



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DE EFECTOS DE IMPACTOS EN LLAVES DE CORTE DE PUENTES CHILENOS

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS DE LA
INGENIERÍA, MENCIÓN INGENIERÍA ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y GEOTÉCNICA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PABLO ANDRÉS CARRILLO PERALTA

PROFESOR GUÍA:
FRANCISCO HERNÁNDEZ PRADO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RODRIGO ASTROZA EULUFÍ
RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

SANTIAGO DE CHILE
2021

RESUMEN DE TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE
MAGÍSTER EN CS. DE LA ING. ESTRUCTURAL, SÍSMICA Y
GEOTÉCNICA Y MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

ESTUDIANTE: Pablo Andrés Carrillo Peralta

FECHA: 7 de Noviembre de 2021

PROFESOR GUÍA: Francisco Hernández Prado

EVALUACIÓN DE EFECTOS DE IMPACTOS EN LLAVES DE CORTE DE PUENTES CHILENOS

El presente trabajo de tesis tiene por objetivo presentar recomendaciones para el diseño de topes sísmicos, exhibir una metodología de modelación en el software de elementos finitos ANSYS, estudiar el efecto de impactos sobre los topes y postular un método de cálculo de capacidad para llaves interiores y exteriores.

Las llaves de corte o topes sísmicos, corresponden a estructuras de hormigón armado que tienen como función limitar los desplazamientos transversales del tablero de un puente, evitando el colapso por falta de soporte lateral. A su vez, los topes deben prevenir que el daño por impacto, del tablero con la infraestructura, se propague hacia otras unidades inferiores.

Mediante una revisión bibliográfica de experimentos en llaves de corte, interiores y exteriores, se crea una metodología en el software de elementos finitos, con la finalidad de replicar capacidades máximas, curvas fuerza-desplazamiento y modos de falla congruentes a lo observado experimentalmente. La modelación computacional anterior, se aplica al caso de estudio: Puente Águila Norte, donde se estudia el comportamiento de los topes ante diferentes impactos, asociados a aceleraciones equivalentes variables.

Los resultados indican que el programa de elementos finitos, ANSYS LS-DYNA, predice las capacidades experimentales con un error promedio del 3.4%. De la misma manera, el software entrega curvas fuerza-desplazamiento y modos de falla que se ajustan a los resultados experimentales.

En cuanto al caso de estudio, el modelo de elementos finitos se condice con los daños observados tras el Terremoto del Maule 2010 e indica la relevancia de las condiciones de borde para un óptimo resultado. De la misma manera, se concluye que velocidades de impacto del tablero sobre los topes, para aceleraciones propias de un sismo chileno, podrían generar un aumento de hasta el 20% de la capacidad del sistema.

Finalmente, se postula que las llaves de corte debiesen ser diseñadas mediante una junta resiliente, limitando la capacidad máxima, con el fin de no dañar la infraestructura. A su vez, se debe preferir un modo de falla dúctil, que sea capaz de absorber la energía cinética del impacto.

*Dedico este trabajo a mi madre Ana María
y a mis abuelos Nena y José.*

Agradecimientos

Inmensamente agradecido de mi madre Ana María, quien a través de los años me dio todo su amor, apoyo y guía para llegar a este momento. A mis abuelos Nena y José, que me acompañaron y criaron como un hijo en la última etapa de sus vidas.

Agradecer a Samantha por su gran ayuda, compañía y amor durante estos últimos años, junto con la realización de este trabajo. A Alonso por su amistad y risas estos años de universidad. Sin ellos esta etapa no habría sido divertida.

Especialmente quiero agradecer a mi profesor guía Francisco Hernández, por toda la dedicación y horas de trabajo que pasó junto a mí para realizar este trabajo. Agradecido de su voluntad, preocupación y buena onda que siempre lo han caracterizado. Muchas gracias por confiar en mí.

Agradecimientos a los profesores de la comisión: Rodrigo Astroza, Ramiro Bazález y Leonardo Massone, por participar en este trabajo y su buena voluntad frente a las dudas que surgieron en este proceso.

La investigación es posible gracias al proyecto FONDEF ID18I10103: “Bases y recomendaciones para complementar el análisis sísmico de puentes viales del Manual de Carreteras”, sumado el equipo de profesores, ingenieros y alumnos de la Universidad de Chile, Universidad Técnica Federico Santa María y Universidad de Los Andes.

Tabla de Contenido

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Objetivos	3
1.1.1. Objetivo General.....	3
1.1.2. Objetivos Específicos.....	3
1.2. Metodología.....	4
1.2.1. Modelación en ANSYS.....	4
1.2.2. Replica Experimental en ANSYS.....	4
1.2.3. Modelación Dinámica en ANSYS.....	4
1.2.4. Caso de Estudio: Puente Águila Norte	4
1.2.5. Deducción de Ecuación	4
CAPÍTULO 2 LLAVES DE CORTE EN MANUAL DE CARRETERAS.....	5
2.1. Versión 2018.....	7
2.2. Solicitud de Llaves de Corte	9
2.3. Diseño de Llaves Externas	10
2.3.1. Vigas de Borde.....	10
2.4. Diseño de Llaves Internas	12
2.4.1. Transferencia de Corte en la Interfaz – Corte por Fricción.....	12
2.4.2. Ménsulas y Cartelas.....	14
CAPÍTULO 3 ESTUDIOS EN LLAVES DE CORTE.....	15
3.1. Llaves Externas Monolíticas.....	15
3.1.1. Experimento de Megally et al. (2002).....	15
3.1.2. Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007)	21
3.1.3. Curvas Fuerza Desplazamiento Analíticas.....	23
3.1.3.1. Curva Fuerza Desplazamiento según Megally et al. (2002).....	23
3.1.3.2. Curva Fuerza Desplazamiento según Han, Zhou, Ou, et al., (2017).....	26
3.2. Llaves Externas Resilientes.....	30

3.2.1.	Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007)	30
3.3.	Llaves Internas Monolíticas.....	32
3.3.1.	Experimento de Megally et al. (2002).....	32
3.3.2.	Curvas Fuerza Desplazamiento Analíticas.....	35
3.3.2.1.	Curva Fuerza Desplazamiento según Silva et al. (2003).....	35
CAPÍTULO 4 SOFTWARE ANSYS: ELEMENTOS Y MATERIALES		37
4.1.	Elementos de ANSYS Workbench	37
4.1.1.	Elemento SOLID65	37
4.1.2.	Elemento BEAM188.....	38
4.2.	Elementos de ANSYS LS-DYNA	38
4.2.1.	ELEMENT_SOLID.....	38
4.2.2.	ELEMENT_BEAM.....	39
4.3.	Materiales de ANSYS Workbench	40
4.3.1.	Hormigón.....	40
4.3.1.1.	Material Linear Isotropic Elastic.....	40
4.3.1.2.	Material Drucker Prager	40
4.3.2.	Acero	42
4.3.2.1.	Material Linear Isotropic Elastic.....	42
4.3.2.2.	Material Multilinear Isotropic Hardening.....	42
4.4.	Materiales de ANSYS LS-DYNA	45
4.4.1.	Hormigón.....	45
4.4.1.1.	Material MAT CSCM	45
4.4.2.	Acero	50
4.4.2.1.	Material MAT_PIECEWISE_LINEAR_PLASTICITY.....	50
4.5.	Factor de Incremento Dinámico.....	51
4.5.1.	Factor de Incremento Dinámico del Hormigón	54
4.5.1.1.	Formulación CEB.....	54
4.5.1.2.	Formulación Viscoplastica.....	55
4.5.2.	Factor de Incremento Dinámico del Acero	58
4.5.3.	Curvas Fuerza – Impulso	59

CAPÍTULO 5 SOFTWARE ANSYS: MODELACIÓN	64
5.1. Modelación Estática en ANSYS Workbench.....	64
5.1.1. Discretización	64
5.1.2. Condiciones de Borde.....	66
5.2. Modelación Dinámica en ANSYS LS-DYNA	69
5.2.1. Workbench to LS-DYNA	69
5.2.2. LS-PrePost	70
5.2.2.1. <i>Boundary</i>	70
5.2.2.2. <i>Constrained</i>	70
5.2.2.3. <i>Contact</i>	71
5.2.2.4. <i>Control</i>	71
5.2.2.5. <i>Database</i>	71
5.2.2.6. <i>ASCII Options</i>	72
5.2.2.7. <i>EXTENT_BINARY</i>	72
5.2.2.8. <i>Deformable</i>	72
5.2.2.9. <i>Define</i>	72
5.2.2.10. <i>Keyword</i>	73
5.2.3. LS-Post.....	73
5.3. Modelos de Elementos Finitos.....	75
5.3.1. Modelos de Elementos Finitos de Llaves Exteriores Monolíticas.....	75
5.3.1.1. Modelo 1A E.M.	75
5.3.1.2. Modelo 1B E.M.	77
5.3.1.3. Modelo 2A E.M.	78
5.3.1.4. Modelo 2B E.M.	79
5.3.1.5. Modelo 4A E.M.	80
5.3.1.6. Modelo 4B E.M.	81
5.3.2. Modelos de Elementos Finitos de Llaves Exteriores Resilientes	82
5.3.2.1. Modelo 5A E.R.....	82
5.3.2.2. Modelo 5B E.R.....	83
5.3.3. Modelos de Elementos Finitos de Llaves Interiores Monolíticas.....	84
5.3.3.1. Modelo 1A I.M.	84
5.3.3.2. Modelo 2A I.M.	85
5.3.3.3. Modelo 2B I.M.	86
5.3.3.4. Modelo 2C I.M.	87
5.3.3.5. Modelo 2D I.M.	88

CAPÍTULO 6 CASO DE ESTUDIO: PUENTE ÁGUILA NORTE.....	89
6.1. Cepas.....	90
6.2. Estribos	92
6.3. Superestructura	94
6.4. Conexión Superestructura – Infraestructura	95
6.4.1. Elastómeros.....	95
6.4.2. Barras Sísmicas	96
6.5. Especificaciones Técnicas	97
6.6. Memoria de Cálculo	99
6.7. Observación de Daños.....	99
6.8. Modelos de Elementos Finitos de Puente Águila Norte.....	102
6.8.1. Modelo Estribo Simple E.M.....	103
6.8.2. Modelo Estribo Completo E.M.	104
6.8.3. Modelo Cepa Simple E.M.....	105
6.8.4. Modelo Cepa Completa E.M.....	106
6.8.5. Modelo Estático y Dinámico.....	107
 CAPÍTULO 7 RESULTADOS MODELACIÓN LLAVES EXTERNAS MONOLÍTICAS	
110	
7.1. Modelación de Experimento de Megally et al. (2002).....	110
7.1.1. Tope 1A Externo Monolítico.....	111
7.1.2. Tope 1B Externo Monolítico.....	113
7.1.3. Tope 2A Externo Monolítico.....	115
7.1.4. Tope 2B Externo Monolítico.....	117
7.2. Modelación de Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007)	119
7.2.1. Tope 4A Externo Monolítico.....	119
7.2.2. Tope 4B Externo Monolítico.....	121
7.3. Capacidad Máxima de Llaves Externas Monolíticas.....	123

7.4. Análisis de Resultados Llaves Externas Monolíticas.....	124
7.5. Propuesta de Ecuación Llaves Externas Monolíticas.....	125
CAPÍTULO 8 RESULTADOS MODELACIÓN LLAVES EXTERNAS RESILIENTES	
126	
8.1. Modelación de Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007)	126
8.1.1. Tope 5A Externo Resiliente.....	126
8.1.2. Tope 5B Externo Resiliente	129
8.2. Capacidad Máxima de Llaves Externas Resilientes	131
8.3. Análisis de Resultados Llaves Externas Resilientes	131
8.4. Propuesta de Ecuación Llaves Externas Resilientes	134
CAPÍTULO 9 RESULTADOS MODELACIÓN LLAVES INTERNAS MONOLÍTICAS	
137	
9.1. Modelación de Experimento de Megally et al. (2002).....	137
9.1.1. Tope 1A Interno Monolítico.....	137
9.1.2. Tope 2A Interno Monolítico.....	140
9.1.3. Tope 2B Interno Monolítico.....	142
9.1.4. Tope 2C Interno Monolítico.....	144
9.1.5. Tope 2D Interno Monolítico.....	146
9.2. Capacidad Máxima de Llaves Internas Monolíticas.....	148
9.3. Análisis de Resultados de Llaves Internas Monolíticas.....	149
9.4. Propuesta de Ecuación Llaves Internas Monolíticas	153
CAPÍTULO 10 RESULTADOS CASO DE ESTUDIO: PUENTE ÁGUILA NORTE....	
154	
10.1. Estribo	154
10.1.1. Estribo Simple	154
10.1.2. Estribo Completo.....	156
10.2. Cepa.....	163

10.2.1.	Cepa Simple.....	163
10.2.2.	Cepa Completa	164
10.3.	Curvas Fuerza – Desplazamiento	167
10.4.	Capacidad Máxima de Llaves en P. Águila Norte	168
10.4.1.	Estribo	168
10.4.2.	Cepa.....	169
10.5.	Curvas Fuerza – Impulso.....	170
10.6.	Análisis de Resultados Puente Águila Norte.....	172
10.6.1.	Estribo	172
10.6.2.	Cepa.....	173
10.6.3.	Efectos de Impactos.....	175
10.7.	Propuesta de Ecuación Llaves Externas Monolíticas	176
CAPÍTULO 11 CONCLUSIONES		178
CAPÍTULO 12 BIBLIOGRAFÍA.....		181
ANEXOS.....		185

Índice de Tablas

Tabla 2.1: Cantidad Mínima de Topes Interiores (Ministerio de Obras Públicas, 2018).	7
Tabla 2.2: Coeficientes de Aceleración Efectiva.....	9
Tabla 2.3: Coeficientes de Suelo.....	9
Tabla 2.4: Coeficientes de Interfaz de Corte.....	13
Tabla 3.1: Capacidad Experimental en Llaves Externas de Megally et al. (2002).	18
Tabla 3.2: Distribución de Refuerzos y Capacidad en Experimento Llaves Externas de Megally et al. (2002)	18
Tabla 3.3: Propiedades del Hormigón Experimento Llaves Externas Megally et al. (2002).	20
Tabla 3.4: Propiedades del Acero Experimento Llaves Externas Megally et al. (2002).	20
Tabla 3.5: Capacidad Experimental en Serie 4 de Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007).	21
Tabla 3.6: Distribución de Refuerzos y Capacidad en Serie 4 de Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007).	22
Tabla 3.7: Propiedades del Hormigón en Serie 4 Experimento Bozorgzadeh et al. (2007).	22
Tabla 3.8: Propiedades del Acero en Serie 4 Experimento Bozorgzadeh et al. (2007).	22
Tabla 3.9: Capacidad Experimental en Serie 5 de Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007).	31
Tabla 3.10: Distribución de Refuerzos y Capacidad en Serie 5 de Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007).	31
Tabla 3.11: Propiedades del Hormigón en Serie 5 Experimento Bozorgzadeh et al. (2007).	31
Tabla 3.12: Propiedades del Acero en Serie 5 Experimento Bozorgzadeh et al. (2007).	31
Tabla 3.13: Distribución de Refuerzos y Capacidad Experimental en Llaves Internas de Megally et al. (2002).	33
Tabla 3.14: Distribución de Refuerzos y Capacidad en Experimento Llaves Internas de Megally et al. (2002).	33
Tabla 3.15: Propiedades del Hormigón Experimento Llaves Internas Megally et al. (2002).	34
Tabla 3.16: Propiedades del Acero Experimento Llaves Internas Megally et al. (2002). ...	34

Tabla 4.1: Coeficientes para Cálculo de Constantes $\alpha_i, \beta_i, \theta_i, \lambda_i$ para A_p	48
Tabla 4.2: Coeficientes para Cálculo de Constantes $\alpha_i, \beta_i, \theta_i, \lambda_i$ para B_p	49
Tabla 4.3: Coeficientes para Cálculo de Constantes $\alpha_i, \beta_i, \theta_i, \lambda_i$ para C_p	49
Tabla 4.4: Coeficientes para Cálculo de Parámetro $\eta_0 t$	56
Tabla 4.5: Coeficientes para Cálculo de Parámetro $\eta_0 c$	56
Tabla 4.6: DIF para Distintas Formulaciones en $\varepsilon=10^{-1}$ [s ⁻¹].	57
Tabla 6.1: Largos de Columna y Pilotes Cepa Puente Águila Norte.....	92
Tabla 6.2: Armaduras Interfaz Llave-Viga Cepa Puente Águila Norte.	92
Tabla 6.3: Armaduras Interfaz Llave-Viga Estribo Puente Águila Norte.....	92
Tabla 6.4: Dimensiones de Apoyo Elastomérico Puente Águila Norte.	95
Tabla 6.5: Materiales de Superestructura Puente Águila Norte.	97
Tabla 6.6: Recubrimientos de Superestructura Puente Águila Norte.....	97
Tabla 6.7: Materiales de Estribo Puente Águila Norte.....	98
Tabla 6.8: Recubrimientos de Estribo Puente Águila Norte.....	98
Tabla 6.9: Materiales de Cepa Puente Águila Norte.	98
Tabla 6.10: Recubrimientos de Cepa Puente Águila Norte.	98
Tabla 6.11: Peso de Sección de Tablero Puente Águila Norte.....	99
Tabla 6.12: Descarga de Tablero en Cepa y Estribo Puente Águila Norte.	99
Tabla 6.13: Reparación en Cepas de Puente Águila Norte.....	102
Tabla 6.14: Velocidades Iniciales y Aceleraciones Equivalentes de Impacto.	109
Tabla 7.1: Capacidades de Topes Externos Monolíticos según Métodos de Cálculo.	123
Tabla 7.2: Errores en Topes Externos Monolíticos según Métodos de Cálculo.	123
Tabla 8.1: Capacidades de Topes Externos Resilientes según Métodos de Cálculo.....	131
Tabla 8.2: Errores en Topes Externos Resilientes según Métodos de Cálculo.....	131
Tabla 8.3: Capacidad de Topes Externos Resilientes según Tensión Diagonal.	133
Tabla 8.4: Errores en Topes Externos Resilientes según Tensión Diagonal.	133
Tabla 9.1: Capacidades de Topes Internos Monolíticos según Métodos de Cálculo.	148
Tabla 9.2: Errores en Topes Internos Monolíticos según Métodos de Cálculo.	148
Tabla 9.3: Capacidad de Topes Internos Monolíticos según MCFT.....	151

Tabla 9.4: Errores en Topes Internos Monolíticos según MCFT.....	151
Tabla 9.5: Parámetros para Barra Ø8mm en Hormigón C25.....	151
Tabla 9.6: Parámetros para Barra Ø10mm en Hormigón C25.....	152
Tabla 10.1: Capacidades de Topes Estribo P. Águila Norte según Métodos de Cálculo..	168
Tabla 10.2: Errores en Topes Estribo P. Águila Norte según Métodos de Cálculo.	168
Tabla 10.3: Capacidades de Topes Cepa P. Águila Norte según Métodos de Cálculo.	169
Tabla 10.4: Errores en Topes Cepa P. Águila Norte según Métodos de Cálculo.....	169
Tabla 10.5: Relación de Capacidad Dinámica-Estática para Impactos en Tope de Estribo Completo P. Águila Norte.	171
Tabla 10.6: Relación de Capacidad Dinámica-Estática para Impactos en Tope de Cepa Simple P. Águila Norte.	171
Tabla 10.7: Error Promedio según Método de Cálculo de Capacidad Máxima en Topes Exteriores Monolíticos.....	176
Tabla 10.8: Error Experimental versus Mínimo (M.C., AASHTO, S&T) en Topes Exteriores Monolíticos.....	177

Índice de Figuras

Figura 2.1: Configuración de Puentes Chilenos a Medios de los Años 90.....	5
Figura 2.2: Configuración de Puentes Chilenos para Zona 3 según Manual de Carreteras (2008).....	6
Figura 2.3: Configuración de Puentes Chilenos Post 2010.....	6
Figura 2.4: Configuración de Puentes Chilenos según Manual de Carreteras (2018).	7
Figura 2.5: Configuración de Tope Interno dentro de Diafragma (Ministerio de Obras Públicas, 2018).....	8
Figura 2.6: Modo de Falla en Tope Exterior (Ministerio de Obras Públicas, 2018).....	10
Figura 2.7: Diseño de Viga de Borde para Falla por Punzonamiento (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012).	11
Figura 2.8: Modelo Strut & Tie en Llave Interior (Megally et al., 2002).....	14
Figura 3.1: Modelo Strut & Tie (Megally et al., 2002).....	16
Figura 3.2: Protocolo de Carga para Unidades 1A, 1B y 2A Externas (Megally et al., 2002).	19
Figura 3.3: Protocolo de Carga para Unidad 2B Externa (Megally et al., 2002).	19
Figura 3.4: Regla de Histéresis para Llaves Exteriores Monolíticas (Megally et al., 2002).23	
Figura 3.5: (a) Curva Fuerza Desplazamiento para Mecanismo de Falla Sliding Shear (Pastén et al., 2021) y (b) Mecanismo de Falla Sliding Shear (Han, Zhou, Ou, et al., 2017).	26
Figura 3.6: Protocolo de Carga Cíclica Reversible Cuasi Estática (Megally et al., 2002)..	34
Figura 3.7: Curva Fuerza versus Desplazamiento Idealizada para Llaves Internas Monolíticas según Silva et al. (2003).....	35
Figura 4.1: Elemento Hexaédrico SOLID65 (ANSYS, 1999).	37
Figura 4.2: Elemento Viga de LS-DYNA (ANSYS, 1999).	39
Figura 4.3: Criterios de Falla de Drucker Prager y Mohr Coulomb en el Espacio de Tensiones (Alejano & Bobet, 2012).	41
Figura 4.4: Comparación Curva Tensión Deformación de Ingeniería y Real para Acero A630.	44
Figura 4.5: DIF Hormigón en Tensión según Diversos Estudios (Malvar & Crawford, 1998a).	51

Figura 4.6: Tasas de Deformación para Distintos Tipos de Cargas (Ngo et al., 2007).....	52
Figura 4.7: Diagrama de Barra de Presión de Hopkins (Sharma et al., 2011).....	53
Figura 4.8: DIF Hormigón en Compresión, Formulación CEB v/s Viscoplastica.	56
Figura 4.9: DIF Hormigón en Tracción, Formulación CEB v/s Viscoplastica.	57
Figura 4.10: Respuesta de 1 GDL a Diferentes Cargas (Smith & Hetherington, 1994).....	62
Figura 4.11: Curva Presión-Impulso (Smith & Hetherington, 1994)..	63
Figura 5.1: Viga Simplemente Apoyada Discretizada en ANSYS APDL.	65
Figura 5.2: Viga Reforzada en ANSYS APDL.....	66
Figura 5.3: Proyecto de Exportación ANSYS APDL a Workbench.	67
Figura 5.4: Proyecto Viga en ANSYS Mechanical.....	67
Figura 5.5: Tensiones de Acero para Viga Reforzada en ANSYS Workbench.....	68
Figura 5.6: Llave de Corte en Design Modeler.....	69
Figura 5.7: Ejemplo de Deformaciones Plásticas del Hormigón en Post-Procesador.....	74
Figura 5.8: Ejemplo de Tensiones de Refuerzos de acero en Post-Procesador.....	74
Figura 5.9: Modelo de Llave 1A Exterior Monolítica.....	75
Figura 5.10: Modelo de Refuerzos en Llave 1A Exterior Monolítica.	76
Figura 5.11: Modelo de Llave 1B Exterior Monolítica.....	77
Figura 5.12: Modelo de Refuerzos en Llave 1B Exterior Monolítica.	77
Figura 5.13: Modelo de Llave 2A Exterior Monolítica.....	78
Figura 5.14: Modelo de Refuerzos en Llave 2A Exterior Monolítica.	78
Figura 5.15: Modelo de Llave 2B Exterior Monolítica.....	79
Figura 5.16: Modelo de Refuerzos en Llave 2B Exterior Monolítica.	79
Figura 5.17: Modelo de Llave 4A Exterior Monolítica.....	80
Figura 5.18: Modelo de Refuerzos en Llave 4A Exterior Monolítica.	80
Figura 5.19: Modelo de Llave 4B Exterior Monolítica.....	81
Figura 5.20: Modelo de Refuerzos en Llave 4B Exterior Monolítica.	81
Figura 5.21: Modelo de Llave 5A Exterior Resiliente.	82
Figura 5.22: Modelo de Refuerzos en Llave 5A Exterior Resiliente.....	82
Figura 5.23: Modelo de Llave 5B Exterior Resiliente.	83

Figura 5.24: Modelo de Refuerzos en Llave 5B Exterior Resiliente.....	83
Figura 5.25: Modelo de Llave 1A Interior Monolítica.....	84
Figura 5.26: Modelo de Refuerzos en Llave 1A Interior Monolítica.	84
Figura 5.27: Modelo de Llave 2A Interior Monolítica.....	85
Figura 5.28: Modelo de Refuerzos en Llave 2A Interior Monolítica.	85
Figura 5.29: Modelo de Llave 2B Interior Monolítica.....	86
Figura 5.30: Modelo de Refuerzos en Llave 2B Interior Monolítica.....	86
Figura 5.31: Modelo de Llave 2C Interior Monolítica.....	87
Figura 5.32: Modelo de Refuerzos en Llave 2C Interior Monolítica.....	87
Figura 5.33: Modelo de Llave 2D Interior Monolítica.....	88
Figura 5.34: Modelo de Refuerzos en Llave 2D Interior Monolítica.	88
Figura 6.1: Puentes Colapsados en Zona de Hospital Durante el Terremoto de 2010 (Hernández et al., 2020).....	89
Figura 6.2: Vista General de Puente Águila Norte.....	90
Figura 6.3:Elevación Frontal de Cepa Puente Águila Norte.	91
Figura 6.4: Disposición de Armaduras en Viga de Coronamiento Cepa.....	91
Figura 6.5: Vista General de Mitad de Estribo Puente Águila Norte.....	93
Figura 6.6: Vista General de Refuerzos de Mitad de Estribo Puente Águila Norte.	93
Figura 6.7: Corte de Viga de Postensado Puente Águila Norte.....	94
Figura 6.8: Detalle de Travesaño Puente Águila Norte.....	95
Figura 6.9: Detalle de Travesaño con Barras Sísmicas y Elastómeros en Puente Águila Norte.	97
Figura 6.10: Reparación de Estribo 2 Puente Águila Norte.	100
Figura 6.11: Reparación de Tope Exterior Sur Cepa 2 Puente Águila Norte.....	101
Figura 6.12: Patrón de Daño en Viga de Coronamiento Cepa 1 Puente Águila Norte. ...	101
Figura 6.13: Patrón de Daño en Viga de Coronamiento Cepa 4 Puente Águila Norte. ...	102
Figura 6.14: Vista de Hormigón en Modelo Estribo Simple de Puente Águila Norte.....	103
Figura 6.15: Vista de Acero en Modelo Estribo Simple de Puente Águila Norte.....	103
Figura 6.16: Vista de Hormigón en Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte..	104

Figura 6.17: Vista de Acero en Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.	104
Figura 6.18: Vista de Hormigón en Modelo Cepa Simple de Puente Águila Norte.	105
Figura 6.19: Vista de Acero en Modelo Cepa Simple de Puente Águila Norte.....	105
Figura 6.20: Vista de Hormigón en Modelo Cepa Completo de Puente Águila Norte.....	106
Figura 6.21: Vista de Acero en Modelo Cepa Completo de Puente Águila Norte.....	106
Figura 6.22: Vista de Modelo Estribo Completo con Actuador de Puente Águila Norte.	107
Figura 7.1: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 1A (Adaptación de Imagen Original de Megally et al., 2002).....	111
Figura 7.2: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 1A Externa (Megally et al., 2002).	112
Figura 7.3: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 1A Externa (Megally et al., 2002).	112
Figura 7.4: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 1B (Adaptación de Imagen Original de Megally et al., 2002).....	113
Figura 7.5: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 1B Externa (Megally et al., 2002).	114
Figura 7.6: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 1B Externa (Megally et al., 2002).	114
Figura 7.7: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 2A (Adaptación de Imagen Original de Megally et al., 2002).....	115
Figura 7.8: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 2A Externa (Megally et al., 2002).	116
Figura 7.9: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 2A Externa (Megally et al., 2002).	116
Figura 7.10: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 2B (Adaptación de Imagen Original de Megally et al., 2002).....	117
Figura 7.11: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 2B Externa (Megally et al., 2002).	118
Figura 7.12: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 2B Externa (Megally et al., 2002).	118
Figura 7.13: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 4A (Adaptación de Imagen Original de Bozorgzadeh et al., 2007).....	119

Figura 7.14: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 4A Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).....	120
Figura 7.15: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 4A Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).....	120
Figura 7.16: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 4B (Adaptación de Imagen Original de Bozorgzadeh et al., 2007).....	121
Figura 7.17: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 4B Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).....	122
Figura 7.18: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 4B Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).....	122
Figura 8.1: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 5A (Adaptación de Imagen Original de Bozorgzadeh et al., 2007).....	127
Figura 8.2: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 5A Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).....	128
Figura 8.3: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 5A Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).....	128
Figura 8.4: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 5B (Adaptación de Imagen Original de Bozorgzadeh et al., 2007).....	129
Figura 8.5: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 5B Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).....	130
Figura 8.6: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 5B Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).....	130
Figura 8.7: Modelo de Tensión Diagonal (Adaptación de Imagen Original de Bozorgzadeh et al., 2007).....	132
Figura 8.8: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 5A Externa más Tensión Diagonal para $l_0=10[\text{cm}]$ (Bozorgzadeh et al., 2007).....	136
Figura 9.1: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Interna 1A (Adaptación de Imagen Original de Silva et al., 2003).....	138
Figura 9.2: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 1A Interna (Megally et al., 2002).....	139
Figura 9.3: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 1A Interna (Megally et al., 2002).....	139

Figura 9.4: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Interna 2A (Adaptación de Imagen Original de Silva et al., 2003).	140
Figura 9.5: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 2A Interna (Megally et al., 2002).	141
Figura 9.6: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 2A Interna (Megally et al., 2002).	141
Figura 9.7: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Interna 2B (Adaptación de Imagen Original de Silva et al., 2003).....	142
Figura 9.8: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 2B Interna (Megally et al., 2002).	143
Figura 9.9: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 2B Interna (Megally et al., 2002).	143
Figura 9.10: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Interna 2C (Adaptación de Imagen Original de Silva et al., 2003).	144
Figura 9.11: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 2C Interna (Megally et al., 2002).	145
Figura 9.12: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 2C Interna (Megally et al., 2002).	145
Figura 9.13: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Interna 2D (Adaptación de Imagen Original de Silva et al., 2003).	146
Figura 9.14: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 2D Interna (Megally et al., 2002).	147
Figura 9.15: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 2D Interna (Megally et al., 2002).	147
Figura 9.16: Curva Fuerza-Desplazamiento para Unidad 1A Interna (Megally et al., 2002): Comparación BIS versus BS.	152
Figura 10.1: Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Estribo Simple de Puente Águila Norte.....	154
Figura 10.2: Deformaciones Plásticas del Acero en Modelo Estribo Simple de Puente Águila Norte.	155
Figura 10.3: Vista General de Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.....	156

Figura 10.4: Vista Frontal de Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.....	156
Figura 10.5: Vista Lateral Exterior de Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.	157
Figura 10.6: Vista Lateral Interior de Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.	157
Figura 10.7: Vista Trasera de Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.....	158
Figura 10.8: Comparación Deformaciones Plásticas de Hormigón versus Foto de Estribo Puente Águila Norte (Estribo 2 Llave Sur).	159
Figura 10.9: Comparación Deformaciones Plásticas de Hormigón versus Foto de Estribo Puente Águila Norte (Estribo 2 Llave Norte).....	160
Figura 10.10: Vista Frontal de Deformaciones Plásticas del Acero en Viga de Coronamiento más Tope Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.....	161
Figura 10.11: Vista Frontal de Deformaciones Plásticas del Acero en Muro Espaldar Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.	161
Figura 10.12: Vista Frontal de Deformaciones Plásticas del Acero en Muro Ala Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.	162
Figura 10.13: Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Cepa Simple de Puente Águila Norte.....	163
Figura 10.14: Deformaciones Plásticas del Acero en Modelo Cepa Simple de Puente Águila Norte.	163
Figura 10.15: Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Cepa Completa de Puente Águila Norte.....	164
Figura 10.16: Deformaciones Plásticas del Acero en Modelo Cepa Completa de Puente Águila Norte (Viga de Coronamiento).	164
Figura 10.17: Deformaciones Plásticas del Acero en Modelo Cepa Completa de Puente Águila Norte (Columnas).....	165
Figura 10.18: Tensiones Axiales del Acero en Modelo Cepa Completa de Puente Águila Norte (Columnas).....	165
Figura 10.19: Comparación Deformaciones Plásticas de Hormigón versus Foto de Cepa Puente Águila Norte (Cepa N° 4).....	166
Figura 10.20: Curva Fuerza versus Desplazamiento Estribo Puente Águila Norte.	167

Figura 10.21: Curva Fuerza versus Desplazamiento Cepa Puente Águila Norte.....	167
Figura 10.22: Curva Fuerza versus Impulso Estribo Modelo Completo Puente Águila Norte. (Capacidad Estática de 3464 [kN] de Tabla 10.1).....	170
Figura 10.23: Curva Fuerza versus Impulso Cepa Modelo Completo Puente Águila Norte. (Capacidad Estática de 3445 [kN] de Tabla 10.3).	170
Figura 10.24: Comparación de Daño Real versus Experimental LS-DYNA en Cepa P. Águila Norte.	174
Figura 10.25: Tasas de Deformación Promedio para Impacto de Aceleración Equivalente 0.5[g] en Estribo P. Águila Norte.....	175

Capítulo 1

Introducción

Las llaves de corte corresponden a unidades de hormigón armado, que según su disposición pueden ser internas o externas, teniendo como finalidad limitar los desplazamientos transversales de la superestructura e impedir que el daño por impacto se traslade a la subestructura. Para cumplir su función, las llaves deben comportarse como fusible, esto quiere decir, un elemento que debe resistir cierta capacidad, fallar y evitar un exceso de carga sobre las columnas en las cepas y pilotes en el caso de los estribos. La filosofía de fusible debe ser cautelosamente analizada, ya que su correcto funcionamiento facilita las tareas de reparación tras un sismo importante. En caso de no cumplir la filosofía, se podría incurrir en plastificación o falla de elementos estructurales que requieren una reparación más compleja y costosa.

