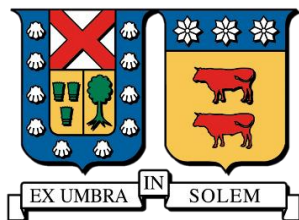


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO – CHILE



**BASES PARA UN PROGRAMA EXPERIMENTAL
QUE PERMITA EL ESTUDIO DEL FENÓMENO DE
IMPACTO ESTRIBO-TABLERO EN PUENTES
ESVIADOS**

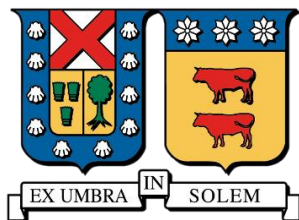
SERGIO ORLANDO BENAVIDES ESQUIVEL

Memoria para optar al título de
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía
Ramiro Bazáez Gallardo

Octubre 2021

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO – CHILE



**BASES PARA UN PROGRAMA EXPERIMENTAL
QUE PERMITA EL ESTUDIO DEL FENÓMENO DE
IMPACTO ESTRIBO-TABLERO EN PUENTES
ESVIADOS**

Memoria de Título presentada por
SERGIO ORLANDO BENAVIDES ESQUIVEL

Como requisito parcial para optar al título de
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía
Ramiro Bazález Gallardo

Octubre 2021

Resumen

Los sismos ocurridos a lo largo de las últimas décadas han permitido evidenciar la tendencia de los puentes esviados a sufrir rotaciones excesivas en planta, llegando a provocar incluso el colapso de los vanos por pérdida de apoyo de la superestructura. Se considera que la principal causa de la rotación excesiva en puentes esviados es el impacto ocurrido entre el tablero y los estribos. Pese a lo común de esta afirmación, son pocos los estudios experimentales que se han llevado a cabo en torno al tema a nivel global y la mayoría de estos no se ajusta a la realidad de nuestro país, en términos de estructuración, materialidad y geometría predominante. El presente estudio busca establecer las bases para el desarrollo de un programa experimental orientado al estudio del fenómeno de impacto estribo-tablero, mediante la implementación de modelos de puente a escala adecuados a la realidad del país, ensayados sobre mesas de simulación sísmica. A partir del escalado de un prototipo representativo, se diseñan cuatro modelos de puente a escala 1:25, con ángulos de esviaje de 0°, 15°, 30° y 45°, construidos principalmente en acero y hormigón armado, con estribos independientes auto-estables y apoyos elastoméricos no anclados. Se generan los planos de construcción correspondientes y el presupuesto asociado al programa. Mediante una simulación numérica no lineal realizada en el software OpenSees, se determina el comportamiento esperado de los modelos bajo diferentes configuraciones y se define un protocolo de ensayo capaz de garantizar tanto la ocurrencia de impacto como la seguridad de las instalaciones. Dadas las diversas restricciones técnicas del programa y la reducida escala de los modelos, se determina que no es posible lograr una semejanza completa entre modelo y prototipo, razón por la cual se opta por ajustar ciertos parámetros, tales como el ancho de junta de expansión y el espesor del tablero, mediante otros criterios que permitan una adecuada implementación en laboratorio. Dadas las distorsiones inducidas en los modelos, se estima que los resultados obtenidos de los ensayos no pueden ser escalados directamente a nivel de prototipo sin aplicar factores de corrección. No obstante, la simulación y el protocolo de ensayo garantizan la ocurrencia de un número adecuado de eventos de impacto, suficiente para extraer conclusiones generales y permitir la calibración de modelos numéricos de comportamiento de puentes esviados.

Abstract

Over the last few decades, earthquakes have revealed the tendency of skew bridges to endure excessive rotations in the plant, inducing even collapse of the spans related to unseating in the superstructure. The main cause of excessive rotation is assumed to be the pounding between the deck and the abutments, however, there are few experimental studies that have been conducted in global settings. The latter does not necessarily consider Chilean reality from the perspective of structure, materials, and predominant geometry. The main objective of this study is to establish the bases for the development of an experimental program oriented to the study of the abutment-deck impact, through scale bridge models fitting to the Chilean bridges, tested on seismic simulation tables. Considering the scaling of a representative prototype, four 1:25 scale bridges models were designed, with skew angles of 0° , 15° , 30° and 45° , built mainly in steel and reinforced concrete, with seat-type abutments and non-anchored elastomeric bearings. Subsequently, the construction plans, and budget of the program were generated. Afterwards, non-linear numerical simulations were carried out in OpenSees to determine the behavior of the models under different configurations, and lastly define a test protocol that could guarantee the occurrence of impact and the safety of the facilities. In view of the technical restrictions of the program and the model's reduced scale, it is determined that reaching a complete similitude between model and prototype is not possible. Hence, parameters as the expansion joint and deck thickness are adapted through different criteria that allow an adequate implementation at the laboratory. Given the model's induced distortions, the results obtained in the tests shall not be scaled up without applying correction factors. Nonetheless, the simulation and protocol guarantee the occurrence of impact events, enough to draw general conclusions and allow the calibration of numeric models of behavior of skew bridges.

Glosario

- **Ángulo de Esviaje:** (1) Ángulo entre el eje de apoyo y una línea normal al eje longitudinal del puente, i.e. un esviaje de 0° denota un puente rectangular [1]. (2) Ángulo con que un puente cruza sobre un río, estero, camino o vía férrea, cuando el eje definido por los apoyos del sistema estructural del tablero se orienta en forma paralela a estos flujos o vías. Se define como el ángulo agudo medido entre el sentido de escurrimiento del río o estero y la normal al eje longitudinal del puente. En los pasos desnivelados se mide entre la normal al eje longitudinal del puente y el eje del camino o vía férrea que se cruza. Se dirá que el esviaje es derecho cuando el avance de medición del ángulo es hacia la derecha, y es izquierdo cuando el avance de la medición es hacia la izquierda [2].
- **Apoyo Elastomérico o Sistema de Apoyos Elastoméricos:** (1) Apoyo compuesto por láminas alternadas de acero y material elastomérico unidas mediante vulcanización. Las cargas verticales son soportadas mediante la compresión del elastómero. Los movimientos paralelos a las capas de refuerzo y las rotaciones son compatibilizados mediante la deformación del elastómero [1]. (2) Son elementos sobre los que se apoya el sistema de vigas o losas del tablero y que permiten el traspaso de las cargas a la infraestructura. Habitualmente son de neopreno y se ubican entre la mesa de apoyo y el ala inferior de las vigas o cara inferior de las losas [2].
- **Cantidad Dependiente:** Una cantidad es de tipo dependiente cuando es función de ciertas cantidades independientes. Normalmente estas cantidades dependientes son medidas durante el desarrollo de un experimento [3].
- **Cantidad Independiente:** Una cantidad es de tipo independiente cuando adopta un valor determinado de manera automática, dadas las características propias del problema o experimento [3].
- **Estribo:** Soporte extremo para la superestructura de un puente [1].
- **Falla por Pérdida de Apoyo de la Superestructura:** Generada por desplazamientos excesivos entre la superestructura y la infraestructura, debido a la destrucción del sistema de apoyo [2].
- **Infraestructura o Subestructura:** (1) Elementos estructurales de un puente que soportan los vanos horizontales [1]. (2) Parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al terreno de fundación. La infraestructura está constituida por los estribos, que son los soportes extremos del puente, y las cepas o pilas, que son los apoyos intermedios de puentes con superestructuras constituidas por más de un tramo [2].
- **Junta de Expansión:** Elemento cuyo propósito es permitir las deformaciones longitudinales debidas a cambios de temperatura, sismos u otras acciones. Deben proteger los cantos vivos y ser estancas para proteger los sistemas de apoyo [2].
- **Modelo Experimental:** Replica a escala de un prototipo [4].

- **Parámetro:** Aquella cantidad que adopta un valor único en un determinado problema o experimento [3].
- **Prototipo:** Sistema a escala real conceptualizado para su construcción y/o estudio [4].
- **Puente:** (1) Toda estructura con un vano no inferior a 20.0 ft ($\approx 6,1$ m) que forma parte de una autopista o que se encuentra ubicada sobre o bajo una autopista [1]. (2) Todos los puentes tradicionales, viaductos, pasos desnivelados, pasarelas, muros de contención y obras afines que, como obra pública, dependan de la Dirección de Vialidad de la Dirección General de Obras Públicas [2].
- **Relación de Aspecto:** Para cualquier configuración rectangular, la razón entre la longitud de los lados [1].
- **Semejanza Geométrica:** Dos sistemas son geoméricamente semejantes si sus partes homólogas poseen la misma forma, vale decir, todas las dimensiones lineales correspondientes son proporcionales [4].
- **Semejanza Cinemática:** Dos sistemas son cinemáticamente semejantes si sus puntos homólogos se encuentran en posiciones homólogas en tiempos homólogos, vale decir, todas las velocidades correspondientes son proporcionales y poseen la misma orientación [4].
- **Semejanza Dinámica:** Dos sistemas son dinámicamente semejantes si sus partes homólogas experimentan fuerzas netas homólogas, vale decir, todas las fuerzas correspondientemente son proporcionales y poseen la misma orientación [4].
- **Superestructura:** (1) Elementos estructurales de un puente que componen los vanos horizontales [1]. (2) Es aquella parte del puente que permite la continuidad del camino con su calzada y bermas, sobre un río u otra vía. La superestructura soporta el paso de las cargas móviles las que trasmite a la infraestructura a través de los sistemas de apoyo, y está conformada por uno o más tramos dependiendo de la cantidad de apoyos que la sustenten [2].
- **Tablero:** Elemento, con o sin superficie de rodadura, que soporta las cargas de tránsito directamente y que se encuentra apoyado sobre otros elementos [1].
- **Variable:** Aquella cantidad que puede adoptar múltiples valores dentro de un rango continuo de posibilidades en un determinado problema o experimento [3].

Índice General

Capítulo 1: Introducción.....	1
1.1 Motivación.....	1
1.2 Objetivos.....	3
1.2.1 Objetivo General.....	3
1.2.2 Objetivos Específicos.....	3
1.3 Metodología.....	4
1.4 Organización del Estudio.....	7
Capítulo 2: Revisión de la Literatura.....	8
2.1 Introducción.....	8
2.2 Daño Sísmico en Puentes Esviados.....	8
2.2.1 Casos Internacionales.....	9
2.2.1.1 Terremoto de San Fernando, California (1971).....	9
2.2.1.2 Terremoto de Northridge, California (1994).....	12
2.2.1.3 Terremoto de Wenchuan, China (2008).....	14
2.2.2 Casos Nacionales.....	16
2.2.2.1 Terremoto del Maule (2010).....	16
2.2.3 Resumen de Daños en Puentes Esviados.....	21
2.3 Mecanismos de Falla por Pérdida de Apoyo.....	22
2.3.1 Mecanismo de Falla con Impacto (1980-2000).....	22
2.3.2 Mecanismo de Falla con Impacto y Rotación Forzada (2012).....	23
2.3.3 Mecanismo de Falla con Impacto y Rotaciones Forzada y Libre (2017).....	24
2.3.4 Resumen de Mecanismos de Falla por Pérdida de Apoyo.....	25
2.3.5 Variables de Medición o Dependientes.....	26
2.4 Estudios Experimentales.....	27
2.4.1 Estudios Experimentales en Modelos a Escala.....	27
2.4.2 Resumen de Estudios Experimentales.....	35
2.4.3 Variables de Diseño o Independientes.....	37
Capítulo 3: Matriz de Ensayo.....	39
3.1 Introducción.....	39
3.2 Selección de Variables de Diseño.....	39

3.2.1	Número de Vanos	39
3.2.2	Materialidad de los Elementos	40
3.2.3	Ángulo de Esviaje del Tablero	40
3.2.4	Relación de Aspecto del Tablero.....	40
3.2.5	Ancho de Junta de Expansión.....	41
3.2.6	Rigidez de las Cepas.....	41
3.2.7	Rigidez de los Estribos	41
3.2.8	Rigidez del Sistema de Apoyo.....	42
3.2.9	Masa de la Superestructura.....	42
3.2.10	Dirección de Aplicación de la Carga.....	42
3.3	Matriz de Ensayo	43
Capítulo 4:	Diseño del Prototipo	45
4.1	Introducción	45
4.2	Tipología Predominante.....	45
4.2.1	Estructuración.....	45
4.2.2	Materialidad.....	46
4.2.3	Geometría	48
4.2.3.1	Número de Vanos.....	49
4.2.3.2	Número de Vigas.....	50
4.2.3.3	Longitud del Vano.....	52
4.2.3.4	Ancho del Tablero.....	53
4.2.3.5	Espesor del Tablero.....	55
4.2.3.6	Ángulo de Esviaje	56
4.2.3.7	Ancho de Junta de Expansión	58
4.2.3.8	Dimensiones de los Apoyos Elastoméricos	59
4.3	Diseño del Prototipo	65
4.3.1	Estructuración y Materialidad del Prototipo.....	65
4.3.2	Geometría del Prototipo	65
4.3.3	Detallamiento del Prototipo.....	66
4.3.4	Plano General del Prototipo.....	66
4.3.5	Propiedades Físicas del Prototipo.....	68
Capítulo 5:	Diseño de los Modelos	72

5.1	Introducción	72
5.2	Restricciones Técnicas	72
5.2.1	Espacio Disponible	72
5.2.2	Puntos de Anclaje	73
5.2.3	Capacidad de Carga	74
5.3	Restricciones Económicas	74
5.3.1	Presupuesto del Programa Experimental	74
5.4	Escalado del Prototipo	74
5.4.1	Teoría de Modelación Dinámica	75
5.4.1.1	Análisis Dimensional	75
5.4.1.2	Números o Factores Adimensionales II	76
5.4.1.3	Leyes de Semejanza	77
5.4.1.4	Tipos de Modelos	79
5.4.2	Factores de Escala del Modelo	80
5.4.2.1	Magnitudes Fundamentales	80
5.4.2.2	Análisis Dimensional del Fenómeno	80
5.4.2.3	Números Adimensionales II	81
5.4.2.4	Leyes de Semejanza	83
5.4.2.5	Resumen de Factores de Escala	88
5.4.3	Pre-dimensionamiento de los Modelos	89
5.4.3.1	Dimensionamiento del Tablero	89
5.4.3.2	Dimensionamiento de los Apoyos Elastoméricos	94
5.5	Diseño Básico de los Modelos	98
5.5.1	Materiales Disponibles en Laboratorio	98
5.5.1.1	Vigas de Apoyo	98
5.5.1.2	Lastres de Plomo	99
5.5.2	Equipos Disponibles en Laboratorio	100
5.5.2.1	Celdas de Carga	100
5.5.2.2	Transductores de Desplazamiento	101
5.5.2.3	Acelerómetros	102
5.5.3	Diseño Básico de los Modelos	103
5.5.3.1	Sistema Viga-Mesa	103

5.5.3.2	Sistema Estribo.....	104
5.5.3.3	Sistema Apoyo Elastomérico	104
5.5.3.4	Sistema Tablero.....	105
5.5.3.5	Vista General.....	105
5.6	Detallamiento de los Modelos	106
5.6.2	Diseño de Conexiones y Elementos Apernados	107
5.6.2.1	Conexión 1	107
5.6.2.2	Conexión 2-1	107
5.6.2.3	Conexión 2-2.....	107
5.6.2.4	Conexión 2-3.....	108
5.6.2.5	Conexión 2-4.....	108
5.6.2.6	Conexión 3	108
5.6.2.7	Conexión 8	109
5.6.2.8	Conexión 9	109
5.6.2.9	Conexión 10	109
5.6.3	Diseño de Conexiones y Elementos Soldados.....	110
5.6.3.1	Conexión 4	110
5.6.3.2	Conexión 5	110
5.6.3.3	Conexión 6	110
5.6.3.4	Conexión 7	110
5.6.4	Resumen de Conexiones.....	111
5.6.5	Verificación de Condiciones de Servicio	112
5.6.5.1	Rigidez y Deflexión de Estribos	112
5.6.5.2	Disposiciones Mínimas para Elastómeros	117
5.7	Planos de Construcción.....	118
Capítulo 6:	Presupuesto de Construcción.....	148
6.1	Introducción	148
6.2	Cubicación	148
6.3	Presupuesto	149
Capítulo 7:	Modelación Numérica	151
7.1	Introducción	151
7.2	Base de Cálculo.....	151

7.2.1	Generalidades del Modelo	151
7.2.2	Masas	152
7.2.3	Materiales	152
7.2.4	Elementos	156
7.2.5	Tipo de Análisis.....	156
7.3	Análisis de Sensibilidad.....	157
7.3.1	Variable Independientes	157
7.3.2	Variable Dependientes.....	159
7.3.3	Caso Base	159
7.3.4	Registros Sísmicos.....	159
7.4	Resultados	165
7.5.3	Periodos Fundamentales	166
7.5.4	Sensibilidad al Ancho de Junta de Expansión	167
7.5.4.1	Modelo con Masa Adicional Uniforme (Caso 1 - Base).....	167
7.5.4.2	Modelo con Masa Adicional distribuida hacia los Extremos (Caso 2). 168	
7.5.4.3	Modelo con Mitad de Masa Adicional (Caso 3)	169
7.5.4.4	Modelo sin Masa Adicional (Caso 4).....	171
7.5.5	Sensibilidad al Factor de Escala del Registro.....	172
7.5.5.1	Modelo con Masa Adicional Uniforme (Caso 1 – Base)	172
7.5.5.2	Modelo con Masa Adicional distribuida hacia los Extremos (Caso 2). 174	
7.5.5.3	Modelo con Mitad de Masa Adicional (Caso 3)	175
7.5.5.4	Modelo sin Masa Adicional (Caso 4).....	176
7.6	Análisis de Resultados	178
7.6.1	Escenario Base.....	178
7.6.2	Valores Máximos Absolutos	178
7.6.3	Sensibilidad al Ángulo de Esviaje	179
7.6.4	Sensibilidad a la Masa del Tablero.....	179
7.6.5	Sensibilidad a la Junta de Expansión.....	180
7.6.6	Sensibilidad al Factor de Escala de Aceleración	181
7.6.7	Sensibilidad al Registro Sísmico	181
7.6.8	Recomendaciones Generales	182
Capítulo 8:	Protocolo de Ensayo	184

8.1	Introducción.....	184
8.2	Registros Sísmicos.....	184
8.3	Protocolo de Ensayo	185
8.4	Esquema de Instrumentación.....	191
Capítulo 9: Conclusiones.....		193
9.1	Limitaciones Técnicas del Programa Experimental	193
9.2	Comportamiento Esperado de los Modelos	193
9.3	Recomendaciones sobre la Implementación de los Modelos	194
9.4	Alcance del Programa Experimental	195
Referencias		196

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Metodología del Estudio (1).	5
Figura 1.2 - Metodología del Estudio (2).	6
Figura 2.1 - Elevación y Sección Transversal del Puente Sur-este del Paso Inferior Foothill Boulevard. Fuente: [9].	9
Figura 2.2 - Desplazamiento Permanente del Tablero en Puente Sur-este del Paso Inferior Foothill Boulevard tras Terremoto de San Fernando (1971). Fuente: [9].	10
Figura 2.3 - Daño en las Columnas Centrales del Puente Sur-este del Paso Inferior Foothill Boulevard tras Terremoto de San Fernando (1971). Fuente: [9].	10
Figura 2.4 - Puentes Colapsados (círculos grises) durante el Terremoto de Northridge (1994). Fuente: [11].	12
Figura 2.5 - Elevación y Planta del Paso Inferior Gavin Canyon. Fuente: [11].	13
Figura 2.6 - Colapso del Segundo y Quinto Vano de los Puentes del Paso Inferior Gavin Canyon tras Terremoto de Northridge (1994). Fuente: [12].	14
Figura 2.7 - Puentes Dañados durante el Terremoto de Wenchuan (2008). Fuente: [14]. ...	15
Figura 2.8 - Elevación y Planta del Puente Louquanwan. Fuente: [14].	15
Figura 2.9 - Juntas de Expansión del Puente Louquanwan en la Zona de los Estribos A1 y A2, tras Terremoto de Wenchuan (2008). Fuente: [14].	16
Figura 2.10 - Puentes Dañados durante el Terremoto del Maule de 2010. Fuente: [6].	17
Figura 2.11 - Mecanismo de Colapso del Paso Superior Hospital durante el Terremoto del Maule (2010). Fuente: [6].	18
Figura 2.12 - Mecanismo de Colapso del Paso Superior Miraflores durante el Terremoto del Maule (2010). Fuente: [6].	19
Figura 2.13 - Mecanismo de Colapso del Paso Superior Lo Echevers durante el Terremoto del Maule (2010). Fuente: [6].	19
Figura 2.14 - Pérdida de Apoyo de la Viga Sur del Estribo Oeste del Paso Inferior Atravieso Las Mercedes durante el Terremoto del Maule (2010). Fuente: [6].	20
Figura 2.15 - Daño en la Viga Central del Estribo Oeste del Paso Inferior Atravieso Las Mercedes durante el Terremoto del Maule (2010). Fuente: [6].	20
Figura 2.16 - Mecanismo de Falla por Impacto (Priestley et al. 1996). Fuente: [17].	22
Figura 2.17 - Mecanismo de Falla por Impacto y Rotación Forzada (Buckle et al., 2012). Fuente: [14].	23
Figura 2.18 - Mecanismo de Falla por Impacto, Rotación Forzada y Rotación Libre (Wu et al., 2017). Fuente: [18].	24

Figura 2.19 - Mecanismo de Falla por Impacto con Rotación Forzada y Rotación Libre (continuación) (Wu et al., 2017). Fuente: [18].	25
Figura 2.20 - Modelo a Escala 1:6 (Meng et al., 2004). Fuente: [19].	27
Figura 2.21 - Modelo a Escala 1:125 (Li et al., 2012). Fuente: [20].	28
Figura 2.22 - Modelo a Escala 1:4 (Saiidi et al., 2013). Fuente: [21].	29
Figura 2.23 - Detalle del Sistema de Estribo (Saiidi et al., 2013). Fuente: [21].	29
Figura 2.24 - Modelo a Escala 1:11,43 (Wu et al., 2017). Fuente: [18].	30
Figura 2.25 - Detalle del Sistema de Estribo (Wu et al., 2017). Fuente: [18].	30
Figura 2.26 - Modelo a Escala 1:20 (Kun et al., 2017). Fuente: [22].	31
Figura 2.27 - Detalle del Sistema de Estribo (Kun et al., 2017). Fuente: [22].	31
Figura 2.28 - Modelo a Escala 1:4 (Xiang et al., 2017). Fuente: [23].	32
Figura 2.29 - Llave de Corte de Hormigón (izq.) y Amortiguador Transversal de Acero (der.) (Xiang et al., 2017). Fuente: [23].	32
Figura 2.30 - Modelo a Escala 1:4 (Xiang et al., 2018). Fuente: [24].	33
Figura 2.31 - Modelo a Escala 1:20 (Kun et al., 2018). Fuente: [25].	33
Figura 2.32 - Modelo a Escala 1:15 (Li et al., 2020). Fuente: [26].	34
Figura 2.33 - Modelo Simplificado de un Puente Esviado. Fuente: [16].	37
Figura 3.1 - Matriz de Ensayo de Modelos a Escala 1:25.	44
Figura 4.1 - Sección de Puente Tipo en Zona Urbana. Fuente: [2].	45
Figura 4.2 - Clasificación de Puentes de la Red Vial Nacional según Materialidad (número de puentes sobre el total).	47
Figura 4.3 - Clasificación de Puentes de la Red Vial Nacional según Materialidad (longitud acumulada sobre el total).	47
Figura 4.4 - Clasificación de Puentes según Número de Vanos (Muestra).	49
Figura 4.5 - Clasificación de Puentes según Número de Vigas (Muestra).	51
Figura 4.6 - Clasificación de Puentes según Longitud de Vano (Muestra).	52
Figura 4.7 - Clasificación de Puentes según Ancho del Tablero (Muestra).	54
Figura 4.8 - Clasificación de Puentes según Espesor del Tablero (Muestra).	55
Figura 4.9 - Clasificación de Puentes según Ángulo de Esviaje (Muestra).	57
Figura 4.10 - Clasificación de Puentes según Ancho de Junta de Expansión (Muestra).	58
Figura 4.11 - Clasificación de Puentes según Ancho del Apoyo Elastomérico (Muestra).	60
Figura 4.12 - Clasificación de Puentes según Largo del Apoyo Elastomérico (Muestra).	62
Figura 4.13 - Clasificación de Puentes según Espesor del Apoyo Elastomérico (Muestra).	63
Figura 4.14 - Plano General del Prototipo.	67

Figura 5.1 - Plano Mesa de Simulación Sísmica (Vista Isométrica).....	73
Figura 5.2 - Esquema del Tablero Modelo.	90
Figura 5.3 - Casos de Rotación inducida por Impacto (con y sin roce). Fuente: [30].....	92
Figura 5.4 - Criterio de Rotación para distintos Casos de Roce (Modelos).	93
Figura 5.5 - Tipos de Apoyos Elastoméricos.	95
Figura 5.6 - Vigas de Acero disponibles en LEMCO.	98
Figura 5.7 - Lastres de Plomo disponibles en LEMCO.....	99
Figura 5.8 - Dimensiones Celda de Carga Vetek PA-6181. Fuente: [31]	101
Figura 5.9 - Sistema Viga-Mesa.	103
Figura 5.10 - Sistema Estribo (Modelo M-0).	104
Figura 5.11 - Sistema Apoyo Elastomérico.....	104
Figura 5.12 - Sistema Tablero (Modelo M-0).	105
Figura 5.13 - Vista General (Modelo M-0).	105
Figura 5.14 - Resumen Diseño de Conexiones (Modelo a Escala).	111
Figura 5.15 - Descomposición de la Rigidez Global de Estribo.	112
Figura 5.16 - Modelo SAP2000 del Perfil C150x75 de Estribo.....	113
Figura 5.17 - Deflexiones en Dirección Normal (U_y) en mm del Sistema Estribo.....	115
Figura 5.18 - Plano de Despiece: Pieza A	119
Figura 5.19 - Plano de Despiece: Pieza B.	120
Figura 5.20 - Plano de Despiece: Piezas C-E.....	121
Figura 5.21 - Plano de Despiece: Piezas F-D.	122
Figura 5.22 - Plano de Despiece: Piezas G-H-I-J-K-L-M-O.....	123
Figura 5.23 - Plano de Despiece: Pieza N (1-2).	124
Figura 5.24 - Plano de Despiece: Pieza N (3-4).	125
Figura 5.25 - Plano de Despiece: Detalle de Perforaciones Pieza N.....	126
Figura 5.26 - Cuadro de Piezas y Conectores con Hilo.....	127
Figura 5.27 - Plano de Montaje: Sistema Viga-Mesa.....	128
Figura 5.28 - Plano de Montaje: Sistema Estribo M-0.	129
Figura 5.29 - Plano de Montaje: Sistema Estribo M-15.	130
Figura 5.30 - Plano de Montaje: Sistema Estribo M-30.	131
Figura 5.31 - Plano de Montaje: Sistema Estribo M-45.	132
Figura 5.32 - Plano de Montaje: Sistema Apoyo.	133

Figura 5.33 - Plano de Montaje: Sistema Tablero M-0.	134
Figura 5.34 - Plano de Montaje: Sistema Tablero M-15.	135
Figura 5.35 - Plano de Montaje: Sistema Tablero M-30.	136
Figura 5.36 - Plano de Montaje: Sistema Tablero M-45.	137
Figura 5.37 - Plano de Montaje: Modelo M-0.	138
Figura 5.38 - Plano de Montaje: Modelo M-15.....	139
Figura 5.39 - Plano de Montaje: Modelo M-30.	140
Figura 5.40 - Plano de Montaje: Modelo M-45.	141
Figura 5.41 - Vista General: Modelo M-0 y Modelo M-15.....	142
Figura 5.42 - Vista General: Modelo M-30 y Modelo M-45.	143
Figura 5.43 - Planta y Elevación: Modelo M-0.....	144
Figura 5.44 - Planta y Elevación: Modelo M-15.....	145
Figura 5.45 - Planta y Elevación: Modelo M-30.....	146
Figura 5.46 - Planta y Elevación: Modelo M-45.....	147
Figura 7.1 - Esquema General del Modelo (OpenSees).	151
Figura 7.2 - Distribución de Masas del Modelo (OpenSees).	152
Figura 7.3 - Materiales del Modelo (OpenSees).....	152
Figura 7.4 - Curva de Comportamiento: Steel01 (OpenSees). Fuente: [34].	153
Figura 7.5 - Curva de Comportamiento: Elastic Uniaxial Material (OpenSees). Fuente: [34].	154
Figura 7.6 - Curva de Comportamiento: Impact Material (OpenSees). Fuente: [35].....	155
Figura 7.7 - Elementos del Modelo (OpenSees).....	156
Figura 7.8 - Esquema de Distribuciones de Masa para Análisis de Sensibilidad.....	158
Figura 7.9 - Espectros de Respuesta de Registros Utilizados (1). Fuente: [36].	160
Figura 7.10 - Espectros de Respuesta de Registros Utilizados (2). Fuente: [36].	161
Figura 7.11 - Espectros de Respuesta de Registros Utilizados (3). Fuente: [36].	162
Figura 7.12 - Registro de Desplazamiento Utilizados (1). Fuente: [36].....	163
Figura 7.13 - Registro de Desplazamiento Utilizados (2). Fuente: [36].....	164
Figura 7.14 - Simbología de Gráficos Tipo Box-Plot.	165
Figura 7.15 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Ancho de Junta (Caso 1).....	167
Figura 7.16 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Ancho de Junta (Caso 1).	168
Figura 7.17 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Ancho de Junta (Caso 2).....	168
Figura 7.18 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Ancho de Junta (Caso 2).	169

Figura 7.19 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Ancho de Junta (Caso 3).....	170
Figura 7.20 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Ancho de Junta (Caso 3).	170
Figura 7.21 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Ancho de Junta (Caso 4).....	171
Figura 7.22 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Ancho de Junta (Caso 4).	172
Figura 7.23 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Factor de E. del Registro (Caso 1)....	173
Figura 7.24 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Factor de E. del Registro (Caso 1). ..	173
Figura 7.25 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Factor de E. del Registro (Caso 2)....	174
Figura 7.26 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Factor de E. del Registro (Caso 2). ..	175
Figura 7.27 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Factor del Registro (Caso 3).	175
Figura 7.28 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Factor del Registro (Caso 3).	176
Figura 7.29 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Factor del Registro (Caso 4).	177
Figura 7.30 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Factor del Registro (Caso 4).	177
Figura 8.1 - Esquema de Instrumentación Propuesto.	192

Índice de Tablas

Tabla 2.1 - Resumen de las Características Básicas de los Modelos Experimentales (2004-2020).....	35
Tabla 4.1 - Materialidad de Puentes Chilenos de la Red Vial Nacional según datos de Dirección de Vialidad (2015).	46
Tabla 4.2 - Clasificación de Puentes según Número de Vanos (Muestra).	49
Tabla 4.3 - Parámetros Estadísticos de Número de Vanos (Muestra).	49
Tabla 4.4 - Parámetros Estadísticos de Número de Vanos (Submuestra).	50
Tabla 4.5 - Clasificación de Puentes según Número de Vigas (Muestra).	50
Tabla 4.6 - Parámetros Estadísticos de Número de Vigas (Muestra).	50
Tabla 4.7 - Parámetros Estadísticos de Número de Vigas (Submuestra).	51
Tabla 4.8 - Clasificación de Puentes según Longitud de Vano (Muestra).	52
Tabla 4.9 - Parámetros Estadísticos de Longitud de Vano (Muestra).	52
Tabla 4.10 - Parámetros Estadísticos de Longitud de Vano (Submuestra).	53
Tabla 4.11 - Clasificación de Puentes según Ancho del Tablero (Muestra).	53
Tabla 4.12 - Parámetros Estadísticos de Ancho del Tablero (Muestra).	54
Tabla 4.13 - Parámetros Estadísticos de Ancho del Tablero (Muestra).	54
Tabla 4.14 - Clasificación de Puentes según Espesor del Tablero (Muestra).	55
Tabla 4.15 - Parámetros Estadísticos de Espesor del Tablero (Muestra).	55
Tabla 4.16 - Parámetros Estadísticos de Espesor del Tablero (Submuestra).	56
Tabla 4.17 - Clasificación de Puentes según Ángulo de Esviaje (Muestra).	56
Tabla 4.18 - Parámetros Estadísticos de Ángulo de Esviaje (Muestra).	56
Tabla 4.19 - Parámetros Estadísticos de Ángulo de Esviaje (Submuestra).	57
Tabla 4.20 - Clasificación de Puentes según Ancho de Junta de Expansión (Muestra).	58
Tabla 4.21 - Parámetros Estadísticos de Ancho de Junta de Expansión (Muestra).	58
Tabla 4.22 - Parámetros Estadísticos de Ancho de Junta de Expansión (Submuestra).	59
Tabla 4.23 - Clasificación de Puentes según Ancho del Apoyo Elastomérico (Muestra).	60
Tabla 4.24 - Parámetros Estadísticos de Ancho del Apoyo Elastomérico (Muestra).	60
Tabla 4.25 - Parámetros Estadísticos de Ancho del Apoyo Elastomérico (Submuestra).	61
Tabla 4.26 - Clasificación de Puentes según Largo del Apoyo Elastomérico (Muestra).	61
Tabla 4.27 - Parámetros Estadísticos de Largo del Apoyo Elastomérico (Muestra).	61
Tabla 4.28 - Parámetros Estadísticos de Largo del Apoyo Elastomérico (Submuestra).	62
Tabla 4.29 - Clasificación de Puentes según Espesor del Apoyo Elastomérico (Muestra).	63
Tabla 4.30 - Parámetros Estadísticos de Espesor del Apoyo Elastomérico (Muestra).	63
Tabla 4.31 - Parámetros Estadísticos de Espesor del Apoyo Elastomérico (Submuestra).	64
Tabla 4.32 - Resumen de Análisis Estadístico de Puentes Chilenos.	65
Tabla 4.33 - Propiedades de la Viga Longitudinal Prototipo.	68
Tabla 4.34 - Propiedades de la Barrera de Contención Prototipo.	69
Tabla 4.35 - Propiedades de la Baranda Metálica Prototipo.	70
Tabla 4.36 - Propiedades del Tablero Prototipo.	71
Tabla 4.37 - Propiedades Generales del Prototipo.	71

Tabla 5.1 - Dimensiones de Magnitudes Físicas según Sistemas MLT, FLT y ELA.	76
Tabla 5.2 - Números Adimensionales Recurrentes. Fuente: [3].	78
Tabla 5.3 - Matriz Dimensional de las Magnitudes Involucradas.	81
Tabla 5.4 - Factores de Escala Seleccionados para el Modelo.	88
Tabla 5.5 - Propiedades del Tablero Modelo (valores requeridos y adoptados).	89
Tabla 5.6 - Propiedades Básicas de los Modelos.	91
Tabla 5.7 - Propiedades Básicas de los Elastómeros ($G=10 \text{ kgf/cm}^2$).	97
Tabla 5.8 - Propiedades Básicas de los Elastómeros ($G=13 \text{ kgf/cm}^2$).	97
Tabla 5.9 - Celdas de Carga Disponibles en Laboratorio.	100
Tabla 5.10 - Transductores Tipo LVDT Disponibles en Laboratorio.	101
Tabla 5.11 - Transductores Tipo LVDT Large Bore Disponibles en Laboratorio.	102
Tabla 5.12 - Transductores Tipo Medio Puente Inductivo Disponibles en Laboratorio. ...	102
Tabla 5.13 - Transductores de Cable Disponibles en Laboratorio.	102
Tabla 5.14 - Acelerómetros Disponibles en Laboratorio.	102
Tabla 5.15 - Tipos de Conexiones (Modelo a Escala).	106
Tabla 5.16 - Diseño de Conexión Tipo 1.	107
Tabla 5.17 - Diseño de Conexión Tipo 2-1.	107
Tabla 5.18 - Diseño de Conexión Tipo 2-2.	107
Tabla 5.19 - Diseño de Conexión Tipo 2-3.	108
Tabla 5.20 - Diseño de Conexión Tipo 2-4.	108
Tabla 5.21 - Diseño de Conexión Tipo 3.	108
Tabla 5.22 - Diseño de Conexión Tipo 8.	109
Tabla 5.23 - Diseño de Conexión Tipo 9.	109
Tabla 5.24 - Diseño de Conexión Tipo 10.	109
Tabla 5.25 - Diseño de Conexión Tipo 4.	110
Tabla 5.26 - Diseño de Conexión Tipo 5.	110
Tabla 5.27 - Diseño de Conexión Tipo 6.	110
Tabla 5.28 - Diseño de Conexión Tipo 7.	110
Tabla 5.29 - Resumen Diseño de Conexiones (Modelo a Escala).	111
Tabla 5.30 - Resumen de Rigidez y Deflexión del Sistema Estribo.	114
Tabla 5.31 - Verificación de Disposiciones Mínimas para Placas de Apoyo.	117
Tabla 5.32 - Índice de Planos de Construcción.	118
Tabla 6.1 - Porcentaje de Pérdida de Materiales.	148
Tabla 6.2 - Presupuesto de Construcción Modelos a Escala 1:25.	150
Tabla 7.1 - Variables Independientes consideradas en Análisis de Sensibilidad.	157
Tabla 7.2 - Periodos Naturales de Vibración según Caso de Carga.	166
Tabla 8.1 - Registros Sísmicos para Ensayos. Fuente: [36].	184
Tabla 8.2 - Protocolo de Ensayo (1).	186
Tabla 8.3 - Protocolo de Ensayo (2).	187
Tabla 8.4 - Protocolo de Ensayo (3).	188
Tabla 8.5 - Protocolo de Ensayo (4).	189
Tabla 8.6 - Protocolo de Ensayo (5).	190
Tabla 8.7 - Instrumentación Mínima Requerida e Instrumentación Provista.	191

Capítulo 1: Introducción

1.1 Motivación

Chile es uno de los países de mayor sismicidad a nivel mundial, viéndose afectado a lo largo de su historia por un gran número de terremotos de magnitud considerable (igual o superior a $M_w=8,0$). Varios de estos eventos han tenido lugar a lo largo de las últimas décadas, siendo algunos de los más importantes: el terremoto de Antofagasta de 1995 ($M_w=8,0$), el terremoto del Maule de 2010 ($M_w=8,8$), el terremoto de Iquique de 2014 ($M_w=8,2$) y el terremoto de Coquimbo de 2015 ($M_w=8,3$).

Dada la naturaleza sísmica del país, resulta fundamental asegurar el funcionamiento continuo de la infraestructura vial a lo largo y ancho del territorio, para así poder brindar ayuda oportuna en caso de emergencia, mantener operativas las vías de comunicación y evitar pérdidas tanto humanas como económicas. En este contexto, los puentes son considerados como uno de los elementos más importantes de la red vial, dado que el daño o colapso de estas estructuras supone muchas veces la inhabilitación de tramos completos de la red y la pérdida de comunicación directa entre localidades, sumado a altos costos de reparación y/o reconstrucción.

Los últimos terremotos, ocurridos tanto en Chile como en el mundo, han permitido evidenciar la tendencia de los puentes simplemente apoyados a sufrir grandes rotaciones en planta, en especial aquellos con un ángulo de esviaje considerable. El fenómeno anterior se traduce muchas veces en daños estructurales importantes e incluso, en el caso de sismos de gran magnitud, en el colapso de los vanos por la pérdida de apoyo en los vértices agudos de la superestructura. Tal es el caso de los pasos superiores Lo Echevers, Miraflores y Hospital, entre otros, los cuales sufrieron el colapso parcial o total de sus vanos durante el terremoto del Maule del 27 de Febrero de 2010 [5] [6].

Existe consenso en torno a que una de las principales causas de la excesiva rotación en puentes esviados es el impacto ocurrido entre el tablero y los estribos, o entre los distintos tramos de un mismo puente. Pese a lo común de esta afirmación, son relativamente pocos los estudios experimentales que se han llevado a cabo en torno al tema si se los compara con los múltiples estudios numéricos disponibles en la literatura. Lo anterior representa un problema dado que, en general, los modelos numéricos poseen la desventaja de no poder capturar de manera simultánea todos los efectos físicos asociados a un determinado fenómeno, por muy refinado que sea el modelo. En este sentido, los modelos experimentales se presentan como una solución capaz de entregar información única y de alta calidad, la cual aparte de poseer valor por sí misma, permite la calibración de los modelos numéricos asociados.

Sólo en años recientes, algunos autores han desarrollado estudios experimentales orientados a comprender las características y consecuencias del fenómeno de impacto estribo-tablero, con base en la realización de ensayos de puentes a escala sobre mesas de simulación sísmica. Dichos estudios han permitido, entre otras cosas, describir el comportamiento de los modelos frente a cargas sísmicas, extrapolar dicho comportamiento a nivel de prototipo (escala real) y calibrar diversos modelos numéricos de impacto a partir de los datos extraídos. No obstante, la gran mayoría de los modelos empleados han sido construidos en acero y bajo diferentes consideraciones geométricas y estructurales que no se ajustan necesariamente a la realidad de nuestro país.

Según datos estadísticos del Ministerio de Obras Públicas actualizados a Diciembre de 2015, aproximadamente el 50% de la longitud total acumulada de puentes en Chile se encuentra construida íntegramente en hormigón armado, tanto en términos de superestructura como de infraestructura [7]. La gran mayoría de estos puentes cuenta con vigas longitudinales simplemente apoyadas sobre placas elastoméricas de neopreno, las cuales no se encuentran ancladas ni a los estribos ni a la superestructura [6].

Estas características particulares (estructuración y materialidad), sumadas a la geometría típica de los puentes chilenos (ángulo de esviaje, relación de aspecto, ancho de junta de expansión, entre otros parámetros), son las razones que impulsan el desarrollo del presente trabajo de título, el cual busca generar las bases para el desarrollo de ensayos experimentales sobre modelos de puente a escala adecuados a la realidad del país, teniendo como principal foco el estudio de los fenómenos de impacto, rotación y pérdida de apoyo en puentes esviados de hormigón armado con estribos independientes auto-estables.

El presente estudio se enmarca dentro del proyecto Fodecyt N° 11180882, “Improving the Seismic Resilience of Skewed Highway Bridges with Energy Dissipation Devices”.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

- Generar las bases para el desarrollo de un programa experimental orientado al estudio del fenómeno de impacto estribo-tablero en puentes esviados de hormigón armado con estribos independientes auto-estables, teniendo en cuenta las características propias de los puentes chilenos, en términos de estructuración, materialidad y geometría.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Determinar la tipología de puente predominante en Chile, en términos de estructuración, materialidad y geometría.
- Seleccionar un prototipo representativo de la realidad chilena.
- Diseñar y detallar los modelos a partir del escalado del prototipo, teniendo en cuenta las restricciones técnico-económicas del programa experimental.
- Generar el presupuesto asociado a la construcción de los modelos.
- Estimar numéricamente el comportamiento esperado de los modelos.
- Definir un protocolo básico de ensayo.

1.3 Metodología

En primer lugar, se procesa la bibliografía relativa al comportamiento sísmico de los puentes esviados a lo largo de las últimas décadas, poniendo especial énfasis en identificar las causas y consecuencias del fenómeno de impacto estribo-tablero. Seguidamente, se resume la bibliografía relativa a los principales mecanismos de falla por pérdida de apoyo y se identifican las potenciales variables a medir durante la ejecución de los ensayos (variables dependientes). Finalmente, se resumen los principales estudios experimentales llevados a cabo en torno al tema y se identifican las variables de diseño que controlan el comportamiento de los modelos (variables independientes).

De entre el total de variables de diseño identificadas, se seleccionan aquellas a considerar dentro del estudio, teniendo en cuenta las restricciones técnicas de las instalaciones en donde se pretende llevar a cabo los ensayos, a saber, el Laboratorio de Ensayo de Materiales y Control de Obras (LEMCO) del Campus Casa Central de la Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso. A partir de esta selección, se define una matriz de ensayo coherente con los objetivos planteados.

Se realiza un breve análisis estadístico para determinar la tipología de puente predominante en Chile, esto con el fin de poder seleccionar el prototipo de puente más adecuado para el estudio. Se genera el plano básico del prototipo y se determinan sus propiedades físicas más relevantes, las cuales servirán de base para el dimensionamiento de los modelos a escala.

Mediante la aplicación de leyes de semejanza, se procede a dimensionar los modelos a escala teniendo en cuenta las restricciones técnicas y económicas del programa experimental. Seguidamente, se realiza el diseño de los elementos estructurales, se detallan las conexiones y se generan los planos de construcción correspondientes.

Finalizada la etapa de diseño, se genera el presupuesto de construcción asociado. Para esto se cubican los materiales y se estima su costo directo, sin considerar la mano de obra y equipos requeridos. Se compara el presupuesto obtenido con el monto asignado al programa experimental, verificando que este se encuentre dentro de lo establecido.

Se realiza una simulación numérica no lineal en el software OpenSees [8] para predecir las fuerzas de impacto y los desplazamientos transversales esperados para cada uno de los modelos. A partir de esta información, se establece una serie de recomendaciones para la adecuada implementación de los ensayos.

Se genera el protocolo básico de ensayo, en el cual se sugiere una cierta secuencia de ensayo y se definen los registros e intensidades sísmicas a aplicar, teniendo en cuenta los resultados de la simulación. Se define también un esquema básico de instrumentación, a fin de garantizar la correcta adquisición de datos.

Finalmente, se concluye con respecto al comportamiento esperado de los modelos y su alcance dentro del estudio sísmico de puentes esviados en Chile.

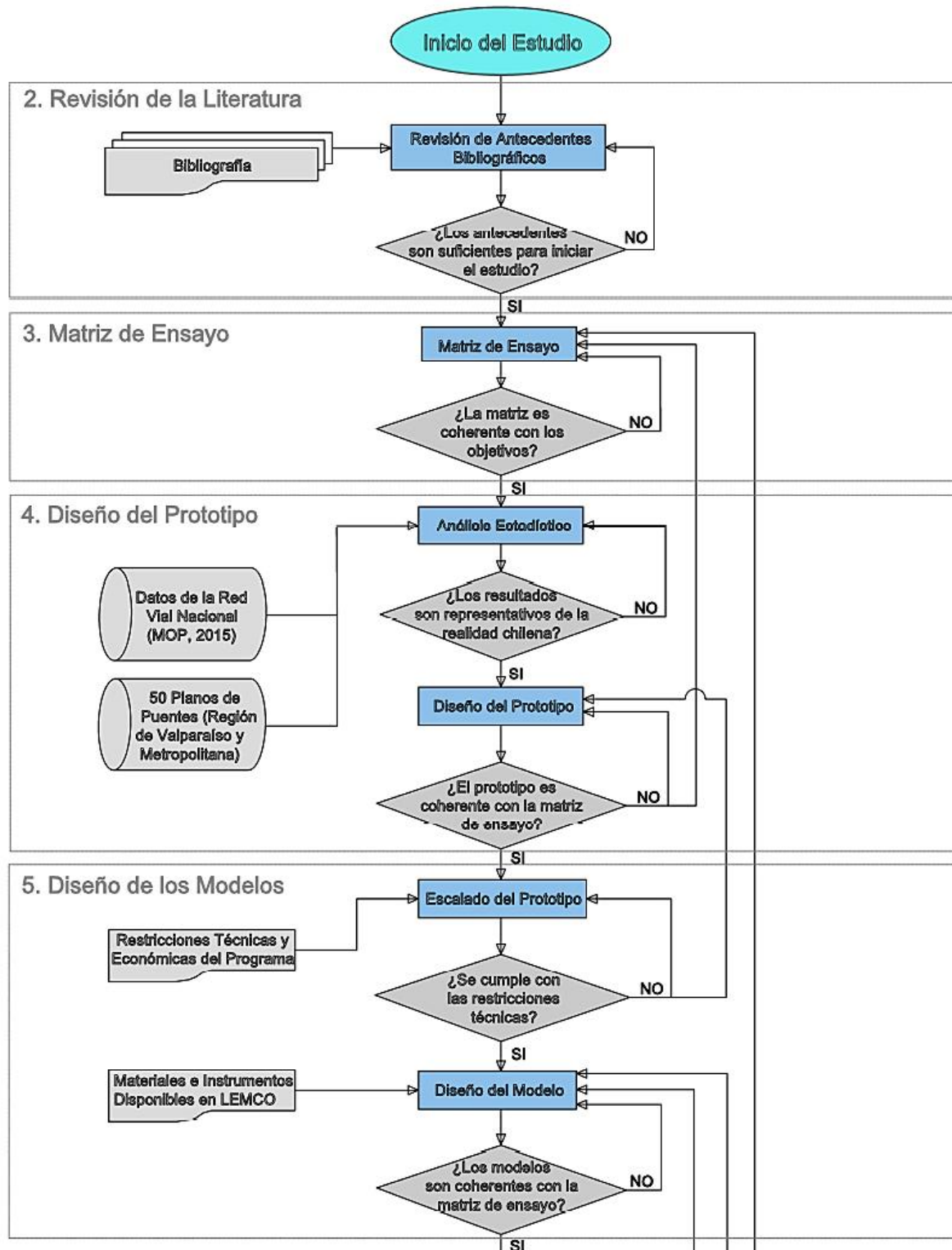


Figura 1.1 - Metodología del Estudio (1).

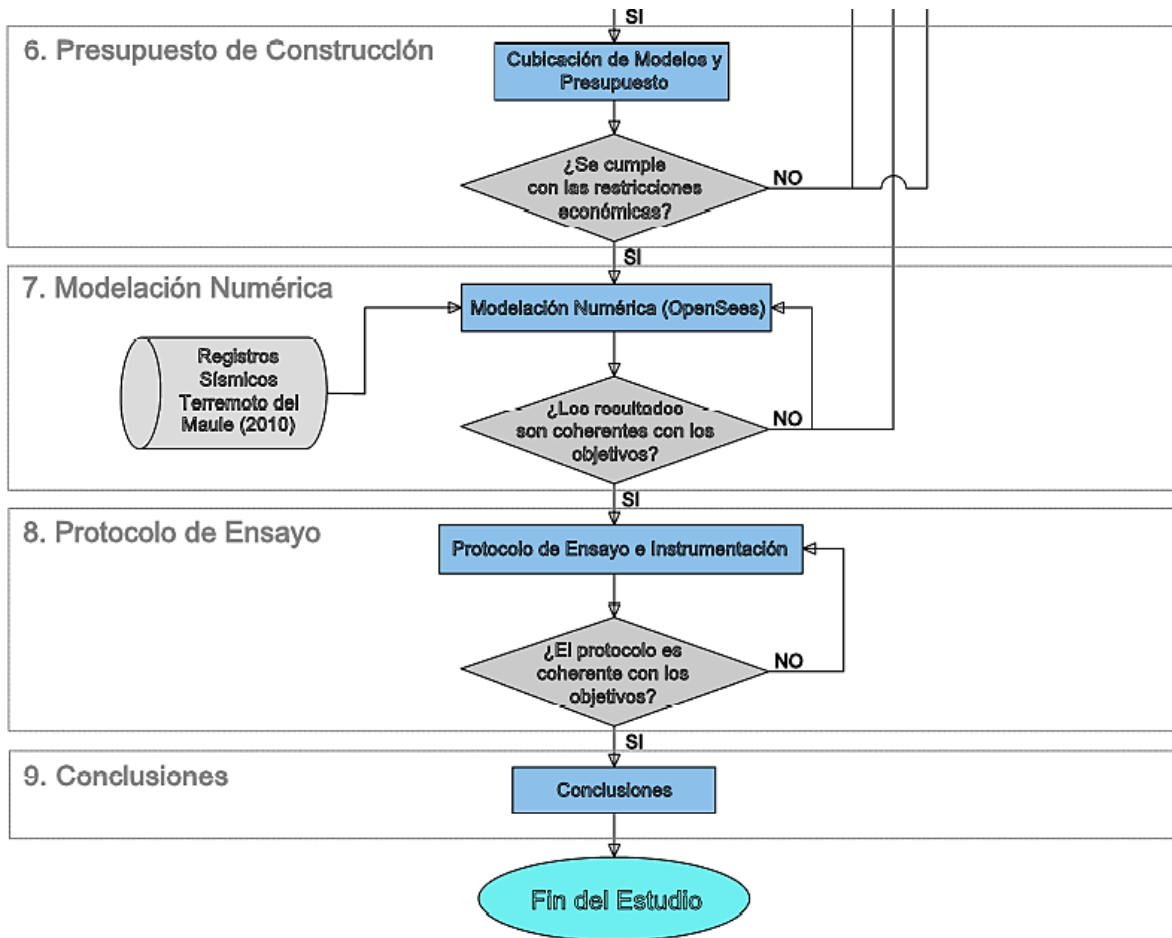


Figura 1.2 - Metodología del Estudio (2).

1.4 Organización del Estudio

El estudio presentado se encuentra dividido en los siguientes capítulos:

- Capítulo 2: “Revisión de la Literatura”. Se presenta un resumen de la bibliografía relativa a los temas de daño sísmico en puentes esviados (tanto en Chile como en el mundo), mecanismos de falla por pérdida de apoyo y estudios experimentales llevados a cabo en torno al fenómeno de impacto estribo-tablero. A partir de esta información, se identifican las variables de medición (dependientes) y de diseño (independientes) relevantes para el desarrollo de los modelos a escala.
- Capítulo 3: “Matriz de Ensayo”. Se seleccionan las variables de diseño a considerar por medio de criterios técnico-económicos relacionados con el alcance del estudio, la capacidad de las instalaciones y el presupuesto del programa experimental. A partir de esto, se genera una matriz de ensayo que permita cumplir simultáneamente con las restricciones y los objetivos planteados.
- Capítulo 4: “Diseño del Prototipo”. Se presenta un breve estudio estadístico para determinar la tipología de puente predominante en Chile, teniendo en cuenta la materialidad, estructuración y geometría de los puentes nacionales. Seguidamente, se presenta el diseño del puente de prototipo, incluyendo un plano general y el detalle de las principales propiedades físicas relevantes para el estudio.
- Capítulo 5: “Diseño de los Modelos”. Se presenta el diseño de los modelos a escala en base a la aplicación de leyes de semejanza. Se detallan los elementos y conexiones, y se presentan los planos de construcción correspondientes.
- Capítulo 6: “Presupuesto de Construcción”. Se presenta el presupuesto de construcción asociado a los modelos, el cual considera únicamente los costos directos de los materiales requeridos.
- Capítulo 7: “Modelación Numérica”. Se presentan las bases de cálculo y los resultados de la simulación numérica no lineal llevada a cabo en el software OpenSees [7], junto a una serie de recomendaciones relativas a la implementación de los ensayos.
- Capítulo 8: “Protocolo de Ensayo”. Se presenta el protocolo básico de ensayo, en donde se definen los registros e intensidades sísmicas a aplicar, junto con la secuencia de ensayo recomendada. Se presenta también el esquema básico de instrumentación de los modelos.
- Capítulo 8: “Conclusiones”. Se presentan las conclusiones con respecto al comportamiento esperado de los modelos y su alcance dentro del estudio del fenómeno de impacto estribo-tablero en puentes esviados en Chile.

Capítulo 2: Revisión de la Literatura

2.1 Introducción

El fenómeno de impacto estribo-tablero en puentes esviados es complejo, tanto en su descripción como en su evaluación, debido a que son múltiples las variables que participan e interactúan durante su desarrollo. Por simplicidad, conviene separar los efectos de este fenómeno en aquellos relacionados con la infraestructura y aquellos relacionados con la superestructura, siendo estos últimos el principal foco del presente estudio. Cabe destacar que esta separación es netamente funcional, dado que en la realidad existe una importante interacción entre infraestructura y superestructura.

Desde el punto de vista de la superestructura, el fenómeno de impacto estribo-tablero se encuentra íntimamente relacionado con la rotación excesiva del tablero en el plano horizontal y la consecuente falla por pérdida de apoyo de los vértices agudos de la superestructura. Para visualizar cómo interactúan estos dos fenómenos (impacto y falla por pérdida de apoyo) se analizan los principales casos de daño y/o colapso de puentes esviados registrados durante los terremotos de San Fernando (1971), Northridge (1994), Wenchuan (2008) y Maule (2010).

Definidas las características generales del fenómeno de impacto estribo-tablero, se procede a describir los principales mecanismos de falla por pérdida de apoyo propuestos en la literatura a lo largo de las últimas décadas. Lo anterior con el fin de ilustrar el avance en la comprensión de dicho fenómeno y, simultáneamente, poder identificar las potenciales variables a medir dentro del desarrollo del estudio experimental (variables dependientes).

Finalmente, se realiza un breve resumen de los principales estudios experimentales llevados a cabo sobre modelos de puente a escala ensayados en laboratorio, en el marco del estudio de los fenómenos de impacto y rotación. A partir del análisis de dichos estudios, se identifican las principales variables de diseño que condicionan el comportamiento de los modelos a escala (variables independientes).

2.2 Daño Sísmico en Puentes Esviados

Se presentan algunos de los casos más representativos de daño sísmico en puentes esviados. Se resumen primero los casos internacionales documentados tras los terremotos de San Fernando (1971), Northridge (1994) y Wenchuan (2008), a fin de extraer conclusiones generales acerca del comportamiento sísmico de los puentes esviados. Seguidamente, se resumen los principales casos nacionales registrados tras el terremoto del Maule (2010), cuyo análisis posterior servirá de base para definir las características básicas del prototipo.

2.2.1 Casos Internacionales

2.2.1.1 Terremoto de San Fernando, California (1971)

Una de las principales zonas afectadas durante el Terremoto de San Fernando, California, de 1971 ($M_L=6,6$ en la escala de Richter) fue la zona de la recientemente construida Autopista Foothill, donde la gran mayoría de puentes y pasos superiores e inferiores resultaron dañados en cierta medida [9].

De entre los casos documentados, destaca el del puente sur-este del Paso Inferior Foothill Boulevard, consistente en una superestructura de cuatro vanos soportados sobre vigas de hormigón armado tipo cajón, con un ángulo de esviaje de aproximadamente 60° . Las dimensiones del puente se presentan en la Figura 2.1.

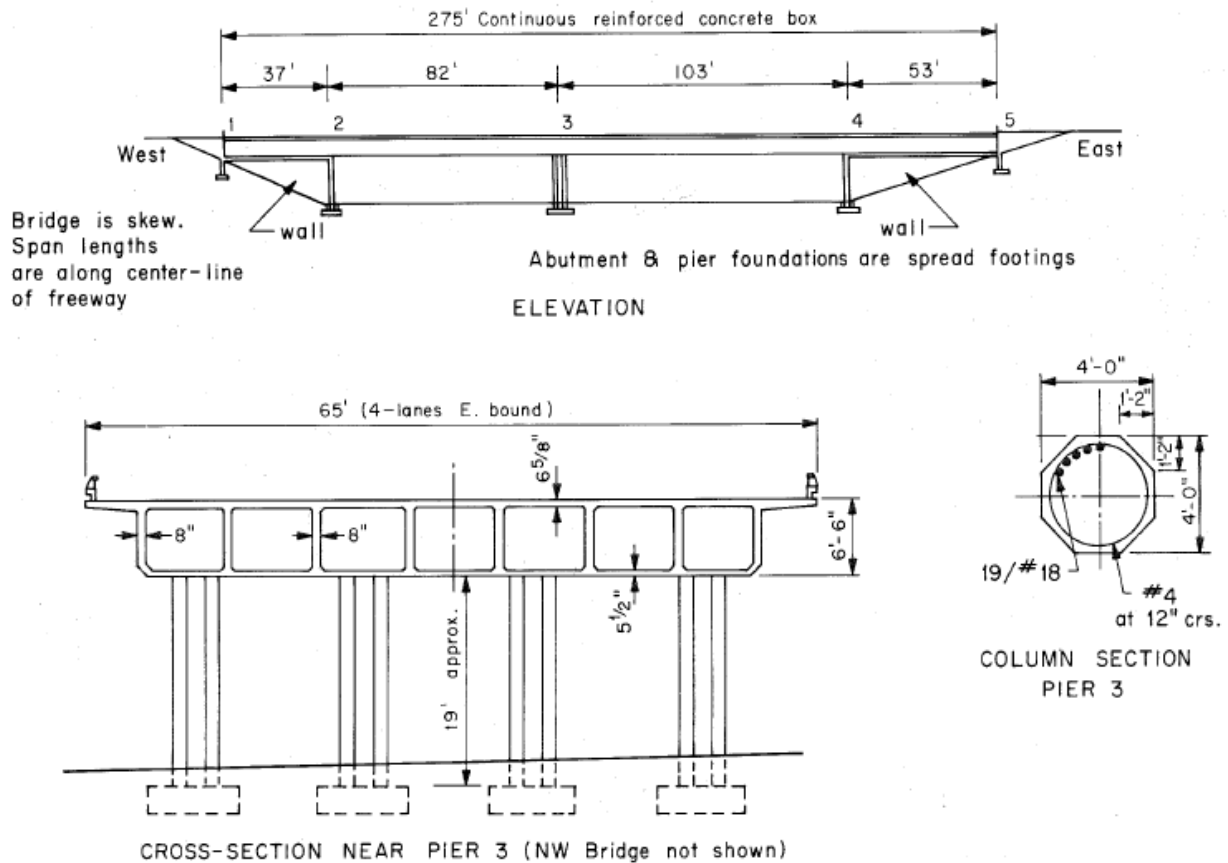


Figura 2.1 - Elevación y Sección Transversal del Puente Sur-este del Paso Inferior Foothill Boulevard. Fuente: [9].

Según Jennings (1971), este puente experimentó un desplazamiento permanente de aproximadamente 3 pulgadas (≈ 8 cm) en el vértice agudo del estribo oeste, ocasionado principalmente por la excesiva rotación en planta del tablero en el sentido contrario al esviaje (Figura 2.2). Tres de las cuatro columnas centrales del puente fallaron (Figura 2.3), mientras que la superestructura se mantuvo relativamente intacta [9]. Wakefield et al. (1991) realizaron estudios numéricos sobre dicho puente, modelando el tablero como un elemento flexible, en vez de completamente rígido. El estudio indicó que la falla de las columnas se produjo por falta de capacidad resistente, dado que las solicitaciones de carga axial y corte estimadas en el análisis resultaron ser mucho mayores a las consideradas durante el diseño del puente [10].

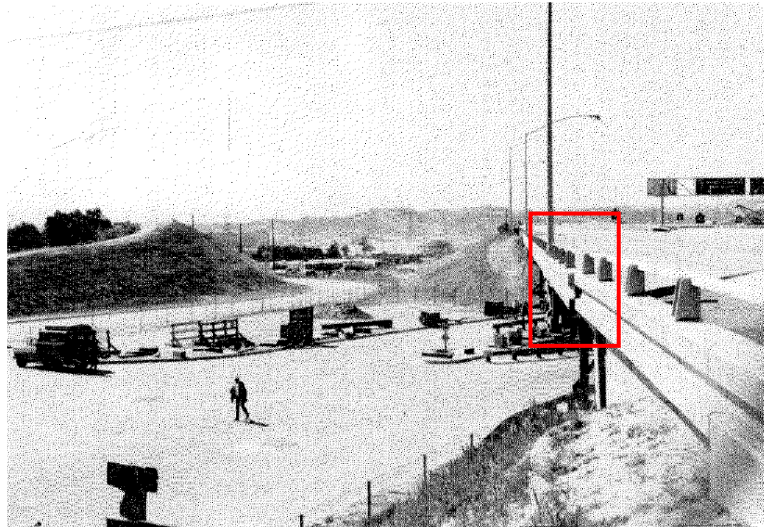
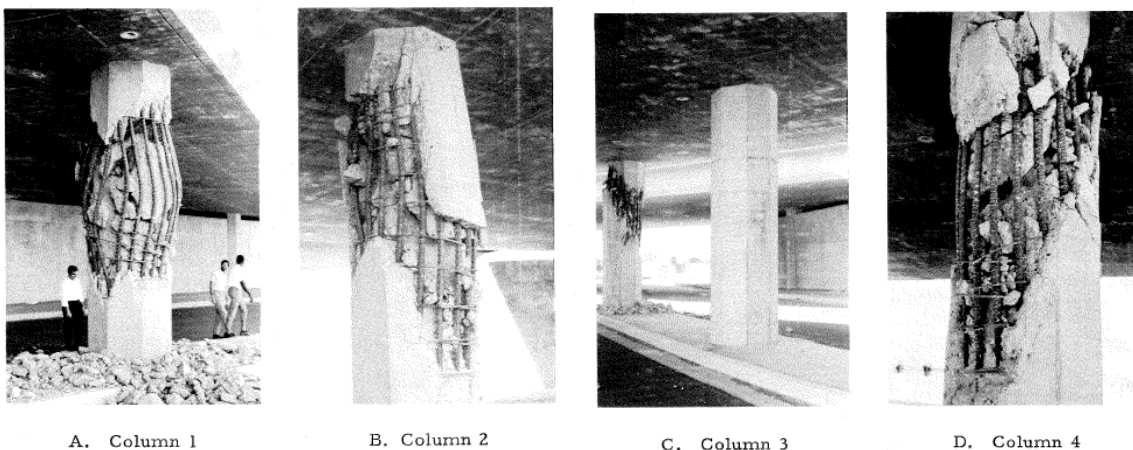


Figura 2.2 - Desplazamiento Permanente del Tablero en Puente Sur-este del Paso Inferior Foothill Boulevard tras Terremoto de San Fernando (1971). Fuente: [9].



A. Column 1

B. Column 2

C. Column 3

D. Column 4

Figura 2.3 - Daño en las Columnas Centrales del Puente Sur-este del Paso Inferior Foothill Boulevard tras Terremoto de San Fernando (1971). Fuente: [9].

A lo largo de la misma autopista, se registraron varios otros casos de daño en puentes esviados y no esviados, de entre los que cabe mencionar los siguientes:

Los Pasos Inferiores Yarnell Street y Glenoaks Boulevard, puentes gemelos de un único vano de 148 y 132 pies (≈ 45 y 40 m), respectivamente, construidos con vigas de hormigón pretensado tipo cajón, presentaron fracturas en el revestimiento de hormigón cercano a los estribos, además de un asentamiento de aproximadamente 2 pulgadas (≈ 5 cm) en dicha zona.

Los puentes del Paso Inferior Roxford Street, similares a los anteriores, pero de longitud 151 pies (≈ 46 m), sufrieron daños severos en los muros de contención, pilotes, revestimientos de hormigón y pavimentos adyacentes. No obstante, el sistema de vigas resultó sin daños aparentes. Uno de los puentes experimentó un desplazamiento permanente de $2\frac{1}{2}$ pies (≈ 76 cm) en uno de sus estribos, mientras que el puente adyacente experimentó un desplazamiento de 9 pulgadas (≈ 23 cm) en la misma dirección. El ángulo de esviaje de estos puentes, originalmente de 12° , se vio incrementado por dichos desplazamientos.

El Paso Superior Bledsoe Street, de dos vanos de 101 y 107 pies (≈ 31 y 33 m), construido en hormigón armado y apoyado sobre dos columnas centrales gemelas, sufrió un asentamiento en ambos estribos de aproximadamente 2 pulgadas (≈ 5 cm), producido probablemente por el excesivo movimiento del tablero en dirección longitudinal (dirección débil del sistema de columnas).

El Puente Peatonal Tyler Street sufrió daños considerables en sus columnas debido al aumento de la demanda de momento flector provocado por desplazamientos excesivos en la dirección longitudinal. Los estribos y el tablero sufrieron daños causados por el impacto producido entre ambos elementos en la zona de la junta de expansión.

Los puentes del Paso Inferior Polk Street, similares en geometría a los puentes de Yarnell Street, Glenoaks Boulevard y Roxford Street, ambos de un único vano de 146 pies (≈ 45 m) de largo, sufrieron daños menores, incluido el desprendimiento del revestimiento de hormigón en los taludes cercanos a los estribos. No se registró daño considerable en los estribos ni en las columnas.

El Puente Peatonal Astoria Street, de estructura similar al anterior, sufrió el mismo tipo de daño, pero en menor medida. No obstante, en este caso los estribos sí resultaron fuertemente dañados y las columnas mostraron indicios de agrietamiento.

El Paso Superior Sayre Street, similar al puente de Bledsoe Street, pero de ancho menor, presentó evidencias de movimiento longitudinal y un asentamiento en la zona de relleno de los estribos de aproximadamente 3 pulgadas (≈ 8 cm), con la consecuente falla de las losas de acercamiento de los estribos.

Como estos, existen muchos otros casos registrados lo largo de las autopistas Foothill Boulevard, Golden State, San Diego y Antelope Valley, así como en otras zonas cercanas al área del epicentro [9].

2.2.1.2 *Terremoto de Northridge, California (1994)*

Durante el terremoto de Northridge, California, de 1994 ($M_w=6,7$ en la escala de magnitud de momento), la gran mayoría de los puentes afectados sufrieron daño o colapso producto de la falla total o parcial de sus columnas (Figura 2.4), con excepción del Paso Inferior Gavin Canyon, el cual presentó un mecanismo de falla particular que vale la pena mencionar.



Figura 2.4 - Puentes Colapsados (círculos grises) durante el Terremoto de Northridge (1994).
Fuente: [11].

El Paso Inferior Gavin Canyon, construido en 1964 en la Autopista Interestatal 5 de Estados Unidos, consistía en dos puentes gemelos, de cinco vanos cada uno, con esviaje de 66° y soportados sobre vigas tipo cajón. En el segundo y cuarto vano de ambos puentes existían juntas de expansión orientadas en la misma dirección del esviaje, las cuales separaban la superestructura en tres segmentos independientes (Figura 2.5). Las columnas de la porción central de los puentes eran considerablemente más largas que las de los extremos.

Los puentes del paso Gavin Canyon sufrieron falla por pérdida de apoyo en la mayoría de los vértices agudos del primer y último tramo (segundo y cuarto vano), debido al elevado ángulo de esviaje de las estructuras, la distribución asimétrica de los elementos de soporte para cargas laterales, la baja resistencia de los topos laterales y la insuficiente longitud de apoyo provista por el diseño (Figura 2.6). Se pudo observar también daños producidos por impacto del tramo central del tablero contra los tramos adyacentes [11].

