectadas por choque entre estructuras, ejecuten de un estudio estructural unificado para el sistema de edificios en interacción dinámica; el modelo matemático de acoplamiento entre estructuras adosadas cuantifique el incremento de esfuerzos de corte y flexión en las columnas; se establezcan los requerimientos específicos de rehabilitación estructural sismo-resistente requeridos para cada estructura; y, que se diseñe y construya el reforzamiento estructural requerido para cada estructura afectada, para dar cumplimiento a los objetivos de desempeño sismo-resistente de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15.

CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFÍA

American Society of Civil Engineers (2010). Drifts limits and Buildings - Separation (ASCE/SEI 7-10). Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

Argudo, J. (2017). Evaluación de Impacto entre Estructuras Adyacentes. Soluciones Prácticas para diseño y construcción sismo- resistente. Argudo y Asociados S.A.

Arnold, C., Bertero, V., Brogan, G., Canon, T., Christensen, T., Cluff, L., Cole, G., Hanson, B., Hays, W., Leyendecker, E., Santiago, M., Singh, J., y Yanev, P. (1987). Mexico Set I: General Overview. Earthquake Engineering Research Institute Committee on Continuing Education. Oakland, California.

Arnold, C., Bertero, V., Brogan, G., Canon, T., Christensen, T., Cluff, L., Cole, G., Hanson, B., Hays, W., Leyendecker, E., Santiago, M., Singh, J., y Yanev, P. (1987). Mexico Set II: Patterns of building failure. Earthquake Engineering Research Institute Committee on Continuing Education. Oakland, California.

Cole, G., Dhakal, R., Carr, A., y Bull, D. (2004). Building pounding and the effects of mass distribution. Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.

Cole, G., Dhakal, R., Carr, A., y Bull, D. (2010). Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerables to pounding damage. Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.

Computers and Structures Inc. (2011). CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Berkely, California.

Favvata, M., Naoum, M., y Karayannis, C. (2013). Earthquake induced interaction between RC Frame and Steel Frame structures. Democritus University of Thrace, Greece.

- Inel, M., Cayci, T., Kamal, M., y Altinel, O. (2014). Structural pounding of mid-rise RC buildings during earthquakes. Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. Istanbul, Turkey.
- Jankowski, R. y Mahmoud, S. (2015). Earthquake-Induced Structural Pounding. Geoplanet: Earth and Planetary Sciences. Springer International Publishing.
- Karayannis, C., y Favvata, M. (2005). Inter-story pounding between multistory reinforced concrete structures. Structural Engineering and Mechanics.
- Muthukumar, S., y DesRoches, R. (2006). A hertz contact model non-linear damping for pounding simulation. Atlanta, Georgia: John Wiley and Sons, Ltd.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015). NEC. Capítulo 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo – Resistentes, Ecuador.
- Temblores en México. (s.f.). Sismo del 85. Recuperado de: <http://www.tembloresenmexico.com/index.php/sismo-del-85>
- Warnotte, V., Stoica D., Majewski, S., y Voiculescu M. (2007). State of the art in the pounding mitigation techniques. Intersections. Volumen 4, pp. 102-117.
- Xue, Q., Zhang, C., He, J., Zou, G., y Zhang J. (2016). An updated structural pounding force model base on viscoelasticity of materials. Hindawi Publishing Corporation. Volumen 2016. Artículo 2596923.

**ANEXO 1: DETALLE DE LAS DIMENSIONES DE LOS
MODELOS UTILIZADOS**

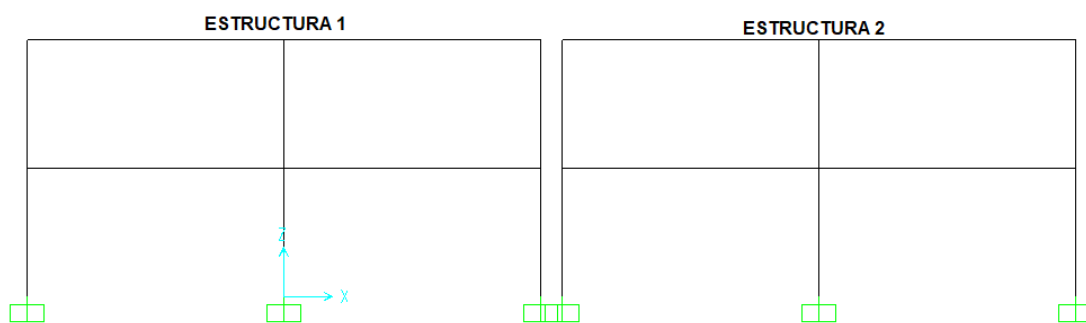


Figura 47.- Modelo 1, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 2 pisos

PISO	DIMENSIONES			
	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2	
	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)
1° Piso	25x60	60x60	25x60	60x60
2° Piso	25x60	50x50	25x60	50x50

Tabla 14.- Detalle de las dimensiones del Modelo 1

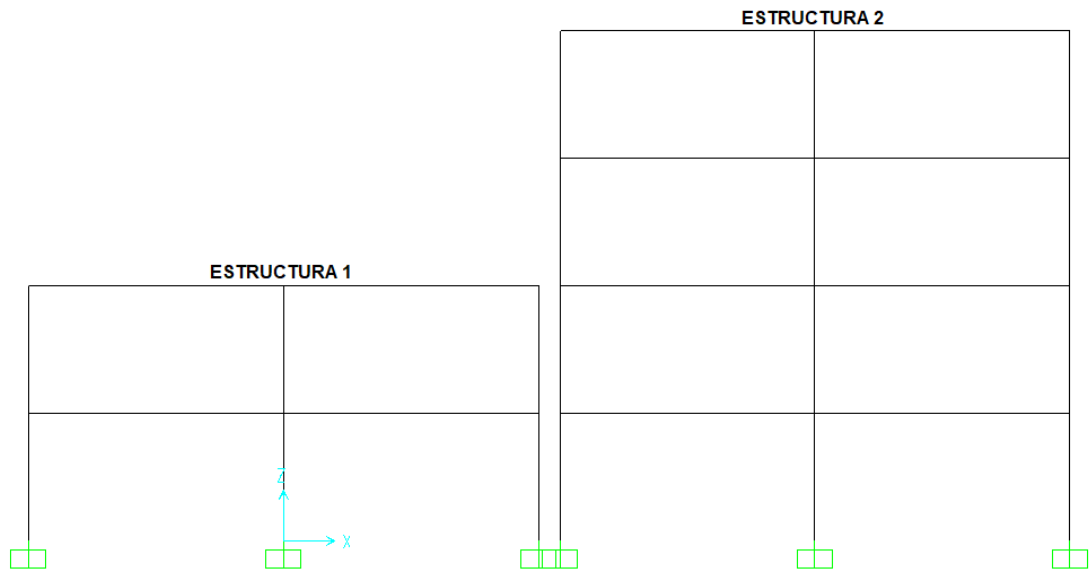


Figura 48.- Modelo 2, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 4 pisos

PISO	DIMENSIONES			
	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2	
	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)
1° Piso	25x60	60x60	40x60	70x70
2° Piso	25x60	50x50	40x60	65x65
3° Piso			40x60	60x60
4° Piso			40x60	50x50

Tabla 15.- Detalle de las dimensiones del Modelo 2

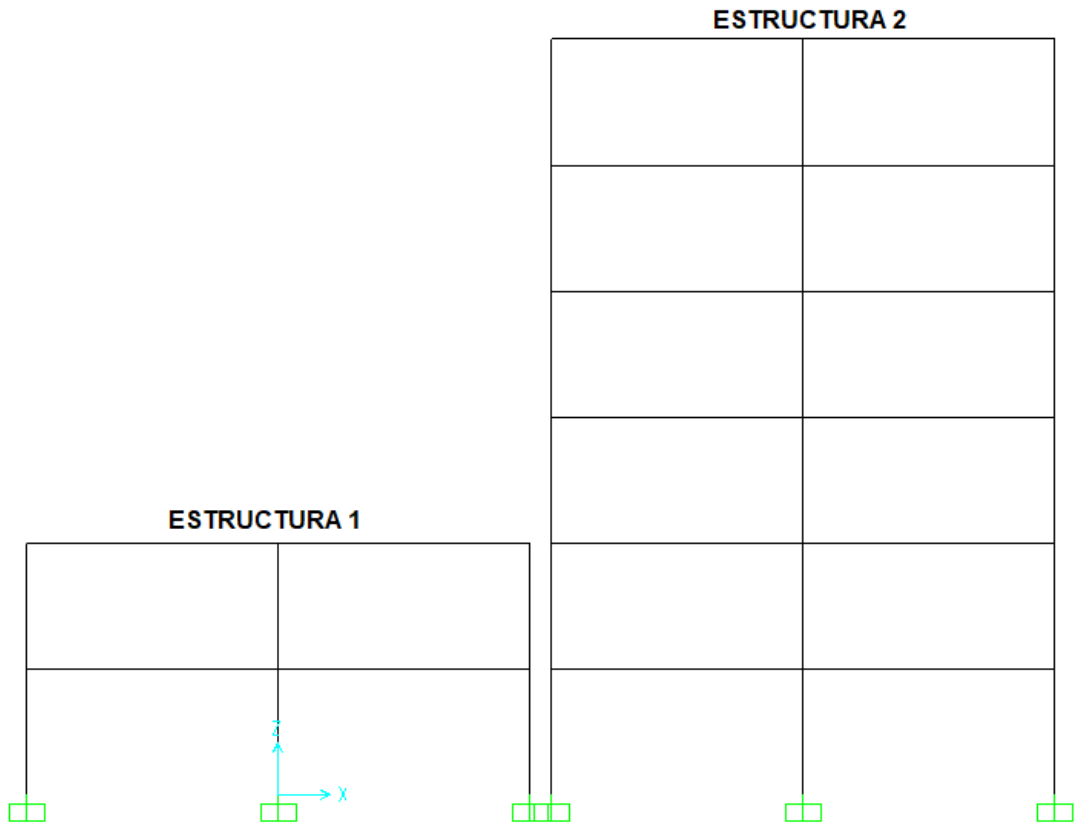


Figura 49.- Modelo 3, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 6 pisos