Tras el terremoto del año 2010 que sacudió las regiones centro y sur del país, quedó en evidencia que aún existe mucho por investigar en cuanto al comportamiento de puentes chilenos. Prueba de ello, son los cerca de 300 puentes que sufrieron considerables desplazamientos relativos en dirección transversal, rotaciones del tablero y colapsos por falta de soportes (Buckle et al., 2012), correspondiendo al 3% del inventario nacional de puentes. Tal como expone Wilches et al., con la inspección de 40 estructuras en zona sísmica 2 y 40 en zona 3: el 33% y 88% de los puentes, respectivamente, presentaron daños en las llaves de corte (Wilches et al., 2019). Ejemplo de ello son los puentes La Peña, Las Mercedes e Independencia, dentro de otros, que fallaron producto de la pobre respuesta de los elementos que conectan la superestructura con la subestructura.

Existen diversos estudios inherentes al comportamiento estructural de llaves de corte internas y externas, como la evaluación de capacidad de llaves de corte externas en estribos (Megally et al., 2002) y (Bozorgzadeh et al., 2007), comportamiento sísmico de llaves de corte internas (Silva et al., 2003), la simulación de impacto en llaves de corte (Bi & Hao, 2013), el estudio de falla cortante en llaves de corte (Raison R. & Christy C., 2016) y la evaluación de capacidad sísmica de llaves de corte externas, según la estructuración de uso común en China (Han, Zhou, Zhong, et al., 2017) y (Han, Zhou, Ou, et al., 2017). En los trabajos nombrados anteriormente, se plantean distintas ecuaciones para calcular la capacidad de las llaves, donde ésta depende de varios factores como: la proporción de refuerzo vertical/horizontal, geometría, interfaz llave-viga y altura donde se ejerce la carga lateral.

En el estudio de Han, Zhou, Ou, et al., (2017), se revela la existencia de tres tipos de fallas predominantes, que se pueden subdividir según el tipo de unión entre la viga de apoyo y la llave de corte: fallas de unidades monolíticas y no monolíticas. Las unidades monolíticas presentan fallas por corte diagonal y deslizamiento por corte, ambas provocan una falla diagonal en la estructura, sin embargo, la primera es causada por la fractura de los refuerzos horizontales de la interfaz y la segunda por la fractura de los refuerzos verticales. Por otro lado, las unidades no monolíticas conformadas por juntas resilientes, como los son una interfaz de papel kraft o bloques de poliestireno adyacentes a los refuerzos verticales, presentan fallas horizontales por deslizamiento friccional (Xiang & Li, 2018).

De la misma manera, los estudios de Megally et al. (2002) indican que las fallas en las llaves también dependen de su junta constructiva. En llaves no monolíticas externas existen fallas horizontales producidas por un plano de debilidad, como propone Xiang & Li (2018), no lográndose desarrollar fallas diagonales. En cambio, para llaves externas con junta monolítica, existen fallas horizontales por un comportamiento a flexión debido a la alta cantidad de barras horizontales en la interfaz y fallas diagonales que se trasladan del pie de la llave al extremo de la viga de coronamiento, producidas por geometrías con menor cuantía horizontal en la interfaz llave/viga. Silva et al. (2003), estipulan que las llaves de corte internas, con junta monolítica, poseen una falla horizontal. A diferencia de las llaves monolíticas externas, estas fallan por agrietamiento del hormigón y el acero no aporta mayor resistencia a la estructura.

A pesar de las modificaciones en los criterios de diseño en el Manual de Carreteras, no existen estudios nacionales sobre el comportamiento estructural de las llaves de corte frente a acciones sísmicas en puentes chilenos. Es por ello que se analiza el caso de estudio, correspondiente al puente Águila Norte, estructura ubicada en el sector de Hospital comuna de Paine, en la Región Metropolitana de Chile. Esta obra es de gran interés, ya que se ubica en las cercanías de Santiago, tiene una baja afluencia de personas, posee una configuración típica pre 2010 y existe un posible efecto de sitio en la zona, según detalla Hernández et al. (2020).

El presente trabajo se enmarca en la participación del Proyecto FONDEF ID18I10103: “Bases y recomendaciones para complementar el análisis sísmico de puentes viales del Manual de Carreteras”, el cual tiene como objetivo generar una guía de modelos no lineales tiempo-historia para ser analizados en el software OpenSees. El análisis de las llaves de corte se realiza en el software de elementos finitos ANSYS, con la finalidad de observar el comportamiento de distintas configuraciones, adoptar criterios y añadirlos a la guía.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo General

Presentar recomendaciones y método para estimar la capacidad estática/dinámica de llaves de corte, mediante el uso de elementos finitos en programas específicos como ANSYS WORKBENCH y ANSYS LS-DYNA, obteniendo una respuesta detallada del comportamiento no lineal de materiales y su interacción. Además, se propone derivar una ecuación general para describir los distintos tipos de fallas de llave de corte, sustentado en los análisis numéricos desarrollados y en un sistema de ecuaciones completo. Se analizará la respuesta de llaves de corte de diversas características, ya sea, internas y externas, de manera de evaluar el comportamiento de las disposiciones adoptadas en el Manual de Carreteras, verificando sus ventajas o desventajas con configuraciones anteriores. Finalmente, las modelaciones permitirán analizar la respuesta de las llaves de corte del puente Águila Norte, de manera de ser integradas en un modelo de la estructura completa.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Calibración de modelos estáticos en software de elementos finitos ANSYS, para obtener respuestas similares a ensayos experimentales de Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007): replicar curva de fuerza desplazamiento, capacidad máxima y forma de falla.
- Formulación de ecuación que permite obtener la capacidad máxima de llaves de corte internas y externas en caso estático.
- Modelación de llaves de corte sometidas a impactos mediante software ANSYS LS-DYNA, considerando el incremento de la resistencia dinámica que experimentan los materiales al ser sometidos a cargas de corta duración, generando un símil a estudios de simulación de impacto por Bi & Hao (2013).
- Evaluación del comportamiento estático y dinámico de llaves de corte del Puente Águila Norte.
- Verificación sobre la validez racional de las disposiciones del manual de carretera que son actualmente empleadas.

1.2. Metodología

Para llevar a cabo el desarrollo de este trabajo, se identifican los siguientes pasos:

1.2.1. Modelación en ANSYS

Se busca procedimiento para la modelación de estructuras de hormigón armado en software de elementos finitos ANSYS, mediante los programas APDL, WORKBENCH y LS-DYNA. En este paso se incluyen los tipos de comandos a utilizar para simular el comportamiento plástico del hormigón y acero, además de compatibilidades del refuerzo embebido en el hormigón y la reproducción del método para aplicarlo en distintos modelos.

1.2.2. Replica Experimental en ANSYS

Modelación computacional de llaves de corte de Megally et al. (2002), Silva et al. (2003) y Bozorgzadeh et al. (2007) bajo las disposiciones de la modelación en ANSYS. Se analizan modelos bajo diferentes cargas, que presentan fallas diagonales y horizontales. Este punto permite la elección de modelos de materiales a utilizar para el hormigón y acero, mediante la calibración de deformaciones plásticas del hormigón, curvas de fuerza desplazamiento y fractura de refuerzos verticales u horizontales según sea el caso de falla.

1.2.3. Modelación Dinámica en ANSYS

Se realiza una revisión bibliográfica sobre simulación de daños por impactos en estructuras de puentes (Bi & Hao, 2013), con la finalidad de replicar la simulación en los modelos de llave de corte anteriores. Se analizan diversas formulaciones de factor de incremento dinámico para los distintos materiales.

1.2.4. Caso de Estudio: Puente Águila Norte

Modelación del caso de estudio: puente Águila Norte. Se examinan las llaves de corte de cepa y estribo, bajo análisis explícitos e implícitos, con la finalidad de comparar las distintas respuestas, y así, identificar cuanto se mayor la capacidad dinámica sobre la estática. La investigación toma en cuenta la acción del tablero sobre la llave de corte, estimado mediante la modelación de impacto para diversas demandas sísmicas.

1.2.5. Deducción de Ecuación

Deducción y desarrollo de ecuación que contemple la repuesta de fallas en llaves de corte, a través de equilibrios para planos con variación de ángulo de falla y distintas disposiciones de armaduras. Esto se lleva a cabo mediante la toma de elementos pertenecientes a ecuaciones propuestas por Megally et al. (2002), Han, Zhou, Ou, et al., (2017), Silva et al. (2003), ASSHTO (2012) y ACI (2014).

Capítulo 2

Llaves de Corte en Manual de Carreteras

Tal como se indicó en la Introducción, existe un antes y un después tras el Terremoto del Maule 2010 en cuanto al diseño sísmico de puentes. En efecto, la adopción o modificación de diafragmas, llaves de corte internas, topes externos y barras sísmicas, ha sido variante entre los años 90 y la actualidad. Gran parte de los cambios realizados en el Manual de Carreteras provienen de recomendaciones a partir de configuraciones que se comportaron bien durante un evento sísmico importante, induciendo un diseño que nace a partir del “ensayo-error”.

Previo al Terremoto de Algarrobo del año 1985, el Manual de Carreteras (1972) no contemplaba especificaciones sísmicas en el diseño de puentes, solo se guiaba por las recomendaciones de la AASHTO (1973). Posterior al Terremoto del 85 se comienzan a integrar recomendaciones al Manual de Carreteras.

Wilches et al. (2019) afirman que a mediados de los años 90 se introducen a Chile las concesionarias para la construcción y operación de carreteras. Las concesionarias diseñan adoptando los criterios de la AASHTO (1996) y las recomendaciones de experiencias obtenidas tras el Terremoto del 85... (p.372). En la Figura 2.1 se presenta la configuración del Puente Águila Norte, si este hubiese sido diseñado según las disposiciones de mediados de los años 90. El puente clásico de aquella época consideraba un diafragma interior entre las vigas del tablero y dos topes laterales que se someten al impacto directo de las vigas.

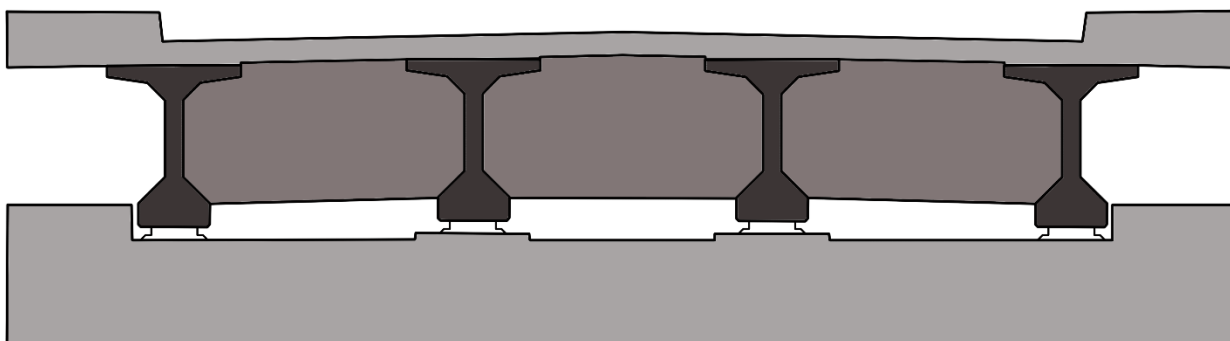


Figura 2.1: Configuración de Puentes Chilenos a Medios de los Años 90.

Con la publicación del Manual de Carreteras (2008), se norma el uso de diafragma transversal para los extremos de las vigas en zona sísmica 3, la utilización de barras sísmicas y el uso obligatorio de llaves externas para estribos y cepas del puente, independiente de la zona sísmica en que se encuentre. La Figura 2.2 indica la sección del tablero para una

configuración del Manual de Carreteras (2008). Cabe destacar que el Puente Águila Norte considera este criterio de diseño, como se expone en el Capítulo 6.

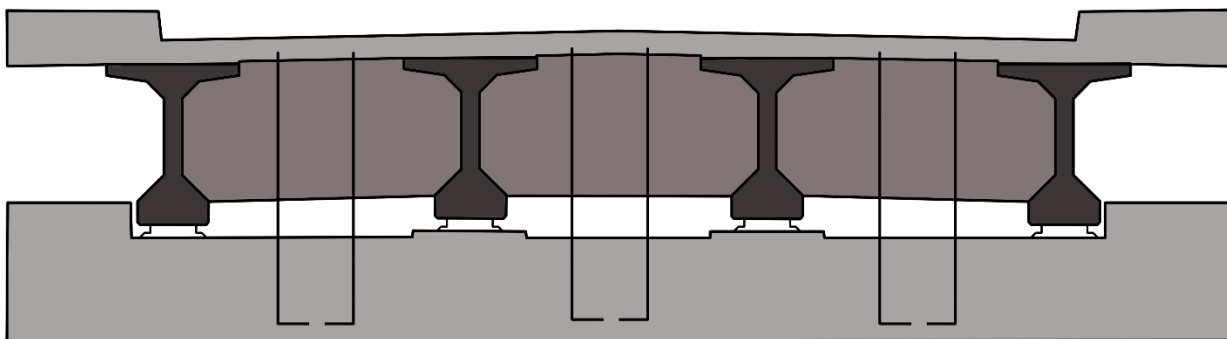


Figura 2.2: Configuración de Puentes Chilenos para Zona 3 según Manual de Carreteras (2008).

El Terremoto del Maule de 2010 dejó en claro que el criterio de diseño aún debía ser modificado para mejorar los diseños de puentes, en efecto, el colapso de varios puentes y daños importantes en los topes externos provocó la inclusión de diafragmas externos e internos, independiente de la zona sísmica. La inclusión de los diafragmas externos se debe al daño sufrido por las vigas al impactar los topes externos. A su vez, se incluyen topes interiores de largo igual a la distancia entre las vigas, según muestra la Figura 2.3. Las llaves de corte se deben diseñar para resistir una sollicitación igual a la descarga del tablero multiplicada por el coeficiente de aceleración efectiva según zona (A_0) y dividida por el número de topes internos más un tope externo ($n^\circ \text{ topes}_{\text{internos}} + 1$), que corresponden a la cantidad de elementos que se oponen al movimiento del tablero.

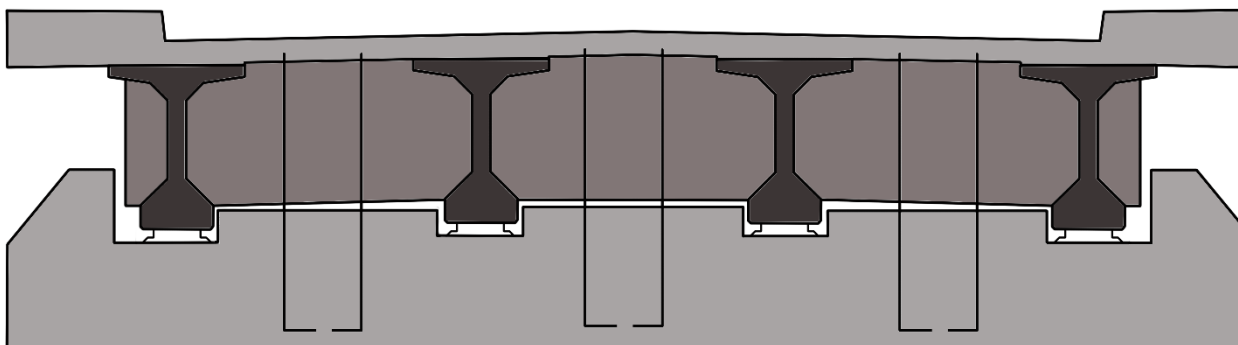


Figura 2.3: Configuración de Puentes Chilenos Post 2010.

2.1. Versión 2018

La última versión del Manual de Carreteras (2018) ha realizado cambios en cuanto a la geometría de topes internos y el cálculo de la sollicitación sísmica. Se declara que los topes sísmicos deben comportarse bajo una filosofía de fusible, es decir, estos elementos deben dañarse durante un evento sísmico de importancia y posteriormente deben ser reparados. Existe un cambio en la longitud de los topes internos, con respecto a las disposiciones de años anteriores, donde las nuevas llaves de corte internas penetran en los diafragmas transversales según la Figura 2.4, evitando daños por impacto en las vigas, tal como ocurre en la configuración de la Figura 2.3 donde los topes internos entran en contacto con las vigas.

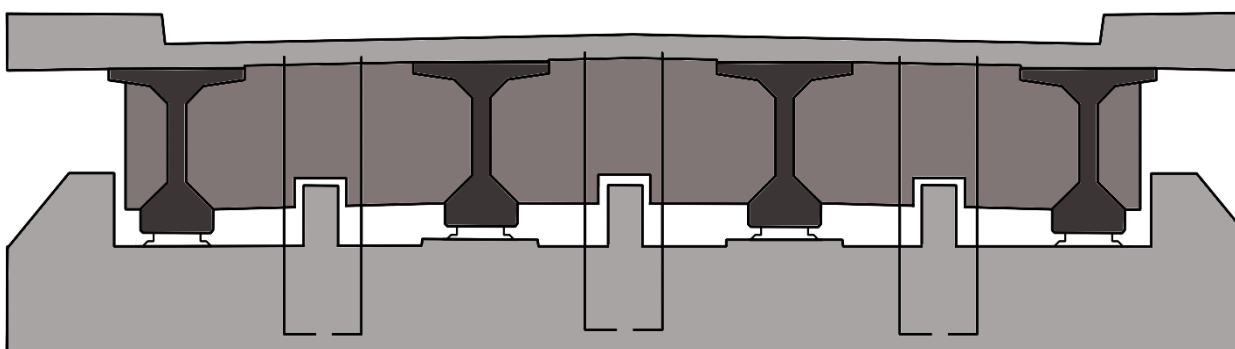


Figura 2.4: Configuración de Puentes Chilenos según Manual de Carreteras (2018).

El Manual de Carreteras (2018) indica que siempre se deben considerar topes exteriores y el número de topes interiores mínimo viene dado por la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Cantidad Mínima de Topes Interiores (Ministerio de Obras Públicas, 2018).

N° Vigas en Tablero	N° Topes Mínimos Interiores P.S.D.L.E*	N° Topes Mínimos Interiores P.C.D.L.E**
3	0	2
4	1	2
5	2	2
+6	2	3

*P.S.D.L.E: Puente Sin Desplazamiento Lateral Excesivo

**P.C.D.L.E: Puente Con Desplazamiento Lateral Excesivo

Se limita el largo de los topes, exteriores e interiores, entre 40 y 70 [cm] con la finalidad de obtener el comportamiento de fusible durante el impacto del tablero sobre la infraestructura. En caso de diseñar con topes de un largo mayor a 70 [cm], es probable que el tope no se comporte como fusible, induciendo daño en la infraestructura y provocando daños con reparaciones costosas.

Cada tope, interno y externo, deberá incluir un neopreno lateral que amortigüe el impacto del tablero sobre las llaves. La distancia libre horizontal entre los lados de los topes, internos y externos, con el diafragma transversal corresponde a

$$d_l = \max(H, D_d) \cdot 1.25 + 5 \quad (2.1)$$

Donde: d_{lh} : Distancia Libre Horizontal [cm].
 H : Altura de Elastómero en Base de Vigas [cm].
 D_d : Desplazamiento de Diseño [cm].

Por otro lado, la distancia libre vertical (d_{lv}) entre la cara superior de los topes internos y el diafragma transversal corresponde a 10 [cm]. Se debe considerar que el tope interno penetra 30 [cm] dentro del diafragma transversal según se aprecia en la Figura 2.5. Al igual que el tope interno, la cara superior del tope externo debe estar sobre los 30 [cm] de la cara inferior del diafragma transversal externo.

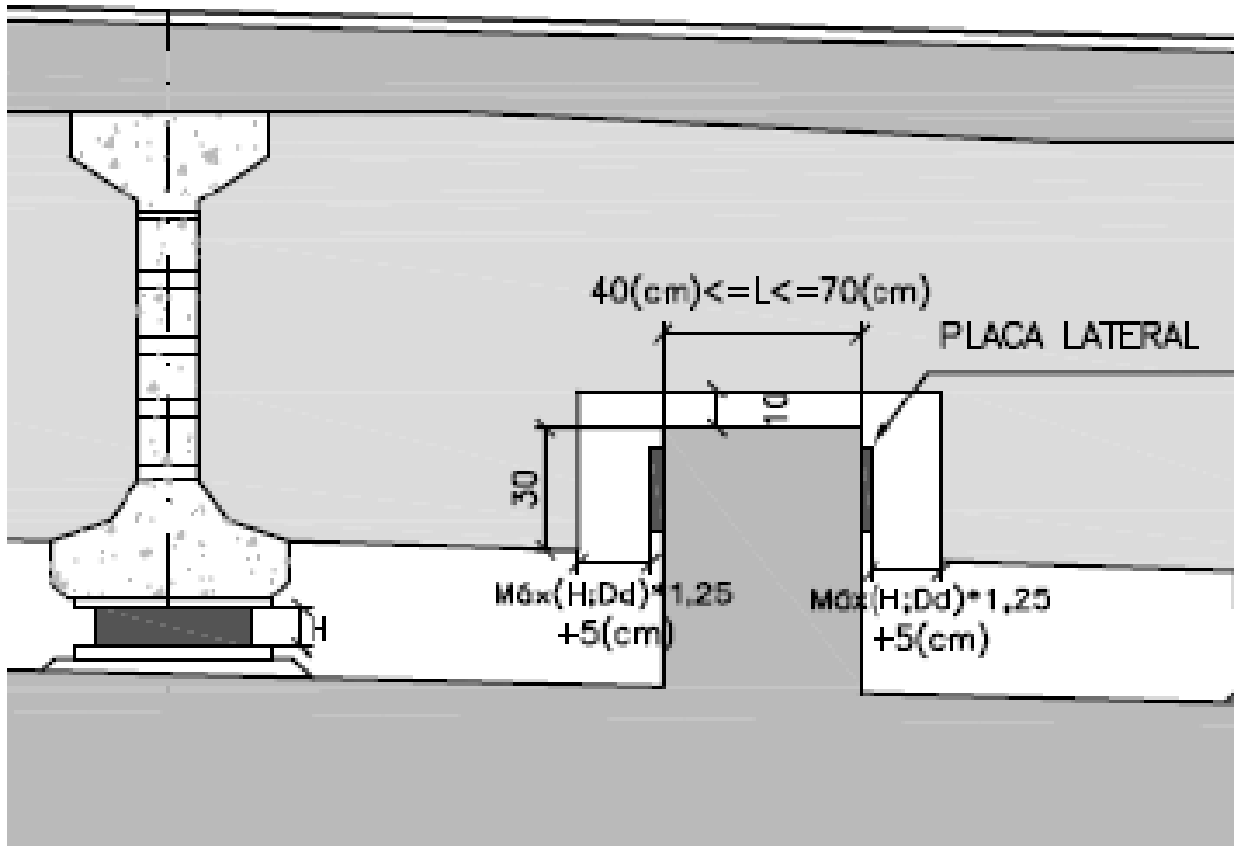


Figura 2.5: Configuración de Tope Interno dentro de Diafragma (Ministerio de Obras Públicas, 2018).

2.2. Solicitación de Llaves de Corte

El Manual de Carreteras (2018) estipula que tanto los topes interiores como los exteriores deben resistir una sollicitación que depende de la aceleración efectiva de la zona, el coeficiente de suelo, el número de topes y el peso de descarga de la superestructura según la siguiente ecuación.

$$V_L = \frac{PA_0S}{n_i + 1} \quad (2.2)$$

Donde:

- V_L : Sollicitación Lateral [kN].
- P : Peso de Descarga de Superestructura [kN].
- A_0 : Aceleración Efectiva de Zona [-].
- S : Coeficiente de Suelo [-].
- n_i : N° de Topes Internos [-].

Los coeficientes de aceleración según zona se expresan en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Coeficientes de Aceleración Efectiva.

Zona	Coeficiente de Aceleración Efectiva (A_0) [-]
1	0.2
2	0.3
3	0.4

En cuanto al coeficiente de suelo, la Tabla 2.3 indica sus valores.

Tabla 2.3: Coeficientes de Suelo.

Tipo de Suelo	Coeficiente de Suelo (S) [-]
I	0.9
II	1.0
III	1.2
IV	1.3

Para obtener la zona, indicada en la Tabla 2.2, se puede recurrir al mapa de zonificación sísmica de Chile, que se encuentra disponible en el apartado 3.1004.304 (A, B y C) del Manual de Carreteras (2018) o consultar la tabla 3.1004.304.A del mismo documento. Los tipos de suelo se obtienen a partir de estudios de mecánica de suelos que se categorizan según la tabla 3.1004.308.B del Manual de Carreteras (2018).

En caso de que la sollicitación (V_L) de la ecuación (2.2) sea menor a la estimada mediante un modelo de análisis modal espectral, se debe ocupar la última.

2.3. Diseño de Llaves Externas

El Manual de Carreteras (2018) dispone que los topes exteriores deben ser diseñados bajo la sección 5.13.2.5 *Beam Ledge* de la AASHTO LRFD (2012).

2.3.1. Vigas de Borde

Los topes exteriores deben ser diseñados mediante la sección 5.13.2.5 *Beam Ledge* de la AASHTO LRFD (2012) correspondiente a Vigas de Borde, en la que el tope se diseña con una falla por punzonamiento o *punching shear* según la Figura 2.6.