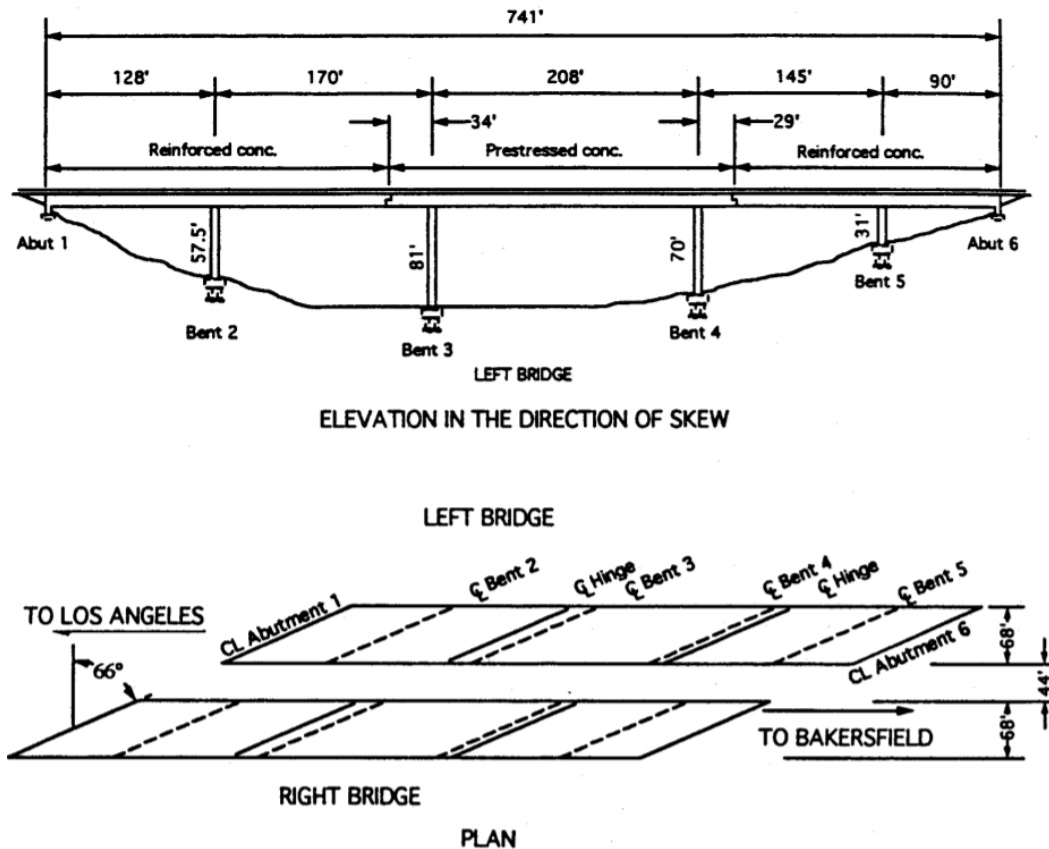


Figura 2.5 - Elevación y Planta del Paso Inferior Gavin Canyon. Fuente: [11].

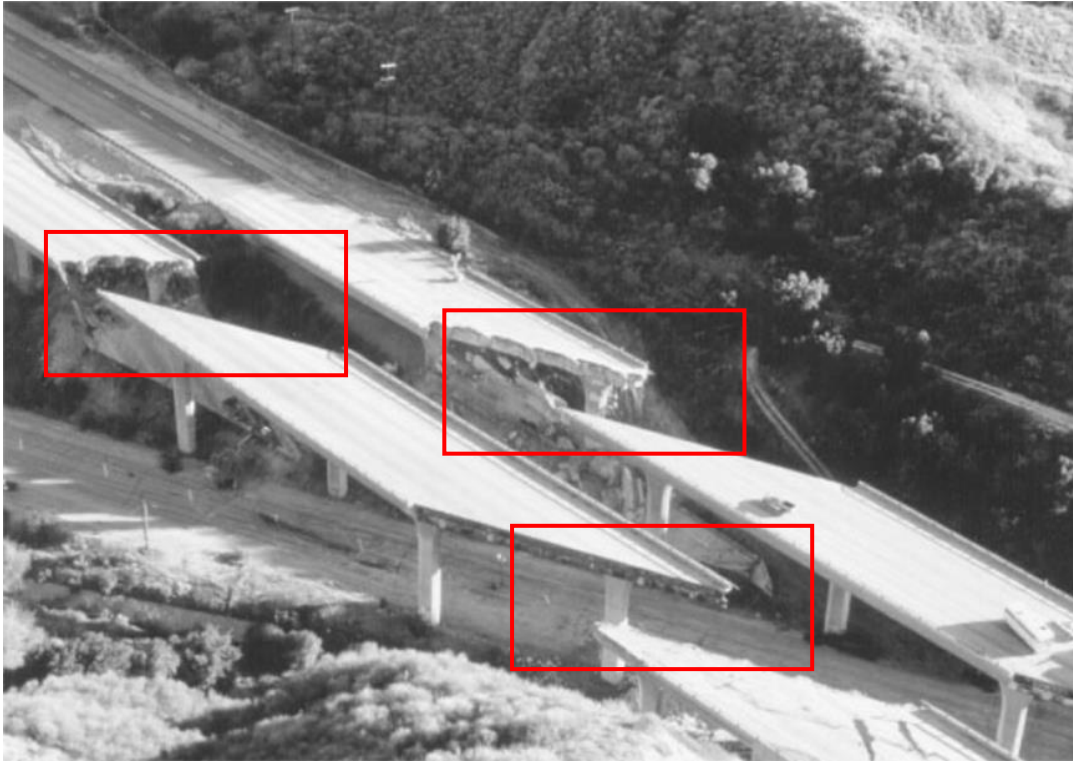


Figura 2.6 - Colapso del Segundo y Quinto Vano de los Puentes del Paso Inferior Gavin Canyon tras Terremoto de Northridge (1994). Fuente: [12].

2.2.1.3 Terremoto de Wenchuan, China (2008)

Durante el terremoto de Wenchuan, China de 2008 ($M_w=8,0$ en la escala de magnitud de momento) aproximadamente 4.840 puentes y 98 túneles resultaron parcial o totalmente dañados. De entre los casos más emblemáticos destacan los puentes Baihua, Xiaoyudong y Miaotzuping (Figura 2.7). Uno de los posibles factores atribuidos al colapso de dichos puentes fue el excesivo movimiento en planta de la superestructura en conjunto con el escaso apoyo provisto por cepas y estribos, y la inadecuada resistencia de los topes laterales [13]. No obstante, dada la respuesta compleja de dichos puentes y los distintos tipos de falla registrados, el daño o colapso no puede ser atribuido a una sola causa.

Un caso más claro e ilustrativo es el del Puente Louquanwan, de un solo vano de 30 m de largo, simplemente apoyado, con ángulo de esviaje de aproximadamente 30° , vigas compuestas tipo I y apoyos de caucho natural. El puente contaba con estribos independientes auto-estables y juntas de expansión en ambos extremos (Figura 2.8). Durante el terremoto, el tablero del puente sufrió una rotación en dirección contraria al ángulo de esviaje, lo cual se tradujo en grandes desplazamientos transversales en los vértices agudos de la superestructura. Tras el terremoto, las juntas de expansión en ambos extremos del puente se cerraron en la zona de los vértices obtusos y se abrieron en las zonas de los vértices agudos, formando una “V” (Figura 2.9).

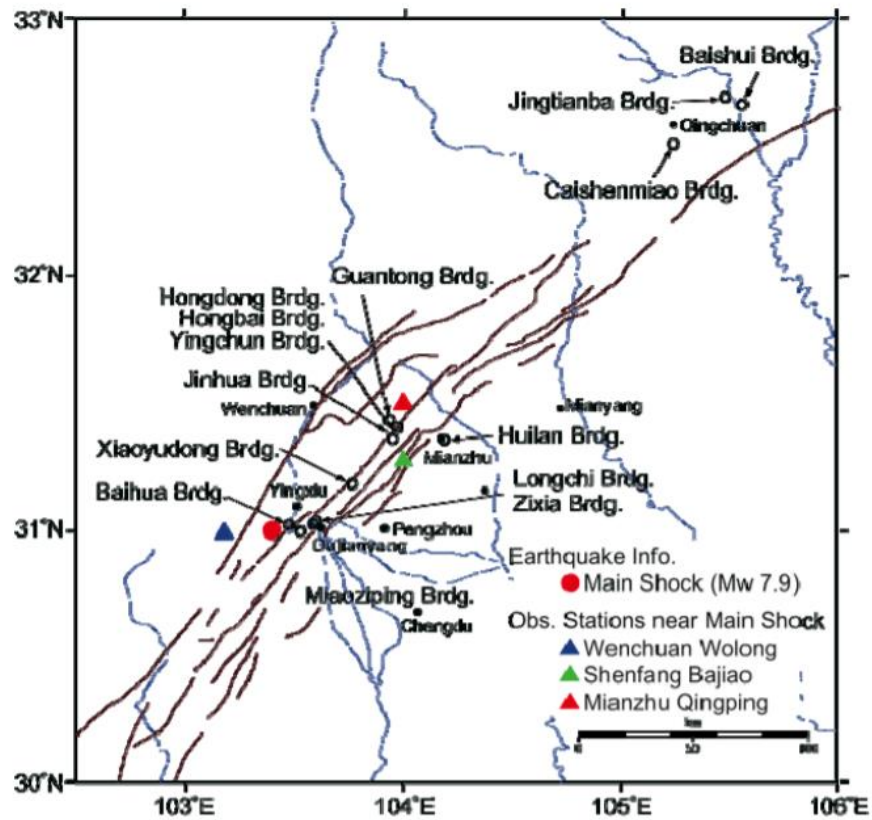


Figura 2.7 - Puentes Dañados durante el Terremoto de Wenchuan (2008). Fuente: [14].

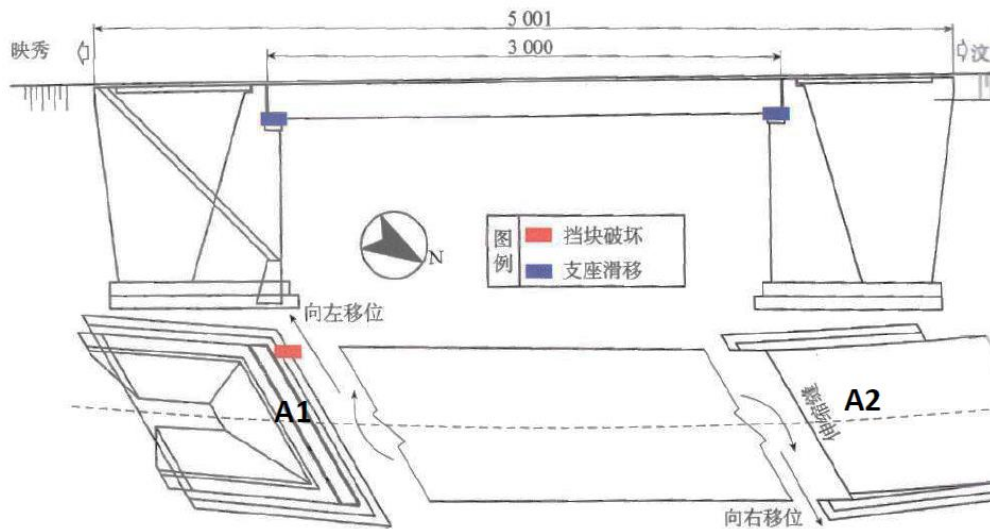


Figura 2.8 - Elevación y Planta del Puente Louquanwan. Fuente: [14].

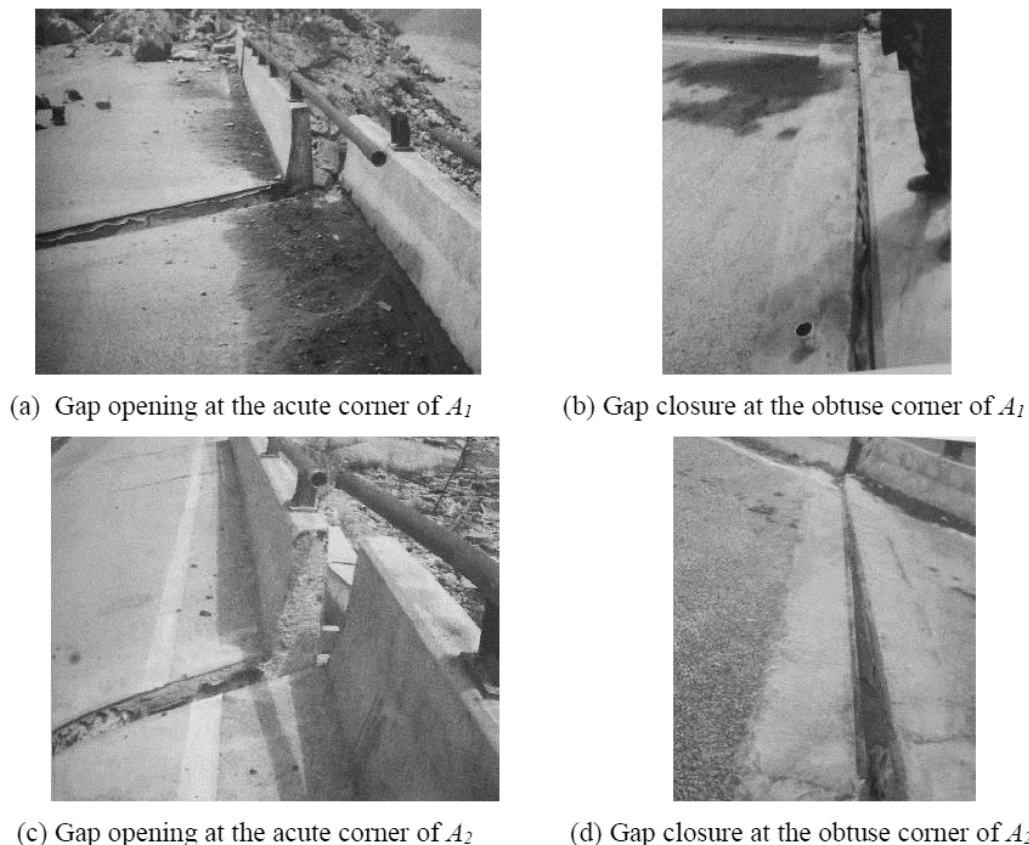


Figura 2.9 - Juntas de Expansión del Puente Louquanwan en la Zona de los Estribos A_1 y A_2 , tras Terremoto de Wenchuan (2008). Fuente: [14].

2.2.2 Casos Nacionales

Se presentan los casos más relevantes de daño sísmico en puentes esviados ocurridos en el país, correspondientes todos al terremoto del Maule (2010). El análisis de estos casos permitirá definir ciertas características básicas del prototipo en capítulos posteriores.

2.2.2.1 Terremoto del Maule (2010)

El terremoto del Maule, Chile, de 2010 ($M_w=8.8$) trajo consigo daños significativos a las estructuras viales del país, desde la zona de Valparaíso hasta la zona de Arauco. De los cerca de 12.000 puentes existentes en las autopistas chilenas, aproximadamente 300 sufrieron daños considerables durante el evento sísmico. De entre estos puentes, alrededor de 20 sufrieron el colapso total o parcial de uno o más vanos [15].

A partir de Abril del año 2010, Kawashima et al. (2011) [6] condujo una serie de investigaciones sobre varios puentes que resultaron dañados tras el terremoto. Los puentes considerados se muestran en la Figura 2.10.

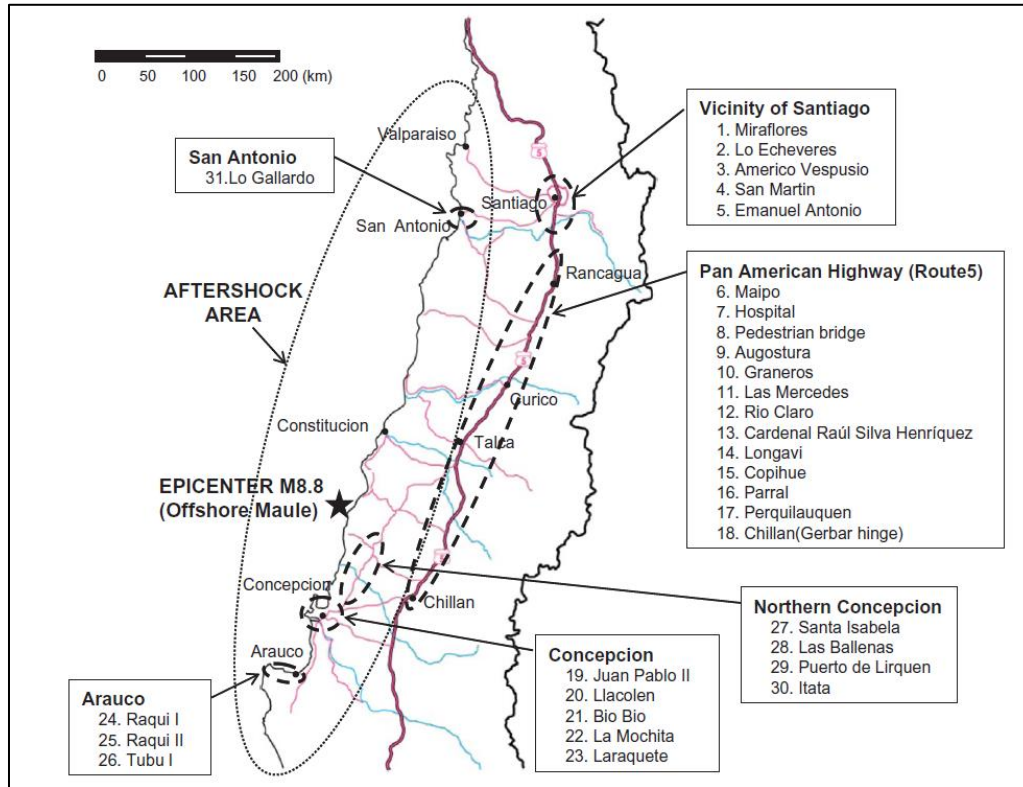


Figura 2.10 - Puentes Dañados durante el Terremoto del Maule de 2010. Fuente: [6].

De los puentes mencionados, uno de los casos más emblemáticos es el del Paso Superior Hospital, ubicado en la Ruta 5. Este paso superior cruzaba sobre dos líneas férreas y un camino local. La estructura consistía en dos puentes paralelos, uno recto y otro esviado en 45°, ubicados al sur y al norte del paso, respectivamente. Ambos puentes eran de dos vanos simplemente soportados por vigas de hormigón pretensado, con juntas de expansión en los extremos y en la cepa central.

Durante el terremoto, el puente sur (recto) no sufrió prácticamente ningún daño, mientras que el puente norte (esviado) sufrió el colapso completo de sus vanos (Figura 2.11), dejando en evidencia el hecho de que los puentes esviados son más propensos a sufrir de falla por pérdida de apoyo que los puentes rectos.

El tablero D1 del puente norte sufrió un desplazamiento transversal de aproximadamente 3 m en el vértice agudo ubicado sobre la cepa P1, presentando daños importantes en los topes laterales ubicados en dicho vértice. El tablero D1 colapsó de manera íntegra producto de la pérdida de apoyo de ambos extremos, cayendo al suelo sobre las líneas férreas.

De manera similar, el tablero D2 sufrió un gran desplazamiento transversal en el vértice agudo ubicado en la zona del estribo A2, lo que lo condujo al colapso por pérdida de apoyo en dicho vértice. La placa de neopreno utilizada como apoyo en dicho estribo falló, lo que se tradujo en desplazamientos aún mayores de la superestructura.

Las alas de ambos estribos, A1 y A2, resultaron completamente destruidas en las zonas de los vértices agudos e intactas en las zonas de los vértices obtusos, evidenciando claramente el sentido de la rotación.

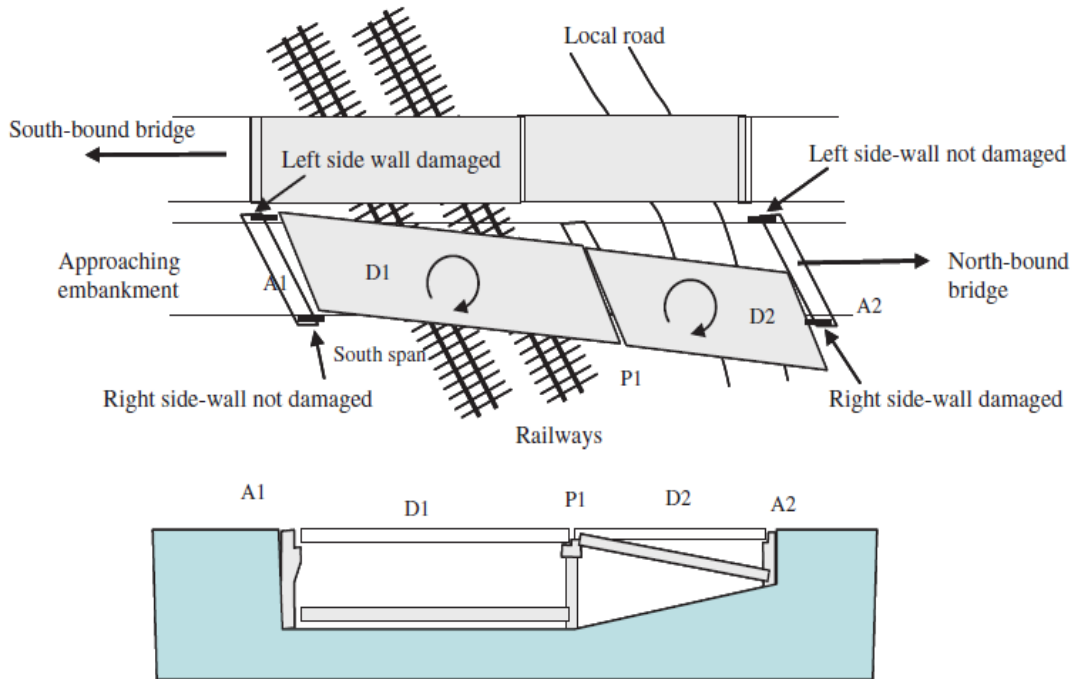


Figura 2.11 - Mecanismo de Colapso del Paso Superior Hospital durante el Terremoto del Maule (2010). Fuente: [6].

Otros puentes que sufrieron daño y colapso durante el terremoto fueron los Pasos Superiores Miraflores y Lo Echevers, ambos ubicados a lo largo de la Autopista Américo Vespucio en la Región Metropolitana.

Los puentes gemelos del Paso Superior Miraflores poseían tres vanos, dos de ellos de longitud 22,5 m (extremos) y uno de 28 m (central). Ambos puentes poseían un esviaje de 22° y cepas compuestas por una viga cabezal y cinco columnas de diámetro 0,9 m.

Durante el terremoto, las columnas presentaron solo grietas menores por efecto de la flexión, pero los tableros D1 de ambos puentes sufrieron rotación en torno a sus vértices obtusos y un desplazamiento transversal de aproximadamente 2 m en sus vértices agudos (Figura 2.12). El tablero D1 del puente del anillo interior colapsó y los muros laterales de los estribos de ambos puentes resultaron dañados en la zona de los vértices agudos de la superestructura.

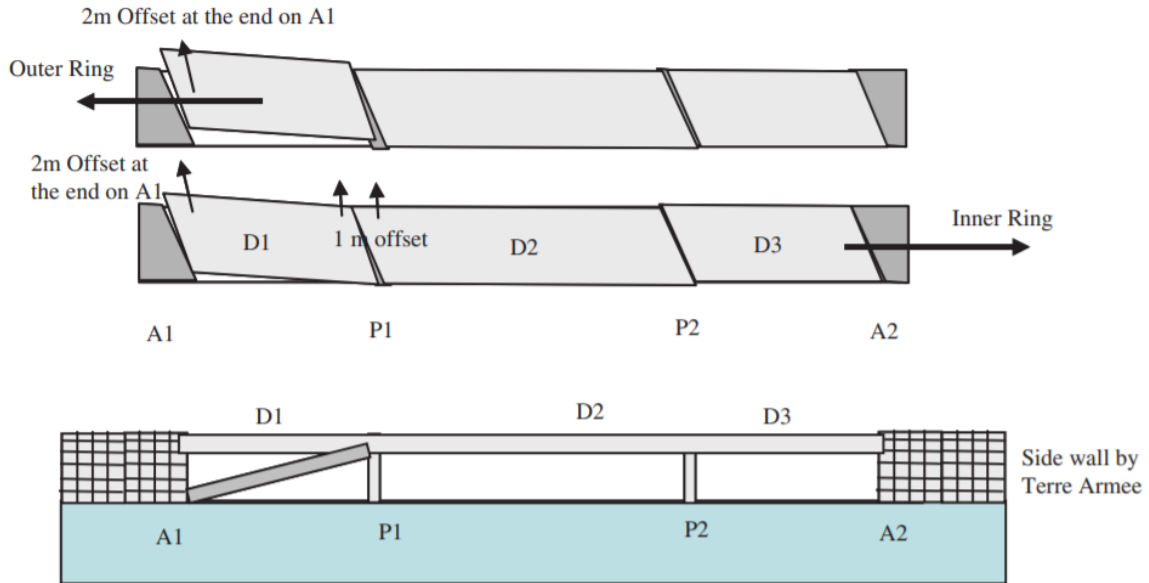


Figura 2.12 - Mecanismo de Colapso del Paso Superior Miraflores durante el Terremoto del Maule (2010). Fuente: [6].

En cuanto al Paso Superior Lo Echevers, este consistía en dos puentes gemelos de tres vanos cada uno, con una longitud total de 92 m y un esviaje de 30°. Los daños registrados fueron similares a los del Paso Superior Miraflores. El puente del anillo exterior no colapsó, pero sufrió grandes daños en sus cepas. Por otro lado, el puente del anillo interior colapsó íntegramente, sufriendo pérdida de apoyo total en el tablero D1 y parcial en los tableros D2 y D3 (Figura 2.13).

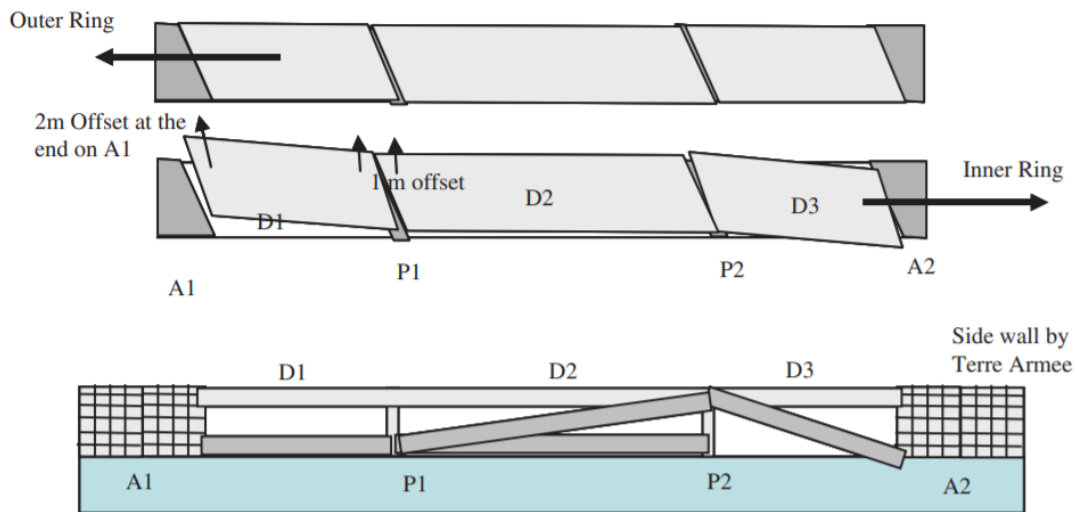


Figura 2.13 - Mecanismo de Colapso del Paso Superior Lo Echevers durante el Terremoto del Maule (2010). Fuente: [6].

Finalmente, cabe mencionar brevemente el caso del Paso Inferior Atravieso Las Mercedes en la Ruta 5, consistente en un puente de 54 m de longitud, dos vanos y 11° de esviaje.

Pese a ser un puente prácticamente recto, este sufrió rotaciones y desplazamientos transversales de 1,4 m y 1,0 m en sus extremos oeste y este, respectivamente. La viga sur apoyada en el estribo oeste sufrió pérdida de apoyo total, mientras que la viga central estuvo a punto de experimentar la misma falla (Figura 2.14). Las alas inferiores de esta última viga resultaron ampliamente dañadas, al igual que la zona del estribo en donde esta se apoyaba (Figura 2.15).

Dentro de las posibles causas de rotación y falla del puente se encuentra el impacto evidenciado entre el tablero y los estribos, y el posible movimiento diferencial de los estribos producido por efectos locales del suelo de fundación. El daño en este puente se vio agravado por la falta de mecanismos de restricción al movimiento transversal.



Figura 2.14 - Pérdida de Apoyo de la Viga Sur del Estribo Oeste del Paso Inferior Atravieso Las Mercedes durante el Terremoto del Maule (2010). Fuente: [6].



Figura 2.15 - Daño en la Viga Central del Estribo Oeste del Paso Inferior Atravieso Las Mercedes durante el Terremoto del Maule (2010). Fuente: [6].

2.2.3 Resumen de Daños en Puentes Esviados

Del análisis de la literatura referente al daño y colapso de puentes esviados por efecto del impacto estribo-tablero y pérdida de apoyo de la superestructura, se desprenden las siguientes conclusiones generales:

- Los puentes esviados presentan una clara tendencia natural a desarrollar grandes rotaciones en planta en sentido contrario al ángulo de esviaje, lo cual, en el caso de sismos severos, puede traducirse en la falla por pérdida de apoyo de los vértices agudos de la superestructura.
- Los puentes rectos presentan una menor tendencia natural a la rotación en comparación a los puentes esviados, debido a sus características geométricas. No obstante, estos son capaces sufrir rotaciones considerables si se tiene en cuenta otros fenómenos tales como el roce tablero-estribo y efectos locales del suelo de fundación.
- La distribución asimétrica de rigidez en planta y los efectos locales del suelo de fundación tienden a incrementar la magnitud de las rotaciones en la gran mayoría de los casos.
- Las juntas de expansión de los puentes esviados sometidos a sismos de consideración tienden a abrirse en la zona de los vértices agudos y a cerrarse en la zona de los vértices obtusos, evidenciando el sentido de la rotación generada.
- El impacto estribo-tablero tiende a magnificar los desplazamientos transversales en los vértices agudos de los puentes esviados, originados inicialmente por la tendencia natural de dichos puentes a la rotación.
- Los elementos que restringen el desplazamiento en dirección transversal (muros laterales, llaves de corte, topes sísmicos, etc.) tienden a sufrir un daño considerable en las zonas de los vértices agudos del tablero y a permanecer intactos en la zona de los vértices obtusos.
- Los apoyos elastoméricos no anclados a la estructura tienden a sufrir grandes deformaciones y/o a deslizar durante la ocurrencia del sismo, lo cual se traduce en un aumento de los desplazamientos de la superestructura por falta de fuerzas restitutivas.
- Las columnas de los puentes esviados donde la superestructura se encuentra unida monolíticamente a la infraestructura tienden a presentar daños considerables debido a las solicitaciones adicionales no contempladas en el diseño. Lo anterior no suele evidenciarse en puentes con apoyos elastoméricos (caso chileno).

2.3 Mecanismos de Falla por Pérdida de Apoyo

Como ya se ha mencionado anteriormente, el fenómeno de impacto estribo-tablero en puentes esviados sometidos a solicitaciones sísmicas se encuentra íntimamente relacionado con la llamada falla por pérdida de apoyo de la superestructura. Diversos estudios numéricos y experimentales se han llevado a cabo para poder comprender el mecanismo bajo el cual ocurre dicha falla. A continuación, se presentan tres de los mecanismos de falla más referenciados en la literatura, ordenados del más antiguo al más reciente, siendo el último el que incorpora una mayor cantidad de variables y efectos físicos. Estos mecanismos de falla permiten definir preliminarmente las principales variables dependientes que vale la pena medir en un estudio experimental.

2.3.1 Mecanismo de Falla con Impacto (1980-2000)

Algunos de los primeros estudios analíticos llevados a cabo en torno al tema (Maragakis (1985), Maragakis y Jennings (1987)) señalan que la falla por pérdida de apoyo de la superestructura es producida en gran medida por la fuerza de impacto generada entre el tablero y los estribo [16]. Autores como Bjornsson (1997) señalan que, para una distribución uniforme de fuerzas en un extremo del tablero, la rotación es producida por la excentricidad existente entre la línea de acción de las fuerzas y el centro de masa de la superestructura [14]. Priestley et al. (1996) señalan que las rotaciones producidas por efecto de la excentricidad tienden a acumularse en el tiempo [17].

Estas primeras aproximaciones al fenómeno conducen a la definición del mecanismo de falla básico, en donde la principal causa de la rotación del tablero es la fuerza de impacto que actúa de manera excéntrica e instantánea sobre la estructura (Figura 2.16). Cabe destacar que este primer mecanismo no considera efectos tales como la fuerza de roce generada entre los elementos estructurales.

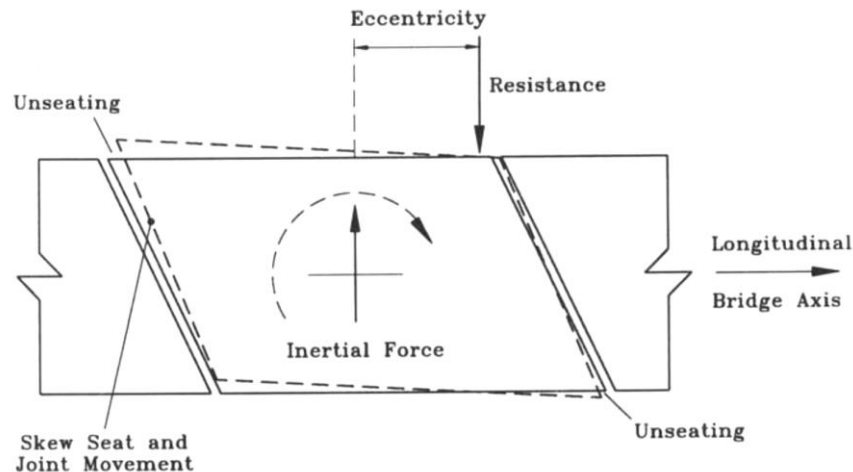


Figura 2.16 - Mecanismo de Falla por Impacto (Priestley et al. 1996). Fuente: [17].

2.3.2 Mecanismo de Falla con Impacto y Rotación Forzada (2012)

A partir del análisis de los principales puentes dañados durante el terremoto del Maule del año 2010, Buckle et al. (2012) [15] proponen un mecanismo de colapso que, a diferencia de su antecesor histórico, considera el escenario en el cual el tablero se mantiene en contacto con el estribo durante un tiempo finito, dando lugar a vibraciones (rotaciones) forzadas.

Este mecanismo de falla se resume en las siguientes etapas (Figura 2.17):

1. Bajo una excitación sísmica en dirección longitudinal (1a) y/o transversal (1b), la superestructura se desplaza hacia uno de los estribos impactando contra el muro frontal de dicho elemento (2).
2. La reacción proveniente del estribo hace rotar la superestructura en sentido contrario al ángulo de esviaje (3).
3. Tras un cierto número de ciclos, los vértices agudos de la superestructura se alejan de los estribos hasta perder sus respectivos puntos de apoyo. Esto ocurre cuando el desplazamiento generado supera la longitud de apoyo provista por el diseño (4).

Este mecanismo considera la acción del roce entre el tablero y los estribos, introduciendo así un nuevo efecto dinámico que su antecesor no consideraba. No obstante, este mecanismo asume que la pérdida de apoyo (máximo desplazamiento transversal) ocurre en el instante en que el tablero se encuentra en contacto con el estribo y no en su recorrido de un extremo al otro.

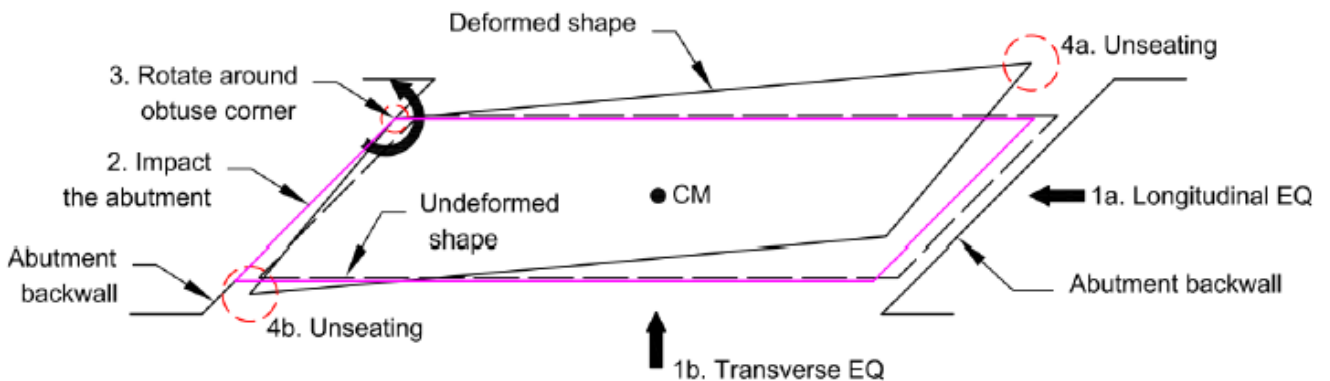


Figura 2.17 - Mecanismo de Falla por Impacto y Rotación Forzada (Buckle et al., 2012). Fuente: [14].

2.3.3 Mecanismo de Falla con Impacto y Rotaciones Forzada y Libre (2017)

A partir de los trabajos de Priestley et al. (1996) y de Buckle et al. (2012), y teniendo como respaldo a una serie de estudios experimentales llevados a cabo sobre mesas de simulación sísmica [14], Wu et al. (2017) [18] proponen una revisión del mecanismo de falla existente. Esta revisión incorpora el efecto rebote ocurrido tras el impacto estribo-tablero, seguido de una fase de rotación libre en torno al centro de rigidez de la subestructura.

Este mecanismo de falla se resume en las siguientes etapas (Figuras 2.18 y 2.19):

1. Bajo solicitaciones sísmicas biaxiales, el tablero del puente se mueve hasta cerrar la junta de expansión e impactar contra uno de los estribos (1 y 2).
2. El tablero rota en torno a su vértice obtuso y en dirección contraria al ángulo de esviaje, dando lugar a rotaciones forzadas (3).
3. El tablero rebota alejándose del estribo y continúa rotando en la misma dirección, pero ahora en torno al centro de rigidez de la subestructura, el cual coincide con el centro de masa de la superestructura en el caso de puentes simétricos (4). Esta fase de rotación libre incrementa los desplazamientos transversales y con ello la probabilidad de pérdida de apoyo del vértice agudo adyacente.
4. Si no ocurre la falla por pérdida de apoyo en la etapa anterior, se invierte el sentido de rotación de la superestructura, pudiendo el tablero impactar tanto en: el vértice agudo adyacente (5-1), de manera uniforme a lo largo de todo el borde (5-2) o en el vértice obtuso opuesto (5-3).
5. El tablero rebota alejándose del estribo y continúa su rotación en torno al centro de rigidez de la subestructura, presentándose nuevamente la posibilidad de que se produzca la pérdida de apoyo del vértice agudo adyacente (6).

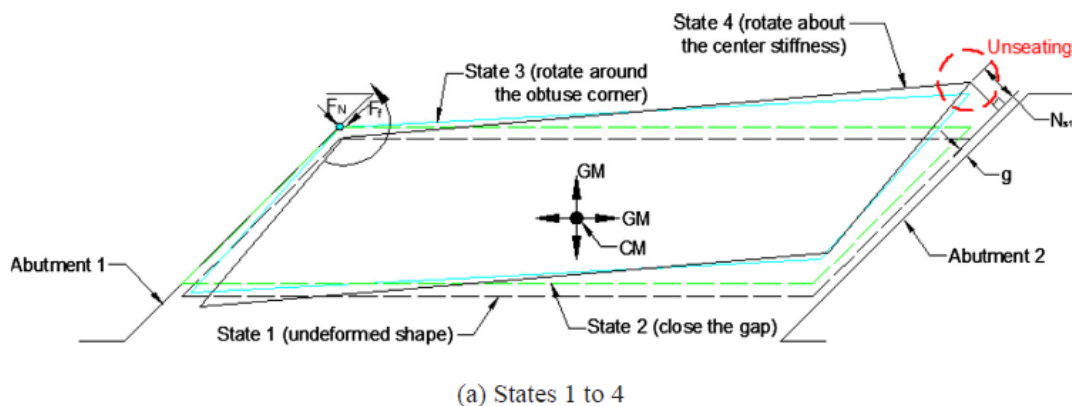


Figura 2.18 - Mecanismo de Falla por Impacto, Rotación Forzada y Rotación Libre (Wu et al., 2017). Fuente: [18].

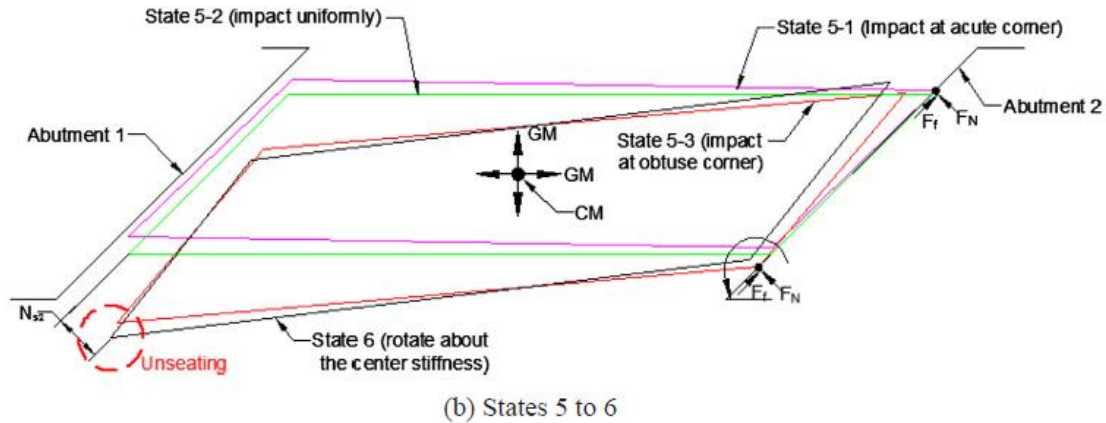


Figura 2.19 - Mecanismo de Falla por Impacto con Rotación Forzada y Rotación Libre (continuación) (Wu et al., 2017). Fuente: [18].

2.3.4 Resumen de Mecanismos de Falla por Pérdida de Apoyo

Los primeros mecanismos de falla propuestos en la literatura (1980-2000) dejan claro que la fuerza de impacto producida entre el tablero y los estribos bajo solicitaciones sísmicas es la principal responsable de la rotación excesiva de la superestructura, dada la excentricidad que existe entre la línea de acción dicha fuerza y el centro de masa de la superestructura.

El mecanismo de falla propuesto por Buckle et al. (2012) permite avanzar en la comprensión del fenómeno al incorporar el roce como una variable relevante a considerar. Este mecanismo contempla una fase de rotación forzada en torno al vértice obtuso de la superestructura una vez cerrada la junta de expansión, producto de los grandes desplazamientos longitudinales y transversales inducidos por el sismo. No obstante, este mecanismo no considera en detalle lo que ocurre con la superestructura mientras esta se desplaza de un extremo a otro.

El mecanismo de falla propuesto por Wu et al. (2017) es el que engloba la mayor cantidad de efectos físicos asociados al fenómeno de impacto estribo-tablero. Este mecanismo considera una fase de rotación forzada y una fase de rotación libre. La fase de rotación forzada ocurre cuando el tablero impacta contra el estribo y rota en torno al vértice obtuso de la superestructura. La fase de rotación libre ocurre tras el rebote del tablero, cuando la superestructura, en su recorrido de un estribo a otro, continúa rotando en la misma dirección, pero ahora en torno al centro de rigidez de la subestructura. La falla por pérdida de apoyo puede presentarse no solo en el instante en que el tablero se encuentra en contacto con los extremos, sino también en el recorrido de un extremo a otro.

2.3.5 Variables de Medición o Dependientes

Teniendo en cuenta los mecanismos de falla presentados anteriormente, es posible definir las potenciales variables de medición (dependientes) a considerar dentro del estudio. Dichas variables son:

1. **Fuerza de Impacto Estribo-Tablero:** Es la principal causa del aumento de rotación de la superestructura. Actúa en el plano del tablero y de manera perpendicular a los estribos. Su efecto en la rotación depende tanto de su magnitud como de su excentricidad con respecto al centro de masa de la superestructura.
2. **Fuerza de Roce Estribo-Tablero:** Causa que el tablero se trabe momentáneamente a los estribos y entre en fase de rotación forzada. Actúa en el plano del tablero y de manera paralela al eje de los estribos. Diversos autores recalcan su influencia en el aumento de las rotaciones, ya que, pese a que su magnitud suele ser muy inferior a la de la fuerza de impacto, su excentricidad con respecto al centro de masa suele ser varias veces mayor.
3. **Desplazamientos de los Vértices del Tablero:** Permiten definir la posición exacta del tablero. Al tratarse de un cuerpo en movimiento plano, su posición queda definida al conocer el desplazamiento de los cuatro vértices en dos direcciones perpendiculares del plano horizontal. Adicionalmente, si se asume que el tablero se comporta como un cuerpo rígido, su posición global puede quedar definida por medio de sólo dos vértices, en vez de cuatro.
4. **Rotación del Tablero:** Permite obtener una idea cuantitativa del efecto del impacto sobre el tablero y de la tendencia a la falla por pérdida de apoyo de este. La rotación del tablero puede ser calculada de manera indirecta si se conoce la posición de los vértices del tablero en cada instante de tiempo.
5. **Aceleración del Tablero:** Es la principal variable que define el comportamiento dinámico del tablero. Puede ser calculada de manera directa, mediante la instalación de acelerómetros, o de manera indirecta, mediante la derivación de los registros de desplazamiento.

Teniendo en cuenta estas variables dependientes queda definido el comportamiento básico de un tablero de puente sometido a cargas sísmicas y fuerzas de impacto. Nótese que es posible incorporar mediciones adicionales de desplazamiento del tablero (redundancia instrumental), con el fin de verificar si este se comporta efectivamente como un cuerpo rígido en movimiento plano. También es posible incorporar mediciones de otras cantidades físicas tales como la velocidad instantánea del tablero, dependiendo del enfoque de cada ensayo.

2.4 Estudios Experimentales

Se resumen brevemente algunos de los principales estudios experimentales llevados a cabo en torno a los temas de impacto estribo-tablero y rotación excesiva de la superestructura, tanto en puentes rectos como en puentes esviados. Dado el alcance del presente trabajo, se consideran solo aquellos estudios conducidos sobre modelos a escala ensayados en laboratorio. En consecuencia, se omite la bibliografía relacionada con estudios experimentales de campo llevados a cabo sobre puentes reales.

2.4.1 Estudios Experimentales en Modelos a Escala

Meng et al. (2004) realizaron ensayos dinámicos sobre un modelo de puente a escala 1:6, construido en acero, de dos vanos, con un ángulo de esviaje de 36° (Figura 2.20). El objetivo de los ensayos consistía en validar experimentalmente un modelo analítico de comportamiento para puentes esviados, donde el tablero era modelado por medio de dos vigas longitudinales paralelas unidas por barras rígidas sin masa (*dual-beam stick model*). Los resultados indicaron que este tipo de modelo analítico era capaz de reproducir adecuadamente el comportamiento del puente ensayado [19].

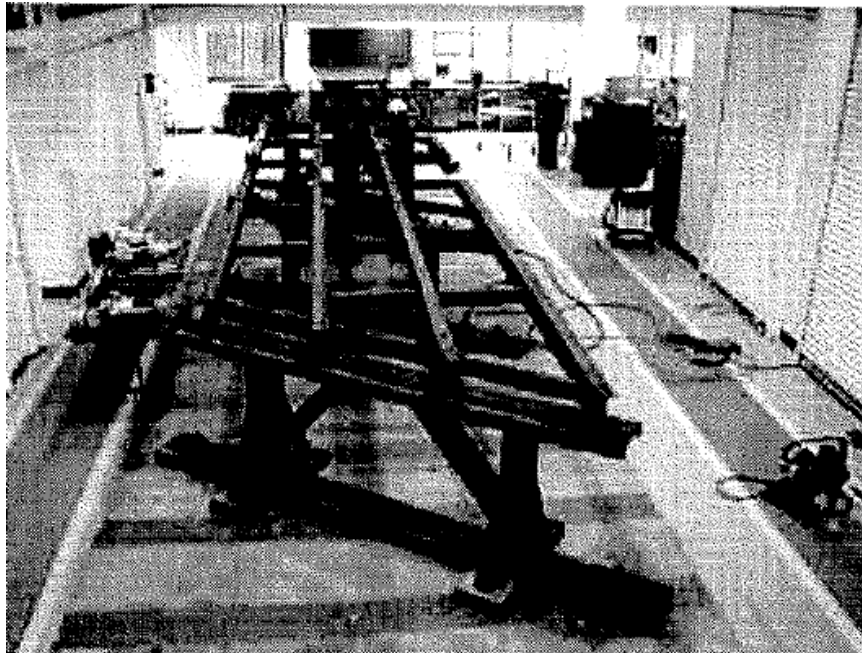


Figura 2.20 - Modelo a Escala 1:6 (Meng et al., 2004). Fuente: [19].

Liu et al. (2008) realizaron ensayos dinámicos sobre un modelo de puente a escala 1:7,5, de un solo vano, para distintas condiciones de ángulo de esviaje y sistema de apoyo. Los estribos no fueron incluidos dentro del modelo. Los resultados mostraron que la fuerza inercial de la superestructura se veía reducida por efecto del deslizamiento de los apoyos.

Li et al. (2012) realizaron ensayos dinámicos sobre un modelo de puente a escala 1:125, construido en acero, consistente en tres vanos rectos montados sobre tres mesas de simulación sísmica distintas (Figura 2.21). El objetivo de los ensayos consistía en estudiar el efecto de la variación espacial de las solicitaciones sísmicas sobre las características del impacto ocurrido entre los vanos de puente. Los estribos no fueron incluidos dentro del modelo. Los resultados confirmaron que la variación espacial de las solicitaciones sísmicas tendía a incrementar el desplazamiento relativo entre los vanos, al igual que las respectivas fuerzas de impacto [20].

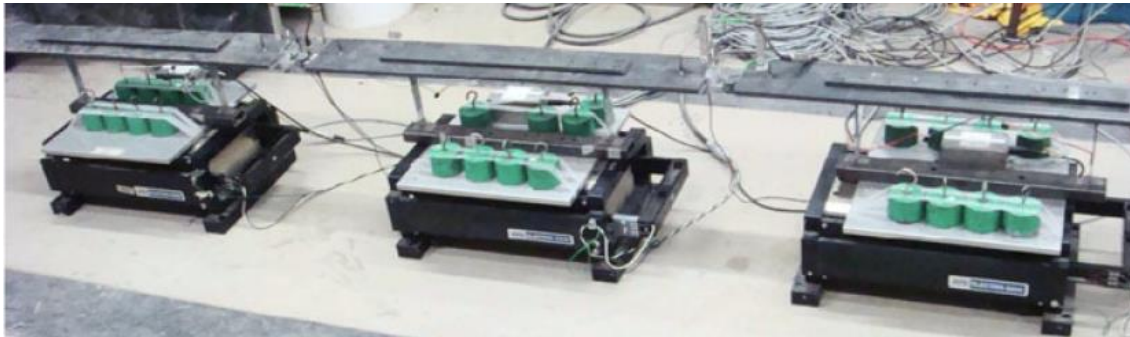


Figura 2.21 - Modelo a Escala 1:125 (Li et al., 2012). Fuente: [20].

Saiidi et al. (2013) realizaron ensayos dinámicos sobre un modelo de puente a escala 1:4, construido en hormigón armado, con ángulo de esviaje de 0° (recto), longitud total de 33,6 m, cuatro vanos, apoyados sobre tres cepas con dos columnas cada una, estribos en ambos extremos y sometido a solicitaciones sísmicas bidireccionales (Figura 2.22). La altura de las columnas era distinta para cada cepa, lo cual inducía una irregularidad en la rigidez de la subestructura. Los extremos del tablero eran soportados por estribos independientes auto-estables, modelados como bloques de hormigón armado conectados a actuadores hidráulicos capaces de simular el movimiento de estos durante el sismo (Figura 2.23). El objetivo de los ensayos consistía en caracterizar el comportamiento sísmico de un puente recto en base a modelos construidos a gran escala. Los resultados mostraron que el daño sufrido por el puente se concentró en las rótulas plásticas formadas en las columnas, mientras que la superestructura permaneció prácticamente elástica en todo momento. Pese a la falta de esviaje, se registraron grandes rotaciones en planta, las cuales se tradujeron en deformaciones permanentes en las columnas [21].



Figura 2.22 - Modelo a Escala 1:4 (Saiidi et al., 2013). Fuente: [21].

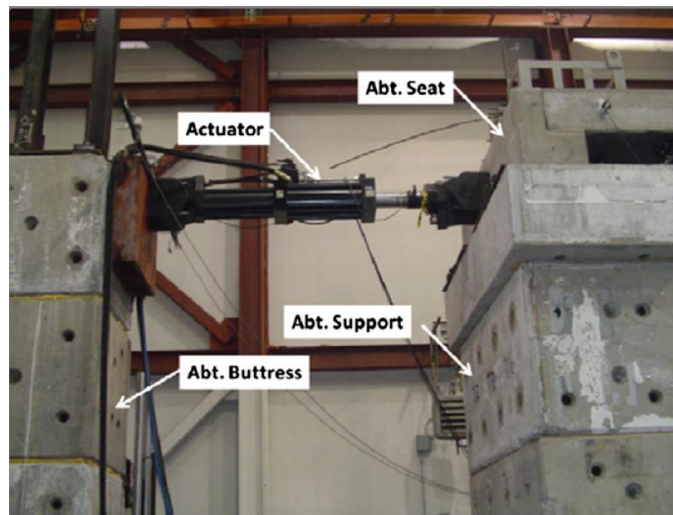


Figura 2.23 - Detalle del Sistema de Estribo (Saiidi et al., 2013). Fuente: [21].

Wu et al. (2017) realizaron ensayos dinámicos sobre cuatro modelos de puente a escala 1:11,43, contruidos en acero, de un solo vano, con ángulos de esviaje de 0° , 30° , 45° y 60° , longitudes totales de 10,5 m, 12,5 m, 14,0 m y 16,5 m, respectivamente, sin cepas y con estribos en ambos extremos. Se evaluaron además distintos anchos de junta de expansión. Los tableros fueron modelados utilizando placas de acero montadas sobre cuatro apoyos elastoméricos anclados tanto a la superestructura como a la infraestructura (Figura 2.24). Los estribos fueron modelados mediante perfiles metálicos, unidos de manera rígida a la mesa de simulación sísmica (Figura 2.25). Uno de los principales objetivos de los ensayos consistía en validar el mecanismo de falla existente en la literatura (Buckle et al. 2012). Los resultados experimentales indicaron que la combinación de las vibraciones forzadas de los modos traslacionales con las vibraciones libres del modo rotacional era la principal causa de la falla por pérdida de apoyo ocurrida en los vértices agudos de la superestructura [18].

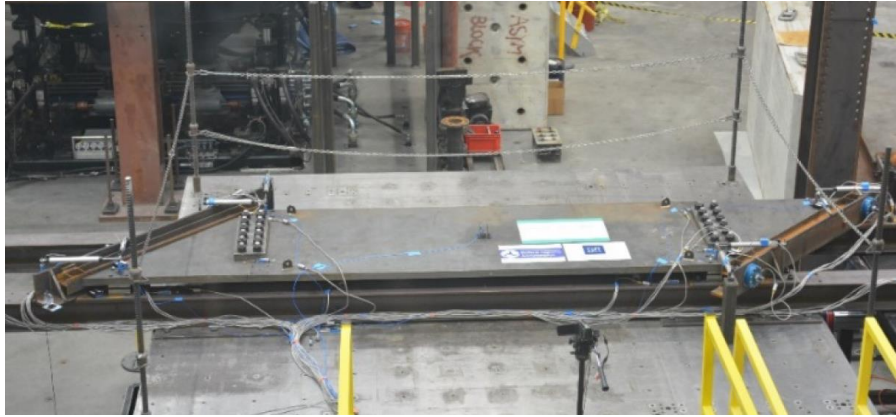


Figura 2.24 - Modelo a Escala 1:11,43 (Wu et al., 2017). Fuente: [18].

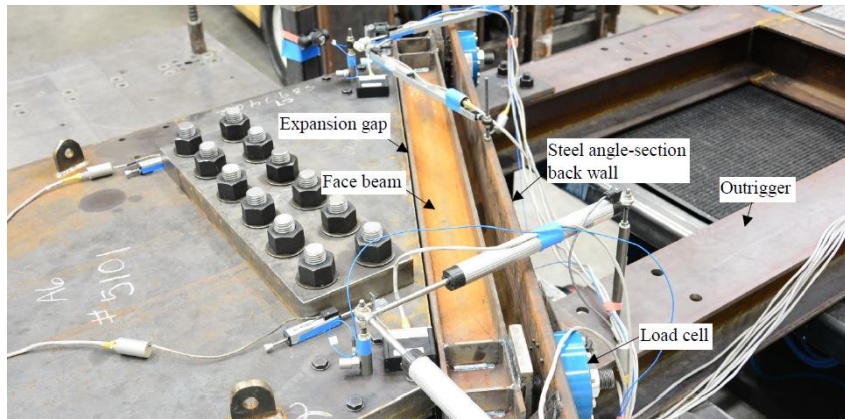


Figura 2.25 - Detalle del Sistema de Estribo (Wu et al., 2017). Fuente: [18].

Kun et al. (2017) realizaron ensayos dinámicos sobre tres modelos de puente a escala 1:20, contruidos en acero, de un solo vano, con ángulos de esviaje de 0° , 30° y 45° , apoyados sobre cepas metálicas y con estribos en ambos extremos (Figura 2.26). Se evaluó tanto el escenario con impacto como sin impacto. El tablero de puente fue modelado con una viga de acero tipo cajón de 520 x 245 mm, montada sobre cepas de acero ancladas a la mesa de simulación sísmica. Los estribos fueron modelados utilizando perfiles metálicos anclados directamente a la mesa (Figura 2.27). El objetivo de los ensayos consistía en evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes esviados considerando simultáneamente los efectos de impacto estribo-tablero, movimiento de los estribos e influencia del ángulo de esviaje. Los resultados mostraron que, al considerar el efecto del impacto estribo-tablero, se obtenían valores de momento flector en las columnas más de 1,94 veces mayores y desplazamientos transversales más de 3,43 veces mayores con respecto al escenario sin impacto. En consecuencia, las recomendaciones de diseño de la NZTA (*New Zealand Transport Agency*) resultaban insuficientes para hacer frente a los grandes desplazamientos presentados en puentes esviados, especialmente en la dirección transversal [22].

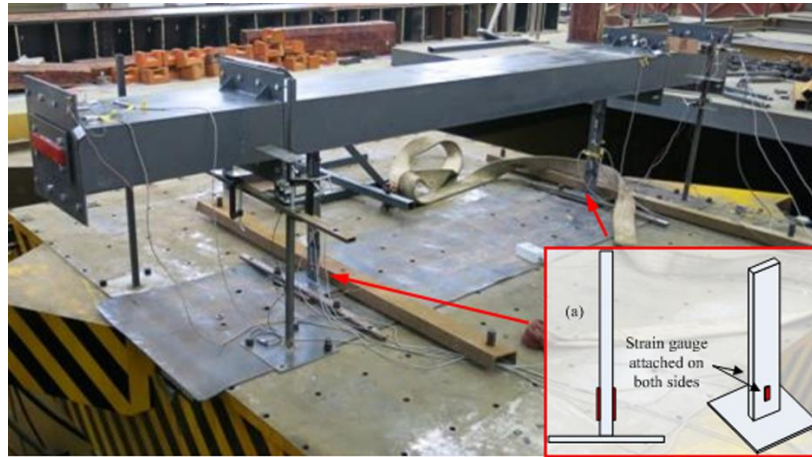


Figura 2.26 - Modelo a Escala 1:20 (Kun et al., 2017). Fuente: [22].

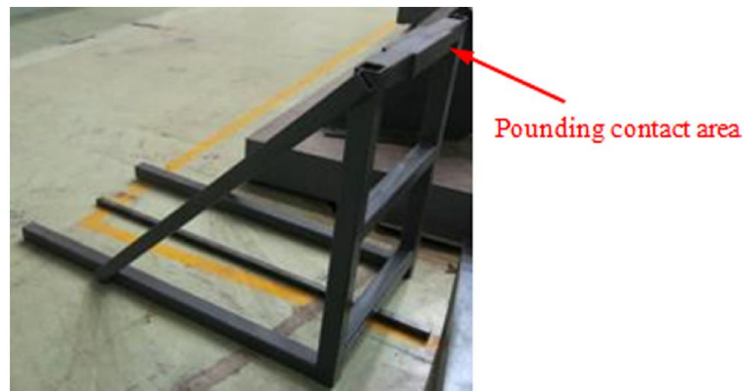


Figura 2.27 - Detalle del Sistema de Estribo (Kun et al., 2017). Fuente: [22].

Xiang et al. (2017) realizaron ensayos dinámicos sobre un modelo de puente a escala 1:4, construido en acero y hormigón armado, con dos vanos de 6,12 m de longitud cada uno, ángulo de esviaje de 0° (recto), apoyado sobre tres cepas con dos columnas cada una y sin estribos (Figura 2.28). Se consideraron dos dispositivos de prevención de falla por pérdida de apoyo: llaves de corte de hormigón y disipadores histeréticos transversales de acero en forma de X (Figura 2.29). El objetivo de los ensayos consistía en caracterizar el comportamiento sísmico de un puente con apoyos elastoméricos económicos. Los resultados mostraron que el deslizamiento de las placas elastoméricas podía servir como método para disipar energía y prevenir daños severos en las cepas. Se observó que las llaves de corte correctamente diseñadas resultaban eficaces para restringir el desplazamiento de los apoyos, pero no la demanda sísmica sobre las cepas. Por otra parte, se concluyó que los disipadores de acero en X resultaban eficaces para restringir tanto los desplazamientos a nivel de apoyo, como la demanda sísmica sobre las cepas [23].



Figura 2.28 - Modelo a Escala 1:4 (Xiang et al., 2017). Fuente: [23].



Figura 2.29 - Llave de Corte de Hormigón (izq.) y Amortiguador Transversal de Acero (der.) (Xiang et al., 2017). Fuente: [23].

Xiang et al. (2018) realizaron ensayos dinámicos sobre un modelo de puente a escala 1:4, construido en acero y hormigón armado, de un solo vano, ángulo de esviaje igual a 0° (recto), longitud total 6,1 m, apoyado sobre dos cepas con dos columnas cada una, sin estribos y considerando distintos dispositivos de prevención de falla por pérdida de apoyo (Figura 2.30). El objetivo de los ensayos consistía en estudiar experimentalmente el comportamiento sísmico de los puentes considerando el efecto del deslizamiento de los apoyos elastoméricos. Los resultados arrojaron que el deslizamiento de los apoyos era capaz de reducir significativamente las fuerzas transmitidas de la superestructura a la infraestructura. No obstante, en el escenario sin elementos restrictivos, el desplazamiento residual de los apoyos podía resultar demasiado grande, convirtiendo la conexión entre la superestructura y la infraestructura en el elemento más vulnerable. En los escenarios con elementos restrictivos, los amortiguadores de acero en forma de X resultaron más efectivos que las llaves de corte de hormigón al momento de limitar los desplazamientos y disipar energía [24].



Figura 2.30 - Modelo a Escala 1:4 (Xiang et al., 2018). Fuente: [24].

Kun et al. (2018) realizaron ensayos dinámicos sobre un modelo de puente a escala 1:20, construido en acero, de un solo vano, longitud total 5 m, ángulos de esviaje de 0° , 30° y 45° , apoyado sobre dos cepas con dos columnas cada una y considerando los efectos de impacto estribo-tablero y suelo de fundación, tanto juntos como por separado (Figura 2.31). El objetivo del estudio consistía en profundizar en la comprensión del comportamiento sísmico de los puentes esviados considerando la interacción de estos dos efectos. Los resultados arrojaron que, en la mayoría de los casos, el comportamiento de los puentes podía ser interpretado como una combinación de ambos efectos actuando por separado. No obstante, en el modelo de 45° se observó que, al considerar ambos efectos por separado, el momento flector en la base de las columnas tendía a aumentar, mientras que lo contrario ocurría al considerar ambos efectos simultáneamente. Se observó además que en todos los casos ensayados el desplazamiento de la superestructura resultaba significativamente menor al estimado bajo los supuestos de base fija y movimiento sin impacto [25].



Figura 2.31 - Modelo a Escala 1:20 (Kun et al., 2018). Fuente: [25].

Li et al. (2020) realizaron ensayos dinámicos sobre un modelo de puente a escala 1:15, construido en acero, con dos vanos, longitud total 4 m, apoyado sobre tres cepas metálicas con dos columnas cada una y sin estribos en sus extremos (Figura 2.32). El objetivo de este estudio consistía en investigar el comportamiento de los puentes apoyados sobre placas elastoméricas de goma, con y sin acero de refuerzo. Los resultados mostraron que las placas reforzadas con láminas de acero no solo presentaron una mayor eficiencia al momento de aislar la superestructura y limitar las fuerzas inerciales del tablero, sino que también mostraron un mejor desempeño en el control del deslizamiento de los apoyos [26].



Figura 2.32 - Modelo a Escala 1:15 (Li et al., 2020). Fuente: [26].

2.4.2 Resumen de Estudios Experimentales

Al margen del enfoque particular de cada estudio, es posible identificar ciertos parámetros y variables de diseño comunes que controlan el comportamiento de los modelos. Dichos parámetros y variables se resumen a continuación:

Tabla 2.1 - Resumen de las Características Básicas de los Modelos Experimentales (2004-2020).

Características de Modelos a Escala												
Autor	Año	Escala	Tablero	Cepas	Estribos	Nº de Vanos	Esviaje [°]	Relación de Aspecto L/B	Apoyos Elastoméricos	Efecto del Suelo	Masa Adicional	Dirección de Aplicación de la Carga
Meng et al.	2004	1:6	A	A	N/C	2	36	1,8	S/C	N/C	N/C	L/T/V
Li et al.	2012	1:125	A	A	A	3	0	6,7	N/C	N/C	N/C	L
Saiidi et al.	2013	1:4	H	H	H	4	0	3,6	N/C	N/C	S/C	L/LT
Wu et al.	2017	1:11,43	A	N/C	A	1	0/30/ 45/60	3,0/3,6/ 4,0/4,7	S/C	N/C	N/C	L/T/LT
Kun et al.	2017	1:20	A	A	A	1	0/30/ 45	9,6	N/C	N/C	N/C	L
Xiang et al.	2017	1:4	A	H	N/C	2	0	1,5	S/C	N/C	S/C	T
Xiang et al.	2018	1:4	A	H	N/C	1	0	1,5	S/C	N/C	S/C	T/TV
Kun et al.	2018	1:20	A	A	A	1	0/30/ 45	9,6	N/C	S/C	N/C	L
Li et al.	2020	1:15	A	A	N/C	2	0	2,9	S/C	N/C	S/C	L

A: Acero; H: Hormigón; N/C: No Considera. S/C: Si Considera; L: Longitudinal; T: Transversal; V: Vertical; LT: Longitudinal y Transversal Simultáneamente; TV: Transversal y Vertical Simultáneamente.

Es posible observar que, en términos de escala, existen dos grandes grupos: el de los modelos construidos a gran escala (mayor a 1:10) y el de los modelos construidos a escala reducida (menor a 1:10). La selección de la escala depende en gran medida de la capacidad de las instalaciones en donde se llevan a cabo los ensayos. Cabe señalar que las pequeñas dimensiones y baja capacidad de carga de las mesas de simulación sísmica disponibles en el país hace prácticamente inviable el desarrollo de modelos de puente a gran escala, quedando solo la alternativa de modelos a escala reducida.

En términos de materialidad, predomina el uso del acero tanto para la construcción de la superestructura (tablero), como de la infraestructura (cepas y estribos). Esta consideración de diseño no se condice con la realidad chilena, en donde aproximadamente un 50% de los puentes se encuentra construido íntegramente en hormigón armado (Ver Capítulo 4.2.2). La selección de materiales distintos para el prototipo y el modelo puede ocasionar que efectos tales como el de la fuerza de roce no sean capturados de manera adecuada, por lo que la coherencia entre ambos materiales resulta fundamental.

El número de vanos considerado en cada modelo viene dado por el alcance de cada estudio y las restricciones técnicas de las instalaciones. La mayoría de los modelos presentados considera un único vano e incluyen estribos independientes en ambos extremos para tomar en cuenta el efecto del impacto.

En cuanto al esviaje, se observa que solo la mitad de los modelos considera este efecto, adoptando ángulos que van de entre los 30° a los 60°. No obstante, cabe destacar que en Chile los ángulos de esviaje oscilan entre los 0° y los 45°, con una media en torno a los 30°, y pocas veces se adoptan configuraciones tan extremas como la de 60°.

La relación de aspecto largo/ancho de los modelos ensayados es claramente dispar, oscilando entre 1,5 y 9,6. Este parámetro es función de la geometría del prototipo seleccionado, el cual busca ser una representación fiel de los puentes típicos de una cierta región o país, o bien, de un puente con características especiales que vale la pena estudiar. En Chile la mayoría de los vanos presenta relaciones de aspecto del orden de 2 a 3, salvo algunos puentes de características excepcionales (Ver Capítulo 4.2.3).