PISO	DIMENSIONES			
	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2	
	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)
1° Piso	25x60	60x60	40x60	80x80
2° Piso	25x60	50x50	40x60	75x75
3° Piso			40x60	70x70
4° Piso			40x60	65x65
5° Piso			40x60	55x55
6° Piso			40x60	45x45

Tabla 16.- Detalle de las dimensiones del Modelo 3

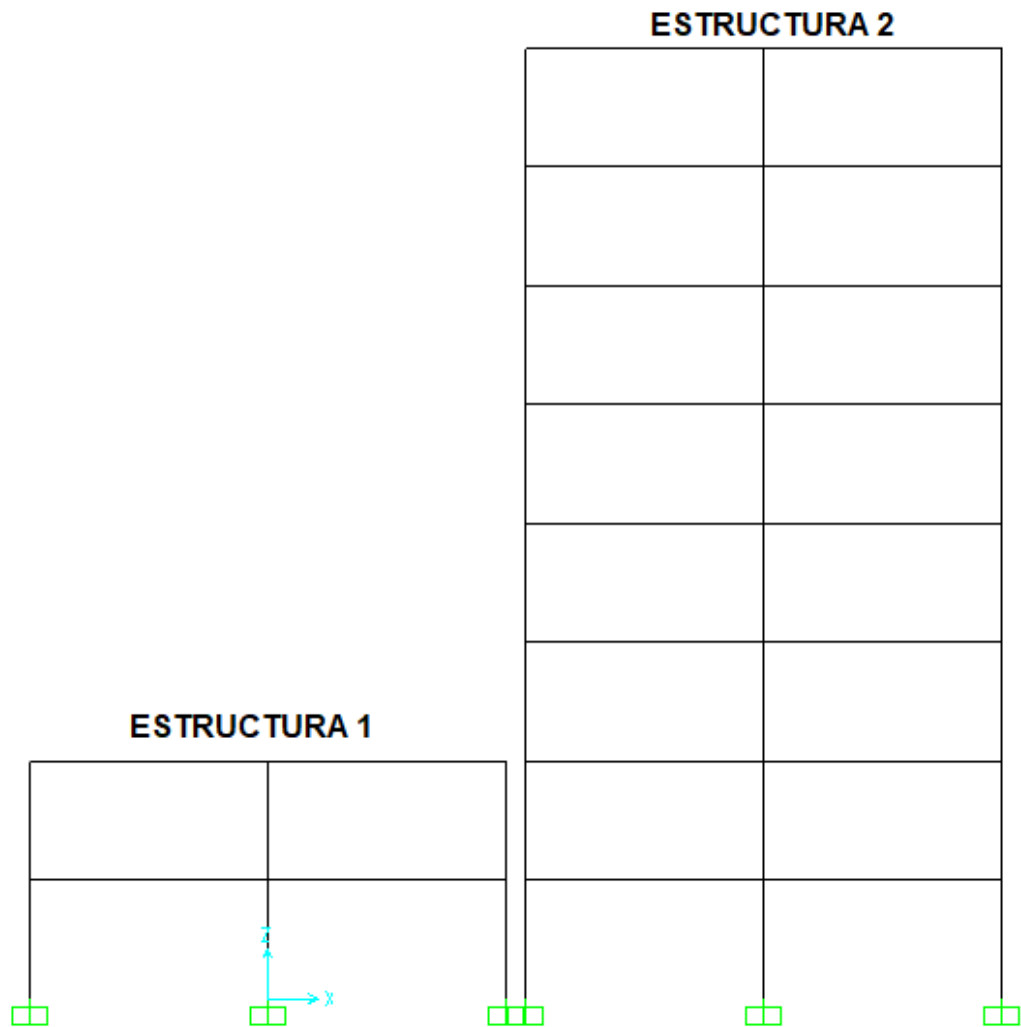


Figura 50.- Modelo 4, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 8 pisos

PISO	DIMENSIONES			
	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2	
	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)
1° Piso	25x60	60x60	40x60	90x90
2° Piso	25x60	50x50	40x60	85x85
3° Piso			40x60	80x80
4° Piso			40x60	75x75
5° Piso			40x60	70x70
6° Piso			40x60	60x60
7° Piso			40x60	50x50
8° Piso			40x60	40x40

Tabla 17.- Detalle de las dimensiones del Modelo 4

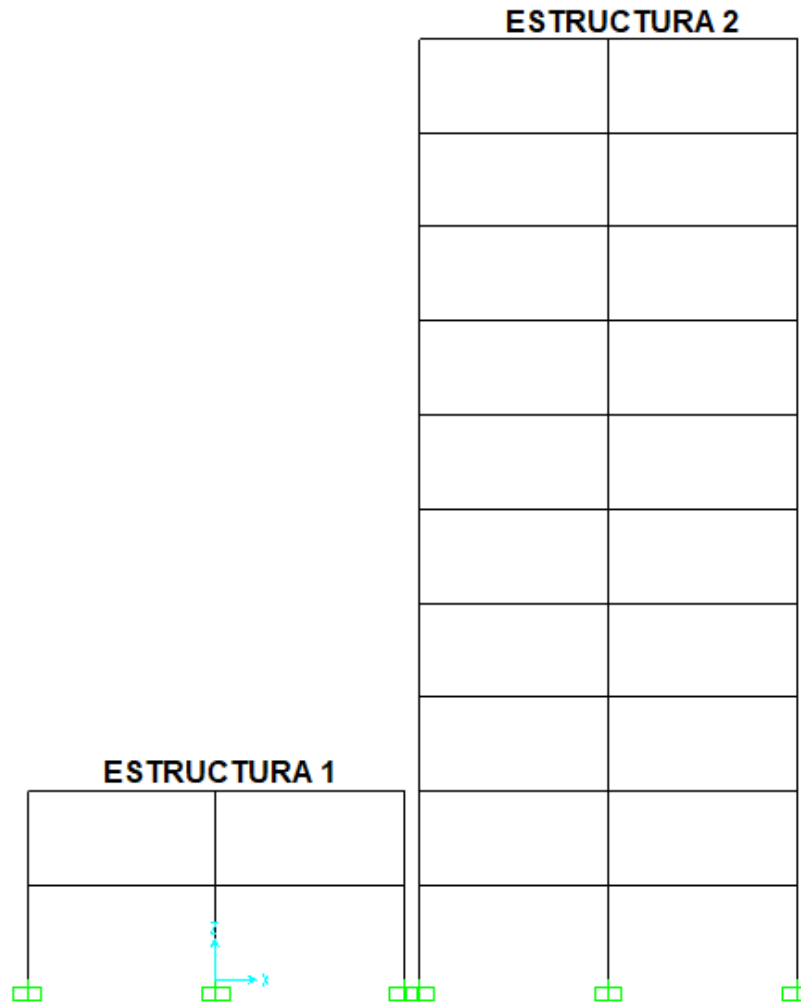


Figura 51.- Modelo 5, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 10 pisos

PISO	DIMENSIONES			
	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2	
	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)
1° Piso	25x60	60x60	40x75	100x100
2° Piso	25x60	50x50	40x75	95x95
3° Piso			40x75	90x90
4° Piso			40x75	85x85
5° Piso			40x75	80x80
6° Piso			40x60	75x75
7° Piso			40x60	70x70
8° Piso			40x60	60x60
9° Piso			40x60	50x50
10° Piso			40x60	40x40

Tabla 18.- Detalle de las dimensiones del Modelo 5

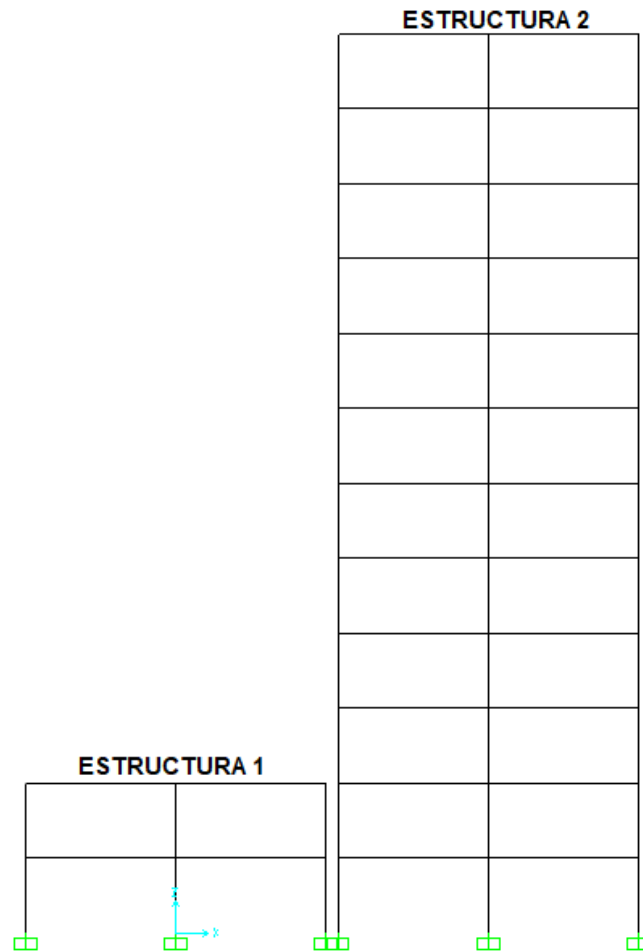


Figura 52.- Modelo 6, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 12 pisos

PISO	DIMENSIONES			
	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2	
	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)
1° Piso	25x60	60x60	40x75	105x105
2° Piso	25x60	50x50	40x75	100x100
3° Piso			40x75	95x95
4° Piso			40x75	90x90
5° Piso			40x75	85x85
6° Piso			40x60	80x80
7° Piso			40x60	75x75
8° Piso			40x60	70x70
9° Piso			40x60	60x60
10° Piso			40x60	50x50
11° Piso			40x60	40x40
12° Piso			40x60	40x40