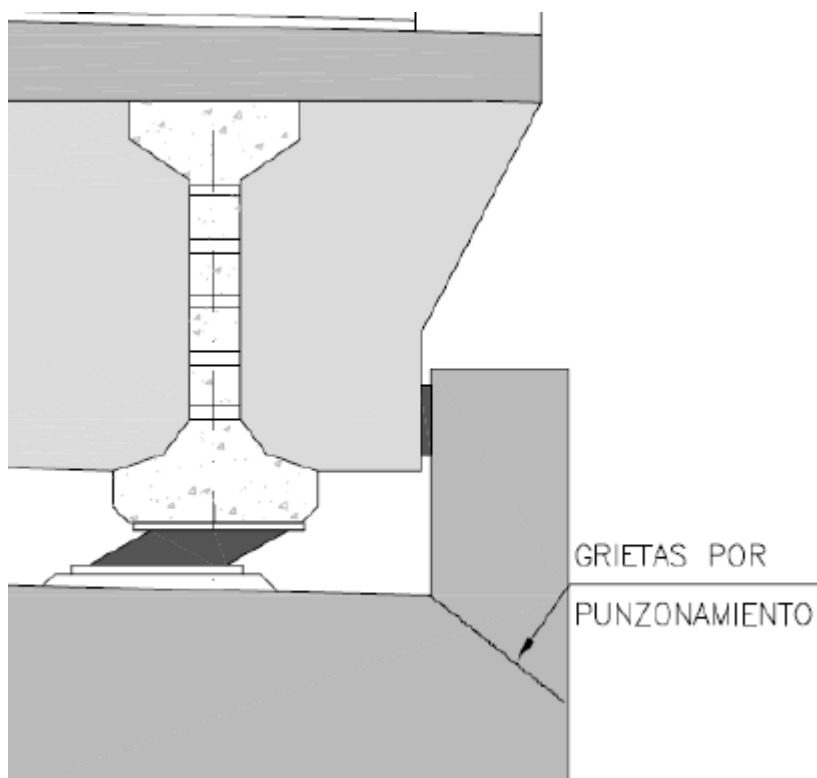


Figura 2.6: Modo de Falla en Tope Exterior (Ministerio de Obras Públicas, 2018).

La sección 5.13.2.5.4 de la AASHTO LRFD (2012), determina 3 estados para determinar la resistencia nominal (V_N) dependiendo de la ubicación de la carga en el sistema. Cabe destacar que esta sección de la AASHTO (2012) no considera a la estructura como un tope lateral, sino que está diseñada para el cálculo de vigas de borde, que sostienen una serie de cargas verticales a lo largo de ella, según la Figura 2.7. Las resistencias nominales corresponden a

- Para placas de neopreno interiores o exteriores donde la distancia c sea mayor a $S/2$.

$$V_{NBL} = 0.125\sqrt{f'_c}(W + 2L + 2d_e)d_e \quad (2.3)$$

- Para placas de neopreno exteriores donde la distancia c sea menor a $S/2$ y $c-0.5W$ sea menor a d_e .

$$V_{NBL} = 0.125\sqrt{f'_c}(W + L + d_e)d_e \quad (2.4)$$

- Para placas de neopreno exterior donde la distancia c sea menor a $S/2$, pero $c-0.5W$ sea mayor a d_e .

$$V_{NBL} = 0.125\sqrt{f'_c}(0.5W + L + d_e + c)d_e \quad (2.5)$$

- Donde: V_{NBL} : Resistencia Nominal de Punzonamiento para Beam Ledge [kips].
 f'_c : Resistencia a la Compresión del Hormigón [psi].
 W : Ancho de Placa de Neopreno [in].
 L : Largo de Placa de Neopreno [in].
 d_e : Profundidad Efectiva de la Fibra Extrema en Compresión al Centroides de la Fuerza a Tracción [in].
 c : Distancia entre el Centroides de la Placa de Neopreno Extrema y el Fin de la Viga de Borde [in].

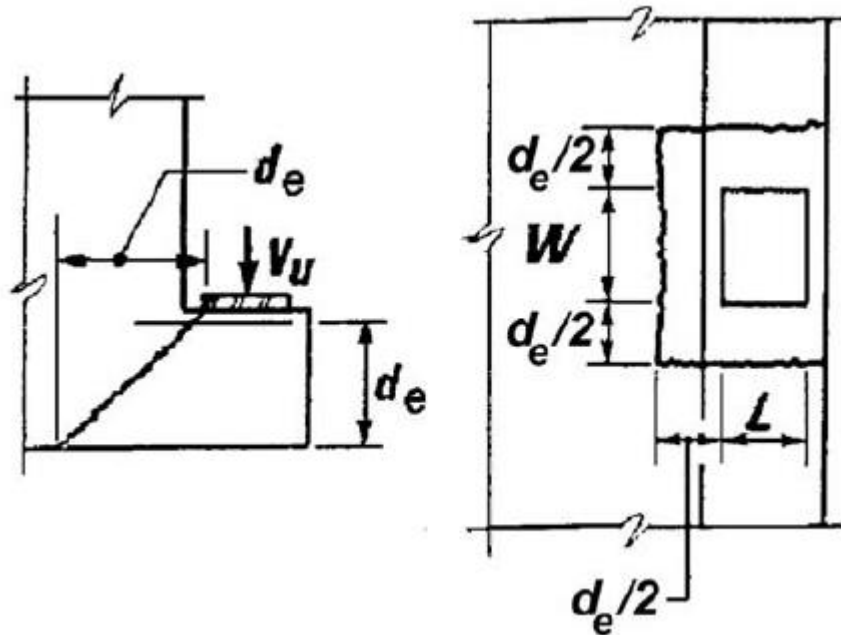


Figura 2.7: Diseño de Viga de Borde para Falla por Punzonamiento (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012).

2.4. Diseño de Llaves Internas

El Manual de Carreteras (2018) dispone que los topes interiores, dependiendo de la altura de impacto y el ancho de ellos, se comportarán como ménsula o vigas cantiléver, por lo que es necesario calcular los dos modos de falla. Es por ello, que los topes internos deben ser diseñados siguiendo los tópicos de la sección 5.8.4 *Interface Shear Transfer – Shear Friction* (en español Transferencia de Corte en la Interfaz – Corte por Fricción) y 5.13.2.4 *Brackets & Corbels* (en español Ménsulas y Cartelas) de la AASHTO (2012).

2.4.1. Transferencia de Corte en la Interfaz – Corte por Fricción

Para el caso de una falla por Transferencia de Corte en la Interfaz – Corte por Fricción, la capacidad nominal de los topes interiores viene dada por la siguiente ecuación.

$$V_{NIST} = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c) \leq \min(K_1f'_cA_{cv}, K_2A_{cv}) \quad (2.6)$$

- Donde:
- V_{NIST} : Resistencia Nominal de Transferencia de Corte [kips].
 - c : Factor de Cohesión [ksi].
 - A_{cv} : Área de Hormigón en Interfaz de Corte [in²].
 - μ : Factor de Fricción [-].
 - A_{vf} : Área Vertical de Acero en Interfaz de Corte [in²].
 - f_y : Tensión de Fluencia de Acero [ksi].
 - P_c : Peso Normal a la Interfaz de Corte [kips].
 - f'_c : Resistencia a la Compresión del Hormigón [ksi].
 - K_1 : Fracción de Resistencia del Hormigón Disponible para Resistir la Interfaz de Corte [-].
 - K_2 : Límite de Resistencia al Corte en Interfaz [ksi].

Donde los factores c , μ , K_1 y K_2 se expresan en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4: Coeficientes de Interfaz de Corte.

Tipo	c [ksi]	μ [-]	K_1 [-]	K_2 [ksi]
Losas o superficies de vigas de hormigón in situ, con rugosidad de 0.25 pulgadas.	0.28	1.0	0.3	1.8 (H. Peso Normal) 1.3 (Hormigón Liviano)
Hormigón de peso normal ejecutado monolíticamente.	0.4	1.4	0.25	1.5
Hormigón liviano contra superficie limpia de hormigón con rugosidad máxima de 0.25 pulgadas.	0.24	1.0	0.25	1.0
Hormigón normal contra superficie limpia de hormigón con rugosidad máxima de 0.25 pulgadas.	0.24	1.0	0.25	1.5
Hormigón contra superficie limpia de hormigón, sin rugosidad.	0.075	0.6	0.2	0.8
Hormigón anclado a acero estructural mediante pernos o barras de refuerzo.	0.025	0.7	0.2	0.8

Para Ménsulas y Vigas de Borde, c es igual a 0.

2.4.2. Ménsulas y Cartelas

La AASHTO (2012) en su sección 5.13.2.4 *Brackets & Corbels* indica que éstas estructuras deben ser diseñadas siguiendo lo estipulado por la sección 5.6.3 *Strut & Tie Model* (en español, Modelo de Bielas y Tirantes). El caso general del modelo *Strut & Tie* fue llevado a los topes interiores por Megally et al. (2002), según detalla la Figura 2.8. Mediante relaciones geométricas del ángulo θ con h y d , se simplifica la capacidad de este tipo de unidades, según la siguiente ecuación.

$$V_{NBC} = \frac{A_{vf} f_y}{\alpha} \quad (2.7)$$

$$\alpha = h / d \quad (2.8)$$

- Donde: V_{NBC} : Resistencia Nominal Brackets & Corbels para Topes Interiores [kN].
 A_{vf} : Área de Refuerzo Vertical [mm²].
 f_y : Tensión de Fluencia del Acero [MPa].
 α : Relación de Aspecto [-].
 h : Altura de Tope Interior [mm].
 d : Largo de Tope Interior [mm].

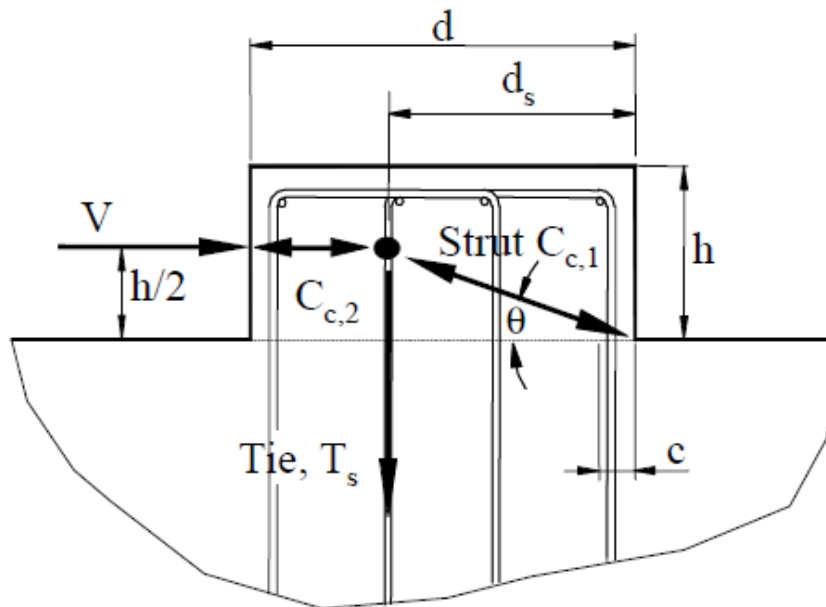


Figura 2.8: Modelo Strut & Tie en Llave Interior (Megally et al., 2002).

Capítulo 3

Estudios en Llaves de Corte

En este capítulo se expone la serie de experimentos realizados en llaves de corte, interiores y exteriores, para diseños a escala propios del Estado de California - Estados Unidos, con la finalidad de determinar su comportamiento sísmico.

3.1. Llaves Externas Monolíticas

Las llaves de corte externas monolíticas fueron analizadas por Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007), por lo que esta sección se basa en explicar la serie de experimentos realizados por los autores.

3.1.1. Experimento de Megally et al. (2002)

El año 2002 se publica *Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridges Abutments* (Megally et al., 2002), basado en un proyecto de investigación realizado entre los años 1997 y 2001, financiado por California Department of Transportation (CALTRANS). En este documento se detalla el experimento sobre 4 llaves de corte en estribos, con junta monolítica entre la llave y la viga de coronamiento, junto con un perfecto empotramiento en la base de la viga de coronamiento, para distintas disposiciones de armadura y geometría.

Los autores proponen la existencia de 3 tipos de falla para llaves externas:

- Falla horizontal en llaves no monolíticas, producidas por un plano de debilitamiento al existir una junta fría de hormigón.
- Falla diagonal en llaves monolíticas, producida por una falla cortante que se propaga desde el pie de la llave de corte al extremo de la viga de coronamiento. Esta falla se asocia a configuraciones con una alta área de refuerzo vertical que cruza la interfaz llave-viga, en comparación al refuerzo horizontal, más una carga lateral que actúa cercana al pie de la llave.
- Falla horizontal con diagonales en llaves monolíticas, producida por una falla a flexión en configuraciones más esbeltas con una carga lateral que actúa cercana a la cara superior de la llave.

Para explicar el comportamiento de llaves de corte monolítica frente a cargas laterales, se plantea una ecuación llamada *Strut & Tie Model*, equivalente a un modelo puntal-tensor, en la cual se calcula la capacidad de la llave de corte a través de un equilibrio de momento en el extremo inferior de la viga de coronamiento (Punto A) según la Figura 3.1.

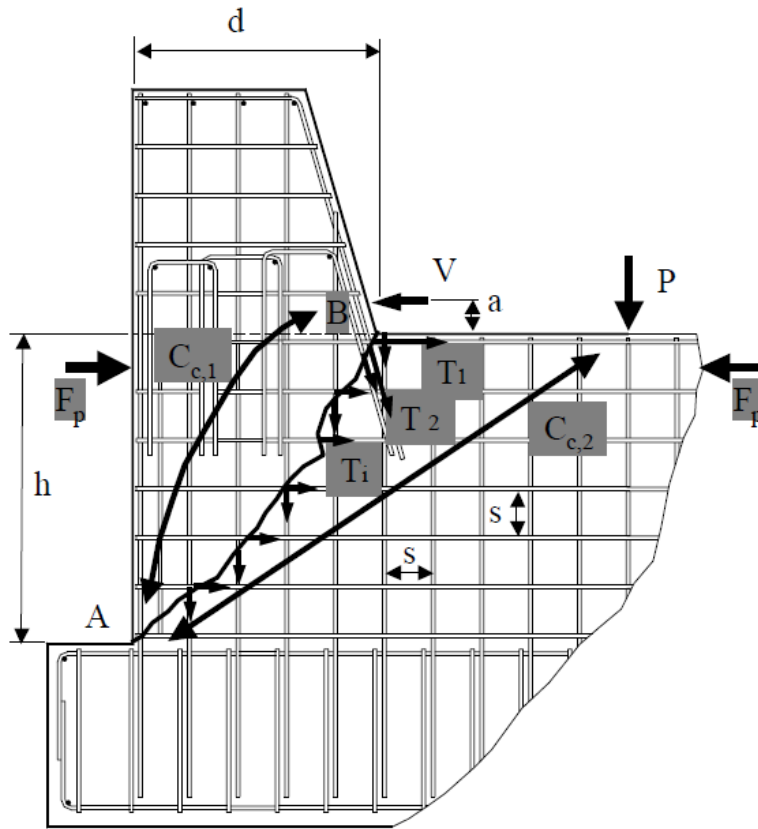


Figura 3.1: Modelo Strut & Tie (Megally et al., 2002).

Este modelo considera que los refuerzos de acero se encuentran traccionados y el hormigón en compresión, resistiendo la carga externa según

$$V_{NST} = V_C + V_S \quad (3.1)$$

Donde: V_{NST} : Capacidad Llave de Corte [kN].
 V_C : Capacidad del Hormigón [kN].
 V_S : Capacidad del Refuerzo de Acero [kN].

La capacidad del hormigón se representa como

$$V_C = 0.2\sqrt{f'_c}bh \quad (3.2)$$

Donde: V_C : Capacidad del Hormigón [kN].
 f'_c : Resistencia a la Compresión del Hormigón [MPa].
 b : Ancho de Llave [mm].
 h : Altura de Viga de Coronamiento [mm].

Mientras que la capacidad otorgada por los refuerzos de acero corresponde a

$$V_s = [F_p h_p + T_1 h + T_2 d + n_h T_{i,h} \frac{h^2}{2s} + n_v T_{i,v} \frac{d^2}{2s}] \left(\frac{1}{h + a} \right) \quad (3.3)$$

- Donde:
- V_s : Capacidad del Refuerzo de Acero [kN].
 - F_p : Fuerza de Pretensado [kN].
 - h_p : Altura de Pretensado [mm].
 - T_1 : Fuerza de Barras Horizontales [kN].
 - T_2 : Fuerza de Barras Diagonales [kN].
 - d : Largo de Llave [mm].
 - $n_{h/v}$: N° de Caras de Refuerzo Lateral Horizontal/Vertical [-].
 - $T_{i,h/v}$: Fuerza de 1 Refuerzo Lateral Horizontal/Vertical [kN].
 - s : Separación entre Barras de Refuerzo Lateral Horizontal/Vertical [mm].
 - a : Brazo de Aplicación de Carga Lateral [mm].

Considerando las fuerzas “T” como

$$T_1 = A_{s1} f_{y1} \quad (3.4)$$

$$T_2 = A_{s2} f_{y2} \quad (3.5)$$

$$T_{i,h/v} = A_{s,h/v} f_{y,h/v} \quad (3.6)$$

- Donde:
- T_1 : Fuerza de Barras Horizontales [kN].
 - T_2 : Fuerza de Barras Diagonales [kN].
 - $T_{i,h/v}$: Fuerza de 1 Refuerzo Lateral Horizontal/Vertical [kN].
 - $A_{s,1}$: Área de Refuerzo Horizontal [mm²].
 - $A_{s,2}$: Área de Refuerzo Diagonal [mm²].
 - $A_{s,h/v}$: Área de 1 Refuerzo Horizontal/Vertical [mm²].
 - $f_{y,i}$: Tensión de Fluencia de Refuerzo Horizontal/Diagonal [MPa].
 - $f_{y,h/v}$: Tensión de Fluencia de Refuerzo Lateral Horizontal/Vertical [MPa].

Los planos de elevación, planta y corte de las series 1 y 2, correspondientes a las llaves 1A, 1B, 2A y 2B se adjuntan en ANEXO A, entre la Figura A.1 y Figura A.7.

A partir de los planos mencionados anteriormente, se desprende la Tabla 3.1 que indica la distribución de armadura y capacidad experimental de las unidades.

Tabla 3.1: Capacidad Experimental en Llaves Externas de Megally et al. (2002).

Serie	Unidad	Capacidad Experimental [kN]
1	1A	988
	1B	1268
2	2A	707
	2B	267

Por otro lado, la Tabla 3.2 calcula las capacidad para el modelo *Strut & Tie*, según las ecuaciones (3.1) a la (3.6), basado en los planos del ANEXO A.

Tabla 3.2: Distribución de Refuerzos y Capacidad en Experimento Llaves Externas de Megally et al. (2002)

Serie	Unidad	Refuerzo Vertical Interfaz [mm ²]		Refuerzo para Modelo Strut & Tie [mm ²]		Capacidad según Strut & Tie [kN]
		N° de Barras	A _{vf}	A _{s1}	A _{s2}	
1	1A	38 #3	2697	355	568	951
	1B	58 #3	4116	355	568	1221
2	2A	24 #3	1703	426	284	710
	2B	18 #5	3600	852	0	248*

*Calculado según análisis de Momento-Curvatura.

Megally et al. (2002) establece:

La unidad 1A se carga inicialmente a fuerza control a los 50 [kips] y 100 [kips] seguidos de una descarga. El siguiente objetivo corresponde a los 150 [kips] o desplazamiento en el que la unidad comienza a exhibir signos de fluencia. Aproximadamente a los 135 [kips] y a un desplazamiento de 0.4 [in], la carga horizontal se mantiene constante y se pausa el experimento. El protocolo de carga se cambia a desplazamiento control. La prueba continua a desplazamiento control, ciclada tres veces a un desplazamiento de 0.4 [in]. La unidad es desplazada cíclicamente 3 veces a 1.27 [in], 2.60 [in] y finalmente a 4.4 [in] donde se termina la prueba... (p.114). Las probetas 1B y 2A se cargan de manera similar a 1A, tal como se aprecia en la Figura 3.2.

Por otro lado, Megally et al. (2002) define que:

La unidad 2B se somete a una carga cíclica totalmente reversible hasta la falla. Inicialmente cargada en fuerza control incrementando la carga de manera totalmente reversible con incrementos de 11 [kips]. Un ciclo totalmente reversible fue realizado en cada nivel de carga hasta un total de 44 [kips]. Después de este nivel, el procedimiento de prueba cambia a

desplazamiento control y la unidad desplazada lateralmente 0.5 [in] en la cara superior de la llave de corte, que corresponde a un nivel de ductilidad 1. Se realizaron tres ciclos de desplazamiento totalmente reversible. La unidad se somete a incrementos de amplitud hasta la falla correspondientes a niveles de ductilidad de 1.5, 2, 3, 4, 6 y 8... (p.115).

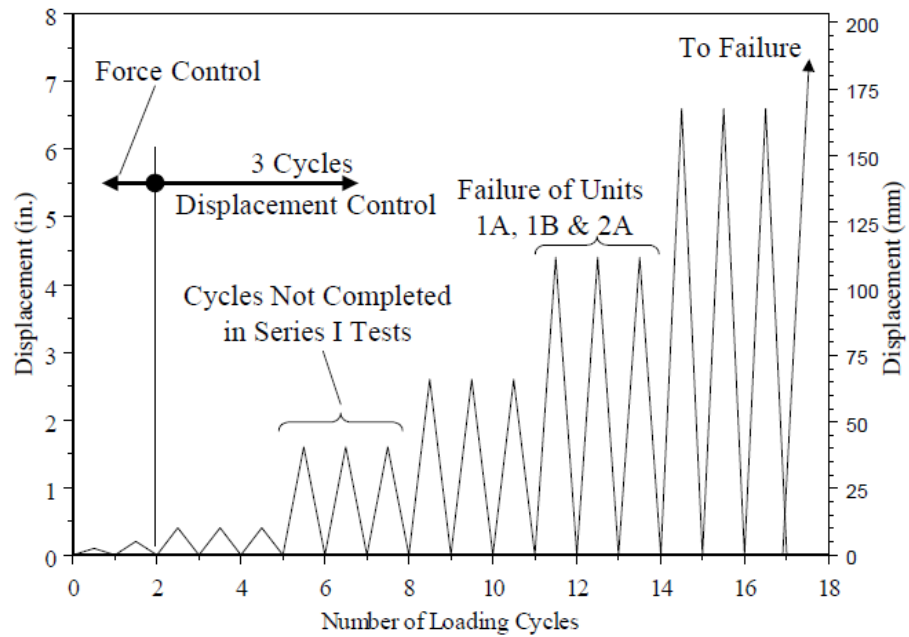


Figura 3.2: Protocolo de Carga para Unidades 1A, 1B y 2A Externas (Megally et al., 2002).

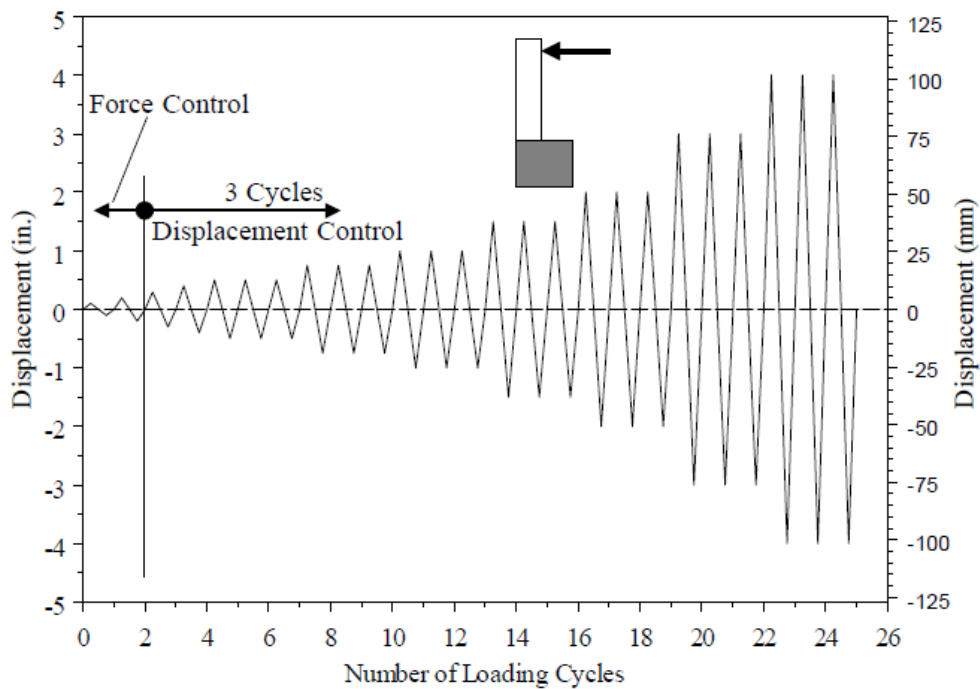


Figura 3.3: Protocolo de Carga para Unidad 2B Externa (Megally et al., 2002).

Por último, las propiedades de los materiales utilizados durante los experimentos corresponden a una resistencia a la compresión cilíndrica a los 28 días según la Tabla 3.3.

Tabla 3.3: Propiedades del Hormigón Experimento Llaves Externas Megally et al. (2002).

Unidad	Resistencia a la Compresión al día 28 [MPa]
1A	34.2
1B	33.6
2A	21.4
2B	32.5

Mientras que las propiedades del acero, se presentan en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4: Propiedades del Acero Experimento Llaves Externas Megally et al. (2002).

Unidad	Barra	Tensión de Fluencia [MPa]	Tensión Última [MPa]
1A	#3	448	676
1B	#3	448	676
2A	#3	579	855
2B	#5	448	724

3.1.2. Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007)

Entre los años 2002 y 2003 se realizó una continuación del estudio de Megally et al. (2002), publicándose *Seismic Response of Sacrificial Exterior Shear Keys in Bridge Abutments* (Bozorgzadeh et al., 2007), también a partir de un financiamiento de CALTRANS. En este documento se detallan 2 series más: serie 4 y 5. La serie 4, con sus unidades 4A y 4B de junta monolítica, presentan una falla diagonal siguiendo los mismos conceptos de las llaves 1A, 1B y 2A. Por otro lado, la serie 5 resiliente, se caracteriza por una falla horizontal inducida por un plano de debilidad en la interfaz llave-viga, donde se estudia el efecto de los distintos tipos de rugosidad en el contacto de las unidades 5A y 5B. La serie 5 se detalla en la siguiente sección.

Las unidades 4A y 4B, son similares a 1A y 2A, respectivamente. Los únicos cambios que existen en las nuevas unidades son: alargamiento de barras “U” hasta el pie de la viga de coronamiento y un mayor refuerzo horizontal de la interfaz llave/viga. Es por ello que las ecuaciones (3.1) a la (3.3) continúan aplicándose a las llaves de corte 4A y 4B, solo que se debe agregar un término a la capacidad provista por el acero, dado que la falla diagonal pasa por sobre las barras “U”, a diferencia de las unidades 1A, 1B y 2A. El término faltante se suma a la ecuación (3.3) y se destaca en azul.

$$V_s = [F_p h_p + T_1 h + T_2 d + n_h T_{i,h} \frac{h^2}{2s} + n_v T_{i,v} \frac{d^2}{2s}] \left(\frac{1}{h+a} \right) + [A_{vu} f_{yvu} \frac{d}{2}] \frac{1}{h+a} \quad (3.7)$$

- Donde:
- A_{vu} : Área de Refuerzo Barras U [mm²].
 - f_{yvu} : Tensión de Fluencia de Refuerzo Barras U [MPa].
 - d : Largo de Llave [mm].
 - h : Altura de Viga de Coronamiento [mm].
 - a : Brazo de Aplicación de Carga Lateral [mm].

Los planos de corte y elevación de la serie 4, son expuestos en ANEXO B, entre la Figura B.1 y Figura B.3. La Tabla 3.5 indica las capacidades experimentales, obtenidas por los autores, para las series 4 de topes sísmicos exteriores con junta monolítica.

Tabla 3.5: Capacidad Experimental en Serie 4 de Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007).

Serie	Unidad	Capacidad Experimental [kN]
4	4A	1465
	4B	1329

A partir de la configuración de armadura y geometría del ANEXO B, se obtiene la Tabla 3.6 para capacidad de las llaves de la serie 4 según la ecuación (3.1) a la (3.7) del modelo *Strut & Tie*.

Tabla 3.6: Distribución de Refuerzos y Capacidad en Serie 4 de Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007).

Serie	Unidad	Refuerzo Vertical Interfaz [mm ²]		Refuerzo para Modelo Strut & Tie [mm ²]		Capacidad según Strut & Tie [kN]
		N° de Barras	A _{vf}	A _{s1}	A _{s2}	
4	4A	24 #3	1703	1032	284	1406
	4B	24 #3	1703	1032	0	1323

El método de carga de la serie 4 es idéntico al método de las llaves de corte 1A, 1B y 2A de Megally et al. (2002), quedando representado por la Figura 3.2. El límite en el que se cambia de protocolo fuerza control a desplazamiento control corresponde a las cargas que provocan la fluencia de las unidades: 191 [kips] y 147 [kips] para las unidades 4A y 4B respectivamente.

Las resistencias a la compresión no confinada cilíndrica de la serie 4, a los 28 días se indica en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7: Propiedades del Hormigón en Serie 4 Experimento Bozorgzadeh et al. (2007).

Serie	Resistencia a la Compresión al día 28 [MPa]
4	39.8

Mientras que las propiedades del acero, correspondiente a un G60, se exponen en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8: Propiedades del Acero en Serie 4 Experimento Bozorgzadeh et al. (2007).

Serie	Barra	Tensión de Fluencia [MPa]	Tensión Última [MPa]
4	#3,4	447	710

3.1.3. Curvas Fuerza Desplazamiento Analíticas

A continuación, se exponen las curvas fuerza-desplazamiento teóricas, establecidas por los autores Megally et al. (2002) y Han, Zhou, Ou, et al., (2017).

3.1.3.1. Curva Fuerza Desplazamiento según Megally et al. (2002)

Basado en los resultados de Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007), ambos autores en conjunto proponen una regla de histéresis para llaves externas monolíticas. Esta regla se basa en la superposición de las componentes de acero y hormigón, según describe la Figura 3.4.