En cuanto a los sistemas de apoyo, la mitad de los modelos considera apoyos elastoméricos dentro de su diseño. Las características de estos elementos (geometría, material, sistema de anclaje, etc.) depende de las prácticas de diseño de cada país. En Chile es común el uso de placas de apoyo elastoméricas de neopreno reforzadas con láminas de acero, las cuales pueden estar o no ancladas a la superestructura e infraestructura, dependiendo principalmente de la época en la cual fue diseñado el puente.

En cuanto a la interacción suelo-estructura, se observa que son muy pocos los modelos que consideran este efecto, debido probablemente a la complejidad de modelar adecuadamente este escenario en laboratorio y al alcance particular de cada estudio.

Finalmente, se observa que prácticamente todos ensayos incluyen el caso de carga longitudinal (L), con excepción de los estudios de Xiang et al. (2017) y Xiang et al. (2018), los cuales privilegian únicamente la aplicación de carga en dirección transversal (T). Los estudios que incorporan el caso de carga longitudinal (L) se encuentran orientados al análisis del comportamiento dinámico de los puentes esviados y/o al análisis del fenómeno de impacto estribo-tablero. Los dos estudios que privilegian la aplicación transversal de la carga (T) tienen como foco el análisis de distintos dispositivos de restricción de desplazamiento transversal.

2.4.3 Variables de Diseño o Independientes

Es importante visualizar como los parámetros y variables de diseño presentados anteriormente se relacionan con ciertos modelos analíticos simples, tales como el propuesto por Maragakis (1985), el cual representa el comportamiento de un puente esviado de un solo vano, con cepas, estribos independientes auto-estables y tablero modelado como una barra rígida [16] (Ver Figura 2.33).

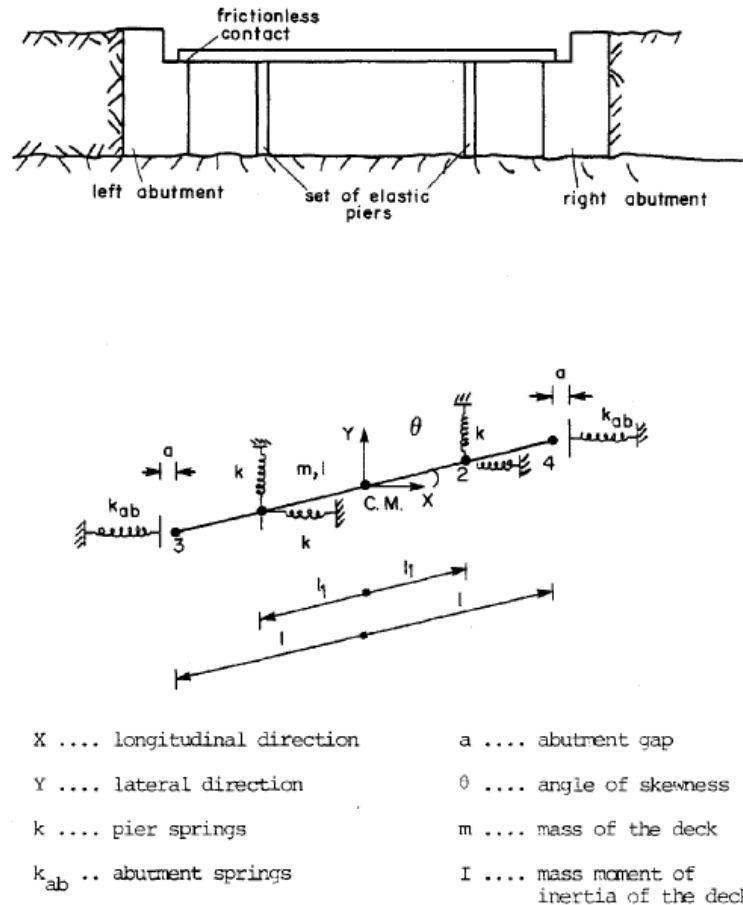


Figura 2.33 - Modelo Simplificado de un Puente Esviado. Fuente: [16].

Nótese que todas las variables independientes que dominan el comportamiento de los modelos experimentales se relacionan de manera directa o indirecta con alguna de las variables de este modelo teórico. Algunas variables tales como la rigidez de la subestructura (k) o la rigidez de los estribos (k_{ab}) se encuentran implícitas en la selección de la geometría, materiales y tipo de anclaje de los modelos experimentales. Nótese, sin embargo, que este modelo simplificado asume que el contacto entre tablero y los estribos no produce roce, aspecto que debe ser considerado debidamente en el caso de los modelos experimentales.

Combinando la información de los estudios experimentales con la información del modelo teórico de Maragakis (1985), es posible enunciar las principales variables de diseño o independientes que dominan el fenómeno de impacto:

1. **Número de Vanos:** Determina si el impacto se produce entre el tablero y los estribos (puente de un solo vano) o entre los distintos tramos de un mismo puente (puente de dos o más vanos). Estos dos tipos de impacto poseen características distintas, dado que las rigideces de los elementos que intervienen son distintas.
2. **Materialidad de los Elementos:** Define las propiedades mecánicas de los elementos y condiciona en gran medida la fuerza de roce desarrollada entre tablero y estribos.
3. **Ángulo de Esviaje del Tablero:** Es una de las variables que determina si el tablero posee la capacidad de rotar libremente (condición geométrica). En general, a mayor ángulo de esviaje, mayor es la tendencia a la rotación.
4. **Relación de Aspecto del Tablero:** Relación largo/ancho del tablero. Es una de las variables que determina si el tablero posee la capacidad de rotar libremente (condición geométrica). Puentes con una relación de aspecto largo/ancho muy baja poseen menor tendencia a la rotación.
5. **Ancho de Junta de Expansión:** Condiciona fuertemente el grado de interacción entre el tablero y los estribos. Anchos de junta muy grandes disminuyen la magnitud del impacto, dado que el tablero tiende a desacelerar antes de impactar contra los estribos. Anchos de junta muy pequeños disminuyen igualmente la magnitud del impacto, dado que el tablero no alcanza a acelerar lo suficiente para impactar con toda la intensidad posible.
6. **Rigidez de los Estribos:** Condiciona la magnitud de la fuerza de impacto estribo-tablero. Corresponde a un parámetro difícil de estimar dado que depende, entre otras cosas, del tipo de estribo, de su estabilidad, de la interacción suelo-estructura, etc. En general, se asume que la rigidez de los estribos es significativamente mayor que la rigidez de las cepas.
7. **Rigidez de las Cepas:** Condiciona el movimiento del tablero al estar directamente relacionada con los modos de vibrar de la superestructura. Corresponde a un parámetro difícil de estimar dado que depende, entre otras cosas, del tipo de cepas, de la interacción suelo-estructura, de la dirección de análisis, etc. En caso de no considerarse cepas dentro del modelo, su efecto en la respuesta sísmica puede ser incorporado dentro de los sistemas de apoyo elastoméricos (rigidez equivalente).
8. **Rigidez del Sistema de Apoyo:** Condiciona el movimiento general del tablero al estar directamente relacionada con la magnitud de los periodos fundamentales de la superestructura. El comportamiento de los sistemas de apoyo depende en gran medida de si estos se encuentran o no anclados al puente.
9. **Masa de la Superestructura:** Determina de manera directa la magnitud de las fuerzas de impacto. En la gran mayoría de modelos experimentales se debe agregar masa adicional para mantener la proporcionalidad entre las fuerzas de impacto del modelo y el prototipo (semejanza dinámica).

Capítulo 3: Matriz de Ensayo

3.1 Introducción

El primer paso en todo estudio experimental consiste en seleccionar, de entre el total de variables independientes que gobiernan un determinado fenómeno, aquellas que serán objeto de análisis dado el alcance y los objetivos del estudio.

A partir del listado de variables independientes definido en el capítulo anterior, se procede a seleccionar aquellas que serán sometidas a análisis (adoptando más de un valor durante los ensayos) y aquellas que se mantendrán fijas o constantes. Se agrega a dicho listado la “dirección de aplicación de la carga”, aspecto extrínseco que define en gran medida el comportamiento del modelo. Con base en esta selección, se genera la matriz de ensayo correspondiente.

3.2 Selección de Variables de Diseño

A continuación, se justifica brevemente la selección de aquellas cantidades que serán sometidas a análisis (variables independientes) y aquellas que permanecerán fijas o constantes (parámetros independientes) a lo largo del presente estudio experimental.

3.2.1 Número de Vanos

Se contempla el diseño de modelos de un único vano, debido principalmente a las limitaciones del laboratorio, en términos de capacidad de carga y espacio disponible. Nótese que el hecho de considerar modelos de más de un vano implicaría tener que extender artificialmente la mesa de simulación sísmica, o bien, tener que reducir la escala del modelo a un nivel poco trabajable, lo cual dificultaría la construcción e instrumentación de este.

Considerar un único vano no representa un problema desde el punto de vista de la adecuada representación de los puentes chilenos, dado que gran parte de estos puentes poseen dicha característica. La idea anterior se aborda con mayor detalle en el Capítulo 4.2.3.1.

3.2.2 Materialidad de los Elementos

Se contempla la construcción de modelos con hormigón tipo H-30, capaz de emular las fuerzas de roce desarrolladas entre elementos. Lo anterior aplica específicamente para las superficies de contacto tablero-estribo y tablero-apoyo, pudiendo utilizarse materiales diferentes (acero) en otras zonas que no intervienen directamente en el fenómeno de impacto.

Nótese que esta decisión tiene por objetivo reproducir de manera más o menos adecuada el roce entre superficies y no necesariamente el comportamiento mecánico del material a escala, razón por la cual no se contempla el uso de micro-hormigón armado.

La justificación del material escogido se aborda en detalle en el Capítulo 4.2.2.

3.2.3 Ángulo de Esviaje del Tablero

Se escogen cuatro valores para el ángulo de esviaje del tablero, a saber, 0°, 15°, 30° y 45°. Estos valores se determinan a partir del análisis presentado en el Capítulo 4.2.3.6.

Se elige sensibilizar esta variable mediante los ensayos dada su gran importancia en la dinámica del impacto estribo-tablero y su relación con los objetivos planteados.

3.2.4 Relación de Aspecto del Tablero

Se escoge un valor fijo de aproximadamente 2,1 para la relación de aspecto (largo/ancho) de todos los modelos a escala. Dicho valor se determina en base a los resultados de los Capítulos 4.2.3.3 y 4.2.3.4. Se tienen en cuenta también las restricciones geométricas de la mesa de simulación sísmica del laboratorio.

Nótese que la gran mayoría de los puentes del país son de longitud “media” según la clasificación del Manual de Carreteras, Volumen N°3 [2], por lo que no existe una gran dispersión en términos de relación de aspecto del tablero.

3.2.5 Ancho de Junta de Expansión

Se evalúan dos escenarios para el ancho de la junta de expansión. Para el primer escenario, se considera una junta de expansión de ancho finito (1,0 cm a nivel de modelo), bajo la cual se espera la ocurrencia de impacto estribo-tablero. Para el segundo escenario, se considera una junta de expansión de ancho infinito, vale decir, se evalúa el caso sin estribos. Esta decisión permite contrastar los escenarios de rotación libre y rotación acentuada por el impacto.

La selección de una junta de 1,0 cm obedece tanto a criterios constructivos como al análisis presentado en el Capítulo 7: Modelación Numérica. Si bien desde el punto de vista experimental resulta interesante evaluar escenarios con distintos anchos de junta, en la práctica existe poco control sobre esta variable, dada la reducida escala de los modelos y las tolerancias constructivas que se manejan en laboratorio.

Cabe mencionar que el escalado directo del prototipo conduce a una junta de expansión del orden de 3 mm, lo cual se considera difícil de llevar a la práctica por las razones expuestas anteriormente.

3.2.6 Rigidez de las Cepas

No se contempla la incorporación de cepas dentro de los modelos, dado que el principal foco del presente trabajo es el estudio del impacto y rotación del tablero en planta (superestructura) y no el estudio de otros fenómenos tales como el aumento de demanda de momento flector en las columnas (infraestructura).

El efecto de las cepas en el comportamiento dinámico del sistema puede ser incorporado de manera indirecta en el diseño de los sistemas de apoyo, tomando las debidas consideraciones para escalar el periodo fundamental de la superestructura.

3.2.7 Rigidez de los Estribos

Para efectos de la simulación numérica se consideran estribos rígidos unidos monolíticamente a la mesa de simulación sísmica. Si bien es posible considerar otros escenarios más complejos, para efectos de estimación de fuerzas y diseño de los modelos este escenario resulta más conservador. El diseño básico de los estribos se presenta en el Capítulo 5.5.3.2.

La rigidez real de los estribos del modelo y su alcance dentro del estudio se discute en el Capítulo 5.6.5.1.

3.2.8 Rigidez del Sistema de Apoyo

Se considera únicamente el diseño de apoyos elastoméricos de neopreno no anclados. Si bien la comparación entre apoyos anclados y no anclados resulta interesante desde el punto de vista de la investigación, las restricciones del programa experimental obligan a prescindir de los apoyos anclados, debido a que estos requieren de procesos largos y complejos de vulcanización y ensayo. El dimensionamiento de los apoyos elastoméricos se aborda en el Capítulo 5.4.3.2.

3.2.9 Masa de la Superestructura

Se considera la incorporación de masa adicional en los modelos para mantener la semejanza dinámica con el prototipo. La masa adicional considerada es la misma para todos los modelos, dado que estos poseen un tablero del mismo peso y volumen.

La masa adicional será provista por medio de bloques rectangulares de plomo (lastres) disponibles en el laboratorio (Ver Capítulo 5.5.1.2).

3.2.10 Dirección de Aplicación de la Carga

Si bien la componente transversal del sismo sobre el puente juega un rol fundamental en la falla por pérdida de apoyo, el objetivo del presente trabajo es estudiar como dicha posibilidad de falla se ve acrecentada por el efecto del fenómeno de impacto estribo-tablero. Dado lo anterior, se escoge ensayar los modelos longitudinalmente ya que de esta manera los desplazamientos transversales registrados pueden ser atribuidos directamente al fenómeno de impacto estribo-tablero, evidenciando su influencia en la dinámica del modelo. Si se ensayaran los modelos de manera transversal se obtendrían probablemente mayores fuerzas y/o desplazamientos, pero resultaría más difícil aislar el efecto neto del impacto sobre la superestructura.

Se debe hacer hincapié en que el objetivo del presente trabajo es estudiar concretamente el fenómeno de impacto estribo-tablero en su forma más básica y calibrar modelos numéricos de comportamiento de puentes esviados a futuro. Dicho de otra manera, el presente trabajo no se enfoca en el diseño de puentes bajo una metodología de estados límites, por lo cual no es necesario llevar el modelo a la falla o al colapso.

De todas maneras, se visualiza como una continuación de este proyecto el considerar la componente transversal dentro del análisis, por ejemplo, ubicando el modelo de manera rotada con respecto al eje de aplicación de carga.

3.3 Matriz de Ensayo

Dado lo expuesto en el apartado anterior, se procede a separar las cantidades físicas involucradas en dos grupos: variables independientes, las cuales adoptarán más de un valor, y parámetros independientes, los cuales permanecerán constantes durante la ejecución.

Variables Independientes:

1. Ángulo de Esviaje del Tablero: 0° , 15° , 30° y 45° .
2. Ancho de Junta de Expansión: 1,0 cm (caso con impacto) e infinito (caso sin impacto).

Parámetros Independientes:

1. Número de Vanos: 1.
2. Materialidad de los Elementos: Hormigón H-30.
3. Relación de Aspecto (Largo/Ancho) del Tablero: Aproximadamente 2,1.
4. Rigidez de las Cepas: No se considera (su efecto se incorpora en los apoyos).
5. Rigidez de los Estribos: A determinar.
6. Rigidez del Sistema de Apoyo: A determinar.
7. Masa del Tablero: Ajustada artificialmente (Masa Total ≈ 465 kg).
8. Dirección de Aplicación de la Carga: Longitudinal.

A partir de esta información, se genera la matriz de ensayo asociada al presente estudio experimental (Figura 3.1). Se le asigna un código específico a cada uno de los modelos de acuerdo con la siguiente nomenclatura:

M-X-Y

Donde: M: Modelo Experimental a Escala 1:25.

X: Ángulo de Esviaje en grados: 0; 15; 30; 45.

Y: Presencia de Impacto. I: con impacto; S: sin impacto.

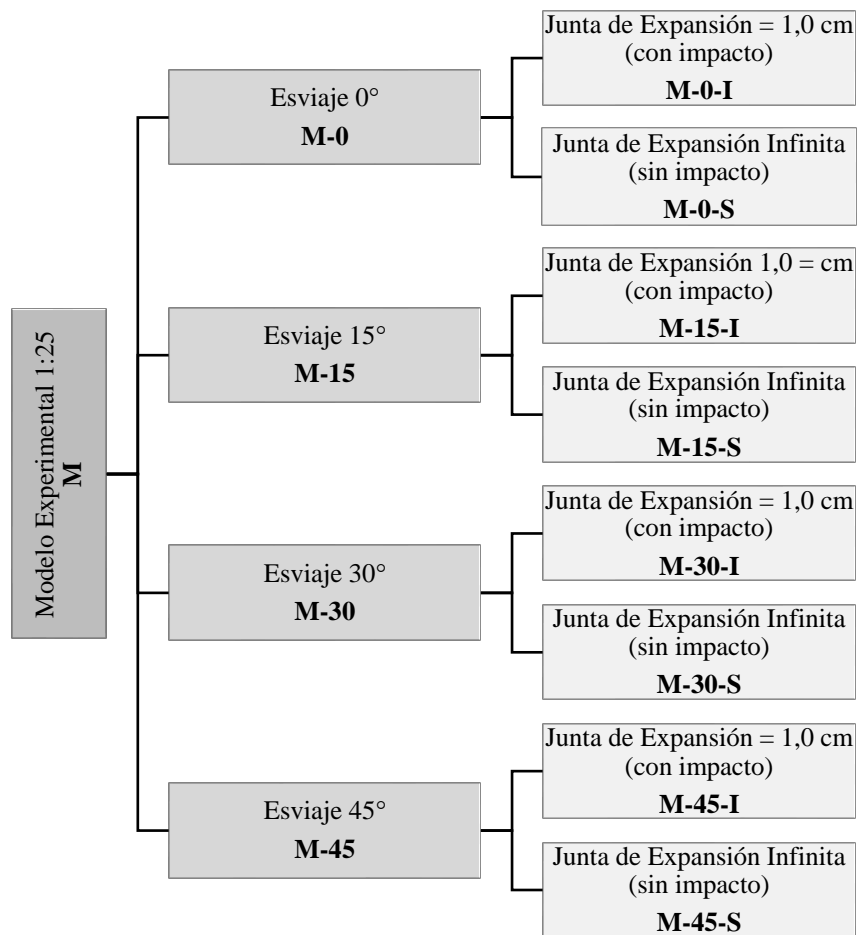


Figura 3.1 - Matriz de Ensayo de Modelos a Escala 1:25.

Capítulo 4: Diseño del Prototipo

4.1 Introducción

Habiendo definido la matriz de ensayo, corresponde seleccionar un puente prototipo que sea capaz de ajustarse a los requisitos planteados en el capítulo anterior y de reflejar, en medida de lo posible, la realidad de los puentes esviados del país.

Para llevar a cabo lo anterior, se realiza un breve análisis estadístico de la tipología de puente predominante en Chile. En primera instancia, se determina el tipo de estructura y la materialidad predominante, esto último en base a la estadística global de puentes de la Red Vial Nacional provista por la Dirección de Vialidad [7]. Seguidamente, se determinan las características geométricas fundamentales del prototipo a partir del análisis de una muestra compuesta por 50 puentes, la mayoría perteneciente a la Región de Valparaíso, junto con algunos de los principales puentes de la Región Metropolitana que sufrieron daño o colapso durante el terremoto del Maule de 2010.

Cabe destacar que el objetivo del análisis estadístico es visualizar que tan cerca o lejos de la realidad chilena se encuentra el prototipo seleccionado, independientemente que luego se deban tomar decisiones que obedezcan a otros criterios técnicos y/o económicos.

A partir de la información anterior y teniendo como referencia los planos tipo del Manual de Carreteras, Volumen N°4 [27], se procede a diseñar el puente prototipo.

4.2 Tipología Predominante

4.2.1 Estructuración

El tipo de estructura más común en puentes chilenos corresponde a **puentes de vigas longitudinales con losa colaborante de hormigón armado, simplemente soportados por placas de apoyo elastoméricas** (Ver Figura 4.1). Las vigas longitudinales pueden ser de acero, hormigón pretensado u hormigón postensado.

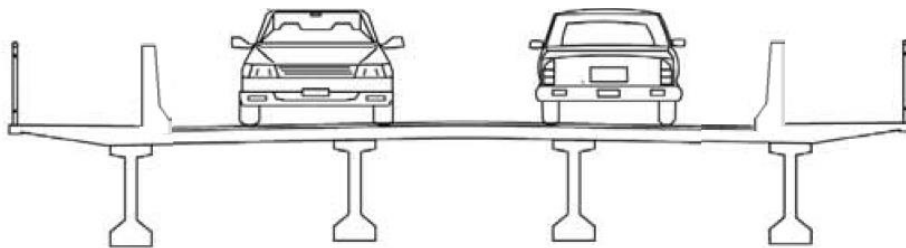


Figura 4.1 - Sección de Puente Tipo en Zona Urbana. Fuente: [2].

4.2.2 Materialidad

Según datos de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas, actualizados al año 2015 [7], Chile posee aproximadamente 6.593 puentes ubicados al interior de la Red Vial Nacional, los cuales representan 194.390 metros lineales construidos. Es posible agrupar estos puentes según su materialidad, considerando por separado infraestructura, vigas y tablero. Los tres materiales más comunes en puentes chilenos son hormigón (H), acero (A) y madera (M). Teniendo en cuenta esta nomenclatura, los resultados del análisis estadístico se presentan a continuación:

Tabla 4.1 - Materialidad de Puentes Chilenos de la Red Vial Nacional según datos de Dirección de Vialidad (2015).

Materialidad de los Puentes Chilenos de la Red Vial Nacional (2015)					
Infraestructura	Vigas	Tablero	Tipología	N°	Longitud Acumulada [m]
H	H	H	HHH	2054	96.929
H	H	A	HHA	14	835
H	H	M	HHM	0	0
H	A	H	HAH	1107	50.381
H	A	A	HAA	23	1.451
H	A	M	HAM	1	6
H	M	H	HMH	23	268
H	M	A	HMA	1	20
H	M	M	HMM	2	82
A	H	H	AHH	3	20
A	H	A	AHA	0	0
A	H	M	AHM	0	0
A	A	H	AAH	11	557
A	A	A	AAA	13	445
A	A	M	AAM	2	72
A	M	H	AMH	0	0
A	M	A	AMA	0	0
A	M	M	AMM	0	0
M	H	H	MHH	20	252
M	H	A	MHA	0	0
M	H	M	MHM	2	22
M	A	H	MAH	678	13.172
M	A	A	MAA	79	1.737
M	A	M	MAM	203	3.676
M	M	H	MMH	536	5.940
M	M	A	MMA	23	415
M	M	M	MMM	1755	17.133
-	-	-	---	43	979
Total				6593	194.390

Expresando los resultados anteriores de manera gráfica, se tiene lo siguiente:

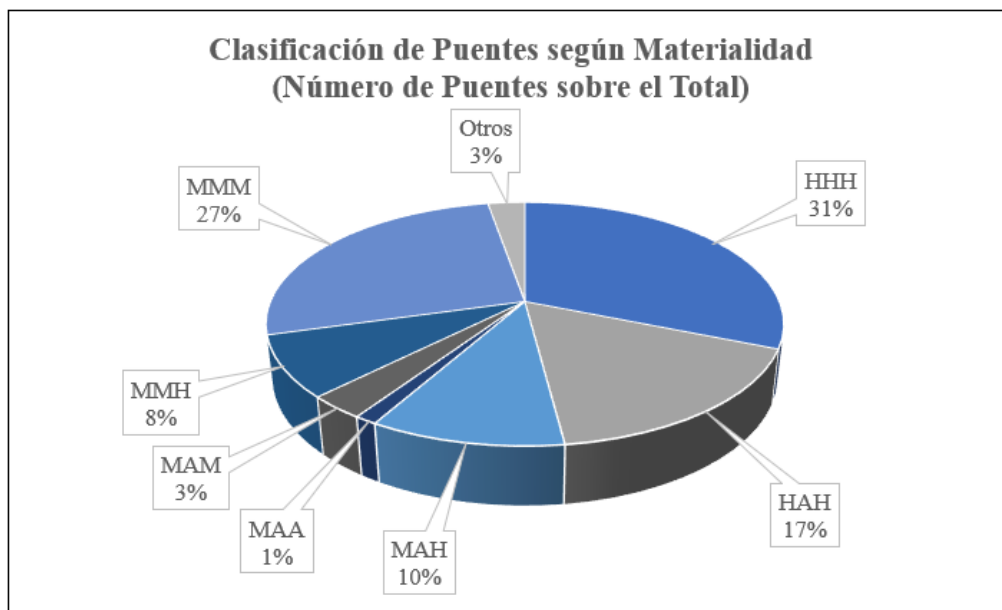


Figura 4.2 - Clasificación de Puentes de la Red Vial Nacional según Materialidad (número de puentes sobre el total).

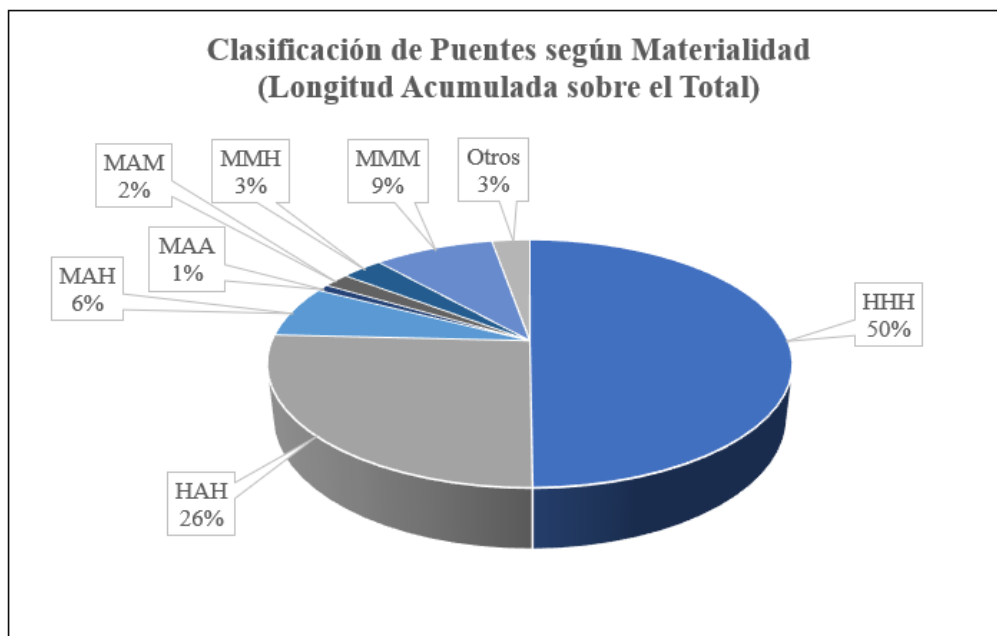


Figura 4.3 - Clasificación de Puentes de la Red Vial Nacional según Materialidad (longitud acumulada sobre el total).

En términos de cantidad de puentes (Figura 4.2), se observa que la tipología predominante es la HHH (puentes con infraestructura, vigas y tablero de hormigón) abarcando un 31% del total de los puentes de la Red Vial Nacional. La siguen en orden decreciente las tipologías MMM con un 27% (puentes con infraestructura, vigas y tablero de madera) HAH con un 17% (puentes con infraestructura y tablero de hormigón, y vigas de acero) y MAH con un 10% (puentes con infraestructura de madera, vigas de acero y tablero de hormigón).

En términos de longitud acumulada (Figura 4.3), se observa que la tipología predominante sigue siendo la HHH, pero esta vez por un margen mucho mayor, correspondiente al 50% de la longitud total construida de puentes. La siguen en orden decreciente las tipologías HAH con un 17%, MMM con un 9% y MAH con un 6%.

En base a esta estadística, se determina que en el país predominan los puentes con **tablero de hormigón armado, vigas longitudinales de hormigón (pretensado o postensado) e infraestructura de hormigón armado**. Se tendrá en cuenta esta materialidad para el desarrollo del prototipo.

4.2.3 Geometría

Se determinan las características geométricas fundamentales del prototipo a partir del análisis de una muestra de 50 puentes, dentro de los cuales se incluyen puentes de la Región de Valparaíso y de la Región Metropolitana, en particular, algunos de los principales puentes esviados que sufrieron daño o colapso de sus vanos durante el terremoto del Maule de 2010.

Se analiza tanto la muestra global, como la submuestra compuesta únicamente por los puentes esviados que resultaron fuertemente dañados durante el terremoto del Maule (Ver Capítulo 2.2.2). Dichos puentes son los siguientes:

1. R-13 P.S. Miraflores (Izquierda)
2. R-13 P.S. Miraflores (Derecha)
3. R-13 P.S. Lo Echevers (Izquierda)
4. R-13 P.S. Lo Echevers (Derecha)
5. R-13 P.I. Los Pinos
6. R-06 P.S. Hospital
7. R-06 P.I. Atravieso Las Mercedes

Nótese que en algunos casos presentados no se dispone de la estadística completa relativa a un cierto parámetro, razón por la cual el tamaño efectivo de la muestra varía caso a caso.

4.2.3.1 Número de Vanos

Tabla 4.2 - Clasificación de Puentes según Número de Vanos (Muestra).

Clasificación de Puentes - Número de Vanos (Muestra)		
Marca de Clase	Frecuencia	Porcentaje [%]
1	12	24
2	17	34
3	13	26
4	4	8
5	4	8
Total	50	100

Tabla 4.3 - Parámetros Estadísticos de Número de Vanos (Muestra).

Parámetros Estadísticos - Número de Vanos (Muestra)	
Moda	2
Promedio	2,4
Desviación Estándar	1,2

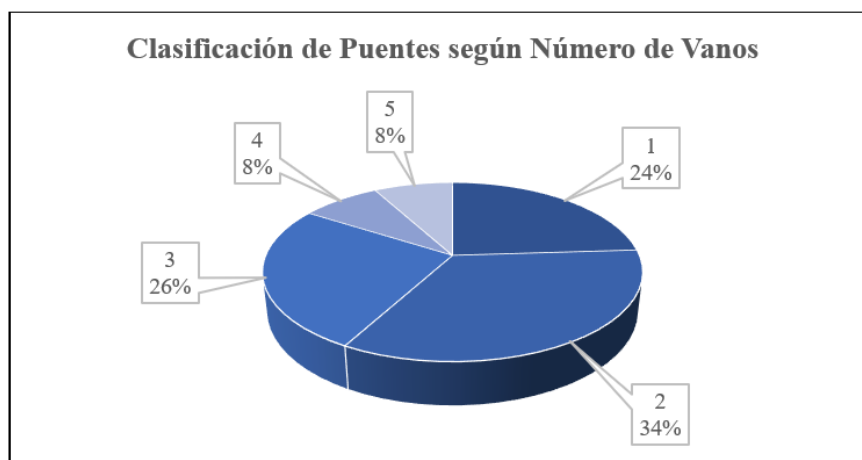


Figura 4.4 - Clasificación de Puentes según Número de Vanos (Muestra).

Tabla 4.4 - Parámetros Estadísticos de Número de Vanos (Submuestra).

Parámetros Estadísticos - Número de Vanos (Submuestra)			
Ruta	Puente	Año del Plano	Número de Vanos
R-13	P.S. Miraflores (Izquierda)	2003	3
R-13	P.S. Miraflores (Derecha)	2003	3
R-13	P.S. Lo Echevers (Izquierda)	2003	3
R-13	P.S. Lo Echevers (Derecha)	2003	3
R-13	P.I. Los Pinos	2001	2
R-06	P.S. Hospital	2001	2
R-06	P.I. Atravesio Las Mercedes	2010	2
Promedio			2,6
Desviación Estándar			0,5

Tanto el análisis de la muestra como de la submuestra conducen a un valor representativo para el número de vanos que oscila entre 2 y 3. No obstante, dado el alcance del presente estudio y las restricciones técnicas del laboratorio, se escoge trabajar con un prototipo de un **único vano**, lo cual de todas maneras se encuentra dentro del rango usual (aproximadamente un 25% de los puentes analizados presenta esta característica).

4.2.3.2 Número de Vigas

Tabla 4.5 - Clasificación de Puentes según Número de Vigas (Muestra).

Clasificación de Puentes - Número de Vigas (Muestra)		
Marca de Clase	Frecuencia	Porcentaje [%]
2	3	6
3	9	19
4	21	45
5	10	21
6	4	9
Total	47	100

Tabla 4.6 - Parámetros Estadísticos de Número de Vigas (Muestra).

Parámetros Estadísticos - Número de Vigas (Muestra)	
Moda	4
Promedio	4,1
Desviación Estándar	1,0

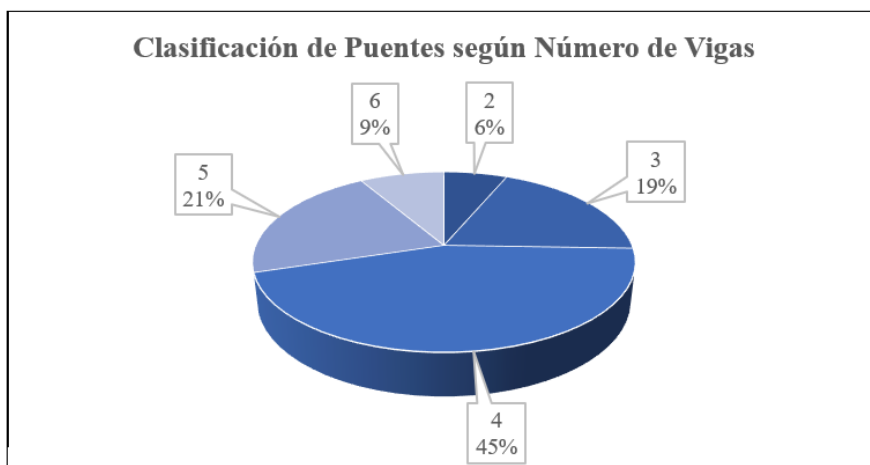


Figura 4.5 - Clasificación de Puentes según Número de Vigas (Muestra).

Tabla 4.7 - Parámetros Estadísticos de Número de Vigas (Submuestra).

Parámetros Estadísticos - Número de Vigas (Submuestra)			
Ruta	Puente	Año Plano	Número de Vigas
R-13	P.S. Miraflores (Izquierda)	2003	5
R-13	P.S. Miraflores (Derecha)	2003	5
R-13	P.S. Lo Echevers (Izquierda)	2003	5
R-13	P.S. Lo Echevers (Derecha)	2003	5
R-13	P.I. Los Pinos	2001	5
R-06	P.S. Hospital	2001	4
R-06	P.I. Atravesio Las Mercedes	2010	3
Promedio			4,6
Desviación Estándar			0,8

El análisis estadístico de la muestra conduce a un valor de 4 para el promedio de vigas, mientras que el análisis de la submuestra tiende a un valor de 5. Sin embargo, dado que el prototipo seleccionado es un puente de longitud media de un único vano y que el uso de 4 o más vigas se encuentra asociado más bien a puentes medios-largos de dos o más vanos, se escoge diseñar un prototipo con **3 vigas longitudinales**, a fin de ser consecuente con el tamaño del mismo.

4.2.3.3 *Longitud del Vano*

Tabla 4.8 - Clasificación de Puentes según Longitud de Vano (Muestra).

Clasificación de Puentes - Longitud de Vano [m] (Muestra)				
Marca de Clase	Límite Inferior	Límite Superior	Frecuencia	Porcentaje [%]
15	12,5	17,5	3	6
20	17,5	22,5	6	12
25	22,5	27,5	17	35
30	27,5	32,5	12	24
35	32,5	37,5	5	10
40	37,5	42,5	4	8
45	42,5	47,5	2	4
Total			49	100

Tabla 4.9 - Parámetros Estadísticos de Longitud de Vano (Muestra).

Parámetros Estadísticos - Longitud de Vano [m] (Muestra)	
Moda	25
Promedio	27,8
Desviación Estándar	7,0

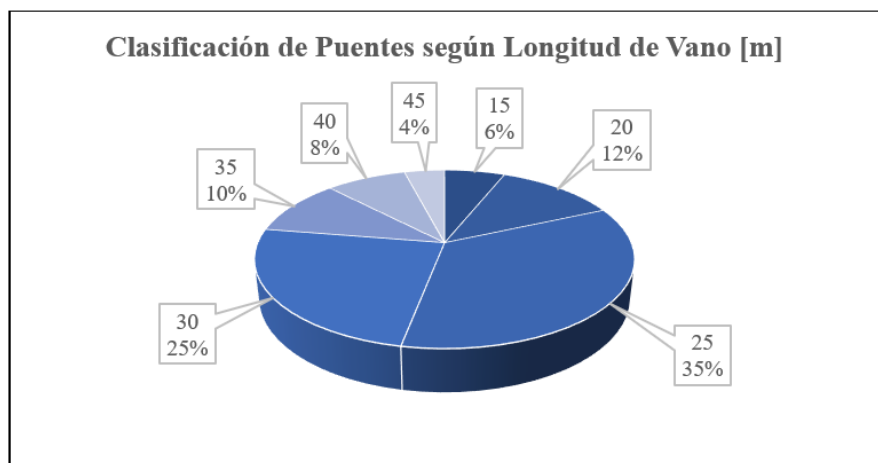


Figura 4.6 - Clasificación de Puentes según Longitud de Vano (Muestra).

Tabla 4.10 - Parámetros Estadísticos de Longitud de Vano (Submuestra).

Parámetros Estadísticos - Longitud del Vano (Submuestra)				
Ruta	Puente	Año Plano	Longitud del Vano (Mayor)	Longitud del Vano (Menor)
R-13	P.S. Miraflores (Izquierda)	2003	26,68	23,56
R-13	P.S. Miraflores (Derecha)	2003	26,68	23,56
R-13	P.S. Lo Echevers (Izquierda)	2003	36,32	27,84
R-13	P.S. Lo Echevers (Derecha)	2003	36,32	27,84
R-13	P.I. Los Pinos	2001	29,5	29,5
R-06	P.S. Hospital	2001	35,41	28,02
R-06	P.I. Atravesio Las Mercedes	2010	27	27
Promedio			31,1	26,8
Desviación Estándar			4,7	2,3

Tanto el análisis estadístico de la muestra como el de la submuestra tienden a un valor representativo de longitud de vano de aproximadamente 27 m. Dado este resultado, se escoge diseñar un prototipo con una **longitud de vano de 25 m**, un valor ligeramente inferior al representativo, el cual permite un mejor ajuste en términos de espacio y escalado de los modelos.

4.2.3.4 Ancho del Tablero

Tabla 4.11 - Clasificación de Puentes según Ancho del Tablero (Muestra).

Clasificación de Puentes - Ancho del Tablero [m] (Muestra)				
Marca de Clase	Límite Inferior	Límite Superior	Frecuencia	Porcentaje [%]
5	4	6	4	8
7	6	8	2	4
9	8	10	4	8
11	10	12	12	25
13	12	14	18	38
15	14	16	4	8
17	16	18	3	6
19	18	20	0	0
21	20	22	1	2
Total			48	100

Tabla 4.12 - Parámetros Estadísticos de Ancho del Tablero (Muestra).

Parámetros Estadísticos - Ancho del Tablero [m] (Muestra)	
Moda	13
Promedio	11,6
Desviación Estándar	3,1

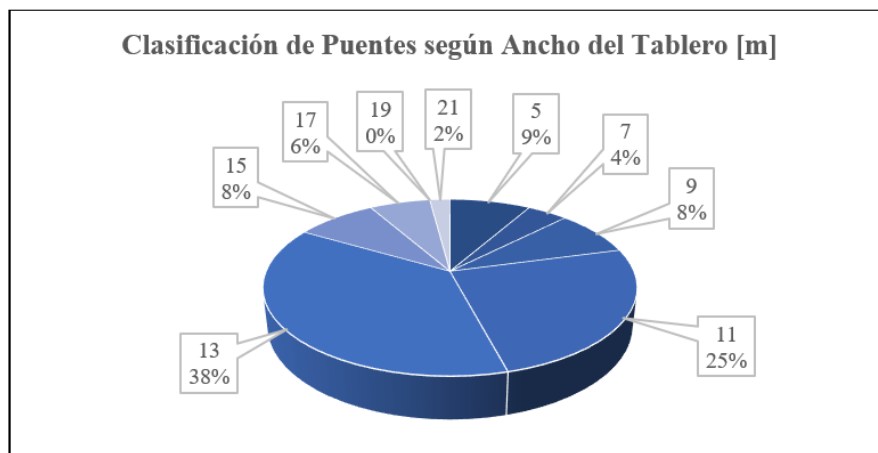


Figura 4.7 - Clasificación de Puentes según Ancho del Tablero (Muestra).

Tabla 4.13 - Parámetros Estadísticos de Ancho del Tablero (Submuestra).

Parámetros Estadísticos - Ancho del Tablero [m] (Submuestra)			
Ruta	Puente	Año Plano	Ancho del Tablero
R-13	P.S. Miraflores (Izquierda)	2003	12,26
R-13	P.S. Miraflores (Derecha)	2003	12,26
R-13	P.S. Lo Echevers (Izquierda)	2003	12,26
R-13	P.S. Lo Echevers (Derecha)	2003	12,26
R-13	P.I. Los Pinos	2001	16
R-06	P.S. Hospital	2001	12,4
R-06	P.I. Atravieso Las Mercedes	2010	9,1
	Promedio		12,4
	Desviación Estándar		2,0

El análisis de la muestra indica que el valor representativo de ancho del tablero oscila entre 11 y 13 m, mientras que el promedio de la submuestra tiene a los 12 m. Dado este resultado, se escoge un prototipo con un **ancho de tablero de 12 m**, el cual es coherente con los 11,8 m de ancho que presenta el puente urbano tipo propuesto por el MOP (Lámina 4.604.102, Manual de Carreteras, Volumen 4) [27].

4.2.3.5 *Espesor del Tablero*

Tabla 4.14 - Clasificación de Puentes según Espesor del Tablero (Muestra).

Clasificación de Puentes - Espesor del Tablero [cm] (Muestra)				
Marca de Clase	Límite Inferior	Límite Superior	Frecuencia	Porcentaje [%]
15	12,5	17,5	1	2
20	17,5	22,5	45	92
25	22,5	27,5	2	4
30	27,5	32,5	1	2
Total			49	100

Tabla 4.15 - Parámetros Estadísticos de Espesor del Tablero (Muestra).

Parámetros Estadísticos - Espesor del Tablero [cm] (Muestra)	
Moda	20
Promedio	20,5
Desviación Estándar	1,9

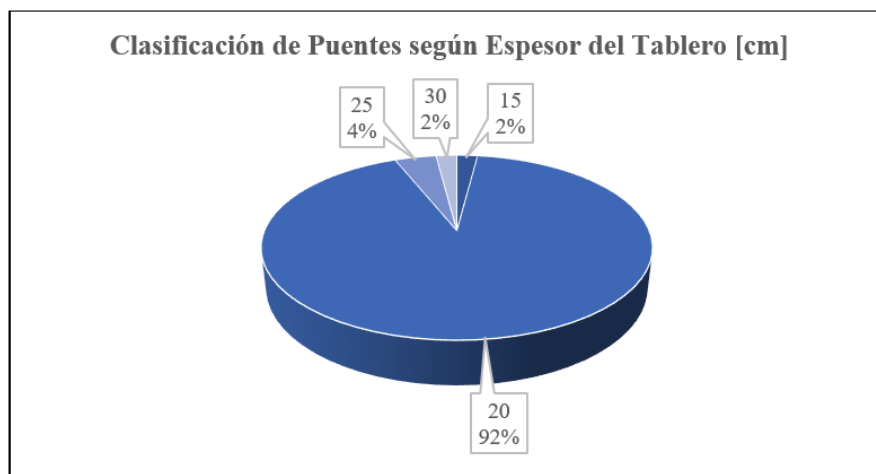


Figura 4.8 - Clasificación de Puentes según Espesor del Tablero (Muestra).

Tabla 4.16 - *Parámetros Estadísticos de Espesor del Tablero (Submuestra).*

Parámetros Estadísticos - Espesor del Tablero (Submuestra)			
Ruta	Puente	Año Plano	Espesor del Tablero
R-13	P.S. Miraflores (Izquierda)	2003	20
R-13	P.S. Miraflores (Derecha)	2003	20
R-13	P.S. Lo Echevers (Izquierda)	2003	20
R-13	P.S. Lo Echevers (Derecha)	2003	20
R-13	P.I. Los Pinos	2001	20
R-06	P.S. Hospital	2001	20
R-06	P.I. Atraveso Las Mercedes	2010	20
Promedio			20,0
Desviación Estándar			0,0

El valor representativo de espesor de tablero es de 20 cm, dado que el diseño de puentes en Chile se encuentra relativamente estandarizado. Teniendo en cuenta este resultado, se escoge un prototipo con un **espesor de tablero de 23 cm**, un valor ligeramente superior al estimado que resulta coherente con el diseño de puente urbano tipo propuesto por el MOP (Lámina 4.604.102, Manual de Carreteras, Volumen 4) [27].

4.2.3.6 *Ángulo de Esviaje*

Tabla 4.17 - *Clasificación de Puentes según Ángulo de Esviaje (Muestra).*

Clasificación de Puentes - Ángulo de Esviaje [°] (Muestra)				
Marca de Clase	Límite Inferior	Límite Superior	Frecuencia	Porcentaje [%]
0	0	7,5	27	56
15	7,5	22,5	8	17
30	22,5	37,5	7	15
45	37,5	52,5	6	13
Total			48	100

Tabla 4.18 - *Parámetros Estadísticos de Ángulo de Esviaje (Muestra).*

Parámetros Estadísticos - Ángulo de Esviaje [°] (Muestra)	
Moda	0
Promedio	12,6
Desviación Estándar	16,0

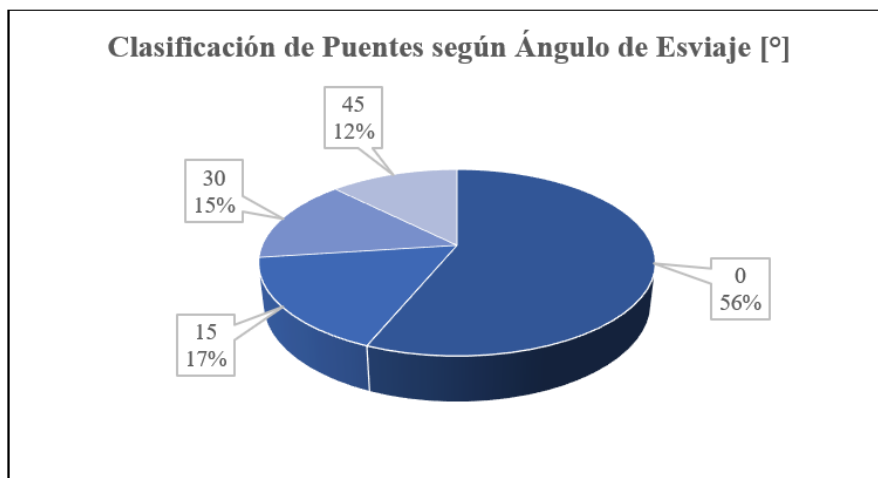


Figura 4.9 - Clasificación de Puentes según Ángulo de Esviaje (Muestra).

Tabla 4.19 - Parámetros Estadísticos de Ángulo de Esviaje (Submuestra).

Parámetros Estadísticos - Ángulo de Esviaje (Submuestra)			
Ruta	Puente	Año Plano	Ángulo de Esviaje
R-13	P.S. Miraflores (Izquierda)	2003	22
R-13	P.S. Miraflores (Derecha)	2003	22
R-13	P.S. Lo Echevers (Izquierda)	2003	30
R-13	P.S. Lo Echevers (Derecha)	2003	30
R-13	P.I. Los Pinos	2001	28
R-06	P.S. Hospital	2001	45
R-06	P.I. Atravesio Las Mercedes	2010	11
Promedio			26,9
Desviación Estándar			10,4

A partir del análisis de la muestra, se observa un claro predominio de los puentes rectos y de bajo esviaje (56%). No obstante, si se analizan únicamente los puentes con esviaje considerable (mayor a $7,5^\circ$), se observa que la distribución porcentual es prácticamente la misma (15%) para las tres clases consideradas: 15° , 30° y 45° . Dentro de la muestra no se observan puentes con un ángulo de esviaje superior a 45° . El ángulo de esviaje promedio de la submuestra tiende a un valor aproximado de 30° . Dado que uno de los principales focos del presente estudio es el análisis de la influencia del ángulo de esviaje dentro de la dinámica del impacto estribo-tablero, se escoge trabajar con **ángulos de esviaje de 0° , 15° , 30° y 45°** para abarcar la mayor cantidad de casos posibles. En este sentido, el puente de 0° (recto) sirve como punto de comparación para el análisis de los demás puentes, el puente de 30° sirve para representar la situación promedio del país y los puentes de 15° y 45° engloban la dispersión en torno a dicho promedio.

4.2.3.7 Ancho de Junta de Expansión

Tabla 4.20 - Clasificación de Puentes según Ancho de Junta de Expansión (Muestra).

Clasificación de Puentes - Ancho de Junta [cm] (Muestra)				
Marca de Clase	Límite Inferior	Límite Superior	Frecuencia	Porcentaje [%]
5	2,5	7,5	15	38
10	7,5	12,5	23	58
15	12,5	17,5	0	0
20	17,5	22,5	2	5
Total			40	100

Tabla 4.21 - Parámetros Estadísticos de Ancho de Junta de Expansión (Muestra).

Parámetros Estadísticos - Ancho de Junta [cm] (Muestra)	
Moda	10
Promedio	8,2
Desviación Estándar	3,9

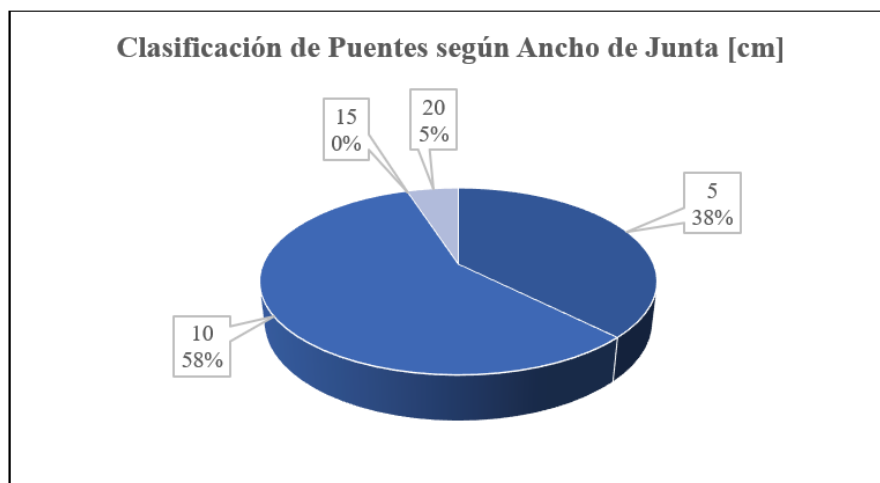


Figura 4.10 - Clasificación de Puentes según Ancho de Junta de Expansión (Muestra).

Tabla 4.22 - Parámetros Estadísticos de Ancho de Junta de Expansión (Submuestra).

Parámetros Estadísticos - Ancho de Junta de Expansión (Submuestra)			
Ruta	Puente	Año Plano	Ancho de Junta de Expansión
R-13	P.S. Miraflores (Izquierda)	2003	6
R-13	P.S. Miraflores (Derecha)	2003	6
R-13	P.S. Lo Echevers (Izquierda)	2003	8
R-13	P.S. Lo Echevers (Derecha)	2003	8
R-13	P.I. Los Pinos	2001	10
R-06	P.S. Hospital	2001	10
R-06	P.I. Atraveso Las Mercedes	2010	5
Promedio			7,6
Desviación Estándar			2,0

Los valores para el ancho de junta obtenidos del análisis de la muestra y submuestra oscilan entre 5 y 10 cm, siendo 8,2 cm y 7,6 cm los promedios respectivos. No obstante, dada la reducida escala de los modelos (Ver Capítulo 5.4.3.1), no es factible utilizar estos valores promedio, dado que su escalado conduce a anchos de junta del orden de 3 mm a nivel de modelo. Dado lo anterior, se considera una **junta de expansión de ancho 25 cm a nivel de prototipo**, que pueda ser debidamente escalada hasta un valor de 1,0 cm a nivel de modelo. El alcance de esta decisión se discutirá en el Capítulo 7.5.

4.2.3.8 Dimensiones de los Apoyos Elastoméricos

Los siguientes valores de ancho, largo y alto de las placas de apoyo elastoméricas de los estribos son solo referenciales, dado que las dimensiones de estos elementos serán ajustadas posteriormente de manera tal de lograr un periodo fundamental correctamente escalado para el modelo.

Se define como “ancho” la dimensión horizontal paralela al estribo, “largo” como la dimensión horizontal perpendicular al estribo, y “alto” como el espesor de la placa de neopreno, sin considerar la contribución de las láminas de acero.

a) Ancho del Apoyo Elastomérico

Tabla 4.23 - Clasificación de Puentes según Ancho del Apoyo Elastomérico (Muestra).

Clasificación de Puentes - Ancho de Apoyo Elastomérico [cm] (Muestra)				
Marca de Clase	Límite Inferior	Límite Superior	Frecuencia	Porcentaje [%]
30	25	35	9	24
40	35	45	14	38
50	45	55	7	19
60	55	65	6	16
70	65	75	1	3
Total			37	100

Tabla 4.24 - Parámetros Estadísticos de Ancho del Apoyo Elastomérico (Muestra).

Parámetros Estadísticos - Ancho de Apoyo Elastomérico [cm] (Muestra)	
Moda	40
Promedio	42,3
Desviación Estándar	11,3

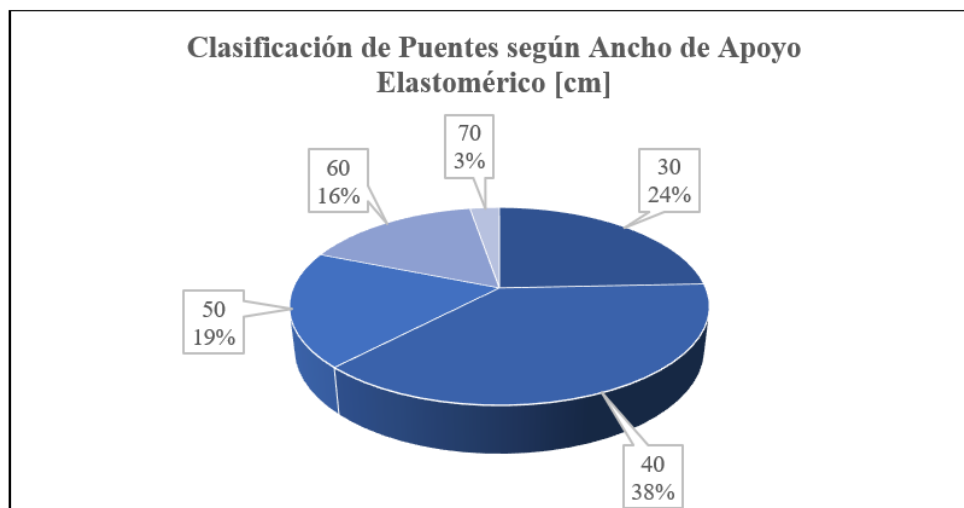


Figura 4.11 - Clasificación de Puentes según Ancho del Apoyo Elastomérico (Muestra).

Tabla 4.25 - *Parámetros Estadísticos de Ancho del Apoyo Elastomérico (Submuestra).*

Parámetros Estadísticos - Ancho de Apoyo Elastomérico (Submuestra)			
Ruta	Puente	Año Plano	Ancho de Apoyo Elastomérico (Estribos)
R-13	P.S. Miraflores (Izquierda)	2003	30
R-13	P.S. Miraflores (Derecha)	2003	30
R-13	P.S. Lo Echevers (Izquierda)	2003	30
R-13	P.S. Lo Echevers (Derecha)	2003	30
R-13	P.I. Los Pinos	2001	35
R-06	P.S. Hospital	2001	35
R-06	P.I. Atraveso Las Mercedes	2010	30
Promedio			31,4
Desviación Estándar			2,4

b) Largo del Apoyo Elastomérico

Tabla 4.26 - *Clasificación de Puentes según Largo del Apoyo Elastomérico (Muestra).*

Clasificación de Puentes - Largo de Apoyo Elastomérico [cm] (Muestra)				
Marca de Clase	Límite Inferior	Límite Superior	Frecuencia	Porcentaje [%]
30	25	35	6	16
40	35	45	7	19
50	45	55	20	54
60	55	65	3	8
70	65	75	1	3
Total			37	100

Tabla 4.27 - *Parámetros Estadísticos de Largo del Apoyo Elastomérico (Muestra).*

Parámetros Estadísticos - Largo de Apoyo Elastomérico [cm] (Muestra)	
Moda	50
Promedio	43,8
Desviación Estándar	9,7

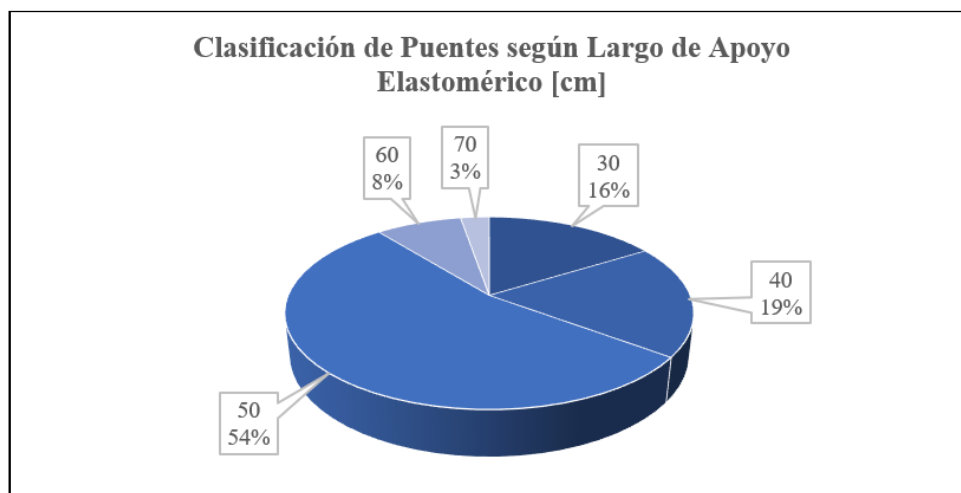


Figura 4.12 - Clasificación de Puentes según Largo del Apoyo Elastomérico (Muestra).

Tabla 4.28 - Parámetros Estadísticos de Largo del Apoyo Elastomérico (Submuestra).

Parámetros Estadísticos - Largo de Apoyo Elastomérico (Submuestra)			
Ruta	Puente	Año Plano	Largo de Apoyo Elastomérico (Estribos)
R-13	P.S. Miraflores (Izquierda)	2003	40
R-13	P.S. Miraflores (Derecha)	2003	40
R-13	P.S. Lo Echevers (Izquierda)	2003	45
R-13	P.S. Lo Echevers (Derecha)	2003	45
R-13	P.I. Los Pinos	2001	45
R-06	P.S. Hospital	2001	50
R-06	P.I. Atravesio Las Mercedes	2010	50
Promedio			45,0
Desviación Estándar			4,1

c) Altura del Apoyo Elastomérico

Tabla 4.29 - Clasificación de Puentes según Espesor del Apoyo Elastomérico (Muestra).

Clasificación de Puentes - Espesor de Apoyo Elastomérico [cm] (Muestra)				
Marca de Clase	Límite Inferior	Límite Superior	Frecuencia	Porcentaje [%]
2	1	3	5	14
4	3	5	10	29
6	5	7	12	34
8	7	9	5	14
10	9	11	3	9
Total			35	100

Tabla 4.30 - Parámetros Estadísticos de Espesor del Apoyo Elastomérico (Muestra).

Parámetros Estadísticos - Espesor de Apoyo Elastomérico [cm] (Muestra)	
Moda	6
Promedio	5,4
Desviación Estándar	2,4

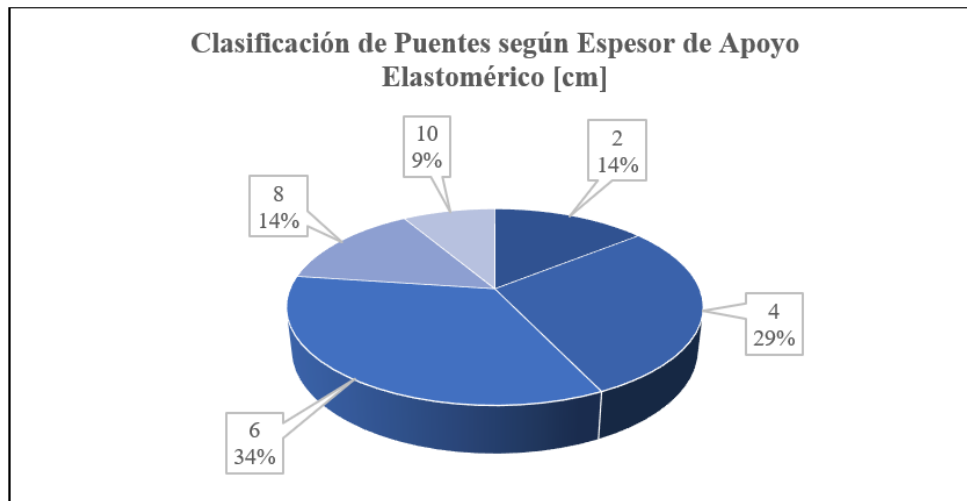


Figura 4.13 - Clasificación de Puentes según Espesor del Apoyo Elastomérico (Muestra).

Tabla 4.31 - *Parámetros Estadísticos de Espesor del Apoyo Elastomérico (Submuestra).*

Parámetros Estadísticos - Espesor de Apoyo Elastomérico (Submuestra)			
Ruta	Puente	Año Plano	Espesor de Apoyo Elastomérico (Estribos)
R-13	P.S. Miraflores (Izquierda)	2003	5,5
R-13	P.S. Miraflores (Derecha)	2003	5,5
R-13	P.S. Lo Echevers (Izquierda)	2003	6,5
R-13	P.S. Lo Echevers (Derecha)	2003	6,5
R-13	P.I. Los Pinos	2001	4,5
R-06	P.S. Hospital	2001	6,5
R-06	P.I. Atravesio Las Mercedes	2010	5,5
Promedio			5,8
Desviación Estándar			0,8

Las placas de apoyo elastoméricas tienden a ser cuadradas, con unas dimensiones promedio de 45x45x6 cm. Si se escalan directamente estas dimensiones a razón 1:25 se obtienen apoyos elastoméricos de sección 1,8x1,8x0,25 cm, los cuales resultan demasiado pequeños para ser implementados en laboratorio. Por este motivo, se escoge ajustar las dimensiones de los elastómeros en función del periodo fundamental de la estructura (Ver Capítulo 5.4.3.2).

4.3 Diseño del Prototipo

4.3.1 Estructuración y Materialidad del Prototipo

El prototipo corresponde a un puente de vigas longitudinales de hormigón postensado con losa colaborante de hormigón armado, simplemente soportado por placas de apoyo elastoméricas, sobre una infraestructura de hormigón armado. Lo anterior según los resultados del Capítulo 4.2.1 y Capítulo 4.2.2 del presente estudio, y teniendo en cuenta las disposiciones básicas para puentes tipo del Manual de Carreteras, Volumen N°4 [27].

4.3.2 Geometría del Prototipo

La geometría básica del prototipo se justifica mediante el análisis estadístico presentado en el Capítulo 4.2.3, cuyo resultado se resume en la tabla a continuación:

Tabla 4.32 - Resumen de Análisis Estadístico de Puentes Chilenos.

Resumen Análisis Estadístico de Puentes Chilenos					
Variable o Parámetro Independiente	Muestra		Submuestra	Valor Adoptado	Criterio/Restricción
	Moda	Promedio ± Desv. Est.	Promedio ± Desv. Est.		
Número de Vanos	2	2,4 ± 1,2	2,6 ± 0,5	1	Espacio y capacidad de las instalaciones
Número de Vigas	4	4,1 ± 1,0	4,6 ± 0,8	3	Proporcional al tamaño del puente
Longitud del Vano [m]	25	27,8 ± 7,0	26,8 ± 2,3	25	Espacio y capacidad de las instalaciones
Ancho del Tablero [m]	13	11,6 ± 3,1	12,4 ± 2,0	12	Espacio y capacidad de las instalaciones
Espesor del Tablero [cm]	20	20,5 ± 1,9	20,0 ± 0,0	23	Puente urbano tipo, según MC Vol.4
Ángulo de Esviaje [°]	0	12,6 ± 16,0	26,9 ± 10,4	0, 15, 30, 45	Rango completo de valores representativos
Ancho de Junta de Expansión [cm]	10	8,2 ± 3,9	7,6 ± 2,0	25	Trabajabilidad de los modelos a escala
*Ancho del Apoyo Elastomérico [cm]	40	42,3 ± 11,3	31,4 ± 2,4	Por definir	Calculada según periodo fundamental
*Largo del Apoyo Elastomérico [cm]	50	43,8 ± 9,7	45,0 ± 4,1	Por definir	Calculada según periodo fundamental
*Altura del Apoyo Elastomérico [cm]	6	5,4 ± 2,4	5,8 ± 0,8	Por definir	Calculada según periodo fundamental

*Mayor detalle en el Capítulo 5.4.3.2.

4.3.3 Detallamiento del Prototipo

El detallamiento de los elementos se realiza a partir de los planos tipo del Manual de Carreteras, Volumen N°4 [27]. Las láminas de referencia para cada elemento son las siguientes:

- Sección Transversal del Tablero: Lámina 4.604.201.
- Vigas Longitudinales Postensadas: Lámina 4.604.203.
- Barrera de Contención de Hormigón sin Pasamanos: Lámina 4.606.001.
- Baranda Peatonal Metálica Reforzada: Lámina 4.606.001.

Cabe destacar que el objetivo de detallar el prototipo consiste en obtener una buena aproximación de masas, áreas y propiedades inerciales para luego escalarlas a nivel de modelo. No se hace hincapié en el diseño estructural del puente como tal.

4.3.4 Plano General del Prototipo

Se presenta el plano general del prototipo seleccionado, en el cual se incluyen las siguientes vistas:

- Sección Transversal del Tablero Prototipo.
- Elevación de la Viga Longitudinal Prototipo.
- Secciones Transversales de la Viga Longitudinal Prototipo (Cortes A-A y B-B).
- Sección Transversal de la Barrera de Contención de Hormigón Tipo.
- Sección Transversal de la Baranda Metálica Tipo.

Este plano y su respectiva cubicación sirven de base para el diseño de los cuatro modelos (M-0, M-15, M-30 y M-45), dado que el volumen y la sección transversal del prototipo permanecen constantes y solo se ajusta su ángulo de esviaje.

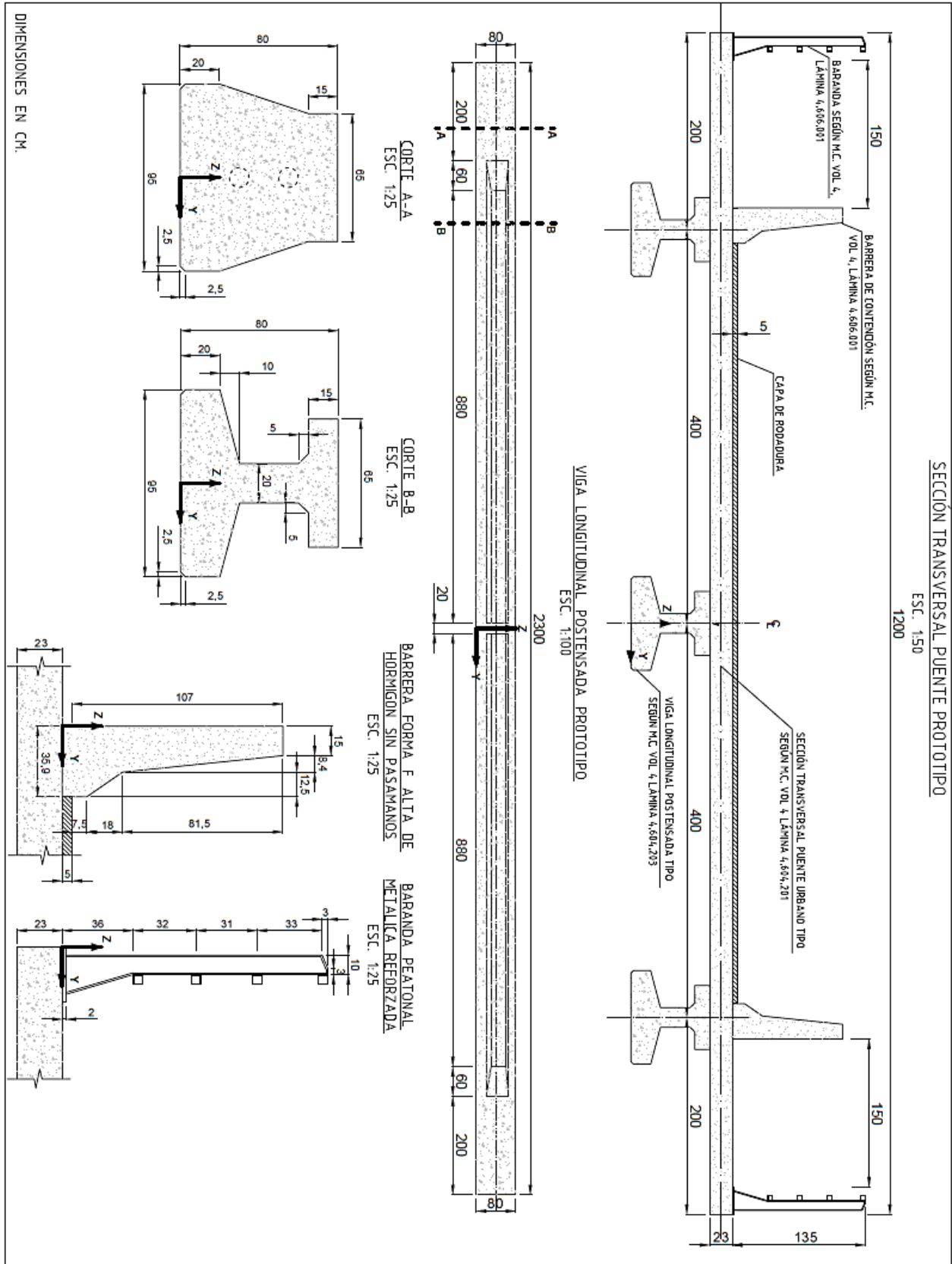


Figura 4.14 - Plano General del Prototipo.