Tabla 19.- Detalle de las dimensiones del Modelo 6

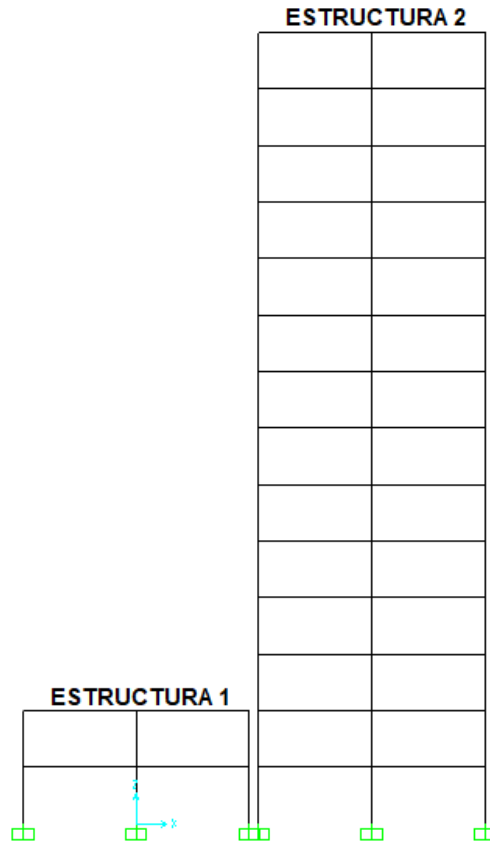


Figura 53.- Modelo 7, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 14 pisos

PISO	DIMENSIONES			
	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2	
	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)
1° Piso	25x60	60x60	40x75	120x120
2° Piso	25x60	50x50	40x75	115x115
3° Piso			40x75	110x110
4° Piso			40x75	105x105
5° Piso			40x75	100x100
6° Piso			40x75	95x95
7° Piso			40x60	90x90
8° Piso			40x60	85x85
9° Piso			40x60	80x80
10° Piso			40x60	75x75
11° Piso			40x60	65x65
12° Piso			40x60	55x55
13° Piso			40x60	45x45
14° Piso			40x60	40x40

Tabla 20.- Detalle de las dimensiones del modelo 7

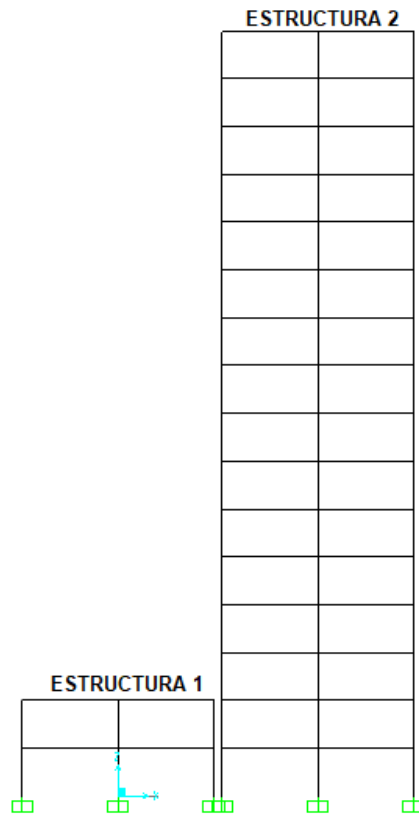


Figura 54.- Modelo 8, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 16 pisos

PISO	DIMENSIONES			
	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2	
	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)
1° Piso	25x60	60x60	40x75	125x125
2° Piso	25x60	50x50	40x75	120x120
3° Piso			40x75	115x115
4° Piso			40x75	110x110
5° Piso			40x75	105x105
6° Piso			40x75	100x100
7° Piso			40x60	95x95
8° Piso			40x60	90x90
9° Piso			40x60	85x85
10° Piso			40x60	80x80
11° Piso			40x60	70x70
12° Piso			40x60	60x60
13° Piso			40x60	50x50
14° Piso			40x60	50x50
15° Piso			40x60	40x40
16° Piso			40x60	40x40

Tabla 21.- Detalle de las dimensiones del Modelo 8

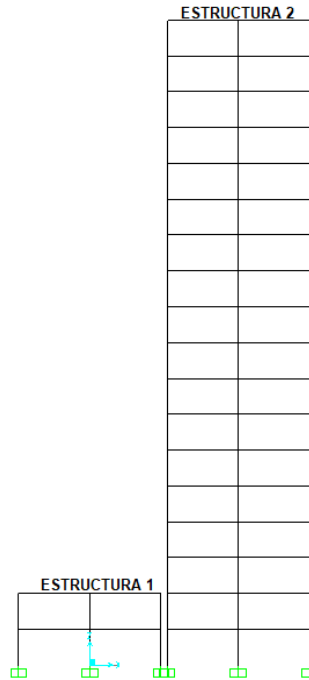


Figura 55.- Modelo 9, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 18 pisos

PISO	DIMENSIONES			
	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2	
	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)
1° Piso	25x60	60x60	40x75	140x140
2° Piso	25x60	50x50	40x75	135x135
3° Piso			40x75	130x130
4° Piso			40x75	125x125
5° Piso			40x75	120x120
6° Piso			40x75	115x115
7° Piso			40x75	110x110
8° Piso			40x75	105x105
9° Piso			40x75	100x100
10° Piso			40x60	95x95
11° Piso			40x60	90x90
12° Piso			40x60	85x85
13° Piso			40x60	75x75
14° Piso			40x60	65x65
15° Piso			40x60	55x55
16° Piso			40x60	50x50
17° Piso			40x60	45x45
18° Piso			40x60	45x45

Tabla 22.- Detalle de las dimensiones del Modelo 9

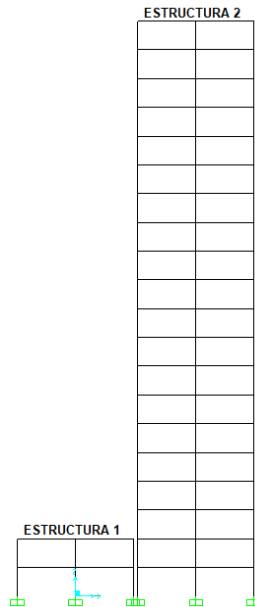


Figura 56.- Modelo 10, Estructura 1 de 2 pisos adyacente a una Estructura 2 de 20 pisos

PISO	DIMENSIONES			
	ESTRUCTURA 1		ESTRUCTURA 2	
	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)	VIGA (cm)	COLUMNA (cm)
1° Piso	25x60	60x60	40x75	150x150
2° Piso	25x60	50x50	40x75	145x145
3° Piso			40x75	140x140
4° Piso			40x75	135x135
5° Piso			40x75	130x130
6° Piso			40x75	125x125
7° Piso			40x75	120x120
8° Piso			40x75	115x115
9° Piso			40x75	110x110
10° Piso			40x75	105x105
11° Piso			40x75	100x100
12° Piso			40x60	95x95
13° Piso			40x60	90x90
14° Piso			40x60	85x85
15° Piso			40x60	75x75
16° Piso			40x60	65x65
17° Piso			40x60	55x55
18° Piso			40x60	50x50
19° Piso			40x60	45x45
20° Piso			40x60	45x45

Tabla 23.- Detalle de las dimensiones del Modelo 10

**ANEXO II: RESULTADOS DE LOS MODELOS AISLADOS
ANALIZADOS PARA LOS 4 TIPOS DE SUELO DE LAS
HISTORIA-TIEMPO SIN CONSIDERAR LA CARGA
PERMANENTE (1,2D+L)**

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,91	1,98	0	0	0,91	1,98
	Pc (ton)	0	0	-0,77	-1,63	0	0	-0,77	-1,63
	V2-2 (+) (ton)	0,91	1,07	1,67	2,81	0,91	1,07	1,67	2,81
	V2-2 (-) (ton)	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31
	M3-3 (+) (ton-m)	2,88	3,25	2,72	7,82	2,43	2,69	2,72	7,82
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,43	-2,69	-3,10	-9,32	-2,88	-3,25	-3,10	-9,32
C	Pt (ton)	0	0	1,18	2,57	0	0	1,18	2,57
	Pc (ton)	0	0	-1,19	-2,57	0	0	-1,19	-2,57
	V2-2 (+) (ton)	1,18	1,38	2,44	4,13	1,18	1,38	2,44	4,13
	V2-2 (-) (ton)	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30
	M3-3 (+) (ton-m)	3,72	4,22	3,56	11,79	3,77	4,17	3,56	11,79
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,77	-4,17	-3,41	-12,10	-3,72	-4,22	-3,41	-12,10
D	Pt (ton)	0	0	1,82	3,96	0	0	1,82	3,96
	Pc (ton)	0	0	-2,04	-4,37	0	0	-2,04	-4,37
	V2-2 (+) (ton)	1,82	2,14	4,15	7,06	1,82	2,14	4,15	7,06
	V2-2 (-) (ton)	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67
	M3-3 (+) (ton-m)	5,75	6,51	6,05	20,13	6,41	7,12	6,05	20,13
	M3-3 (-) (ton-m)	-6,41	-7,12	-5,26	-18,72	-5,75	-6,51	-5,26	-18,72
E	Pt (ton)	0	0	1,39	3,00	0	0	1,39	3,00
	Pc (ton)	0	0	-1,42	-3,07	0	0	-1,42	-3,07
	V2-2 (+) (ton)	1,39	1,61	2,87	5,10	1,39	1,61	2,87	5,10
	V2-2 (-) (ton)	-1,42	-1,65	-2,83	4,90	-1,42	-1,65	-2,83	4,90
	M3-3 (+) (ton-m)	4,38	4,89	4,17	14,39	4,47	5,03	4,17	14,39
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,47	-5,03	-4,10	-13,90	-4,38	-4,89	-4,10	-13,90