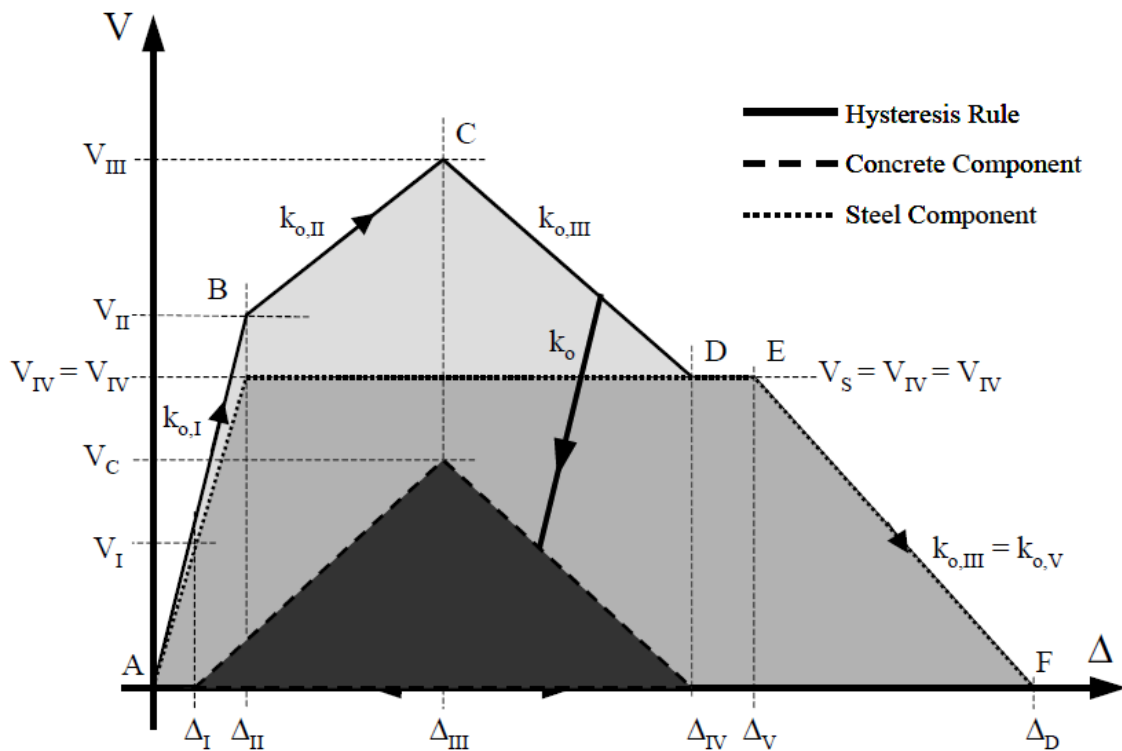


Figura 3.4: Regla de Histéresis para Llaves Exteriores Monolíticas (Megally et al., 2002).

En el modelo se distinguen 6 puntos, caracterizados por 5 capacidades distintas que se exponen a continuación.

1. Nivel I: Este nivel de daño está marcado por el comienzo de la fisuración del hormigón en la interfaz de la llave de corte y la viga de coronamiento, a un desplazamiento Δ_I , mientras que las barras de acero mantienen su comportamiento lineal. La capacidad a la que se fisura el hormigón está dada por:

$$V_{cr} = \frac{7.5\sqrt{f'_c}bd}{3k + \sqrt{9k^2 + 4}} \quad (3.8)$$

Donde: V_{cr} : Capacidad para Provocar Fisuración del Hormigón [kips].
 f'_c : Resistencia a la Compresión del Hormigón [psi].
 b : Ancho de Llave [in]
 d : Largo de Llave [in].
 k : a/d .
 a : Brazo de Aplicación de Carga Lateral [mm].

2. Nivel 2: En el nivel de daño 2 ocurre la fluencia de las barras de acero y su capacidad (V_S) está dada por la ecuación (3.3) del modelo *Strut & Tie*. Por otro lado, el hormigón aún no alcanza a desarrollar su capacidad máxima, por lo que la capacidad del nivel 2 se expresa de la siguiente forma.

$$V_{II} = V_S + V_C \frac{\Delta_{II}}{\Delta_{III}} \quad (3.9)$$

Donde: V_{II} : Capacidad Llave en Nivel 2 [kips].
 V_S : Capacidad Acero en Fluencia en Nivel 2 [kips].
 V_C : Capacidad Máxima del Hormigón [kips].
 Δ_{II} : Desplazamiento de Cara Superior en Nivel 2 [in].
 Δ_{III} : Desplazamiento de Cara Superior en Nivel 3 [in].

A su vez, V_C corresponde a lo expresado por la ecuación (3.2) y los desplazamientos II y III corresponden a:

$$\Delta_{II} = \sqrt{2}\varepsilon_y(L_d + L_a) \frac{(h + d)}{\sqrt{h^2 + d^2}} \quad (3.10)$$

$$\Delta_{III} = \sqrt{2}\varepsilon_y(L_d + L_a) \frac{(h + d)}{s} \quad (3.11)$$

$$L_d = \frac{d_b f_y}{25\sqrt{f'_c}} \quad (3.12)$$

Donde:

- Δ_{II} : Desplazamiento de Cara Superior en Nivel 2 [in].
- Δ_{III} : Desplazamiento de Cara Superior en Nivel 3 [in].
- ε_y : Deformación de Fluencia del Acero (≈ 0.0021) [-].
- L_d : Largo de Desarrollo de Refuerzo [in].
- L_a : Largo de Región Fisurada ($\approx b$) [in].
- d_b : Diámetro de Barra de Refuerzo [in].
- f_y : Tensión de Fluencia del Acero [psi].
- f'_c : Resistencia a la Compresión No Confinada del Hormigón [psi].

3. Nivel 3: En este punto ocurre la capacidad máxima de la llave, la cual coincide con la máxima resistencia del hormigón. La Capacidad V_{III} corresponde a la ecuación (3.1), mientras que el desplazamiento de la cara superior de la llave para el nivel 3 se describe en la ecuación (3.11).
4. Nivel 4: En el nivel 4, el aporte debido al hormigón no se considera, debido a la alta degradación que ha sufrido este material. Por ende, la capacidad V_{IV} se aproxima a la capacidad del acero obtenida en la ecuación (3.3), para una deformación cercana al 0.005. El desplazamiento de la cara superior se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\Delta_{IV} = \sqrt{2}\varepsilon_{0.005}(L_d + L_a)\frac{(h + d)}{s} \quad (3.13)$$

5. Nivel 5: Finalmente, se encuentra el nivel 5 donde ocurre la fractura de los refuerzos que cruzan la interfaz. La capacidad V_V es idéntica a V_{IV} dado que se sigue considerando la tensión de fluencia del acero para este nivel. La fractura ocurre a una deformación del 0.007, por ello, el desplazamiento de la llave para el nivel 5 queda expresado por:

$$\Delta_V = \sqrt{2}\varepsilon_{0.007}(L_d + L_a)\frac{(h + d)}{s} \quad (3.14)$$

3.1.3.2. Curva Fuerza Desplazamiento según Han, Zhou, Ou, et al., (2017)

Basado en los estudios publicados en *Seismic Behavior of Reinforced Concrete Sacrificial Exterior Shear Keys of Highway Bridges* de Han, Zhou, Ou, et al., (2017), los autores desarrollan un modelo de curva fuerza desplazamiento para llaves de corte exteriores con junta monolítica, bajo el nombre de *Sliding Shear Failure*, el cual produce una falla diagonal de 45° en la interfaz de la llave de corte con la mesa de apoyo. Este tipo de falla se caracteriza por una curva fuerza desplazamiento según la Figura 3.5(a), que proviene de la fractura de las barras verticales que cruzan la interfaz, generando un giro de la llave de corte con respecto al eje vertical, según la Figura 3.5(b).

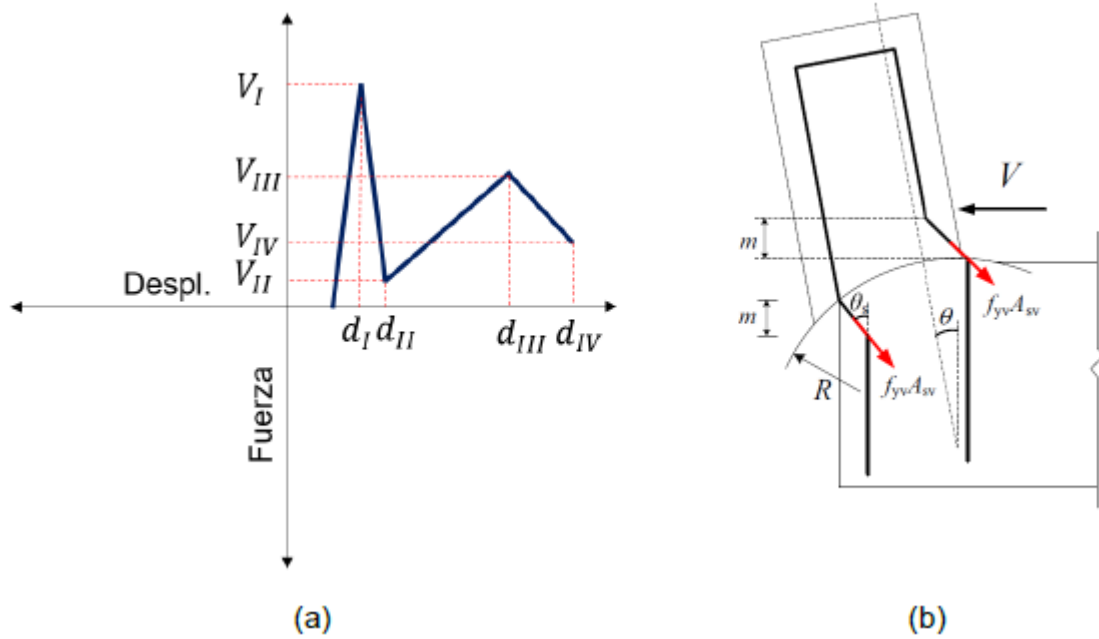


Figura 3.5: (a) Curva Fuerza Desplazamiento para Mecanismo de Falla Sliding Shear (Pastén et al., 2021) y (b) Mecanismo de Falla Sliding Shear (Han, Zhou, Ou, et al., 2017).

La curva fuerza desplazamiento propuesta, corresponde a una función cuatrilínea que entrega 4 pares ordenados de desplazamiento fuerza (Δ, V) , que dependen del ángulo de giro de la llave con respecto a la vertical. Es por ello, que la deformación de las barras (ε_s) y el ángulo de giro de las barras (θ_s) dependen del giro de la llave de corte (θ) de la siguiente forma:

$$\varepsilon(\theta) = \frac{\sqrt{[\theta(R + m) \cos \theta]^2 + [m - \theta(R + m) \sin \theta]^2}}{m} - 1 \quad (3.15)$$

- Donde:
- ε : Deformación de Barras de Refuerzo [-].
 - θ : Ángulo de Giro de Llave de Corte [°].
 - R : Distancia del Extremo Inferior de Barra a Interfaz de Tope [mm].
 - m : Largo Vertical de Doblez de Barra de Refuerzo [mm].

Mientras que el ángulo de giro de las barras queda expresado por

$$\tan \theta_S(\theta) = \frac{\theta(R + m) \cos \theta}{m - \theta(R + m) \sin \theta} \quad (3.16)$$

Donde: θ_S : Ángulo de Giro de Barras de Refuerzo [°].
 θ : Ángulo de Giro de Llave de Corte [°].
 R : Distancia del Extremo Inferior de Barra a Interfaz de Tope [mm].
 m : Largo Vertical de Doblez de Barra de Refuerzo [mm].

A partir de observaciones experimentales, los autores definen que m se puede calcular según

$$m = \begin{cases} m_1 & \varepsilon \leq \varepsilon_{uy} \\ m_2 = \zeta \frac{\varepsilon - \varepsilon_{uy}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{uy}} m_1 & \varepsilon_{uy} < \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ m_3 = \zeta m_1 & \varepsilon > \varepsilon_u \end{cases} \quad (3.17)$$

$$\zeta = \frac{2\gamma d_b + m_1}{m_1} \quad (3.18)$$

Donde: m : Largo Vertical de Doblez de Barra de Refuerzo [mm].
 m_1 : $8.33d_b$ [mm].
 ξ : Coeficiente Modificado para Largo de Giro [-].
 d_b : Diámetro de Barras de Refuerzo [mm].
 γ : $=5.283$ [-].
 ε : Deformación de Barras de Refuerzo [-].
 ε_{uy} : Deformación de Endurecimiento de Barras de Refuerzo [-].
 ε_u : Deformación Última de Barras de Refuerzo [-].

Conocidos los parámetros anteriores, los autores plantean que los refuerzos de acero aportan a la capacidad horizontal una magnitud equivalente a la fuerza resistente de las barras verticales, más la fricción entre la llave de corte y la mesa de apoyo, bajo la siguiente ecuación:

$$V_S = A_{sv} \sigma (\mu_T \cos \theta_S + \sin \theta_S) \quad (3.19)$$

Donde: A_{sv} : Área de Refuerzo Vertical que Cruza Interfaz [-].
 σ : Tensión de Acero [MPa].
 μ_T : Coeficiente de Fricción Hormigón-Hormigón [-].
 θ_S : Ángulo de Giro de Barras de Refuerzo [°].

De esta manera, la contribución del acero depende del estado tensional del material.

Bajo el mismo concepto de Megally et al (2002), Han, Zhou, Ou, et al., (2017) también sostienen que la capacidad lateral del tope es la suma de las resistencias otorgadas por el hormigón y el acero. Los dos primeros puntos de la curva fuerza-desplazamiento consideran el aporte del hormigón (V_{Cmax}), mientras que los restantes 2 puntos no lo consideran, ya que la unidad se encuentra a deformaciones en las que el material ya se degrado casi por completo.

$$V_{Cmax} = 0.2\sqrt{f'_c}A_{cv} \quad (3.20)$$

Donde: V_{Cmax} : Capacidad Máxima del Hormigón [kN].

f'_c : Resistencia a la Compresión No Confinada del Hormigón [MPa].

A_{cv} : Área de Interfaz Llave de Corte [mm²].

Paso siguiente es definir cada uno de los 4 puntos de la curva fuerza desplazamiento de Han, Zhou, Ou, et al., (2017).

1. Punto 1:

$$V^I = V_C^I + V_S^I \quad \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_y \quad (3.21)$$

$$V_C^I = \frac{\varepsilon(\theta)}{\varepsilon_y} V_{Cmax} \quad (3.22)$$

$$V_S^I = A_{sv}E\varepsilon(\mu_T \cos \theta_S + \sin \theta_S) \quad (3.23)$$

2. Punto 2:

$$V^{II} = V_C^{II} + V_S^{II} \quad \varepsilon_y < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_{uy} \quad (3.24)$$

$$V_C^{II} = \frac{\varepsilon_{uy} - \varepsilon(\theta)}{\varepsilon_{uy} - \varepsilon_y} V_{Cmax} \quad (3.25)$$

$$V_S^{II} = A_{sv}\sigma_y(\mu_T \cos \theta_S + \sin \theta_S) \quad (3.26)$$

3. Punto 3.

$$V^{III} = V_S^{III} \quad \varepsilon_{uy} < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_u \quad (3.27)$$

$$V_S^{III} = A_{sv}[\sigma_y + k(\varepsilon - \varepsilon_{uy})](\mu_T \cos \theta_S + \sin \theta_S) \quad (3.28)$$

4. Punto 4:

$$V^{IV} = V_S^{IV} \quad \varepsilon_u < \varepsilon(\theta) \leq \varepsilon_{up} \quad (3.29)$$

$$V_S^{IV} = A_{sv}[\sigma_y + k(\varepsilon_u - \varepsilon_{uy}) + k'(\varepsilon - \varepsilon_u)](\mu_T \cos \theta_S + \sin \theta_S) \quad (3.30)$$

Donde: V^i : Capacidad Lateral de Llave en Punto i [kN].
 V_C^i : Aporte de Hormigón en Punto i [kN].
 V_S^i : Aporte de Acero en Punto i [kN].
 E : Módulo de Elasticidad de Acero [MPa].
 ε_y : Deformación de Fluencia de Acero [-].
 ε_{uy} : Deformación de Endurecimiento de Acero [-].
 ε_u : Deformación Última de Acero [-].
 ε_{up} : Deformación de Ruptura de Acero [-].
 k : Rigidez de Endurecimiento de Acero [MPa].
 k' : Rigidez de Suavización de Acero [MPa].

3.2. Llaves Externas Resilientes

Tal como se explica en la sección anterior, Bozorgzadeh et al. (2007) realizan estudios en llaves de corte exteriores con junta resiliente, es decir, una interfaz entre la llave de corte y la viga de coronamiento con un plano de debilidad inducido.

3.2.1. Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007)

Las unidades 5A y 5B poseen una configuración similar a la unidad 2A, puesto que los refuerzos distribuidos verticales y horizontales no cruzan la interfaz, al igual que las barras diagonales. La serie 5 considera una junta resiliente entre la llave de corte y la viga de coronamiento, donde las barras horizontales de la interfaz son 14 #4 y verticales 4 #4, siendo estas últimas las que unen la llave de corte con la viga.

La junta de la unidad 5A está formada por un bloque de poliestireno, de espesor 0.5 [in], que se ubica entre la llave y la viga. Este bloque de poliestireno posee un orificio cuadrado de 8x8 [in²] que permite el contacto hormigón-hormigón de la llave y la viga. a través de una junta rugosa con un coeficiente de fricción de $\mu=1.0$ según el CALTRANS (2019). Por otro lado, se define que el contacto poliestireno-hormigón corresponde a una junta lisa.

La unidad 5B posee una geometría más simple, ya que no considera un bloque de poliestireno, sino que la cara basal de la llave está completamente en contacto con la cara superior de la viga de coronamiento, mediante un *bond breaker* ($\mu=0.36$), que corresponde a un material que evita la adhesión entre los cuerpos.

Bozorgzadeh et al. (2007) recopilan ecuaciones que describen la capacidad de las llaves de corte con junta resiliente, donde destacan las disposiciones del CALTRANS (2019), Crisafulli, Restrepo, & Park (2002) y Wairaven, Frenay, & Pruijssers (1987). Las últimas dos propuestas, no se condicen con los resultados experimentales para las unidades ensayadas en el estudio de Bozorgzadeh et al. (2007). La capacidad estipulada por CALTRANS (2019) corresponde a *Sliding Shear Friction Model* que se describe en la siguiente ecuación.

$$V_{NSL} = \mu(A_{vf}f_{yf} + A_{vs}f_{ys}) \quad (3.31)$$

Donde: V_{NSL} : Capacidad de Modelo Sliding Shear Friction [kN]
 μ : Coeficiente de Fricción [-].
 A_{vf} : Área de Refuerzo Vertical que Cruza Interfaz [mm²].
 A_{vs} : Área de Refuerzo Vertical Distribuido que Cruza Interfaz [mm²].
 $f_{yf/s}$: Tensión de Fluencia de Refuerzo Vertical / Vertical Distribuido [MPa].

Los planos de corte y elevación de la serie 5 son expuestos en ANEXO B, entre la Figura B.4 y Figura B.7. La Tabla 3.5 indica las capacidades experimentales, obtenidas por los autores, para las series 5 de topes sísmicos exteriores con junta resiliente.

Tabla 3.9: Capacidad Experimental en Serie 5 de Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007).

Serie	Unidad	Capacidad Experimental [kN]
5	5A	549
	5B	336

A partir de la configuración de armadura y geometría del ANEXO B, se obtiene la Tabla 3.10, que indica los refuerzos verticales que cruzan la interfaz, junto con las capacidades indicadas por la ecuación (3.31) de *Sliding Shear Friction Model* del CALTRANS. Se utiliza un coeficiente de fricción para la unidad 5A de $\mu_{5A}=1.0$ y para la unidad 5B un $\mu_{5B}=0.36$, basados en lo estipulado por CALTRANS (2019) y el experimento de Bozorgzadeh et al. (2007), respectivamente.

Tabla 3.10: Distribución de Refuerzos y Capacidad en Serie 5 de Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007).

Serie	Unidad	Refuerzo Vertical Interfaz [mm ²]		Capacidad Sliding Shear Friction [kN]
		N° de Barras	A _{vf}	
5	5A	4 #4	507	226
	5B	4 #4	507	136

El método de carga de la serie 5 es idéntico al método de las llaves de corte 1A, 1B y 2A de Megally et al. (2002), quedando representado por la Figura 3.2. El límite en el que se cambia de protocolo fuerza control a desplazamiento control, corresponde a las cargas que provocan la fluencia de las unidades 5A y 5B: 80 [kips] y 30 [kips] respectivamente.

Las resistencias a la compresión no confinada cilíndrica del hormigón de la serie 5, a los 28 días se indica en la Tabla 3.7.

Tabla 3.11: Propiedades del Hormigón en Serie 5 Experimento Bozorgzadeh et al. (2007).

Serie	Resistencia a la Compresión al día 28 [MPa]
5	33.8

Y las propiedades del acero, correspondiente a un G60, en la Tabla 3.8.

Tabla 3.12: Propiedades del Acero en Serie 5 Experimento Bozorgzadeh et al. (2007).

Serie	Barra	Tensión de Fluencia [MPa]	Tensión Última [MPa]
5	#3,4	447	710

3.3. Llaves Internas Monolíticas

Las llaves de corte internas fueron analizadas por Megally et al. (2002) y Silva et al. (2003), bajo el financiamiento de CALTRANS, para una misma serie de configuraciones. En este capítulo, se detallan los experimentos realizados y la ecuación propuesta para el cálculo de capacidad máxima lateral de las unidades interiores con junta monolítica.

3.3.1. Experimento de Megally et al. (2002)

Los autores reproducen estudios de llaves de corte internas en su reporte *Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridges Abutments* (Megally et al., 2002) y profundizan el análisis en *Seismic Performance of Sacrificial Interior Shear Keys* (Silva et al., 2003).

Los autores analizan 2 series de llaves internas basadas en configuraciones típicas californianas. La serie 1 corresponde a 3 unidades sometidas a distintos protocolos de carga para una misma configuración, mientras que la serie 2, presenta 4 unidades con distintas configuraciones sometidas a una carga común del tipo cíclica reversible cuasi-estática y empotramiento perfecto en la base de la viga de coronamiento. Las geometrías de llaves de corte internas son más simples que las llaves externas, expuestas en el capítulo anterior, ya que solo están formadas por refuerzos verticales que cruzan la interfaz llave/viga.

Megally et al. (2002), postulan que las llaves de corte internas presentan una falla horizontal en la base de la llave de corte, la cual recorre toda la interfaz llave/viga producto de la acción de una carga lateral. Los autores proponen una ecuación siguiendo el modelo *Strut & Tie*, del capítulo anterior, que se puede aproximar a

$$V_{NIST} = \frac{A_s f_y}{\alpha} \quad (3.32)$$

$$\alpha = h / d \quad (3.33)$$

Donde: V_{NIST} : Capacidad Nominal de Llave de Corte Interna Strut & Tie [kN].

A_s : Área de Refuerzo Vertical [mm²].

f_y : Tensión de Fluencia de Refuerzo Vertical [MPa].

α : Coeficiente de Aspecto [-].

h : Altura de Viga de Coronamiento [mm].

d : Largo de Llave [mm].

Aun así, los mejores resultados se ajustan a una ecuación llamada Falla por Fractura de Hormigón en Vigas Profundas (Ramakrishnan & Ananthanarayana, 1968), en la cual la capacidad de la llave de corte viene dada por la resistencia a la fractura del hormigón, no considerando el aporte de las barras de refuerzo, según se expone en la siguiente ecuación.

$$V_{NCC} = \frac{\pi}{2} 0.60 \sqrt{f'_c} b d \quad (3.34)$$

Donde: V_{NCC} : Capacidad Nominal Llave Interna según F. Fractura del Hormigón [kN].
 f'_c : Resistencia a la Compresión del Hormigón [MPa].
 b : Ancho de Llave [mm].
 d : Largo de Llave [mm].

La baja precisión de la ecuación (3.32) para capacidad *peak*, se debe a que es inversamente proporcional a la altura de la llave de corte, sin embargo, los datos experimentales de las unidades 2A y 2B indican lo contrario. En la Tabla 3.13, se establecen las capacidades experimentales de las unidades interiores, junto con la geometría establecida en las imágenes del ANEXO C. La altura de la llave corresponde a $h = \alpha \cdot 508$ [mm] (508 [mm] largo de la llave).

Tabla 3.13: Distribución de Refuerzos y Capacidad Experimental en Llaves Internas de Megally et al. (2002).

Unidad	Refuerzo Vertical [mm ²]	Coefficiente de Aspecto (α) [-]	Capacidad Experimental [kN]
1A	852	0.4	934
2A	852	0.3	890
2B	852	0.5	952
2C	568	0.4	814
2D	1136	0.4	1045

Mediante la geometría del ANEXO C y lo indicado en la Tabla 3.13, se indican las capacidades según los métodos de cálculo en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14: Distribución de Refuerzos y Capacidad en Experimento Llaves Internas de Megally et al. (2002).

Unidad	Capacidad Strut & Tie [kN]	Capacidad F. H. según Ec. (3.34) [kN]
1A	929	921
2A	1240	958
2B	742	949
2C	619	874
2D	1238	923

Los protocolos de carga corresponden a una carga monotónica hasta generar la capacidad *peak* y luego dar paso a una secuencia a desplazamiento control.

Megally et al. (2002) define que:

Para el protocolo de carga cíclico reversible cuasi estático, se decidió probar la llave de corte bajo el incremento de fuerza en carga control hasta que la máxima capacidad fue alcanzada, luego fue cambiada a desplazamiento control. En desplazamiento control, la llave fue ciclada de manera reversible a 1, 2, 3 y 3.75 [in]... (p.21). El protocolo de carga se aprecia en la Figura 3.6.

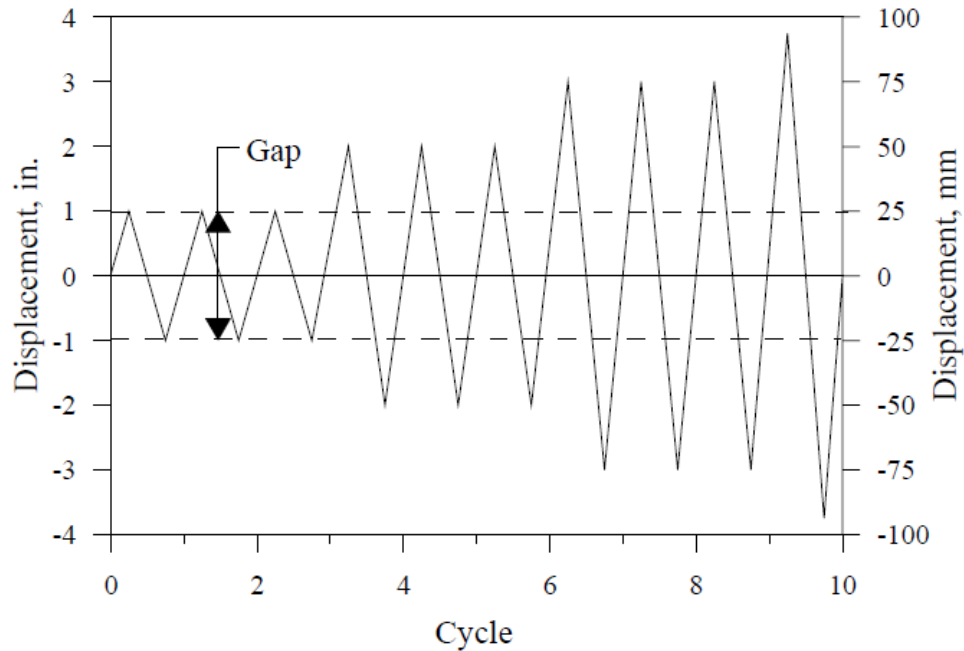


Figura 3.6: Protocolo de Carga Cíclica Reversible Cuasi Estática (Megally et al., 2002).

Las resistencias a la compresión no confinada del hormigón a los 28 días, se exponen en la Tabla 3.15, para cada una de las llaves.

Tabla 3.15: Propiedades del Hormigón Experimento Llaves Internas Megally et al. (2002).

Unidad	Resistencia a la Compresión al día 28 [MPa]
1A	29.2
2A	29.5
2B	29.5
2C	27.0
2D	29.5

Mientras que las propiedades del acero se establecen en la Tabla 3.16.

Tabla 3.16: Propiedades del Acero Experimento Llaves Internas Megally et al. (2002).

Serie	Barra	Tensión de Fluencia [MPa]	Tensión Última [MPa]
1	#3	434	690
2	#3	434	690

3.3.2. Curvas Fuerza Desplazamiento Analíticas

Se presenta la configuración de Silva et al. (2003) para la obtención de curvas fuerza desplazamiento para llaves interiores con junta monolítica.

3.3.2.1. Curva Fuerza Desplazamiento según Silva et al. (2003)

A partir de los resultados obtenidos en los estudios de los autores, Silva et al. (2003) desarrolla una curva de Fuerza versus Desplazamiento que considera los diversos métodos de cálculo: *Sliding Shear Friction*, *Strut & Tie Model* y Falla por Fractura del Hormigón para describir el comportamiento de llaves interiores monolíticas, tal como se evidencia en la Figura 3.7

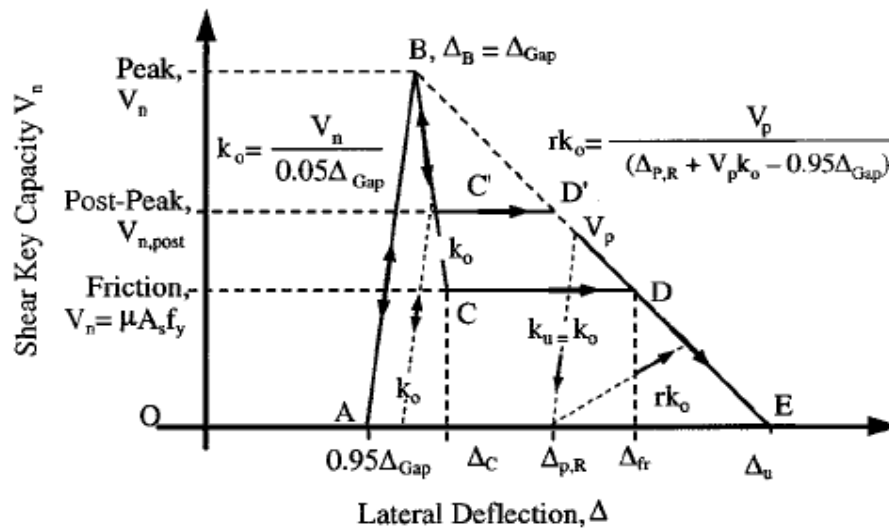


Figura 3.7: Curva Fuerza versus Desplazamiento Idealizada para Llaves Internas Monolíticas según Silva et al. (2003).