4.3.5 Propiedades Físicas del Prototipo

Tabla 4.33 - Propiedades de la Viga Longitudinal Prototipo.

Viga Longitudinal Prototipo		
Propiedades Geométricas	Unidad	Valor
Luz Total	L [m]	25
Sección Transversal (según M.C. Vol N°4 Lámina 4.604.203)	h_4 [cm]	20
	e [cm]	20
	a_1 [cm]	65
	a_2 [cm]	95
Área Sección Transversal Viga (A-A)	A_{A-A} [m ²]	0,6469
Área Sección Transversal Viga (B-B)	A_{B-B} [m ²]	0,4169
Posición del Centro de Masa (CM) Viga (A-A)	y_{cm} [cm]	0,0
	z_{cm} [cm]	36,7
Posición del Centro de Masa (CM) Viga (B-B)	y_{cm} [cm]	0,0
	z_{cm} [cm]	33,2
Momento de Inercia de Área Viga (A-A), en torno a CM	I_y [cm ⁴]	2.894.635
	I_z [cm ⁴]	2.011.204
Momento de Inercia de Área Viga (B-B), en torno a CM	I_y [cm ⁴]	3.347.534
	I_z [cm ⁴]	3.746.126
Volumen Total Viga	V_v [m ³]	11,5
Propiedades Inerciales	Unidad	Valor
Peso Específico del Elemento	γ [kg/m ³]	2.500
Peso Total por Viga	P_{viga} [kg]	28.815
Momento de Inercia Viga en torno a CM (eje Z)	J_{viga} [kg-m ²]	1.500.765
Peso Total del Sistema (3 Vigas)	P_{total} [kg]	86.444
Momento de Inercia Sistema (3 Vigas) en torno a CM (eje Z)	J_{total} [kg-m ²]	5.424.365

Tabla 4.34 - Propiedades de la Barrera de Contención Prototipo.

Barrera Forma F Prototipo		
<p>BARRERA FORMA F ALTA DE HORMIGON SIN PASAMANOS ESC. 1:25</p>		
Propiedades Geométricas	Unidad	Valor
Largo Total	L [m]	25
Área Sección Transversal Barrera	A_b [m ²]	0,25
Posición del Centro de Masa (CM) Barrera	y_{cm} [cm]	12,3
	z_{cm} [cm]	47,4
Momento de Inercia de Área Barrera, en torno a CM	I_y [cm ⁴]	2.719.819
	I_z [cm ⁴]	142.137
Volumen Total Barrera	V_t [m ³]	6,4
Propiedades Inerciales		Unidad
Peso Específico del Elemento	γ [kg/m ³]	2.500
Peso por Metro Lineal	P_b [kg/ml]	637
Peso Total por Barrera	$P_{barrera}$ [kg]	15.920
Momento de Inercia Barrera en torno a CM (eje Z)	$J_{barrera}$ [kg-m ²]	829.183
Peso Total del Sistema (2 barreras)	P_{total} [kg]	31.841
Momento de Inercia Sistema (2 barreras) en torno a CM (eje Z)	J_{total} [kg-m ²]	2.192.809

Tabla 4.35 - Propiedades de la Baranda Metálica Prototipo.

Baranda Metálica Reforzada Prototipo		
<p>BARANDA PEATONAL METALICA REFORZADA ESC. 1:25</p>		
Propiedades Geométricas	Unidad	Valor
Largo Total	L [m]	25
Altura Total	h [m]	1,4
Propiedades Inerciales	Unidad	Valor
Peso de Baranda Metálica por Metro Lineal	P_{ml} [kg/ml]	28
Peso Total por Baranda	$P_{baranda}$ [kg]	700
Momento de Inercia en torno al eje Z que pasa por el CM de la Baranda	$J_{baranda}$ [kg-m ²]	36.458
Peso Total del Sistema (2 barandas)	P_{total} [kg]	1.400
Momento de Inercia en torno al eje Z que pasa por el CM del Sistema (2 barandas)	J_{total} [kg-m ²]	123.317

Nota: Para el cálculo de las propiedades del prototipo, se considera que las barandas metálicas aportan masa e inercia rotacional a la estructura, pero no aportan área a la sección transversal.

Tabla 4.36 - Propiedades del Tablero Prototipo.

Tablero Prototipo		
TABLERO PROTOTIPO ESC. 1:50		
1200 200 400 400 200 23		
Propiedades Geométricas	Unidad	Valor
Luz Total	L_t [m]	25
Sección Transversal	e [cm]	23
	B [cm]	1200
Área Sección Transversal Tablero	A_t [m ²]	2,76
Posición del Centro de Masa (CM) Tablero	y_{cm} [cm]	0,0
	z_{cm} [cm]	11,5
Momento de Inercia Tablero, en torno a CM	I_y [cm ⁴]	1.216.700
	I_z [cm ⁴]	3.312.000.000
Volumen Total Tablero	V_t [m ³]	69,0
Propiedades Inerciales	Unidad	Valor
Peso Específico del Elemento	γ [kg/m ³]	2.500
Peso Total Tablero	P_{total} [kg]	172.500
Momento de Inercia Tablero en torno a CM (eje Z)	J_{total} [kg-m ²]	11.054.375

Tabla 4.37 - Propiedades Generales del Prototipo.

Puente Prototipo (Tablero + Vigas + Barreras)		
SECCIÓN TRANSVERSAL PUENTE PROTOTIPO ESC. 1:50		
1200 150 150 195 23 200 400 400 200		
BARRERA DE CONTENCIÓN SEGÚN M.C. VOL. 4, LÁMINA 4.606.001 BARRANDA SEGÚN M.C. VOL. 4, LÁMINA 4.606.001 CAPA DE RODADURA SECCIÓN TRANSVERSAL PUENTE URBANO TIPO SEGÚN M.C. VOL. 4 LÁMINA 4.604.201 VIGA LONGITUDINAL POSTENSADA TIPO SEGÚN M.C. VOL. 4 LÁMINA 4.604.203		
Propiedades Geométricas	Unidad	Valor
Luz Total	L [m]	25
Número de Vigas	Nº vigas	3
Área Sección Transversal Prototipo (Hormigón)	A_p [m ²]	4,52
Posición del Centro de Masa Prototipo	y_{cm} [m]	0,0
	z_{cm} [m]	82,0
Momento de Inercia Prototipo, en torno a CM	I_y [cm ⁴]	71.441.750
	I_z [cm ⁴]	5.507.485.678
Volumen Total Prototipo (Hormigón)	V_p [m ³]	116,3
Propiedades Inerciales	Unidad	Valor
Peso Total Prototipo	P_{total} [kg]	292.185
Momento de Inercia Prototipo en torno a CM (eje Z)	J_{total} [kg-m ²]	18.794.866

Capítulo 5: Diseño de los Modelos

5.1 Introducción

En el presente capítulo se presenta el diseño de los modelos a escala, incluyendo el análisis de las restricciones técnico-económicas del programa experimental, el proceso de escalado del prototipo, el diseño básico de los elementos, el detallamiento de conexiones y los planos de construcción asociados.

5.2 Restricciones Técnicas

El diseño de los modelos se encuentra condicionado, en primera instancia, por las restricciones técnicas del LEMCO, en términos de espacio disponible, sistema de anclaje y capacidad de carga de la mesa de simulación sísmica en donde se pretende llevar a cabo los ensayos. Dichos aspectos se discuten a continuación.

5.2.1 Espacio Disponible

El espacio disponible para la implementación de los modelos se encuentra limitado en parte por la superficie libre de la mesa de simulación sísmica del LEMCO. Dicha mesa es de tipo uniaxial y cuenta con una superficie de 1,5 x 1,0 m, siendo más alargada en la dirección de aplicación de la carga sísmica (Ver Figura 5.1).

Dado el enfoque del presente estudio, los modelos serán orientados de manera longitudinal (Ver Capítulo 3.2.10). Debido a que el tamaño previsto para los modelos es ligeramente superior al largo de la mesa, y teniendo en cuenta que existe una placa de 2,0 cm de espesor que resta parte de la superficie disponible, se requiere emplear algún tipo de elemento adicional que permita extender la superficie útil (Ver Capítulo 5.5.1.1).

5.2.3 Capacidad de Carga

En base a la experiencia previa del laboratorio con modelos de arquitectura de baja altura (1 o 2 pisos), se considera razonable la construcción de modelos de hasta 500 kg de masa, para así asegurar que el actuador sísmico sea capaz de reproducir adecuadamente los registros seleccionados. En cualquier caso, se recomienda realizar pruebas previas al montaje de los modelos que consistan en cargar la mesa con distintos niveles de masa, ubicada a una altura semejante a la de los modelos, y verificar que el sistema sea capaz de reproducir los registros a un nivel aceptable.

En términos de capacidad de carga horizontal, se recomienda que las solicitaciones sísmicas a nivel de la mesa se mantengan por debajo de los 2,5 Tf, para así evitar problemas con el actuador sísmico.

Además, en base a la experiencia del laboratorio, se sugiere utilizar registros con aceleraciones máximas del orden de 0,7 g, idealmente del orden de 0,35 g, para llegar a buenos resultados. Dado que no existe certeza sobre el comportamiento de los modelos para aceleraciones mayores a 0,7 g, los casos que impliquen dicho nivel de aceleraciones serán claramente distinguidos dentro del protocolo de ensayo. Será responsabilidad del equipo encargado el ir evaluando, en el momento, si dichos casos pueden ser llevados a cabo en condiciones de seguridad.

Todas las restricciones anteriores se tendrán en cuenta al momento de generar el protocolo de ensayo (Ver Capítulo 8).

5.3 Restricciones Económicas

5.3.1 Presupuesto del Programa Experimental

El presupuesto para la construcción de los modelos es de \$1.000.000. Este considera únicamente el costo directo de los materiales requeridos, omitiendo los costos por mano de obra e instrumentación. Se asume que estos últimos serán definidos y provistos por el LEMCO y/o por el equipo de profesionales responsable de la ejecución de los ensayos.

5.4 Escalado del Prototipo

Antes de entrar de lleno en el diseño de los modelos, conviene repasar ciertos conceptos de la Teoría de Modelación Dinámica a tener en consideración para un correcto escalado del prototipo. Dichos conceptos servirán de base para definir los factores de escala y leyes de semejanza a emplear.

5.4.1 Teoría de Modelación Dinámica

5.4.1.1 *Análisis Dimensional*

El análisis dimensional es una técnica basada en el Teorema Π de Buckingham, el cual establece que toda ecuación dimensionalmente homogénea puede ser expresada como una relación funcional entre un grupo completo de número adimensionales independientes Π (factores Π). El número de factores Π necesarios para describir un cierto fenómeno o problema es igual al número total de cantidades físicas involucradas (n) menos el número de cantidades fundamentales necesarias para describir la dimensión de cada cantidad física (k), vale decir, se requiere de $n-k$ factores Π .

Para determinar un grupo completo de números adimensionales Π se debe notar que toda unidad o cantidad física puede ser expresada como una combinación de unidades o cantidades físicas fundamentales. La elección de estas cantidades fundamentales es esencialmente arbitraria, pero por razones prácticas se suelen utilizar ciertos grupos predefinidos. Por ejemplo, en problemas típicos de ingeniería se suelen utilizar los siguientes grupos fundamentales:

MLT θ : Masa (M), Longitud (L), Tiempo (T), Temperatura (θ)

FLT θ : Fuerza (F), Longitud (L), Tiempo (T), Temperatura (θ)

ELA θ : Longitud (L), Módulo de Elasticidad (E), Aceleración (A), Temperatura (θ)

Si el problema no involucra cambios significativos de temperatura o transferencia de calor, se puede omitir la temperatura (θ) como cantidad fundamental. De esta manera, todas las variables del sistema quedan expresadas en función de las tres cantidades restantes [3].

A continuación, se presentan algunas de las principales magnitudes físicas que intervienen en problemas de dinámica de estructuras, con sus respectivas dimensiones expresadas en los tres sistemas antes mencionados (Tabla 5.1).

Tabla 5.1 - Dimensiones de Magnitudes Físicas según Sistemas MLT, FLT y ELA.

Magnitud Física	Sistema [MLT]	Sistema [FLT]	Sistema [ELA]
Longitud, l	L	L	L
Desplazamiento, \vec{r}	L	L	L
Posición Inicial, \vec{r}_0	L	L	L
Tiempo, t	T	T	$L^{1/2} A^{-1/2}$
Velocidad, v	$L T^{-1}$	$L T^{-1}$	$L^{1/2} A^{1/2}$
Aceleración, a	$L T^{-2}$	$L T^{-2}$	A
Aceleración de Gravedad, g	$L T^{-2}$	$L T^{-2}$	A
Fuerza, F	$M L T^{-2}$	F	$E L^2$
Módulo de Elasticidad, E	$M L^{-1} T^{-2}$	$F L^{-2}$	E
Densidad, ρ	$M L^{-3}$	$F L^{-3}$	$E L^{-1} A^{-1}$
Masa, m	M	$F L^{-1} T$	$E L^2 A^{-1}$
Esfuerzo, σ	$M L^{-1} T^{-2}$	$F L^{-2}$	E
Esfuerzo Inicial, σ_0	$M L^{-1} T^{-2}$	$F L^{-2}$	E
Deformación Unitaria, ε	-	-	-

Posteriormente se verá que el sistema [ELA] presenta una serie de ventajas que lo hacen más adecuado para el desarrollo de los modelos a escala del presente estudio.

5.4.1.2 Números o Factores Adimensionales II

Los números o factores Π generados mediante simple aplicación de las técnicas de análisis dimensional pueden no ser los más adecuados para describir un cierto fenómeno. Lo anterior puede traducirse en la falta o exceso de condiciones necesarias para el correcto escalado de los modelos. Es por esta razón que las técnicas de análisis dimensional deben ser completadas siempre con un adecuado conocimiento de la física subyacente a cada fenómeno particular [3].

Dicho lo anterior, existe una serie de números adimensionales Π que son recurrentes en muchos de los problemas físicos que se abordan en ingeniería y que permiten simplificar la tarea de formar grupos completos de números Π para el tratamiento de ciertos problemas.

En la Tabla 5.2 (a) se presentan varios números adimensionales recurrentes, en particular los Números de Froude y Cauchy, los cuales serán fundamentales para el desarrollo del presente estudio. En la Tabla 5.2 (b) se muestran también algunos de estos números expresados de manera conveniente para su aplicación directa en problemas de ingeniería estructural.

5.4.1.3 *Leyes de Semejanza*

Las leyes de semejanza (o similitud) definen las condiciones de diseño del modelo, mediante una serie de ecuaciones de predicción que permiten relacionar el comportamiento del modelo con el del prototipo. Dichas leyes se obtienen al igualar los números adimensionales Π del modelo (subíndice m) y del prototipo (subíndice p), obtenidos mediante análisis dimensional [3].

La semejanza completa se logra cuando todos los números Π del modelo y del prototipo son equivalentes, es decir:

$$\begin{aligned}(\Pi_1)_p &= (\Pi_1)_m \\(\Pi_2)_p &= (\Pi_2)_m \\&\dots \\(\Pi_{n-k})_p &= (\Pi_{n-k})_m\end{aligned}$$

Estas leyes de semejanza pueden ser expresadas en forma de factores de escala (subíndice r). Por ejemplo, para el caso de un modelo a escala 1:25 se tiene la siguiente condición:

$$l_r = \frac{l_p}{l_m} = 25$$

Esta última ecuación implica que, para cumplir con la condición de semejanza geométrica, las dimensiones del modelo deben ser 25 veces menores que las del prototipo.

Tabla 5.2 - Números Adimensionales Recurrentes. Fuente: [3].

DIMENSIONLESS PRODUCTS		
(a) Named Dimensionless Products		
Biot Number	$h\ell/k$	
Bond Number	$\rho g \ell^2 / \gamma$	γ - surface tension $[FL^{-1}]$
<u>Cauchy Number</u>	$\rho v^2 / E$	
Einstein Number	v/c	
Euler Number	$\Delta p / \rho v^2$	
Fanning Number	$\tau_w / (\frac{1}{2} \rho v^2)$	τ_w - shear at the wall
Fourier Number	$kt / \rho c \ell^2$	
<u>Froude Number</u>	$v^2 / \ell g$	
Grashof Number	$\frac{\alpha \ell^3 g}{\nu^2}$	ν - kinematic viscosity
Mach Number	v/c	c - speed of sound
Newton Number	$R / \rho \ell^2 v^2$	R - aerodyn. reaction experienced by a body
Nusselt's Number	$h\ell/k$	
Prandtl's Number	C_μ / k	
Pressure Coefficient	$p / \rho v^2$	
Reech Number	$v^2 / \ell f$	f - force per unit mass
Reynolds Number	$\ell v / \nu$ or $\ell v \rho / \mu$	
Strouhal Number	$\omega \ell / v$	
Weber Number	$\rho v^2 \ell / \gamma$	γ - surface tension
(b) Dimensionless Products Commonly Encountered in Structural Engineering Problems		
$\frac{\rho v^2}{E}, \frac{v^2}{\ell g}, \frac{\sigma \ell^2}{P}, \frac{E \ell^2}{P}, t \sqrt{\frac{a}{\ell}}, \frac{\rho a \ell^3}{P}, \alpha T, \frac{t}{\ell} \sqrt{\frac{E}{\rho}}, \frac{\rho g \ell}{E}, \frac{\sigma}{E}, \frac{\lambda \omega^2}{g}, \frac{\delta}{\ell}, \frac{a}{g}$		

5.4.1.4 *Tipos de Modelos*

Dependiendo de si se cumplen todas o solo algunas de las leyes de semejanza definidas para un cierto problema, se originan diferentes tipos de modelos [3]. Dichos modelos se pueden ordenar de manera descendente según su grado de fidelidad de la siguiente manera:

1. **Modelo Réplica Exacta (*True Replica Model*):** Son aquellos modelos en donde se cumplen todas las leyes de semejanza requeridas para un determinado problema. Estos modelos son difíciles de implementar en la gran mayoría de los casos dada la complejidad de escalar parámetros como la aceleración de gravedad y las propiedades mecánicas de los materiales.
2. **Modelo Réplica Adecuado (*Adequate Model*):** Son aquellos modelos en donde se cumplen solo algunas de las leyes de semejanza requeridas para un determinado problema, pero las ecuaciones de predicción no se ven significativamente afectadas, por lo cual no es necesario introducir factores de corrección para reducir el error inducido.
3. **Modelo Réplica Distorsionado (*Distorted Model*):** Son aquellos modelos en donde se cumplen solo algunas de las leyes de semejanza requeridas para un determinado problema y las ecuaciones de predicción se ven significativamente afectadas, por lo cual es necesario introducir factores de corrección para conservar la semejanza entre modelo y prototipo.

En capítulos posteriores se verá que, dadas las restricciones técnicas de las instalaciones y el alcance del programa, un modelo tipo réplica adecuado es la alternativa más viable para el estudio del fenómeno de impacto estribo-tablero.

5.4.2 Factores de Escala del Modelo

5.4.2.1 *Magnitudes Fundamentales*

Las magnitudes fundamentales escogidas para el proceso de escalado del prototipo son las siguientes: longitud [L], aceleración [A] y módulo de elasticidad [E], dando lugar a un sistema tipo [ELA].

La selección de la longitud [L] como magnitud fundamental es prácticamente obligatoria para cualquier modelo, ya sean tipo [MLT], [FLT] o [ELA], dado que esta define la condición de semejanza geométrica y permite controlar fácilmente el tamaño del modelo, adecuándolo a las condiciones de espacio y capacidad.

La selección de la aceleración [A] como magnitud fundamental se deriva de la dificultad de escalar la aceleración de gravedad (g). Dado que en este caso la aceleración de gravedad es relevante y no se dispone de los medios ni recursos adecuados para escalarla, resulta conveniente definir la aceleración como una magnitud fundamental para resolver este inconveniente de manera inmediata.

La selección del módulo de elasticidad [E] como magnitud fundamental se deriva de la decisión de utilizar materiales similares para el prototipo y el modelo, en particular para los apoyos elastoméricos (neopreno), los cuales condicionan en gran medida la dinámica del problema.

5.4.2.2 *Análisis Dimensional del Fenómeno*

Considérese el problema de reproducir el comportamiento a escala de un tablero de puente sujeto a un vector tiempo-historia de aceleración $a(t)$, en términos de su distribución de esfuerzos $\sigma(\vec{r}, t)$ o de su deformación $\varepsilon(\vec{r}, t)$.

En términos generales, el esfuerzo (o deformación) del sistema puede ser expresado como una relación funcional de la forma:

$$\sigma = F(\vec{r}, t, \rho, E, a, g, l, \sigma_o, \vec{r}_o)$$

De esta manera, las variables y parámetros independientes involucrados en la ecuación son las siguientes:

1. Propiedades Geométricas: l, \vec{r}
2. Propiedades de los Materiales: E, ρ
3. Condiciones Iniciales: σ_o, \vec{r}_o
4. Influencias Externas: $g, a(t)$

La matriz dimensional que relaciona las variables independientes con las magnitudes fundamentales se presenta en la Tabla 5.3. En ella se indican los exponentes que permiten expresar cada dimensión como una multiplicación de potencias de E, L y A.

Tabla 5.3 - Matriz Dimensional de las Magnitudes Involucradas.

	σ	l	\vec{r}	E	ρ	σ_o	\vec{r}_o	g	a	t
E ^(\cdot)	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0
L ^(\cdot)	0	1	1	0	-1	0	1	0	0	0.5
A ^(\cdot)	0	0	0	0	0	0	0	1	1	-0.5

Siguiendo el Teorema de Buckingham, existen $10-3=7$ números o factores adimensionales Π que definen el comportamiento del sistema. Algunos de estos números surgen de manera directa al dividir cantidades con la misma dimensión y otros se derivan de números adimensionales clásicos presentes en la literatura.

5.4.2.3 Números Adimensionales Π

Sin entrar en mayores detalles acerca del procedimiento de obtención de cada número Π en particular, la ecuación de comportamiento del sistema puede ser reescrita en términos adimensionales de la siguiente manera [3]:

$$\frac{\sigma}{E} = f \left(\underbrace{\frac{\vec{r}}{l}}_{(\Pi_1)}, \quad \underbrace{\frac{t}{l} \sqrt{\frac{E}{\rho}}}_{(\Pi_2)}, \quad \underbrace{\frac{a}{g}}_{(\Pi_3)}, \quad \underbrace{\frac{gl\rho}{E}}_{(\Pi_4)}, \quad \underbrace{\frac{\sigma_o}{E}}_{(\Pi_5)}, \quad \underbrace{\frac{\vec{r}_o}{l}}_{(\Pi_7)} \right)$$

Cada término de la ecuación corresponde a un número adimensional Π_i ($i=1 \dots 7$) que relaciona ciertos aspectos fundamentales del sistema. A continuación, se discute el significado e importancia de cada término en orden correlativo:

Π_1 representa la relación entre los esfuerzos generados (σ) y las propiedades de los materiales, en particular, el módulo de elasticidad (E). Dado que en la relación no aparecen otros parámetros tales como el módulo de Poisson ν o el módulo de corte G , la semejanza de los materiales entre modelo y prototipo se asume implícitamente.

$$\Pi_1 = \frac{\sigma}{E}$$

Π_2 representa la relación entre los desplazamientos (\vec{r}) generados y las dimensiones geométricas (l) del modelo. Corresponde a una condición necesaria para que exista semejanza geométrica.

$$\Pi_2 = \frac{\vec{r}}{l}$$

Π_3 es una variante del Número de Cauchy ($\rho v^2/E$), y por ende representa la relación entre las fuerzas inerciales (ρv^2) y las fuerzas restitutivas (E). Corresponde a una condición necesaria para que exista semejanza dinámica.

$$\Pi_3 = \frac{t}{l} \sqrt{\frac{E}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho v^2}} = \sqrt{\frac{1}{N_{cauchy}}}$$

Π_4 es una variante del Número de Froude (v^2/lg), y por ende representa la relación entre las fuerzas inerciales ($v^2/l = a$) y las fuerzas gravitacionales (g). Corresponde a una condición necesaria para que exista semejanza dinámica.

$$\Pi_4 = \frac{a}{g} = \frac{v^2}{l g} = N_{froude}$$

Π_5 es un cociente entre el Número de Cauchy y el Número de Froude, y representa la relación entre las fuerzas gravitacionales ($gl\rho$) y las fuerzas restitutivas (E). Corresponde a una condición necesaria para que exista semejanza dinámica.

$$\Pi_5 = \frac{gl\rho}{E} = \frac{\rho v^2}{E} * \frac{l g}{v^2} = \frac{N_{cauchy}}{N_{froude}}$$

Π_6 y Π_7 son análogos a Π_1 y Π_2 , pero en términos de las condiciones iniciales para el esfuerzo (σ_o) y la posición (\vec{r}_o), respectivamente.

$$\Pi_6 = \frac{\sigma_o}{E}$$

$$\Pi_7 = \frac{\vec{r}_o}{l}$$

5.4.2.4 Leyes de Semejanza

A continuación, se analizan las leyes de semejanza derivadas del análisis dimensional. El cumplimiento de estas leyes determina las características del modelo a utilizar.

Ley de Semejanza 1:

$$\begin{aligned}(\Pi_1)_p &= (\Pi_1)_m \\ \frac{\sigma_p}{E_p} &= \frac{\sigma_m}{E_m} \\ \sigma_r &= \frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \frac{E_p}{E_m} = E_r\end{aligned}$$

Dado que se pretende utilizar los mismos materiales para el modelo y el prototipo (tablero de hormigón y apoyos de neopreno), se tiene que:

$$E_r = 1$$

Luego:

$$\sigma_r = 1$$

Esto implica que el nivel de esfuerzo de los elementos del prototipo se conserva a nivel de modelo (1:1). Nótese que, en este estudio en particular, el análisis de los esfuerzos internos no resulta muy relevante, dado que se pretende medir principalmente fuerzas y desplazamientos a nivel global.

Ley de Semejanza 2:

$$\begin{aligned}(\Pi_2)_p &= (\Pi_2)_m \\ \frac{\vec{r}_p}{l_p} &= \frac{\vec{r}_m}{l_m} \\ \vec{r}_r &= \frac{\vec{r}_p}{\vec{r}_m} = \frac{l_p}{l_m} = l_r\end{aligned}$$

Para cumplir con la restricción técnica de espacio disponible (Capítulo 5.2.1), se selecciona una escala 1:25 para el modelo. De esta manera:

$$l_r = 25$$

Luego:

$$\vec{r}_r = 25$$

Esta condición implica que los desplazamientos registrados durante los ensayos se encontrarán escalados en la misma proporción que las dimensiones del modelo (1:25).

Nótese que, al tratarse de un problema de cuerpo rígido en movimiento plano (ejes x-y), la condición $l_r = 25$ puede relajarse en la vertical (eje z) sin incurrir en errores significativos. Dicho en otras palabras, es obligatorio que las dimensiones del tablero se encuentren debidamente escaladas en planta (largo y ancho), pero no necesariamente en la vertical (espesor), pudiendo ajustarse esta última dimensión según lo requerido.

Ley de Semejanza 3:

$$(\Pi_3)_p = (\Pi_3)_m$$

$$\frac{t_p}{l_p} \sqrt{\frac{E_p}{\rho_p}} = \frac{t_m}{l_m} \sqrt{\frac{E_m}{\rho_m}}$$

Dado que:

$$E_r = 1$$

$$l_r = 25$$

Se tiene:

$$t_r = \frac{t_p}{t_m} = 25 \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_m}} = 25\sqrt{\rho_r}$$

Además, de la Ley de Semejanza 5 (págs. 85 y 86) se desprende que:

$$\rho_r = \frac{1}{l_r} = \frac{1}{25}$$

Luego:

$$t_r = \sqrt{25} = 5$$

Esta condición implica que todas las magnitudes físicas con unidades de tiempo deben ser escaladas a razón 1:5. Esto aplica tanto para los periodos fundamentales de la estructura, como para la escala de tiempo de los registros sísmicos utilizados durante el experimento.

Ley de Semejanza 4:

$$\begin{aligned}(\Pi_4)_p &= (\Pi_4)_m \\ \frac{a_p}{g_p} &= \frac{a_m}{g_m} \\ a_r &= \frac{a_p}{a_m} = \frac{g_p}{g_m} = g_r\end{aligned}$$

Dado que la aceleración gravedad se conserva a escala real:

$$g_r = 1$$

Se tiene:

$$a_r = 1$$

Esta condición implica que las aceleraciones del modelo se mantienen a escala real (1:1). Esto aplica también para la escala de aceleración de los registros sísmicos, la cual se mantiene invariante.

Ley de Semejanza 5:

$$\begin{aligned}(\Pi_5)_p &= (\Pi_5)_m \\ \frac{g_p l_p \rho_p}{E_p} &= \frac{g_m l_m \rho_m}{E_m} \\ \rho_r &= \frac{E_r}{g_r l_r}\end{aligned}$$

Dado que:

$$E_r = 1$$

$$l_r = 25$$

$$g_r = 1$$

Se tiene:

$$\rho_r = \frac{1}{l_r} = \frac{1}{25} = 0,04$$

Esta condición representa una dificultad importante, dado que implica que la densidad (o peso específico) del modelo debe ser 25 veces superior a la del prototipo, lo cual es impracticable. No obstante, esta dificultad puede ser subsanada si se considera un **modelo réplica adecuado con masa adicional artificial**. En este tipo de modelos, la proporcionalidad de la densidad se puede lograr mediante la adición de lastres u otros elementos que aporten masa adicional al modelo. El razonamiento es el siguiente:

Sea la densidad total del prototipo ρ_p igual a la densidad propia de sus elementos ρ_o :

$$\rho_p = (\rho_o)_p$$

Sea la densidad total del modelo ρ_m igual a la densidad propia de sus elementos ρ_o más una densidad adicional ρ_1 a determinar:

$$\rho_m = (\rho_o + \rho_1)_m$$

Luego, de la Ley de Semejanza 5 se tiene que:

$$\frac{g_p l_p (\rho_o)_p}{E_p} = \frac{g_m l_m (\rho_o + \rho_1)_m}{E_m}$$

$$\frac{l_r (\rho_o)_p}{1} = \frac{1 (\rho_o + \rho_1)_m}{1}$$

$$l_r (\rho_o)_p = (\rho_o)_m + (\rho_1)_m$$

$$(\rho_1)_m = l_r (\rho_o)_p - (\rho_o)_m$$

$$(\rho_1)_m = (l_r - (\rho_o)_r) * (\rho_o)_m$$

$$(\rho_1)_m = (25 - 1) * (\rho_o)_m$$

$$(\rho_1)_m = 24(\rho_o)_m$$

Lo anterior implica que se debe agregar una masa adicional al modelo igual a 24 veces la masa propia del mismo para mantener la semejanza. Parte de esta masa adicional se puede proveer aumentando el espesor del tablero (incumpliendo parcialmente la Ley de Semejanza 2). El resto de la masa adicional puede ser incorporada mediante lastres de plomo.

Ley de Semejanza 6:

$$(\Pi_6)_p = (\Pi_6)_m$$

$$\frac{(\sigma_o)_p}{E_p} = \frac{(\sigma_o)_m}{E_m}$$

$$(\sigma_o)_r = \frac{(\sigma_o)_p}{(\sigma_o)_m} = \frac{E_p}{E_m} = E_r = 1$$

Esto implica que el estado inicial de esfuerzo del modelo debe ser igual al del prototipo (1:1). Dicho estado inicial se encuentra asociado al peso propio del modelo. Si la masa total del modelo se encuentra debidamente escalada y el diseño de los elastómeros es coherente con las demás leyes de semejanza, esta condición se cumple de manera automática.

Ley de Semejanza 7:

$$(\Pi_7)_p = (\Pi_7)_m$$

$$\frac{(\vec{r}_o)_p}{l_p} = \frac{(\vec{r}_o)_m}{l_m}$$

$$(\vec{r}_o)_r = \frac{(\vec{r}_o)_p}{(\vec{r}_o)_m} = \frac{l_p}{l_m} = l_r = 25$$

Esto implica que la posición inicial del modelo debe estar escalada en la misma proporción que las longitudes (1:25). Esta condición se cumple simplemente con ubicar todos los elementos del modelo (tablero, elastómeros y estribos) en sus posiciones relativas correspondientes.

5.4.2.5 *Resumen de Factores de Escala*

A partir del análisis presentado, se escoge trabajar con un modelo tipo réplica adecuado con masa adicional artificial, parcialmente distorsionado en la vertical. Los factores de escala asociados a dicho modelo son los siguientes:

Tabla 5.4 - Factores de Escala Seleccionados para el Modelo.

Magnitud Física	Dimensión Sistema [ELA]	Factor de Escala	Equivalencia	Valor Adoptado
Longitud, l	L	l_r	l_r	25*
Desplazamiento, \vec{r}	L	\vec{r}_r	l_r	25
Posición Inicial, \vec{r}_0	L	$(\vec{r}_0)_r$	l_r	25
Tiempo, t	$L^{1/2} A^{-1/2}$	t_r	$\sqrt{\frac{l_r}{a_r}}$	5
Velocidad, v	$L^{1/2} A^{1/2}$	v_r	$\sqrt{l_r a_r}$	5
Aceleración, a	A	a_r	a_r	1
Aceleración de Gravedad, g	A	g_r	a_r	1
Fuerza, F	$E L^2$	F_r	$E_r l_r^2$	625
Módulo de Elasticidad, E	E	E_r	E_r	1
Densidad, ρ	$E L^{-1} A^{-1}$	ρ_r	$\frac{E_r}{a_r l_r}$	1**
Masa, m	$E L^2 A^{-1}$	m_r	$\frac{E_r l_r^2}{a_r}$	625
Esfuerzo, σ	E	σ_r	E_r	1
Esfuerzo Inicial, σ_0	E	$(\sigma_0)_r$	E_r	1
Deformación Unitaria, ε	1	ε_r	1	1

*Este factor de escala $l_r = 25$ se utiliza principalmente para el escalado de las longitudes en planta (largo y ancho del tablero), no así para las longitudes verticales (espesor del tablero, altura de los elastómeros, etc.), las cuales serán ajustadas mediante otros criterios.

**Este factor de escala $\rho_r = 1$ se refiere específicamente a la densidad propia de los elementos estructurales del modelo (hormigón). Si bien esta densidad asociada a los materiales permanece constante, la densidad “global” del modelo se encuentra debidamente amplificada por un factor de 25 al considerar la incorporación de lastres de plomo.

5.4.3 Pre-dimensionamiento de los Modelos

Habiendo definido las características del prototipo y los factores de escala a emplear, es posible pre-dimensionar los modelos para verificar que estos cumplan con las restricciones técnicas de las instalaciones.

La geometría escogida para los modelos consiste básicamente en un tablero de hormigón armado de sección rectangular, montado sobre cuatro apoyos elastoméricos de neopreno de sección cuadrada ubicados en cada esquina del tablero. Los cuatro modelos se diferencian únicamente en su ángulo de esviaje, siendo idénticos en términos de superficie, volumen y masa total.

5.4.3.1 Dimensionamiento del Tablero

Las propiedades básicas del tablero se obtienen de manera directa aplicando las leyes de semejanza definidas anteriormente. No obstante, algunos de los parámetros del tablero deben ser ajustados manualmente mediante otros criterios técnicos para evitar problemas constructivos. En la Tabla 5.5 se muestran los principales parámetros del tablero, junto con sus valores requeridos por condición de semejanza y sus valores adoptados finalmente en función de las restricciones técnicas.

Tabla 5.5 - Propiedades del Tablero Modelo (valores requeridos y adoptados).

Parámetro	Valor Prototipo	Factor de Escala	Modelo	
			Valor Requerido por Condición de Semejanza	Valor Adoptado
Largo del Tablero, L [m]	25	25	1,00	1,00
Ancho del Tablero, B [m]	12	25	0,48	0,48
Espesor, h [m]	0,38	25	0,015	0,08
Relación de Aspecto, L/B	2,08	1	2,08	2,08
Ancho de Junta [cm]	25	25	1	1
Inercia de Área de la Sección Transversal (eje z), I_z [cm ⁴]	5.507.485.678	390.625	14.099	73.728
Área de la Sección Transversal, A [m ²]	4,59	625	0,007	0,0384
Inercia de Masa del Tablero en Planta, J_z [kg-cm ²]	18.794.866	390.625	48,1	47,7
Masa Tablero, M_t [kg]	290.785	625	18	96
Masa Adicional, M_a [kg]	-	-	447	369
Masa Total, M [kg]	290.785	625	465	465

Nótese que todas las longitudes del modelo se encuentran escaladas a razón 1:25, con excepción del espesor del tablero, para el cual se define un valor superior al requerido por condición de semejanza. Esto se debe a que el escalado directo del prototipo conduce a un valor de espesor de tablero de 1,5 cm para el modelo, lo cual resulta impracticable. Además, bajo dicho escenario se necesitaría agregar una masa adicional 24 veces superior a la masa propia del tablero. Es por este motivo que se decide aumentar el espesor del tablero a 8,0 cm, tanto para que este pueda ser debidamente construido y reforzado, como para lograr disminuir el excesivo requerimiento de masa adicional.

La modificación del espesor afecta directamente a las propiedades de la sección transversal (área de la sección transversal A , inercia de área de la sección transversal I_z , etc.), tal como se muestra en la Tabla 5.5. No obstante, como el objetivo del presente estudio no es reproducir los esfuerzos al interior del tablero sino más bien caracterizar su movimiento global en planta (rotación) y medir las fuerzas de roce e impacto generadas, es posible relajar esta condición de semejanza sin incurrir en errores importantes. Nótese que la inercia de masa rotacional J_z [$\text{kg}\cdot\text{cm}^2$] es la cantidad que determina la tendencia a rotar del tablero, y esta depende únicamente de la masa total del tablero y de sus dimensiones en planta (largo y ancho), por lo cual no se ve afectada por cambios en el espesor del tablero.

En la Figura 5.2 se muestra un esquema del tablero modelo, junto con sus principales parámetros geométricos. En la Tabla 5.6 se detallan dichos parámetros para cada uno de los modelos.

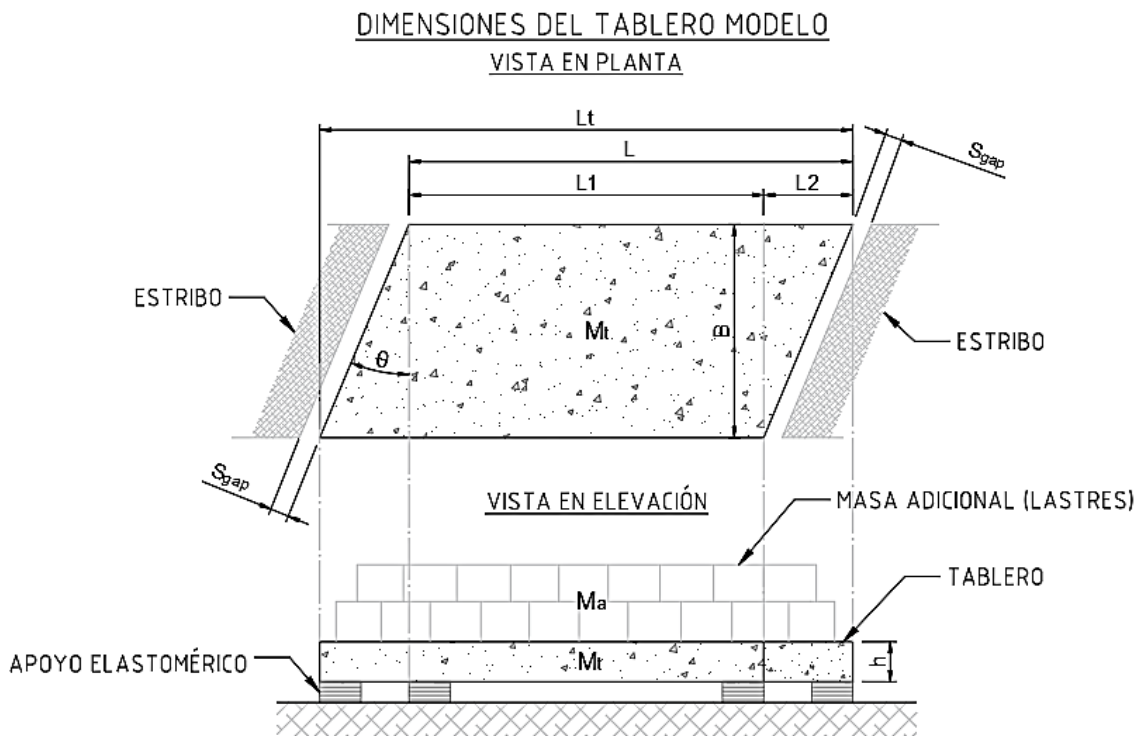


Tabla 5.6 - Propiedades Básicas de los Modelos.

Propiedades Básicas de los Modelos					
Modelo		M-0	M-15	M-30	M-45
Ángulo de Esviaje	θ [°]	0	15	30	45
Ancho	B [m]	0,48	0,48	0,48	0,48
Largo 1	L_1 [m]	1,00	0,87	0,72	0,52
Largo 2	L_2 [m]	0,00	0,13	0,28	0,48
Largo del Lado Mayor	$L=L_1+L_2$ [m]	1,00	1,00	1,00	1,00
Largo Total (inscrito)	$L_t=L_1+2L_2$ [m]	1,00	1,13	1,28	1,48
Relación de Aspecto	L/B [-]	2,08	2,08	2,08	2,08
Espesor	h [m]	0,08	0,08	0,08	0,08
Ancho de Junta	S_{gap} [cm]	1,0	1,0	1,0	1,0
Masa del Tablero	M_t [kg]	96	96	96	96
Masa Adicional	M_a [kg]	369	369	369	369
Masa Total	$M=M_t+M_a$ [kg]	465	465	465	465
Rotación con $\mu=0$		No	No	No	Si
Rotación con $\mu=0,2$		No	No	Si	Si
Rotación con $\mu=0,4$		No	Si	Si	Si
Rotación con $\mu=0,6$		Si	Si	Si	Si

En las últimas cuatro filas de la Tabla 5.6 se evalúa la posibilidad de rotación de cada modelo en función de su geometría y distintos coeficientes de roce estimados para la interfaz tablero-estribo. Los escenarios considerados van desde el caso sin roce $\mu=0$, al caso con roce igual a $\mu=0,6$, siendo este último el coeficiente típico recomendado para la interfaz entre hormigón de peso normal y hormigón endurecido de superficie lisa, según la Tabla 22.9.4.2 del código ACI 318-14 [28].

Este criterio de rotación surge del estudio analítico de un tablero esviado modelado como cuerpo rígido, sujeto a fuerzas de impacto y roce multi-contacto (Dimitrakopoulos, 2011) [29], y pueden ser expresado mediante las siguientes razones adimensionales η_o y η_1 :

Caso sin roce:

$$\eta_o = \frac{\text{sen}(2\theta)}{2B/L}$$

Si el coeficiente $\eta_o > 1 \rightarrow$ Existe rotación inducida por impacto

Si el coeficiente $\eta_o < 1 \rightarrow$ No existe rotación inducida por impacto

Caso con roce:

$$\eta_1 = \eta_o \left(1 + \frac{\mu}{\tan(\theta)} \right)$$

Si el coeficiente $\eta_1 > 1 \rightarrow$ Existe rotación inducida por impacto

Si el coeficiente $\eta_1 < 1 \rightarrow$ No existe rotación inducida por impacto

Como se observa en las ecuaciones anteriores, existen cuatro casos posibles dependiendo de si el contacto implica roce o no, y de si este genera rotación sobre el tablero o no. Estos casos se ilustran en la Figura 5.3. En general, el tablero tiende a rotar si las fuerzas generadas por efecto del impacto producen momentos en el mismo sentido, vale decir, si las líneas de acción de las resultantes se ubican a un mismo lado del centro de masa del tablero (Casos b y d). Por otro lado, si las líneas de acción se ubican a lados contrarios del centro de masa, los momentos producidos se cancelan y no se genera rotación sobre el tablero (Casos a y c).

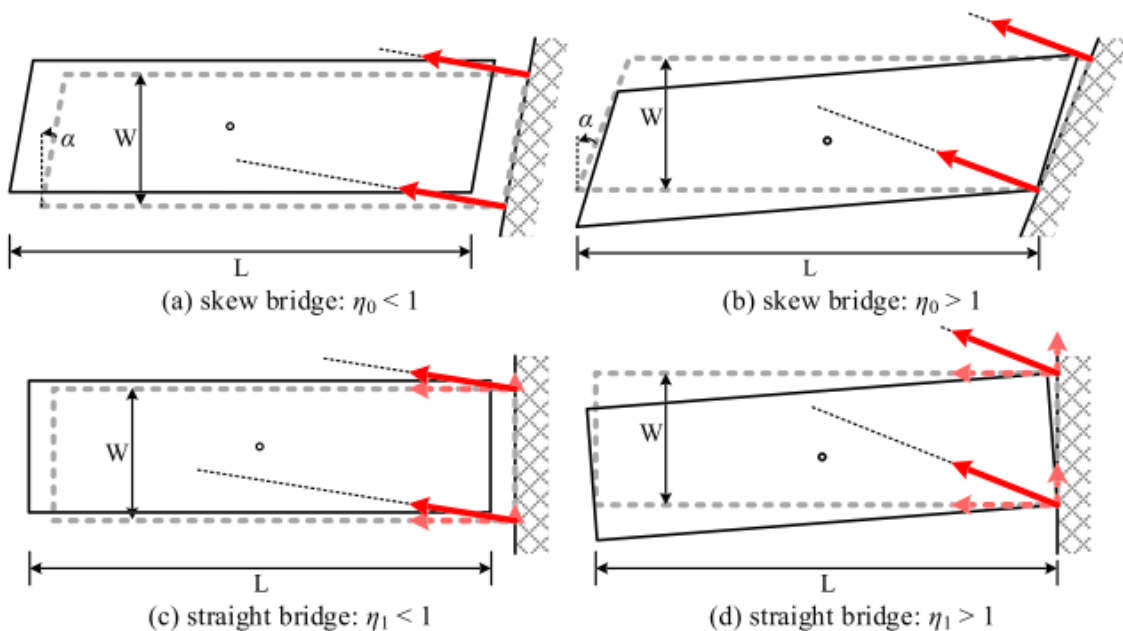


Figura 5.3 - Casos de Rotación inducida por Impacto (con y sin roce). Fuente: [30].

Estos criterios de rotación pueden ser expresados de manera gráfica mediante una serie de envolventes, una para cada coeficiente de roce considerado, las cuales se presentan en la Figura 5.4 (líneas azules). En la misma figura se representan los cuatro modelos diseñados (puntos rojos), caracterizados según su relación de aspecto $2B/L=0,96$ y su ángulo de esviaje correspondiente (0° , 15° , 30° y 45°). La figura muestra que todos los modelos que se ubican bajo una cierta envolvente son susceptibles de rotar bajo dicho escenario.

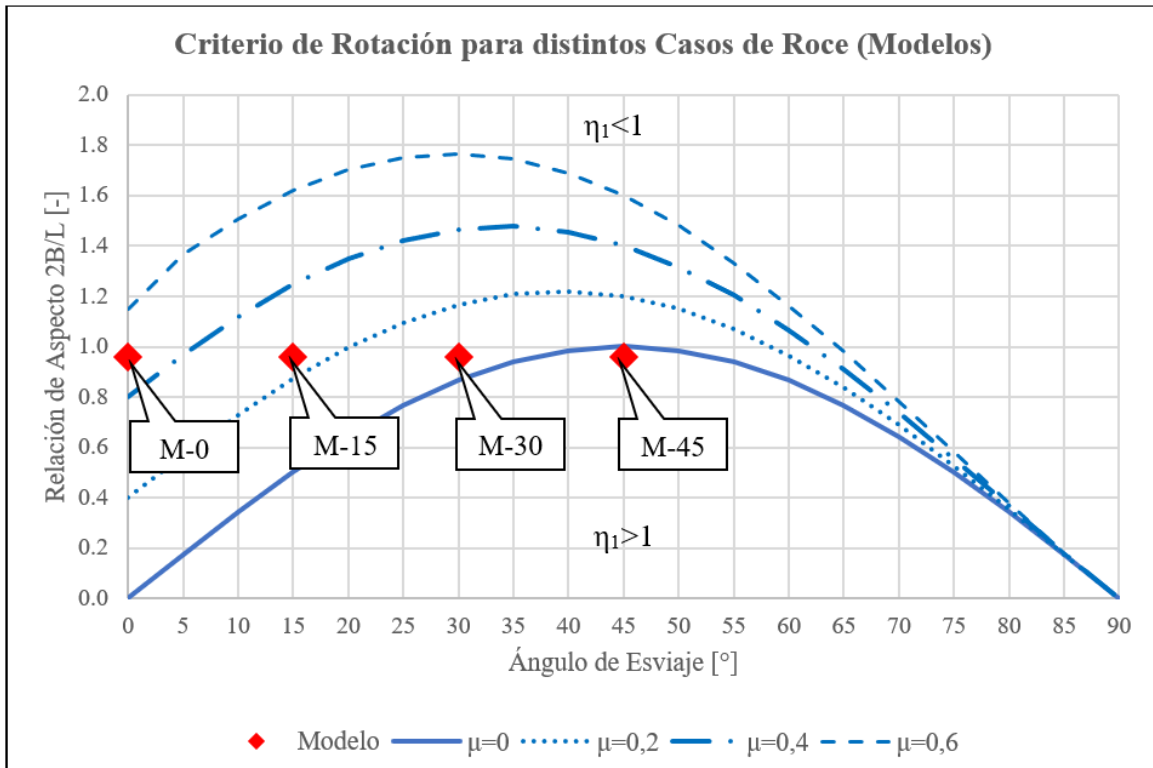


Figura 5.4 - Criterio de Rotación para distintos Casos de Roce (Modelos).

Se observa que sólo el modelo M-45 es susceptible de rotar bajo un escenario sin roce ($\mu=0$). Esto asegura que, en el caso más desfavorable, a lo menos uno de los modelos será capaz de rotar y presentar desplazamientos transversales considerables. Por otro lado, si se considera el coeficiente de roce recomendado por la ACI 318-14 ($\mu=0,6$), se observa que todos los modelos son susceptibles de rotar.

Dado lo anterior, se considera que el pre-dimensionamiento de los modelos es coherente con los objetivos planteados, dado que posibilita la observación de los principales efectos del impacto estribo-tablero (aumento de la rotación y aumento de la posibilidad de falla por pérdida de apoyo) para cualquier condición de roce esperable.

5.4.3.2 *Dimensionamiento de los Apoyos Elastoméricos*

Se contempla la construcción de apoyos elastoméricos de neopreno sin armadura ni anclajes (Ver Figura 5.5 (a)). Dichos apoyos transmiten las cargas sísmicas a la subestructura mediante fricción. El uso de apoyos no armados (sin láminas de acero) tiene por objetivo abaratar costos y reducir los tiempos de construcción de los modelos. Por otro lado, el uso de apoyos no anclados busca representar la realidad de la gran mayoría de puentes chilenos [6].

Si bien el presente estudio no contempla la construcción de apoyos elastoméricos armados y/o anclados, los modelos se encuentran diseñados de tal manera de permitir la incorporación de este tipo de apoyos en futuros estudios (Ver Figura 5.5 (b) y (c)).

Dado el tipo de apoyo propuesto, se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

1. Dada la posibilidad de que los apoyos deslicen durante la realización de los ensayos, se sugiere construir algún tipo de mecanismo que limite el desplazamiento transversal excesivo del tablero e impida que esta caiga y dañe la mesa de simulación o los equipos cercanos.
2. Antes de llevar a cabo los ensayos, se recomienda ensayar los elastómeros para verificar que estos no generen “rocking” al poseer una baja rigidez vertical producto de la omisión de placas de acero. En caso de que el efecto del “rocking” sea importante, se recomienda utilizar elastómeros armados con placas de acero con una rigidez horizontal equivalente a los apoyos diseñados en el presente capítulo u otra alternativa que permita alcanzar el comportamiento esperado para los modelos.
3. Si durante la ejecución de los ensayos uno o varios apoyos terminan dañados de manera tal que se impida alcanzar el comportamiento esperado de los modelos, estos deberán ser reemplazados por otros apoyos idénticos y sin daños, antes de continuar con el experimento. En el caso contrario, si los apoyos de un cierto modelo no presentan daños apreciables o deterioro de su capacidad tras finalizar con todos los ensayos correspondientes, estos podrán ser reutilizados en otro modelo.

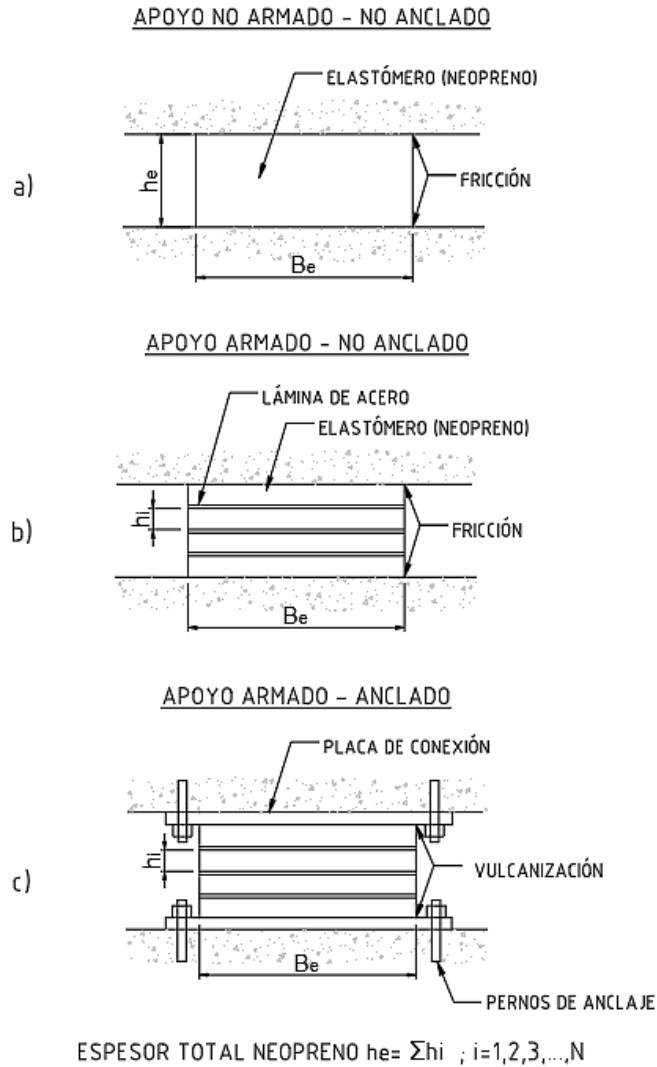


Figura 5.5 - Tipos de Apoyos Elastoméricos.

El dimensionamiento de los apoyos se realiza de manera tal que el periodo fundamental del modelo sea igual al periodo fundamental escalado del prototipo (0,8 – 0,9 s) en dirección longitudinal. Se evalúan diferentes alternativas teniendo en cuenta las siguientes consideraciones de diseño:

- Geometría del Elastómero: Cuadrada.
- Dimensiones Máximas: 7,5 x 7,5 cm.
- Espesor Mínimo: 2 cm.
- Material: Neopreno (no armado).
- Módulo de Corte: 10 – 13 kgf/cm² (MC Vol. 3, Capítulo 12.1) [2]
- Periodo Fundamental del Prototipo: 0,8 - 0,9 s

La rigidez horizontal de cada apoyo se calcula como:

$$k_e = \frac{G * A_e}{h_e} = \frac{G * B_e^2}{h_e}$$

Donde: G: Módulo de Corte.
 A_e: Área en Planta del Elastómero.
 h_e: Espesor del Elastómero.
 B_e: Ancho del Elastómero.

La rigidez horizontal total de la estructura (modelo) se calcula como:

$$k_{total} = 4 * k_e$$

El periodo fundamental del modelo se calcula como:

$$T_m = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_{total}}}$$

Donde: M: Masa Total del Tablero (incluyendo Masa Adicional).

El periodo fundamental del prototipo se calcula como (Ley de Semejanza 3):

$$T_p = 5 * T_m$$

El diseño escogido para los elastómeros se presenta en las Tablas 5.7 y 5.8, en función del módulo de corte adoptado.

Tabla 5.7 - Propiedades Básicas de los Elastómeros ($G=10 \text{ kgf/cm}^2$).

Propiedades de los Apoyos Elastoméricos ($G=10 \text{ kgf/cm}^2$)					
Modelo		M-0	M-15	M-30	M-45
Ángulo de Esviaje	θ [°]	0	15	30	45
Masa Total del Tablero	M [kg]	465	465	465	465
Número de Apoyos	N° apoyos	4	4	4	4
Material del Apoyo		Neopreno	Neopreno	Neopreno	Neopreno
Módulo de Corte del Apoyo	G [kgf/cm ²]	10	10	10	10
Ancho del Apoyo	B _e [cm]	6,5	6,5	6,5	6,5
Espesor del Apoyo	h _e [cm]	3,0	3,0	3,0	3,0
Rigidez por Apoyo	k _e [N/m]	138.158	138.158	138.158	138.158
Rigidez Total	k _{total} [N/m]	552.630	552.630	552.630	552.630
Periodo Fundamental (Modelo)	T _m [s]	0,18	0,18	0,18	0,18
Periodo Fundamental (Prototipo)	T _p [s]	0,91	0,91	0,91	0,91

Tabla 5.8 - Propiedades Básicas de los Elastómeros ($G=13 \text{ kgf/cm}^2$).

Propiedades de los Apoyos Elastoméricos ($G=13 \text{ kgf/cm}^2$)						
Modelo		N°	M-0	M-15	M-30	M-45
Ángulo de Esviaje	θ [°]		0	15	30	45
Masa Total del Tablero	M [kg]		465	465	465	465
Número de Apoyos	N° apoyos		4	4	4	4
Material Apoyo			Neopreno	Neopreno	Neopreno	Neopreno
Módulo de Corte del Apoyo	G [kgf/cm ²]		13	13	13	13
Ancho del Apoyo	B _e [cm]		6,5	6,5	6,5	6,5
Espesor del Apoyo	h _e [cm]		3,0	3,0	3,0	3,0
Rigidez por Apoyo	k _e [N/m]		179.605	179.605	179.605	179.605
Rigidez Total	k _{total} [N/m]		718.419	718.419	718.419	718.419
Periodo Fundamental (Modelo)	T _m [s]		0,16	0,16	0,16	0,16
Periodo Fundamental (Prototipo)	T _p [s]		0,80	0,80	0,80	0,80

Se utilizan apoyos elastoméricos consistentes en una lámina de neopreno de 3,0 cm de espesor con dimensiones en planta de 6,5 x 6,5 cm.

5.5 Diseño Básico de los Modelos

Se presenta el diseño de los modelos a nivel conceptual, teniendo en cuenta los materiales y equipos disponibles en el laboratorio LEMCO y las consideraciones expuestas en capítulos anteriores.

5.5.1 Materiales Disponibles en Laboratorio

5.5.1.1 Vigas de Apoyo

LEMCO dispone de dos vigas longitudinales idénticas de sección I 125x75x11, largo total 1,48 m, previamente adaptadas para su anclaje a la mesa de simulación sísmica (Ver Figura 5.6). Dichas vigas serán utilizadas como medio para extender la superficie disponible de la mesa y otorgarles cierta altura a los modelos (Ver Capítulo 5.5.3.1). Para compatibilizar las conexiones de todos los elementos que irán montados sobre las vigas, se deberán realizar perforaciones adicionales en las alas superiores de cada una de estas.

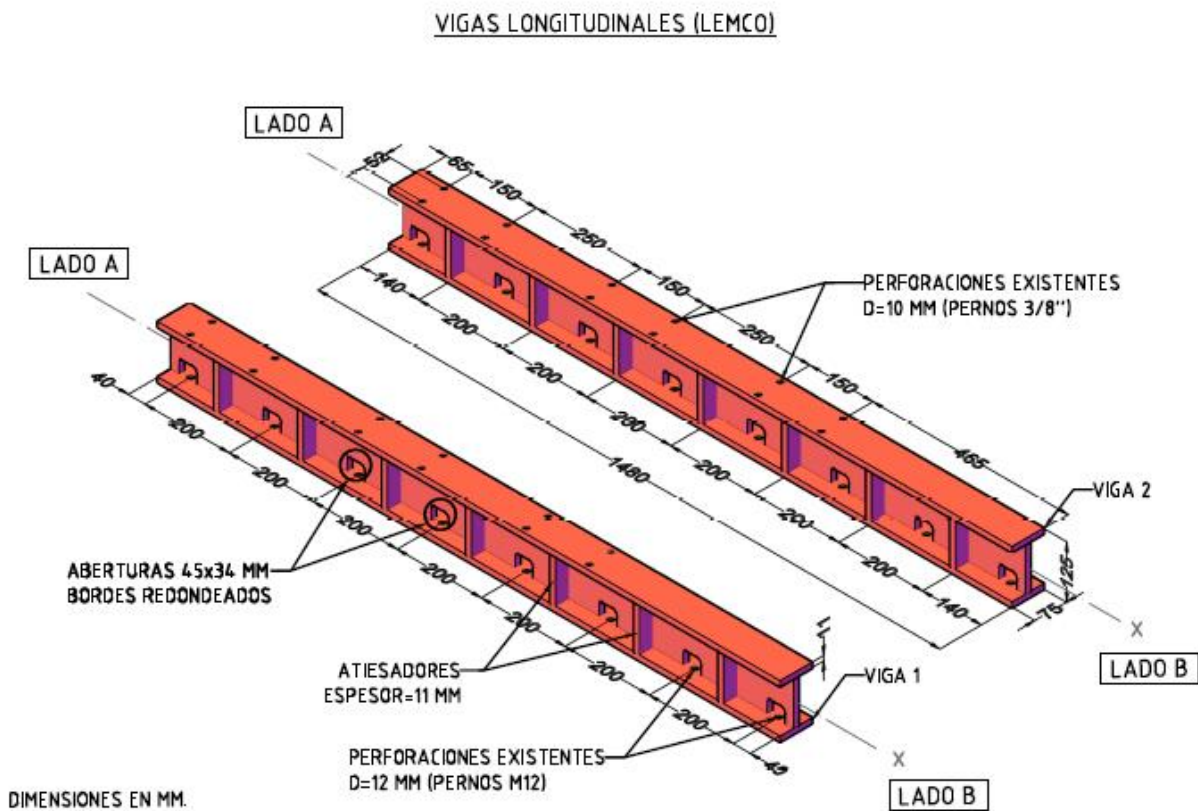


Figura 5.6 - Vigas de Acero disponibles en LEMCO.

5.5.1.2 *Lastres de Plomo*

LEMCO dispone de una serie de bloques de plomo (lastres) de dimensiones aproximadas 90x90x52 mm, con un peso de alrededor de 4,5 kg cada uno (las dimensiones y el peso exacto de cada bloque varía ligeramente debido a las tolerancias constructivas). Estos cuentan con una perforación central de diámetro aproximado 1,0 cm, lo cual permite que puedan ser anclados a la estructura mediante el uso de barras u otros elementos conectores (Figura 5.7). Estos lastres serán utilizados durante los ensayos para proveer de masa adicional al modelo. Concretamente, se requiere del uso de aproximadamente 82 lastres para cumplir las condiciones de semejanza.

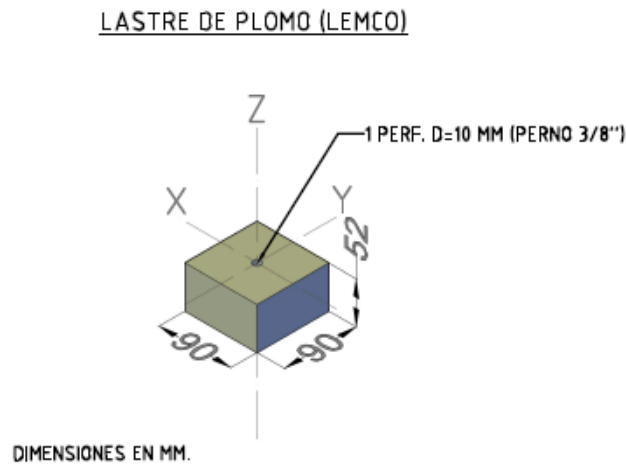


Figura 5.7 - Lastres de Plomo disponibles en LEMCO.

5.5.2 Equipos Disponibles en Laboratorio

5.5.2.1 Celdas de Carga

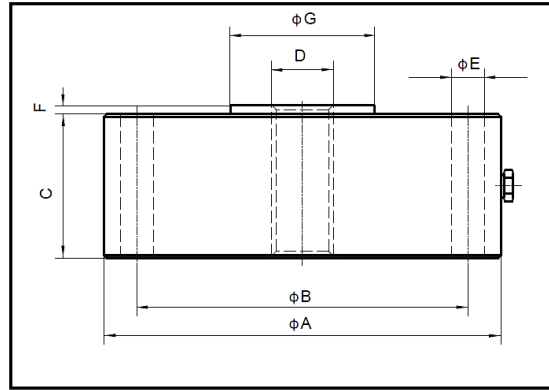
El resumen de celdas de carga disponibles en el Laboratorio de Ingeniería Sismorresistente se muestra en la Tabla 5.9:

Tabla 5.9 - Celdas de Carga Disponibles en Laboratorio.

Cantidad	Capacidad	Fabricante/Modelo	Observaciones
1	25 Tf	HBM U2A	En buenas condiciones
2	5 Tf	HBM C1	Compresión sólo - En buenas condiciones
2	1 Tf	HBM U2A	En buenas condiciones
1	100 kgf	BLH C3P1	Compresión sólo – En buenas condiciones
1	50 kgf	BLH C3P1	Compresión sólo – En buenas condiciones

Nota: Otras celdas de carga de 200 Tf, 50 Tf, 20 Tf y 10 Tf (una de cada una), compresión sólo, se encuentran en la Oficina de Instrumentación.

Las celdas más adecuadas para los ensayos corresponden a las celdas de 1 Tf y 5 Tf, pero solo se dispone de 2 unidades de cada una en laboratorio. Dado que los modelos diseñados consideran el uso de a lo menos 4 celdas para la medición de impacto y 4 celdas para la medición de roce, se contempla la compra de 8 celdas de carga tipo Vetek PA6181-SS con capacidad de 10 Tf (Ver Figura 5.8) o similar. La capacidad de dichas celdas es superior a lo estimado, dado que se visualiza su uso en otros proyectos a futuro.



Capacity	A	B	C	D	E	F	G
250kg~3t	105	89	29	M16x2.0	8- ϕ 7.0	3	ϕ 34
5t	105	89	37	M16x2.0	8- ϕ 7.0	3	ϕ 34
10t	105	89	37	M16x2.0	8- ϕ 7.0	3	ϕ 34
15t	118	102	37	M24x3.0	8- ϕ 11	3	ϕ 41
25t	118	102	45	M24x3.0	8- ϕ 11	4	ϕ 41
50t	150	132	45	M30x3.5	12- ϕ 13	4	ϕ 65

Figura 5.8 - Dimensiones Celda de Carga Vetek PA-6181. Fuente: [31]

5.5.2.2 Transductores de Desplazamiento

El resumen de los transductores de desplazamiento disponibles en el Laboratorio de Ingeniería Sismorresistente se muestra en las Tablas 5.10, 5.11, 5.12, y 5.13:

Tabla 5.10 - Transductores Tipo LVDT Disponibles en Laboratorio.

Cantidad	Carrera	Fabricante/Modelo	Observaciones
1	+/- 7,5 plg	Macro Sensors PR-750-7500	Nuevo
2	+/- 2 plg.	Macro Sensors PR-750-2000	Nuevo
8	+/- 1 plg.	Macro Sensors PR-750-1000	Nuevo
8	+/- 0,3 plg.	Macro Sensors GSA 750 300	Con resorte - Nuevo
3	+/- 0,3 plg.	Schaevitz PCA 116 300	Con resorte - En buenas condiciones
4	+/- 0,2 plg.	Macro Sensors CD 375 250	Nuevo
2	+/- 0,2 plg	Schaevitz 249 XS-B	Uno sólo en buenas condiciones

Nota: Hay más transductores de este tipo en la Oficina de Instrumentación.

Tabla 5.11 - Transductores Tipo LVDT Large Bore Disponibles en Laboratorio.

Cantidad	Carrera	Fabricante/Modelo	Observaciones
1	+/- 2 plg.	Schaevitz 2003 XS-A	Muy usado - problemas en el cable
1	+/- 1 plg.	Schaevitz 1003 XS-A	Muy usado - problemas en el cable
3	+/- 0.5 plg.	Schaevitz 503 XS-A	En buenas condiciones

Tabla 5.12 - Transductores Tipo Medio Puente Inductivo Disponibles en Laboratorio.

Cantidad	Carrera	Fabricante/Modelo	Observaciones
1	+/- 100 mm	HBM W100	Con problemas en el cable
2	+/- 50 mm	HBM W50	Muy usados – en malas condiciones
2	+/- 10 mm	HBM W10	Con problemas en el cable

Tabla 5.13 - Transductores de Cable Disponibles en Laboratorio.