Tabla 24.- Fuerzas internas del Modelo 1 aislado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,91	1,98	0	0	12,58	16,60
	Pc (ton)	0	0	-0,77	-1,63	0	0	-10,33	-13,68
	V2-2 (+) (ton)	0,91	1,07	1,67	2,81	4,46	3,54	8,73	10,10
	V2-2 (-) (ton)	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31	-5,36	-4,16	-7,31	-9,16
	M3-3 (+) (ton-m)	2,88	3,25	2,72	7,82	16,35	12,63	17,19	34,57
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,43	-2,69	-3,10	-9,32	-13,60	-10,77	-14,33	-30,28
C	Pt (ton)	0	0	1,18	2,57	0	0	17,88	23,99
	Pc (ton)	0	0	-1,19	-2,57	0	0	-17,40	-23,13
	V2-2 (+) (ton)	1,18	1,38	2,44	4,13	7,53	5,72	12,64	14,57
	V2-2 (-) (ton)	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30	-7,86	-6,10	-11,94	-13,37
	M3-3 (+) (ton-m)	3,72	4,22	3,56	11,79	23,96	18,55	25,40	50,56
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,77	-4,17	-3,41	-12,10	-22,95	-17,38	-24,53	-46,78
D	Pt (ton)	0	0	1,82	3,96	0	0	11,50	15,57
	Pc (ton)	0	0	-2,04	-4,37	0	0	-13,14	-17,86
	V2-2 (+) (ton)	1,82	2,14	4,15	7,06	5,88	4,72	8,39	10,33
	V2-2 (-) (ton)	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67	-5,13	-4,11	-9,57	-12,02
	M3-3 (+) (ton-m)	5,75	6,51	6,05	20,13	15,64	12,50	16,34	34,84
	M3-3 (-) (ton-m)	-6,41	-7,12	-5,26	-18,72	-17,91	-14,34	-18,64	-40,23
E	Pt (ton)	0,00	0,00	1,39	3,00	0,00	0,00	12,46	16,75
	Pc (ton)	0,00	0,00	-1,42	-3,07	0,00	0,00	-14,31	-19,33
	V2-2 (+) (ton)	1,39	1,61	2,87	5,10	6,33	5,02	8,92	10,46
	V2-2 (-) (ton)	-1,42	-1,65	-2,83	4,90	-5,51	-4,32	-10,20	-12,47
	M3-3 (+) (ton-m)	4,38	4,89	4,17	14,39	16,78	13,12	17,74	35,99
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,47	-5,03	-4,10	-13,90	-19,28	-15,24	-20,12	-42,29

Tabla 25.- Fuerzas internas del Modelo 2 aislado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,91	1,98	0	0	22,04	26,05
	Pc (ton)	0	0	-0,77	-1,63	0	0	-21,74	-25,18
	V2-2 (+) (ton)	0,91	1,07	1,67	2,81	5,49	3,76	10,32	11,43
	V2-2 (-) (ton)	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31	-5,95	-4,06	-9,68	-11,03
	M3-3 (+) (ton-m)	2,88	3,25	2,72	7,82	18,00	12,27	27,26	49,25
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,43	-2,69	-3,10	-9,32	-16,63	-11,36	-25,15	-45,68
C	Pt (ton)	0	0	1,18	2,57	0	0	12,70	14,38
	Pc (ton)	0	0	-1,19	-2,57	0	0	-10,26	-11,67
	V2-2 (+) (ton)	1,18	1,38	2,44	4,13	2,53	1,80	5,00	5,73
	V2-2 (-) (ton)	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30	-3,00	-1,99	-4,57	-5,76
	M3-3 (+) (ton-m)	3,72	4,22	3,56	11,79	9,10	6,02	13,84	23,75
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,77	-4,17	-3,41	-12,10	-7,66	-5,43	-11,49	-22,74
D	Pt (ton)	0	0	1,82	3,96	0	0	31,77	36,84
	Pc (ton)	0	0	-2,04	-4,37	0	0	-33,69	-38,74
	V2-2 (+) (ton)	1,82	2,14	4,15	7,06	7,82	5,18	12,46	14,03
	V2-2 (-) (ton)	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67	-7,61	-5,08	-12,96	-15,04
	M3-3 (+) (ton-m)	5,75	6,51	6,05	20,13	23,03	15,34	34,50	61,19
	M3-3 (-) (ton-m)	-6,41	-7,12	-5,26	-18,72	-23,66	-15,64	-35,72	-63,47
E	Pt (ton)	0,00	0,00	1,39	3,00	0,00	0,00	29,79	34,60
	Pc (ton)	0,00	0,00	-1,42	-3,07	0,00	0,00	-29,35	-34,50
	V2-2 (+) (ton)	1,39	1,61	2,87	5,10	7,59	5,16	12,96	15,07
	V2-2 (-) (ton)	-1,42	-1,65	-2,83	4,90	-7,47	-5,13	-12,91	-14,60
	M3-3 (+) (ton-m)	4,38	4,89	4,17	14,39	22,60	15,51	33,93	63,10
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,47	-5,03	-4,10	-13,90	-22,98	-15,60	-34,54	-62,74

Tabla 26.- Fuerzas internas del Modelo 3 aislado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,91	1,98	0	0	23,16	25,25
	Pc (ton)	0	0	-0,77	-1,63	0	0	-23,04	-25,55
	V2-2 (+) (ton)	0,91	1,07	1,67	2,81	4,13	2,62	7,04	8,08
	V2-2 (-) (ton)	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31	-3,60	-2,24	-8,31	-9,58
	M3-3 (+) (ton-m)	2,88	3,25	2,72	7,82	10,87	6,76	24,10	39,81
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,43	-2,69	-3,10	-9,32	-12,47	-7,89	-27,58	-46,89
C	Pt (ton)	0	0	1,18	2,57	0	0	17,50	18,33
	Pc (ton)	0	0	-1,19	-2,57	0	0	-16,44	-17,24
	V2-2 (+) (ton)	1,18	1,38	2,44	4,13	2,26	1,39	4,94	6,72
	V2-2 (-) (ton)	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30	-1,98	-1,46	-4,22	-5,44
	M3-3 (+) (ton-m)	3,72	4,22	3,56	11,79	5,97	4,39	12,76	28,35
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,77	-4,17	-3,41	-12,10	-6,82	-4,18	-15,15	-24,25
D	Pt (ton)	0	0	1,82	3,96	0	0	49,75	54,27
	Pc (ton)	0	0	-2,04	-4,37	0	0	-48,59	-53,13
	V2-2 (+) (ton)	1,82	2,14	4,15	7,06	7,52	4,73	14,56	16,78
	V2-2 (-) (ton)	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67	-7,61	-4,78	-14,57	-16,67
	M3-3 (+) (ton-m)	5,75	6,51	6,05	20,13	22,97	14,40	50,63	84,13
	M3-3 (-) (ton-m)	-6,41	-7,12	-5,26	-18,72	-22,68	-14,26	-50,12	-84,54
E	Pt (ton)	0	0	1,39	3,00	0	0	56,10	61,71
	Pc (ton)	0	0	-1,42	-3,07	0	0	-44,13	-48,31
	V2-2 (+) (ton)	1,39	1,61	2,87	5,10	7,37	4,69	17,15	19,34
	V2-2 (-) (ton)	-1,42	-1,65	-2,83	4,90	-9,10	-5,68	-14,35	-16,41
	M3-3 (+) (ton-m)	4,38	4,89	4,17	14,39	27,46	17,12	60,32	100,23
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,47	-5,03	-4,10	-13,90	-22,24	-14,13	-48,83	-83,53

Tabla 27.- Fuerzas internas del Modelo 4 aislado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,91	1,98	0	0	40,62	43,19
	Pc (ton)	0	0	-0,77	-1,63	0	0	-35,91	-38,43
	V2-2 (+) (ton)	0,91	1,07	1,67	2,81	5,28	3,41	10,70	12,93
	V2-2 (-) (ton)	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31	-5,40	-3,75	-9,79	-10,87
	M3-3 (+) (ton-m)	2,88	3,25	2,72	7,82	16,31	11,33	29,79	56,78
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,43	-2,69	-3,10	-9,32	-15,94	-10,30	-29,98	-49,65
C	Pt (ton)	0	0	1,18	2,57	0	0	27,34	27,67
	Pc (ton)	0	0	-1,19	-2,57	0	0	-30,85	-29,95
	V2-2 (+) (ton)	1,18	1,38	2,44	4,13	5,63	3,93	12,82	15,47
	V2-2 (-) (ton)	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30	-6,25	-4,43	-11,22	-13,45
	M3-3 (+) (ton-m)	3,72	4,22	3,56	11,79	18,90	13,37	34,18	67,03
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,77	-4,17	-3,41	-12,10	-17,02	-11,87	-30,79	-59,23
D	Pt (ton)	0	0	1,82	3,96	0	0	108,68	117,51
	Pc (ton)	0	0	-2,04	-4,37	0	0	-107,75	-116,68
	V2-2 (+) (ton)	1,82	2,14	4,15	7,06	14,10	8,93	22,95	25,26
	V2-2 (-) (ton)	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67	-13,97	-8,82	-23,31	-26,54
	M3-3 (+) (ton-m)	5,75	6,51	6,05	20,13	42,22	26,64	77,23	126,28
	M3-3 (-) (ton-m)	-6,41	-7,12	-5,26	-18,72	-42,60	-26,95	-77,91	-127,90
E	Pt (ton)	0	0	1,39	3,00	0	0	88,07	95,16
	Pc (ton)	0	0	-1,42	-3,07	0	0	-76,86	-82,83
	V2-2 (+) (ton)	1,39	1,61	2,87	5,10	10,31	6,70	20,97	24,34
	V2-2 (-) (ton)	-1,42	-1,65	-2,83	4,90	-11,94	-7,84	-17,83	-20,39
	M3-3 (+) (ton-m)	4,38	4,89	4,17	14,39	36,07	23,64	65,49	114,85
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,47	-5,03	-4,10	-13,90	-31,15	-20,22	-56,67	-97,54