La curva se caracteriza por cuatro puntos:

1. Punto A: El *gap* de poliestireno se encuentra totalmente en compresión, alcanzando una deformación igual al 95% del espesor del bloque con una fuerza lateral despreciable.
2. Punto B: Corresponde al *peak* de capacidad, formándose la grieta horizontal a lo largo de la interfaz entre la llave de corte y la viga de coronamiento. La llave de corte se separa del estribo producto de la falla y la capacidad máxima está dada por la ecuación (3.34) de Falla por Fractura del Hormigón.
3. Punto C: Es el punto tras la caída de la resistencia máxima del tope y donde comienza el comportamiento *post peak*. La capacidad del punto C se obtiene a través de la ecuación (3.31) de Deslizamiento de Corte Friccional o *Sliding Shear Friction*,

mientras que el punto C' está dado por la ecuación (3.32) del *modelo Strut & Tie*. La capacidad se mantiene constante en los tramos CD o C'D'.

4. Punto D: Ya sea en D o D', comienza la degradación del material producto de la fractura de las barras de acero y un nulo aporte del hormigón a la capacidad debido a la alta degradación.
5. Punto E: Desplazamiento máximo donde la capacidad es nula.

Con respecto a las pendientes de carga y descarga, los autores definen que si el desplazamiento alcanzado es mayor a Δ_C y $\Delta_{p,R}$, aumenta la pendiente de carga a rK_0 . En caso contrario, la carga y descarga se realiza con una pendiente K_0 igual a:

$$K_0 = \frac{V_{NCC}}{0.05\Delta_{Gap}} \quad (3.35)$$

Donde: V_{NCC} : Capacidad Nominal Llave Interna según F. Fractura del Hormigón [kN].
 Δ_{Gap} : Ancho de Bloque de Poliestireno [mm].

Capítulo 4

Software ANSYS: Elementos y Materiales

En este capítulo se profundizan los elementos, que le dan forma a cada una de las discretizaciones que conforman la estructura de elementos finitos, junto con los materiales que emulan las propiedades físicas del hormigón y el acero modelados en los programas ANSYS Workbench y ANSYS LS-DYNA.

4.1. Elementos de ANSYS Workbench

Se exponen los elementos SOLID65 para hormigón y BEAM188 para refuerzos de acero, correspondientes al programa ANSYS Workbench.

4.1.1. Elemento SOLID65

ANSYS WORKBENCH posee un tipo de elemento llamado *SOLID65*, el cual tiene la capacidad de modelar configuraciones 3D de hormigón con o sin refuerzo. Este elemento logra considerar el comportamiento a tracción y compresión del hormigón, presentando fallas por agrietamiento y aplastamiento respectivamente, las cuales son permitidas en 3 direcciones de cada elemento discretizado. El elemento es formado por hexaedros de 8 nodos, donde cada nodo posee 3 grados de libertad traslacionales según la Figura 4.1.

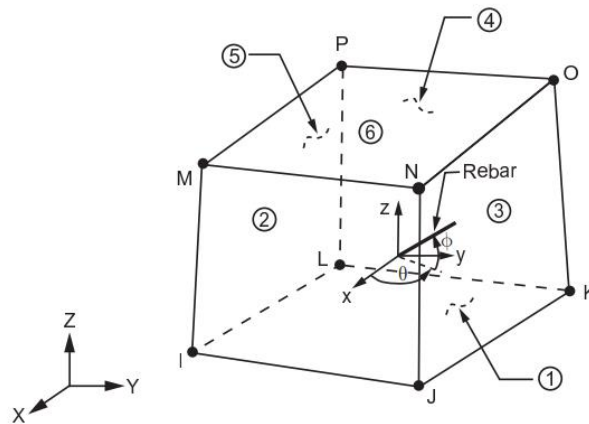


Figura 4.1: Elemento Hexaédrico SOLID65 (ANSYS, 1999).

SOLID65 permite la modelación no lineal del hormigón, presentando deformación por fluencia lenta (en inglés, *creep*) y deformaciones plásticas, lo que se suma a las fallas anteriormente nombradas. Por otro lado, el refuerzo tiene la capacidad de trabajar tanto a

tensión como compresión, pero no permite capacidad al corte. Cabe destacar que tanto el refuerzo como el hormigón, se asumen como materiales isotrópicos al inicio del procesamiento.

4.1.2. Elemento BEAM188

BEAM188 es un elemento basado en la teoría de viga de Timoshenko, recomendable para modelar estructuras esbeltas con aplicaciones no lineales, donde se alcancen grandes deformaciones plásticas. Timoshenko & Goodier (1951) consideran en su teoría efectos de deformación por corte de primer orden, donde la sección permanece plana y sin distorsión. Lo anterior, producto de que la deformación transversal por corte es constante a través de la sección.

La geometría de este elemento se basa en una viga 3D de dos nodos: cada nodo con 6 grados de libertad, 3 traslacionales y 3 rotacionales. A su vez, se puede añadir un séptimo grado de libertad asociado al pandeo de la viga. Debido a las limitaciones de primer orden, es recomendable modelar con elementos de esbeltez mayor a 30 (ANSYS, 2011), es decir,

$$\frac{GAL^2}{EI} \geq 30 \quad (4.1)$$

Donde: G: Módulo de Corte [MPa].
 A: Sección Transversal [mm²].
 L: Largo Global de Sección [mm].
 E: Módulo de Elasticidad [MPa].
 I: Inercia de Sección Transversal [mm⁴].

Considerando el caso más desfavorable a utilizar en los modelos, de Ø28, se requiere una longitud de barra de acero mayor o igual a 6 [cm]. El comportamiento plástico del elemento puede ser modelado con propiedades bilineales o multilinear isotrópico con endurecimiento.

4.2. Elementos de ANSYS LS-DYNA

Se exponen los elementos SOLID para hormigón y BEAM para refuerzos de acero, correspondientes al programa ANSYS LS-DYNA.

4.2.1. ELEMENT_SOLID

Tiene la función de representar elementos tridimensionales sólidos con una cantidad de nodos que va entre 4 y 27. Puede ser utilizado para una numerosa variedad de materiales como: espumas, metales, plásticos, granulares, y en este caso, para la modelación del hormigón en su forma hexaédrica. Este tipo de elemento presenta cualidades como una representación

visual casi idéntica al objeto a estudiar y condiciones de borde que pueden ser tratadas de manera realista. Por otra parte, presenta desventajas a la hora de analizar el modelo, ya que requiere gran esfuerzo para la preparación del *mesh* y el post-procesamiento.

La formulación de `ELEMENT_SOLID` se basa en considerar una tensión constante a lo largo del elemento, definido por el comando `ELFORM=1`. Lo anterior, trae como beneficio un funcionamiento para grandes deformaciones del material y un mejor desempeño en cuanto al tiempo, si es que se compara con una formulación a tensión variable a lo largo del elemento discretizado. Por otra parte, este tipo de elemento requiere una estabilización *Hourglass*, la cual se soluciona con un coeficiente QH de 0.05 en la sección `CONTROL_HOURLASS`. Se define *Hourglass* como modos no-físicos de cero energía de deformación que ocurren en elementos con un punto de integración y no producen tensiones (ANSYS, 2009).

4.2.2. `ELEMENT_BEAM`

Corresponde a un elemento capaz de modelar vigas 3D entre 2 nodos diferentes, con la cual se representan las barras de refuerzo de acero. Se define a través de 3 puntos nodales: N1 como inicio de la viga, N2 como término de la viga y N3 como punto de orientación, en donde se define un vector que determina la orientación inicial de la sección transversal de la viga, como se detalla en la Figura 4.2. A su vez, se debe definir para N1 y N2 las restricciones de traslación y rotación de cada nodo

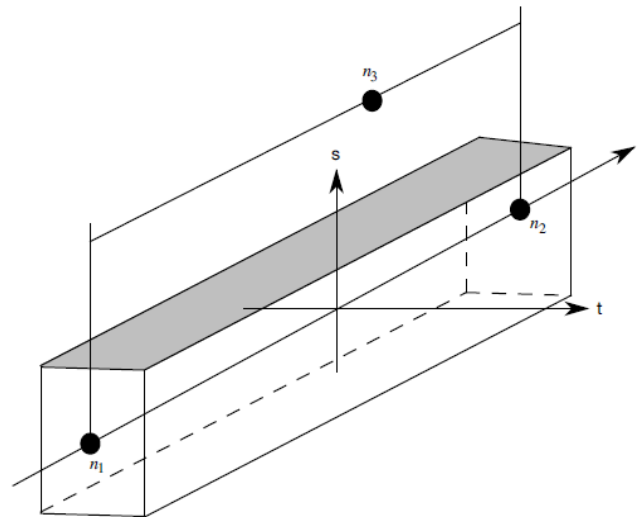


Figura 4.2: Elemento Viga de LS-DYNA (ANSYS, 1999).

4.3. Materiales de ANSYS Workbench

Se exponen los distintos materiales a utilizar para el hormigón y refuerzos de acero, correspondientes al programa ANSYS Workbench.

4.3.1. Hormigón

Para emular el comportamiento del hormigón, se emplean materiales definidos en la librería de ANSYS Workbench. A continuación, se muestran las características y propiedades del rango lineal y no lineal de estas definiciones.

4.3.1.1. Material Linear Isotropic Elastic

Este material corresponde al comportamiento elástico del hormigón y se define por el siguiente módulo de elasticidad.

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (4.2)$$

Donde: E_c : Módulo de Elasticidad del Hormigón [MPa].
 f'_c : Resistencia a la Compresión del Hormigón [MPa].

Por otro lado, el coeficiente de Poisson queda definido por:

$$v_c = 0.18 \quad (4.3)$$

Donde: v_c : Coeficiente de Poisson del Hormigón [-].

Mediante estos dos parámetros, el programa calcula los coeficientes Volumétrico y de Corte, quedando totalmente representado el comportamiento base del hormigón.

4.3.1.2. Material Drucker Prager

El criterio de falla de Drucker Prager corresponde a un modelo elasto-plástico, capaz de resolver problemas de materiales granulares como: suelos, rocas y hormigón. Se basa en la utilización de un criterio de tensiones deviatoricas e hidrostáticas, que genera una superficie de fluencia en un plano triaxial de tensiones.

Este modelo nace a partir de una generalización del criterio de Mohr-Coulomb, definiéndose de la siguiente manera:

$$\sqrt{J_2} = \lambda I_1 + \kappa \quad (4.4)$$

Donde: J_2 : Segundo Invariante del Tensor Desviador de Tensiones [MPa²].
 I_1 : Primer Invariante del Tensor de Tensiones [MPa].
 λ : Constante Drucker Prager [-].
 κ : Constante Drucker Prager [MPa].

A su vez, los tensores anteriores se definen como:

$$I_1 = \sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3' \quad (4.5)$$

$$J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_1' - \sigma_3')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2] \quad (4.6)$$

Donde: J_2 : Segundo Invariante del Tensor Desviador de Tensiones [MPa²].
 I_1 : Primer Invariante del Tensor de Tensiones [MPa].
 σ_i' : Tensión i-ésima Principal Efectiva [MPa].

Por otra parte, las constantes de Drucker Prager, λ y κ , se obtienen de ensayos de compresión triaxial y pueden ser expresados en función del ángulo de fricción interna y cohesión, según las siguientes expresiones.

$$\lambda = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (4.7)$$

$$\kappa = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (4.8)$$

Donde: λ : Constante Drucker Prager [-].
 κ : Constante Drucker Prager [MPa].
 ϕ : Ángulo de Fricción Interna [°]
 c : Cohesión [MPa].

El modelo de cono se encuentra circunscrito a la pirámide hexagonal de Mohr-Coulomb, donde la superficie de fluencia pasa a través de los vértices de la pirámide, según se aprecia en la Figura 4.3.

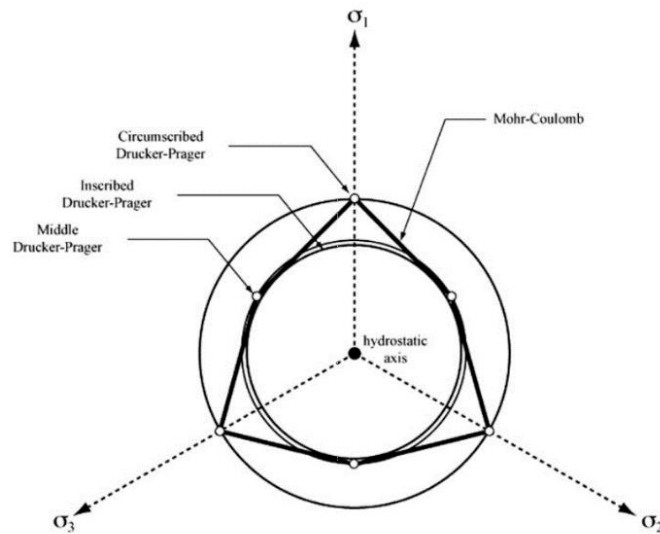


Figura 4.3: Criterios de Falla de Drucker Prager y Mohr Coulomb en el Espacio de Tensiones (Alejano & Bobet, 2012).

4.3.2. Acero

De la misma manera que para el hormigón, se presentan los materiales que representan el comportamiento del acero en el rango lineal y no lineal.

4.3.2.1. Material Linear Isotropic Elastic

Al igual el hormigón, el comportamiento lineal para el análisis estático del acero, se lleva a cabo con un modelo basado en el módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson del material. El módulo de Young viene dado por:

$$E_s = 200000 \quad (4.9)$$

Donde: E_s : Módulo de Elasticidad del Acero [MPa].

Y el coeficiente de Poisson por:

$$v_s = 0.3 \quad (4.10)$$

Donde: v_s : Coeficiente de Poisson del Acero [-].

Mediante estos dos parámetros, el programa calcula los coeficientes Volumétrico y de Corte, definiendo el comportamiento basal del acero lineal.

4.3.2.2. Material Multilinear Isotropic Hardening

Para el caso uniaxial, asociado a las deformaciones de las barras de acero, se definen las propiedades del acero en su rango plástico a través de una curva “por trozos” de tensión deformación. Este modelo utiliza el criterio de fluencia de Von Mises con un endurecimiento isotrópico, el cual asume la fluencia del material cuando se iguala la tensión equivalente con la tensión de fluencia. La tensión equivalente corresponde a

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}} \quad (4.11)$$

Donde: σ_e : Tensión Equivalente [MPa].

s_{ij} : Tensor de Tensiones Deviatórico [MPa].

Donde el tensor de tensiones deviatórico es

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m \delta_{ij} \quad (4.12)$$

Donde: s_{ij} : Tensor de Tensiones Deviatórico [MPa].

σ_{ij} : Tensor de Tensiones [MPa].

σ_m : Tensión Deviatórica Promedio [MPa].

δ_{ij} : Delta Kronecker [-].

Los últimos dos términos pueden ser definidos como

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (4.13)$$

Donde: σ_m : Tensión Deviatorica Promedio [MPa].
 σ_{ij} : Tensor de Tensiones [MPa].

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 \rightarrow i = j \\ 0 \rightarrow i \neq j \end{cases} \quad (4.14)$$

Donde: δ_{ij} : Delta Kronecker [-].

Finalmente, el criterio de fluencia corresponde a

$$Y = \sigma_e - \sigma_Y \quad (4.15)$$

Donde: Y : Criterio de Fluencia [MPa].
 σ_e : Tensión Equivalente [MPa].
 σ_Y : Tensión de Fluencia [MPa].

Cabe destacar que la curva de tensión - deformación plástica, que se le entrega al programa, debe comenzar para una deformación plástica cero con una tensión igual a la fluencia del material. Lo anterior corresponde a igualar el término del comportamiento elástico con el inicio del comportamiento plástico.

ANSYS WORKBENCH establece que la curva de *Multilinear Isotropic Hardening* (en español, Endurecimiento Isotrópico Multilineal), para materiales dúctiles, debe ser indexada como una curva de tensión – deformación real. Es común que las curvas que entregan los proveedores de acero se encuentren en una escala de ingeniería, por lo que se emplean las siguientes ecuaciones para su transformación a escala real.

$$Def. \text{ real} = Ln \ 1 + def \quad (4.16)$$

$$Tens. \text{ real} = Tensión \ 1 + def \quad (4.17)$$

$$Def. \text{ elástica} = \frac{Tens. \text{ real}}{E_s} \quad (4.18)$$

$$Def. \text{ plástica} = Def. \text{ real} - Def. \text{ elástica} \quad (4.19)$$

De esta manera, la nueva curva de tensión – deformación real se ingresa al programa para ser incluida en el modelo.

En la Figura 4.4, se expone como ejemplo, la comparación de tensión deformación de ingeniería versus la real para un acero A630.

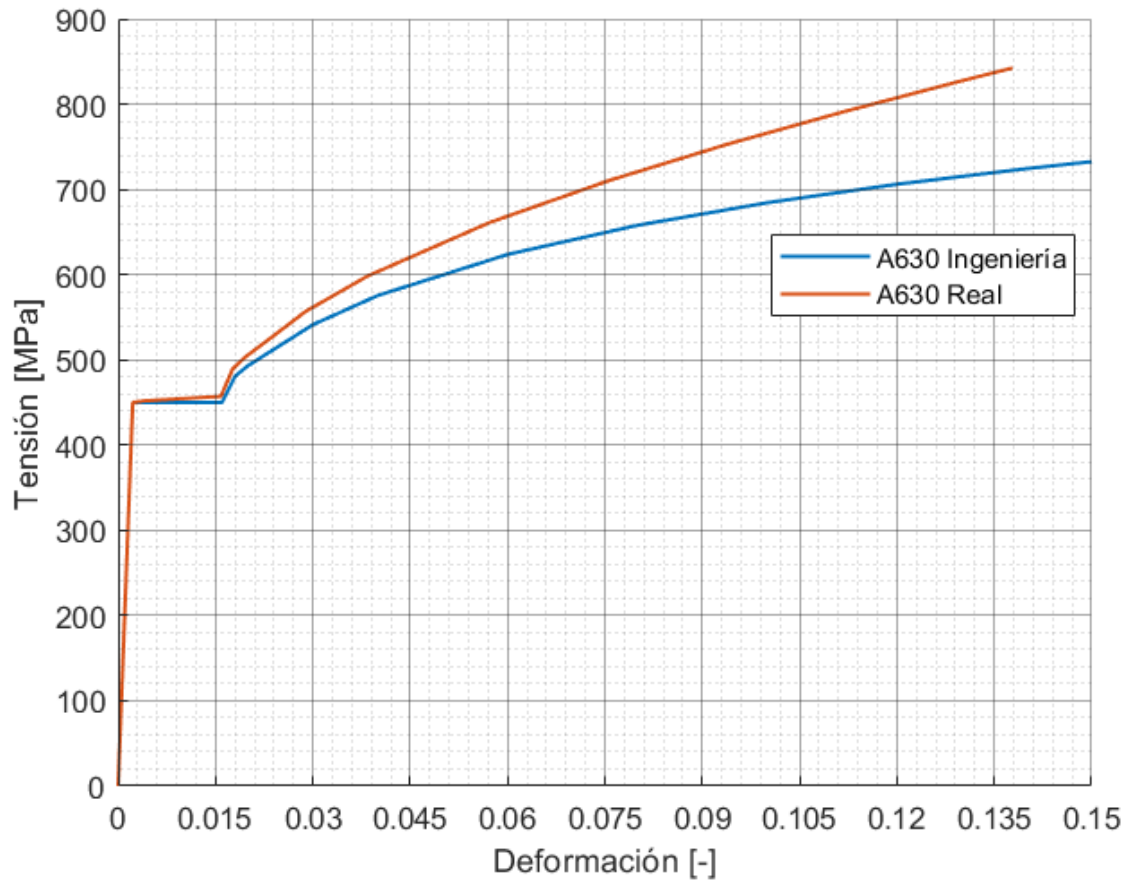


Figura 4.4: Comparación Curva Tensión Deformación de Ingeniería y Real para Acero A630.

En la Figura 4.4 se observa que la curva de ingeniería alcanza mayores tensiones en el rango no lineal, pero la ductilidad decrece en comparación a la curva de ingeniería.

4.4. Materiales de ANSYS LS-DYNA

Se exponen los distintos materiales a utilizar en el programa ANSYS LS-DYNA para el hormigón y refuerzos de acero.

4.4.1. Hormigón

La librería de materiales de LS-DYNA incluye distintas opciones de modelos de hormigón, dentro de los que se encuentran: *SOIL_AND_FOAM* (MAT_5), MAT_14 que corresponde a una variación de *MAT_5* con falla debido a presión de tensión, *PSEUDO_TENSOR* (MAT_16), *GEOLOGIC_CAP* (MAT_25), *CONCRETE_DAMAGE* (MAT_72), *WINFRITH_CONCRETE* (MAT_84) y *CSCM* (MAT_159), los cuales se explican en el manual de materiales de LS-DYNA (Livermore Software Technology Corporation, 2018b).

A continuación, se expone el material elegido para las modelaciones, MAT_159, debido a su similitud con el Material Drucker Prager y ajuste con los resultados experimentales.

4.4.1.1. Material MAT CSCM

Corresponde al material 159 *Continuous Surface Cap Model* (CSCM) de la librería de LS-DYNA, disponible para elementos sólidos como el hormigón. Posee rutinas de modelación de resistencia, rigidez y endurecimiento, en función de los parámetros de entrada: resistencia a la compresión (f_c), tamaño del agregado y tasa de deformación según el U.S. Department of Transportation (2007). Su comportamiento está dado por un modelo de plasticidad que describe una superficie de fluencia, siguiendo un concepto similar al Material Drucker Prager, definiéndose por la siguiente ecuación general.

$$Y(I_1, J_2, J_3) = J_2 - \Re^2(J_3)F_f^2(I_1)F_c(I_1, \kappa) \quad (4.20)$$

- Donde:
- I_1 : Primer Invariante del Tensor de Tensiones [MPa].
 - J_2 : Segundo Invariante del Tensor Desviador de Tensiones [MPa²].
 - J_3 : Tercer Invariante del Tensor Desviador de Tensiones [MPa³].
 - \Re : Factor de Reducción de Rubin [-].
 - F_f : Superficie de Falla por Corte [MPa²].
 - F_c : Superficie de Endurecimiento [-].

Recordando que I_1 , J_2 y κ se definen en las ecuaciones (4.5), (4.6) y (4.8), respectivamente, se expresan las ecuaciones restantes.

$$J_3 = \frac{1}{3} S_{ij} S_{jk} S_{ki} \quad (4.21)$$

Donde: J_3 : Tercer Invariante del Tensor Desviador de Tensiones [MPa³].
 S_{ij} : Tensor de Tensiones Deviatorico [MPa].

La superficie de falla por corte corresponde a

$$F_f(I_1) = \alpha - \lambda e^{-\beta I_1} + \theta I_1 \quad (4.22)$$

Donde: F_f : Superficie de Falla por Corte [MPa²].
 $\alpha, \beta, \theta, \lambda$: Constantes de Material Determinadas en Prueba Triaxial a Compresión. [MPa, MPa⁻¹, -, MPa].

Mientras que la superficie de endurecimiento se expresa como

$$F_c = \begin{cases} 1 - \frac{(I_1 - L(\kappa))^2}{(X(\kappa) - L(\kappa))^2} & I_1 > L(\kappa) \\ 1 & I_1 \leq L(\kappa) \end{cases} \quad (4.23)$$

$$L(\kappa) = \begin{cases} \kappa & \kappa > \kappa_0 \\ \kappa_0 & \kappa \leq \kappa_0 \end{cases} \quad (4.24)$$

$$X(\kappa) = L(\kappa) + R F_f(I_1) \quad (4.25)$$

$$R = 5 \quad (4.26)$$

Donde: F_c : Superficie de Endurecimiento [-].
 κ_0 : Valor de I_1 Cuando la Superficie de Corte y la de Endurecimiento se Intersectan Inicialmente [MPa].
 R : Parámetro Determinado de Ensayo de Deformación Uniaxial [MPa⁻¹].

El factor de reducción de Rubin se define como

$$\mathfrak{R} = \frac{-b_1 + \sqrt{b_1^2 - 4b_2b_0}}{2b_2} \quad (4.27)$$

Y sus ecuaciones auxiliares según

$$b_0 = -\frac{3 + b - a^2}{4} \quad (4.28)$$

$$b_1 = a[\cos(\hat{\beta}) - a \cdot \sin(\hat{\beta})] \quad (4.29)$$

$$b_2 = [\cos(\hat{\beta}) - a \cdot \sin(\hat{\beta})]^2 + b \cdot \sin^2(\hat{\beta}) \quad (4.30)$$

$$\sin(3\hat{\beta}) = \frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}} \quad (4.31)$$

$$a = \frac{-a_1 + \sqrt{a_1^2 - 4a_2a_0}}{2a_2} \quad (4.32)$$

$$b = (2Q_1 + a)^2 - 3 \quad (4.33)$$

$$a_0 = 2Q_1^2(Q_2 - 1) \quad (4.34)$$

$$a_1 = \sqrt{3}Q_2 + 2Q_1(Q_2 - 1) \quad (4.35)$$

$$a_2 = Q_2 \quad (4.36)$$

Donde los cocientes de resistencia provienen del ajuste general

$$Q_1 = \alpha_1 - \lambda_1 e^{-\beta_1 I_1} + \theta_1 I_1 \quad (4.37)$$

$$Q_2 = \alpha_2 - \lambda_2 e^{-\beta_2 I_1} + \theta_2 I_1 \quad (4.38)$$

Donde: \mathfrak{R} : Factor de Reducción de Rubin [-].
 Q_1 : Cociente de Resistencia Torsional/Compresión [-].
 Q_2 : Cociente de Resistencia Tracción/Compresión [-].
 $\alpha_i, \beta_i, \theta_i, \lambda_i$: Constantes i de Material Determinadas en Prueba Triaxial [MPa,MPa⁻¹,-,MPa].

Como se estipula al principio de esta sección, los parámetros de entrada son la resistencia a la compresión no confinada (f_c') la cual debe encontrarse en el rango de 20 a 58 [MPa] y el diámetro del agregado entre los 8 y 32 [mm]. De esta manera se calcula:

Módulo de Elasticidad

$$E = E_c \left(\frac{f_c'}{10}\right)^{1/3} \quad (4.39)$$

Donde: E : Módulo de Elasticidad [MPa].
 E_c : Módulo de Elasticidad para $f_c' = 10$ MPa [MPa].
 f_c' : Resistencia a la Compresión No Confinada [MPa]

Módulo de Corte y Volumétrico

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.40)$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (4.41)$$

$$\nu = 0.15 \quad (4.42)$$

Donde: G : Módulo de Corte [MPa].
 K : Módulo Volumétrico [MPa].
 E : Módulo de Elasticidad [MPa].
 ν : Coeficiente de Poisson [-].

La obtención de la superficie de fluencia se realiza a través de los coeficientes $\alpha, \beta, \theta, \lambda$ que satisfacen las ecuaciones (4.22), (4.37) y (4.38), donde cada coeficiente puede ser descrito por una ecuación cuadrática dependiente de f'_c

$$P = A_p(f'_c)^2 + B_p(f'_c) + C_p \quad (4.43)$$

De la Tabla 4.1 a la Tabla 4.3, se indica los valores de los parámetros para A_p , B_p y C_p , respectivamente, en función de las ecuaciones descritas anteriormente.

Tabla 4.1: Coeficientes para Cálculo de Constantes $\alpha_i, \beta_i, \theta_i, \lambda_i$ para A_p .

Ecuación	Parámetro (P)	A_p
Triaxial a Compresión (4.22)	α [MPa]	-0.003 [MPa ⁻¹]
	β [MPa ⁻¹]	0 [MPa ⁻³]
	θ [-]	1.322·10 ⁻⁵ [MPa ⁻²]
	λ [MPa]	0 [MPa ⁻¹]
Torsión (4.37)	α_1 [MPa]	0 [MPa ⁻²]
	β_1 [MPa ⁻¹]	-1.997·10 ⁻⁵ [MPa ⁻³]
	θ_1 [-]	-3.886·10 ⁻⁷ [MPa ⁻³]
	λ_1 [MPa]	0 [MPa ⁻²]
Triaxial a Tracción (4.38)	α_2 [MPa]	0 [MPa ⁻²]
	β_2 [MPa ⁻¹]	-1.997·10 ⁻⁵ [MPa ⁻³]
	θ_2 [-]	-4.870·10 ⁻⁷ [MPa ⁻³]
	λ_2 [MPa]	0 [MPa ⁻²]

Tabla 4.2: Coeficientes para Cálculo de Constantes $\alpha_i, \beta_i, \theta_i, \lambda_i$ para B_p .

Ecuación	Parámetro (P)	B_p
Triaxial a Compresión (4.22)	α [MPa]	0.317 [-]
	β [MPa ⁻¹]	0 [MPa ⁻²]
	θ [-]	$2.355 \cdot 10^{-3}$ [MPa ⁻¹]
	λ [MPa]	0 [-]
Torsión (4.37)	α_1 [MPa]	0 [MPa ⁻¹]
	β_1 [MPa ⁻¹]	$2.265 \cdot 10^{-4}$ [MPa ⁻²]
	θ_1 [-]	$-3.932 \cdot 10^{-4}$ [MPa ⁻²]
	λ_1 [MPa]	0 [MPa ⁻¹]
Triaxial a Tracción (4.38)	α_2 [MPa]	0 [MPa ⁻¹]
	β_2 [MPa ⁻¹]	$2.265 \cdot 10^{-4}$ [MPa ⁻²]
	θ_2 [-]	$-1.888 \cdot 10^{-6}$ [MPa ⁻²]
	λ_2 [MPa]	0 [MPa ⁻¹]

 Tabla 4.3: Coeficientes para Cálculo de Constantes $\alpha_i, \beta_i, \theta_i, \lambda_i$ para C_p .