Cantidad	Carrera	Fabricante/Modelo	Observaciones
1	40 plg.	CELESCO PT 101-0040	Nuevo
2	20 plg.	CELESCO PT 101-0020	En buenas condiciones

Del listado anterior, los transductores más adecuados dada la magnitud de desplazamientos esperados son los 8 transductores tipo LVDT de +/- 1 pulg. (aprox. 25 mm) modelo Macro Sensors PR-750-1000.

Como alternativa se considera el uso de transductores láser los cuales, si bien no aparecen en el listado al no ser propiedad del laboratorio, son fácilmente conseguibles en préstamo.

5.5.2.3 *Acelerómetros*

El resumen de los acelerómetros disponibles en el Laboratorio de Ingeniería Sismorresistente se muestra en las Tablas 5.14:

Tabla 5.14 - Acelerómetros Disponibles en Laboratorio.

Cantidad	Rango	Fabricante/Modelo	Observaciones
3	20g, 0-100Hz	HBM B12/200	Muy usados –problemas en los cables

Nota: Hay más acelerómetros de este tipo en la Oficina de Instrumentación.

Se visualiza el uso de 4 acelerómetros de rango a determinar disponibles en Oficina de Instrumentación, dado que los del Laboratorio de Ingeniería Sismorresistente son sólo 3 y se encuentran muy usados y con problemas en sus cables.

5.5.3 Diseño Básico de los Modelos

El diseño de cada uno de los modelos consta de cuatro sistemas estructurales independientes desde el punto de vista del montaje, a saber:

- Sistema Viga-Mesa (x1)
- Sistema Estribos (x2)
- Sistema Apoyos Elastoméricos (x4)
- Sistema Tablero (x1)

De estos cuatro sistemas, los sistemas “viga-mesa” y “apoyos elastoméricos” son idénticos para los cuatro modelos, mientras que los sistemas “tablero” y “estribos” varían según cada modelo (M-0, M-15, M-30 y M-45).

A continuación, se presenta un esquema de cada sistema en donde se detallan sus principales componentes. Se presenta también una vista general del conjunto armado, tomando como ejemplo el modelo M-0. Cabe mencionar que el diseño de los demás modelos es similar y consta de los mismos componentes.

5.5.3.1 Sistema Viga-Mesa

El sistema viga-mesa consiste básicamente de 2 vigas longitudinales tipo I 125x75x11, montadas sobre la mesa de simulación sísmica, con un desfase de 20 cm entre sí y ancladas mediante pernos.

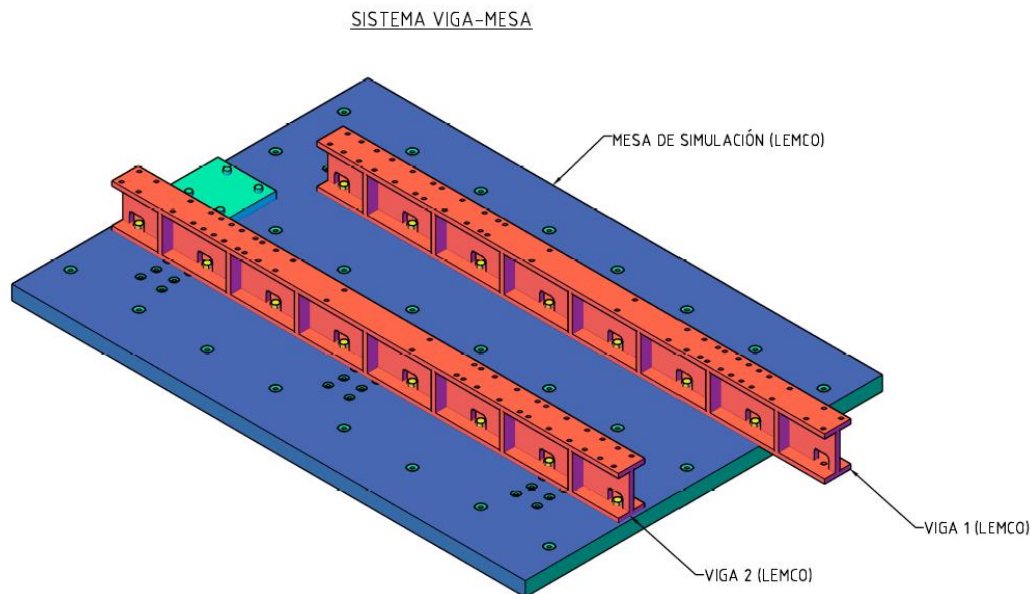


Figura 5.9 - Sistema Viga-Mesa.

5.5.3.2 Sistema Estribo

El sistema estribo consiste en un perfil canal C125x50x3 relleno de hormigón (“estribo interno”), dispuesto dentro de otro perfil canal C150x75x7 (“estribo externo”), sobre el cual van montadas las celdas de carga. Estos perfiles canal van soldados sobre dos perfiles cajón 50x50x3 (“espaciadores”) que le otorgan altura al modelo, los cuales a su vez van soldados sobre placas de conexión de 8 mm (Ver Figura 5.10).

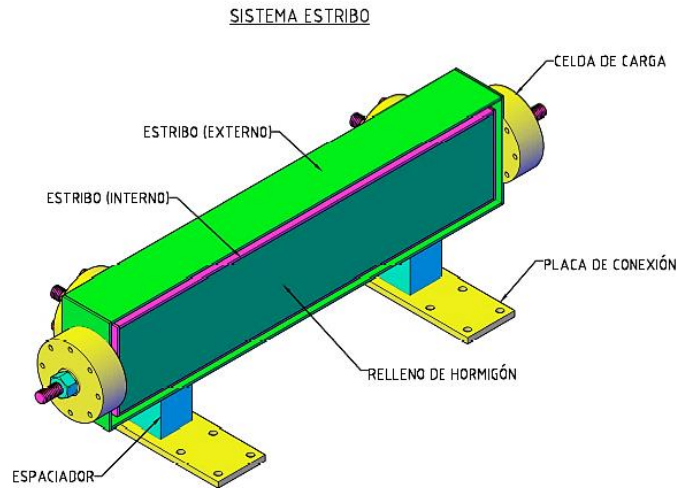


Figura 5.10 - Sistema Estribo (Modelo M-0).

5.5.3.3 Sistema Apoyo Elastomérico

El sistema de apoyo consiste en una placa elastomérica montada sobre un perfil canal C80x40x3 relleno de hormigón (“soporte”), el cual se encuentra soldado a un perfil cajón 50x50x3 (“espaciador”), unido a una placa de conexión de 8 mm (Ver Figura 5.11).

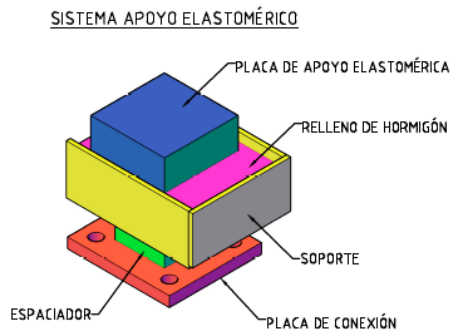


Figura 5.11 - Sistema Apoyo Elastomérico.

5.5.3.4 Sistema Tablero

El sistema tablero consiste en una losa de hormigón de 8 cm de espesor (“tablero”), cargada con 82 lastres de plomo, unidos mediante espárragos y tuercas (Ver Figura 5.12).

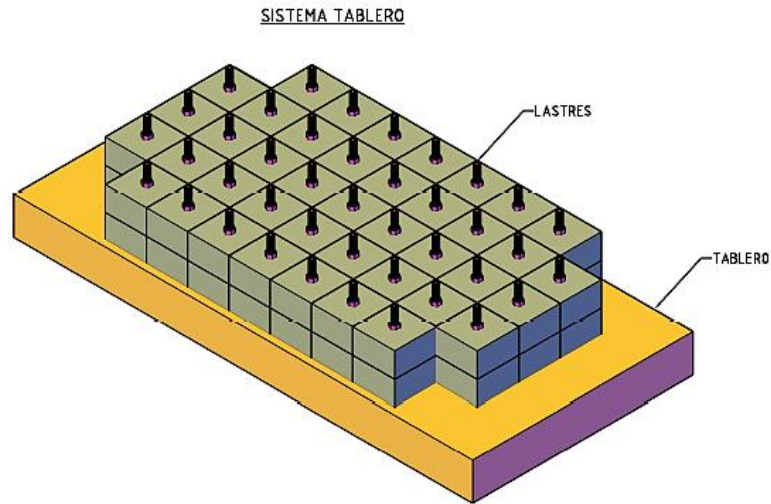


Figura 5.12 - Sistema Tablero (Modelo M-0).

5.5.3.5 Vista General

El montaje de los cuatro sistemas independientes se presenta en la Figura 5.13.

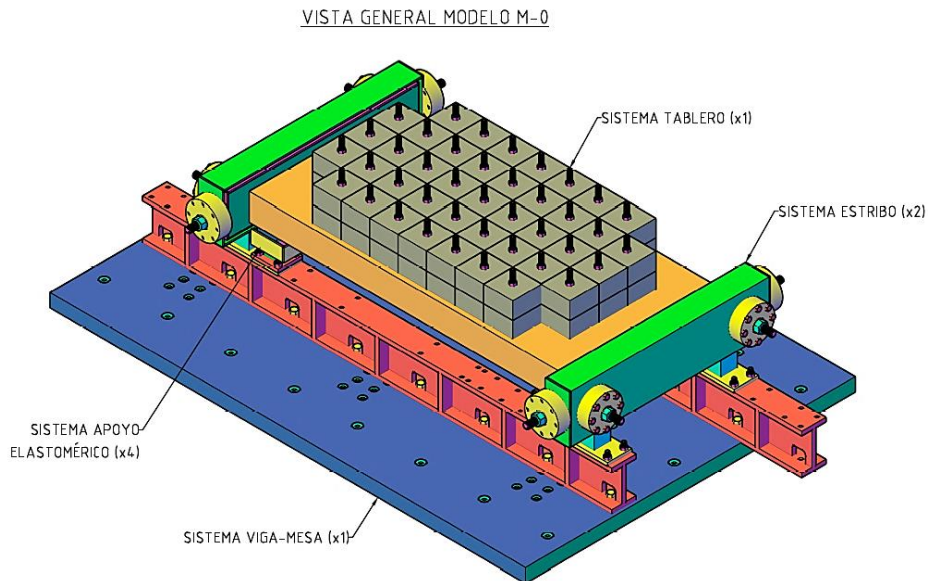


Figura 5.13 - Vista General (Modelo M-0).

5.6 Detallamiento de los Modelos

Las conexiones se diseñan para una fuerza de impacto máxima de 5,0 Tf concentrada en uno de los vértices del tablero. Esta solicitud de diseño surge del análisis presentado en Capítulo 7.4, considerando el escenario más conservador en donde toda la fuerza de impacto se concentra en un único vértice. Esta fuerza es a su vez menor que la resistencia nominal de la conexión entre modelo y mesa de simulación sísmica, de tal manera que en caso de experimentarse solicitaciones mayores sean los demás elementos del modelo los encargados de disipar la energía y no se vean comprometidas las instalaciones del laboratorio.

En general, las conexiones apernadas y soldadas se diseñan a la falla por corte bajo el método ASD, verificando los estados límites de la norma AISC 360-16 [32]. Se verifica también la rigidez y deflexión horizontal de los estribos, junto con ciertas disposiciones mínimas para las placas de apoyo elastoméricas de la norma AASHTO LRFD 2014 [1].

Las conexiones de los modelos se presentan en la Tabla 5.15, partiendo desde la base del modelo hasta el tope de la estructura.

Tabla 5.15 - Tipos de Conexiones (Modelo a Escala).

Conexión	Tipo	Conector Principal	Elementos Conectados
1	Apernada	7 u 8 Pernos M12	Viga-Mesa
2-1	Apernada	6 Pernos 3/8''	Placa C. Estribo 1 – Viga
2-2	Apernada	6 Pernos 3/8''	Placa C. Estribo 2 – Viga
2-3	Apernada	6 Pernos 3/8''	Placa C. Estribo 3 – Viga
2-4	Apernada	6 Pernos 3/8''	Placa C. Estribo 4 – Viga
3	Apernada	4 Pernos 3/8''	Placa C. Apoyo – Placa C. Estribo
4	Soldada	Soldadura Filete 3mm	Espaciador Estribo – Placa C. Estribo
5	Soldada	Soldadura Filete 3mm	Espaciador Apoyo – Placa C. Apoyo
6	Soldada	Soldadura Filete 3mm	Estribo Int. – Placa Lateral
7	Soldada	Soldadura Filete 3mm	Estribo Ext. – Placa Lateral
8	Apernada	1 Barra con Hilo M-16	Celda de Carga Impacto – Estribo Ext.
9	Apernada	1 Barra con Hilo M-16	Celda de Carga Roce – Estribo Ext.
10	Apernada	41 Barra con Hilo 3/8''	Lastres – Tablero

Para mayor detalle acerca de la geometría de cada conexión, consultar los planos de del Capítulo 5.7.

5.6.2 Diseño de Conexiones y Elementos Apernados

5.6.2.1 Conexión 1

Tabla 5.16 - Diseño de Conexión Tipo 1.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Corte de Pernos	J 3.6	2	14,5
Deslizamiento Crítico	J 3.8	1,5	10,2
Desprendimiento de Perforaciones	J 3.10	2	547,8
Aplastamiento de Perforaciones	J 3.10	2	45,3
Fluencia de Elementos Conectados	J 4.1	1,67	42,2
Ruptura de Elementos Conectados	J 4.1	2	46,0

5.6.2.2 Conexión 2-1

Tabla 5.17 - Diseño de Conexión Tipo 2-1.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Corte de Pernos	J 3.6	2	10,2
Deslizamiento Crítico	J 3.8	1,5	13,7
Desprendimiento de Perforaciones	J 3.10	2	34,6
Aplastamiento de Perforaciones	J 3.10	2	22,3
Fluencia de Elementos Conectados	J 4.1	1,67	9,1
Ruptura de Elementos Conectados	J 4.1	2	9,0
Bloque de Corte	J 4.3	2	16,3

5.6.2.3 Conexión 2-2

Tabla 5.18 - Diseño de Conexión Tipo 2-2.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Corte de Pernos	J 3.6	2	10,2
Deslizamiento Crítico	J 3.8	1,5	13,7
Desprendimiento de Perforaciones	J 3.10	2	38,5
Aplastamiento de Perforaciones	J 3.10	2	22,3
Fluencia de Elementos Conectados	J 4.1	1,67	9,1
Ruptura de Elementos Conectados	J 4.1	2	9,0
Bloque de Corte	J 4.3	2	16,3

5.6.2.4 Conexión 2-3

Tabla 5.19 - Diseño de Conexión Tipo 2-3.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Corte de Pernos	J 3.6	2	10,2
Deslizamiento Crítico	J 3.8	1,5	13,7
Desprendimiento de Perforaciones	J 3.10	2	46,3
Aplastamiento de Perforaciones	J 3.10	2	22,3
Fluencia de Elementos Conectados	J 4.1	1,67	9,1
Ruptura de Elementos Conectados	J 4.1	2	9,0
Bloque de Corte	J 4.3	2	16,3

5.6.2.5 Conexión 2-4

Tabla 5.20 - Diseño de Conexión Tipo 2-4.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Corte de Pernos	J 3.6	2	10,2
Deslizamiento Crítico	J 3.8	1,5	13,7
Desprendimiento de Perforaciones	J 3.10	2	50,3
Aplastamiento de Perforaciones	J 3.10	2	22,3
Fluencia de Elementos Conectados	J 4.1	1,67	9,1
Ruptura de Elementos Conectados	J 4.1	2	9,0
Bloque de Corte	J 4.3	2	16,3

5.6.2.6 Conexión 3

Tabla 5.21 - Diseño de Conexión Tipo 3.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Corte de Pernos	J 3.6	2	6,8
Deslizamiento Crítico	J 3.8	1,5	9,2
Desprendimiento de Perforaciones	J 3.10	2	20,9
Aplastamiento de Perforaciones	J 3.10	2	22,3
Fluencia de Elementos Conectados	J 4.1	1,67	9,1
Ruptura de Elementos Conectados	J 4.1	2	9,0
Bloque de Corte	J 4.3	2	16,3

5.6.2.7 Conexión 8

Tabla 5.22 - Diseño de Conexión Tipo 8.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Corte de Pernos	J 3.6	2	7,4
Bloque de Corte	J 4.3	2	141,7
Compresión de Perno	J 4.4	1,67	7,9

5.6.2.8 Conexión 9

Tabla 5.23 - Diseño de Conexión Tipo 9.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Corte de Pernos	J 3.6	2	7,4
Compresión de Perno	J 4.4	1,67	7,9

5.6.2.9 Conexión 10

Tabla 5.24 - Diseño de Conexión Tipo 10.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Corte de Pernos	J 3.6	2	53,4
Deslizamiento Crítico	J 2.8	1,5	75,1

5.6.3 Diseño de Conexiones y Elementos Soldados

5.6.3.1 Conexión 4

Tabla 5.25 - Diseño de Conexión Tipo 4.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Resistencia de la Junta Soldada	J 2.4	2	5,9

5.6.3.2 Conexión 5

Tabla 5.26 - Diseño de Conexión Tipo 5.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Resistencia de la Junta Soldada	J 2.4	2	5,0

5.6.3.3 Conexión 6

Tabla 5.27 - Diseño de Conexión Tipo 6.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Resistencia de la Junta Soldada	J 2.4	2	8,5

5.6.3.4 Conexión 7

Tabla 5.28 - Diseño de Conexión Tipo 7.

Estado Límite	Capítulo AISC 360-16	Factor de Seguridad ASD	Resistencia de Diseño [Tf]
Resistencia de la Junta Soldada	J 2.4	2	11,1

5.6.4 Resumen de Conexiones

Tabla 5.29 - Resumen Diseño de Conexiones (Modelo a Escala).

Conexión	Tipo	Conector Principal	Resistencia de la Conexión [Tf]
1	Apernada	7 u 8 Pernos M12	10,2
2-1	Apernada	6 Pernos 3/8''	9,0
2-2	Apernada	6 Pernos 3/8''	9,0
2-3	Apernada	6 Pernos 3/8''	9,0
2-4	Apernada	6 Pernos 3/8''	9,0
3	Apernada	4 Pernos 3/8''	6,8
4	Soldada	Soldadura Filete 3mm	5,9
5	Soldada	Soldadura Filete 3mm	5,0
6	Soldada	Soldadura Filete 3mm	8,5
7	Soldada	Soldadura Filete 3mm	11,1
8	Apernada	1 Barra con Hilo M-16	7,4
9	Apernada	1 Barra con Hilo M-16	7,4
10	Apernada	41 Barra con Hilo 3/8''	53,4

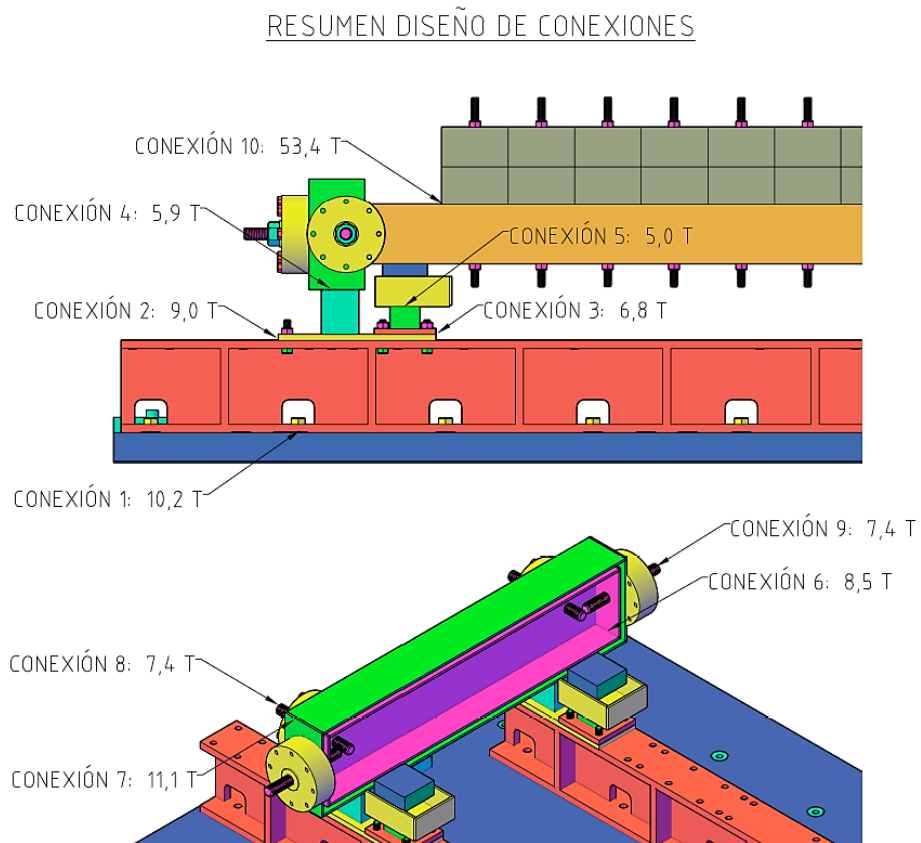


Figura 5.14 - Resumen Diseño de Conexiones (Modelo a Escala).

5.6.5 Verificación de Condiciones de Servicio

5.6.5.1 Rigidez y Deflexión de Estribos

La rigidez de los estribos es un parámetro sumamente importante dado que determina en gran medida la magnitud de las fuerzas de impacto. No obstante, este parámetro es difícil de estimar dado que depende del tipo de estribo considerado, de su estabilidad, de la interacción suelo-estructura, y otros efectos que escapan del alcance del presente estudio.

Dicho lo anterior, se realiza una estimación básica de la rigidez de los estribos en dirección normal para luego compararla con la rigidez conjunta de los apoyos elastoméricos. Se calcula también la deflexión del estribo en dirección normal bajo la carga de servicio estimada (2,5 Tf). Se toma como referencia el estribo del modelo M-45 dado que este es el más largo y menos rígido de todos los diseñados.

La rigidez global del estribo (K_e) puede ser determinada como la suma de las rigideces de cada apoyo (k_t), las cuales resultan idénticas dada la simetría del elemento. La rigidez k_t puede ser determinada a su vez como la rigidez equivalente de 3 elementos actuando en serie, los cuales son: (1) el perfil cajón 50x50x3 de 6,1 cm de largo que sirve como espaciador vertical, k_{ca} ; (2) el perfil canal C150x75 de 82,6 cm de largo que sostiene las celdas de carga, k_e ; y (3) el vástago o espárrago de diámetro 1,6 cm que forma parte de la celda de carga, k_{cc} . Esta descomposición se explica de manera gráfica en la Figura 5.15.

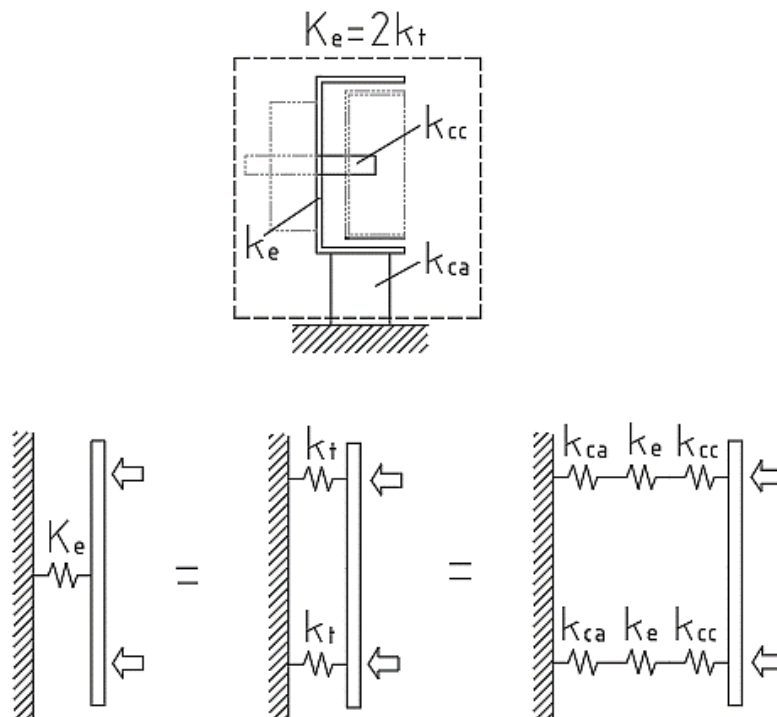


Figura 5.15 - Descomposición de la Rigidez Global de Estribo.

La rigidez del perfil cajón k_{ca} se estima como el mínimo entre la rigidez a flexión y corte del elemento:

$$k_{ca} = \min\left(\frac{3EI}{L^3}, \frac{GA}{L}\right) = \min(316.951 \text{ kgf}, 748.918 \text{ kgf}) = 316.951 \text{ kgf}$$

La rigidez de la celda de carga k_{cc} se estima como la rigidez a la compresión del vástago, considerando una longitud equivalente de 5 cm.

$$k_{cc} = \frac{EA}{L} = 844.460 \text{ kgf}$$

Por último, la rigidez del perfil canal k_e se determina mediante un análisis numérico realizado en el software SAP2000 v22 [33], en donde se modela dicho perfil con elementos tipo “shell” de distinto espesor para evaluar distintas alternativas (Ver Figura 5.16). La rigidez k_e se estima como la fuerza aplicada ($P=2,5 \text{ Tf}$) dividida por la deflexión en dirección normal Δ medida en el punto de aplicación de la carga. Las deflexiones obtenidas para cada espesor del elemento se muestran en la Figura 5.17.

$$k_e = \frac{P}{\Delta} = \frac{2500 \text{ kgf}}{\Delta}$$

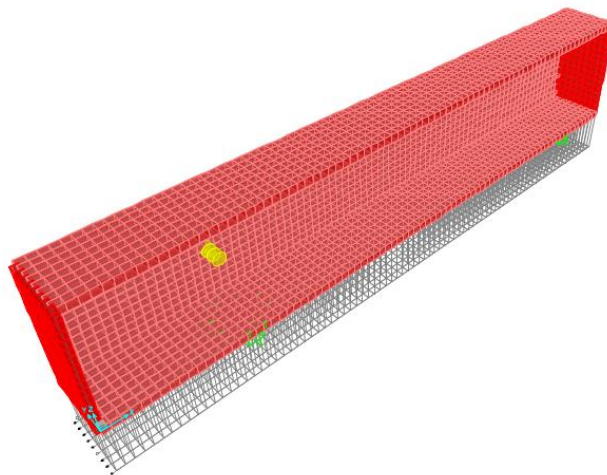


Figura 5.16 - Modelo SAP2000 del Perfil C150x75 de Estribo.

La rigidez de cada apoyo del estribo k_t se calcula combinando las rigideces k_{ca} , k_{cc} y k_e en serie:

$$k_t = \frac{1}{\frac{1}{k_{ca}} + \frac{1}{k_{cc}} + \frac{1}{k_e}}$$

La rigidez global del estribo K_e se calcula combinando las rigideces de ambos apoyos k_t en paralelo:

$$K_e = k_t + k_t = 2k_t$$

Esta última rigidez K_e se compara con la rigidez conjunta de los apoyos elastoméricos, la cual corresponde aproximadamente a $K_a = 533$ kgf/cm, considerando un módulo de corte $G=10$ kgf/cm². Se obtiene entonces una razón de rigidez K_e/K_a que permite visualizar qué tan rígido es cada estribo con respecto al sistema de apoyo.

La deflexión en dirección normal de estribo Δ_e se calcula en base a la carga de servicio estimada $P = 2,5$ Tf y la rigidez total del sistema:

$$\Delta_e = \frac{P}{K_e}$$

Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 5.30:

Tabla 5.30 - Resumen de Rigidez y Deflexión del Sistema Estribo.

Espesor perfil C150x75 [mm]	kca [kgf/cm]	kcc [kgf/cm]	Δ [cm]	ke [kgf/cm]	Ke [kgf/cm]	Ka [kgf/cm]	Ke/Ka	Δ_e [cm]
3	316.951	844.460	2,40	1.041	2.072	553	3,7	2,41
4	316.951	844.460	1,08	2.319	4.592	553	8,3	1,09
5	316.951	844.460	0,57	4.378	8.593	553	15,5	0,58
6	316.951	844.460	0,34	7.267	14.091	553	25,5	0,36
7	316.951	844.460	0,22	11.161	21.290	553	38,5	0,24
8	316.951	844.460	0,16	16.129	30.148	553	54,6	0,17
9	316.951	844.460	0,11	22.321	40.701	553	73,6	0,12
10	316.951	844.460	0,08	29.762	52.716	553	95,4	0,10

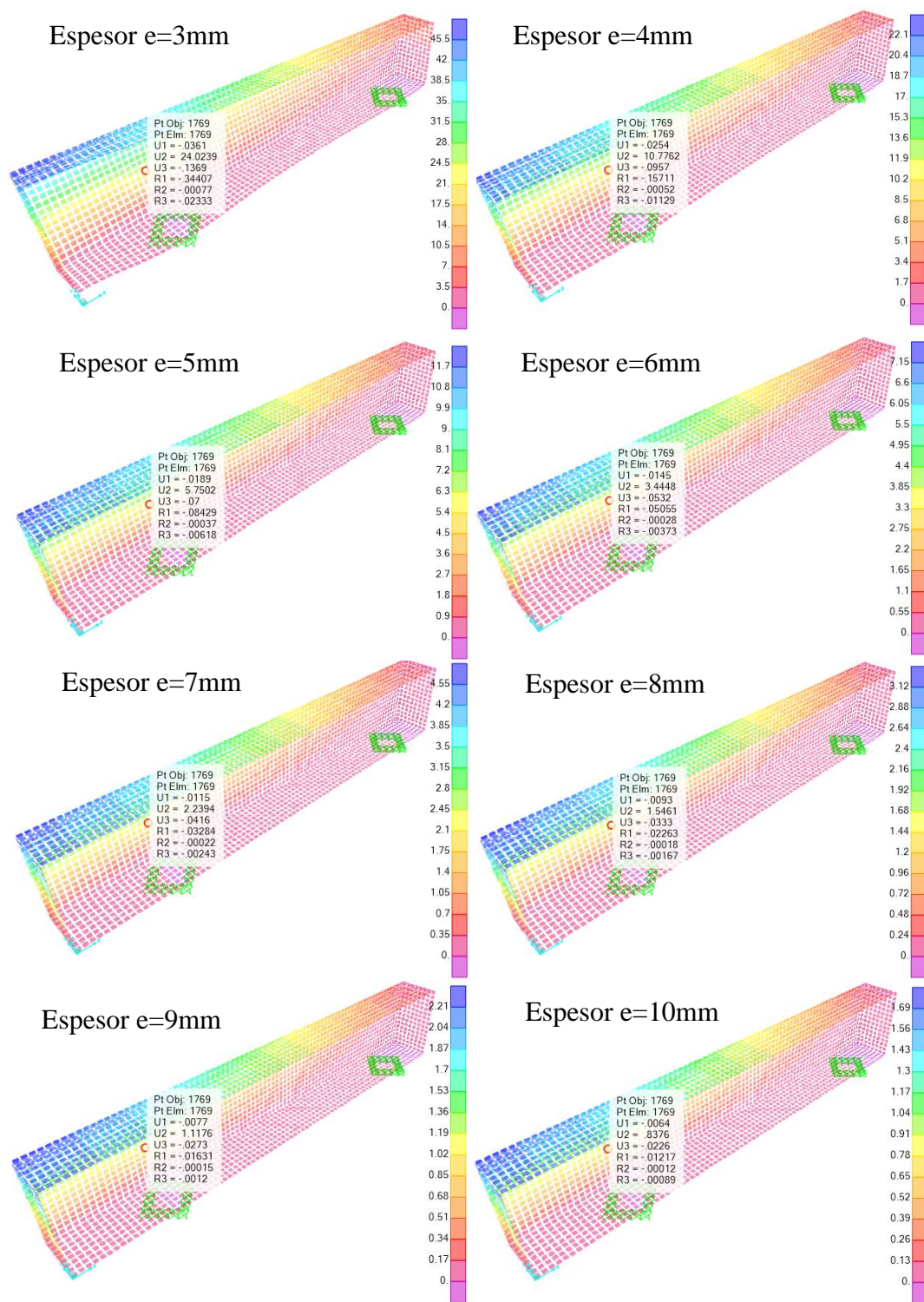


Figura 5.17 - Deflexiones en Dirección Normal (U_y) en mm del Sistema Estribo.

En la Tabla 5.30 se observa que la rigidez del perfil canal k_e es la que determina en mayor medida la rigidez global del sistema, dado que es considerablemente menor a las otras. Es por esta razón que se evaluaron distintos espesores para dicho perfil, para así tener una visión general de la sensibilidad del sistema a este parámetro.

Se observa que a partir de un espesor de 5 mm se obtienen deflexiones Δ_e inferiores a 1 cm (del orden de 6 mm) y razones de rigidez estribo-apoyo K_e/K_a del orden de 16, las cuales pueden ser consideradas como el mínimo aceptable dado el alcance del presente estudio.

A modo de referencia, cabe mencionar el estudio experimental conducido por Wu (2016) [14]. En dicho estudio se diseñó un modelo de similares características al estudiado y se obtuvo una razón de rigidez estribo-apoyo del orden de 76 ($K_e = 510$ kips/in del estribo, sobre $K_a = 6,67$ kips/in del sistema de apoyo). Dicho estudio estimó que los estribos diseñados eran lo suficientemente rígidos para representar adecuadamente el fenómeno de impacto estribo-tablero.

Para alcanzar un nivel de rigidez similar a la referencia anterior, se debería emplear un perfil de 9 mm de espesor, el cual se asocia a una razón de rigidez del orden de 74 y a una deflexión del orden de 1 mm. No obstante, esto podría resultar antieconómico dado que habría que encargar la construcción de dicho perfil a un particular, y/o podría traducirse en un sobredimensionamiento del sistema, dado que no existe gran certeza respecto de la magnitud de las fuerzas de impacto o la necesidad real de proveer tal rigidez.

La alternativa escogida consiste en garantizar una razón de rigidez intermedia, entre el mínimo estimado de 16 y el máximo referencial de 76, empleando un perfil canal C150x75 de 7 mm de espesor, asociado a una razón de rigidez del orden de 39 y una deflexión del orden de 2 mm. Se considera que dicho perfil posee las características suficientes para el buen desarrollo de los ensayos.

En caso de estimarse necesario, se podrá aumentar el espesor del perfil teniendo en cuenta el análisis presentado en este capítulo y/o agregar elementos adicionales a fin de aumentar la rigidez de los estribos hasta un nivel que resulte adecuado.

5.6.5.2 Disposiciones Mínimas para Elastómeros

Se verifican las disposiciones mínimas para placas de apoyo elastoméricas presentes en el código AASHTO LRFD 2014 [1]. Si bien estas disposiciones pueden no ser del todo aplicables a placas de tamaño reducido sin láminas de acero, su verificación brinda una adecuada línea base.

Tabla 5.31 - Verificación de Disposiciones Mínimas para Placas de Apoyo.

Condición de Servicio	Capítulo AASHTO LRFD 2017	Valor Límite	Valor Calculado
Máximo Esfuerzo de Compresión [kgf/cm ²]	14.7.6.3.2	5,4	2,8
Deformación Máxima en Compresión [cm]	14.7.6.3.3	0,3	0,3
Deformación Máxima en Corte [cm]	14.7.6.3.4	0,6	0,3
Estabilidad según Método A	14.7.6.3.6	No Aplica	
Estabilidad según Método B	14.7.5.3.4	Cumple	

5.7 Planos de Construcción

Los planos de construcción se encuentran organizados en planos de despiece, montaje y vistas generales. El índice de planos se presenta en la Tabla 5.32.

Tabla 5.32 - Índice de Planos de Construcción.

Plano	Tipo	Descripción
1	Despiece	Pieza A
2	Despiece	Pieza B
3	Despiece	Piezas C-E
4	Despiece	Piezas F-D
5	Despiece	Piezas G-H-I-J-K-L-M-O
6	Despiece	Pieza N (1)
7	Despiece	Pieza N (2)
8	Despiece	Pieza N (3)
9	Despiece	Cuadro de Piezas y Conectores con Hilo
10	Montaje	Sistema Viga-Mesa
11	Montaje	Sistema Estribo M-0
12	Montaje	Sistema Estribo M-15
13	Montaje	Sistema Estribo M-30
14	Montaje	Sistema Estribo M-45
15	Montaje	Sistema Apoyo Elastomérico
16	Montaje	Sistema Tablero M-0
17	Montaje	Sistema Tablero M-15
18	Montaje	Sistema Tablero M-30
19	Montaje	Sistema Tablero M-45
20	Montaje	Modelo M-0
21	Montaje	Modelo M-15
22	Montaje	Modelo M-30
23	Montaje	Modelo M-45
24	General	Vista General Modelos M-0 y M-15
25	General	Vista General Modelos M-30 y M-45
26	General	Planta y Elevación M-0
27	General	Planta y Elevación M-15
28	General	Planta y Elevación M-30
29	General	Planta y Elevación M-45

Las piezas de los modelos se encuentran indicadas con letras de la A a la O. Los elementos roscados (pernos, barras con hilo, tuercas, etc.) se encuentran indicados según las nomenclaturas de las normas SAE y DIN, según el caso.

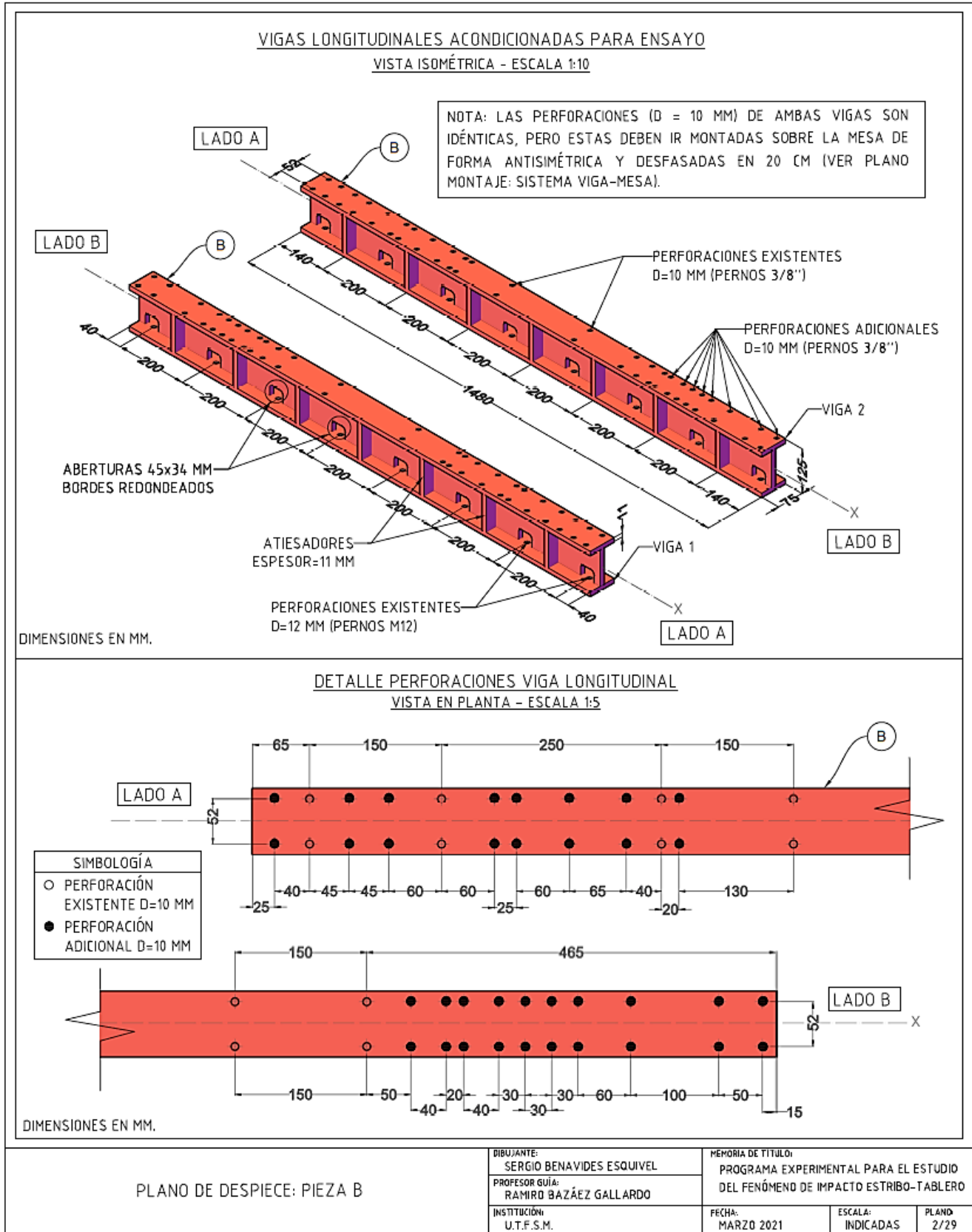


Figura 5.19 - Plano de Despiece: Pieza B.

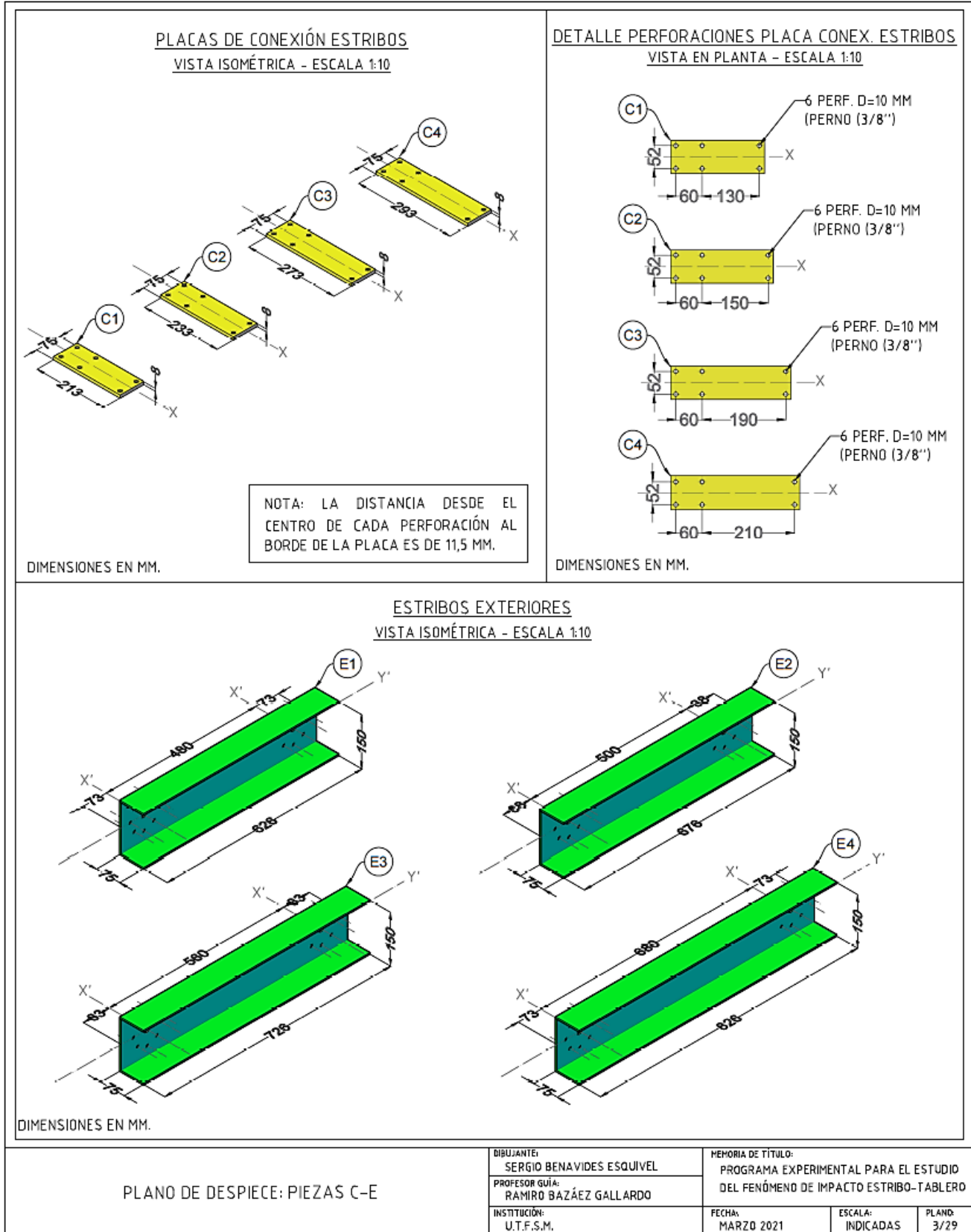


Figura 5.20 - Plano de Despiece: Piezas C-E.

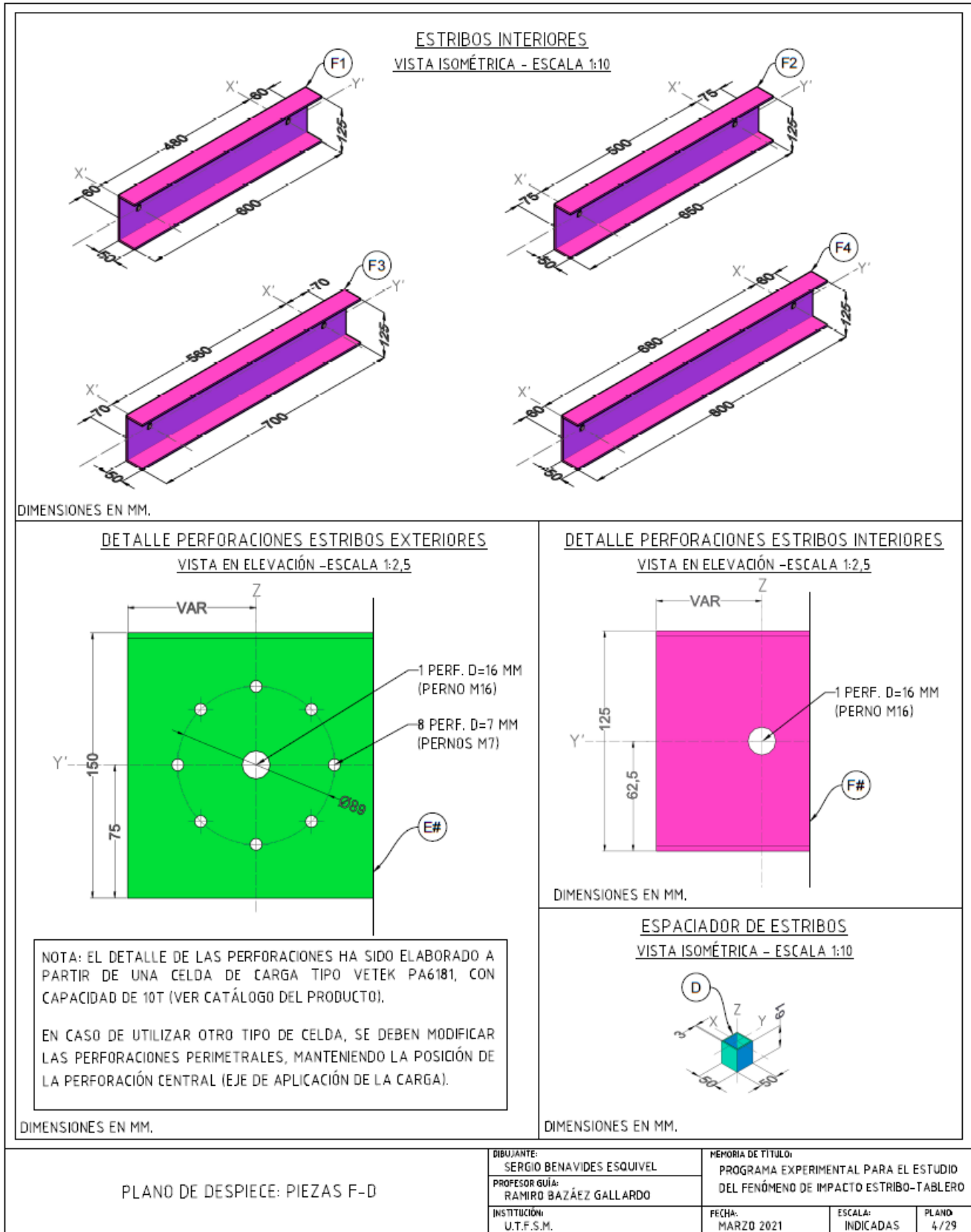


Figura 5.21 - Plano de Despiece: Piezas F-D.

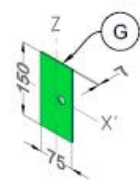
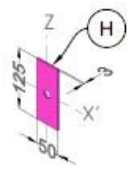
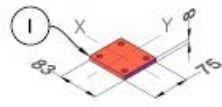
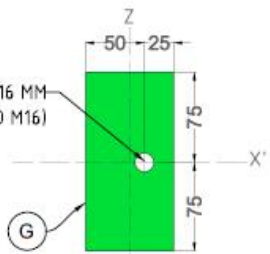
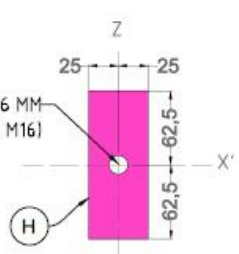
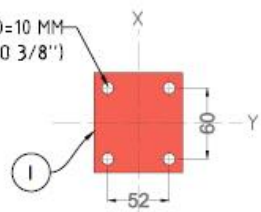
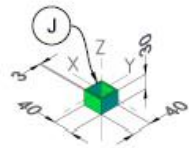
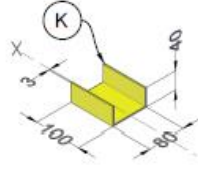
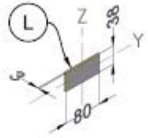
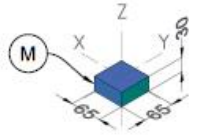
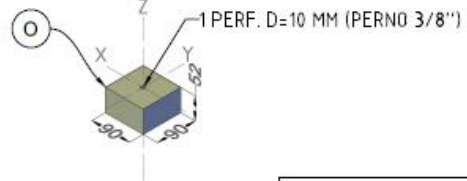
<p><u>PLACA LATERAL ESTRIBO EXTERIOR</u> <u>VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10</u></p>  <p>DIMENSIONES EN MM.</p>	<p><u>PLACA LATERAL ESTRIBO INTERIOR</u> <u>VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10</u></p>  <p>DIMENSIONES EN MM.</p>	<p><u>PLACA DE CONEXIÓN APOYO</u> <u>VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10</u></p>  <p>DIMENSIONES EN MM.</p>
<p><u>DETALLE PERF. PLACA ESTRIBO EXT.</u> <u>VISTA EN ELEVACIÓN - ESCALA 1:5</u></p>  <p>1 PERF. D=16 MM (PERNO M16)</p> <p>DIMENSIONES EN MM.</p>	<p><u>DETALLE PERF. PLACA ESTRIBO INT.</u> <u>VISTA EN ELEVACIÓN - ESCALA 1:5</u></p>  <p>1 PERF. D=16 MM (PERNO M16)</p> <p>DIMENSIONES EN MM.</p>	<p><u>DETALLE PERF. PLACA APOYO</u> <u>VISTA EN PLANTA - ESCALA 1:5</u></p>  <p>4 PERF. D=10 MM (PERNO 3/8")</p> <p>NOTA: LA DISTANCIA DESDE CENTRO DE CADA PERFORACIÓN AL BORDE DE LA PLACA ES DE 11,5 MM.</p> <p>DIMENSIONES EN MM.</p>
<p><u>ESPACIADOR APOYO</u> <u>VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10</u></p>  <p>DIMENSIONES EN MM.</p>	<p><u>SOPORTE APOYO</u> <u>VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10</u></p>  <p>DIMENSIONES EN MM.</p>	<p><u>PLACA LATERAL APOYO</u> <u>VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10</u></p>  <p>DIMENSIONES EN MM.</p>
<p><u>PLACA DE APOYO ELASTOMÉRICA</u> <u>VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10</u></p>  <p>DIMENSIONES EN MM.</p>	<p><u>LASTRE DE PLOMO (LEMC0)</u> <u>VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10</u></p>  <p>1 PERF. D=10 MM (PERNO 3/8")</p> <p>NOTA: PESO PROMEDIO DE CADA LASTRE APROX. 4,5 KG</p> <p>DIMENSIONES EN MM.</p>	
<p>PLANO DE DESPIECE: PIEZAS G-H-I-J-K-L-M-O</p>		<p>DIBUJANTE: SERGIO BENAVIDES ESQUIVEL</p> <p>PROFESOR GUÍA: RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO</p> <p>INSTITUCIÓN: U.T.F.S.M.</p>
		<p>MEMORIA DE TÍTULO: PROGRAMA EXPERIMENTAL PARA EL ESTUDIO DEL FENÓMENO DE IMPACTO ESTRIBO-TABLERO</p> <p>FECHA: MARZO 2021</p> <p>ESCALA: INDICADAS</p> <p>PLANO: 5/29</p>

Figura 5.22 - Plano de Despiece: Piezas G-H-I-J-K-L-M-O.

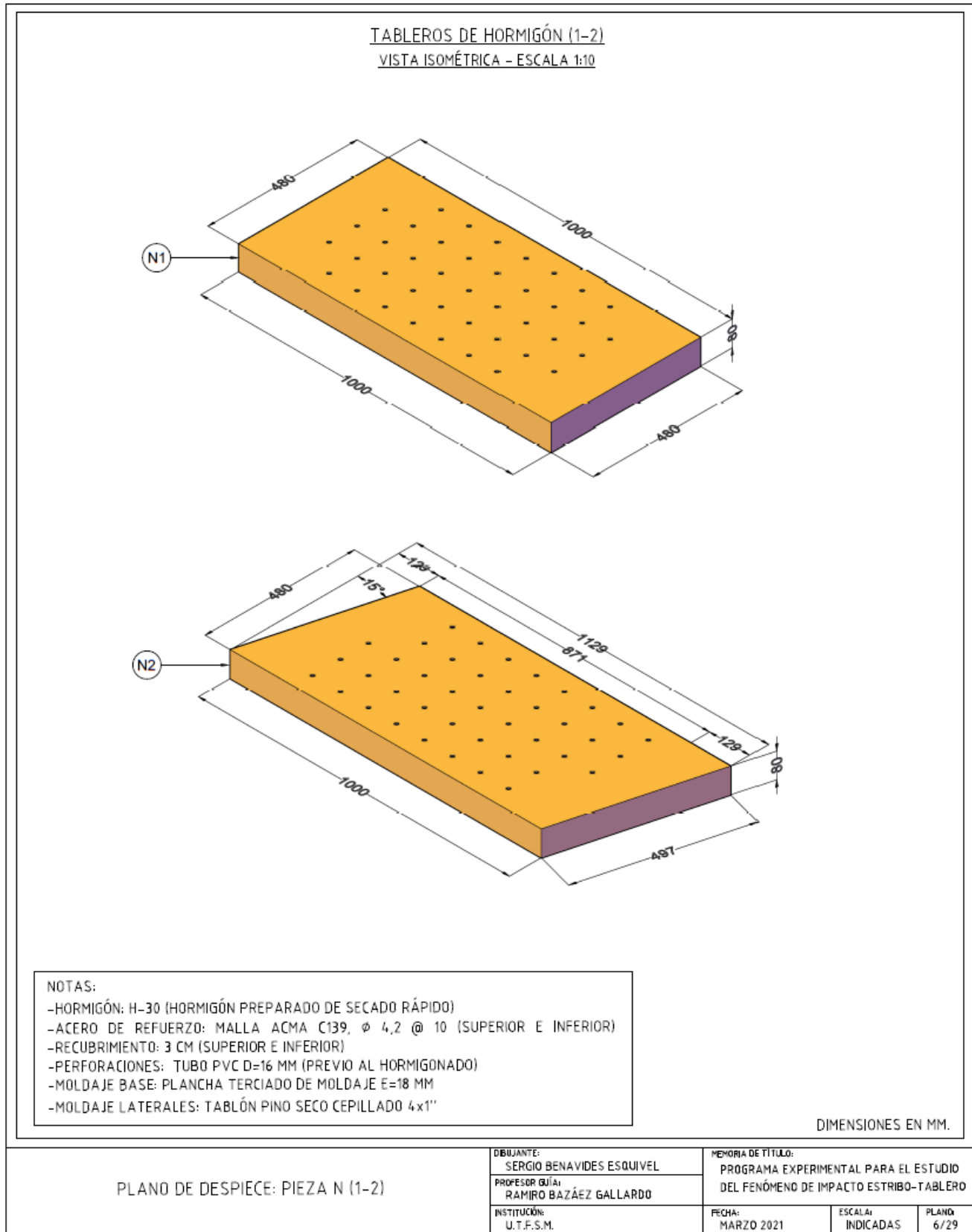


Figura 5.23 - Plano de Despiece: Pieza N (1-2).

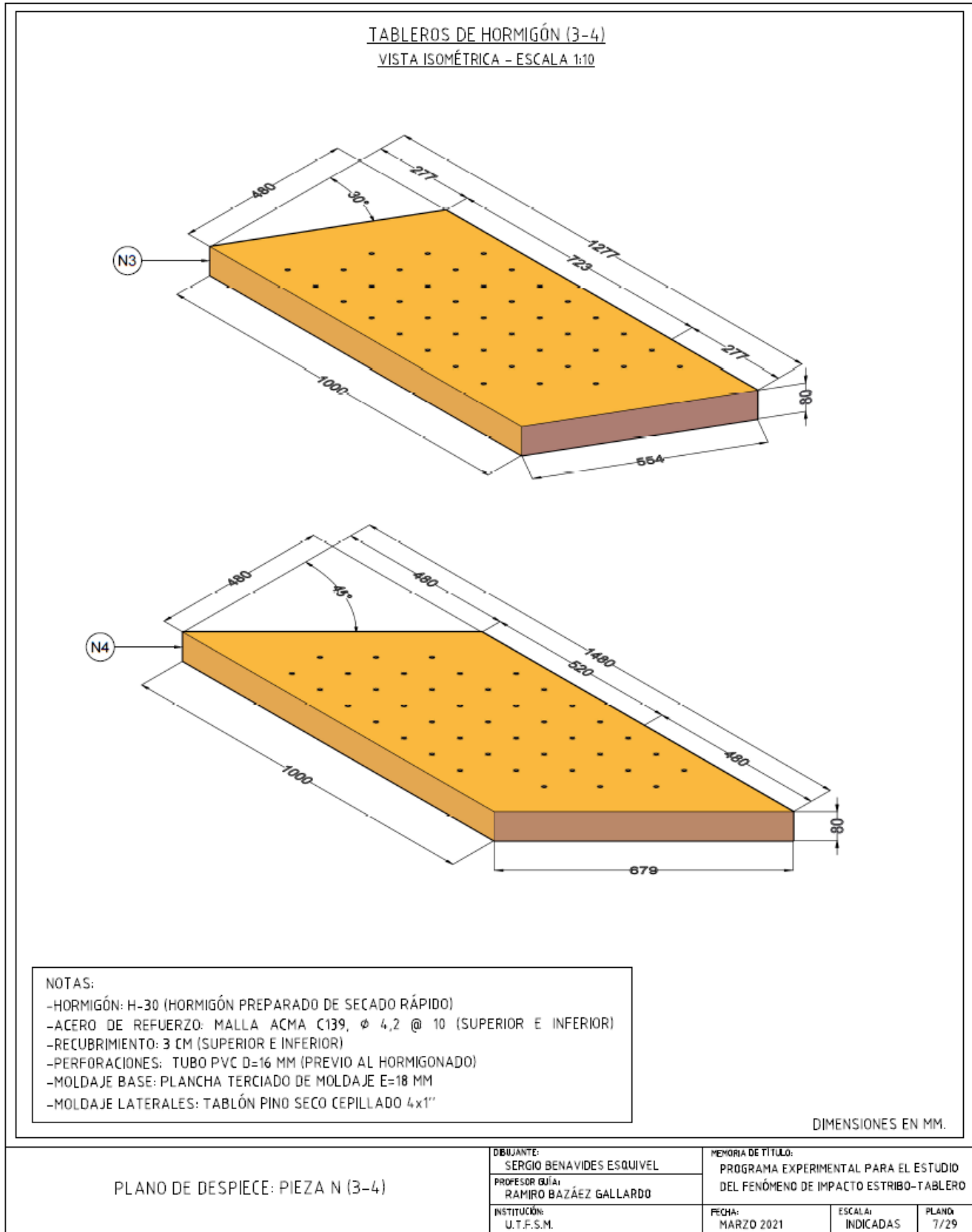


Figura 5.24 - Plano de Despiece: Pieza N (3-4).

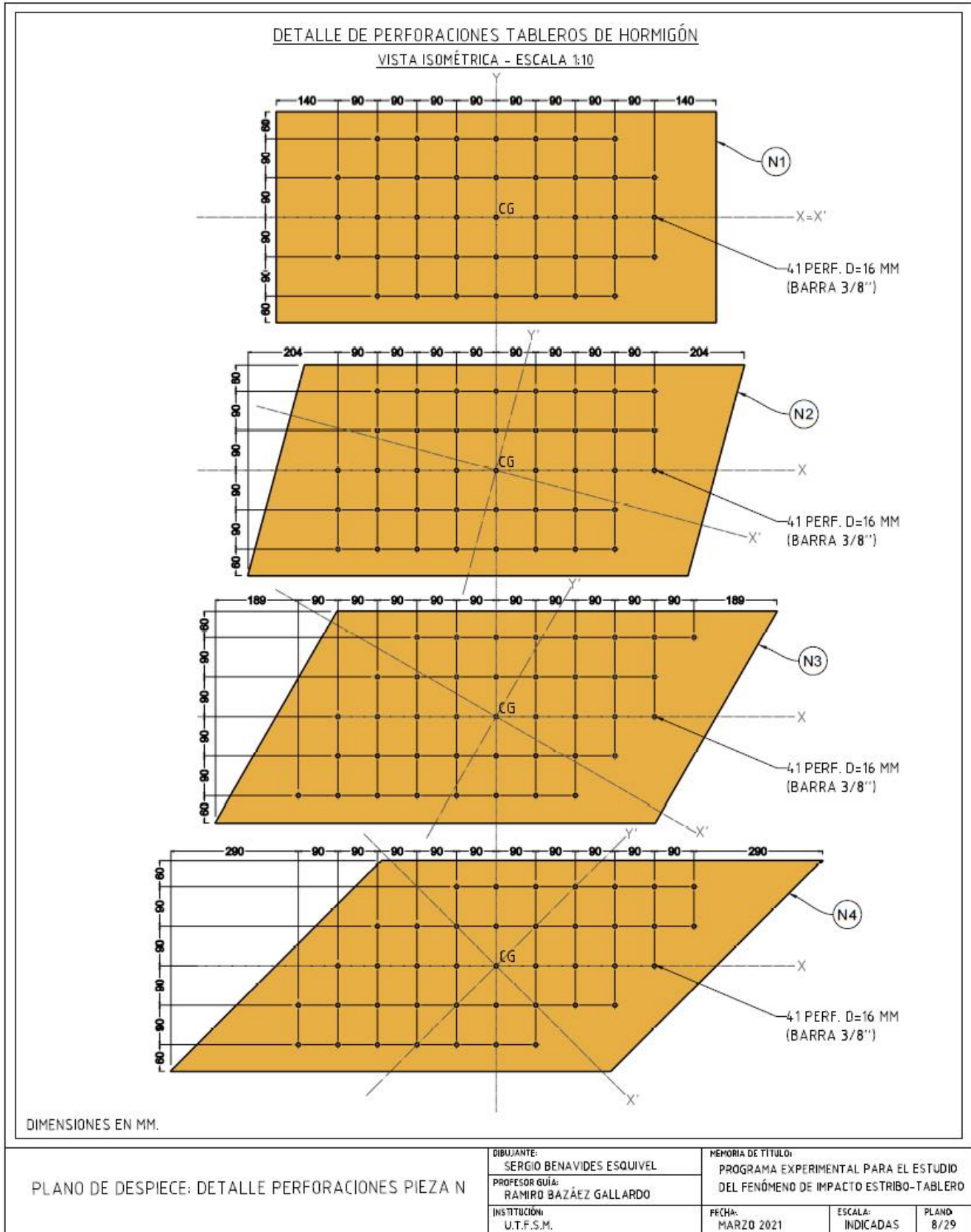


Figura 5.25 - Plano de Despiece: Detalle de Perforaciones Pieza N.

CUADRO DE PIEZAS

MARCA	NOMBRE	DESCRIPCIÓN	LONGITUD MM.	MATERIAL	CALIDAD	CANTIDAD
A	MESA DE SIMULACIÓN SÍSMICA	MESA 1500x1040	-	ACERO	-	1
B	VIGA LONGITUDINAL ACONDIC.	VIGA I 125X75X11	1480	ACERO	A36	2
C1	PLACA C. ESTRIBOS TIPO 1	PLACA 75X8	213	ACERO	A36	4
C2	PLACA C. ESTRIBOS TIPO 2	PLACA 75X8	233	ACERO	A36	4
C3	PLACA C. ESTRIBOS TIPO 3	PLACA 75X8	273	ACERO	A36	4
C4	PLACA C. ESTRIBOS TIPO 4	PLACA 75X8	293	ACERO	A36	4
D	ESPACIADOR ESTRIBOS	PERFIL CAJÓN 50X50X3	61	ACERO	A36	16
E1	ESTRIBO EXTERIOR TIPO 1	PERFIL CANAL 150X75X7	626	ACERO	A36	2
E2	ESTRIBO EXTERIOR TIPO 2	PERFIL CANAL 150X75X7	676	ACERO	A36	2
E3	ESTRIBO EXTERIOR TIPO 3	PERFIL CANAL 150X75X7	726	ACERO	A36	2
E4	ESTRIBO EXTERIOR TIPO 4	PERFIL CANAL 150X75X7	826	ACERO	A36	2
F1	ESTRIBO INTERIOR TIPO 1	PERFIL CANAL 125X50X3	600	ACERO	A36	2
F2	ESTRIBO INTERIOR TIPO 2	PERFIL CANAL 125X50X3	650	ACERO	A36	2
F3	ESTRIBO INTERIOR TIPO 3	PERFIL CANAL 125X50X3	700	ACERO	A36	2
F4	ESTRIBO INTERIOR TIPO 4	PERFIL CANAL 125X50X3	800	ACERO	A36	2
G	PLACA LATERAL ESTRIBO EXT.	PLACA 75X7	150	ACERO	A36	16
H	PLACA LATERAL ESTRIBO INT.	PLACA 50X3	125	ACERO	A36	16
I	PLACA CONEXIÓN APOYO	PLACA 75X8	83	ACERO	A36	4
J	ESPACIADOR APOYO	PERFIL CAJÓN 40X40X3	30	ACERO	A36	4
K	SOPORTE APOYO	PERFIL CANAL 80X40X3	100	ACERO	A36	4
L	PLACA LATERAL APOYO	PLACA 38X3	80	ACERO	A36	4
M	PLACA DE APOYO ELASTOMÉRICA	PLACA ELASTÓMERO 65X65X3	-	NEOPRENO	SHORE A 60	4
N1	TABLERO TIPO 1 (M-0)	TABLERO 480x80 ESVAJE 0°	1000	HORMIGÓN	H-30	1
N2	TABLERO TIPO 2 (M-0)	TABLERO 480x80 ESVAJE 15°	1000	HORMIGÓN	H-30	1
N3	TABLERO TIPO 3 (M-0)	TABLERO 480x80 ESVAJE 30°	1000	HORMIGÓN	H-30	1
N4	TABLERO TIPO 4 (M-0)	TABLERO 480x80 ESVAJE 45°	1000	HORMIGÓN	H-30	1
O	LASTRE DE PLOMO	LASTRE 90X90X52	-	PLOMO	-	82

NOTA: EN LA CUBICACIÓN SE ASUME QUE TODOS LOS ELEMENTOS QUE PARTICIPAN EN MÁS DE UN MODELO PUEDEN SER REUTILIZADOS, CON EXCEPCIÓN DE AQUELLOS QUE SE ENCUENTREN SOLDADOS A OTRAS PIEZAS.

NOTA: LOS MATERIALES RECOMENDADOS PODRÁN SER REEMPLAZADOS POR OTROS DE CARACTERÍSTICAS SIMILARES O SUPERIORES SEGÚN SE ESTIME PERTINENTE A LA HORA DE EJECUTAR LOS ENSAYOS.:

CUADRO DE CONECTORES CON HILO

DESCRIPCIÓN	MATERIAL	CALIDAD	CANTIDAD
PERNO HEXAGONAL M12-1,75x30	ACERO	DIN 8.8	15
PERNO HEXAGONAL 3/8"-16x2"	ACERO	SAE GR. 8	96
PERNO HEXAGONAL M7-1,0x50	ACERO	DIN 8.8	32
BARRA HILO M16-2,0x150	ACERO	DIN 8.8	32
BARRA HILO 3/8"-16x10"	ACERO	SAE GR. 2	41
TUERCA HEXAGONAL 3/8"-16	ACERO	SAE GR. 8	178
TUERCA HEXAGONAL M16-2,0	ACERO	DIN 8.8	64
TUERCA HEXAGONAL M7-1,0	ACERO	DIN 8.8	32

NOTA: EN LA CUBICACIÓN SE ASUME QUE TODOS LOS CONECTORES CON HILO PUEDEN SER REUTILIZADOS, CON EXCEPCIÓN DE LOS PERNOS 3/8"-16X2" Y TUERCAS 3/8"-16 (PLACAS DE CONEXIÓN A ESTRIBOS), LOS CUALES SE CUBICAN POR SEPARADO PARA CADA MODELO.