Tabla 28.- Fuerzas internas del modelo 5 aislado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,91	1,98	0	0	23,82	24,31
	Pc (ton)	0	0	-0,77	-1,63	0	0	-26,77	-29,15
	V2-2 (+) (ton)	0,91	1,07	1,67	2,81	3,98	2,45	7,67	8,74
	V2-2 (-) (ton)	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31	-3,64	-2,38	-7,23	-7,38
	M3-3 (+) (ton-m)	2,88	3,25	2,72	7,82	10,98	7,18	23,88	41,11
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,43	-2,69	-3,10	-9,32	-12,00	-7,38	-26,25	-40,44
C	Pt (ton)	0	0	1,18	2,57	0	0	31,08	34,71
	Pc (ton)	0	0	-1,19	-2,57	0	0	-24,54	-26,67
	V2-2 (+) (ton)	1,18	1,38	2,44	4,13	6,22	3,90	12,63	13,61
	V2-2 (-) (ton)	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30	-6,74	-4,23	-11,70	-11,96
	M3-3 (+) (ton-m)	3,72	4,22	3,56	11,79	20,35	12,76	44,11	71,20
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,77	-4,17	-3,41	-12,10	-18,77	-11,75	-40,80	-64,71
D	Pt (ton)	0	0	1,82	3,96	0	0	98,73	104,85
	Pc (ton)	0	0	-2,04	-4,37	0	0	-101,49	-107,49
	V2-2 (+) (ton)	1,82	2,14	4,15	7,06	9,78	6,00	17,19	19,09
	V2-2 (-) (ton)	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67	-9,91	-6,12	-16,80	-18,65
	M3-3 (+) (ton-m)	5,75	6,51	6,05	20,13	29,91	18,46	64,38	103,14
	M3-3 (-) (ton-m)	-6,41	-7,12	-5,26	-18,72	-29,51	-18,10	-63,69	-100,70
E	Pt (ton)	0	0	1,39	3,00	0	0	110,79	116,92
	Pc (ton)	0	0	-1,42	-3,07	0	0	-118,92	-126,13
	V2-2 (+) (ton)	1,39	1,61	2,87	5,10	13,27	8,22	23,88	26,95
	V2-2 (-) (ton)	-1,42	-1,65	-2,83	4,90	-12,96	-8,21	-23,52	-25,76
	M3-3 (+) (ton-m)	4,38	4,89	4,17	14,39	39,12	24,77	84,00	140,09
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,47	-5,03	-4,10	-13,90	-40,06	-24,80	-86,47	-138,29

Tabla 29.- Fuerzas internas del Modelo 6 aislado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,91	1,98	0	0	24,65	25,28
	Pc (ton)	0	0	-0,77	-1,63	0	0	-31,88	-32,79
	V2-2 (+) (ton)	0,91	1,07	1,67	2,81	2,84	1,84	8,71	8,65
	V2-2 (-) (ton)	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31	-3,50	-2,10	-8,16	-9,88
	M3-3 (+) (ton-m)	2,88	3,25	2,72	7,82	10,53	6,33	37,12	55,50
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,43	-2,69	-3,10	-9,32	-8,55	-5,53	-29,35	-51,63
C	Pt (ton)	0	0	1,18	2,57	0	0	37,14	39,58
	Pc (ton)	0	0	-1,19	-2,57	0	0	-29,24	-30,12
	V2-2 (+) (ton)	1,18	1,38	2,44	4,13	3,18	1,78	9,40	9,30
	V2-2 (-) (ton)	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30	-4,54	-2,58	-6,99	-7,38
	M3-3 (+) (ton-m)	3,72	4,22	3,56	11,79	13,67	7,76	48,17	66,07
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,77	-4,17	-3,41	-12,10	-9,58	-5,36	-33,76	-47,28
D	Pt (ton)	0	0	1,82	3,96	0	0	99,59	104,15
	Pc (ton)	0	0	-2,04	-4,37	0	0	-117,28	-121,98
	V2-2 (+) (ton)	1,82	2,14	4,15	7,06	9,76	5,71	19,44	21,84
	V2-2 (-) (ton)	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67	-8,50	-5,12	-20,99	-22,14
	M3-3 (+) (ton-m)	5,75	6,51	6,05	20,13	25,58	15,41	88,22	138,10
	M3-3 (-) (ton-m)	-6,41	-7,12	-5,26	-18,72	-29,40	-17,18	-102,55	-150,42
E	Pt (ton)	0	0	1,39	3,00	0	0	208,38	216,65
	Pc (ton)	0	0	-1,42	-3,07	0	0	-202,90	-212,12
	V2-2 (+) (ton)	1,39	1,61	2,87	5,10	15,77	9,26	34,87	38,44
	V2-2 (-) (ton)	-1,42	-1,65	-2,83	4,90	-15,80	-9,41	-33,50	-36,23
	M3-3 (+) (ton-m)	4,38	4,89	4,17	14,39	47,56	28,32	164,65	251,61
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,47	-5,03	-4,10	-13,90	-47,47	-27,86	-164,79	-245,52

Tabla 30.- Fuerzas internas del Modelo 7 aislado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,91	1,98	0	0	36,07	37,80
	Pc (ton)	0	0	-0,77	-1,63	0	0	-38,86	-39,48
	V2-2 (+) (ton)	0,91	1,07	1,67	2,81	3,87	2,48	11,15	12,43
	V2-2 (-) (ton)	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31	-3,35	-2,19	-12,57	-13,31
	M3-3 (+) (ton-m)	2,88	3,25	2,72	7,82	10,09	6,58	40,70	71,33
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,43	-2,69	-3,10	-9,32	-11,66	-7,45	-47,73	-79,52
C	Pt (ton)	0	0	1,18	2,57	0	0	53,66	55,28
	Pc (ton)	0	0	-1,19	-2,57	0	0	-36,62	-37,52
	V2-2 (+) (ton)	1,18	1,38	2,44	4,13	3,22	2,04	12,74	14,60
	V2-2 (-) (ton)	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30	-3,79	-2,48	-10,29	-10,56
	M3-3 (+) (ton-m)	3,72	4,22	3,56	11,79	11,40	7,47	46,27	81,78
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,77	-4,17	-3,41	-12,10	-9,68	-6,14	-39,86	-64,75
D	Pt (ton)	0	0	1,82	3,96	0	0	131,30	134,75
	Pc (ton)	0	0	-2,04	-4,37	0	0	-155,14	-159,55
	V2-2 (+) (ton)	1,82	2,14	4,15	7,06	7,22	4,58	27,60	29,38
	V2-2 (-) (ton)	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67	-8,72	-5,56	-22,75	-24,70
	M3-3 (+) (ton-m)	5,75	6,51	6,05	20,13	26,23	16,72	107,67	178,87
	M3-3 (-) (ton-m)	-6,41	-7,12	-5,26	-18,72	-21,72	-13,78	-89,07	-147,73
E	Pt (ton)	0	0	1,39	3,00	0	0	262,72	269,41
	Pc (ton)	0	0	-1,42	-3,07	0	0	-270,39	-278,00
	V2-2 (+) (ton)	1,39	1,61	2,87	5,10	12,15	7,62	42,78	45,86
	V2-2 (-) (ton)	-1,42	-1,65	-2,83	4,90	-13,82	-8,76	-36,75	-38,74
	M3-3 (+) (ton-m)	4,38	4,89	4,17	14,39	41,58	26,34	171,10	282,33
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,47	-5,03	-4,10	-13,90	-36,58	-22,92	-151,62	-244,67

Tabla 31.- Fuerzas internas del Modelo 8 aislado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,91	1,98	0	0	42,12	43,74
	Pc (ton)	0	0	-0,77	-1,63	0	0	-41,76	-42,10
	V2-2 (+) (ton)	0,91	1,07	1,67	2,81	3,21	1,87	9,61	11,12
	V2-2 (-) (ton)	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31	-2,97	-1,69	-11,09	-13,18
	M3-3 (+) (ton-m)	2,88	3,25	2,72	7,82	8,91	5,08	55,39	78,37
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,43	-2,69	-3,10	-9,32	-9,66	-5,61	-60,13	-88,69
C	Pt (ton)	0	0	1,18	2,57	0	0	65,24	66,69
	Pc (ton)	0	0	-1,19	-2,57	0	0	-45,24	-46,72
	V2-2 (+) (ton)	1,18	1,38	2,44	4,13	4,18	2,53	14,07	15,84
	V2-2 (-) (ton)	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30	-4,25	-2,47	-15,47	-17,38
	M3-3 (+) (ton-m)	3,72	4,22	3,56	11,79	12,77	7,43	79,32	116,61
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,77	-4,17	-3,41	-12,10	-12,56	-7,60	-77,41	-121,35
D	Pt (ton)	0	0	1,82	3,96	0	0	116,19	119,20
	Pc (ton)	0	0	-2,04	-4,37	0	0	-108,23	-109,23
	V2-2 (+) (ton)	1,82	2,14	4,15	7,06	6,18	3,60	18,14	20,48
	V2-2 (-) (ton)	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67	-6,10	-3,42	-19,67	-21,61
	M3-3 (+) (ton-m)	5,75	6,51	6,05	20,13	18,34	10,29	114,47	156,86
	M3-3 (-) (ton-m)	-6,41	-7,12	-5,26	-18,72	-18,57	-10,81	-114,31	-168,31
E	Pt (ton)	0	0	1,39	3,00	0	0	161,61	166,00
	Pc (ton)	0	0	-1,42	-3,07	0	0	-167,05	-170,35
	V2-2 (+) (ton)	1,39	1,61	2,87	5,10	7,08	4,03	23,48	25,43
	V2-2 (-) (ton)	-1,42	-1,65	-2,83	4,90	-7,89	-4,39	-21,09	-21,90
	M3-3 (+) (ton-m)	4,38	4,89	4,17	14,39	23,71	13,18	148,49	200,44
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,47	-5,03	-4,10	-13,90	-21,29	-12,12	-132,36	-185,77

Tabla 32.- Fuerzas internas del Modelo 9 aislado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,91	1,98	0	0	51,05	52,30
	Pc (ton)	0	0	-0,77	-1,63	0	0	-40,37	-41,64
	V2-2 (+) (ton)	0,91	1,07	1,67	2,81	2,99	1,72	10,86	12,43
	V2-2 (-) (ton)	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31	-2,94	-1,62	-12,36	-14,39
	M3-3 (+) (ton-m)	2,88	3,25	2,72	7,82	8,82	4,87	72,17	95,35
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,43	-2,69	-3,10	-9,32	-8,99	-5,16	-73,95	-104,23
C	Pt (ton)	0	0	1,18	2,57	0	0	68,68	69,71
	Pc (ton)	0	0	-1,19	-2,57	0	0	-69,69	-72,22
	V2-2 (+) (ton)	1,18	1,38	2,44	4,13	4,45	2,55	16,43	17,72
	V2-2 (-) (ton)	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30	-4,32	-2,48	-17,05	-17,90
	M3-3 (+) (ton-m)	3,72	4,22	3,56	11,79	12,98	7,44	105,43	150,01
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,77	-4,17	-3,41	-12,10	-13,38	-7,65	-109,04	-153,65
D	Pt (ton)	0	0	1,82	3,96	0	0	174,06	176,93
	Pc (ton)	0	0	-2,04	-4,37	0	0	-154,38	-158,58
	V2-2 (+) (ton)	1,82	2,14	4,15	7,06	7,62	4,25	27,20	29,15
	V2-2 (-) (ton)	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67	-8,19	-4,58	-25,12	-26,97
	M3-3 (+) (ton-m)	5,75	6,51	6,05	20,13	24,62	13,77	199,63	273,10
	M3-3 (-) (ton-m)	-6,41	-7,12	-5,26	-18,72	-22,90	-12,78	-186,26	-253,96
E	Pt (ton)	0,00	0,00	1,39	3,00	0,00	0,00	121,96	124,45
	Pc (ton)	0,00	0,00	-1,42	-3,07	0,00	0,00	-117,43	-118,67
	V2-2 (+) (ton)	1,39	1,61	2,87	5,10	5,32	2,99	20,41	22,35
	V2-2 (-) (ton)	-1,42	-1,65	-2,83	4,90	-5,79	-3,27	-18,32	-19,37
	M3-3 (+) (ton-m)	4,38	4,89	4,17	14,39	17,41	9,82	140,57	195,32
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,47	-5,03	-4,10	-13,90	-15,98	-8,99	-129,03	-178,16