Ecuación	Parámetro (P)	C_p
Triaxial a Compresión (4.22)	α [MPa]	7.705 [MPa]
	β [MPa ⁻¹]	1.929 [MPa ⁻¹]
	θ [-]	0.214 [-]
	λ [MPa]	10.5 [MPa]
Torsión (4.37)	α_1 [MPa]	0.747 [-]
	β_1 [MPa ⁻¹]	$8.175 \cdot 10^{-2}$ [MPa ⁻¹]
	θ_1 [-]	$1.582 \cdot 10^{-3}$ [MPa ⁻¹]
	λ_1 [MPa]	0.170 [-]
Triaxial a Tracción (4.38)	α_2 [MPa]	0.660 [-]
	β_2 [MPa ⁻¹]	$8.175 \cdot 10^{-2}$ [MPa ⁻¹]
	θ_2 [-]	$1.882 \cdot 10^{-3}$ [MPa ⁻¹]
	λ_2 [MPa]	0.160 [-]

4.4.2. Acero

4.4.2.1. Material MAT_PIECEWISE_LINEAR_PLASTICITY

El material 24 es un elemento elasto-plástico, definido por curvas de tensión-deformación (LCSS) y dependencia de la tasa de deformación (LCSR) establecidas por el usuario. Se adapta a problemas relativos a materiales dúctiles, como el acero, mediante una formulación bajo el criterio de Von Mises, según se describe en la sección Material Multilinear Isotropic Hardening.

Los parámetros de entrada corresponden a la densidad, módulo de Young, coeficiente de Poisson, módulo Tangente, deformación última, más las curvas LCSS y LCSR. Cabe destacar que la curva LCSS se debe realizar en una escala real de al menos 8 puntos, según las ecuaciones (4.16) a (4.19) y partiendo con una deformación plástica igual a 0 para una tensión igual a la de fluencia. Al definir la curva LCSS, se ignora la existencia del módulo Tangente.

Tanto el Módulo de Young como el coeficiente de Poisson son definidos en las ecuaciones (4.9) y (4.10) respectivamente, mientras que la falla de la barra está dada por la deformación plástica que provoca la fractura.

$$FAIL = 0.15 \text{ a } 0.25 \quad (4.44)$$

La determinación de la curva LCSR se establece según los conceptos de la sección 4.5 Factor de Incremento Dinámico del Acero.

4.5. Factor de Incremento Dinámico

Diversos estudios han demostrado que la tasa de deformación, o la derivada temporal de la deformación, juega un papel importante a la hora de realizar un estudio sometido a cargas de explosiones o impactos. Esto se debe, a que en general, a mayor tasa de deformación, mayor es la resistencia que poseen los materiales. Dado lo anterior, es importante tener en consideración este efecto, y así, no subestimar las capacidades de las estructuras ante acciones dinámicas.

Resultados indican que para el hormigón en tasas de deformaciones altas, entre los $[10,1000]$ $[s^{-1}]$, presentan un incremento de la resistencia de 100% para la compresión y de 600% para la tracción (Malvar & Ross, 1998). A su vez, el acero puede presentar aumentos del 100% para su tensión de fluencia, dependiendo del tipo de material utilizado (Malvar & Crawford, 1998b). Wang, Zhang & Quek (2012) realizan estudios de probetas de hormigón de alta resistencia con refuerzos de fibra (FRHSC), sometidos a tasas de deformación entre los $[40,300]$ $[s^{-1}]$, presentando un incremento en la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y deformación última en función de la tasa de deformación. Ejemplificando lo anterior, la Figura 4.5 muestra el efecto DIF para el hormigón a tracción según estudios de diversos autores.

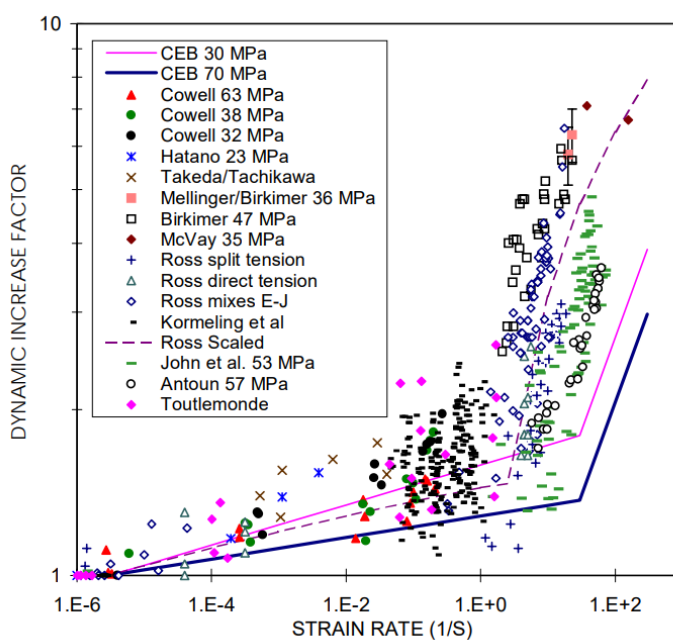


Figura 4.5: DIF Hormigón en Tensión según Diversos Estudios (Malvar & Crawford, 1998a).

De gran interés resulta estudiar los efectos del factor de incremento dinámico para el caso de tasas de deformación propias de cargas sísmicas, las cuales se encuentran en un rango entre $[10^{-4},10^{-1}]$ $[s^{-1}]$ según la Figura 4.6, que corresponden a tasas de deformación bajas en

comparación a impactos o explosiones, pero que si pueden provocar efectos de mejoramiento de resistencia en las estructuras (Ngo et al., 2007).

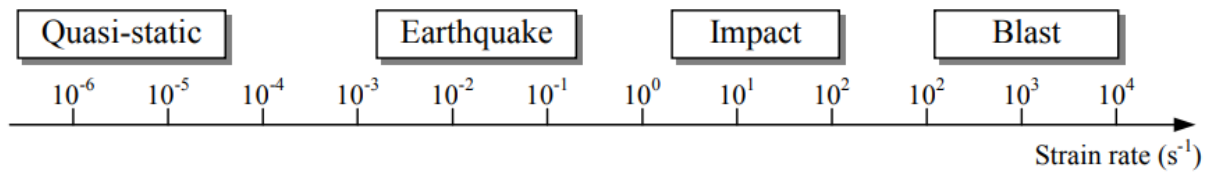


Figura 4.6: Tasas de Deformación para Distintos Tipos de Cargas (Ngo et al., 2007).

Es importante señalar que, para el caso de un impacto de baja velocidad, como es una velocidad inducida por un sismo, las tasas de deformación pueden alcanzar hasta los 10¹ [s⁻¹] y no se limitan a una tasa de deformación de 10⁻¹ [s⁻¹] necesariamente. Lo anterior, producto que se genera un efecto local que aumenta las tasas de deformación en los cuerpos que colisionan. En resumen: las tasas de deformación de una onda sísmica sobre un cuerpo son distintas, y menores, a las tasas de deformación producto de un impacto de cuerpos que se mueven a velocidad propia de un sismo.

Debido al fenómeno anteriormente descrito, se define el factor de incremento dinámico (DIF), el cual se representa como el cociente de la resistencia dinámica del material con respecto a su resistencia estática.

$$DIF = \frac{f}{f_{st}} \quad (4.45)$$

- Donde:
- DIF : Factor de Incremento Dinámico [-].
 - f : Resistencia Dinámica [MPa].
 - f_{st} : Resistencia Estática [MPa].

La resistencia dinámica de los materiales se obtiene a través de pruebas de carga, por ejemplo, utilizando la barra de presión de Hopkinson (SHPB), la cual tiene la capacidad de realizar ensayos a tracción, compresión y torsión, según se aprecia en la Figura 4.7.

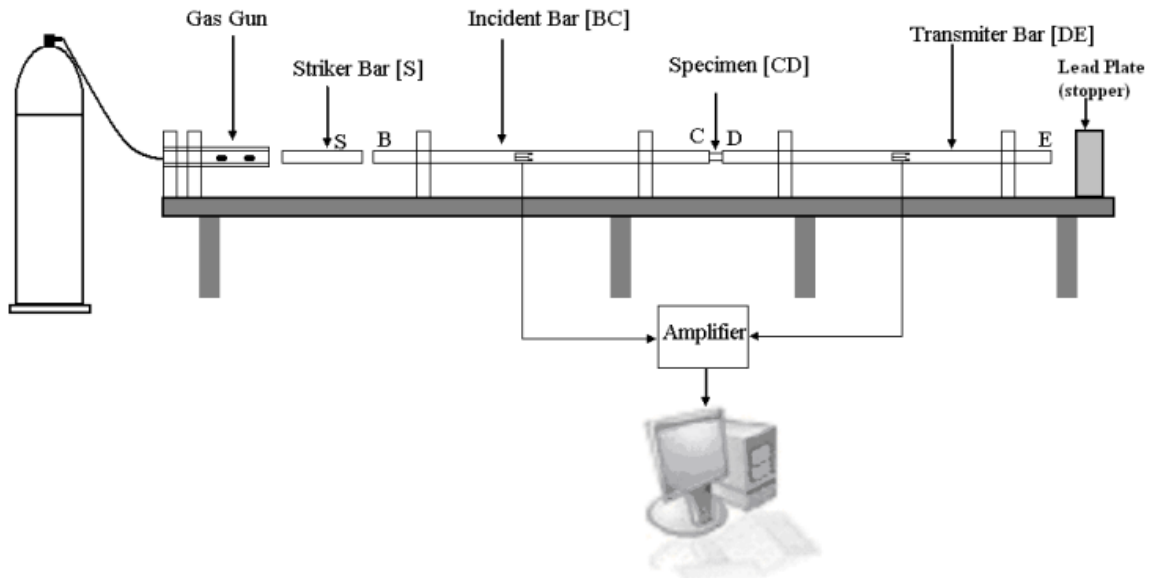


Figura 4.7: Diagrama de Barra de Presión de Hopkins (Sharma et al., 2011).

Basado en la Figura 4.7, SHPB está formada por dos barras: una llamada incidente y otra transmisora, las cuales poseen el material a ensayar entre ellas en dirección longitudinal. A la izquierda, se dispone una pistola de gas y una tercera barra actuadora que impacta a la barra incidente. Las tres barras que componen el sistema deben ser del mismo material, tener la misma sección transversal y mantener su comportamiento elástico durante la prueba, ya que el ensayo se basa en la teoría de propagación de ondas unidimensional. En caso de que las barras no sean homogéneas, se generan cambios de velocidad de onda que complican el ensayo.

La barra actuadora es impulsada por el gas hacia la barra incidente, generando una onda que se traslada por la barra incidente en dirección al material de ensayo. Al llegar la onda al material, este se deforma plásticamente y parte de las ondas continúan viajando como pulsos por la barra transmisora, mientras que otras se reflejan y vuelven por la barra incidente. Los *strain gauges* (en español, galgas extensiométricas) montados en las barras transmisora e incidente, logran captar las deformaciones elásticas axiales de las barras, con las que se genera la curva de tensión-deformación del elemento ensayado.

Obtenidas las resistencias de los materiales en función de las tasas de deformación, autores han propuestos modelos analíticos para el cálculo del DIF.

4.5.1. Factor de Incremento Dinámico del Hormigón

Se presentan distintas formulaciones de DIF para el hormigón: CEB y Viscoplastica.

4.5.1.1. Formulación CEB

El incremento de resistencia a la compresión del hormigón, debido a la tasa de deformación, se define según el Comité Europeo del Concreto (CEB) en base a una regla bilineal del Factor de Incremento Dinámico (DIF) v/s $\log(\dot{\epsilon})$, según Malvar & Crawford (1998) como se aprecia a continuación.

Para $\dot{\epsilon}$ entre $[30 \cdot 10^{-6}, 300]$ $[s^{-1}]$

$$DIF = \frac{f_{cd}}{f_{cs}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1.026\alpha} \quad \dot{\epsilon} \leq 30s^{-1} \quad (4.46)$$

$$DIF = \frac{f_{cd}}{f_{cs}} = \gamma \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1/3} \quad \dot{\epsilon} > 30s^{-1} \quad (4.47)$$

- Donde:
- DIF : Factor de Incremento Dinámico [-].
 - f_{cd} : Resistencia de Compresión Dinámica en Tasa de Deformación $\dot{\epsilon}$ [MPa].
 - f_{cs} : Resistencia de Compresión Estática [MPa].
 - $\dot{\epsilon}$: Tasa de Deformación $[s^{-1}]$.
 - $\dot{\epsilon}_s$: Tasa de Deformación Estática igual $30 \cdot 10^{-6} [s^{-1}]$.
 - $\log(\gamma)$: $6.156\alpha - 2$.
 - α : $1/(5+9f_{cs}/f_{c0})$.
 - f_{c0} : 10 [MPa].

Para el caso del hormigón en tracción, también se define una regla bilineal entre un rango de $[30 \cdot 10^{-6}, 300]$ s^{-1} (Malvar & Ross, 1998) según

$$DIF = \frac{f_{td}}{f_{ts}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1.016\delta} \quad \dot{\epsilon} \leq 30s^{-1} \quad (4.48)$$

$$DIF = \frac{f_{td}}{f_{ts}} = \beta \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1/3} \quad \dot{\epsilon} > 30s^{-1} \quad (4.49)$$

Donde: DIF : Factor de Incremento Dinámico [-].
 f_{td} : Resistencia de Tracción Dinámica en Tasa de Deformación $\dot{\epsilon}$ [MPa].
 f_{ts} : Resistencia de Tracción Estática [MPa].
 $\dot{\epsilon}$: Tasa de Deformación [s^{-1}].
 $\dot{\epsilon}_s$: Tasa de Deformación Estática igual a $30 \cdot 10^{-6}$ [s^{-1}].
 $\log(\beta)$: $7.11\delta - 2.33$.
 δ : $1/(10 + 6f_{cs}/f_{c0})$.
 f_{c0} : 10 [MPa].

4.5.1.2. Formulación Viscoplastica

A pesar de que la formulación CEB es ampliamente utilizada para la determinación de los efectos de tasa de deformación para el hormigón, el desarrollador de *MAT_CSCM_CONCRETE* indica que la formulación anterior, ecuaciones (4.48) y (4.49), “no se ajusta de manera adecuada al caso en tracción para este tipo de material...” (U.S. Department of Transportation, 2007, p.51). El problema recae en que el DIF de la resistencia a la tracción del hormigón ($DIF_T \cdot f_t$), no produce la superficie de fluencia esperada del cálculo de la sección Material MAT CSCM. Por ello, se expone un nuevo método viscoplastico que engloba el comportamiento a compresión y tracción.

Esta formulación se basa en la interpolación entre la tensión elástica y no viscosa, para generar una tensión viscoplastica que incluye los efectos causados por la tasa de deformación, según la siguiente ecuación:

$$\sigma_{ij}^{VP} = (1 - \gamma)\sigma_{ij}^E + \gamma\sigma_{ij}^{NV} \quad (4.50)$$

$$\gamma = \frac{\Delta t / \eta}{1 + \Delta t / \eta} \quad (4.51)$$

$$\eta = \frac{\eta_0}{\dot{\epsilon}^n} \quad (4.52)$$

Donde: σ_{ij} : Tensor de Tensiones [MPa].
 γ : Factor de Incremento de Paso Temporal [-].
 Δt : Paso Temporal (Adimensional) [-].
 η : Coeficiente de Fluidez [-].
 $\dot{\epsilon}$: Tasa de Deformación (Adimensional) [-].
 η_0, n : Parámetros de Fluidez [-,-]

Donde los parámetros de fluidez para la tracción son $n_t=0.48$ y

Tabla 4.4: Coeficientes para Cálculo de Parámetro η_{0t} .

Parámetro de Entrada (P)	A_p	B_p	C_p
η_{0t} [-]	$8.061 \cdot 10^{-13}$ [-]	$-9.777 \cdot 10^{-10}$ [-]	$5.075 \cdot 10^{-5}$ [-]

Y para la compresión $n_c=0.78$ y

Tabla 4.5: Coeficientes para Cálculo de Parámetro η_{0c} .

Parámetro de Entrada (P)	A_p	B_p	C_p
η_{0c} [-]	$1.277 \cdot 10^{-11}$ [-]	$-1.061 \cdot 10^{-7}$ [-]	$3.203 \cdot 10^{-4}$ [-]

Con los coeficientes de la Tabla 4.4 y Tabla 4.5, se obtienen los parámetros n_t, n_c al evaluar en ecuación (4.43).

Las Figura 4.8 y Figura 4.9 muestran la comparación del factor de incremento dinámico de la formulación viscoplástica versus CEB, para compresión y tracción respectivamente.

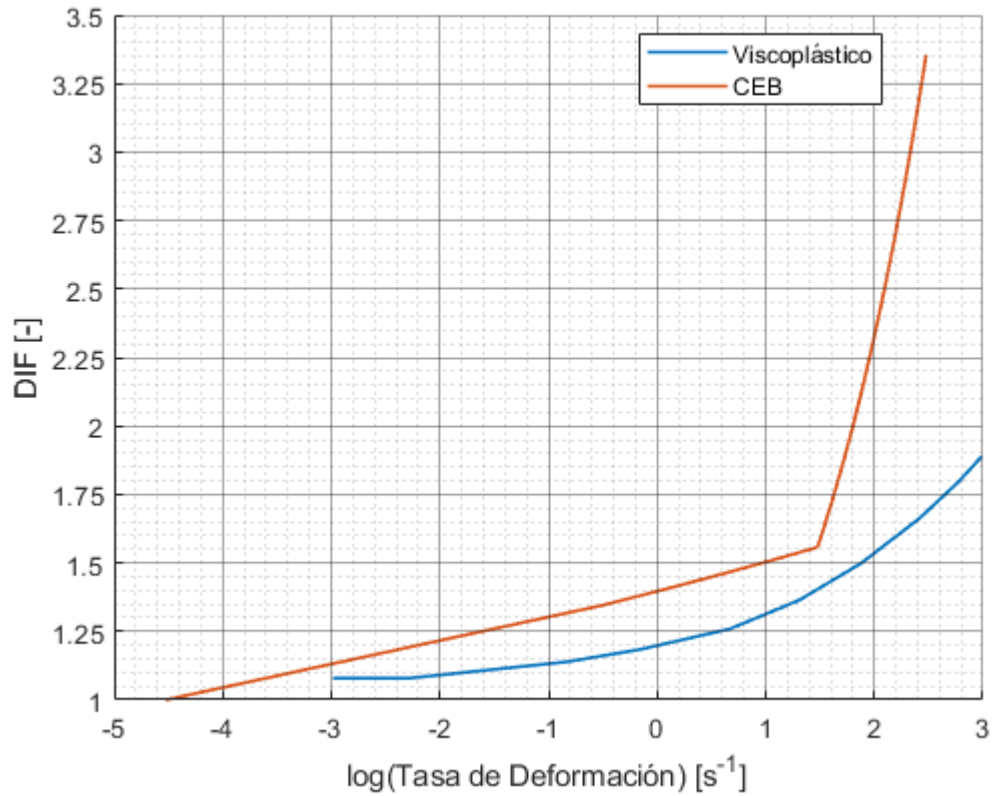


Figura 4.8: DIF Hormigón en Compresión, Formulación CEB v/s Viscoplástica.

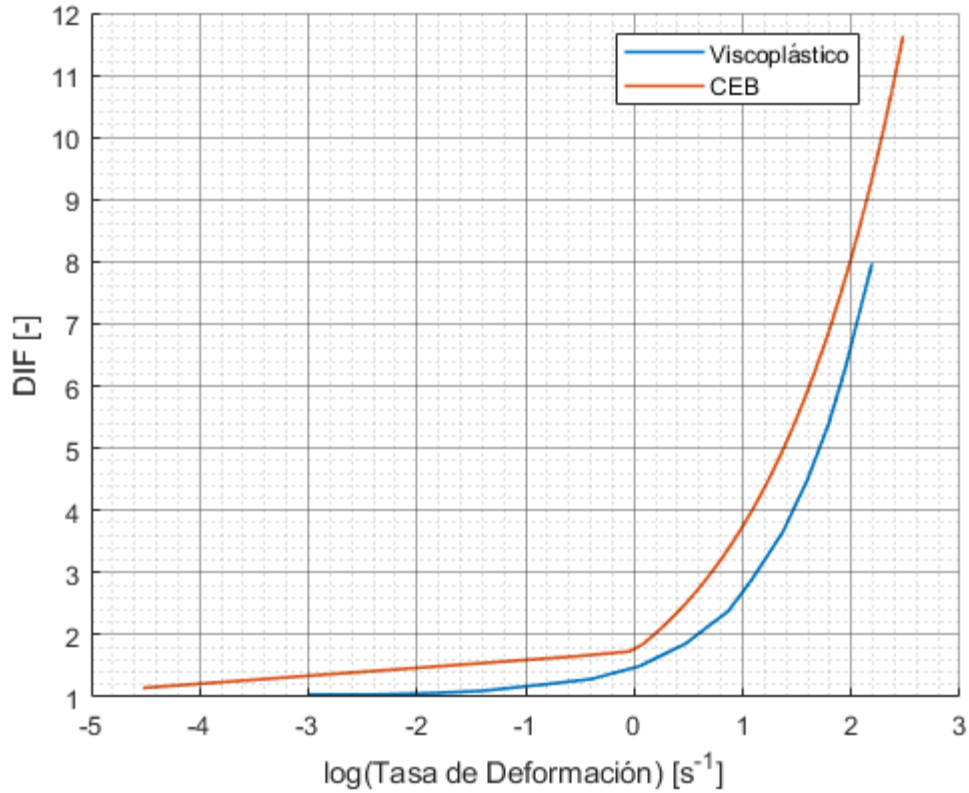


Figura 4.9: DIF Hormigón en Tracción, Formulación CEB v/s Viscoplastica.

Analizando las curvas, se aprecia que la formulación CEB tiende a mayorar el efecto DIF en comparación a la formulación viscoplastica, tanto para el caso en compresión como en tracción. A su vez, para el caso de mayor tasa de deformación sísmica ($10^{-1}[\text{s}^{-1}]$), los DIF se expresan en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6: DIF para Distintas Formulaciones en $\dot{\epsilon}=10^{-1} [\text{s}^{-1}]$.

Caso	CEB	Viscoplastica
Tracción	1.6	1.2
Compresión	1.3	1.15

Como se expuso anteriormente, se sabe que las tasas de deformación propias de un impacto son mayores a las generadas por una onda sísmica ($>10^{-1} [\text{s}^{-1}]$), pero no están cuantificadas para un impacto de cuerpos durante un terremoto. Sin embargo, se puede inferir que una colisión de baja velocidad, induce un aumento de la resistencia mayor a lo expresado en la Tabla 4.6, dado que a mayor tasa de deformación, mayor incremento dinámico.

4.5.2. Factor de Incremento Dinámico del Acero

Diversos estudios sobre el aumento de la tensión de fluencia y tensión última de barras de acero, sometidas a altas tasas de deformación, han sido desarrolladas por el ejército, la Agencia de Armas de Defensa Especial y el Departamento de Energía de Estados Unidos. A partir de la información anterior, se deriva una ecuación que entrega el DIF para barras de acero con tensión de fluencia entre los 290 y 710 [MPa] y tasas de deformación entre los [10⁻⁴;225] [s⁻¹] (Malvar & Crawford, 1998b).

Para el caso de fluencia, el DIF corresponde a

$$DIF = \frac{f_{yd}}{f_{ys}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}}\right)^{\alpha_{fy}} \quad (4.53)$$

$$\alpha_{fy} = 0.074 - 0.04 \frac{f_{ys}}{414} \quad (4.54)$$

Donde: *DIF*: Factor de Incremento Dinámico [-].
f_{yd}: Tensión de Fluencia Dinámica en Tasa de Deformación $\dot{\epsilon}$ [MPa].
f_{ys}: Tensión de Fluencia Estática [MPa].
 $\dot{\epsilon}$: Tasa de Deformación [s⁻¹].
 α_{fy} : Coeficiente DIF Acero de Fluencia [-].

Y para el caso de tensión última

$$DIF = \frac{f_{ud}}{f_{us}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}}\right)^{\alpha_{fu}} \quad (4.55)$$

$$\alpha_{fu} = 0.019 - 0.009 \frac{f_{ys}}{414} \quad (4.56)$$

Donde: *DIF*: Factor de Incremento Dinámico [-].
f_{ud}: Tensión Última Dinámica en Tasa de Deformación $\dot{\epsilon}$ [MPa].
f_{us}: Tensión Última Estática [MPa].
 $\dot{\epsilon}$: Tasa de Deformación [s⁻¹].
 α_{fu} : Coeficiente DIF Acero en Estado Último [-].

4.5.3. Curvas Fuerza – Impulso

Las curvas fuerza – impulso provienen de lo expuesto en el libro *Blast and Ballistic Loading of Structures* (Smith & Hetherington, 1994), donde se crean curvas de isodaño presión versus impulso para distintos sistemas de un grado de libertad. Para entender la física del problema, se trabaja con un sistema de un grado de libertad elástico sujeto a una carga con forma de pulso triangular decreciente con fuerza (F) y periodo de fase (t_d). El pulso queda definido como:

$$F(t) = F\left(1 - \frac{t}{t_d}\right) \quad (4.57)$$

Donde: F : Fuerza de Pulso [kN].
 t : Tiempo [s].
 t_d : Período de Fase [s].

Y un impulso igual al área bajo la curva de $F(t)$ entre 0 y t_d

$$I = \frac{1}{2} F t_d \quad (4.58)$$

Donde: I : Impulso [kN·s].
 F : Fuerza de Pulso [kN].
 t_d : Período de Fase [s].

La ecuación de movimiento de la estructura, con 1 GDL, queda dada por

$$M\ddot{x} + Kx = F\left(1 - \frac{t}{t_d}\right) \quad (4.59)$$

Donde: M : Masa del Sistema [kg].
 K : Rigidez del Sistema [kg/s²].
 x : Desplazamiento [m].
 \ddot{x} : Aceleración [m/s²].

Resolviendo la EDO anterior, la ecuación de movimiento queda

$$x(t) = \frac{F}{K}(1 - \cos(\omega t)) + \frac{F}{K t_d} \left(\frac{\sin(\omega t)}{\omega} - t\right) \quad (4.60)$$

Donde: ω : Frecuencia Angular [rad/s].

Se calcula, mediante la derivación de la ecuación (4.60), el caso de máximo desplazamiento dinámico de la estructura, obteniendo

$$0 = \omega \sin(\omega t_m) + \frac{1}{t_d} \cos(\omega t_m) - \frac{1}{t_d} \quad (4.61)$$

Donde: t_m : Tiempo de Alcance de x_{\max} [s].

Resolviendo la ecuación (4.61), se pueden obtener las siguientes relaciones

$$\omega t_m = f(\omega t_d) \quad (4.62)$$

$$\frac{x_{\max}}{F / K} = \psi(\omega t_d) = \psi'\left(\frac{t_d}{T}\right) \quad (4.63)$$

Donde: T : Período Fundamental de Estructura [s].

ψ, ψ' : Funciones [-].

Lo anterior, demuestra la relación entre el período fundamental de la estructura y el período de fase del pulso. Para entender cómo afecta t_d a la estructura, se analizan los casos de t_d mayor, menor e igual a T .

1. $t_d \gg T$: Para el caso de una fase del pulso mucho mayor al período de la estructura, el desplazamiento máximo del GDL corresponde solamente a una función de la fuerza (F). Por otro lado, la rigidez no aporta en la determinación del desplazamiento máximo, ya que la estructura alcanza x_{\max} antes de que el pulso logre desarrollarse y notar un decaimiento de $F(t)$. Este tipo de carga se relaciona a un comportamiento cuasi-estático.
2. $t_d \ll T$: Cuando el tiempo de fase es inferior al período de la estructura, el pulso finaliza mucho antes de que la estructura pueda responder, ocurriendo la mayor parte de la deformación en un tiempo posterior a t_d . En este caso el desplazamiento máximo corresponde a una función del impulso, la rigidez y la masa del sistema. Se condice con un comportamiento de carga impulsivo.
3. $t_d \sim T$: Corresponde al sistema más complejo de analizar, ya que se requiere la solución completa de la ecuación de movimiento.

Para el caso 1, se utiliza la hipótesis de que el trabajo realizado sobre la estructura (W) se convierte totalmente en energía de deformación, mediante la siguiente ecuación.

$$W = F x_{\max} \quad (4.64)$$

Donde: W : Trabajo Externo [kJ].

Mientras que la energía de deformación corresponde a

$$U = \frac{1}{2} K x_{\max}^2 \quad (4.65)$$

Donde: U : Energía de Deformación [kJ].

Igualando las ecuaciones (4.64) y (4.65), se encuentra la siguiente relación

$$\frac{x_{\max}}{(F / K)} = 2 \quad (4.66)$$

$$\frac{x_{\max}}{x_{st}} = 2 \quad (4.67)$$

Donde: x_{st} : Desplazamiento Estático [mm].

Para el caso 2, de régimen impulsivo, la teoría se basa en que el pulso provoca un cambio de velocidad instantáneo dentro de la estructura, proporcionando energía cinética al sistema, la cual posteriormente se convierte en energía de deformación. La velocidad inicial proporcionada al sistema corresponde a

$$\dot{x}_0 = \frac{I}{M} \quad (4.68)$$

Donde: \dot{x}_0 : Velocidad Inicial [mm/s].
 I : Impulso [kN·s].
 M : Masa del Sistema [kg].

Generando que la energía cinética corresponda a

$$K_E = \frac{1}{2} M \dot{x}_0^2 = \frac{I^2}{2M} \quad (4.69)$$

Donde: K_E : Energía Cinética [kJ].

Igualando la energía de deformación, ecuación (4.65), con la energía cinética, ecuación (4.69) y apartando x_{\max}

$$\frac{I^2}{2M} = \frac{1}{2} K x_{\max}^2 \quad (4.70)$$

$$\frac{x_{\max}}{F / K} = \frac{I}{\sqrt{KM}(F / K)} = \frac{\frac{1}{2} F t_d}{\sqrt{KM}(F / K)} = \frac{1}{2} \omega t_d \quad (4.71)$$

De esta manera, las ecuaciones (4.66) y (4.71) presentan asíntotas cuasi estáticas e impulsivas para un plano cartesiano de abscisa ωt_d y ordenada $x_{ma}/(F/K)$ según la Figura 4.10.