CUADRO DE PIEZAS Y CONECTORES CON HILO

DIBUJANTE:
SERGIO BENAVIDES ESQUIVEL

PROFESOR GUÍA:
RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO

INSTITUCIÓN:
U.T.F.S.M.

MEMORIA DE TÍTULO:

PROGRAMA EXPERIMENTAL PARA EL ESTUDIO DEL FENÓMENO DE IMPACTO ESTRIBO-TABLERO

FECHA:
MARZO 2021

ESCALA:
INDICADAS

PLANO
9/29

Figura 5.26 - Cuadro de Piezas y Conectores con Hilo.

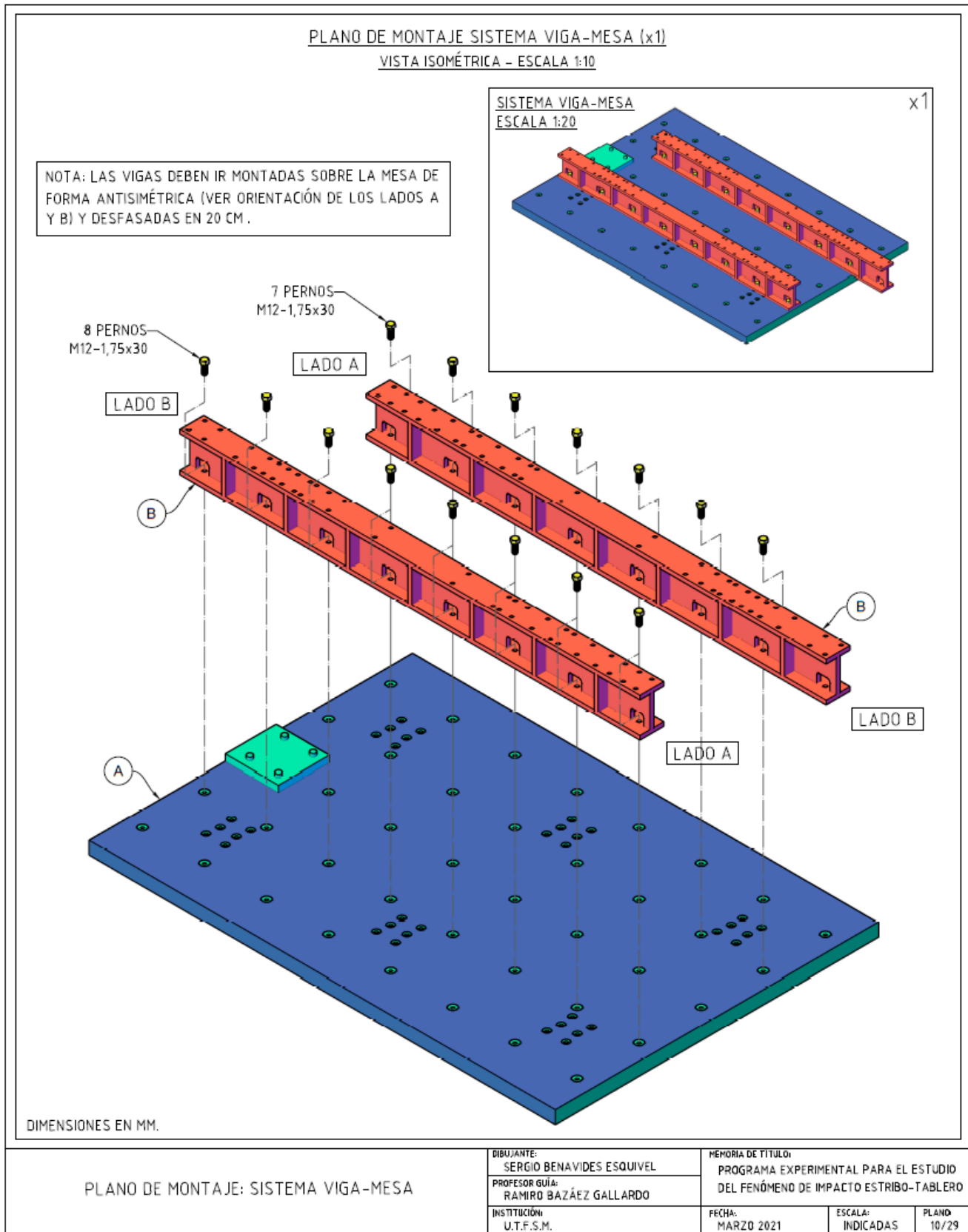


Figura 5.27 - Plano de Montaje: Sistema Viga-Mesa.

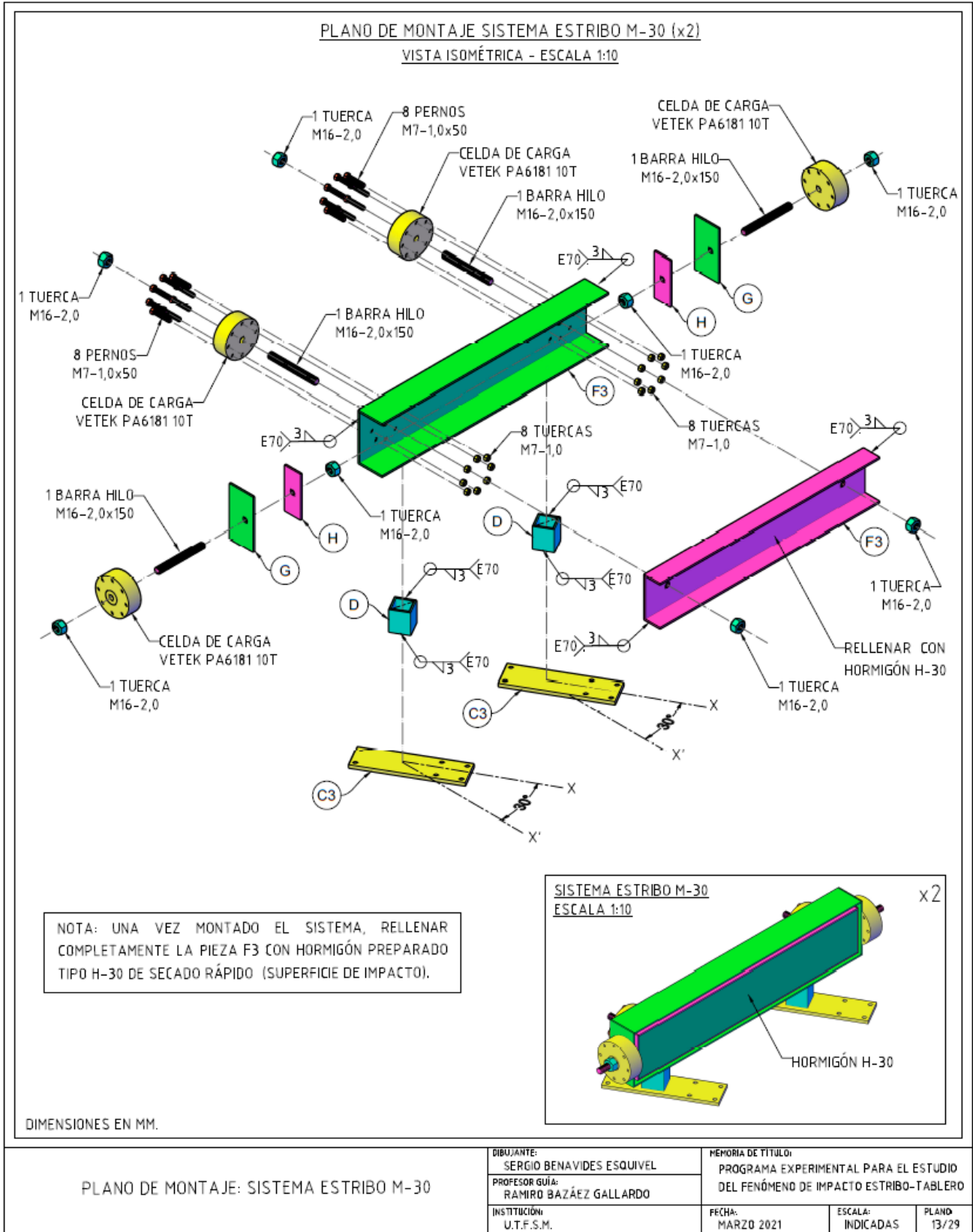


Figura 5.30 - Plano de Montaje: Sistema Estribo M-30.

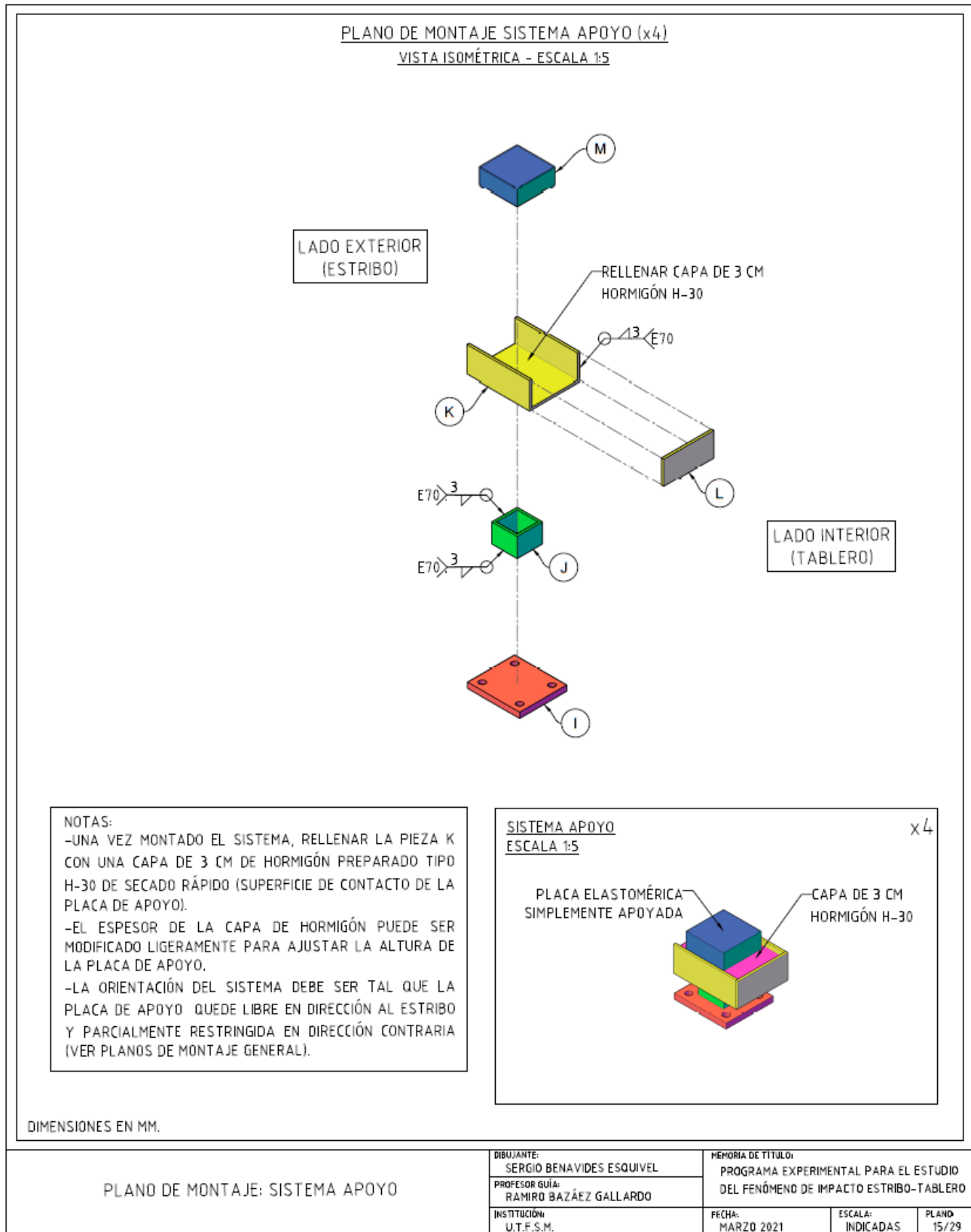


Figura 5.32 - Plano de Montaje: Sistema Apoyo.

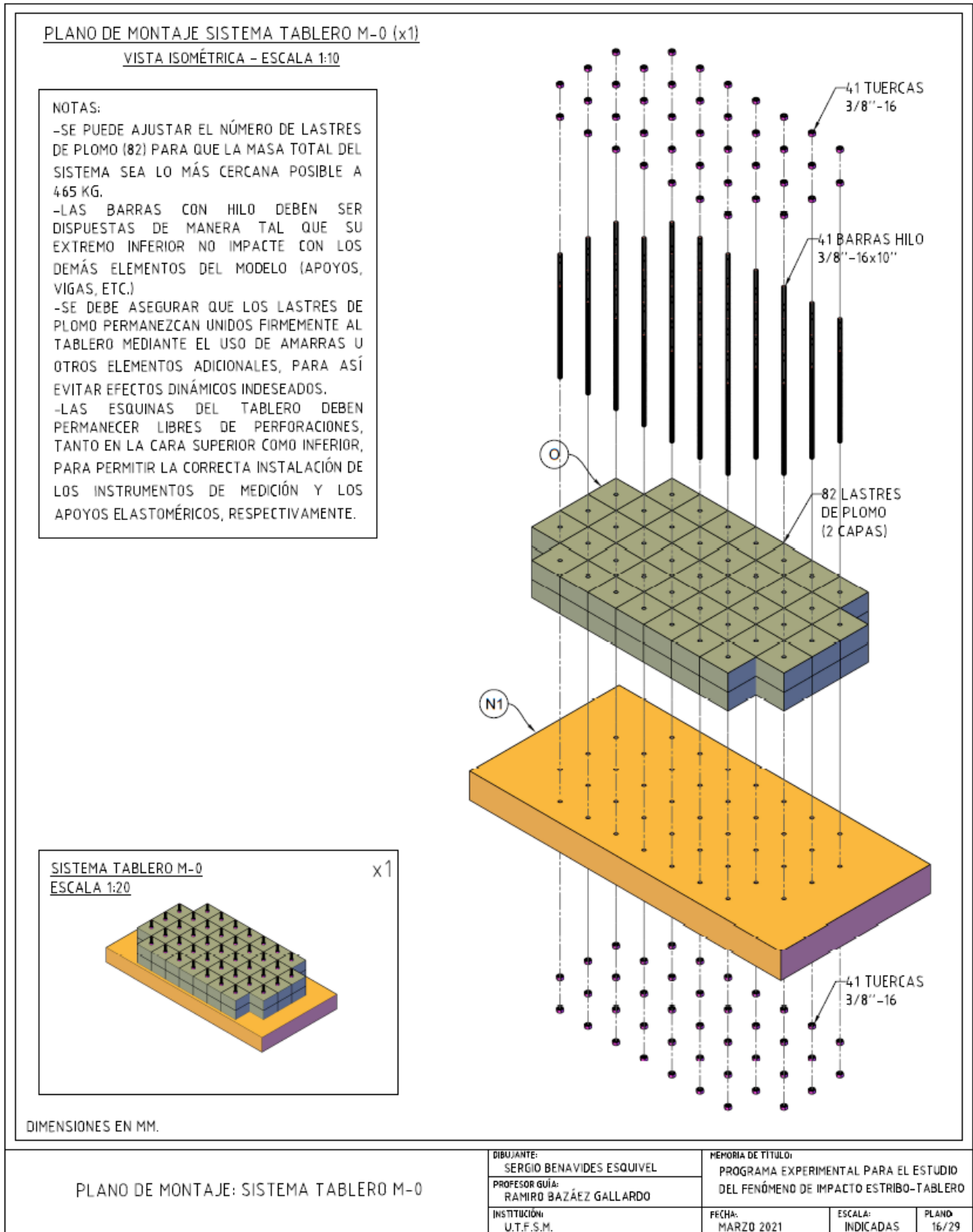


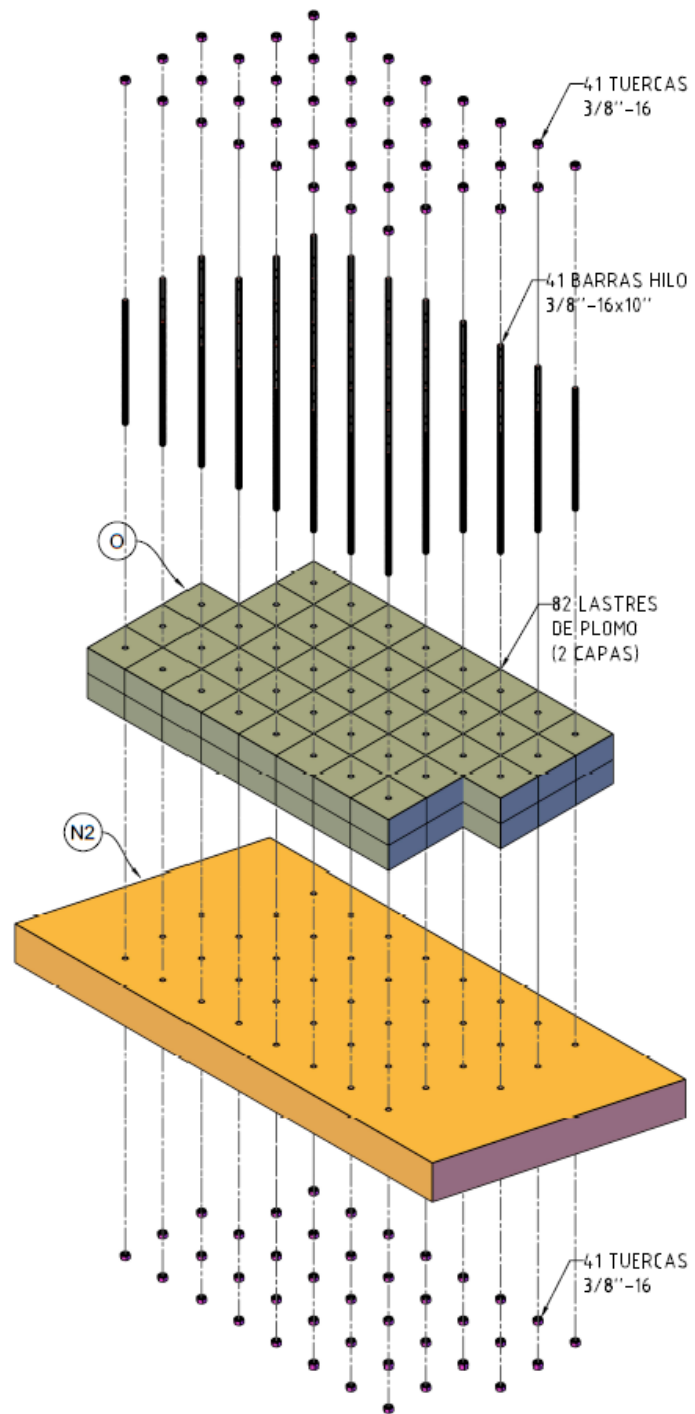
Figura 5.33 - Plano de Montaje: Sistema Tablero M-0.

PLANO DE MONTAJE SISTEMA TABLERO M-15 (x1)

VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10

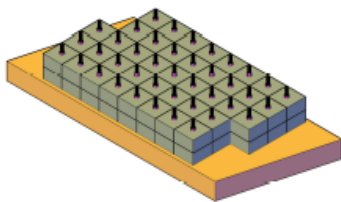
NOTAS:

- SE PUEDE AJUSTAR EL NÚMERO DE LASTRES DE PLOMO (82) PARA QUE LA MASA TOTAL DEL SISTEMA SEA LO MÁS CERCANA POSIBLE A 465 KG.
- LAS BARRAS CON HILO DEBEN SER DISPUESTAS DE MANERA TAL QUE SU EXTREMO INFERIOR NO IMPACTE CON LOS DEMÁS ELEMENTOS DEL MODELO (APOYOS, VIGAS, ETC.)
- SE DEBE ASEGURAR QUE LOS LASTRES DE PLOMO PERMANEZCAN UNIDOS FIRMEMENTE AL TABLERO MEDIANTE EL USO DE AMARRAS U OTROS ELEMENTOS ADICIONALES, PARA ASÍ EVITAR EFECTOS DINÁMICOS INDESEADOS.
- LAS ESQUINAS DEL TABLERO DEBEN PERMANECER LIBRES DE PERFORACIONES, TANTO EN LA CARA SUPERIOR COMO INFERIOR, PARA PERMITIR LA CORRECTA INSTALACIÓN DE LOS INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN Y LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS, RESPECTIVAMENTE.



SISTEMA TABLERO M-15
ESCALA 1:20

x1



DIMENSIONES EN MM.

PLANO DE MONTAJE: SISTEMA TABLERO M-15

DIBUJANTE:
SERGIO BENAVIDES ESQUIVEL
PROFESOR GUÍA:
RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO
INSTITUCIÓN:
U.T.F.S.M.

MEMORIA DE TÍTULO:
PROGRAMA EXPERIMENTAL PARA EL ESTUDIO
DEL FENÓMENO DE IMPACTO ESTRIBO-TABLERO

FECHA:
MARZO 2021

ESCALA:
INDICADAS

PLANO
17/29

Figura 5.34 - Plano de Montaje: Sistema Tablero M-15.

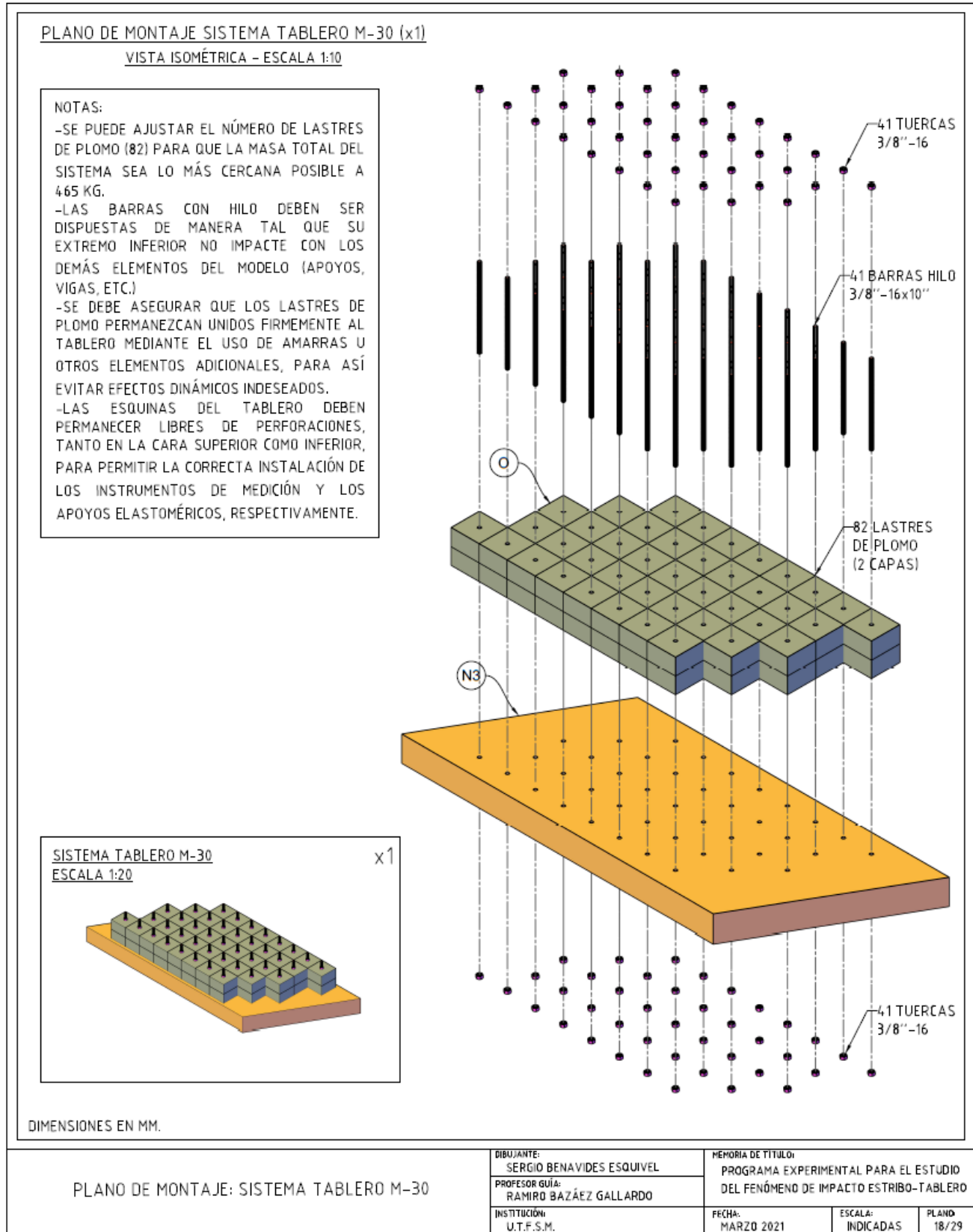


Figura 5.35 - Plano de Montaje: Sistema Tablero M-30.

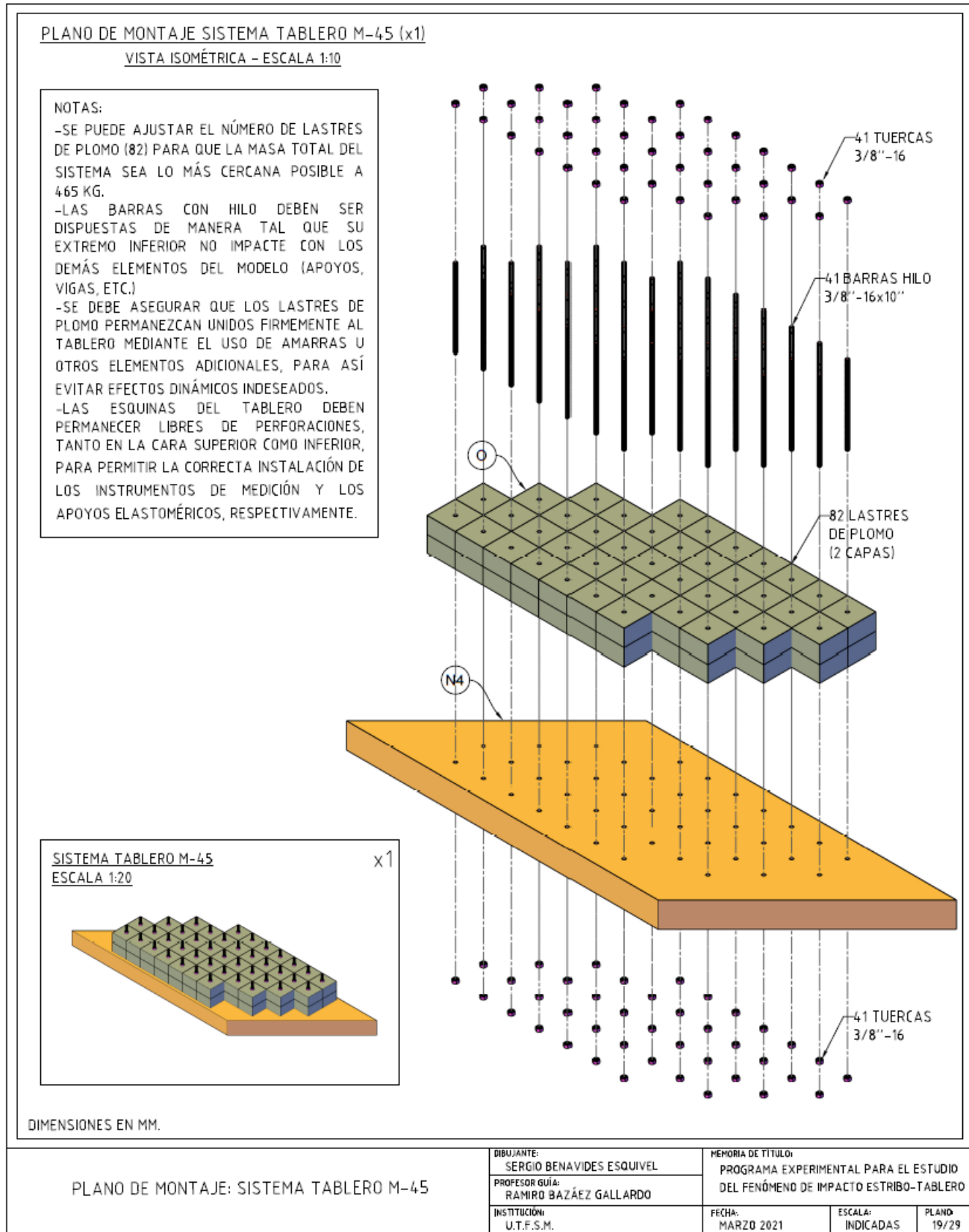


Figura 5.36 - Plano de Montaje: Sistema Tablero M-45.

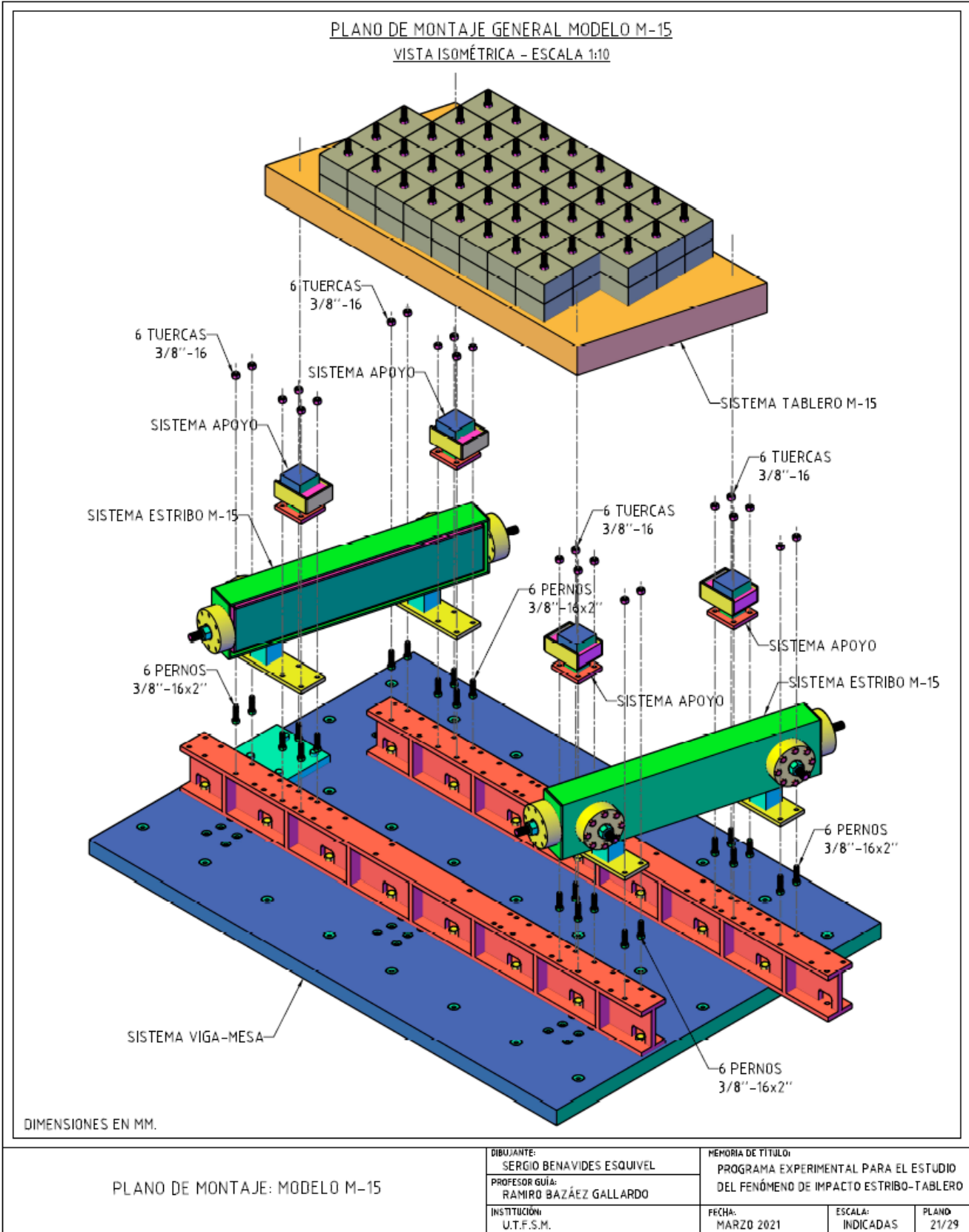


Figura 5.38 - Plano de Montaje: Modelo M-15.

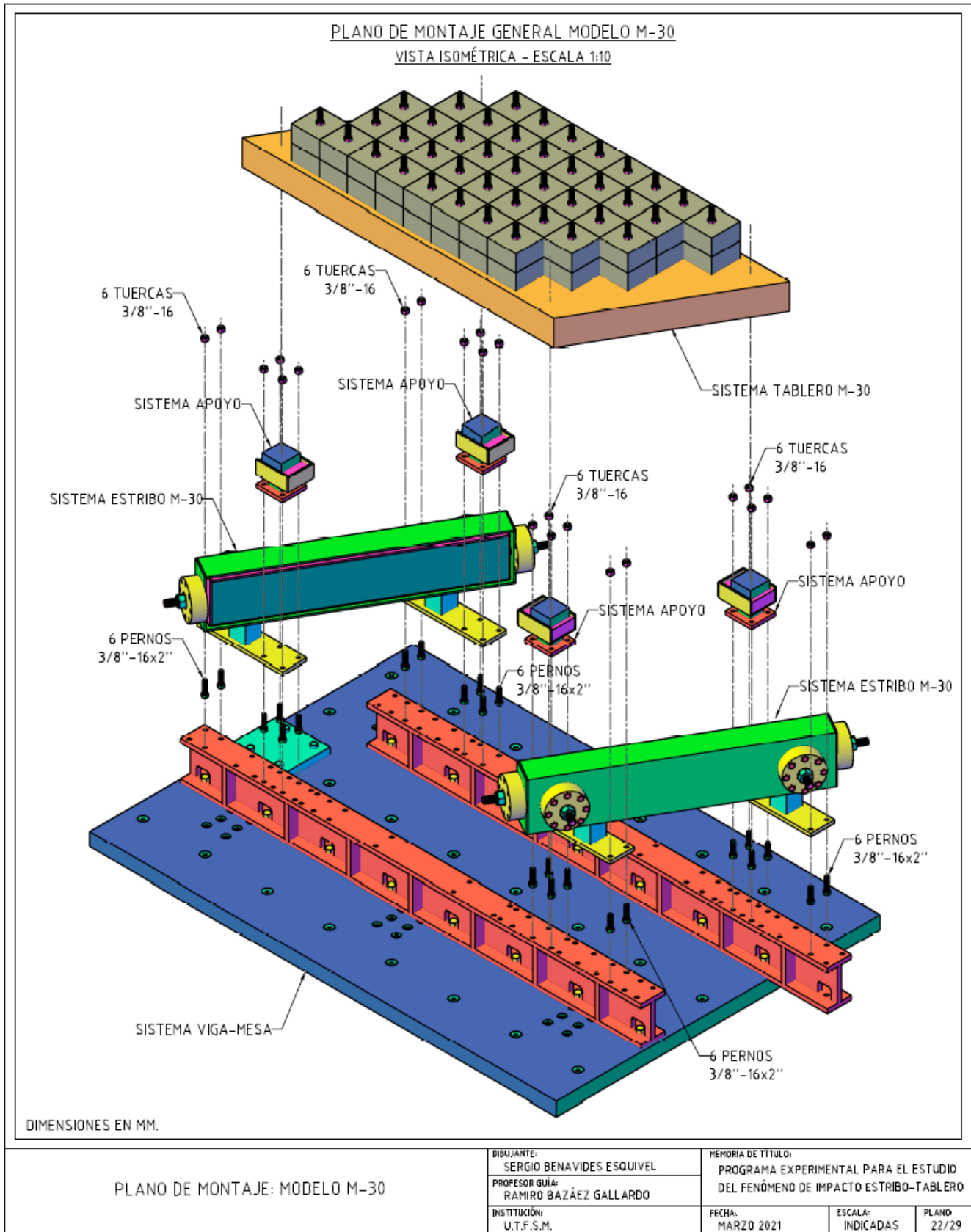


Figura 5.39 - Plano de Montaje: Modelo M-30.

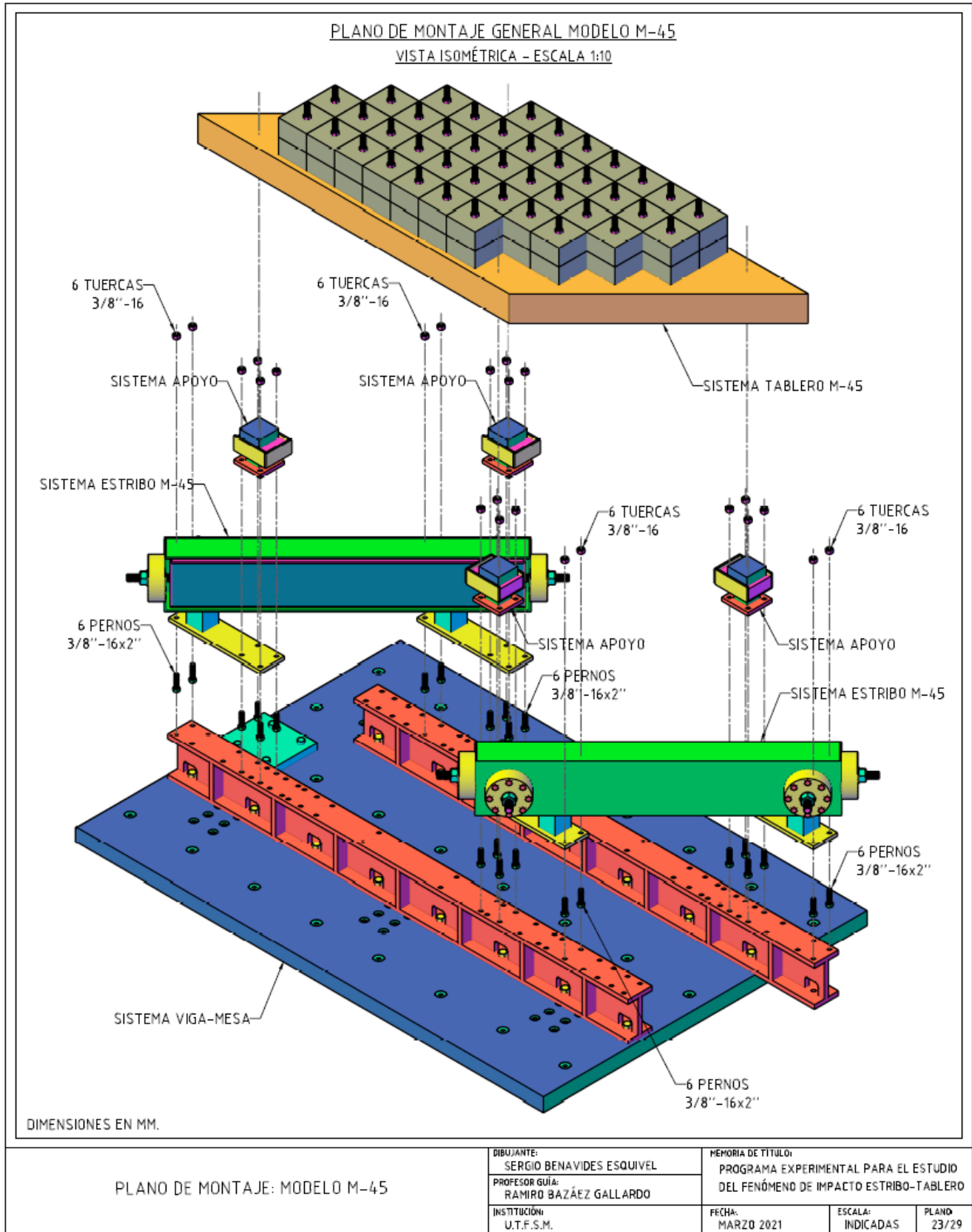
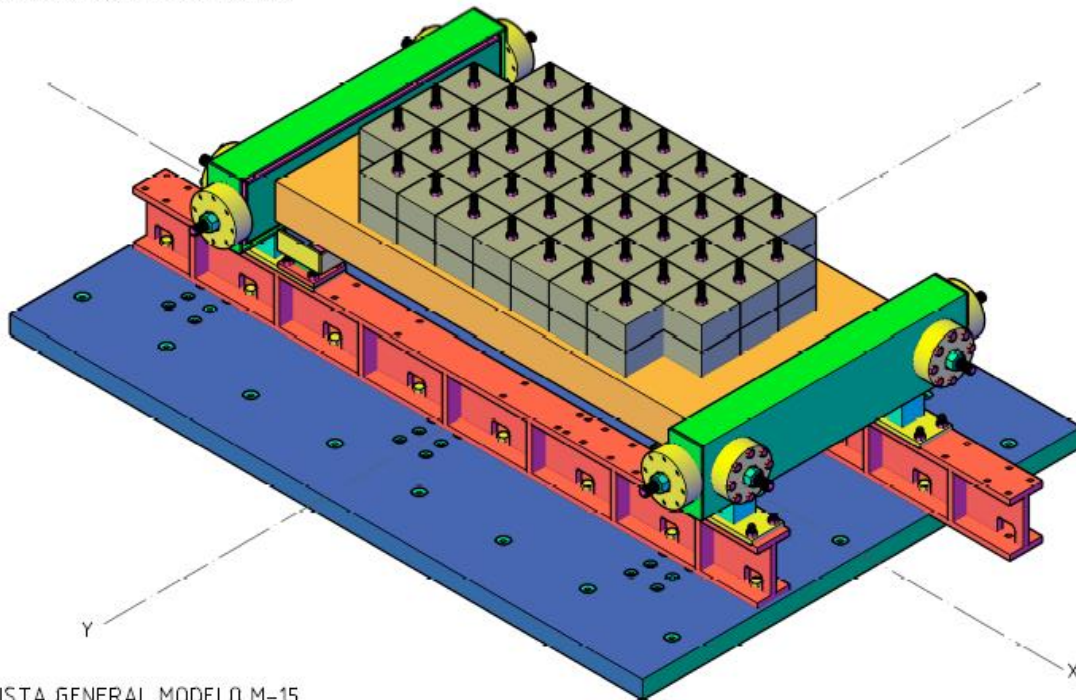


Figura 5.40 - Plano de Montaje: Modelo M-45.

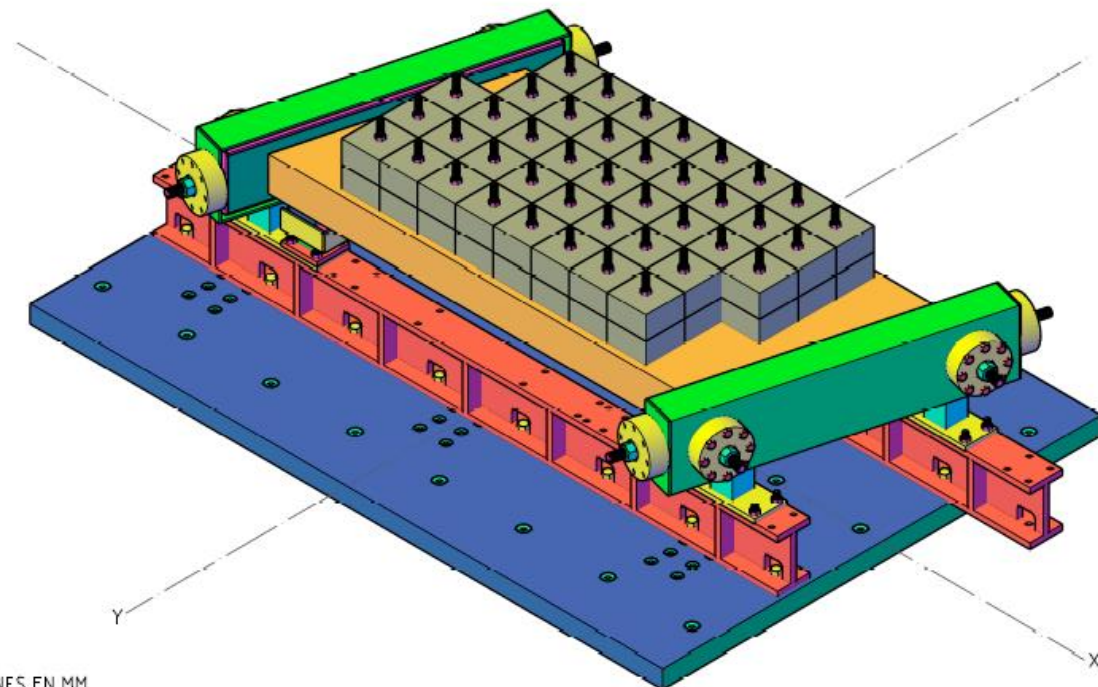
VISTA GENERAL MODELO M-0

VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10



VISTA GENERAL MODELO M-15

VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10



DIMENSIONES EN MM.

VISTA GENERAL: MODELO M-0 Y MODELO M-15

DIBUJANTE:
SERGIO BENAVIDES ESQUIVEL

PROFESOR GUÍA:
RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO

INSTITUCIÓN:
U.T.F.S.M.

MEMORIA DE TÍTULO:

PROGRAMA EXPERIMENTAL PARA EL ESTUDIO
DEL FENÓMENO DE IMPACTO ESTRIBO-TABLERO

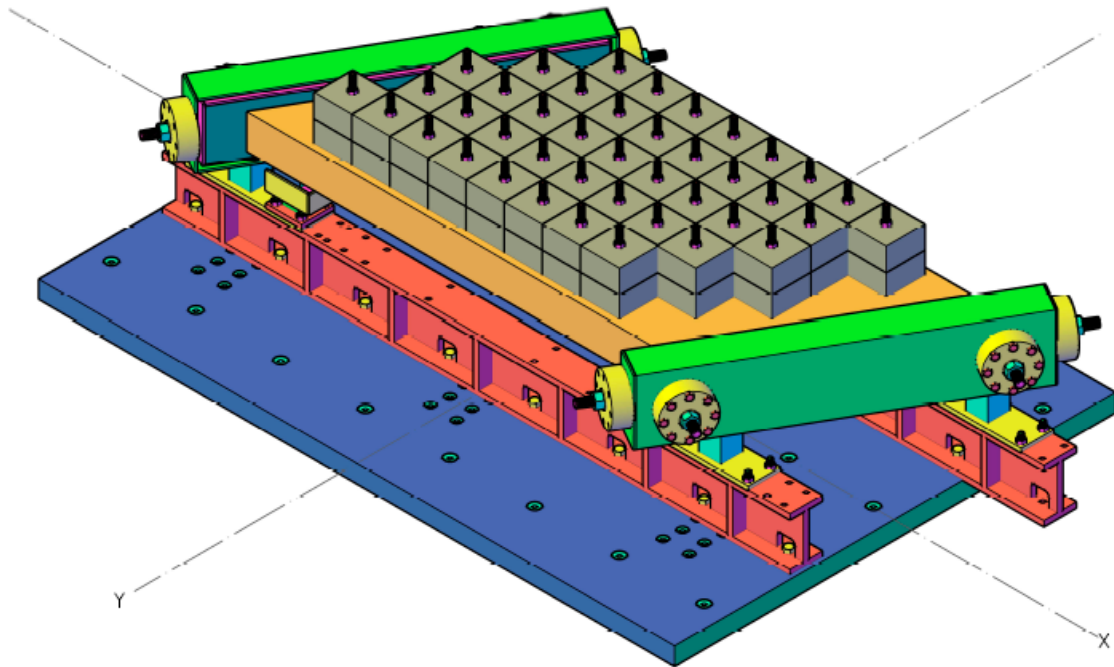
FECHA:
MARZO 2021

ESCALA:
INDICADAS

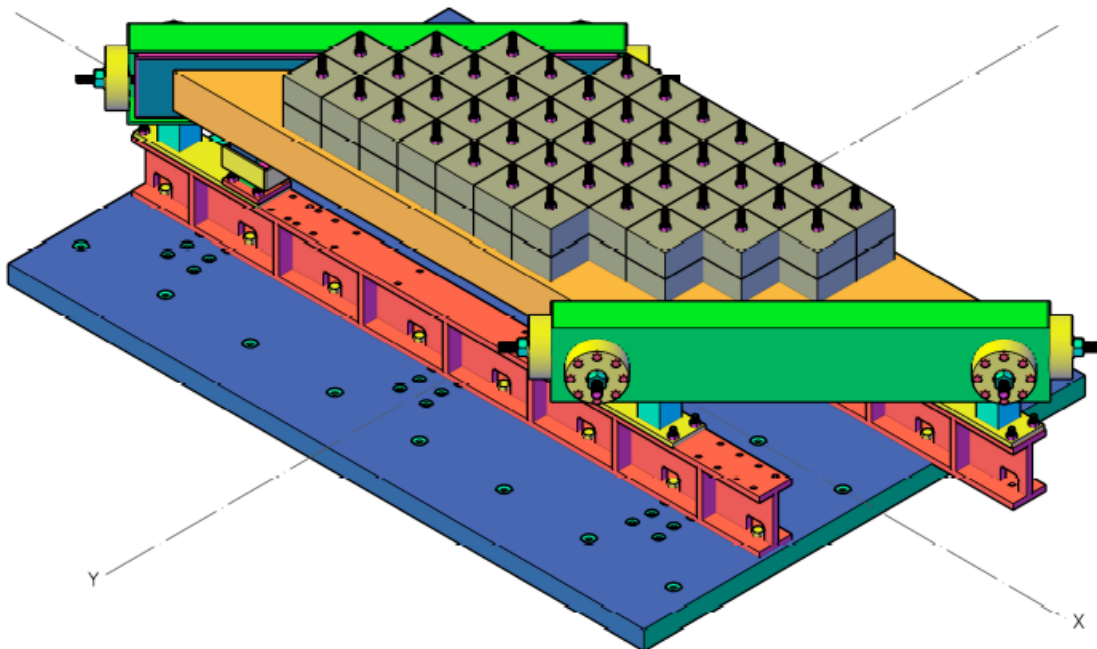
PLANO:
24/29

Figura 5.41 - Vista General: Modelo M-0 y Modelo M-15.

VISTA GENERAL MODELO M-30
VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10



VISTA GENERAL MODELO M-45
VISTA ISOMÉTRICA - ESCALA 1:10



DIMENSIONES EN MM.

VISTA GENERAL: MODELO M-30 Y M-45

DIBUJANTE: SERGIO BENAVIDES ESQUIVEL	MEMORIA DE TÍTULO: PROGRAMA EXPERIMENTAL PARA EL ESTUDIO DEL FENÓMENO DE IMPACTO ESTRIBO-TABLERO		
PROFESOR GUÍA: RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO	FECHA: MARZO 2021	ESCALA: INDICADAS	PLANO: 25/29
INSTITUCIÓN: U.T.F.S.M.			

Figura 5.42 - Vista General: Modelo M-30 y Modelo M-45.

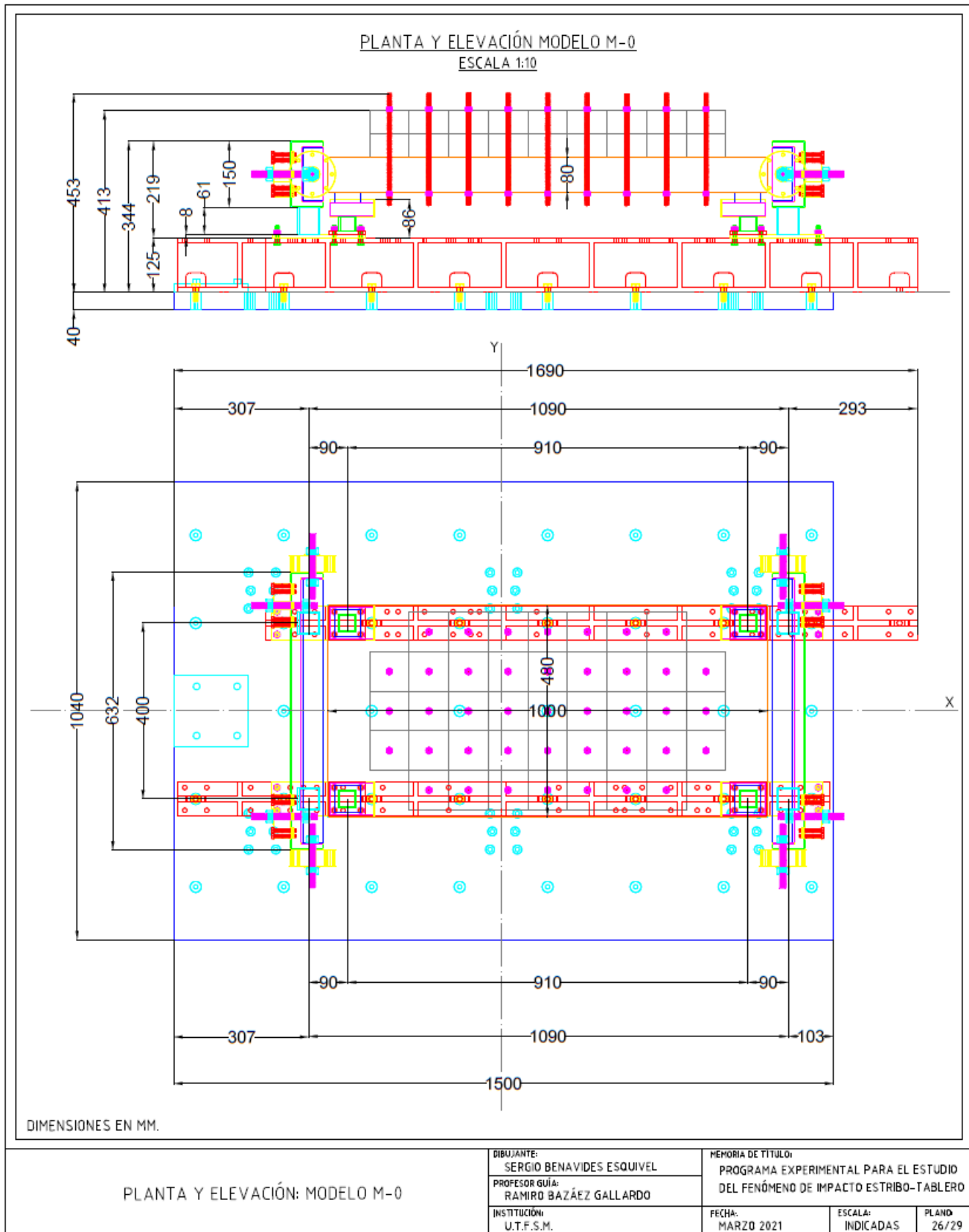


Figura 5.43 - Planta y Elevación: Modelo M-0.

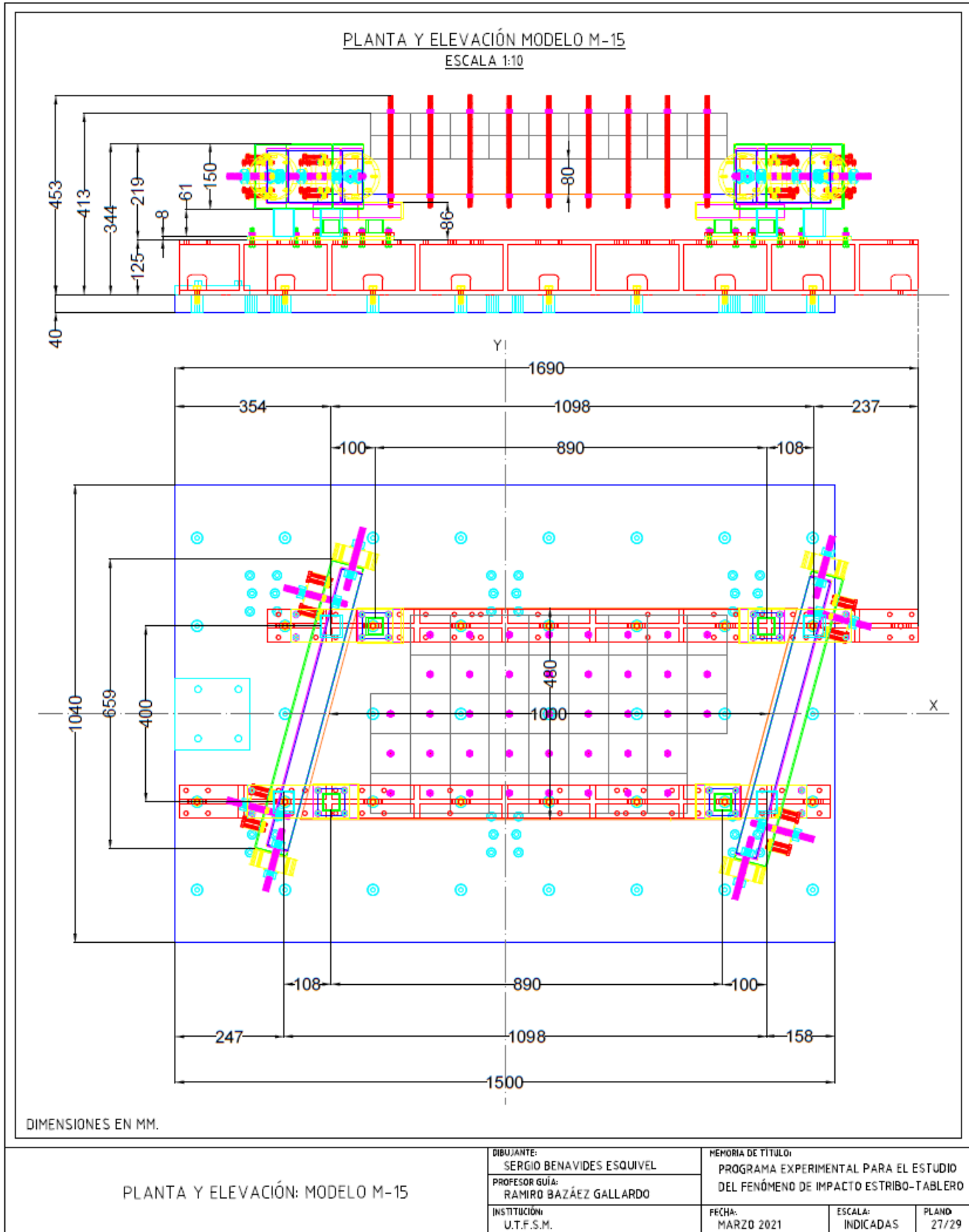


Figura 5.44 - Planta y Elevación: Modelo M-15.

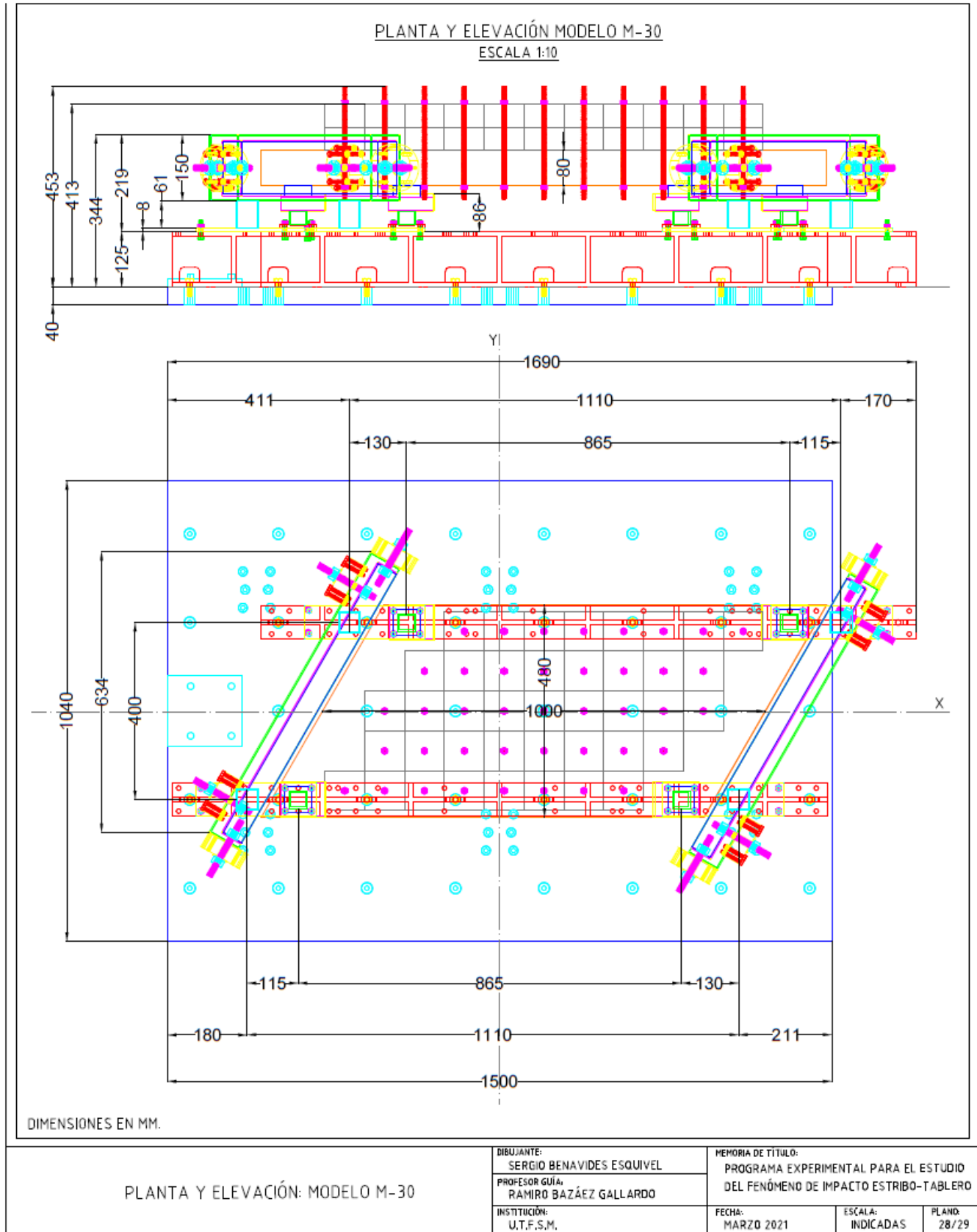


Figura 5.45 - Planta y Elevación: Modelo M-30.

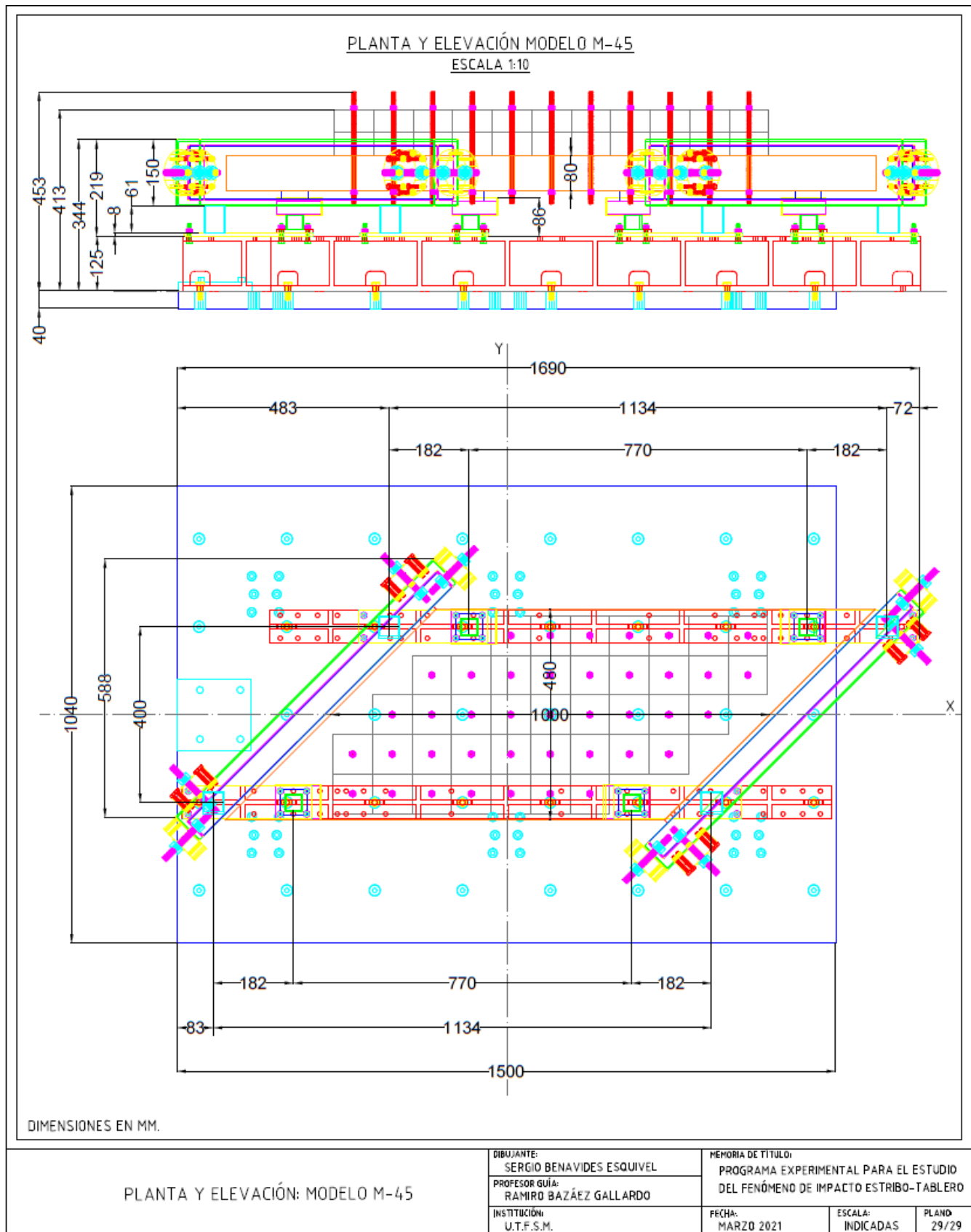


Figura 5.46 - Planta y Elevación: Modelo M-45.

Capítulo 6: Presupuesto de Construcción

6.1 Introducción

En el presente capítulo se presenta el presupuesto asociado a la construcción de los modelos, considerando únicamente el costo directo de los materiales. Se omite en consecuencia los costos de mano de obra y equipos, los cuales deberán ser considerados por parte del equipo encargado de ejecutar los ensayos.

6.2 Cubicación

Dentro de la cubicación se considera que los elementos que participan en más de un modelo pueden ser reutilizados en los demás ensayos a fin de reducir costos y plazos de construcción.

La cantidad requerida de un cierto material se calcula como la cantidad cubicada multiplicada por el factor de pérdida definido en la Tabla 6.1. La cantidad suministrada se estima a partir de la cantidad requerida teniendo en cuenta el formato bajo el cual se vende y suministra cada tipo de material.

Los materiales indicados podrán ser reemplazados por otros de distinta marca o características, siempre y cuando estos presenten propiedades mecánicas iguales o superiores a los recomendados originalmente (espesor, resistencia nominal, dureza, módulo de corte, etc., según sea el caso).

Tabla 6.1 - Porcentaje de Pérdida de Materiales.

Elemento	Porcentaje de Pérdida
Perfiles, Placas y Barras de Acero	10%
Pernos, Tuercas y Clavos	5%
Hormigones	10%
Madera de Moldaje	20%
Placas de Apoyo Elastoméricas	40%
Lastres de Plomo	0%
Soldadura	5%
Tubos de PVC	5%

6.3 Presupuesto

En la Tabla 6.2 se presenta la cubicación y el presupuesto de construcción de los cuatro modelos de puente a escala 1:25.

Se observa que el monto de construcción estimado asciende a \$861.003, quedando por debajo del monto presupuestado (\$1.000.000). De esta manera, se cumple con la principal restricción económica del programa experimental.

Tabla 6.2 - Presupuesto de Construcción Modelos a Escala 1:25.