Tabla 33.- Fuerzas internas del Modelo 10 aislado

**ANEXO III: RESULTADOS DE LOS 10 MODELOS ADOSADOS
ANALIZADOS PARA LOS 4 TIPOS DE SUELO EN LAS
HISTORIA-TIEMPO SIN CONSIDERAR LA CARGA
PERMANENTE (1,2D+L)**

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,91	1,98	0	0	0,91	1,98
	Pc (ton)	0	0	-0,77	-1,63	0	0	-0,77	-1,63
	V2-2 (+) (ton)	0,91	1,07	1,67	2,81	0,91	1,07	1,67	2,81
	V2-2 (-) (ton)	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31	-0,77	-0,88	-1,97	-3,31
	M3-3 (+) (ton-m)	2,88	3,25	2,72	7,82	2,43	2,69	2,72	7,82
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,43	-2,69	-3,10	-9,32	-2,88	-3,25	-3,10	-9,32
C	Pt (ton)	0	0	1,18	2,57	0	0	1,18	2,57
	Pc (ton)	0	0	-1,19	-2,57	0	0	-1,19	-2,57
	V2-2 (+) (ton)	1,18	1,38	2,44	4,13	1,18	1,38	2,44	4,13
	V2-2 (-) (ton)	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30	-1,19	-1,37	-2,38	-4,30
	M3-3 (+) (ton-m)	3,72	4,22	3,56	11,79	3,77	4,17	3,56	11,79
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,77	-4,17	-3,41	-12,10	-3,72	-4,22	-3,41	-12,10
D	Pt (ton)	0	0	1,82	3,96	0	0	1,82	3,96
	Pc (ton)	0	0	-2,04	-4,37	0	0	-2,04	-4,37
	V2-2 (+) (ton)	1,82	2,14	4,15	7,06	1,82	2,14	4,15	7,06
	V2-2 (-) (ton)	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67	-2,03	-2,34	-3,67	-6,67
	M3-3 (+) (ton-m)	5,75	6,51	6,05	20,13	6,41	7,12	6,05	20,13
	M3-3 (-) (ton-m)	-6,41	-7,12	-5,26	-18,72	-5,75	-6,51	-5,26	-18,72
E	Pt (ton)	0	0	1,39	3,00	0	0	1,39	3,00
	Pc (ton)	0	0	-1,42	-3,07	0	0	-1,42	-3,07
	V2-2 (+) (ton)	1,39	1,61	2,87	5,10	1,39	1,61	2,87	5,10
	V2-2 (-) (ton)	-1,42	-1,65	-2,83	4,90	-1,42	-1,65	-2,83	4,90
	M3-3 (+) (ton-m)	4,38	4,89	4,17	14,39	4,47	5,03	4,17	14,39
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,47	-5,03	-4,10	-13,90	-4,38	-4,89	-4,10	-13,90

Tabla 34.- Fuerzas internas del Modelo 1 adosado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	1,72	3,42	0	0	10,60	14,63
	Pc (ton)	0	0	-1,01	-1,96	0	0	-7,48	-10,24
	V2-2 (+) (ton)	1,71	1,89	2,33	3,57	3,51	3,01	9,42	11,74
	V2-2 (-) (ton)	-1,00	-1,03	-3,99	-6,42	-5,15	-4,34	-7,54	-10,61
	M3-3 (+) (ton-m)	5,41	5,76	3,83	9,16	15,69	13,20	17,32	37,73
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,17	-3,13	-6,55	-17,35	-10,69	-9,16	-13,89	-29,53
C	Pt (ton)	0	0	3,44	6,74	0	0	19,61	26,20
	Pc (ton)	0	0	-2,64	-5,58	0	0	-20,11	-23,72
	V2-2 (+) (ton)	3,42	3,30	5,58	8,65	8,17	5,26	15,20	19,79
	V2-2 (-) (ton)	-2,64	-2,93	-7,88	-11,99	-8,70	-7,06	-14,61	-19,41
	M3-3 (+) (ton-m)	10,82	10,05	8,45	24,70	26,53	21,45	29,17	62,57
	M3-3 (-) (ton-m)	-8,33	-8,92	-12,83	-30,22	-24,92	-16,01	-36,04	-53,93
D	Pt (ton)	0	0	1,89	4,14	0	0	11,78	15,92
	Pc (ton)	0	0	-1,30	-2,83	0	0	-10,18	-12,69
	V2-2 (+) (ton)	1,89	2,25	2,67	5,12	4,37	3,60	8,92	11,94
	V2-2 (-) (ton)	-1,30	-1,55	-4,21	-7,18	-5,14	-4,26	-8,59	-13,40
	M3-3 (+) (ton-m)	5,96	6,85	4,22	14,02	15,66	12,96	17,06	37,97
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,10	-4,74	-7,08	-19,90	-13,33	-10,94	-18,11	-35,88
E	Pt (ton)	0	0	2,34	4,75	0	0	14,80	19,68
	Pc (ton)	0	0	-1,47	-3,03	0	0	-13,29	-16,78
	V2-2 (+) (ton)	2,33	2,42	3,21	5,44	5,75	3,85	11,38	14,16
	V2-2 (-) (ton)	-1,47	-1,59	-5,14	-7,40	-6,52	-5,07	-9,84	-13,37
	M3-3 (+) (ton-m)	7,36	7,37	5,03	14,51	19,89	15,41	22,65	45,02
	M3-3 (-) (ton-m)	-4,62	-4,83	-8,07	-21,25	-17,54	-11,70	-23,12	-38,17

Tabla 35.- Fuerzas internas del Modelo 2 adosado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	1,95	3,89	0	0	20,99	25,03
	Pc (ton)	0	0	-0,67	-1,44	0	0	-20,18	-23,15
	V2-2 (+) (ton)	1,94	1,96	1,35	2,46	5,14	3,25	10,30	11,88
	V2-2 (-) (ton)	-0,66	-0,77	-4,37	-6,02	-5,86	-4,05	-9,45	-11,23
	M3-3 (+) (ton-m)	6,13	5,96	2,22	6,86	17,76	12,23	26,86	49,50
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,10	-2,36	-6,97	-16,62	-15,58	-9,81	-25,48	-42,53
C	Pt (ton)	0	0	1,02	2,30	0	0	12,32	13,89
	Pc (ton)	0	0	-0,69	-1,38	0	0	-12,40	-12,93
	V2-2 (+) (ton)	1,02	1,29	1,51	2,10	2,14	1,39	5,06	7,73
	V2-2 (-) (ton)	-0,68	-0,69	-2,06	-4,45	-2,83	-1,94	-4,23	-5,57
	M3-3 (+) (ton-m)	3,22	3,93	2,39	5,90	8,56	5,87	13,45	23,47
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,13	-2,09	-3,08	-11,94	-6,49	-4,19	-13,86	-18,65
D	Pt (ton)	0	0	2,61	5,11	0	0	30,22	35,15
	Pc (ton)	0	0	-1,26	-2,55	0	0	-31,55	-35,39
	V2-2 (+) (ton)	2,60	2,67	2,77	4,11	7,30	4,32	13,54	15,92
	V2-2 (-) (ton)	-1,25	-1,31	-6,08	-7,43	-7,64	-5,30	-11,71	-15,27
	M3-3 (+) (ton-m)	8,23	8,12	4,36	11,41	23,12	16,03	34,91	65,51
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,96	-3,98	-10,00	-22,01	-22,10	-13,05	-34,84	-53,96
E	Pt (ton)	0	0	2,51	5,07	0	0	28,36	32,92
	Pc (ton)	0	0	-1,09	-2,33	0	0	-30,69	34,84
	V2-2 (+) (ton)	2,51	2,58	2,27	3,72	6,97	4,17	14,80	17,37
	V2-2 (-) (ton)	-1,09	-1,24	-5,59	-7,08	-7,70	-5,59	-10,78	-13,18
	M3-3 (+) (ton-m)	7,93	7,84	3,55	10,65	23,30	16,89	35,42	69,82
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,43	-3,78	-8,86	-21,00	-21,09	-12,59	-32,32	-52,54