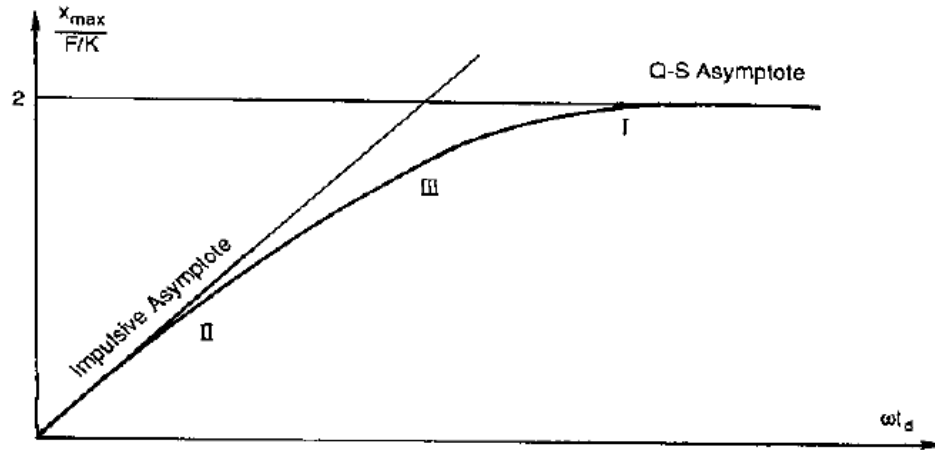


Figura 4.10: Respuesta de 1 GDL a Diferentes Cargas (Smith & Hetherington, 1994).

Para alcanzar las formas de curvas de presión versus impulso, se trabaja la asíntota del caso cuasi estático, según la ecuación (4.66) en

$$\frac{2F}{Kx_{max}} = 1 \quad (4.72)$$

La cual corresponde a una modificación de la asíntota cuasi estática con ordenada $2F/Kx_{max}$. Si se multiplica la abscisa de la Figura 4.10 por la inversa de la nueva ordenada, se obtiene que

$$\frac{Ft_d}{Kx_{max}} \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{2I}{x_{max} \sqrt{KM}} \quad (4.73)$$

De esta manera, utilizando una abscisa de $\frac{I}{x_{max} \sqrt{KM}}$ y una ordenada de $\frac{2F}{Kx_{max}}$, se obtiene la curva presión impulso de la Figura 4.11.

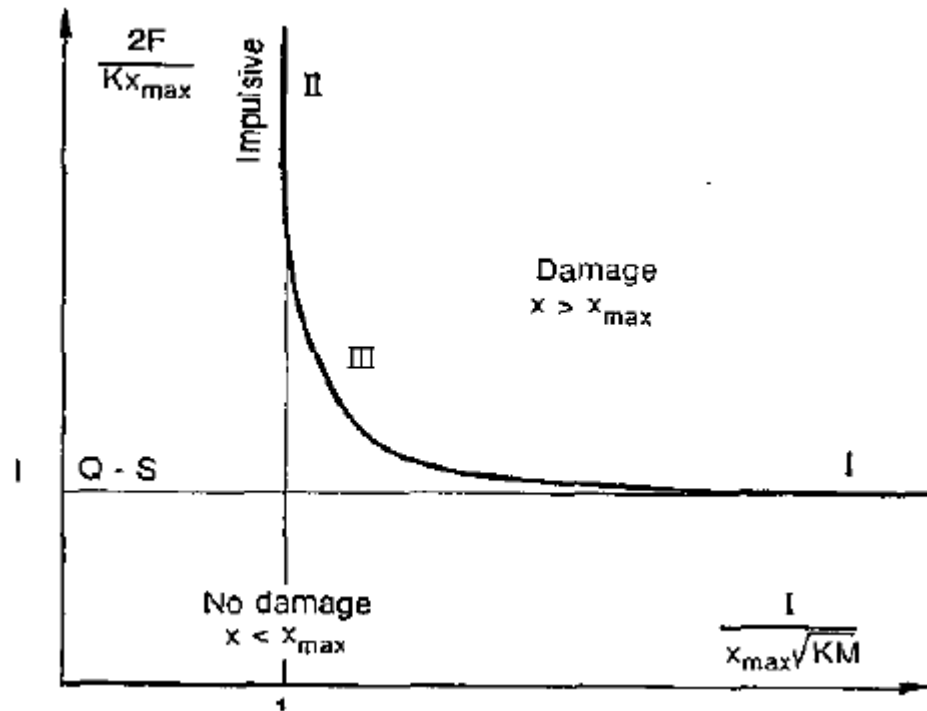


Figura 4.11: Curva Presión-Impulso (Smith & Hetherington, 1994)..

Finalmente, estas curvas pueden ser transformadas de Presión-Impulso a Fuerza-Impulso. De la misma manera anterior, la curva de doble asíntota puede graficarse con otras curvas dando paso a un gráfico de isodaño, donde la región sobre la curva representa el daño del sistema y los puntos cartesianos bajo la curva una configuración sin daño.

Capítulo 5

Software ANSYS: Modelación

A continuación, se detalla el procedimiento para la obtención de modelos usando las herramientas del software de elementos finitos ANSYS Workbench (para modelos estáticos) y ANSYS LS-DYNA (para modelos dinámicos).

5.1. Modelación Estática en ANSYS Workbench

Utilizando el software de diseño AutoCAD 2018, se modela el volumen de hormigón en 3D sin considerar la disposición de armaduras. Es recomendable hacer este proceso con caras perpendiculares unas de otras, evitando problemas de discretización al realizar el *mesh* en ANSYS APDL. Una vez creada la geometría deseada, se procede a exportar en formato **.iges*. Posteriormente, el dibujo **.iges* es importado en ANSYS Workbench donde se ejecuta la discretización de los elementos de hormigón.

Para comenzar, se deben definir en *Main Menu - Preprocessor* distintos tipos de asignaciones.

- *Element Type - Add:* ANSYS recomienda el tipo de elemento SOLID65 para hormigón y BEAM188 para los refuerzos de acero, en caso de modelar una estructura de hormigón armado.
- *Material Props - Material Model:* Se asignan propiedades lineales isotrópicas de los materiales. Modelos constitutivos completos se ingresan directamente, en ANSYS Workbench una vez finalizada la modelación en ANSYS APDL.
- *Sections - Common Sections:* Se definen las secciones de acero en función del plano de armadura estipulado. En caso de que el radio de la sección no sea un número entero, se debe aproximar al entero más cercano. Esto debido a que en el proceso entre ANSYS APDL y Workbench, las secciones con radio decimal desconfiguran el modelo Workbench.

5.1.1. Discretización

El *mesh* del hormigón se realiza de forma hexaédrica, con la finalidad de obtener cubos con aristas adyacentes entre ellos. La geometría, al formarse por elementos hexaédricos, permite la unión de nodos mediante barras de acero BEAM188 con la forma más recta posible. La medida del elemento diferencial va a depender de: la geometría a modelar, los resultados esperados y los tiempos de procesamiento del modelo.

Utilizando la herramienta *Meshing - Mesh Tool*, se ingresan en

- *Element Attributes*: el tipo y material del hormigón definidos en los pasos anteriores.
- *Size Control - Global*: valores para efectuar un *mesh* por cantidad de elementos o por tamaño de elemento.
- *Mesh*: se selecciona la opción *Volume* con *Mesh Hex* con *Auto Sweep*.

El modelo importado desde AutoCAD se convierte en una estructura discretizada, tal como se aprecia para el modelo de viga en la Figura 5.1.

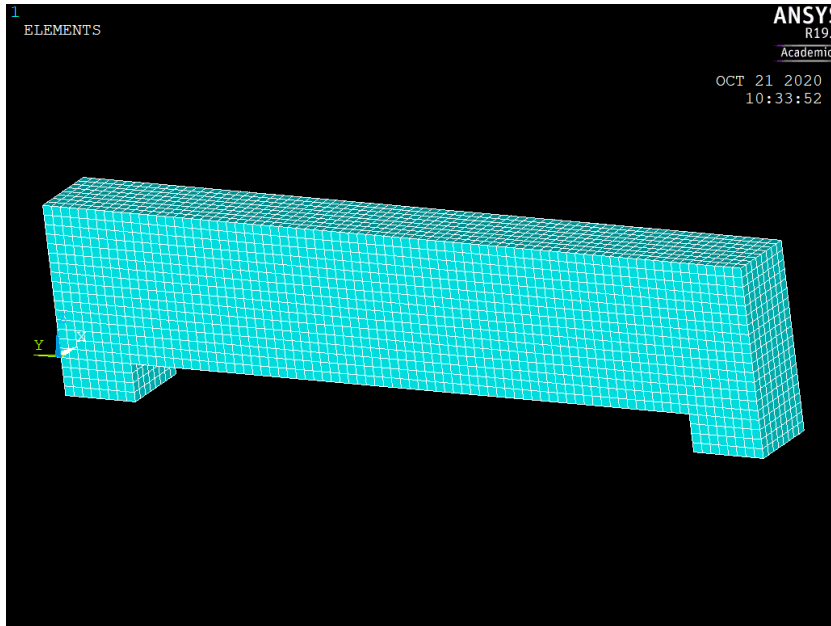


Figura 5.1: Viga Simplemente Apoyada Discretizada en ANSYS APDL.

Paso siguiente es modificar la apariencia del elemento de hormigón, para visibilizar las armaduras que se encuentran dentro del cuerpo. Para ello, se utiliza el comando de la barra superior *PlotCtrls*, seleccionando *Style - Translucency - By Value=1.*, lo que permite observar a través del cuerpo. De la misma manera, *Style - Size and Shape - ESHAPE=ON* permite ver en 3D las barras de refuerzo.

A continuación, se crean los elementos tipo BEAM188 de acero, que modelan las barras de refuerzo. Cada elemento discretizado de acero tendrá una dimensión longitudinal igual a la distancia entre nodos del hexaedro sobre el cual se dibuje. Este método es de suma importancia, ya que posibilita el equilibrio y compatibilidad entre nodos, replicando el comportamiento del acero embebido en el hormigón.

Con las herramientas *Select - Everything* y *Plot - Nodes*, se observa la totalidad de nodos en la estructura, los que sirven de guía para el dibujo de las armaduras. Para la creación de los refuerzos, se debe seleccionar un plano de nodos con la herramienta *Select - Entities -*

Nodes - By Pick, y una vez escogido el sector de dibujo, con el comando *Modeling - Create - Elements - Elem Attributes* se define el tipo de elemento, material y sección de las barras. Posteriormente, con *Auto Numbered - At Coincid Nd* se asume una tolerancia mayor a la distancia entre nodos, en este caso $TOLER=26$, puesto que la discretización de la viga se realiza con hexaedros de 25[mm] de arista, generando barras en los nodos seleccionados que se encuentren distantes a menos de 26 [mm]. Después de esto, se unen los nodos por los cuales pasa el refuerzo con selección *box* para hacer el trabajo más rápido. La viga reforzada se aprecia en la Figura 5.2.

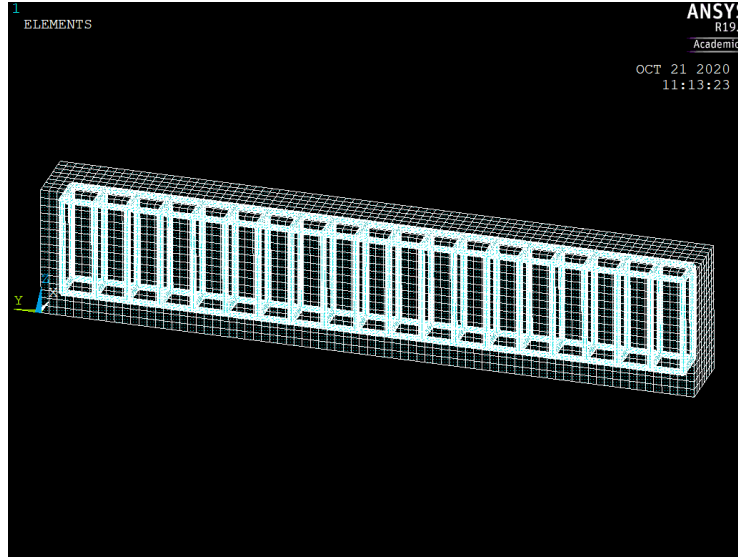


Figura 5.2: Viga Reforzada en ANSYS APDL.

5.1.2. Condiciones de Borde

Ya definidas las propiedades y geometrías del modelo estipulado, se requiere la imposición de condiciones de borde que delimiten el problema. Dentro de ellas se encuentran las cargas, ya sean a desplazamiento control o fuerza control, apoyos y planos de simetría, entre otros.

Debido a que la interfaz de resultados y herramientas para la creación de las condiciones de borde es más amigable en ANSYS Workbench que en ANSYS APDL, se exporta el modelo con la herramienta *Preprocessor - Archive Model - Write* guardando el archivo en formato **.cdb* en carpeta a elección. Paso siguiente, es iniciar ANSYS Workbench, utilizando en *Toolbox* una componente de *External Model* unida con un análisis *Static Structural*. El archivo **.cdb* se carga en el *setup* del *External Model*, para luego arrastrar con click izquierdo el *Setup* de *External Model* a *Model* de *Static Structural*. A continuación, con click derecho se realiza un *update* al *Setup*, *refresh* a *Model* y *update* a *Engineering Data*.

Siguiente paso es definir los materiales en *Engineering Data*, donde se encuentra una gran gama de opciones, las cuales pueden ser modificadas en función de sus parámetros. Cabe destacar que los materiales importados desde ANSYS APDL, vienen definidos como *MAT1*,

$MAT2$, ..., $MATn$ y se les pueden añadir las distintas definiciones disponibles. Luego, se realiza un *update* a *Model* quedando el proyecto según la Figura 5.3.

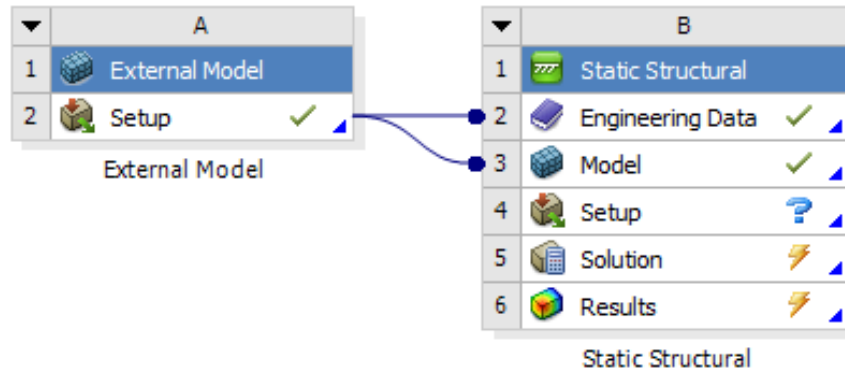


Figura 5.3: Proyecto de Exportación ANSYS APDL a Workbench.

Como se aprecia en la Figura 5.3, *Setup* posee un signo de interrogación en azul, lo que significa que el modelo no posee condiciones de bordes necesarias para realizar un análisis y entregar resultados. Por ese motivo, se hace click dos veces sobre *Setup* para trabajar con el programa *Mechanical* de ANSYS Workbench.

En este panel se definen distintas partes del modelo: geometría, material, sección, sistema coordinado, conexión, discretización, selección, condición de borde y solución, según la Figura 5.4

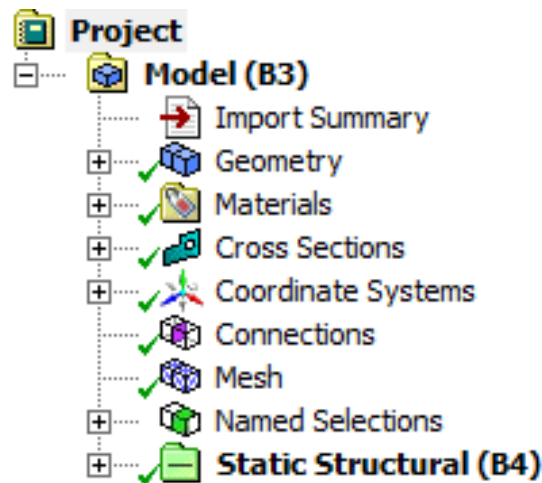


Figura 5.4: Proyecto Viga en ANSYS Mechanical.

En *Geometry* se definen los elementos, en este caso *Solid Body* para la viga de hormigón y *Line Body* para los cuerpos de refuerzo de acero. Cada cuerpo posee asignaciones de materiales, que deben corresponder a lo definido en *Engineering Data*. *Materials* es una sección que viene por defecto de *Engineering Data* y no puede ser modificada en ANSYS

Mechanical. Por otro lado, *Cross Sections* y *Mesh* se definen en ANSYS APDL, por lo que en ANSYS Workbench no se pueden transformar. Tanto *Coordinate Systems* como *Connections* pueden ser modificados dependiendo de los requerimientos del modelo, por ejemplo, se pueden añadir contactos entre cuerpos:

- *Bonded*: No existe separación ni deslizamiento entre las caras o bordes.
- *No Separation*: No permite separación, pero si el deslizamiento ($\mu = \infty$).
- *Frictionless*: Existe separación y deslizamiento ($\mu \neq 0$).
- *Rough*: Existe separación, pero el deslizamiento está restringido ($\mu = 0$).
- *Frictional*: Existe separación y el desplazamiento relativo se da cuando se supera cierta tensión de corte.

En la sección de *Static Structural* se impone la condición de borde de empotramiento en las caras inferiores de las bases, más un apoyo simple sin fricción en \hat{x} que evita el pandeo fuera del plano. A su vez, se aplica una fuerza en \hat{z} aplicada en el centro de la luz de la viga. En cuanto a los resultados, se calculan las deformaciones totales, tensiones de Von Mises, deformación total (lineal + plástica) y tensiones de los refuerzos de acero como se aprecia en la Figura 5.5.

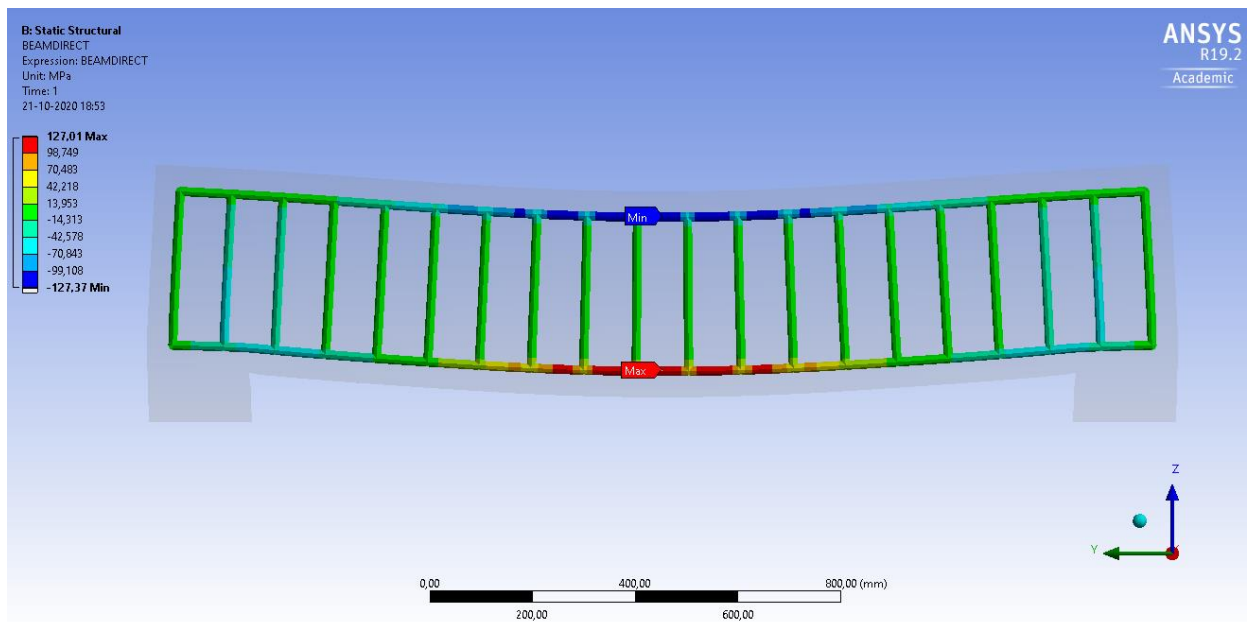


Figura 5.5: Tensiones de Acero para Viga Reforzada en ANSYS Workbench.

5.2. Modelación Dinámica en ANSYS LS-DYNA

En esta sección, se explica los procedimientos para realizar los ensayos explícitos en el software de elementos finitos LS-DYNA. Al igual que en el capítulo anterior de modelación estática, se comienza con un dibujo *.iges en AutoCAD que se exporta a los softwares.

5.2.1. Workbench to LS-DYNA

En primer lugar, se debe habilitar la extensión *LS DYNA* de ANSYS Workbench, la cual permite aplicar condiciones de borde al problema de manera fácil, para luego generar un archivo *.k que es procesado en LS-DYNA. Se comienza con la importación del modelo en la sección *Geometry – Edit in DesignModeler* donde se genera la geometría, teniendo en cuenta la opción *Details of Import – Line Bodies=YES – Generate* para convertir las líneas en cuerpos, ya que esta opción no viene por defecto.

Paso siguiente, se crean las secciones de los refuerzos de acero con *Concept - Cross Section* añadiendo las propiedades pertinentes, para finalmente asignar la sección creada a los cuerpos de línea. La geometría realizada en ANSYS Workbench *Design Modeler*, posee la siguiente forma para el ejemplo de una llave de corte sometida al impacto de un cuerpo, según la Figura 5.6.

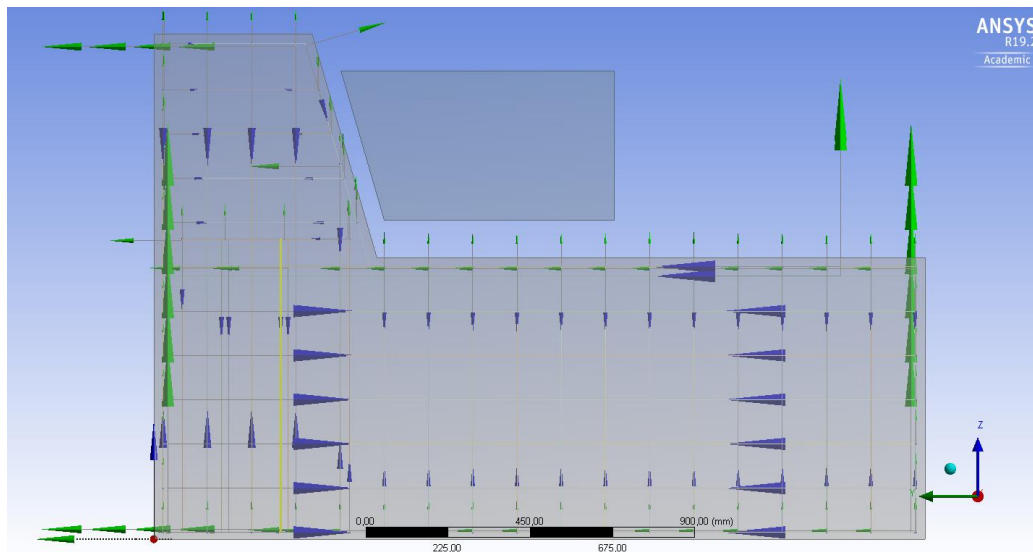


Figura 5.6: Llave de Corte en Design Modeler.

A continuación, se procede a trabajar en el espacio *Model*, donde se aplican las condiciones de borde pertinentes y el *mesh* del cuerpo. Para la discretización del elemento, se pueden ocupar diversas técnicas, formas y tamaños que el usuario crea adecuadas. La libre elección se debe a que en la modelación dinámica, viene por defecto el contacto *Reinforcement* para generar el embebido del acero en el hormigón, no necesitando la unión de nodos de acero con nodos de hormigón de la sección 5.1 Modelación Estática en ANSYS Workbench.

En la pestaña Workbench LS-DYNA, se imponen las condiciones de borde: empotramiento de base de la llave y velocidad inicial del cuerpo que impacta. Sumado a ello, se debe especificar en *Analysis Settings* el tiempo final de estudio y el sistema de unidad de salida con el que se trabaja en LS-DYNA. Cabe destacar que no es necesario asignar materiales en este paso, ya que algunos materiales de la librería Workbench no se importan a LS-DYNA, siendo más eficiente asignarlos directamente en el último software.

Finalmente, con click derecho sobre *Solution* se genera una serie de archivos en la carpeta donde se guarda el proyecto. Considerando que el nombre del proyecto corresponde a **llave.wbpj*, se busca el archivo **llave.k* en las carpetas llaves_files\dp0\SYS\MECH. Este archivo, que puede ser leído y editado en un programa como block de notas, posee toda la información del modelo Workbench para ser importado en LS-DYNA.

5.2.2. LS-PrePost

LS-PrePost, como su nombre lo indica, es un software que permite modificar y crear archivos **.k* previos a ser analizados en un *Launcher* con solucionador de LS-DYNA. En este entorno, se modifican o añaden una serie de configuraciones al modelo como: condiciones de borde, controles, elementos de salida, definiciones, métodos de integración, cargas, materiales, partes y secciones, dentro de otros. Algunas de estas configuraciones, que se aplican en *Keyword Manager*, ya provienen del archivo **.k* de Workbench, pero siempre es necesario revisarlas y modificarlas en caso de ser necesario.

5.2.2.1. *Boundary*

Estos controles permiten definir movimientos, como desplazamiento, velocidad y aceleración, en ciertos nodos. Para efectos de la modelación, se impone un empotramiento en la base de la llave, que viene definido desde Workbench como un *SPC_SET*. Este control permite fijar los nodos de la base con desplazamientos y rotaciones nulos en sus 3 ejes.

5.2.2.2. *Constrained*

Posee la función de restringir el movimiento de nodos en cierta manera. Esta especificación se utiliza para modelar el embebido de las barras de acero dentro del hormigón, cuando el refuerzo es formado por elementos tipo *BEAM*. La función *LAGRANGE_IN_SOLID* (CLIS) provee una aproximación que logra compartir los nodos del acero con los del hormigón, independiente de la coincidencia espacial de los nodos de ambos materiales (Tay et al., 2016). Lo anterior entrega una gran versatilidad al modelo, ya que permite realizar *mesh* independientes de acero y hormigón, y por ende, genera geometrías más exactas.

Este comando se define mediante `SSTYP=MSTYP=1`, `SLAVE=barra_n` y `MASTER=hormigón`. El modelo cuenta con una alta cantidad de definiciones CLIS, debido a que cada barra de refuerzo necesita un comando CLIS.

En caso de que el comando CLIS genere problemas de convergencia, se puede utilizar el comando `BEAM_IN_SOLID` (CBIS) (Livermore Software Technology Corporation, 2018a). En algunos estudios se han detectado diferencias en resultados de conservación de energía entre las componentes CBIS y CLIS, evidenciando incrementos de energía total en modelos CLIS (Chen, 2017). Es por ello, que desde 2014 se trabaja en CBIS, el cual está disponible en versiones de LS-DYNA 19.2 o superior. La función CLIS se define igual a CBIS.

5.2.2.3. *Contact*

Esta función se encarga de la interacción entre cuerpos que no se encuentran unidos. Nuevas versiones de LS-DYNA poseen tipos de contacto `AUTOMATIC` que, a través de algoritmos de búsqueda, proveen contacto entre nodos que no coinciden espacialmente. Para simulaciones de impactos, se recomienda el uso de contacto `SURFACE_TO_SURFACE` (StS) con “tratamientos en dos sentidos”, donde se chequea la penetración de los elementos esclavos en los maestros, y viceversa (Livermore Software Technology Corporation, 2019). En este caso, el actuador y el cuerpo sólido de la llave de corte corresponden a los elementos esclavo y maestro respectivamente.

5.2.2.4. *Control*

Estas opciones vienen por defecto, con la finalidad de ajustar parámetros como: opciones de escalamiento de masa para análisis quasi-estáticos, en los que es necesario aumentar el paso temporal, discretización adaptativa en el tiempo y parámetros para análisis implícitos.

Para un análisis explícito, solo es necesario definir el tiempo de término con `TERMINATION` y el paso temporal con `TIMESTEP`.

5.2.2.5. *Database*

Corresponde al control que permite obtener los resultados y exportarlos para su procesamiento. El usuario es libre de dar click sobre la variedad de resultados que desee recopilar.

5.2.2.6. *ASCII Options*

Cada uno de los comandos anteriores, requiere la definición del espaciamiento temporal con el que se quiere obtener la serie de resultados. Mediante *BNDOUT* se obtienen las fuerzas y energías asociadas a las condiciones de borde del problema, en este caso, las producidas por el actuador. *ELOUT* entrega tensiones y deformaciones asociados a los elementos definidos en el modelo, como lo son cuerpos sólidos de hormigón y elementos viga de acero. *GLSTAT* provee información global sobre los distintos tipos de energía: cinética, interna, total, de deslizamiento, hourglass y de erosión, dentro de otras. *NODOUT* proporciona datos nodales sobre la cinética del modelo: desplazamiento, velocidad y aceleración. *SLEOUT* entrega la energía de deslizamiento entre el actuador y la llave de corte, mientras que *SPCFORC* retorna las fuerzas resultantes en las condiciones de apoyo.

5.2.2.7. *EXTENT_BINARY*

Permite añadir opciones adicionales a los resultados gráficos del post-procesador. Se deben activar controles como *STRFLG=1* para obtener el tensor de deformaciones plástico y *BEAMIP=2* que corresponde al número de puntos de integración en los elementos viga de acero. Los demás controles vienen activados por defecto.

5.2.2.8. *Deformable*

El control posee la opción de un comando automático, *TO_RIGID_AUTOMATIC*, el cual permite a los elementos comportarse de manera rígida en un determinado tiempo y volverse deformable en otro, o viceversa. Esta opción se utiliza para disminuir los tiempos de procesamiento de los modelos, permitiendo que la llave de corte y el actuador se comporten de manera rígida previo a la colisión de ambos cuerpos. Se define que los cuerpos vuelvan a su conducta deformable unos pasos temporales antes del impacto.

5.2.2.9. *Define*

Se utilizan dos controles generales: *COORDINATE_SYSTEM* y *CURVE*. El primero se crea automáticamente según la geometría importada desde AutoCAD. *CURVE* permite definir curvas que no están definidas en LS-DYNA, como lo son: curvas de desplazamiento control, fuerza control, tensión-deformación y efectos de tasa de deformación.