PRESUPUESTO DE CONSTRUCCIÓN MODELOS DE PUENTE A ESCALA 1:25									
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD				PRECIO		TOTAL	
		CUBICADA	% PÉRDIDAS	REQUERIDA	SUMINISTRADA	UNITARIO			
1. ELEMENTOS DE ACERO									
1.1 PERFILES									
PERFIL 125x75x11MM (LEMCO)	ml	3.0	0	3.0	2.96	\$	-	\$	-
PERFIL CANAL 150x75x7 MM x 6 M	ml	5.5	10	6.1	12	\$	21,677	\$	260,124
PERFIL CANAL 125x50x3 MMx 6 M	ml	5.5	10	6.1	12	\$	5,608	\$	67,296
PERFIL TUBULAR CUADRADO 40x40x3 MM x 6 M	ml	0.1	10	0.1	6	\$	4,115	\$	24,690
PERFIL TUBULAR CUADRADO 50x50x3 MM x 6 M	ml	1.0	10	1.1	6	\$	5,298	\$	31,788
PERFIL CANAL 80x40x3 MM x 6 M	ml	0.5	10	0.6	6	\$	4,165	\$	24,990
1.2 PLACAS									
PLETINA LAMINADA COMERCIAL 75x8 MM x 6 M, AZA	ml	4.7	10	5.2	6	\$	5,808	\$	34,848
PLETINA LAMINADA COMERCIAL 50x3 MM x 6 M, AZA	ml	2.0	10	2.2	6	\$	1,548	\$	9,288
PLETINA LAMINADA COMERCIAL 38x3 MM x 6 M, AZA	ml	0.5	10	0.6	6	\$	1,165	\$	6,990
PLETINA LAMINADA COMERCIAL 75x7 MM x 6 M, AZA	ml	2.4	10	2.6	6	\$	4,332	\$	25,992
1.3 BARRAS DE REFUERZO									
MAILLA ELECTROSOLDADA C139 DM 4.2 @ 10, ACMA	m ²	2.3	10	2.6	13	\$	2,415	\$	31,395
1.4 BARRAS CON HILLO									
HILLO POR METRO LINEAL CLASE 8.8, M16-2.0 (A-325 TIPO 1)	ml	4.8	10	5	6	\$	4,974	\$	29,844
HILLO POR METRO GRADO 2, 3/8"-16 NC (A-394 TIPO 01)	ml	10.3	10	11	12	\$	814	\$	9,768
1.5 PERNOS									
PERNO HEXAGONAL CLASE 8.8, M12-1.75x30 (ACERO A-325 TIPO 1)	un	15	5	16	20	\$	140	\$	2,800
PERNO HEXAGONAL GRADO 8, 3/8"-16x42 NC (ACERO A-495 TIPO 1)	un	96	5	101	100	\$	179	\$	17,900
PERNO HEXAGONAL CLASE 8.8, M7-1.0x50 (ACERO A-325 TIPO 1)	un	32	5	34	50	\$	100	\$	5,000
1.6 TUERCAS									
TUERCA HEXAGONAL GRADO 8, 3/8"-16 NC (ACERO A-495 TIPO 1)	un	178	5	187	200	\$	50	\$	10,000
TUERCA HEXAGONAL CLASE 8.8, M16-2.0 (ACERO A-325 TIPO 1)	un	64	5	67	50	\$	114	\$	5,700
TUERCA HEXAGONAL CLASE 8.8, M7-1.0 (ACERO A-325 TIPO 1)	un	32	5	34	50	\$	50	\$	2,500
1.7 CLAVOS									
CLAVO ACERO USO 2.5x50 MM PAVONADO, MANUT	un	60	5	63	250	\$	30	\$	7,500
2. ELEMENTOS DE HORMIGÓN									
2.1 HORMIGÓN PREPARADO									
HORMIGÓN PREPARADO DE SECADO RÁPIDO H-30, BEMEZCLA TRANSX	m ³	0.18	10	0.20	0.22	\$	482,500	\$	104,220
3. ELEMENTOS DE MADERA									
3.1 MOLDAJES									
TERCIOLO DE MOLDAJE 18x1220x2440 MM (2.98 M2), ARAUCO	m ²	2.3	20	2.8	2.98	\$	8,059	\$	23,990
TABLÓN PINO SECO CEPILLADO PREMIUM 1x4" x 3.2 M, ARAUCO	ml	12.4	20	14.3	16	\$	684	\$	10,344
4.1 APOYOS ELASTOMÉRICOS									
PLACA DE NEOPRENO DUREZA SHORE A 60 ESPESOR 3 CM (1 1/4")	cm2	0.07	40	0.10	1	\$	94,846	\$	94,846
5. ILASTRES									
LASTRE RECTANGULAR DE PLOMO 90x90x52 MM (LEMCO)	un	82	0	82	82	\$	-	\$	-
6. OTROS									
6.1 ELECTRODO SOLDADURA									
ELECTRODO 7018 1/8", 5 KG, BAUKER	kg	1	10	1	5	\$	3,718	\$	18,590
6.2 TUBOS PVC									
TUBO 16MM 300 CM PVC	ml	4.1	10	5	6	\$	153	\$	918
COSTO TOTAL MATERIALES							\$	861,003	

Capítulo 7: Modelación Numérica

7.1 Introducción

Se genera una simulación numérica no lineal en el software OpenSees [8], a fin de estimar el comportamiento esperado de los modelos bajo diferentes escenarios. Dentro del análisis de sensibilidad se consideran distintos ángulos de esviaje, anchos de junta de expansión, registros sísmicos, factores de escala de aceleración y distribuciones de masa.

7.2 Base de Cálculo

7.2.1 Generalidades del Modelo

Los modelos generados corresponden a sistemas de 3 dimensiones con 6 grados de libertad por nodo. Cada tablero se encuentra modelado mediante una grilla compuesta por elementos tipo viga orientados en dirección transversal y longitudinal. Un esquema general de los modelos se presenta en la Figura 7.1. Cada tablero cuenta con cuatro elementos que simulan el comportamiento de los apoyos elastoméricos en cada esquina (azul), más cuatro elementos de impacto capaces de representar la interacción tablero-estribo (rojo).

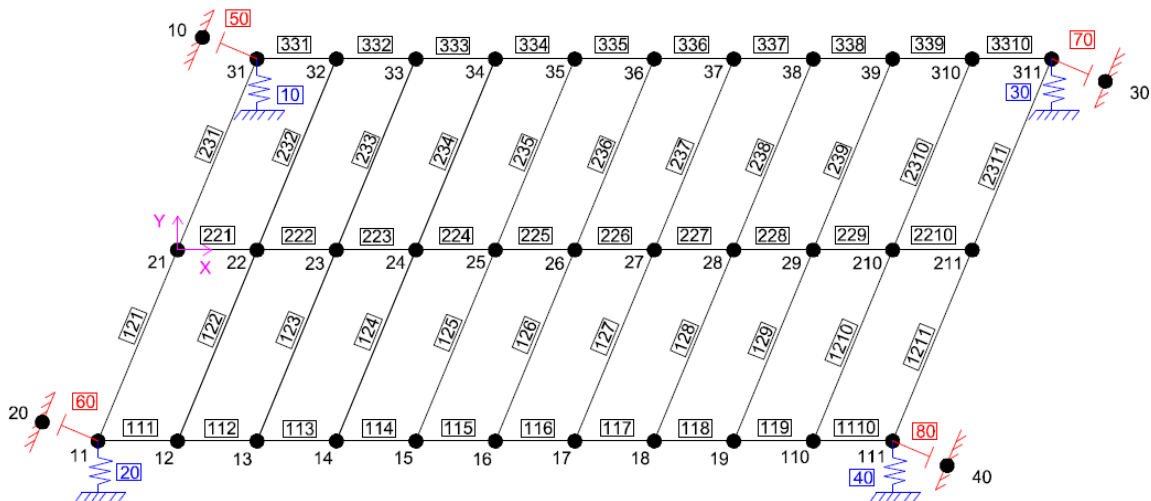


Figura 7.1 - Esquema General del Modelo (OpenSees).

7.2.2 Masas

Las masas e inercias se distribuyen en cada nodo considerando las áreas tributarias que se muestran en la Figura 7.2. Esta figura asume una distribución uniforme de masa en planta, escenario que será modificado dentro del análisis de sensibilidad para abarcar otros casos de interés.

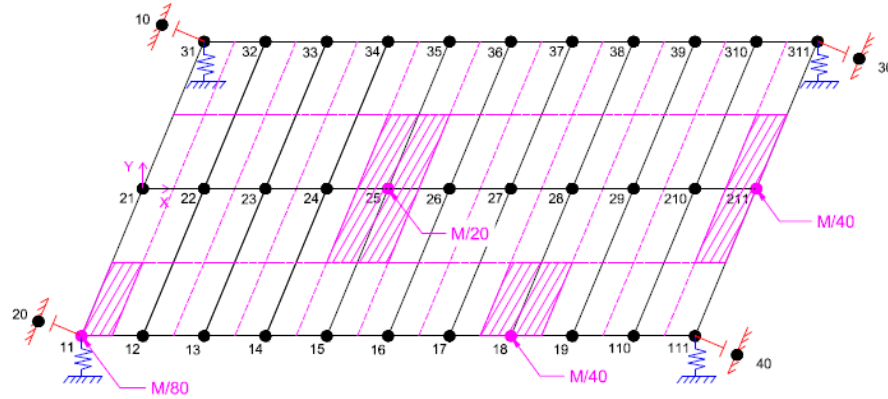


Figura 7.2 - Distribución de Masas del Modelo (OpenSees).

7.2.3 Materiales

Los materiales considerados para cada elemento se muestran en la Figura 7.3. Se incluye una breve explicación del comportamiento de cada uno.

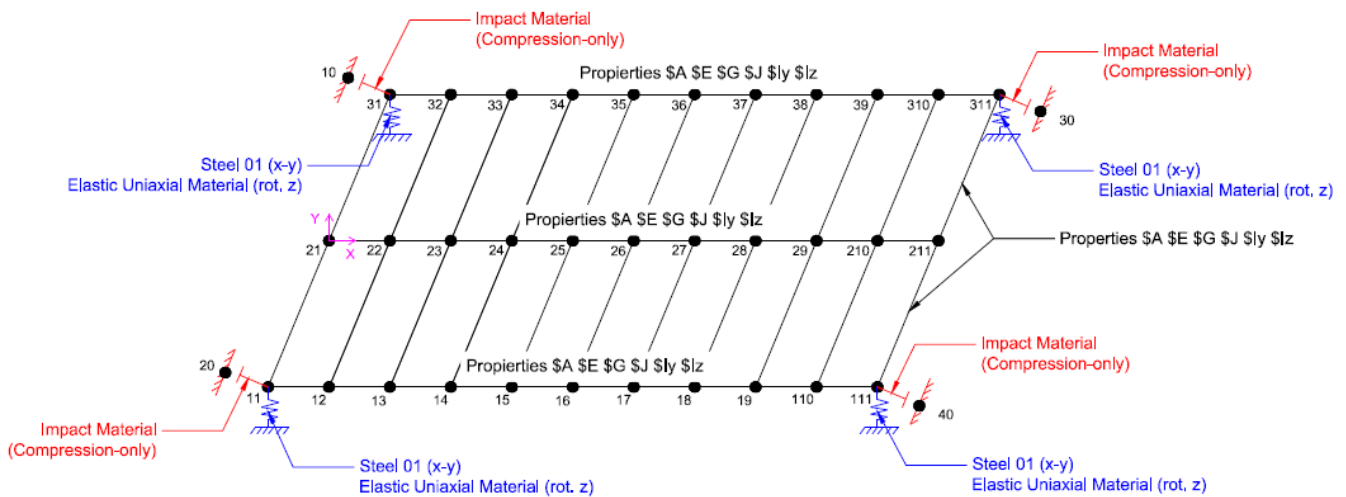


Figura 7.3 - Materiales del Modelo (OpenSees).

- *Steel01*: Material bilineal utilizado para modelar el comportamiento de los elastómeros en dirección x e y (Figura 7.4). El módulo de elasticidad E_0 y el esfuerzo de fluencia F_y se determinan a partir del módulo de corte G y el coeficiente de roce μ del elastómero, respectivamente.

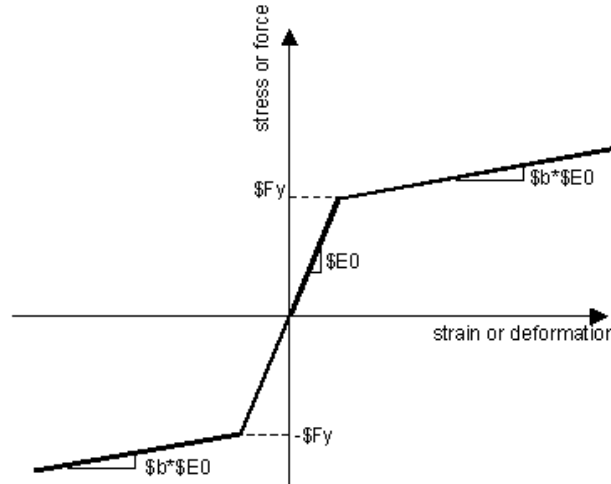


Figura 7.4 - Curva de Comportamiento: *Steel01* (OpenSees). Fuente: [34].

$$E_o = \frac{G * A}{h} = 183,1 \text{ kgf/cm}$$

$$F_y = \mu * N$$

- Donde:
- G: Módulo de corte del elastómero = 13 kgf/cm²
 - A: Área del elastómero en planta = 42,25 cm²
 - h: Altura del elastómero = 3,0 cm
 - μ : Coeficiente de roce del elastómero = 0,05 + 0,4 / N * A
 - N: Carga vertical sobre el elastómero = M * g / 4
 - M: Masa total del tablero (varía según cada escenario)

- *Elastic Uniaxial Material*: Material lineal-elástico utilizado para modelar el comportamiento rotacional de los elastómeros en torno al eje z (Figura 7.5). En este caso, el módulo de elasticidad E del material se iguala a la rigidez rotacional del elastómero K_{rot} .

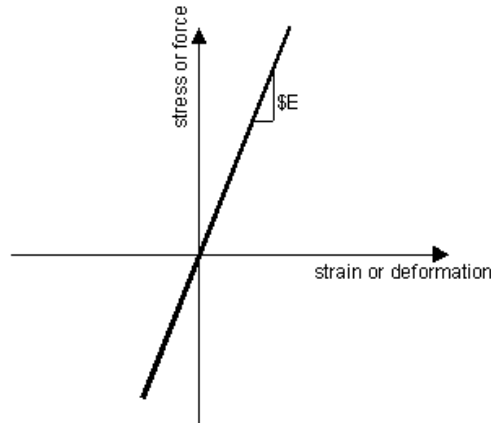


Figura 7.5 - Curva de Comportamiento: Elastic Uniaxial Material (OpenSees). Fuente: [34].

$$E = K_{rot} = \frac{G * I}{h} = 1289,2 \text{ kgf/cm}$$

- Donde:
- G: Módulo de corte del elastómero = 13 kgf/cm²
 - I: Inercia en planta del elastómero = 297,5 cm⁴
 - h: Altura del elastómero = 3,0 cm

- *Impact Material*: Material propuesto por Muthukumar (2003) basado en la teoría de contacto de Hertz, utilizado para modelar los elementos de impacto en los extremos del tablero (Figura 7.6). Los parámetros del material se estiman a partir de los valores propuestos por Muthukumar (2003) [35], teniendo en cuenta una cantidad de energía liberada ΔE coherente con las leyes de semejanza del modelo. El material queda definido por los parámetros de rigidez K_1 y K_2 , junto con el desplazamiento de fluencia δ_y y el ancho de junta inicial del puente g_p .

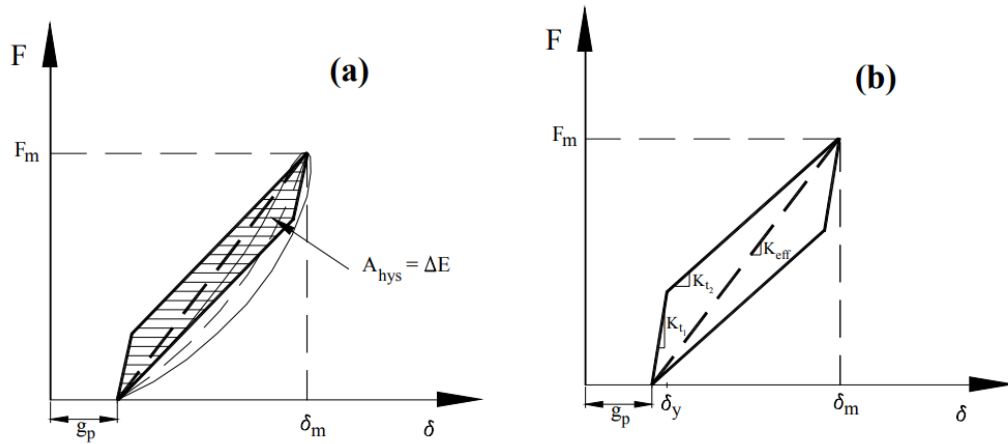


Figura 7.6 - Curva de Comportamiento: Impact Material (OpenSees). Fuente: [35].

$$\Delta E = \frac{K_h * \delta_m^{1-e^2}}{n + 1} = 0,0725 \text{kip} - \text{in} = 8,2 \text{ Nm}$$

$$K_1 = K_{eff} + \frac{\Delta E}{a * \delta_m^2} = 1975 \text{ kip/in} = 345 \text{ MN/m}$$

$$K_2 = K_{eff} - \frac{\Delta E}{(1 - a) * \delta_m^2} = 680 \text{ kip/in} = 119 \text{ MN/m}$$

- Donde:
- ΔE : Energía disipada durante el impacto
 - K_1 : Rigidez inicial del impacto
 - K_2 : Rigidez secundaria del impacto
 - K_h : Rigidez del impacto = $E_{tab} * A_{tab} / L_{tab}$
 - K_{eff} : Rigidez efectiva del impacto = $K_h * \delta_m^{1/2}$
 - n : Coeficiente de Hertz = 1,5
 - e : Coeficiente de restitución = 0,8
 - δ_m : Máxima penetración = 0,63 mm
 - a : Coeficiente de fluencia = 0,1
 - δ_y : Desplazamiento de fluencia = $\delta_m * a = 0,063 \text{ mm}$

7.2.4 Elementos

Los tipos de elementos considerados se muestran en la Figura 7.7.

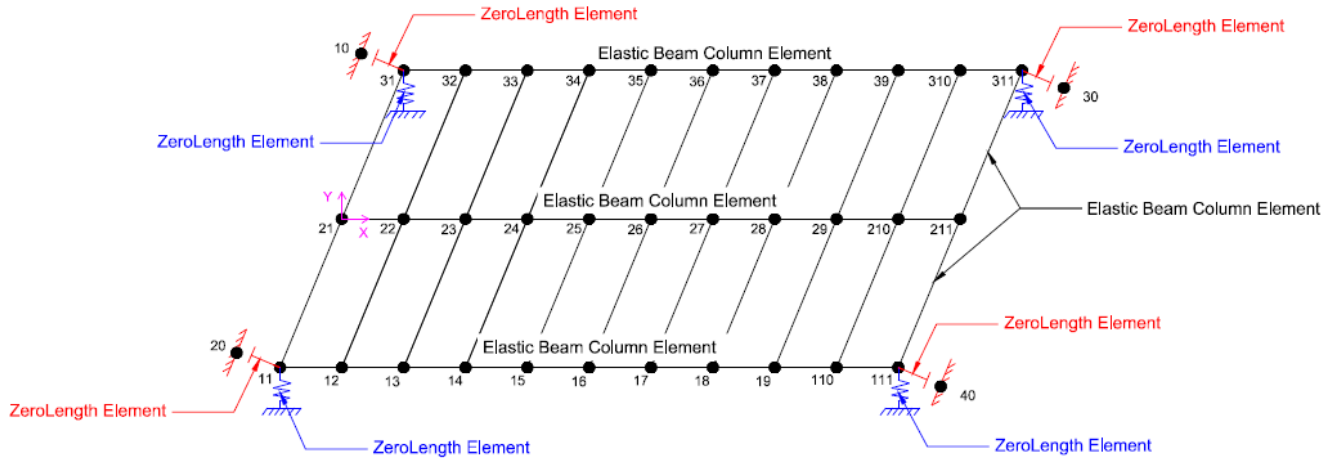


Figura 7.7 - Elementos del Modelo (OpenSees).

- *Elastic Beam Column Element*: Elemento prismático utilizado para modelar los elementos tipo viga que componen la grilla del tablero. Las propiedades de cada elemento (A, E, G, J, I_y, I_z) se determinan considerando secciones tributarias de tablero.
- *ZeroLength Element*: Elemento de longitud nula capaz de conectar dos nodos con la misma posición. Utilizado para modelar la acción de los elastómeros y de los elementos de impacto en las esquinas del tablero.

7.2.5 Tipo de Análisis

Se realiza un análisis tiempo-historia basado en la aplicación de 7 registros del terremoto del Maule (2010) [36] en la dirección longitudinal de los modelos (eje x). Se considera un amortiguamiento del 3% del crítico (valor seleccionado entre el 5% recomendado para estructuras de hormigón y el 2% para estructuras de acero [1] [2]). Cabe mencionar que todos los registros se encuentran escalados en el tiempo mediante un factor de 5, dadas las condiciones de semejanza discutidas en el Capítulo 5.4.2.4. De esta manera, la duración total de cada registro dentro de la simulación es 1/5 de su duración real. La amplitud de los registros (aceleración) no se ve modificada por las condiciones de semejanza, pero si para efectos del análisis de sensibilidad.

7.3 Análisis de Sensibilidad

7.3.1 Variable Independientes

El análisis de sensibilidad se lleva a cabo en base a los casos definidos en la Tabla 7.1. La selección de cada variable independiente responde a las siguientes razones:

- **Ángulo de Esviaje:** Permite evaluar el comportamiento de cada modelo por separado (0° , 15° , 30° y 45°), siendo este uno de los principales focos del presente estudio.
- **Masa del Tablero:** Permite evaluar el escenario base con masa adicional uniformemente distribuida (465kg), el escenario con masa adicional concentrada en los extremos (465 kg), el escenario con la mitad de la masa adicional (281 kg) y el escenario sin masa adicional (96 kg). Ver Figura 7.8.
- **Ancho de Junta de Expansión:** Permite evaluar los escenarios de escalado directo de la junta (0,3 cm), junta propuesta por criterios constructivos (1,0 cm) y juntas de tamaño intermedio (0,5 y 0,7 cm).
- **Factor de Escala de Aceleración:** Permite evaluar el escenario base (registro al 100%), junto con los escenarios de registro al 50%, 150% y 200%, útiles para definir adecuadamente el protocolo de ensayo.
- **Registros Sísmicos:** Permite evaluar 7 registros con distintas aceleraciones y contenido de frecuencias (Ver Capítulo 7.3.4) [36].

Tabla 7.1 - Variables Independientes consideradas en Análisis de Sensibilidad.

Variable Independiente	Valores Adoptados
Ángulo de Esviaje, θ [$^\circ$]	0 – 15 – 30 – 45
Masa del Tablero, M [kg]	96 – 281 – 465 (extremos) – 465 (uniforme)
Ancho de Junta de Expansión, g_p [cm]	0,3 – 0,5 – 0,7 – 1,0
Factor de Escala de Aceleración, F_a [%]	50 – 100 – 150 – 200
Registros Sísmicos, R	Matanzas (1) - Hualañé (2) - Curicó (3) - Talca (4) - Constitución (5) - Concepción (6) - Angol (7)

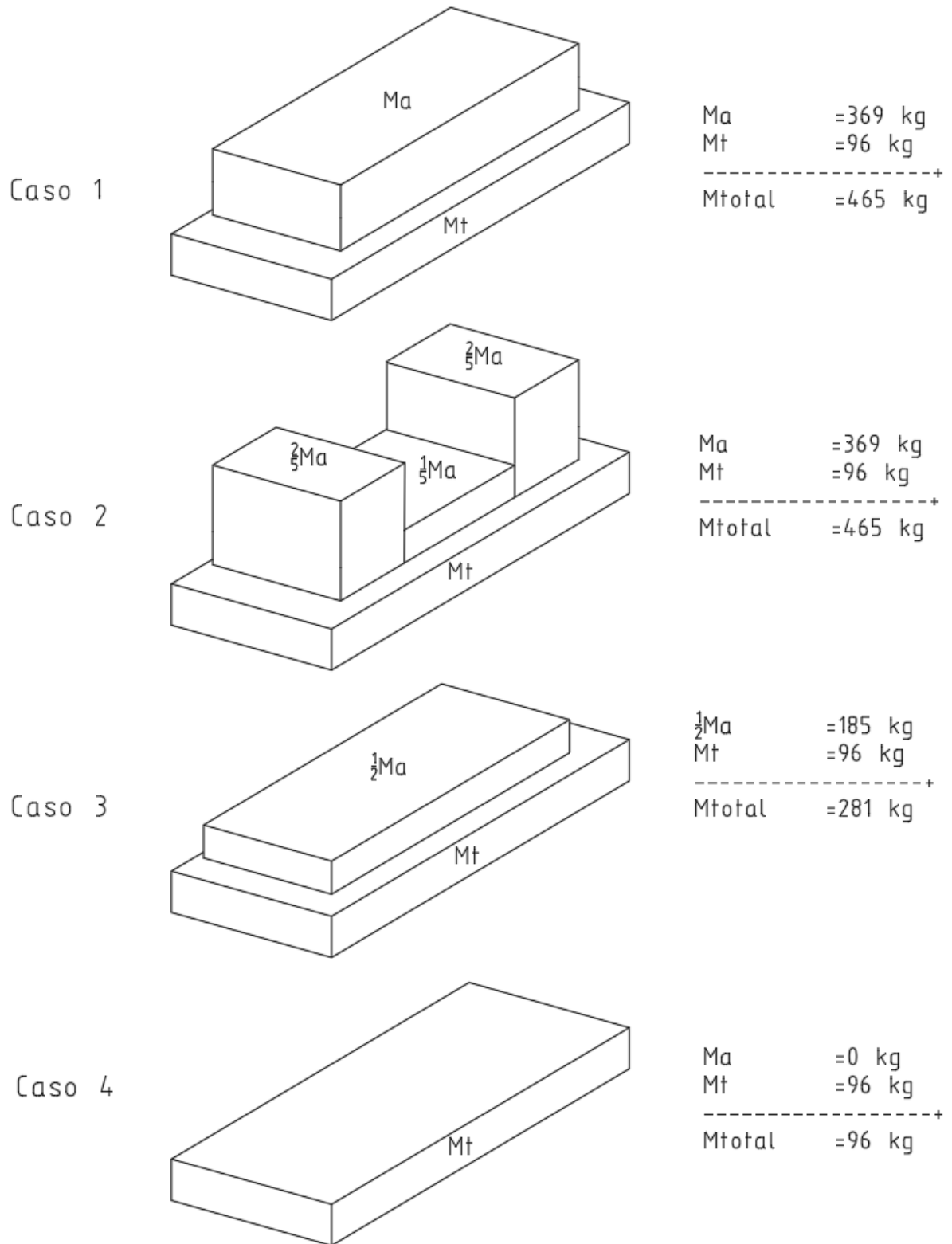


Figura 7.8 - Esquema de Distribuciones de Masa para Análisis de Sensibilidad.

7.3.2 Variable Dependientes

Las variables dependientes seleccionadas para el análisis son la máxima fuerza de impacto $F_{\text{máx}}$ y el máximo desplazamiento transversal del tablero $y_{\text{máx}}$. Ambas magnitudes se determinan como el máximo valor registrado en uno de los cuatro vértices del tablero.

7.3.3 Caso Base

El caso base consiste en los cuatro modelos de esviaje 0, 15, 30 y 45°, con junta de expansión de ancho 1,0 cm, tablero con masa adicional uniformemente distribuida (465 kg totales), sometidos a 7 registros del terremoto del Maule (2010), considerando el 100% de la aceleración sísmica.

7.3.4 Registros Sísmicos

Los registros seleccionados corresponden todos al terremoto del Maule (2010) dado que durante este sismo se observó la mayor cantidad de puentes que presentaron falla por pérdida de apoyo asociada al fenómeno de impacto estribo tablero.

Se seleccionó un total de 7 registros, según recomendación del código AASHTO-LRFD 2014, capítulo 4.7.4.3.4b, para un análisis de tipo tiempo-historia [1]. Se utilizaron registros con PGA mayor a 0,3 g, cada uno correspondiente a una localidad distinta y con su respectiva componente seleccionada de manera aleatoria (longitudinal/transversal; nortesur/este-oeste).

El espectro de respuesta de los registros seleccionados se muestra en las Figuras 7.9, 7.10 y 7.11.

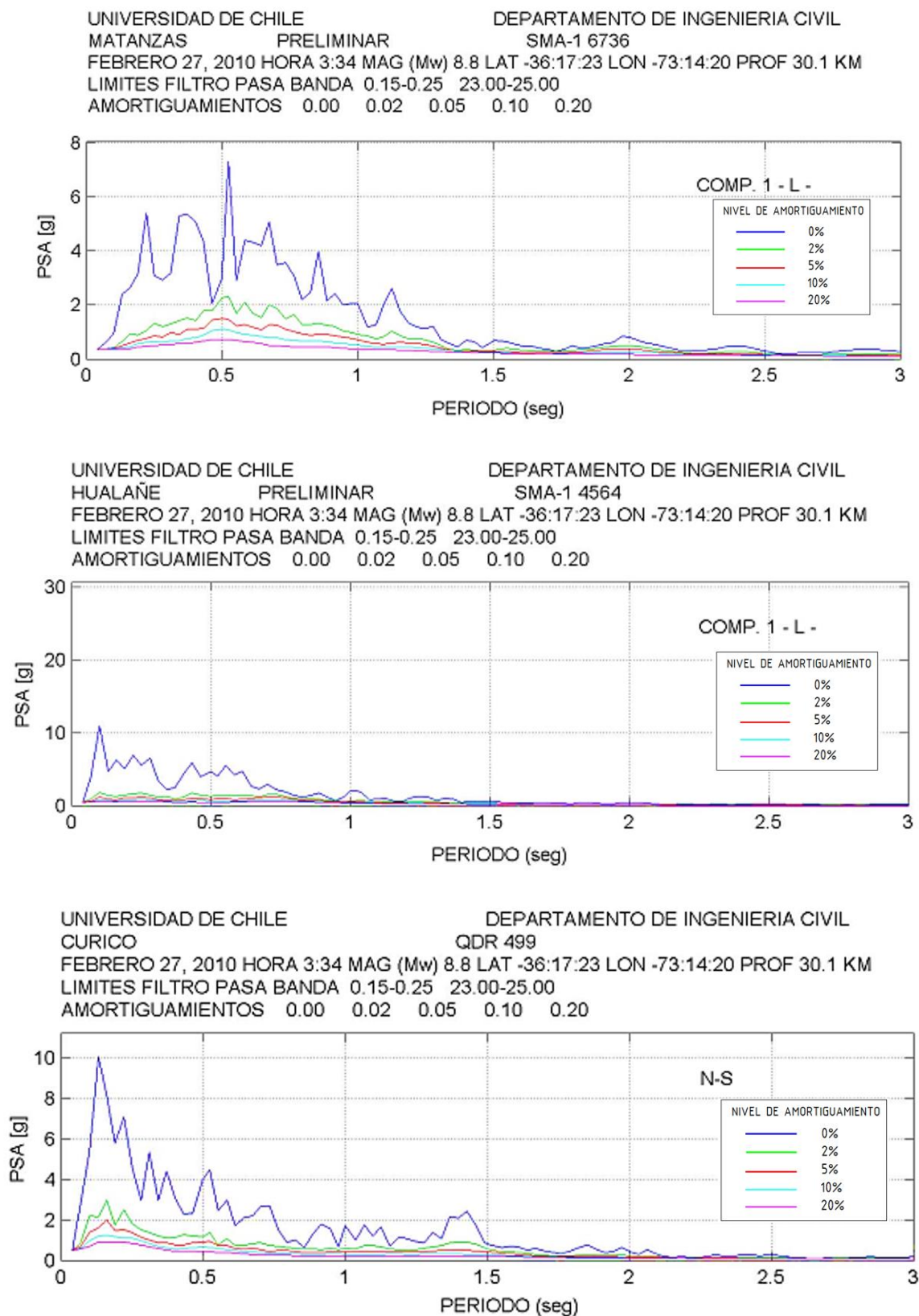


Figura 7.9 - Espectros de Respuesta de Registros Utilizados (1). Fuente: [36].

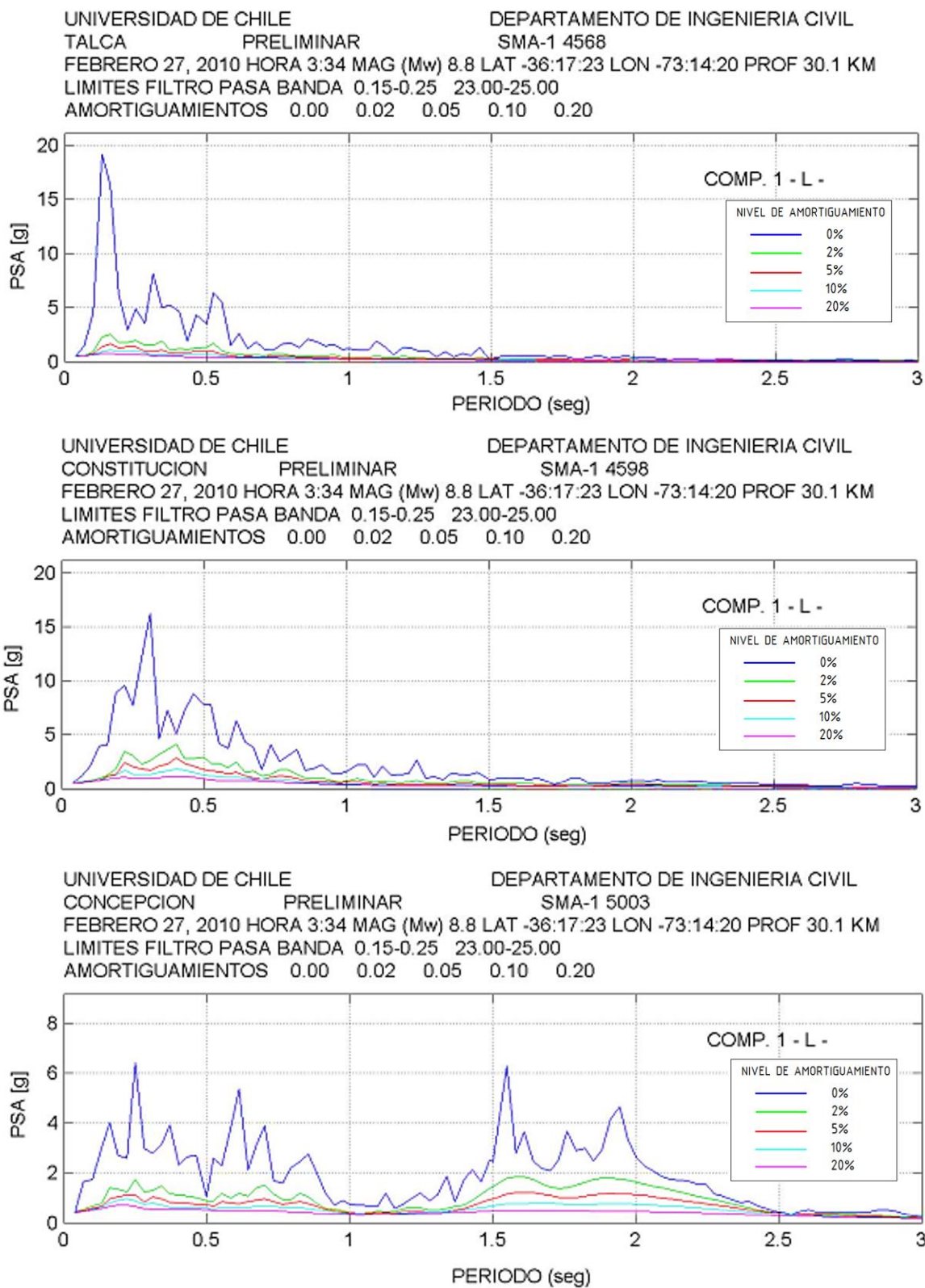


Figura 7.10 - Espectros de Respuesta de Registros Utilizados (2). Fuente: [36].

UNIVERSIDAD DE CHILE
ANGOL
FEBRERO 27, 2010 HORA 3:34 MAG (Mw) 8.8 LAT -36:17:23 LON -73:14:20 PROF 30.1 KM
LIMITES FILTRO PASA BANDA 0.15-0.25 23.00-25.00
AMORTIGUAMIENTOS 0.00 0.02 0.05 0.10 0.20

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
QDR 760

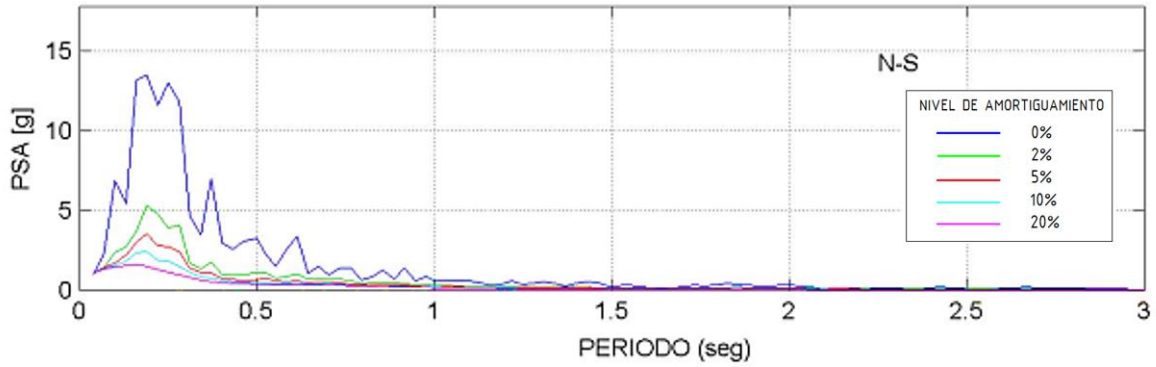


Figura 7.11 - Espectros de Respuesta de Registros Utilizados (3). Fuente: [36].

Dado que la mesa de simulación sísmica del laboratorio se controla por desplazamientos, se muestran a modo de referencia los registros de desplazamiento seleccionados (sin escalar) en las Figuras 7.12 y 7.13.

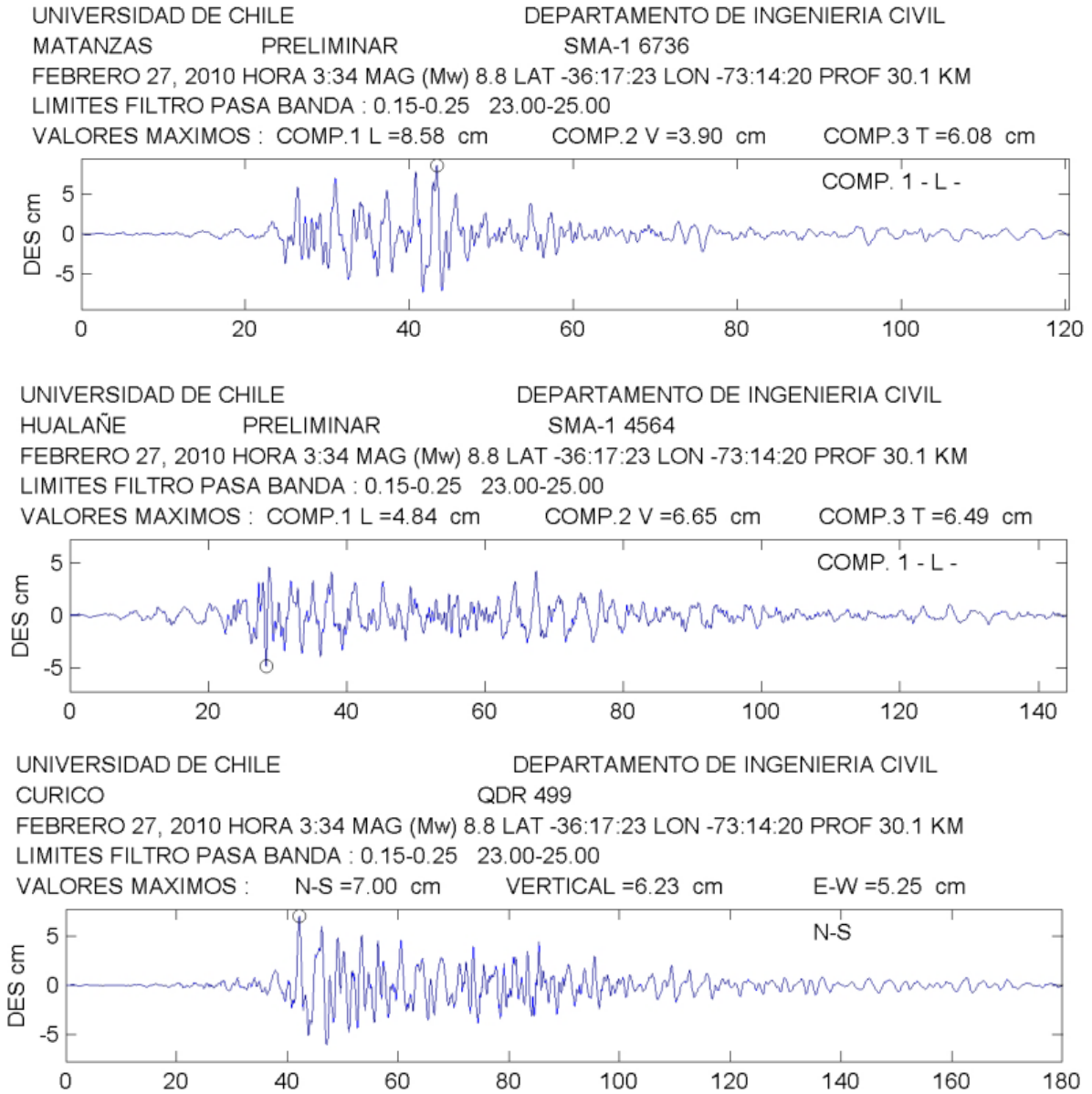
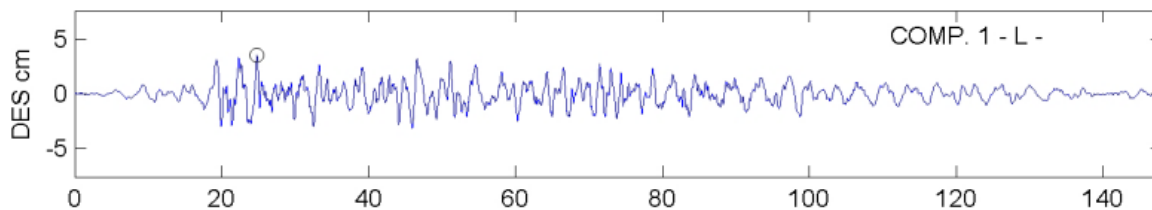
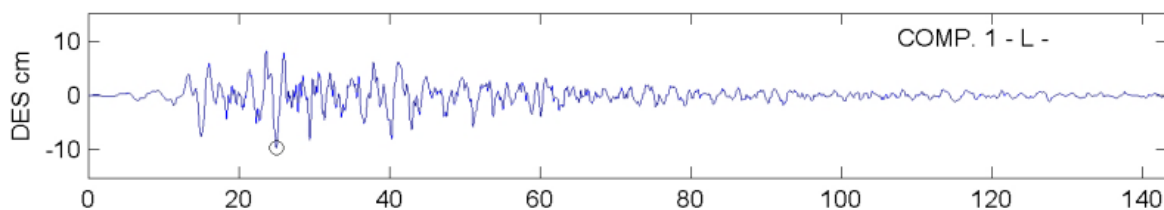


Figura 7.12 - Registro de Desplazamiento Utilizados (1). Fuente: [36].

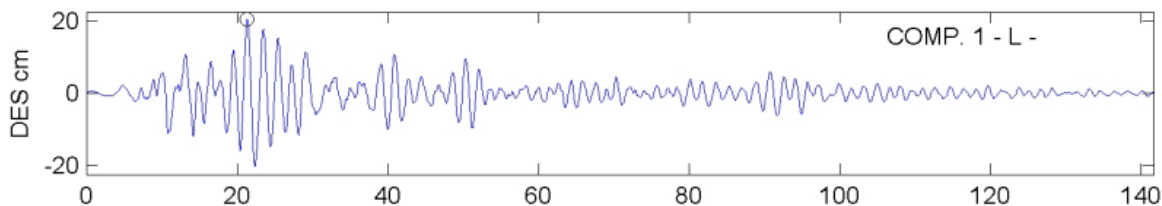
UNIVERSIDAD DE CHILE DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 TALCA PRELIMINAR SMA-1 4568
 FEBRERO 27, 2010 HORA 3:34 MAG (Mw) 8.8 LAT -36:17:23 LON -73:14:20 PROF 30.1 KM
 LIMITES FILTRO PASA BANDA : 0.15-0.25 23.00-25.00
 VALORES MAXIMOS : COMP.1 L =3.58 cm COMP.2 V =5.44 cm COMP.3 T =6.97 cm



UNIVERSIDAD DE CHILE DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 CONSTITUCION PRELIMINAR SMA-1 4598
 FEBRERO 27, 2010 HORA 3:34 MAG (Mw) 8.8 LAT -36:17:23 LON -73:14:20 PROF 30.1 KM
 LIMITES FILTRO PASA BANDA : 0.15-0.25 23.00-25.00
 VALORES MAXIMOS : COMP.1 L =9.76 cm COMP.2 V =4.51 cm COMP.3 T =13.92 cm



UNIVERSIDAD DE CHILE DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 CONCEPCION PRELIMINAR SMA-1 5003
 FEBRERO 27, 2010 HORA 3:34 MAG (Mw) 8.8 LAT -36:17:23 LON -73:14:20 PROF 30.1 KM
 LIMITES FILTRO PASA BANDA : 0.15-0.25 23.00-25.00
 VALORES MAXIMOS : COMP.1 L =20.43 cm COMP.2 V =6.83 cm COMP.3 T =15.66 cm



UNIVERSIDAD DE CHILE DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 ANGOL QDR 760
 FEBRERO 27, 2010 HORA 3:34 MAG (Mw) 8.8 LAT -36:17:23 LON -73:14:20 PROF 30.1 KM
 LIMITES FILTRO PASA BANDA : 0.15-0.25 23.00-25.00
 VALORES MAXIMOS : E-W =7.05 cm N-S =3.44 cm VERTICAL =2.28 cm

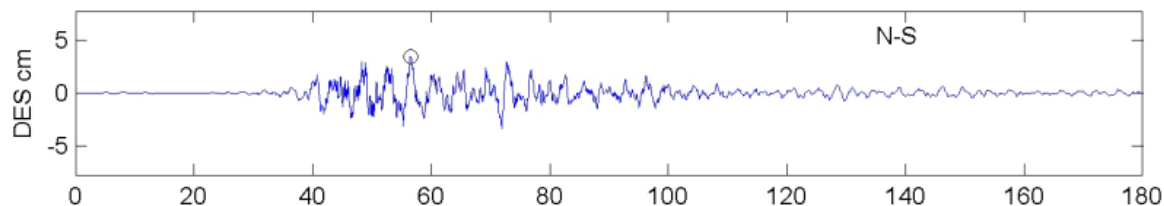


Figura 7.13 - Registro de Desplazamiento Utilizados (2). Fuente: [36].

7.4 Resultados

Los resultados del análisis de sensibilidad asociados a los distintos parámetros considerados se presentan en forma de gráficos tipo box-plot (Ver Figura 7.14).

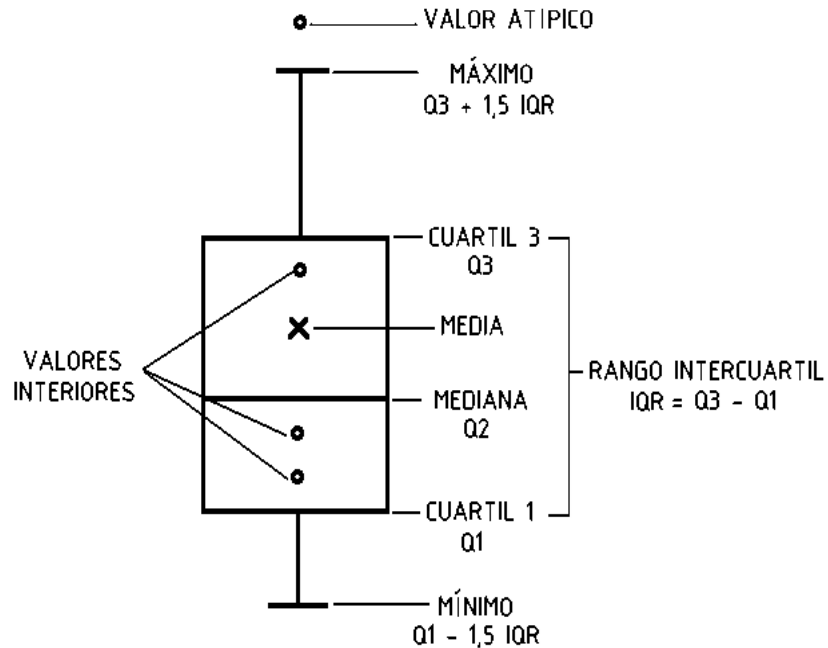


Figura 7.14 - Simbología de Gráficos Tipo Box-Plot.

Los gráficos se dividen en dos categorías: gráficos de sensibilidad al ancho de junta de expansión y gráficos de sensibilidad al factor de escala de aceleración del registro. Estos a su vez se subdividen en cuatro casos asociados a distintas distribuciones de masa. Dentro de cada gráfico se combinan los resultados de los cuatro modelos (M-0, M-15, M-30 y M-40) sometidos cada uno a los 7 registros sísmicos seleccionados.

7.5.3 Periodos Fundamentales

Previo a la adquisición de datos, se estiman los 3 primeros periodos naturales de vibración de los modelos para cada una de las distribuciones de masa planteadas. Los resultados obtenidos de la simulación se muestran en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2 - Periodos Naturales de Vibración según Caso de Carga.

Periodo N°	Dirección	Caso de Carga			
		Caso 1: Masa Adicional (Uniforme)	Caso 2: Masa Adicional (Extremos)	Caso 3: Mitad de Masa Adicional	Caso 4: Sin Masa Adicional
		M=465 kg	M=465 kg	M=281 kg	M=96 kg
1	Longitudinal	0,16000	0,15996	0,12425	0,07272
2	Transversal	0,16000	0,15994	0,12423	0,07270
3	Rotacional	0,09877	0,11157	0,07672	0,04489

Los periodos naturales de vibración para el Caso 1 (masa adicional uniformemente distribuida) son consecuentes con los estimados en la etapa de diseño de los modelos, considerando apoyos elastoméricos con módulo de corte $G=13 \text{ kg/cm}^2$ (Capítulo 5.4.3.2). Dado lo anterior, es posible afirmar que la asignación de masas del tablero y la rigidez de los apoyos elastoméricos es correcta.

Se observa que para el Caso 2 (masa adicional concentrada en los extremos) se obtienen prácticamente los mismos periodos longitudinal y transversal que en el Caso 1, pero un mayor periodo rotacional. Lo anterior se debe a que en el Caso 2 la masa total es la misma que para el Caso 1 (mismos periodos longitudinal y transversal), pero la inercia rotacional es mayor debido a que la masa se encuentra concentrada lejos del centro geométrico del tablero (mayor periodo rotacional).

Los periodos de los Casos 3 y 4 (masa adicional a la mitad y sin masa adicional, respectivamente) son menores a los del Caso 1, siendo estos directamente proporcionales a la raíz de sus respectivas masas totales.

7.5.4 Sensibilidad al Ancho de Junta de Expansión

7.5.4.1 Modelo con Masa Adicional Uniforme (Caso 1 - Base)

En la Figura 7.15 se observa que la fuerza de impacto media tiende a disminuir a medida que aumenta el ancho de la junta de expansión. Se observa además que para una junta de 1,0 cm no se produce impacto en ninguno de los modelos considerados, mientras que para una junta de 0,7 cm solo se produce impacto en los modelos de 0° y 15°, y en menor medida en el modelo de 30° (valores atípicos). El máximo valor de fuerza de impacto ($\approx 2,55$ Tf) se da para el modelo de 15° con junta de expansión de 0,5 cm.

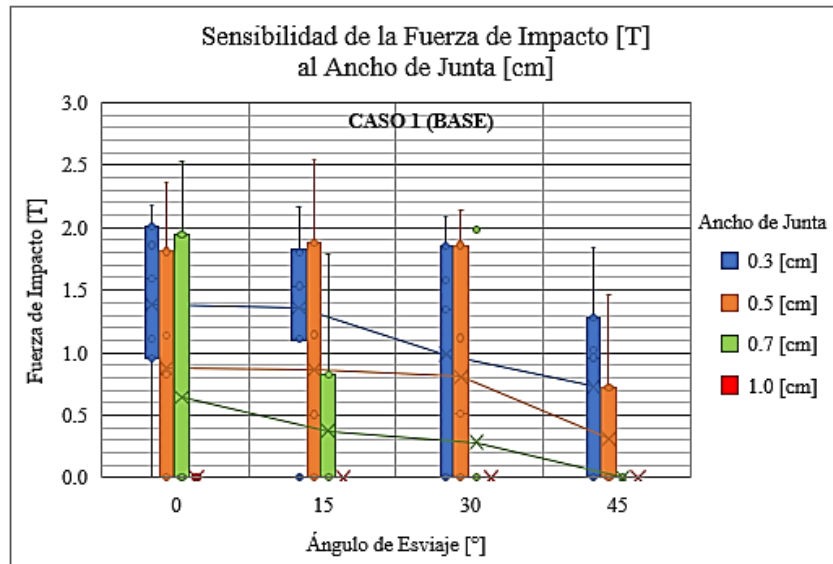


Figura 7.15 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Ancho de Junta (Caso 1).

En la Figura 7.16 se observa que el desplazamiento transversal medio tiende a disminuir a medida que aumenta el ancho de junta de expansión. Se observa además que para una junta de 1,0 cm no se produce ningún desplazamiento transversal debido a que los modelos no alcanzan a impactar. El máximo valor de desplazamiento transversal ($\approx 0,81$ cm) se da para el modelo de 45° con una junta de 0,5 cm, pero este corresponde a un valor atípico. Un valor más representativo de máximo desplazamiento transversal ($\approx 0,74$ cm) se da para el modelo de 45° con junta de 0,3 cm.

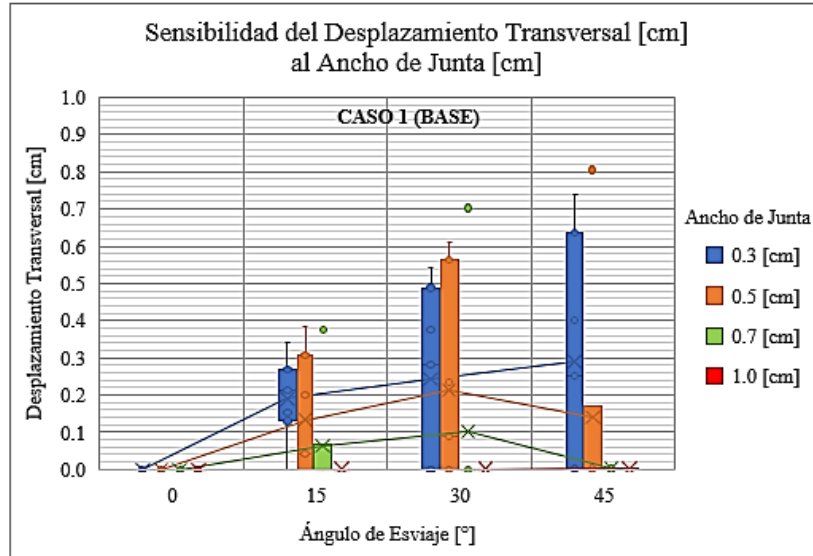


Figura 7.16 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Ancho de Junta (Caso 1).

7.5.4.2 Modelo con Masa Adicional distribuida hacia los Extremos (Caso 2)

En la Figura 7.17 se observa que la fuerza de impacto media tiende a disminuir a medida que aumenta el ancho de la junta de expansión. El comportamiento de los modelos es muy similar al del Caso 1, salvo pequeñas variaciones en la magnitud de las fuerzas del orden de 0,1 Tf. El máximo valor de fuerza de impacto ($\approx 2,50$ Tf) se da para el modelo de 15° con junta de expansión de 0,5 cm.

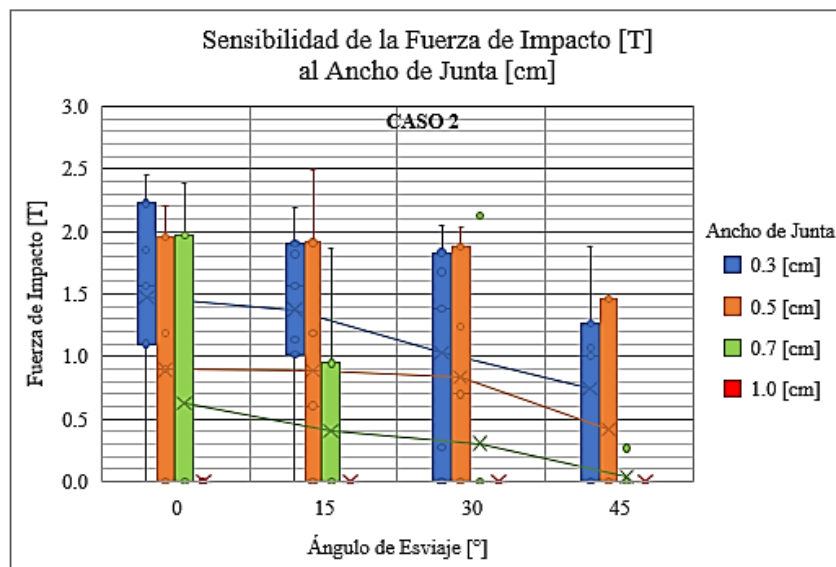


Figura 7.17 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Ancho de Junta (Caso 2).

En la Figura 7.18 se observa que el desplazamiento transversal medio tiende a disminuir a medida que aumenta el ancho de junta de expansión. El comportamiento de los modelos es muy similar al del Caso 1, salvo un muy leve aumento en la magnitud de los desplazamientos del orden de 0,01 cm. El máximo valor de desplazamiento transversal ($\approx 0,80$ cm) se da para el modelo de 45° con una junta de expansión de 0,5 cm.

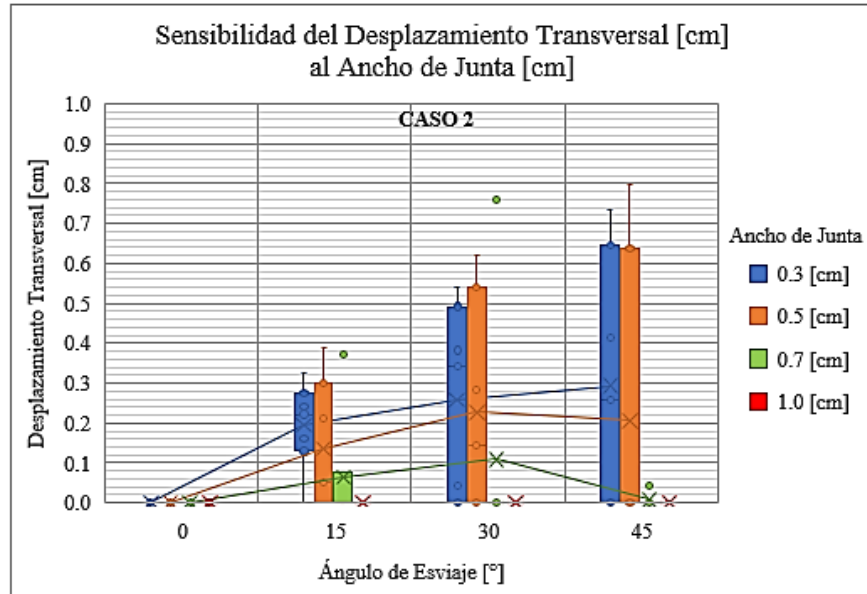


Figura 7.18 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Ancho de Junta (Caso 2).

7.5.4.3 Modelo con Mitad de Masa Adicional (Caso 3)

En la Figura 7.19 se observa que la fuerza de impacto media tiende a disminuir a medida que aumenta el ancho de la junta de expansión. Las fuerzas registradas son considerablemente menores a las del Caso 1, debido a la disminución en la masa total del modelo. Se observa que solo se genera un número significativo de impactos para las juntas de expansión de 0,3 cm y 0,5 cm. El máximo valor de fuerza de impacto ($\approx 2,05$ Tf) se da para el modelo de 0° con junta de expansión de 0,3 cm.

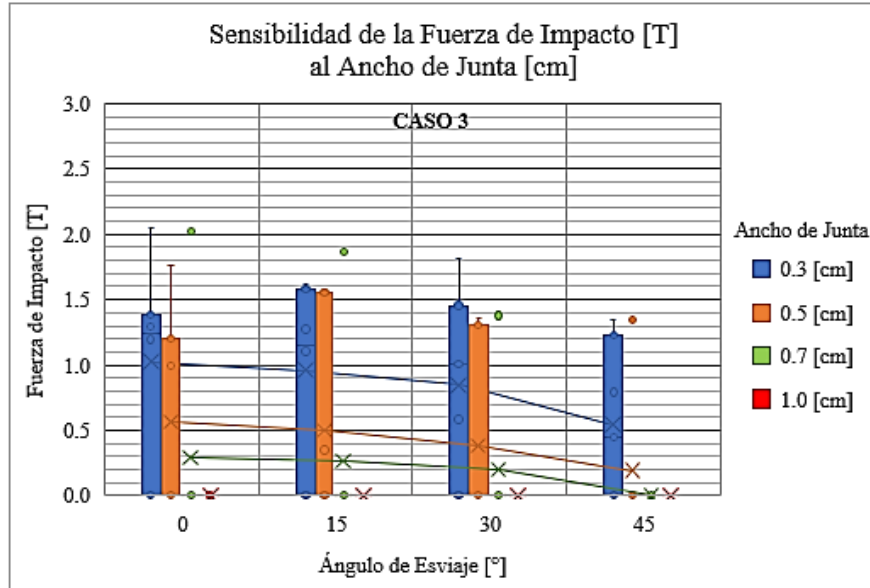


Figura 7.19 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Ancho de Junta (Caso 3).

En la Figura 7.20 se observa que el desplazamiento transversal medio tiende a disminuir a medida que aumenta el ancho de junta de expansión. Los desplazamientos registrados son considerablemente menores a los del Caso 1. Solo se generan desplazamientos significativos para juntas de expansión de 0,3 cm y 0,5 cm. El máximo valor de desplazamiento transversal ($\approx 0,58$ cm) se da para el modelo de 45° con junta de expansión de 0,3 cm.

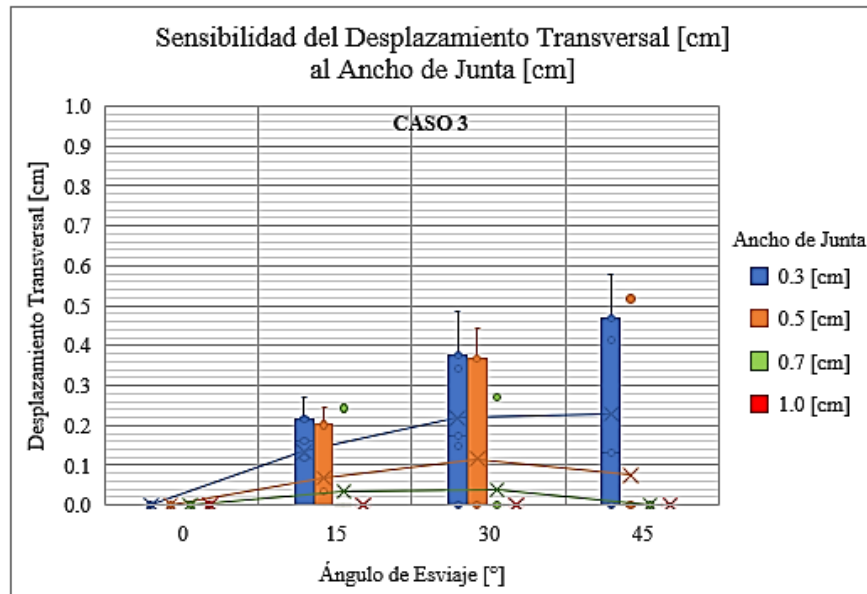


Figura 7.20 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Ancho de Junta (Caso 3).

7.5.4.4 *Modelo sin Masa Adicional (Caso 4)*

En la Figura 7.21 no se observa una tendencia clara para la fuerza de impacto en función del ancho de junta, dado que el número de impactos producidos no es significativo. El máximo valor de fuerza de impacto ($\approx 1,10$ Tf) se da para el modelo de 0° con junta de expansión de 0,3 cm, pero este corresponde a un valor atípico.

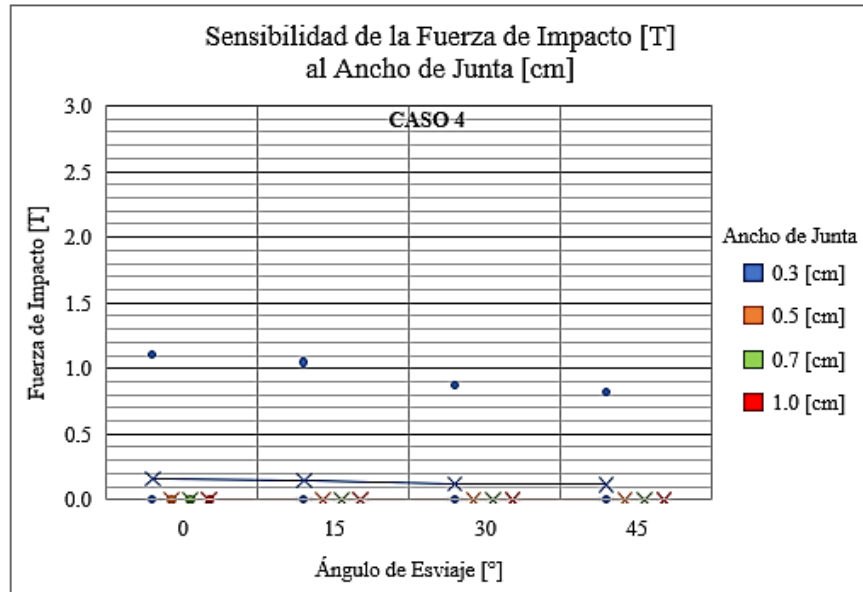


Figura 7.21 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Ancho de Junta (Caso 4).

En la Figura 7.22 no se observa una tendencia clara para el desplazamiento transversal en función del ancho de junta, dado que el número de impactos producidos no es significativo. El máximo valor de desplazamiento transversal ($\approx 0,42$ cm) se da para el modelo de 45° con una junta de expansión de 0,3 cm, pero este corresponde a un valor atípico.

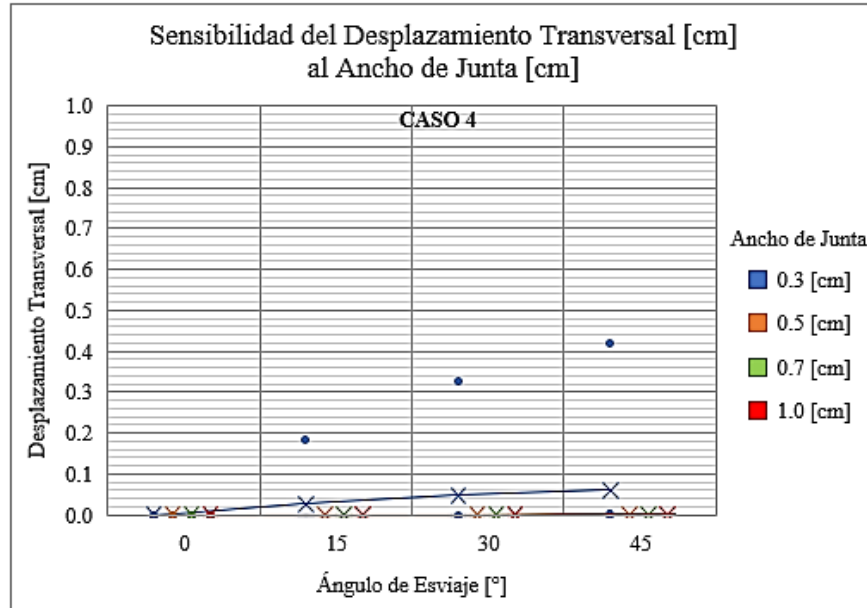


Figura 7.22 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Ancho de Junta (Caso 4).

7.5.5 Sensibilidad al Factor de Escala del Registro

7.5.5.1 Modelo con Masa Adicional Uniforme (Caso 1 – Base)

En la Figura 7.23 se observa que la fuerza de impacto media tiende a aumentar a medida que aumenta el factor de escala del registro. Se observa que para los factores de escala de 50% y 100% no se alcanza a producir ningún impacto dentro de los modelos considerados. El máximo valor de fuerza de impacto ($\approx 2,65$ Tf) se da para el modelo de 15° con factor de escala del registro del 200%.

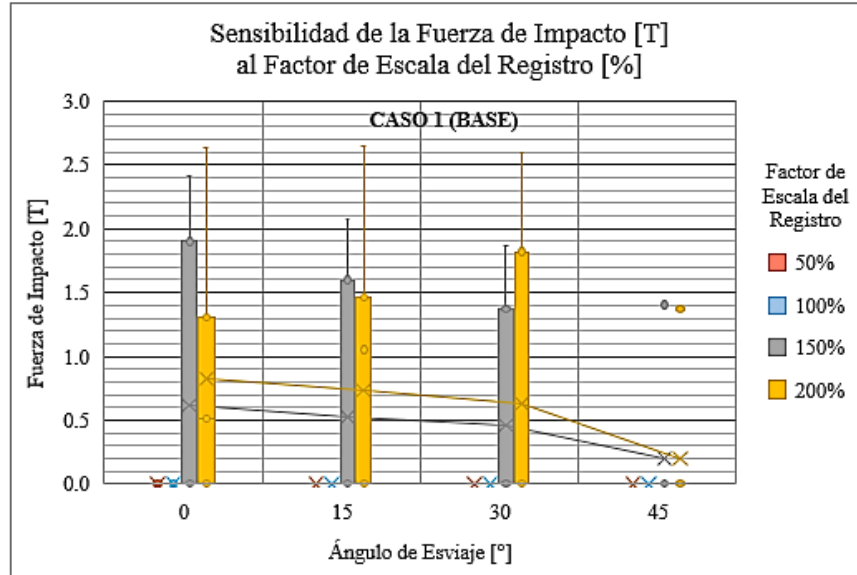


Figura 7.23 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Factor de E. del Registro (Caso 1).

En la Figura 7.24 se observa que el desplazamiento transversal medio tiende a aumentar a medida que aumenta el factor de escala del registro. Se observa que para los factores de escala de 50% y 100% no se alcanza a producir ningún impacto dentro de los modelos considerados. El máximo valor de desplazamiento transversal ($\approx 0,81$ cm) se da para el modelo de 30° con factor de escala del registro del 150%, pero este corresponde a un valor atípico. Un valor más representativo de máximo desplazamiento transversal ($\approx 0,75$ cm) se da para el modelo de 30° con factor de escala del registro del 200%.