Tabla 36.- Fuerzas internas del Modelo 3

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	1,35	2,69	0	0	21,43	23,61
	Pc (ton)	0	0	-0,61	-1,28	0	0	-21,58	-23,44
	V2-2 (+) (ton)	1,35	1,38	1,30	2,07	3,73	2,26	7,21	7,95
	V2-2 (-) (ton)	-0,61	-0,67	-3,04	-3,96	-3,69	-2,32	-7,01	-8,19
	M3-3 (+) (ton-m)	4,25	4,19	1,97	5,79	11,12	6,99	24,92	41,10
	M3-3 (-) (ton-m)	-1,93	-2,05	-4,91	-11,52	11,26	-6,81	-25,64	-40,38
C	Pt (ton)	0	0	1,02	2,19	0	0	17,10	17,84
	Pc (ton)	0	0	-0,88	-1,76	0	0	-17,48	-18,23
	V2-2 (+) (ton)	1,02	1,17	1,95	2,91	1,91	1,13	6,95	9,65
	V2-2 (-) (ton)	-0,87	-0,88	-2,08	-3,60	-1,97	-1,58	-4,15	-5,59
	M3-3 (+) (ton-m)	3,20	3,56	3,10	7,55	5,95	4,75	14,02	32,98
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,75	-2,67	-3,02	-10,14	-5,75	-3,40	-14,94	-22,40
D	Pt (ton)	0	0	2,25	4,59	0	0	44,51	48,51
	Pc (ton)	0	0	-1,15	-2,43	0	0	-43,99	-47,64
	V2-2 (+) (ton)	2,25	2,34	2,42	3,66	6,66	3,88	13,28	16,14
	V2-2 (-) (ton)	-1,15	-1,28	-5,05	-6,27	-6,80	-4,30	-11,41	-14,76
	M3-3 (+) (ton-m)	7,11	7,11	3,67	10,69	20,52	12,95	45,17	76,07
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,63	-3,89	-8,20	-18,71	-20,08	-11,68	-45,67	-69,09
E	Pt (ton)	0	0	2,21	4,51	0	0	55,21	60,72
	Pc (ton)	0	0	-0,87	-1,83	0	0	-44,19	-46,66
	V2-2 (+) (ton)	2,20	2,30	2,01	3,43	6,27	3,78	16,74	18,99
	V2-2 (-) (ton)	-0,86	-1,00	-4,82	-6,34	-8,96	-5,54	-11,93	-14,50
	M3-3 (+) (ton-m)	6,95	7,00	3,29	9,24	27,03	16,69	59,50	97,59
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,73	-3,06	-7,57	-18,82	-18,91	-11,38	-43,20	-67,95

Tabla 37.- Fuerzas internas del Modelo 4 adosado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	1,03	2,03	0	0	40,68	43,42
	Pc (ton)	0	0	-0,42	-0,88	0	0	-36,33	-38,64
	V2-2 (+) (ton)	1,02	1,07	0,98	1,70	5,26	3,36	10,54	12,76
	V2-2 (-) (ton)	-0,42	-0,49	-2,52	-3,58	-5,49	-3,70	-9,63	-11,05
	M3-3 (+) (ton-m)	3,24	3,27	1,61	4,55	16,59	11,17	30,40	56,01
	M3-3 (-) (ton-m)	-1,33	-1,50	-4,33	-9,59	-15,90	-10,14	-30,73	-49,22
C	Pt (ton)	0	0	1,09	2,22	0	0	27,61	27,83
	Pc (ton)	0	0	-0,72	-15847,00	0	0	-30,62	-29,24
	V2-2 (+) (ton)	1,09	1,20	1,41	3,05	5,24	3,63	13,01	15,82
	V2-2 (-) (ton)	-0,72	-0,87	-2,54	-3,76	-6,26	-4,47	-11,60	-13,91
	M3-3 (+) (ton-m)	3,45	3,65	2,02	8,10	18,92	13,49	34,20	68,04
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,26	-2,64	-4,18	-10,53	-15,84	-10,97	-31,03	-55,27
D	Pt (ton)	0	0	2,41	4,86	0	0	106,91	115,70
	Pc (ton)	0	0	-1,02	-2,07	0	0	-106,87	-114,52
	V2-2 (+) (ton)	2,41	2,46	2,24	3,19	12,95	7,78	22,94	25,33
	V2-2 (-) (ton)	-1,02	-1,05	-5,49	-6,81	-13,87	-8,79	-20,24	-26,06
	M3-3 (+) (ton-m)	7,60	7,49	3,51	8,80	41,92	26,54	76,63	126,07
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,21	-3,21	-8,89	-20,12	-39,14	-23,48	-71,83	-116,59
E	Pt (ton)	0	0	1,80	3,57	0	0	89,11	96,17
	Pc (ton)	0	0	-1,02	-2,21	0	0	-75,45	-80,43
	V2-2 (+) (ton)	1,80	1,91	2,05	3,82	9,44	5,89	21,00	24,35
	V2-2 (-) (ton)	-1,02	-1,20	-4,20	-5,91	-11,95	-7,84	-15,23	-17,91
	M3-3 (+) (ton-m)	5,70	5,80	2,96	10,61	36,13	23,66	65,59	114,86
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,21	-3,65	-6,90	-16,63	-28,52	-17,77	-51,70	-85,71

Tabla 38.- Fuerzas internas del Modelo 5 adosado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,79	1,57	0	0	23,92	24,33
	Pc (ton)	0	0	-0,47	-1,03	0	0	-26,77	-28,30
	V2-2 (+) (ton)	0,79	0,85	1,01	2,14	3,82	2,31	8,06	10,09
	V2-2 (-) (ton)	-0,47	-0,59	-1,96	-2,78	-3,76	-2,51	-6,64	-8,30
	M3-3 (+) (ton-m)	2,50	2,60	1,67	5,61	11,34	7,57	24,90	44,80
	M3-3 (-) (ton-m)	-1,48	-1,79	-3,38	-7,60	-11,54	-6,97	-25,88	-38,74
C	Pt (ton)	0	0	1,24	2,72	0	0	31,90	35,56
	Pc (ton)	0	0	-0,63	-1,37	0	0	-23,98	-26,09
	V2-2 (+) (ton)	1,24	1,48	1,26	2,51	6,12	3,81	13,53	15,23
	V2-2 (-) (ton)	-0,63	-0,75	-3,05	-4,71	-6,94	-4,47	-11,61	-13,82
	M3-3 (+) (ton-m)	3,92	4,50	1,84	6,80	20,93	13,49	45,30	76,77
	M3-3 (-) (ton-m)	-1,98	-2,28	-5,22	-13,09	-18,46	-11,48	-41,29	-66,53
D	Pt (ton)	0	0	1,61	3,24	0	0	99,70	105,90
	Pc (ton)	0	0	-1,02	-2,05	0	0	-101,37	-106,48
	V2-2 (+) (ton)	1,61	1,64	2,36	3,55	8,92	5,16	17,44	19,33
	V2-2 (-) (ton)	-1,02	-1,10	-3,62	-4,36	-10,03	-6,20	-13,40	-15,76
	M3-3 (+) (ton-m)	5,08	4,99	3,85	9,82	30,28	18,69	65,22	104,36
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,22	-3,36	-5,78	-12,89	-26,91	-15,54	-57,99	-85,18
E	Pt (ton)	0	0	2,31	4,55	0	0	111,13	117,36
	Pc (ton)	0	0	-1,09	-2,08	0	0	-116,07	-122,74
	V2-2 (+) (ton)	2,31	2,28	2,56	3,32	12,41	7,32	23,72	26,76
	V2-2 (-) (ton)	-1,08	-1,09	-5,29	-6,69	-12,87	-8,16	-20,60	-25,22
	M3-3 (+) (ton-m)	7,29	6,93	4,26	9,42	38,85	24,60	83,41	139,09
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,42	-3,31	-8,59	-19,22	-37,44	-22,07	-82,19	-126,75

Tabla 39.- Fuerzas internas del Modelo 6 adosado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,72	1,59	0	0	25,26	25,88
	Pc (ton)	0	0	-0,36	-0,67	0	0	-31,77	-32,48
	V2-2 (+) (ton)	0,72	0,86	0,88	1,29	2,84	1,84	9,12	9,14
	V2-2 (-) (ton)	-0,36	-0,37	-1,44	-2,74	-3,56	-2,18	-8,23	-10,22
	M3-3 (+) (ton-m)	2,28	2,63	1,50	3,44	10,71	6,55	37,38	58,21
	M3-3 (-) (ton-m)	-1,13	-1,12	-2,50	-7,63	-8,56	-5,53	-29,85	-51,86
C	Pt (ton)	0	0	1,20	2,59	0	0	37,25	39,83
	Pc (ton)	0	0	-0,39	-0,84	0	0	-29,28	-29,97
	V2-2 (+) (ton)	1,20	1,39	0,85	1,62	3,09	1,64	9,72	12,96
	V2-2 (-) (ton)	-0,39	-0,46	-2,42	-4,29	-4,67	-2,62	-6,80	-7,59
	M3-3 (+) (ton-m)	3,78	4,24	1,30	4,30	14,05	7,88	49,54	68,75
	M3-3 (-) (ton-m)	-1,24	-1,40	-3,50	-12,12	-9,31	-4,94	-34,67	-44,50
D	Pt (ton)	0	0	1,68	3,26	0	0	97,86	102,41
	Pc (ton)	0	0	-0,90	-1,74	0	0	-114,90	-119,20
	V2-2 (+) (ton)	1,68	1,63	2,13	2,30	9,31	5,21	19,50	21,90
	V2-2 (-) (ton)	-0,90	-0,84	-3,94	-4,67	-8,56	-5,15	-17,70	-20,42
	M3-3 (+) (ton-m)	5,32	4,96	3,55	6,68	25,78	15,50	88,94	138,76
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,58	-2,56	-6,51	-13,02	-28,02	-15,68	-97,87	-134,50
E	Pt (ton)	0	0	2,56	5,16	0	0	206,57	214,72
	Pc (ton)	0	0	-0,97	-2,10	0,00	0,00	-199,60	-207,84
	V2-2 (+) (ton)	2,56	2,61	2,08	3,51	14,67	8,30	34,47	38,08
	V2-2 (-) (ton)	-0,97	-1,13	-5,69	-6,67	-15,59	-9,29	-27,34	-30,36
	M3-3 (+) (ton-m)	8,07	7,94	3,56	9,85	46,93	27,96	162,42	248,52
	M3-3 (-) (ton-m)	-3,06	-3,44	-9,00	-20,59	-44,15	-24,97	-152,65	-216,43