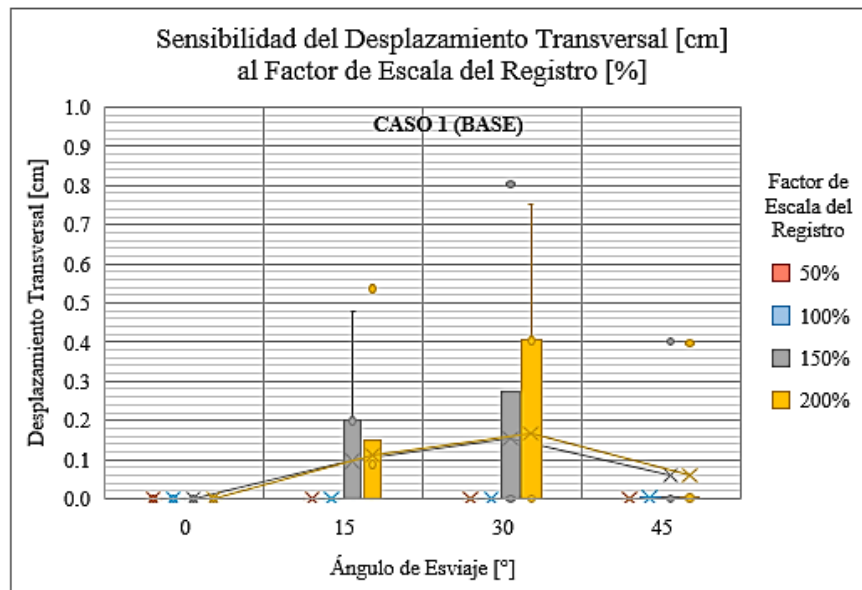


Figura 7.24 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Factor de E. del Registro (Caso 1).

7.5.5.2 *Modelo con Masa Adicional distribuida hacia los Extremos (Caso 2)*

En la Figura 7.25 se observa que la fuerza de impacto media tiende a aumentar a medida que aumenta el factor de escala del registro. El comportamiento de los modelos es muy similar al del Caso 1, salvo un leve aumento en la magnitud de las fuerzas del orden de 0,05 Tf. El máximo valor de fuerza de impacto ($\approx 2,70$ Tf) se da para el modelo de 0° con factor de escala del registro del 200%.

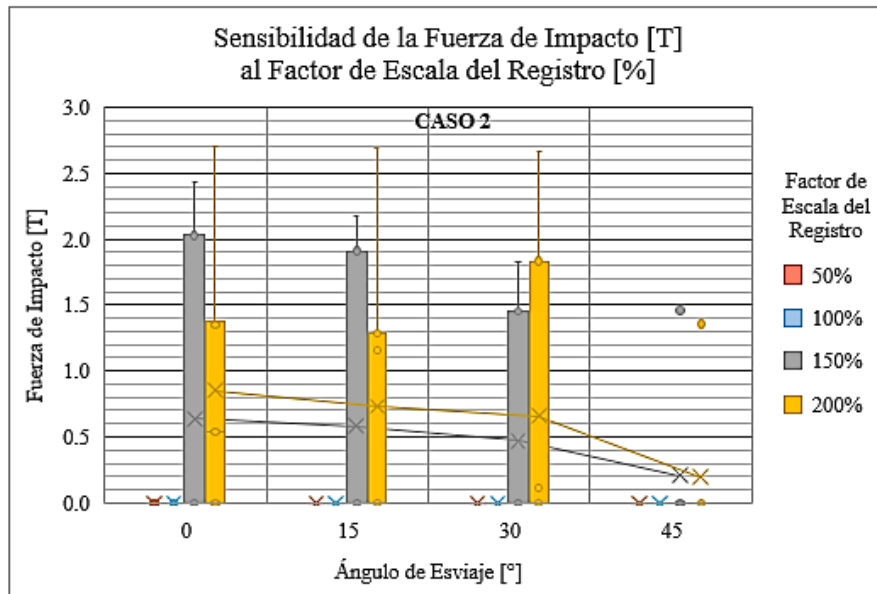


Figura 7.25 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Factor de E. del Registro (Caso 2).

En la Figura 7.26 se observa que el desplazamiento transversal medio tiende a aumentar a medida que aumenta el factor de escala del registro. El comportamiento de los modelos es muy similar al del Caso 1, salvo un muy leve aumento en la magnitud de los desplazamientos del orden de 0,01 cm. El máximo valor de desplazamiento transversal ($\approx 0,82$ cm) se da para el modelo de 30° con factor de escala del registro del 150%, pero este corresponde a un valor atípico. Un valor más representativo de máximo desplazamiento transversal ($\approx 0,75$ cm) se da para el modelo de 30° con factor de escala del registro del 200%.

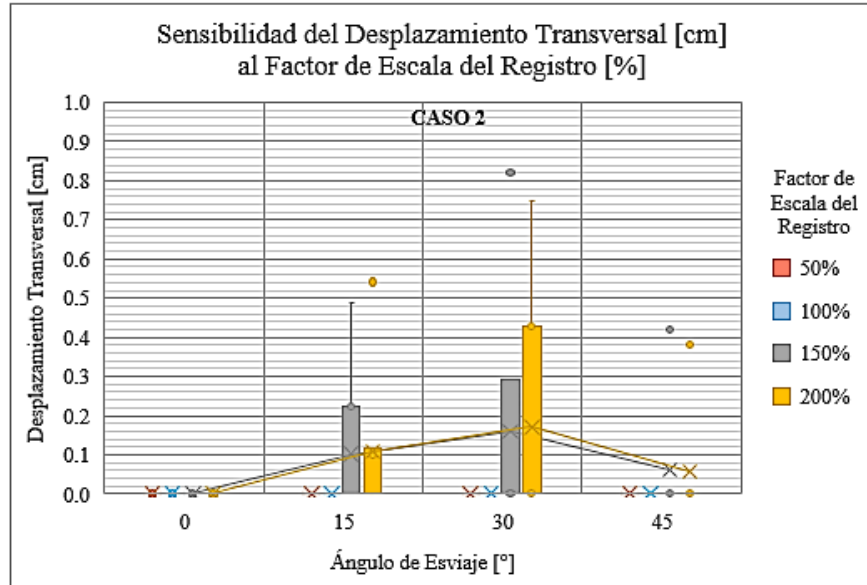


Figura 7.26 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Factor de E. del Registro (Caso 2).

7.5.5.3 Modelo con Mitad de Masa Adicional (Caso 3)

En la Figura 7.27 se observa que la fuerza de impacto media tiende a aumentar a medida que aumenta el factor de escala del registro, pero esta tendencia no es del todo clara debido a que son pocos los eventos de impacto significativos. El máximo valor de fuerza de impacto ($\approx 2,20$ Tf) se da para el modelo de 15° con factor de escala del registro del 200%.

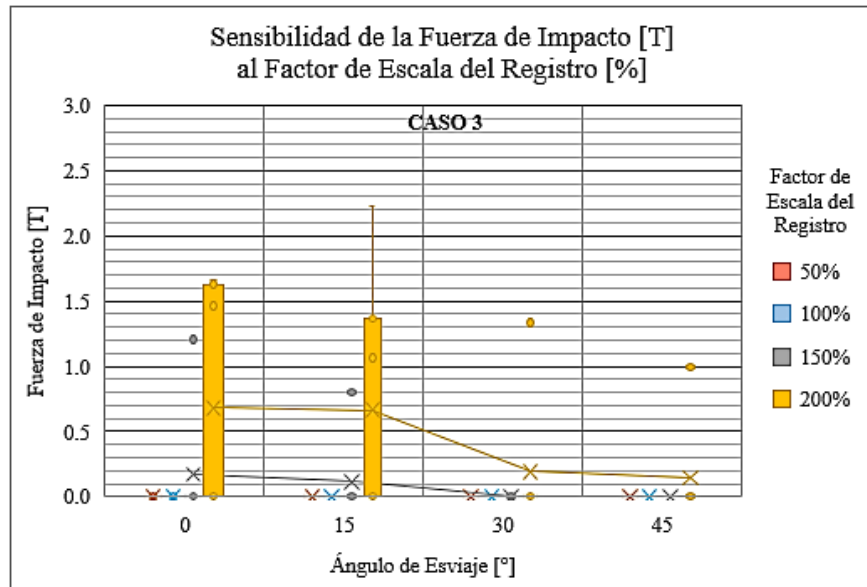


Figura 7.27 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Factor del Registro (Caso 3).

En la Figura 7.28 no se observa una tendencia clara para el desplazamiento transversal en función del factor de escala del registro, debido a que son pocos los eventos de impacto significativos. El máximo valor de desplazamiento transversal ($\approx 0,38$ cm) se da para el modelo de 30° con factor de escala del registro del 200%, pero este corresponde a un valor atípico. Un valor más representativo de máximo desplazamiento transversal ($\approx 0,30$ cm) se da para el modelo de 15° con factor de escala del registro del 200%.

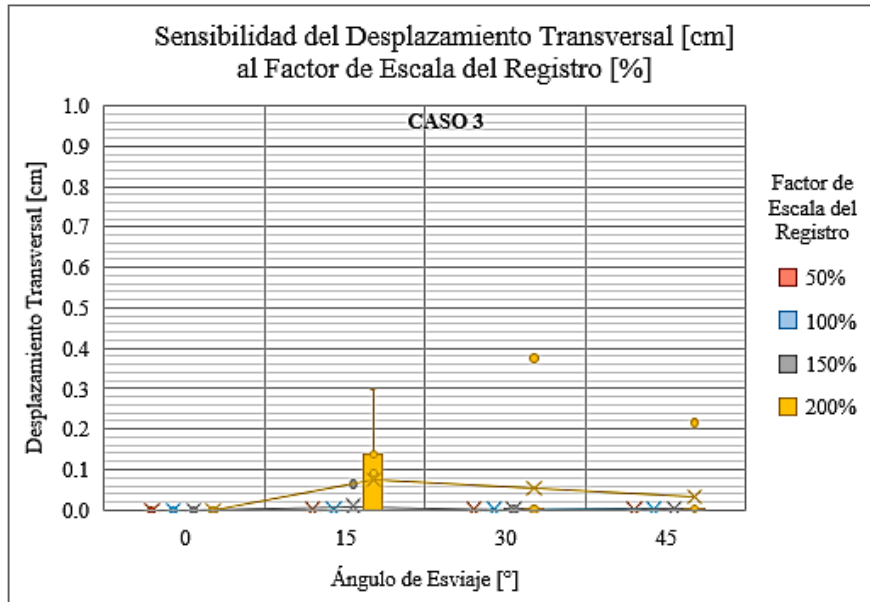


Figura 7.28 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Factor del Registro (Caso 3).

7.5.5.4 Modelo sin Masa Adicional (Caso 4)

En la Figura 7.29 no se observa una tendencia clara para la fuerza de impacto en función del factor de escala del registro. Existe un único evento de impacto ($\approx 0,80$ Tf), registrado para el modelo de 0° con factor de escala del registro del 200%, pero este corresponde a un valor atípico.

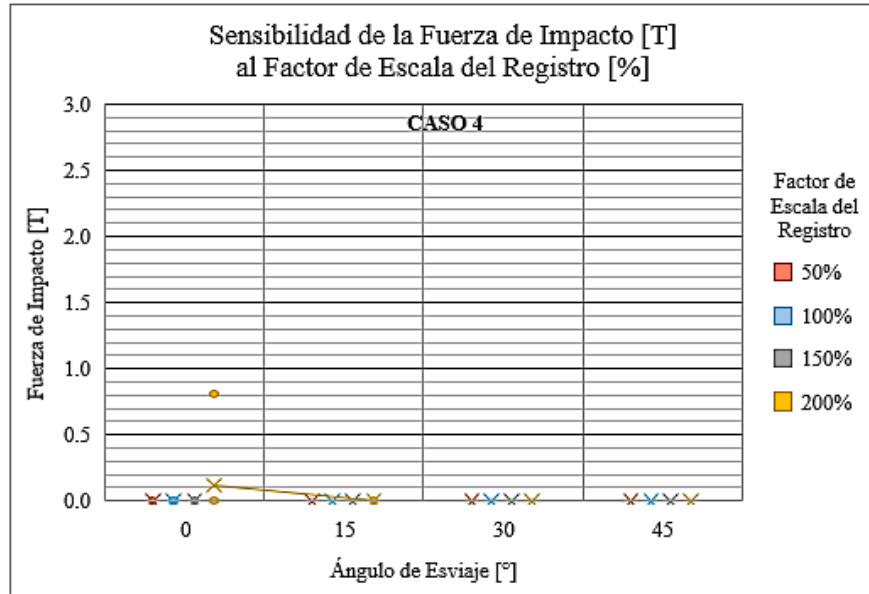


Figura 7.29 - Sensibilidad de Fuerza de Impacto al Factor del Registro (Caso 4).

En la Figura 7.30 no se observa ninguna tendencia dado que los modelos no alcanzan a impactar, o bien, los pocos impactos registrados ocurren para el modelo de 0° y estos no alcanzan a generar desplazamientos transversales significativos.

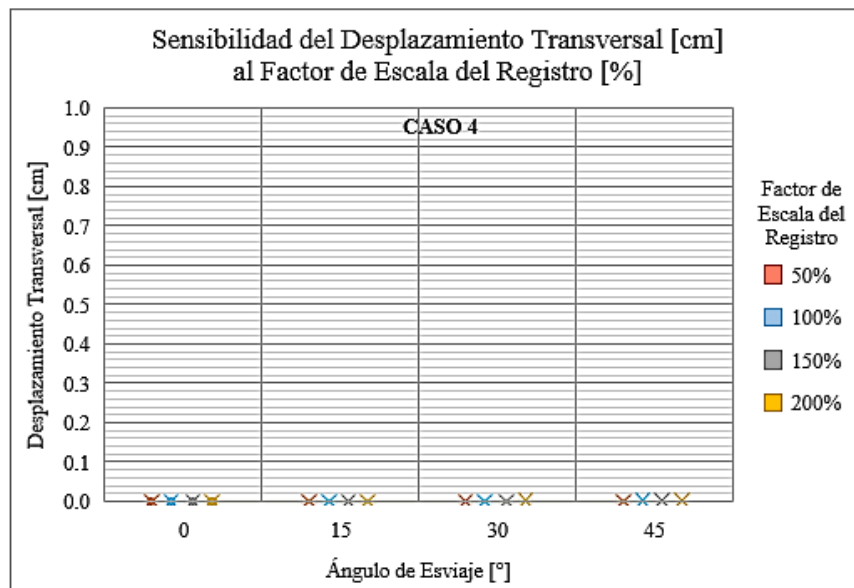


Figura 7.30 - Sensibilidad de Desplazamiento T. al Factor del Registro (Caso 4).

7.6 Análisis de Resultados

7.6.1 Escenario Base

- La simulación indica que no se produce ningún evento de impacto para el escenario base, vale decir, modelos con junta de expansión de 1,0 cm, masa adicional uniformemente distribuida (Caso 1) y factor de escala de aceleración del 100% (Figuras 7.15 y 7.16). Lo anterior puede solventarse si se considera una junta de expansión menor o un factor de escala de aceleración mayor. Dado que el ajuste de la junta de expansión resulta complicado desde el punto de vista constructivo, se sugiere emplear distintos factores de escala de aceleración dentro del protocolo de ensayo, para garantizar la ocurrencia de un número significativo de eventos de impacto. En este sentido, la simulación muestra que para factores de escala del 150% y 200% se logran generar varios eventos de impacto en cada modelo para la condición base (Figuras 7.23 y 7.24).

7.6.2 Valores Máximos Absolutos

- La máxima fuerza de impacto registrada durante las simulaciones es del orden de 2,70 Tf y se produce para el modelo de 0°, con junta de expansión de 1,0 cm, masa adicional concentrada en los extremos (Caso 2) y un factor de escala de aceleración del 200% (Figura 7.25). Cabe mencionar que para los modelos de 15° y 30° se producen fuerzas muy similares bajo las mismas condiciones. Una fuerza de impacto ligeramente inferior, del orden de 2,65 Tf, se produce también para el modelo de 15° con junta de expansión de 1,0 cm, masa adicional uniformemente distribuida (Caso 1) y un factor de escala de aceleración del 200% (Figura 7.23).
- El máximo desplazamiento transversal registrado durante las simulaciones es del orden de 0,82 cm y se produce para el modelo de 30°, con junta de expansión de 1,0 cm, masa adicional concentrada en los extremos (Caso 2) y un factor de escala de aceleración del 150% (Figura 7.26). No obstante, este último desplazamiento corresponde a un valor atípico, siendo un caso más representativo el del desplazamiento transversal de 0,80 cm producido para el modelo de 45° con junta de expansión de 0,5 cm, con masa adicional concentrada en los extremos (Caso 2) y factor de escala de aceleración del 100% (Figura 7.18).

7.6.3 Sensibilidad al Ángulo de Esviaje

- En general, a mayor ángulo de esviaje, menor es la fuerza de impacto media. Esto se debe a que, para ángulos de esviaje elevados, la distancia longitudinal que el tablero debe recorrer antes de lograr impactar contra el estribo es mayor. Esta distancia corresponde a $g_p \cdot \cos(\theta)$, donde g_p es el ancho de junta y θ el ángulo de esviaje.
- Por otro lado, a mayor ángulo de esviaje, mayor es el desplazamiento transversal medio. Esto es consecuente con las características del fenómeno de impacto estribo-tablero en donde, a mayor esviaje, mayor es la excentricidad de la fuerza de impacto y por ende mayor es la rotación y/o el desplazamiento transversal inducido por dicha fuerza.
- Las máximas fuerzas de impacto tienden a producirse para ángulos de esviaje bajos, vale decir, ángulos de 0° y 15° (Figuras 7.15, 7.17, 7.19 y 7.21)
- Los máximos desplazamientos transversales tienden a producirse para un ángulo de esviaje de 45° (Figuras 7.16, 7.18, 7.20 y 7.22), excepto en aquellos casos en donde el tablero con dicho esviaje no alcanza a impactar un número significativo de veces. En dichos casos, los máximos desplazamientos transversales tienden a producirse para un ángulo de esviaje de 30° (Figuras 7.24, 7.26 y 7.28).
- Las dispersiones en términos de fuerza de impacto tienden a ser mayores para el modelo de esviaje 0° , y menores para el de 45° (Figuras 7.15, 7.17, 7.19 y 7.21).
- De manera contraria, las dispersiones en términos de desplazamiento transversal tienden a ser mayores para el modelo de 45° , y menores para el de 0° (Figuras 7.16, 7.18, 7.20 y 7.22).

7.6.4 Sensibilidad a la Masa del Tablero

- En general, a mayor masa del tablero, mayor es la fuerza de impacto media. Esto se debe a que las fuerzas inerciales logran superar con mayor facilidad las fuerzas restitutivas de los elastómeros, ocasionando un mayor número de impactos y aumentando su intensidad. La distribución de la masa hacia los extremos del tablero (Caso 2, Figuras 7.17 y 7.25) tiende a aumentar la fuerza de impacto, pero de manera poco significativa con respecto al caso base (Caso 1, Figuras 7.15 y 7.23).
- Por otro lado, a mayor masa del tablero, mayor es el desplazamiento transversal medio. Esto se debe a que la intensidad del impacto aumenta con la masa, y por ende aumenta también la magnitud de las rotaciones y/o los desplazamientos transversales inducidos. La distribución de la masa hacia los extremos del tablero (Caso 2, Figuras 7.18 y 7.26) tiende a aumentar el desplazamiento transversal, pero de manera poco significativa con respecto al caso base (Caso 1, Figuras 7.16 y 7.24).
- Las máximas fuerzas de impacto tienden a producirse para el caso de masa adicional concentrada en los extremos (Caso 2, Figuras 7.17 y 7.25), seguido muy de cerca por

el caso de masa adicional uniformemente distribuida (Caso 1, Figuras 7.15 y 7.23). Para el caso del tablero sin masa adicional (Caso 4) prácticamente no se generan impactos, a excepción de ciertos valores atípicos (Figuras 7.21 y 7.29).

- Los máximos desplazamientos transversales tienden a producirse para el caso de masa adicional concentrada en los extremos (Caso 2, 7.18 y 7.26). Para el caso del tablero sin masa adicional (Caso 4) prácticamente no se generan desplazamientos transversales, a excepción de ciertos valores atípicos (Figuras 7.22 y 7.30).
- Las dispersiones en términos de fuerza de impacto tienden a ser mayores para los modelos con masa adicional total (Casos 1 y 2, Figuras 7.15, 7.17, 7.23 y 7.25), dada la mayor ocurrencia de eventos de impacto.
- Las dispersiones en términos de desplazamiento transversal tienden a ser mayores para los modelos con masa adicional total (Casos 1 y 2, Figuras 7.16, 7.18, 7.24 y 7.26), dada la mayor ocurrencia de eventos de impacto.

7.6.5 Sensibilidad a la Junta de Expansión

- En general, a mayor ancho de junta de expansión, menor es la fuerza de impacto media. Esto se debe a que el tablero dispone de una mayor distancia para poder desacelerar y por ende la intensidad del impacto tiende a disminuir, o bien, no alcanza a producirse. Nótese que, para junta muy pequeñas (menores a las consideradas dentro del análisis) debiese esperarse igualmente una disminución en la fuerza de impacto, por lo que la tendencia obtenida es válida solo hasta cierto punto.
- Por otro lado, a mayor ancho de junta de expansión, menor es el desplazamiento transversal medio. Esto se debe a que los impactos producidos son de menor magnitud y por ende también lo es la rotación y/o los desplazamientos transversales inducidos.
- Las máximas fuerzas de impacto tienden a producirse para juntas de 0,5 cm y 0,7 cm en el caso de los modelos con masa adicional total (Casos 1 y 2, Figuras 7.15 y 7.17). Para los casos de menor masa, las máximas fuerzas tienden a producirse para una junta de 0,3 cm (Casos 3 y 4, Figuras 7.19 y 7.21).
- Los máximos desplazamientos transversales tienden a producirse para juntas de 0,3 y 0,5 cm para el caso de modelos con masa adicional uniforme y distribuida hacia los extremos, respectivamente (Casos 1 y 2, Figuras 7.16 y 7.18). Para los casos de menor masa, los máximos desplazamientos transversales tienden a producirse para una junta de 0,3 cm (Casos 3 y 4, Figuras 7.20 y 7.22).
- Las dispersiones en términos de fuerza de impacto tienden a ser mayores para una junta de expansión de 0,5 cm (Casos 1 y 2, Figuras 7.15 y 7.17).
- De la misma manera, las dispersiones en términos de desplazamiento transversal tienden a ser mayores para una junta de expansión de 0,5 cm (Casos 1 y 2, Figuras 7.16 y 7.18).

7.6.6 Sensibilidad al Factor de Escala de Aceleración

- En general, a mayor factor de escala de aceleración, mayor es la fuerza de impacto media. Esto se debe a que mayores aceleraciones generan mayores las fuerzas inerciales, las cuales logran superar con mayor facilidad las fuerzas restitutivas de los elastómeros, ocasionando un mayor número de impactos y/o aumentando su intensidad.
- Por otro lado, a mayor factor de escala de aceleración, mayor es el desplazamiento transversal medio. Esto se debe a que la intensidad del impacto aumenta con la aceleración, y por ende aumenta también la magnitud de las rotaciones y/o los desplazamientos transversales inducidos.
- Las máximas fuerzas de impacto tienden a producirse para un factor de escala de aceleración del 200%, dado que el tablero adquiere mayor velocidad (Figuras 7.23, 7.25, 7.27 y 7.29).
- Los máximos desplazamientos transversales tienden a producirse para un factor de escala de aceleración del 200%, dado que el tablero adquiere mayor velocidad (Figuras 7.24, 7.26 y 7.28).
- Las dispersiones en términos de fuerza de impacto tienden a ser mayores para un factor de escala de aceleración del 200%, dada la mayor ocurrencia de eventos de impacto (Figuras 7.23, 7.25 y 7.27).
- Las dispersiones en términos de desplazamiento transversal tienden a ser mayores para un factor de escala de aceleración del 200%, dada la mayor ocurrencia de eventos de impacto (Figuras 7.24, 7.26 y 7.28).

7.6.7 Sensibilidad al Registro Sísmico

- En general, el registro sísmico bajo el cual se produce una mayor cantidad de eventos de impacto es el registro de Constitución, seguido de los registros de Matanzas y Concepción.
- Las mayores fuerzas de impacto tienden a producirse para el registro de Constitución en los casos con masa adicional total (Casos 1 y 2) y masa adicional a la mitad (Caso 3). Para el caso del tablero sin masa adicional (Caso 4), esta tendencia se mantiene, pero los eventos de impacto pasan a representar valores atípicos.
- De manera similar, los mayores desplazamientos transversales tienden a producirse para el registro de Constitución en los casos con masa adicional total (Casos 1 y 2) y masa adicional a la mitad (Caso 3). Para el caso del tablero sin masa adicional (Caso 4), esta tendencia se mantiene, pero los eventos de impacto pasan a representar valores atípicos.

7.6.8 Recomendaciones Generales

- Dado que bajo el escenario base no se logra generar impacto entre estribo y tablero, se establecen dos alternativas para lograr la ocurrencia de este evento. La primera consiste en reducir el ancho de junta del modelo a un valor de 0,7 cm o menor, dado que la simulación muestra que para esta condición es posible generar fuerzas de impacto y desplazamientos transversales significativos. Esta primera opción es difícil de llevar a cabo dadas las tolerancias constructivas, pero asegura una mejor semejanza entre modelo y prototipo. La segunda alternativa consiste en mantener el ancho de junta de 1,0 cm, y escalar únicamente los registros sísmicos durante la ejecución de los ensayos, para así lograr mayores aceleraciones y un mayor número de eventos de impacto. Esta alternativa, si bien es más sencilla, fuerza el impacto a costa de una pérdida en la semejanza entre modelo y prototipo. Para fines prácticos, dentro de la definición del protocolo de ensayo se tendrá en cuenta esta última alternativa.
- Con respecto a las fuerzas de impacto simuladas, se debe tener en consideración que estas representan únicamente la fuerza generada en un solo vértice del tablero, pudiendo ser la fuerza total transmitida al estribo incluso el doble de lo estimado (choque simultáneo de dos vértices). En este sentido, para la definición del protocolo de ensayo se considerará el caso más desfavorable en donde ambos vértices impactan y la fuerza resultante se transmite a un solo lado del estribo. Se recomienda evitar aquellos casos en donde dicha fuerza supere las 5,0 Tf (solicitud de diseño de los modelos).
- En esta misma línea, se sugiere tener especial cuidado con aquellos casos en donde la fuerza de impacto total transmitida a la mesa supere las 2,5 Tf o donde la aceleración de la mesa supere 0,7g. Estos casos serán claramente distinguidos dentro del protocolo para que los responsables de la ejecución de los ensayos tomen la decisión de considerar o no dichos casos en función de la respuesta de los modelos. Cabe recordar que, si bien las fuerzas de impacto tienden a atenuarse antes de llegar a la mesa, valores de fuerza superiores a las 2,5 Tf pueden llegar a afectar el desempeño del actuador sísmico.
- Debido a que los modelos con masa adicional concentrada en los extremos (Caso 2) arrojan prácticamente los mismos resultados que los modelos en condición base (Caso 1), solo se tendrán en cuenta distribuciones de masa uniforme para la definición del protocolo de ensayo. De la misma manera, los casos de menor masa adicional (Casos 3 y 4) tampoco se tendrán en consideración dentro del protocolo, debido a que el número de eventos de impacto y su intensidad resultan considerablemente menores a los del caso base. No obstante, si a lo largo de la ejecución de los ensayos se observa que la implementación de los modelos en condición base (Caso 1) resulta peligrosa para las instalaciones o induce efectos dinámicos indeseados en la estructura, se sugiere reducir la cantidad de lastres a la mitad (Caso 3) o en la medida que resulte pertinente.

- Con respecto a los desplazamientos transversales simulados, estos son inferiores a 1,0 cm, por lo que no representan una gran restricción en términos de diseño, seguridad o instrumentación de los modelos. No obstante, cabe destacar que el modelo numérico implementado no considera explícitamente el roce entre tablero y estribo, ni la posibilidad de que el tablero pierda parte de su apoyo, por lo que es de esperarse que los desplazamientos transversales aumenten al momento de la ejecución de los ensayos. En este sentido se sugiere implementar algún tipo de mecanismo externo para restringir potenciales desplazamientos excesivos del tablero.

Capítulo 8: Protocolo de Ensayo

8.1 Introducción

Con base en la simulación numérica y las recomendaciones establecidas en el capítulo anterior, se procede a generar el protocolo de ensayo, definiendo los registros sísmicos a aplicar, sus intensidades, la secuencia de ensayo y el esquema básico de la instrumentación requerida.

8.2 Registros Sísmicos

Los registros sísmicos recomendados para el ensayo son los mismos utilizados en la simulación numérica (Ver Tabla 8.1). Los espectros de aceleración y registros de desplazamiento correspondientes se muestran en el Capítulo 7.3.4. De entre estos registros, los más relevantes según los resultados obtenidos son los registros de Constitución (Long.), Matanzas (Long.) y Concepción (Long.), bajo los cuales se tiende a generar un mayor número de eventos de impacto.

Tabla 8.1 - Registros Sísmicos para Ensayos. Fuente: [36].

Registro	PGA [g]	Duración real [s]	Duración escalada [s]
(1) Matanzas Long.	0,342	120,4	24,1
(2) Hualañé Long.	0,389	144,1	28,8
(3) Curicó NS	0,470	180,1	36,0
(4) Talca Long.	0,477	148,0	29,6
(5) Constitución Long.	0,552	143,3	28,7
(6) Concepción Long.	0,402	141,7	28,3
(7) Angol NS	0,928	180,0	36,0

Cabe recordar que estos registros deben ser reducidos en la escala temporal mediante un factor de 5, de tal manera que su duración total sea 1/5 de su duración real (Ver Tabla 8.1). Con respecto a la aceleración, esta no necesita ser escalada para mantener la condición de semejanza. No obstante, para la definición del protocolo de ensayo se utilizarán distintos factores de escala de aceleración con el fin de garantizar la ocurrencia de un cierto número de impactos.

8.3 Protocolo de Ensayo

El protocolo básico de ensayo consta de 200 casos en donde se consideran los cuatro modelos (M-0, M-15, M-30 y M-45), con masa adicional uniformemente distribuida (465 kg), junta de expansión de ancho 1,0 cm, sometidos a los 7 registros sísmicos del Terremoto del Maule 2010, con factores de escala de aceleración del 50% al 200%. Se incluyen casos con y sin impacto, además de pruebas de ruido blanco para estimar el periodo fundamental de cada modelo. Los casos han sido ordenados buscando minimizar los tiempos de montaje y desmontaje (Ver Tablas 8.2 a 8.6).

Se destacan en amarillo aquellos casos en donde la fuerza de impacto supera las 2,5 Tf y/o donde la máxima aceleración del registro supera 0,70 g. Se deberá tener especial cuidado con estos casos a la hora de ejecutar los ensayos, siendo responsabilidad del equipo técnico la decisión de si seguir adelante u omitir dichos casos en función de los resultados que se vayan obteniendo.

Se sugiere omitir los casos en donde se tiendan a producir fuerzas de impacto cercanas a 5,0 Tf (solicitud de diseño de los modelos), dado que estos pueden poner en riesgo la integridad del modelo y la seguridad de las instalaciones.

Antes de iniciar con los ensayos se recomienda realizar las pruebas adicionales que se indican a lo largo del presente estudio, a saber:

- a. Prueba de carga de la mesa de simulación sísmica con aplicación de registros escalados.
- b. Ensayo de elastómeros (“rocking” y deslizamiento).
- c. Ensayo de estribos (rigidez y deflexión).

Se debe añadir a las pruebas anteriores cualquier otra que se considere necesaria para alcanzar los objetivos del presente trabajo.

Tabla 8.2 - Protocolo de Ensayo (1).

CASO N°	MODELO	ESVIAJE [°]	JUNTA DE EXPANSIÓN [cm]	N° DE LASTRES	MASA TOTAL [kg]	REGISTRO SÍSMICO	INTENSIDAD [%]	PGA OJETIVO [g]	DURACIÓN ESCALADA [s]
1	M-0-S	0	Inf.	82	465	Ruido Blanco (Periodo objetivo = 0,160 s)			
2	M-0-S	0	Inf.	82	465	(1) Matanzas Long.	100	0,342	24,1
3	M-0-S	0	Inf.	82	465	(2) Hualañé Long.	100	0,389	28,8
4	M-0-S	0	Inf.	82	465	(3) Curicó NS	100	0,470	36,0
5	M-0-S	0	Inf.	82	465	(4) Talca Long.	100	0,477	29,6
6	M-0-S	0	Inf.	82	465	(5) Constitución Long.	100	0,552	28,7
7	M-0-S	0	Inf.	82	465	(6) Concepción Long.	100	0,402	28,3
8	M-0-S	0	Inf.	82	465	(7) Angol NS	100	0,928	36,0
9	M-0-I	0	1	82	465	(1) Matanzas Long.	50	0,171	24,1
10	M-0-I	0	1	82	465	(1) Matanzas Long.	75	0,257	24,1
11	M-0-I	0	1	82	465	(1) Matanzas Long.	100	0,342	24,1
12	M-0-I	0	1	82	465	(1) Matanzas Long.	125	0,428	24,1
13	M-0-I	0	1	82	465	(1) Matanzas Long.	150	0,513	24,1
14	M-0-I	0	1	82	465	(1) Matanzas Long.	200	0,684	24,1
15	M-0-I	0	1	82	465	(2) Hualañé Long.	50	0,195	28,8
16	M-0-I	0	1	82	465	(2) Hualañé Long.	75	0,292	28,8
17	M-0-I	0	1	82	465	(2) Hualañé Long.	100	0,389	28,8
18	M-0-I	0	1	82	465	(2) Hualañé Long.	125	0,486	28,8
19	M-0-I	0	1	82	465	(2) Hualañé Long.	150	0,584	28,8
20	M-0-I	0	1	82	465	(2) Hualañé Long.	200	0,778	28,8
21	M-0-I	0	1	82	465	(3) Curicó NS	50	0,235	36,0
22	M-0-I	0	1	82	465	(3) Curicó NS	75	0,353	36,0
23	M-0-I	0	1	82	465	(3) Curicó NS	100	0,470	36,0
24	M-0-I	0	1	82	465	(3) Curicó NS	125	0,588	36,0
25	M-0-I	0	1	82	465	(3) Curicó NS	150	0,705	36,0
26	M-0-I	0	1	82	465	(3) Curicó NS	200	0,940	36,0
27	M-0-I	0	1	82	465	(4) Talca Long.	50	0,239	29,6
28	M-0-I	0	1	82	465	(4) Talca Long.	75	0,358	29,6
29	M-0-I	0	1	82	465	(4) Talca Long.	100	0,477	29,6
30	M-0-I	0	1	82	465	(4) Talca Long.	125	0,596	29,6
31	M-0-I	0	1	82	465	(4) Talca Long.	150	0,716	29,6
32	M-0-I	0	1	82	465	(4) Talca Long.	200	0,954	29,6
33	M-0-I	0	1	82	465	(5) Constitución Long.	50	0,276	28,7
34	M-0-I	0	1	82	465	(5) Constitución Long.	75	0,414	28,7
35	M-0-I	0	1	82	465	(5) Constitución Long.	100	0,552	28,7
36	M-0-I	0	1	82	465	(5) Constitución Long.	125	0,690	28,7
37	M-0-I	0	1	82	465	(5) Constitución Long.	150	0,828	28,7
38	M-0-I	0	1	82	465	(5) Constitución Long.	200	1,104	28,7
39	M-0-I	0	1	82	465	(6) Concepción Long.	50	0,201	28,3
40	M-0-I	0	1	82	465	(6) Concepción Long.	75	0,302	28,3
41	M-0-I	0	1	82	465	(6) Concepción Long.	100	0,402	28,3
42	M-0-I	0	1	82	465	(6) Concepción Long.	125	0,503	28,3
43	M-0-I	0	1	82	465	(6) Concepción Long.	150	0,603	28,3
44	M-0-I	0	1	82	465	(6) Concepción Long.	200	0,804	28,3

Tabla 8.3 - Protocolo de Ensayo (2).

CASO N°	MODELO	ESVIAJE [°]	JUNTA DE EXPANSIÓN [cm]	N° DE LASTRES	MASA TOTAL [kg]	REGISTRO SÍSMICO	INTENSIDAD [%]	PGA OJETIVO [g]	DURACIÓN ESCALADA [s]
45	M-0-I	0	1	82	465	(7) Angol NS	50	0,464	36,0
46	M-0-I	0	1	82	465	(7) Angol NS	75	0,696	36,0
47	M-0-I	0	1	82	465	(7) Angol NS	100	0,928	36,0
48	M-0-I	0	1	82	465	(7) Angol NS	125	1,160	36,0
49	M-0-I	0	1	82	465	(7) Angol NS	150	1,392	36,0
50	M-0-I	0	1	82	465	(7) Angol NS	200	1,856	36,0
51	M-15-S	15	Inf.	82	465	Ruido Blanco (Periodo objetivo = 0,160 s)			
52	M-15-S	15	Inf.	82	465	(1) Matanzas Long.	100	0,342	24,1
53	M-15-S	15	Inf.	82	465	(2) Hualañé Long.	100	0,389	28,8
54	M-15-S	15	Inf.	82	465	(3) Curicó NS	100	0,470	36,0
55	M-15-S	15	Inf.	82	465	(4) Talca Long.	100	0,477	29,6
56	M-15-S	15	Inf.	82	465	(5) Constitución Long.	100	0,552	28,7
57	M-15-S	15	Inf.	82	465	(6) Concepción Long.	100	0,402	28,3
58	M-15-S	15	Inf.	82	465	(7) Angol NS	100	0,928	36,0
59	M-15-I	15	1	82	465	(1) Matanzas Long.	50	0,171	24,1
60	M-15-I	15	1	82	465	(1) Matanzas Long.	75	0,257	24,1
61	M-15-I	15	1	82	465	(1) Matanzas Long.	100	0,342	24,1
62	M-15-I	15	1	82	465	(1) Matanzas Long.	125	0,428	24,1
63	M-15-I	15	1	82	465	(1) Matanzas Long.	150	0,513	24,1
64	M-15-I	15	1	82	465	(1) Matanzas Long.	200	0,684	24,1
65	M-15-I	15	1	82	465	(2) Hualañé Long.	50	0,195	28,8
66	M-15-I	15	1	82	465	(2) Hualañé Long.	75	0,292	28,8
67	M-15-I	15	1	82	465	(2) Hualañé Long.	100	0,389	28,8
68	M-15-I	15	1	82	465	(2) Hualañé Long.	125	0,486	28,8
69	M-15-I	15	1	82	465	(2) Hualañé Long.	150	0,584	28,8
70	M-15-I	15	1	82	465	(2) Hualañé Long.	200	0,778	28,8
71	M-15-I	15	1	82	465	(3) Curicó NS	50	0,235	36,0
72	M-15-I	15	1	82	465	(3) Curicó NS	75	0,353	36,0
73	M-15-I	15	1	82	465	(3) Curicó NS	100	0,470	36,0
74	M-15-I	15	1	82	465	(3) Curicó NS	125	0,588	36,0
75	M-15-I	15	1	82	465	(3) Curicó NS	150	0,705	36,0
76	M-15-I	15	1	82	465	(3) Curicó NS	200	0,940	36,0
77	M-15-I	15	1	82	465	(4) Talca Long.	50	0,239	29,6
78	M-15-I	15	1	82	465	(4) Talca Long.	75	0,358	29,6
79	M-15-I	15	1	82	465	(4) Talca Long.	100	0,477	29,6
80	M-15-I	15	1	82	465	(4) Talca Long.	125	0,596	29,6
81	M-15-I	15	1	82	465	(4) Talca Long.	150	0,716	29,6
82	M-15-I	15	1	82	465	(4) Talca Long.	200	0,954	29,6
83	M-15-I	15	1	82	465	(5) Constitución Long.	50	0,276	28,7
84	M-15-I	15	1	82	465	(5) Constitución Long.	75	0,414	28,7
85	M-15-I	15	1	82	465	(5) Constitución Long.	100	0,552	28,7
86	M-15-I	15	1	82	465	(5) Constitución Long.	125	0,690	28,7
87	M-15-I	15	1	82	465	(5) Constitución Long.	150	0,828	28,7
88	M-15-I	15	1	82	465	(5) Constitución Long.	200	1,104	28,7

Tabla 8.4 - Protocolo de Ensayo (3).

CASO N°	MODELO	ESVIAJE [°]	JUNTA DE EXPANSIÓN [cm]	N° DE LASTRES	MASA TOTAL [kg]	REGISTRO SÍSMICO	INTENSIDAD [%]	PGA OBJETIVO [g]	DURACIÓN ESCALADA [s]
89	M-15-I	15	1	82	465	(6) Concepción Long.	50	0,201	28,3
90	M-15-I	15	1	82	465	(6) Concepción Long.	75	0,302	28,3
91	M-15-I	15	1	82	465	(6) Concepción Long.	100	0,402	28,3
92	M-15-I	15	1	82	465	(6) Concepción Long.	125	0,503	28,3
93	M-15-I	15	1	82	465	(6) Concepción Long.	150	0,603	28,3
94	M-15-I	15	1	82	465	(6) Concepción Long.	200	0,804	28,3
95	M-15-I	15	1	82	465	(7) Angol NS	50	0,464	36,0
96	M-15-I	15	1	82	465	(7) Angol NS	75	0,696	36,0
97	M-15-I	15	1	82	465	(7) Angol NS	100	0,928	36,0
98	M-15-I	15	1	82	465	(7) Angol NS	125	1,160	36,0
99	M-15-I	15	1	82	465	(7) Angol NS	150	1,392	36,0
100	M-15-I	15	1	82	465	(7) Angol NS	200	1,856	36,0
101	M-30-S	30	Inf.	82	465	Ruido Blanco (Periodo objetivo = 0,160 s)			
102	M-30-S	30	Inf.	82	465	(1) Matanzas Long.	100	0,342	24,1
103	M-30-S	30	Inf.	82	465	(2) Hualañé Long.	100	0,389	28,8
104	M-30-S	30	Inf.	82	465	(3) Curicó NS	100	0,470	36,0
105	M-30-S	30	Inf.	82	465	(4) Talca Long.	100	0,477	29,6
106	M-30-S	30	Inf.	82	465	(5) Constitución Long.	100	0,552	28,7
107	M-30-S	30	Inf.	82	465	(6) Concepción Long.	100	0,402	28,3
108	M-30-I	30	Inf.	82	465	(7) Angol NS	100	0,928	36,0
109	M-30-I	30	1	82	465	(1) Matanzas Long.	50	0,171	24,1
110	M-30-I	30	1	82	465	(1) Matanzas Long.	75	0,257	24,1
111	M-30-I	30	1	82	465	(1) Matanzas Long.	100	0,342	24,1
112	M-30-I	30	1	82	465	(1) Matanzas Long.	125	0,428	24,1
113	M-30-I	30	1	82	465	(1) Matanzas Long.	150	0,513	24,1
114	M-30-I	30	1	82	465	(1) Matanzas Long.	200	0,684	24,1
115	M-30-I	30	1	82	465	(2) Hualañé Long.	50	0,195	28,8
116	M-30-I	30	1	82	465	(2) Hualañé Long.	75	0,292	28,8
117	M-30-I	30	1	82	465	(2) Hualañé Long.	100	0,389	28,8
118	M-30-I	30	1	82	465	(2) Hualañé Long.	125	0,486	28,8
119	M-30-I	30	1	82	465	(2) Hualañé Long.	150	0,584	28,8
120	M-30-I	30	1	82	465	(2) Hualañé Long.	200	0,778	28,8
121	M-30-I	30	1	82	465	(3) Curicó NS	50	0,235	36,0
122	M-30-I	30	1	82	465	(3) Curicó NS	75	0,353	36,0
123	M-30-I	30	1	82	465	(3) Curicó NS	100	0,470	36,0
124	M-30-I	30	1	82	465	(3) Curicó NS	125	0,588	36,0
125	M-30-I	30	1	82	465	(3) Curicó NS	150	0,705	36,0
126	M-30-I	30	1	82	465	(3) Curicó NS	200	0,940	36,0
127	M-30-I	30	1	82	465	(4) Talca Long.	50	0,239	29,6
128	M-30-I	30	1	82	465	(4) Talca Long.	75	0,358	29,6
129	M-30-I	30	1	82	465	(4) Talca Long.	100	0,477	29,6
130	M-30-I	30	1	82	465	(4) Talca Long.	125	0,596	29,6
131	M-30-I	30	1	82	465	(4) Talca Long.	150	0,716	29,6
132	M-30-I	30	1	82	465	(4) Talca Long.	200	0,954	29,6

Tabla 8.5 - Protocolo de Ensayo (4).

CASO N°	MODELO	ESVIAJE [°]	JUNTA DE EXPANSIÓN [cm]	N° DE LASTRES	MASA TOTAL [kg]	REGISTRO SÍSMICO	INTENSIDAD [%]	PGA OBJETIVO [g]	DURACIÓN ESCALADA [s]
133	M-30-I	30	1	82	465	(5) Constitución Long.	50	0,276	28,7
134	M-30-I	30	1	82	465	(5) Constitución Long.	75	0,414	28,7
135	M-30-I	30	1	82	465	(5) Constitución Long.	100	0,552	28,7
136	M-30-I	30	1	82	465	(5) Constitución Long.	125	0,690	28,7
137	M-30-I	30	1	82	465	(5) Constitución Long.	150	0,828	28,7
138	M-30-I	30	1	82	465	(5) Constitución Long.	200	1,104	28,7
139	M-30-I	30	1	82	465	(6) Concepción Long.	50	0,201	28,3
140	M-30-I	30	1	82	465	(6) Concepción Long.	75	0,302	28,3
141	M-30-I	30	1	82	465	(6) Concepción Long.	100	0,402	28,3
142	M-30-I	30	1	82	465	(6) Concepción Long.	125	0,503	28,3
143	M-30-I	30	1	82	465	(6) Concepción Long.	150	0,603	28,3
144	M-30-I	30	1	82	465	(6) Concepción Long.	200	0,804	28,3
145	M-30-I	30	1	82	465	(7) Angol NS	50	0,464	36,0
146	M-30-I	30	1	82	465	(7) Angol NS	75	0,696	36,0
147	M-30-I	30	1	82	465	(7) Angol NS	100	0,928	36,0
148	M-30-I	30	1	82	465	(7) Angol NS	125	1,160	36,0
149	M-30-I	30	1	82	465	(7) Angol NS	150	1,392	36,0
150	M-30-I	30	1	82	465	(7) Angol NS	200	1,856	36,0
151	M-45-S	45	Inf.	82	465	Ruido Blanco (Periodo objetivo = 0,160 s)			
152	M-45-S	45	Inf.	82	465	(1) Matanzas Long.	100	0,342	24,1
153	M-45-S	45	Inf.	82	465	(2) Hualañé Long.	100	0,389	28,8
154	M-45-S	45	Inf.	82	465	(3) Curicó NS	100	0,470	36,0
155	M-45-S	45	Inf.	82	465	(4) Talca Long.	100	0,477	29,6
156	M-45-S	45	Inf.	82	465	(5) Constitución Long.	100	0,552	28,7
157	M-45-S	45	Inf.	82	465	(6) Concepción Long.	100	0,402	28,3
158	M-45-S	45	Inf.	82	465	(7) Angol NS	100	0,928	36,0
159	M-45-I	45	1	82	465	(1) Matanzas Long.	50	0,171	24,1
160	M-45-I	45	1	82	465	(1) Matanzas Long.	75	0,257	24,1
161	M-45-I	45	1	82	465	(1) Matanzas Long.	100	0,342	24,1
162	M-45-I	45	1	82	465	(1) Matanzas Long.	125	0,428	24,1
163	M-45-I	45	1	82	465	(1) Matanzas Long.	150	0,513	24,1
164	M-45-I	45	1	82	465	(1) Matanzas Long.	200	0,684	24,1
165	M-45-I	45	1	82	465	(2) Hualañé Long.	50	0,195	28,8
166	M-45-I	45	1	82	465	(2) Hualañé Long.	75	0,292	28,8
167	M-45-I	45	1	82	465	(2) Hualañé Long.	100	0,389	28,8
168	M-45-I	45	1	82	465	(2) Hualañé Long.	125	0,486	28,8
169	M-45-I	45	1	82	465	(2) Hualañé Long.	150	0,584	28,8
170	M-45-I	45	1	82	465	(2) Hualañé Long.	200	0,778	28,8
171	M-45-I	45	1	82	465	(3) Curicó NS	50	0,235	36,0
172	M-45-I	45	1	82	465	(3) Curicó NS	75	0,353	36,0
173	M-45-I	45	1	82	465	(3) Curicó NS	100	0,470	36,0
174	M-45-I	45	1	82	465	(3) Curicó NS	125	0,588	36,0
175	M-45-I	45	1	82	465	(3) Curicó NS	150	0,705	36,0
176	M-45-I	45	1	82	465	(3) Curicó NS	200	0,940	36,0

Tabla 8.6 - Protocolo de Ensayo (5).

CASO N°	MODELO	ESVIAJE [°]	JUNTA DE EXPANSIÓN [cm]	N° DE LASTRES	MASA TOTAL [kg]	REGISTRO SÍSMICO	INTENSIDAD [%]	PGA OJETIVO [g]	DURACIÓN ESCALADA [s]
177	M-45-I	45	1	82	465	(4) Talca Long.	50	0,239	29,6
178	M-45-I	45	1	82	465	(4) Talca Long.	75	0,358	29,6
179	M-45-I	45	1	82	465	(4) Talca Long.	100	0,477	29,6
180	M-45-I	45	1	82	465	(4) Talca Long.	125	0,596	29,6
181	M-45-I	45	1	82	465	(4) Talca Long.	150	0,716	29,6
182	M-45-I	45	1	82	465	(4) Talca Long.	200	0,954	29,6
183	M-45-I	45	1	82	465	(5) Constitución Long.	50	0,276	28,7
184	M-45-I	45	1	82	465	(5) Constitución Long.	75	0,414	28,7
185	M-45-I	45	1	82	465	(5) Constitución Long.	100	0,552	28,7
186	M-45-I	45	1	82	465	(5) Constitución Long.	125	0,690	28,7
187	M-45-I	45	1	82	465	(5) Constitución Long.	150	0,828	28,7
188	M-45-I	45	1	82	465	(5) Constitución Long.	200	1,104	28,7
189	M-45-I	45	1	82	465	(6) Concepción Long.	50	0,201	28,3
190	M-45-I	45	1	82	465	(6) Concepción Long.	75	0,302	28,3
191	M-45-I	45	1	82	465	(6) Concepción Long.	100	0,402	28,3
192	M-45-I	45	1	82	465	(6) Concepción Long.	125	0,503	28,3
193	M-45-I	45	1	82	465	(6) Concepción Long.	150	0,603	28,3
194	M-45-I	45	1	82	465	(6) Concepción Long.	200	0,804	28,3
195	M-45-I	45	1	82	465	(7) Angol NS	50	0,464	36,0
196	M-45-I	45	1	82	465	(7) Angol NS	75	0,696	36,0
197	M-45-I	45	1	82	465	(7) Angol NS	100	0,928	36,0
198	M-45-I	45	1	82	465	(7) Angol NS	125	1,160	36,0
199	M-45-I	45	1	82	465	(7) Angol NS	150	1,392	36,0
200	M-45-I	45	1	82	465	(7) Angol NS	200	1,856	36,0

: Precaución.

8.4 Esquema de Instrumentación

La selección de variables a medir durante la ejecución de los ensayos se presenta en el Capítulo 2.3.5. A modo de resumen, estas variables son:

- Fuerza de Impacto Estribo-Tablero
- Fuerza de Roce Estribo-Tablero
- Desplazamiento del Tablero
- Rotación del Tablero
- Aceleración del Tablero

Se considera que las fuerzas, aceleraciones y desplazamientos (longitudinal y transversal) serán medidos de manera directa y continua a lo largo de la ejecución de los ensayos, mientras que la rotación será estimada posteriormente a partir de los resultados de desplazamiento.

Los instrumentos de medición disponibles en LEMCO se detallan en el Capítulo 5.5.2. Considerando dichos instrumentos, más la adquisición de celdas tipo VETEK PA6181-SS [31] o equivalentes, la instrumentación recomendada se presenta en la Tabla 8.7.

Tabla 8.7 - Instrumentación Mínima Requerida e Instrumentación Provista.

Instrumento	Cantidad Requerida	Capacidad Mínima Requerida	Capacidad Provista	Observaciones
Celda de Carga	8	2,5 Tf	10 Tf *	*Existe la posibilidad de utilizar otras celdas disponibles en Laboratorio.
LVDT *	8	+/- 10 mm	+/- 25 mm	*Existe la posibilidad de utilizar transductores láser conseguidos en préstamo.
Acelerómetro	4	2 g	20 g *	*El rango del acelerómetro provisto puede variar según disponibilidad de la Oficina de Instrumentación.

Se debe recalcar que esta lista de instrumentos está orientada a cumplir estrictamente con los objetivos del estudio en cuando a la caracterización del comportamiento de puentes esviados sometidos a impacto estribo-tablero.

Es posible incorporar instrumentos adicionales para verificar que el comportamiento de los modelos sea el esperado según la teoría, vale decir, que los estribos se comporten como cuerpos rígidos, que los lastres actúen como parte del tablero y no generen efectos dinámicos indeseados, que las vigas se encuentren firmemente unidas a la mesa, entre otros aspectos.

Aclarado lo anterior, se presenta el esquema de instrumentación propuesto para los modelos (Figura 8.1).

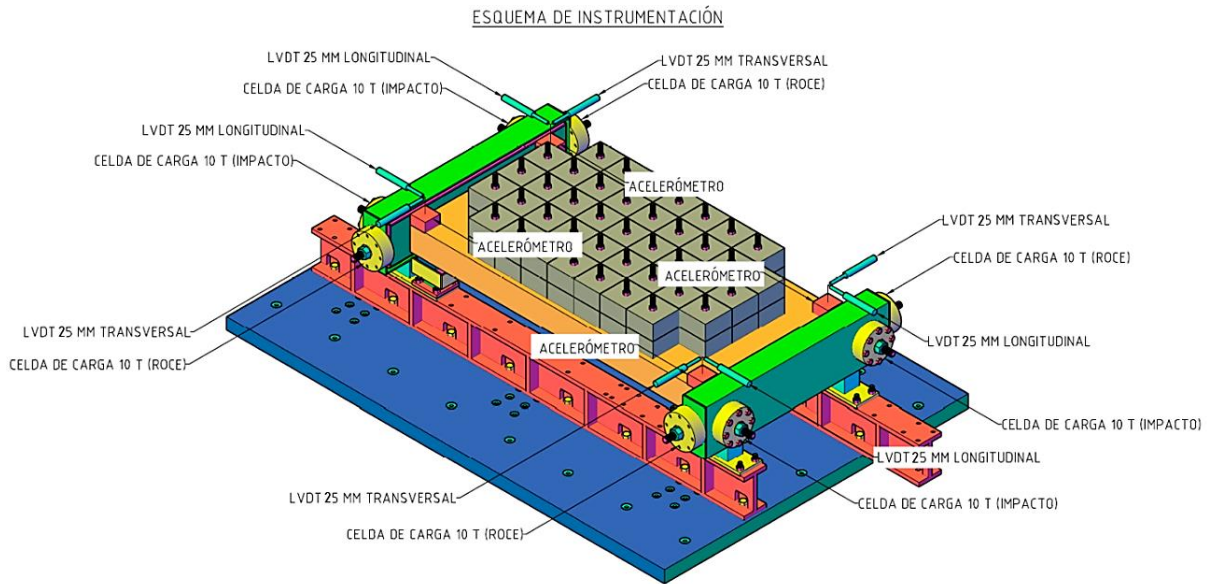


Figura 8.1 - Esquema de Instrumentación Propuesto.

En el esquema de la Figura 8.1, las celdas de carga se encuentran montadas sobre el perfil externo de los estribos y unidas al perfil interno mediante el vástago de carga. Estas se encuentran distribuidas de manera tal que 4 de ellas son utilizadas para capturar las fuerzas de impacto en las esquinas del tablero, y las otras 4 son utilizadas para capturar las fuerzas de roce transmitidas hacia el estribo.

Los acelerómetros se encuentran dispuestos en cada esquina del tablero para lograr caracterizar adecuadamente su comportamiento traslacional y poder estimar eventualmente la aceleración angular.

De manera similar, los LVDT se encuentran dispuestos en parejas en cada esquina del tablero para lograr caracterizar adecuadamente su comportamiento traslacional y poder estimar eventualmente la magnitud de las rotaciones. Nótese que los LVDT de cada pareja se encuentran orientados de manera perpendicular entre sí, esto para lograr capturar el movimiento del tablero tanto en dirección longitudinal como transversal.

Capítulo 9: Conclusiones

9.1 Limitaciones Técnicas del Programa Experimental

- El espacio disponible y la capacidad de carga de la mesa de simulación sísmica de LEMCO, y de las mesas de simulación del país en general, limitan fuertemente el diseño de modelos de puente a escala sometidos a impacto estribo-tablero. Lo anterior obliga a adoptar escalas del orden de 1:20 o inferiores si lo que se desea es generar un modelo que guarde cierta semejanza con los prototipos representativos de la realidad chilena.
- La reducida escala de los modelos exige incorporar grandes cantidades de masa adicional para satisfacer las condiciones de semejanza dinámica. Lo anterior obliga a su vez a modificar la geometría y/o los materiales del modelo para que este sea capaz de resistir adecuadamente las sollicitaciones.
- Por otro lado, la reducida escala de los modelos también se traduce en un escaso control sobre ciertas variables geométricas, tales como el ancho de junta de expansión, dado que su magnitud pasa a ser del mismo orden que las tolerancias constructivas.
- En definitiva, es difícil lograr una semejanza dinámica completa entre modelo y prototipo, lo cual genera que modelos pensados originalmente como modelos tipo réplica adecuada pasen a convertirse en modelos parcial o totalmente distorsionados.

9.2 Comportamiento Esperado de los Modelos

- La simulación numérica llevada a cabo en el software OpenSees indica que ninguno de los modelos genera impacto para el escenario base, a saber: modelos con junta de expansión de 1,0 cm, masa adicional uniformemente distribuida (465 kg de masa total) y factor de escala de aceleración del 100%.
- Lo anterior puede solventarse si se considera una junta de expansión menor o un factor de escala de aceleración mayor. Dado que el ajuste de la junta resulta complicado desde el punto de vista constructivo, se elige emplear distintos factores de escala de aceleración dentro del protocolo de ensayo, para garantizar la ocurrencia de a lo menos un evento de impacto.
- En este sentido, la simulación muestra que para factores de 150% y 200% se logra generar varios eventos de impacto, suficientes para una adecuada caracterización.

- La máxima fuerza de impacto registrada durante las simulaciones es del orden de 2,70 Tf y se produce para el modelo de 0° con junta de expansión de 1,0 cm, masa adicional concentrada en los extremos (465 kg) y un factor de escala de aceleración del 200%. Para los modelos de 15° y 30° se generan fuerzas similares bajo las mismas condiciones.
- El máximo desplazamiento transversal registrado durante las simulaciones, descontando los valores atípicos, es del orden de 0,80 cm y se produce para el modelo de 45° con junta de expansión de 0,5 cm, con masa adicional concentrada en los extremos (465 kg) y factor de escala de aceleración del 100%.
- A mayor ángulo de esviaje, menor es la fuerza de impacto y mayor es el desplazamiento transversal del tablero.
- A mayor masa del modelo, mayor es la fuerza de impacto y mayor es el desplazamiento transversal del tablero.
- A mayor ancho de junta de expansión, menor es la fuerza de impacto y menor es el desplazamiento transversal del tablero.
- A mayor factor de escala de aceleración del registro, mayor es la fuerza de impacto y mayor es el desplazamiento transversal del tablero.
- La distribución de la masa adicional del tablero hacia los extremos tiene poca incidencia en el número y magnitud de los eventos de impacto registrados, siendo estos muy similares a los del caso base (masa adicional uniformemente distribuida).
- De los registros escogidos del terremoto del Maule (2010), aquel bajo el cual se genera un mayor número de eventos de impacto es el registro de Constitución (Long.), seguido por los registros de Matanzas (Long.) y Concepción (Long.).

9.3 Recomendaciones sobre la Implementación de los Modelos

- Si bien el protocolo de ensayo considera distintos factores de escala de aceleración para garantizar la ocurrencia de impacto, si se desea aumentar el número o magnitud de dichos eventos, se recomienda reducir el ancho de junta de expansión de los modelos a un valor de 0,7 cm o inferior (en caso de ser posible desde el punto de vista constructivo), o bien, aumentar la rigidez del sistema de estribos.
- Por otro lado, si las fuerzas de impacto registradas durante la ejecución de los ensayos superan a las simuladas, se sugiere reducir el número de lastres a la mitad o en la proporción que se estime pertinente.
- Con respecto a las fuerzas de impacto simuladas, se debe tener en consideración que estas representan únicamente la fuerza generada en un solo vértice del tablero, pudiendo ser la fuerza total transmitida al estribo incluso el doble de lo estimado.

- En este sentido, se recomienda tener especial cuidado con aquellos casos donde la fuerza total supere las 2,5 Tf (solicitud de servicio de la mesa de simulación sísmica) y/o donde la aceleración del registro supere 0,7g. Estos casos se deberán ir evaluando a medida que se ejecuten los ensayos. Se sugiere omitir los casos en donde se tiendan a producir fuerzas de impacto cercanas a 5,0 Tf (solicitud de diseño de los modelos), dado que estos pueden poner en riesgo la integridad del modelo y la seguridad de las instalaciones.
- Si bien los desplazamientos transversales simulados son inferiores a 1,0 cm, se debe recalcar que el modelo numérico no considera explícitamente el roce entre tablero y estribo, ni la posibilidad de que el tablero pierda parte de su apoyo producto de una inestabilidad o del deslizamiento de los apoyos elastoméricos, por lo que es de esperarse que los desplazamientos transversales sean mayores durante la ejecución de los ensayos. En este sentido se sugiere implementar algún tipo de mecanismo externo para restringir el desplazamiento excesivo del tablero.

9.4 Alcance del Programa Experimental

- Si bien los modelos han sido diseñados principalmente como modelos tipo réplica adecuada, estos se encuentran parcialmente distorsionados en términos de espesor del tablero y ancho de la junta de expansión. Dado que la simulación realizada indica que el comportamiento de los modelos es altamente sensible al ancho de junta de expansión, es probable que los resultados obtenidos de los ensayos no puedan ser escalados directamente a nivel de prototipo sin aplicar ciertos factores de corrección.
- Se debe tener en cuenta también que ciertos fenómenos tales como el “rocking” de los apoyos por falta de rigidez vertical o la deflexión de los estribos por falta de rigidez horizontal pueden llegar a afectar significativamente los resultados. Estos fenómenos deberán ser debidamente estudiados en laboratorio para minimizar su impacto sobre los modelos antes de la ejecución de los ensayos.
- Dicho esto, las demás características representativas del prototipo se encuentran debidamente implementadas a nivel de modelo y la simulación indica que estos son capaces de generar un número apropiado de eventos de impacto, suficientes para extraer conclusiones generales y permitir la calibración de futuros modelos numéricos de comportamiento de puentes esviados sometidos a impacto estribo-tablero.
- Se debe tener en cuenta que los modelos han sido diseñados para permitir el montaje individual de cada componente (tablero, estribos, apoyos, etc.), de manera tal que es posible ajustar, modificar o reemplazar ciertos componentes para evaluar otros escenarios de interés a futuro.
- Dadas las razones expuestas anteriormente, se considera que los modelos presentados cumplen adecuadamente con los objetivos planteados, teniendo en cuenta las restricciones técnicas y económicas del programa experimental.

Referencias

- [1] AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), LRFDD Bridge Design Specifications, 7th ed., Washington DC, USA, 2014.
- [2] Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Manual de Carreteras Volumen N°3, Instrucciones y Criterios de Diseño, Santiago, 2018.
- [3] D. P. Moncarz y H. Krawinkler, Theory and Application of Experimental Model Analysis in Earthquake Engineering, Stanford, California: Department of Civil Engineering, Stanford University, 1981.
- [4] H. L. Langhaar, Dimensional Analysis and Theory of Models, New York: John Wiley & Sons, Inc., 1951.
- [5] M. Hube, H. Santa María y F. Villalobos, «Preliminary Analysis of Seismic Response of Bridges During the Chilean 27 February 2010 Earthquake,» *Obras y Proyectos*, vol. 8, pp. 48-57, 2010.
- [6] K. Kawashima, S. Unjoh, J.-I. Hoshikuma y K. Kosa, «Damage of Bridges due to the 2010 Maule, Chile, Earthquake,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 15, n° 7, pp. 1036-1068, 2011.
- [7] Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Red Vial Nacional. Dimensionamiento y Características, Santiago, 2015.
- [8] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley, «OpenSees - Open System For Earthquake Engineering Simulation V. 3.2.2. 64-Bit,» 2020. [En línea]. Available: <https://opensees.berkeley.edu/>.
- [9] P. Jennings, «Engineering Features of the San Fernando Earthquake of February 9, 1971,» Earthquake Engineering Research Laboratory Report 71-02, Pasadena, California, 1971.
- [10] R. R. Wakefield, A. Nazmy y D. P. Billington, «Analysis of Seismic Failure in Skew RC Bridges,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 117, n° 3, pp. 972-986, 1991.
- [11] D. Mitchell, M. Bruneau, M. Williams, D. Anderson, M. Saatcioglu y R. Sexsmith, «Performance of Bridges in the 1994 Northridge Earthquake,» *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 22, pp. 415-427, 1995.
- [12] W.-F. Chen y L. Duan, Bridge Engineering: Seismic Design (Principles and Applications in Engineering Series), Boca Raton, Florida: CRC Press, 2000.

- [13] C.-C. J. Lin, H.-H. Hung, K.-Y. Liu y J.-F. Chai, «Reconnaissance Report of 0512 China Wenchuan Earthquake on Bridges,» de *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [14] S. Wu, «Effect of Skew on Seismic Performance of Bridges with Seat-Type Abutments,» Reno, USA, Tesis Doctoral, Department of Civil Environmental Engineering, University of Nevada, 2016, p. 421.
- [15] I. Buckle, M. Hube, G. Chen, W.-H. Yen y J. Arias, «Structural Performance of Bridges in the Offshore Maule Earthquake of 27 February 2010,» *Earthquake Spectra*, vol. 28, n° S1, pp. S533-S552, 2012.
- [16] E. Maragakis, «A Model for the Rigid Body Motions of Skew Bridges,» Pasadena, California, Tesis Doctoral, California Institute of Technology, 1985, p. 244.
- [17] M. J. N. Priestley, F. Seible y G. M. Calvi, *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, New York: John Wiley & Sons, Inc., 1996.
- [18] S. Wu, I. G. Buckle y A. M. Itani, «Experimental and Analytical Study of Girder Unseating in Skew Bridges during Earthquakes,» de *16th World Conference on Earthquake 16WCEE*, Santiago, Chile, 2017.
- [19] J. Meng, Ghasemi, Hamid y E. M. Lui, «Analytical and Experimental Study of a Skew Bridge Model,» *Engineering Structures*, vol. 26, pp. 1127-1142, 2004.
- [20] B. Li, K. Bi, N. Chouw, J. W. Butterworth y H. Hao, «Experimental Investigation of Spatially Varying Effect of Ground Motions on Bridge Pounding,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 41, pp. 1959-1976, 2012.
- [21] M. S. Saiidi, A. Vosooghi y R. B. Nelson, «Shake-Table Studies of Four-Span Reinforced Concrete Bridge,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 139, pp. 1352-1361, 2013.
- [22] C. Kun, L. Jiang y N. Chouw, «Influence of Pounding and Skew Angle on Seismic Response of Bridge,» *Engineering Structures*, vol. 148, pp. 890-906, 2017.
- [23] N. Xiang, J. Li, Y. Xu y H. Tang, «Shake-Table Tests of a Bridge Model with Different Transverse Unseating-Preventions Devices,» de *16th World Conference on Earthquake 16WCEE*, Santiago, Chile, 2017.
- [24] N. Xiang, M. S. Alam y J. Li, «Shake table studies of a highway bridge model by allowing the sliding of laminated-rubber bearings with and without restraining devices,» *Engineering Structures*, vol. 171, pp. 583-601, 2018.

- [25] C. Kun, Z. Yang y N. Chouw, «Seismic Performance of Skewed Bridges with Simultaneous Effects of Pounding and Supporting Soil,» *Engineering Structures*, vol. 174, pp. 26-38, 2018.
- [26] H. Li, Y. Xie, Y. Gu, S. Tian, W. Yuan y R. DesRoches, «Shake Table Tests of Highway Bridges Installed with Unbonded Steel Mesh Reinforced Rubber Bearings,» *Engineering Structures*, vol. 206, pp. 110-124, 2020.
- [27] Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Manual de Carreteras Volumen N°4, Planos de Obras Tipo, Santiago, 2018.
- [28] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318S-14) and Commentary (ACI 318R-14), Michigan, USA, 2014.
- [29] E. G. Dimitrakopoulos, «Seismic Response Analysis of Skew Bridges with Pounding Deck-Abutment Joints,» *Engineering Structures*, vol. 33, pp. 813-826, 2011.
- [30] Z. Shi y E. G. Dimitrakopoulos, «Nonsmooth dynamics prediction of measured bridge response involving deck-abutment pounding,» *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 46, pp. 1431-1452, 2017.
- [31] VETEK, «Datasheet_PA6181_V3,» [En línea]. Available: https://www.vetek.com/Dynamics/Documents/1c1df659-5616-48f7-8a5b-64f59c91fc1d/Datasheet_PA6181_V3.pdf. [Último acceso: 1 Febrero 2021].
- [32] AISC (American Institute of Steel Construction), ANSI/AISC 360-16, Specification for Structural Steel Building, Chicago, USA, 2016.
- [33] Computers and Structures Inc., «SAP2000 Structural Analysis Program,» 2011. [En línea]. Available: <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>.
- [34] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley, «OpenSeesWiki,» 2016. [En línea]. Available: <https://opensees.berkeley.edu>. [Último acceso: 20 Marzo 2021].
- [35] S. Muthukumar, «A Contact Element Approach with Hysteresis Damping for the Analysis and Design of Pounding in Bridges,» Atlanta, Georgia, Tesis Doctoral, Georgia Institute of Technology, 2003, p. 240.
- [36] R. Boroschek, P. Soto y R. Leon, «Registros del Terremoto del Maule Mw = 8.8, 27 de Febrero de 2010,» Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2010.