Tabla 40.- Fuerzas internas del Modelo 7 adosado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,82	1,49	0	0	35,74	37,48
	Pc (ton)	0	0	-0,49	0,97	0	0	-38,86	-39,38
	V2-2 (+) (ton)	0,81	0,79	1,09	1,32	3,76	2,32	11,32	12,89
	V2-2 (-) (ton)	-0,48	-0,48	-2,03	-2,79	-3,40	-2,23	-11,53	-13,53
	M3-3 (+) (ton-m)	2,58	2,39	1,75	3,85	10,24	6,70	41,37	72,97
	M3-3 (-) (ton-m)	-1,53	-1,47	-3,51	-7,11	-11,33	-6,99	-47,21	-76,09
C	Pt (ton)	0	0	1,02	2,22	0	0	54,62	56,37
	Pc (ton)	0	0	-0,63	-1,28	0	0	-36,93	-37,97
	V2-2 (+) (ton)	1,01	1,21	1,42	2,14	3,16	1,96	13,27	16,08
	V2-2 (-) (ton)	-0,63	-0,65	-2,03	-3,97	-3,83	-2,56	-10,13	-11,34
	M3-3 (+) (ton-m)	3,20	3,70	2,25	5,56	11,53	7,72	47,10	85,49
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,00	-1,97	-3,30	-10,86	-9,52	-5,90	-45,27	-62,73
D	Pt (ton)	0	0	1,30	2,60	0	0	131,55	135,10
	Pc (ton)	0	0	-0,85	-1,62	0	0	-153,95	-157,87
	V2-2 (+) (ton)	1,30	1,35	2,02	2,42	6,97	4,33	28,18	30,14
	V2-2 (-) (ton)	-0,85	-0,77	-2,94	-4,28	-8,88	-5,67	-20,89	-23,05
	M3-3 (+) (ton-m)	4,11	4,11	3,39	6,78	26,71	17,05	109,47	182,59
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,68	-2,35	-4,70	-11,58	-20,98	-13,01	-85,80	-139,24
E	Pt (ton)	0	0	2,11	4,23	0	0	261,85	268,48
	Pc (ton)	0	0	-0,80	-1,73	0	0	-268,28	-275,15
	V2-2 (+) (ton)	2,11	2,13	1,63	3,08	11,31	6,87	42,74	45,89
	V2-2 (-) (ton)	-0,80	-0,93	-4,75	-5,39	-13,79	-8,74	-31,03	-33,29
	M3-3 (+) (ton-m)	6,67	6,47	2,36	8,27	41,51	26,30	170,81	281,98
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,53	-2,82	-7,57	-16,72	-34,04	-20,66	-140,72	-217,80

Tabla 41.- Fuerzas internas del modelo 8 adosado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,71	1,53	0	0	41,90	43,53
	Pc (ton)	0	0	-0,52	0,95	0	0	-41,52	-41,80
	V2-2 (+) (ton)	0,71	0,82	1,27	1,47	3,18	1,80	9,85	12,36
	V2-2 (-) (ton)	-0,52	-0,44	-1,71	-2,63	-2,99	-1,71	-10,71	-12,76
	M3-3 (+) (ton-m)	2,23	2,51	2,18	3,95	8,99	5,13	55,85	79,06
	M3-3 (-) (ton-m)	-1,63	-1,35	-3,04	-7,24	-9,56	-5,40	-62,45	-86,03
C	Pt (ton)	0	0	1,10	2,38	0	0	65,21	66,73
	Pc (ton)	0	0	-0,68	-1,34	0	0	-45,08	-46,58
	V2-2 (+) (ton)	1,10	1,29	1,57	1,96	4,13	2,47	14,51	17,97
	V2-2 (-) (ton)	-0,68	-0,65	-2,20	-4,02	-4,29	-2,49	-14,86	-17,28
	M3-3 (+) (ton-m)	3,46	3,92	2,55	5,31	12,89	7,50	80,38	119,79
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,15	-1,99	-3,16	-11,26	-12,42	-7,43	-76,45	-118,82
D	Pt (ton)	0	0	1,04	2,11	0	0	114,99	117,97
	Pc (ton)	0	0	-0,81	-1,50	0	0	-108,38	-109,23
	V2-2 (+) (ton)	1,04	1,11	2,00	2,12	6,06	3,48	18,22	20,56
	V2-2 (-) (ton)	-0,81	-0,69	-2,32	-3,42	-6,15	-3,45	-18,25	-20,58
	M3-3 (+) (ton-m)	3,28	3,37	3,43	5,94	18,48	10,37	115,32	158,14
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,56	-2,08	-3,68	-9,63	-18,20	-10,46	-111,89	-162,15
E	Pt (ton)	0	0	1,16	2,35	0	0	163,81	168,25
	Pc (ton)	0	0	-0,68	-1,28	0	0	-168,91	-171,98
	V2-2 (+) (ton)	1,16	1,25	1,63	2,29	6,86	3,82	23,58	25,51
	V2-2 (-) (ton)	-0,67	-0,69	-2,64	-3,91	-7,99	-4,44	-18,39	-19,26
	M3-3 (+) (ton-m)	3,67	3,82	2,76	6,23	24,03	13,36	150,45	203,09
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,12	-2,10	-4,36	-10,86	-20,63	-11,49	-127,95	-173,76

Tabla 42.- Fuerzas internas del Modelo 9 adosado

Tipo de Suelo	Fuerzas Internas	Estructura 1				Estructura 2			
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
B	Pt (ton)	0	0	0,70	1,54	0	0	51,39	52,65
	Pc (ton)	0	0	-0,42	-0,76	0	0	-40,65	-41,87
	V2-2 (+) (ton)	0,70	0,83	1,07	1,23	3,00	1,73	11,22	13,97
	V2-2 (-) (ton)	-0,42	-0,36	-1,58	-2,69	-2,98	-1,64	-12,40	-14,22
	M3-3 (+) (ton-m)	2,21	2,54	1,88	3,16	8,94	4,93	73,14	96,55
	M3-3 (-) (ton-m)	-1,34	-1,08	-2,83	-7,36	-9,01	-5,19	-76,96	-105,14
C	Pt (ton)	0	0	1,15	2,48	0	0	68,85	69,90
	Pc (ton)	0	0	-0,73	-1,39	0	0	-69,63	-72,07
	V2-2 (+) (ton)	1,15	1,33	1,71	1,78	4,40	2,50	17,02	21,31
	V2-2 (-) (ton)	-0,72	-0,67	-2,32	-4,10	-4,37	-2,54	-16,24	-17,92
	M3-3 (+) (ton-m)	3,62	4,06	2,91	5,22	13,14	7,62	106,77	154,88
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,29	-2,05	-3,71	-11,57	-13,22	-7,52	-107,83	-150,84
D	Pt (ton)	0	0	1,24	2,50	0	0	172,85	175,72
	Pc (ton)	0	0	-0,84	-1,58	0	0	-152,47	-156,44
	V2-2 (+) (ton)	1,23	1,26	2,03	2,28	7,36	4,04	27,08	29,07
	V2-2 (-) (ton)	-0,84	-0,74	-2,79	-3,36	-8,14	-4,55	-22,14	-23,88
	M3-3 (+) (ton-m)	3,90	3,85	3,43	6,29	24,45	13,68	198,24	271,50
	M3-3 (-) (ton-m)	-2,65	-2,25	-4,65	-10,15	-22,12	-12,15	-179,73	-238,85
E	Pt (ton)	0	0	1,02	2,17	0	0	122,36	124,83
	Pc (ton)	0	0	-0,47	-1,00	0	0	-117,84	-118,97
	V2-2 (+) (ton)	1,02	1,15	1,16	2,08	5,14	2,87	20,21	22,35
	V2-2 (-) (ton)	-0,47	-0,57	-2,35	-3,81	-5,74	-3,24	-16,78	-19,06
	M3-3 (+) (ton-m)	3,23	3,49	2,02	5,45	17,26	9,73	139,38	193,53
	M3-3 (-) (ton-m)	-1,47	-1,77	-4,27	-10,08	-15,44	-8,61	-124,49	-169,81

Tabla 43.- Fuerza internas del Modelo 10 adosado



DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **Parrales Tenelema, Renan Patricio**, con C.C: # **0803185677** autor del trabajo de titulación: **Comportamiento sísmico de estructuras adosadas losa con losa y evaluación de efectos asociados al impacto entre estructuras** previo a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, 25 de septiembre de 2017

f. _____

Nombre: **Parrales Tenelema Renan Patricio**

C.C: **0803185677**



REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA			
FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN			
TEMA Y SUBTEMA:	Comportamiento sísmico de estructuras adosadas losa con losa y evaluación de efectos asociados al impacto entre estructuras		
AUTOR	Renan Patricio Parrales Tenelema		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, Ph.D		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
FACULTAD:	Ingeniería		
CARRERA:	Ingeniería Civil		
TITULO OBTENIDO:	Ingeniero Civil		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	25 de septiembre de 2017	No. DE PÁGINAS:	125
ÁREAS TEMÁTICAS:	Estructuras, Sísmica, Geología		
PALABRAS CLAVES/KEYWORDS:	Estructuras adosadas, impacto o choque de estructuras, fuerzas internas, vínculo tipo link-gap, registro sísmico de aceleraciones, contacto losa con losa		
RESUMEN/ABSTRACT (150-250 palabras): El presente trabajo: "Comportamiento sísmico de estructuras adosadas losa con losa y evaluación de efectos asociados al impacto de estructuras", estudia la variación de fuerzas internas en diferentes edificios adosados modelados en SAP2000, comparando resultados obtenidos para estructuras aisladas, y para estructuras adosadas modeladas con un elemento vínculo tipo link-gap para simular adosamiento. Se ha considerado el impacto entre dos estructuras: la primera estructura se mantiene con 2 pisos, y la segunda estructura es modelada con rigidez y altura variable cambiando su altura desde 2 hasta 20 pisos. Para la fuerza sísmica se usaron registros sísmicos de aceleraciones del terremoto de Pedernales ocurrido el 16 de abril del 2016. En total, se usaron 4 registros de sitios con tipos de suelos diferente B, C, D y E (según clasificación de Norma NEC). Con los resultados de los análisis se realizaron 2 tipos de comparaciones entre las estructuras aisladas y las estructuras adosadas. La primera comparación considera las fuerzas máximas y la segunda comparación usa los estados de fuerzas y momentos críticos. Finalmente, se llegaron a diferentes conclusiones y recomendaciones para el presente estudio.			
ADJUNTO PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	
CONTACTO CON AUTOR:	Teléfono: +593-9-4540837	E-mail: renan-parrales@hotmail.com	
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE)::	Nombre: Clara Glas Cevallos		
	Teléfono: +593-4 -2206956		
	E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec		
SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA			
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):			
Nº. DE CLASIFICACIÓN:			
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):			