5.2.2.10. *Keyword*

En esta sección se asigna el tamaño de la memoria en unidades de palabra. Para los modelos de esta investigación se recomienda utilizar una memoria promedio superior a los 630 millones, con $N_{CPU}=4$ que corresponde a la cantidad de CPUs a utilizar. La definición de memoria es un proceso de búsqueda iterativo, puesto que, si la memoria es inferior a lo requerido, no se comienza el análisis.

5.2.3. LS-Post

Tras finalizar el proceso anterior, el archivo **.k* posee todas las definiciones necesarias para ser procesado en ANSYS Mechanical APDL Product Launcher. Se utiliza un ambiente de simulación LS-DYNA Solver y un análisis típico. En la pestaña de preferencias, se puede definir la memoria y número de CPUs a ocupar, en caso de no ser definidas en la sección *Keyword*.

La duración de análisis depende del modelo: a mayor discretización de la estructura, mayor tiempo de procesamiento. Lo mismo ocurre con un mayor tiempo de análisis, por ejemplo, un impulso cuasiestático de duración 5 [s] requiere cerca de 30 horas de análisis, versus un impulso de 0.005 [s] con 30 minutos de análisis.

En la carpeta de destino se crean distintos archivos: *d3plot* para la visualización de los cuerpos en un plot 3D en función del tiempo, más los archivos solicitados en la sección *ASCII Options*, que pueden ser cargados en el entorno de *Post-Load* para su visualización mediante gráficos 2D. Con la herramienta *Fringe Component* es posible observar para el hormigón: tensiones y deformaciones en sus 6 diferentes direcciones, deformaciones plásticas como en la Figura 5.7 y las tensiones de Von Mises, Tresca y principales.

Para el acero, en la subsección *Beam*, se grafica en 3D las fuerzas axiales, tensiones axiales como en la Figura 5.8, torsión, corte y deformaciones tanto plásticas como elásticas. Por otro lado, en la subsección *S.Rate*, se observan las tasas de deformación en función del tiempo para los distintos elementos.

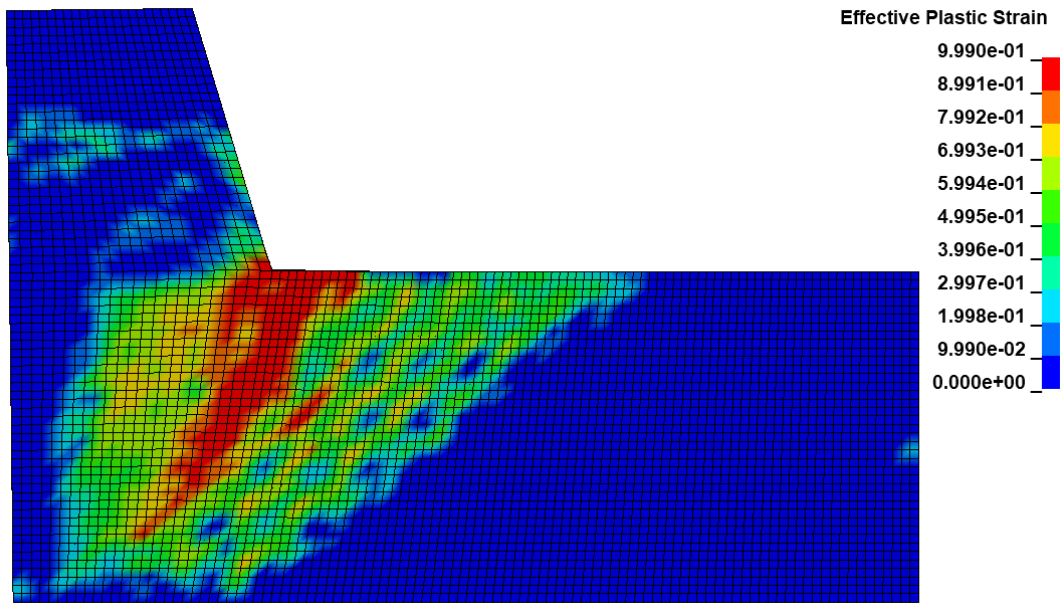


Figura 5.7: Ejemplo de Deformaciones Plásticas del Hormigón en Post-Procesador.

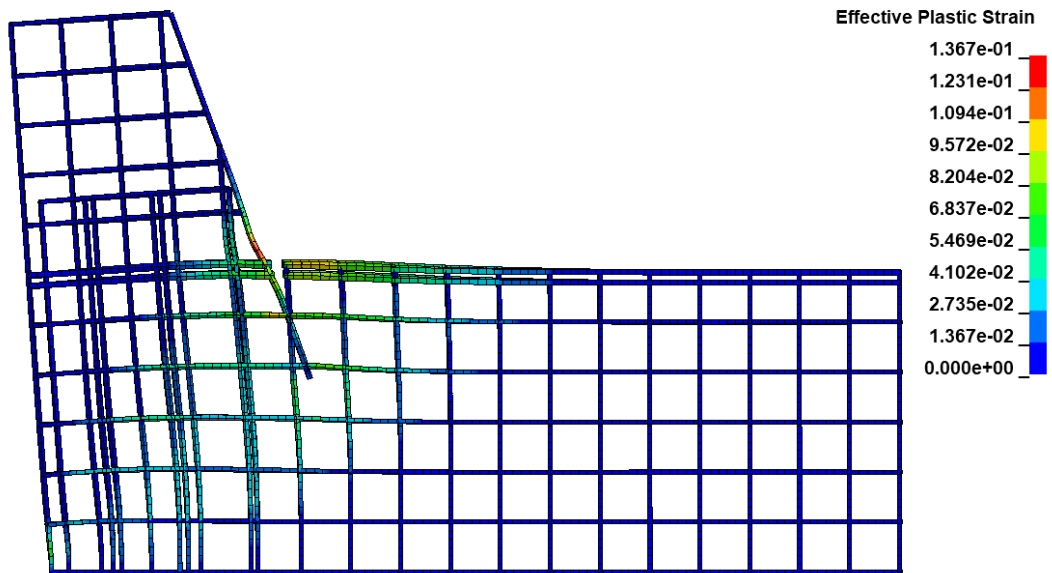


Figura 5.8: Ejemplo de Tensiones de Refuerzos de acero en Post-Procesador.

5.3. Modelos de Elementos Finitos

Siguiendo el procedimiento de modelación explicado anteriormente en este capítulo, se exponen los modelos de elementos finitos para las unidades de llaves Exteriores Monolíticas (E.M.), llaves Exteriores Resilientes (E.R.) y llaves Interiores Monolíticas (I.M.), basándose en las geometrías y cuantías dispuestas en el Capítulo 3.

Los modelos que se presentan en esta sección, tienen la finalidad de reproducir las configuraciones presentes en los Anexos respectivos. A continuación, se presentan imágenes de los cuerpos de hormigón y refuerzos de acero a estudiar en el programa ANSYS LS-DYNA.

5.3.1. Modelos de Elementos Finitos de Llaves Exteriores Monolíticas

5.3.1.1. Modelo 1A E.M.

El modelo de elementos finitos de la llave de corte 1A exterior con junta monolítica, se expone en la Figura 5.9. Se debe considerar que este corresponde al modelo base de todas las unidades a estudiar, por lo que la configuración de hormigón se repite en las unidades posteriores.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

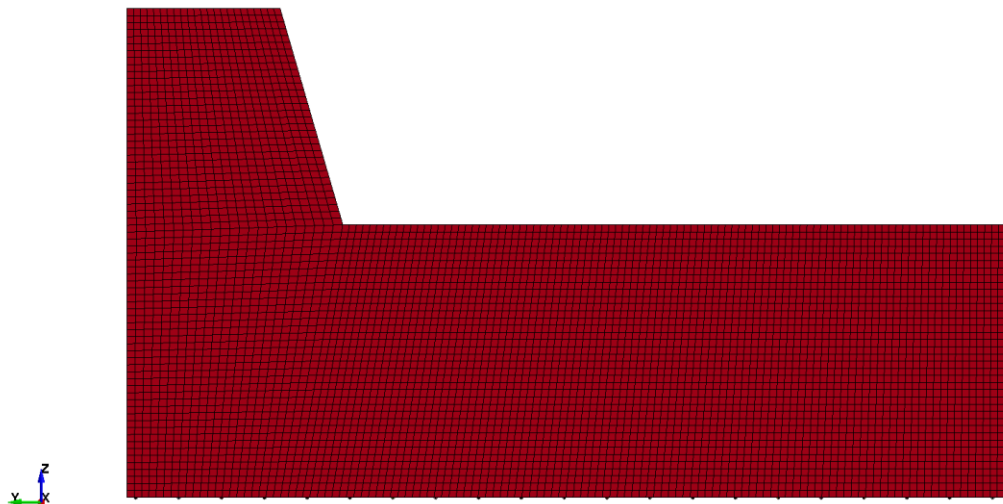


Figura 5.9: Modelo de Llave 1A Exterior Monolítica.

Los refuerzos de acero se presentan en la Figura 5.10, caracterizándose por barras “U” y Diagonales que cruzan la interfaz entre la llave de corte y viga, sumado a una continuidad de refuerzos distribuidos verticales cruzando la interfaz.

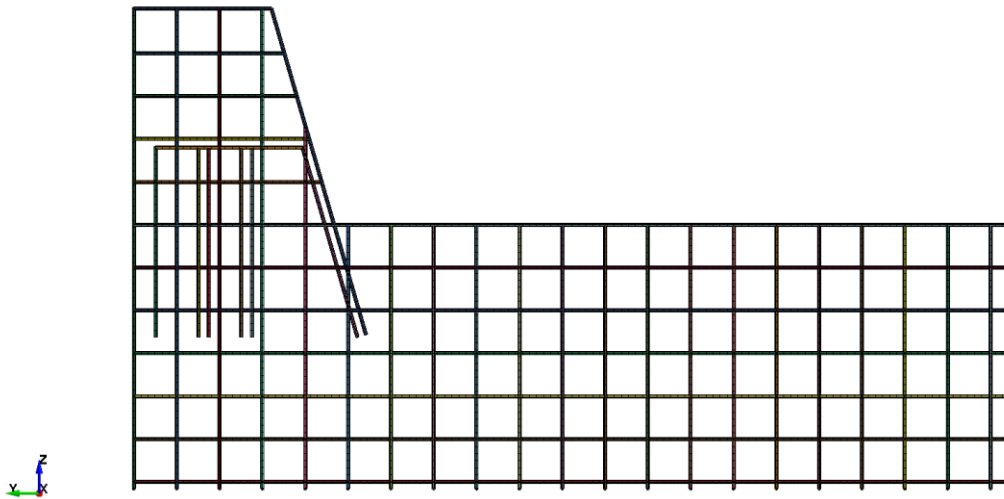


Figura 5.10: Modelo de Refuerzos en Llave 1A Exterior Monolítica.

5.3.1.2. Modelo 1B E.M.

El modelo de elementos finitos de la llave de corte 1B exterior con junta monolítica, se aprecia en la Figura 5.11. El modelo se encuentra rotado para evidenciar la componente de muro espaldar y muro ala que se suman a lo presentado en el modelo anterior.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

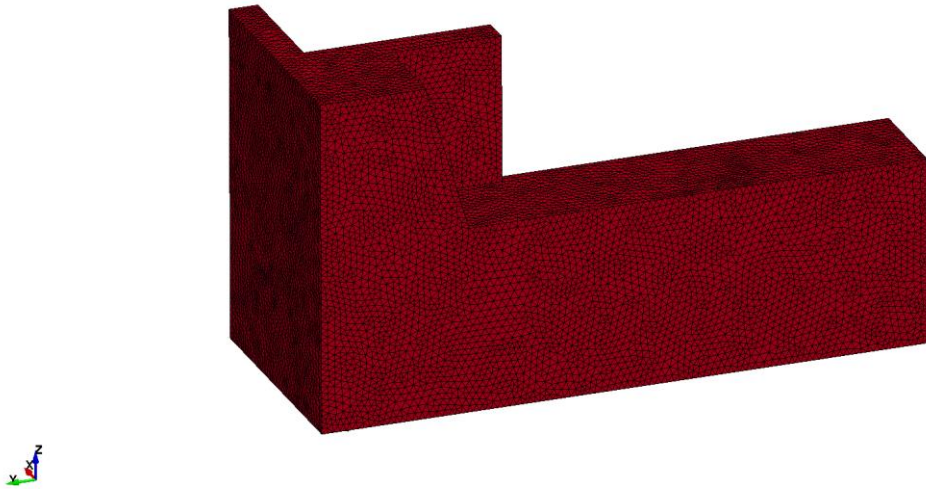


Figura 5.11: Modelo de Llave 1B Exterior Monolítica.

Por otro lado, los refuerzos de acero se observan en la Figura 5.12 mediante una vista frontal, donde se aprecia que la llave de corte sigue la misma distribución de refuerzos que el modelo exterior 1A, salvo que se añaden refuerzos distribuidos en el muro ala y espaldar.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

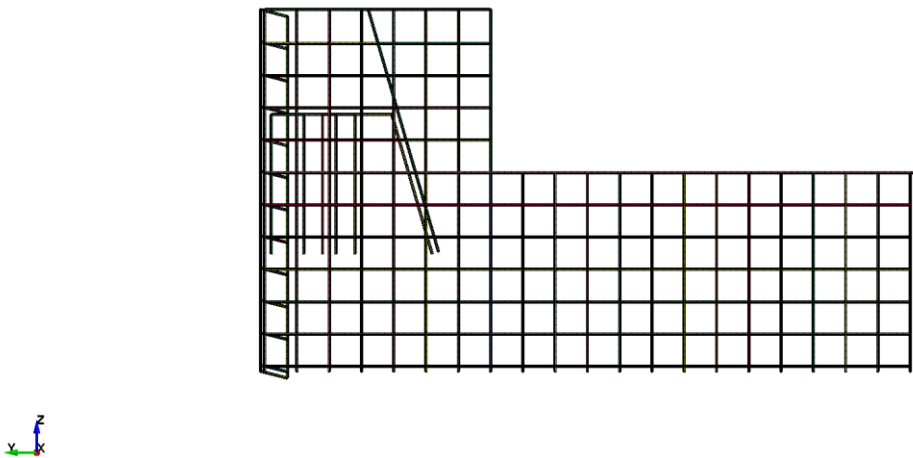


Figura 5.12: Modelo de Refuerzos en Llave 1B Exterior Monolítica.

5.3.1.3. Modelo 2A E.M.

El modelo 2A es idéntico a 1A con respecto a disposición de hormigón, según se observa en la Figura 5.13

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

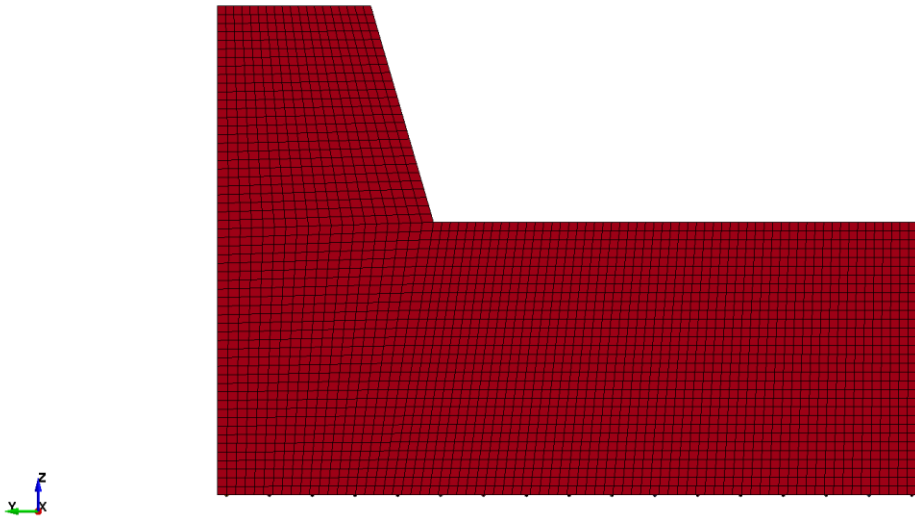


Figura 5.13: Modelo de Llave 2A Exterior Monolítica.

Pero en este caso, solo los refuerzos “U” son los que cruzan la interfaz. En este modelo no traspasan la interfaz las barras diagonales ni los refuerzos distribuidos verticales, según se aprecia en la Figura 5.14.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

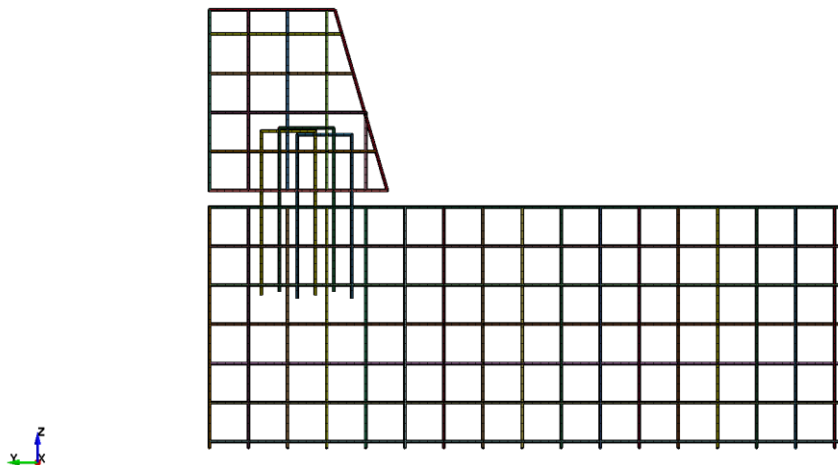


Figura 5.14: Modelo de Refuerzos en Llave 2A Exterior Monolítica.

5.3.1.4. Modelo 2B E.M.

El modelo 2B posee una geometría distinta, ya que se aumenta la altura de la llave de corte y se reduce la base de ella, disminuyendo la interfaz entre la llave de corte y la viga de coronamiento, según detalla la Figura 5.15.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

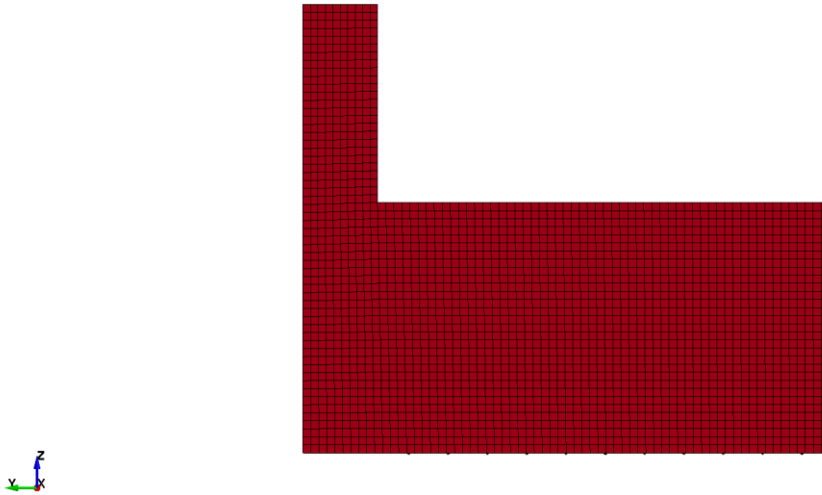


Figura 5.15: Modelo de Llave 2B Exterior Monolítica.

De la misma manera, los refuerzos de acero consideran una disposición diametralmente opuesta a las unidades anteriores. Esto se evidencia en la gran cantidad de estribos dispuestos, diseño típico de un elemento que trabaja a flexión, tal como se ve en la Figura 5.16.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

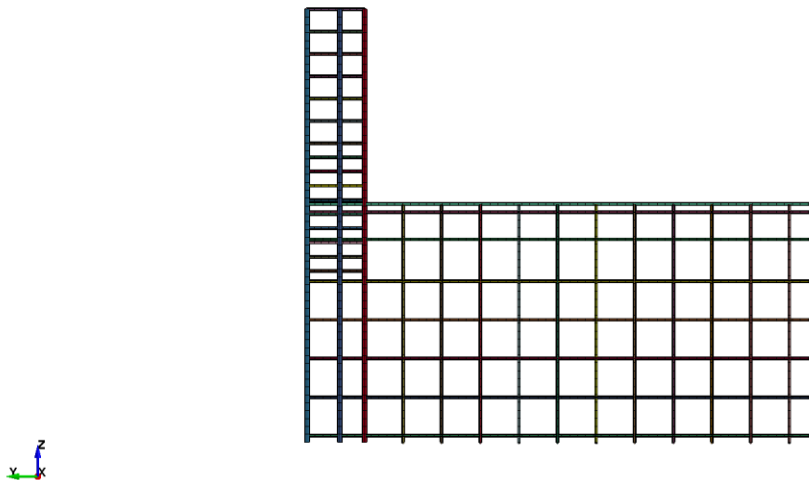


Figura 5.16: Modelo de Refuerzos en Llave 2B Exterior Monolítica.

5.3.1.5. Modelo 4A E.M.

El modelo 4A posee cuerpos de hormigón y viga de coronamiento iguales a las unidades 1A y 2A, tal como se observa en la Figura 5.17.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

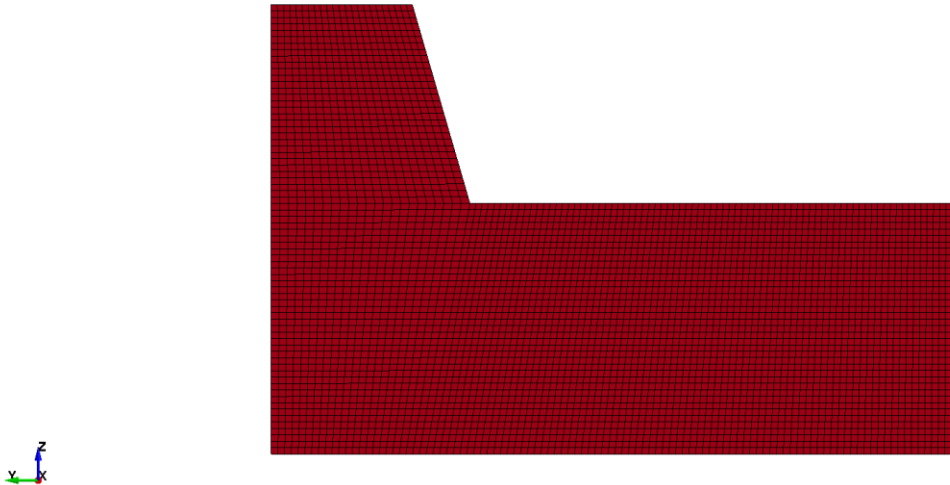


Figura 5.17: Modelo de Llave 4A Exterior Monolítica.

Los refuerzos de acero de esta unidad se presentan en la Figura 5.18, donde se aprecia que las barras “U” se prolongan hasta la base de la llave, además de existir continuidad de refuerzos diagonales y verticales distribuidos a lo largo de la interfaz.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

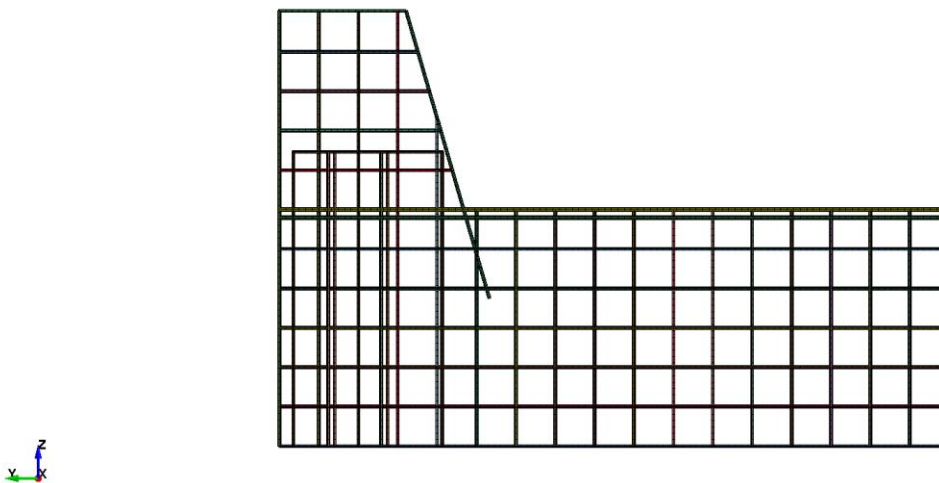


Figura 5.18: Modelo de Refuerzos en Llave 4A Exterior Monolítica.

5.3.1.6. Modelo 4B E.M.

La unidad 4B posee por fuera una forma idéntica a 1A, 2A y 4A según la Figura 5.19.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

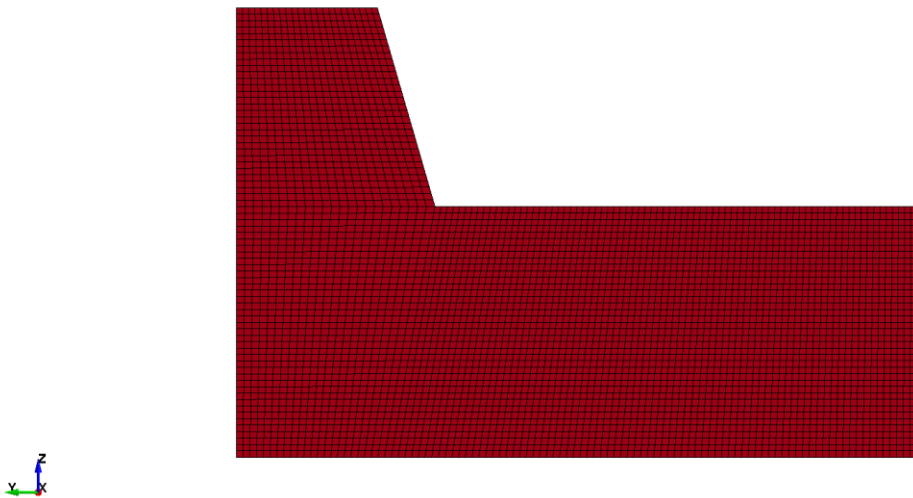


Figura 5.19: Modelo de Llave 4B Exterior Monolítica.

Sin embargo, la unidad 5B no posee continuidad de refuerzos distribuidos verticales en la interfaz, a diferencia de la unidad 5A. La disposición de refuerzos se expone en la Figura 5.20.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

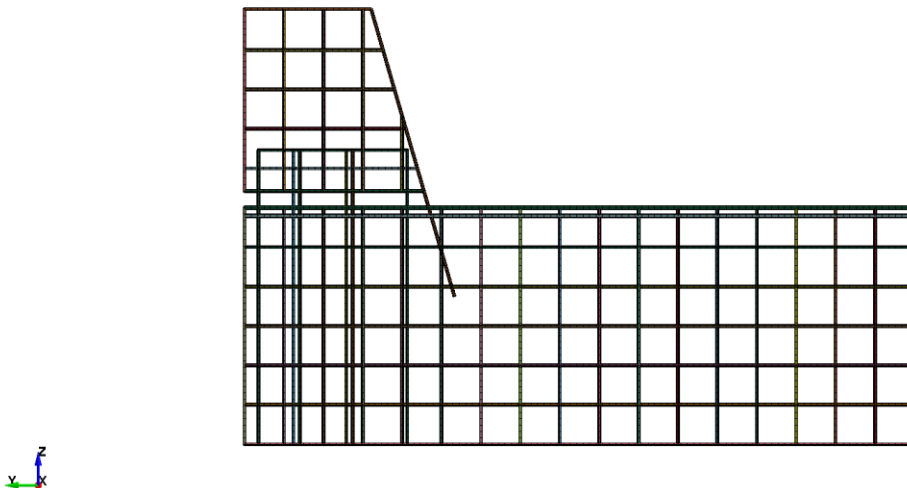


Figura 5.20: Modelo de Refuerzos en Llave 4B Exterior Monolítica.

5.3.2. Modelos de Elementos Finitos de Llaves Exteriores Resilientes

5.3.2.1. Modelo 5A E.R.

El modelo desagregado de la unidad 5A se presenta en la Figura 5.21, donde se observa en rojo y verde los cuerpos de hormigón, que son separados mediante la junta de poliestireno (en azul) descrita en la sección 3.2 Llaves Externas Resilientes.

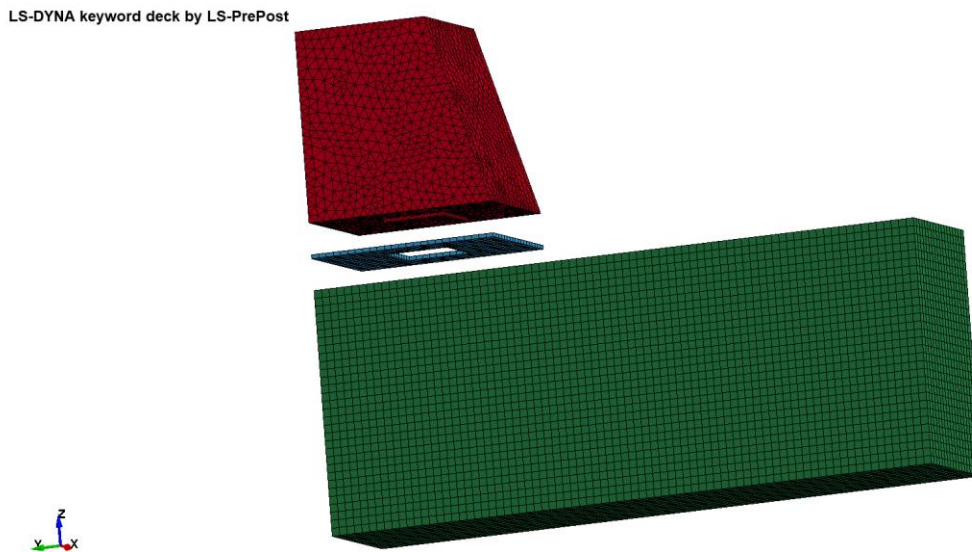


Figura 5.21: Modelo de Llave 5A Exterior Resiliente.

La unión entre la llave de corte y la viga se produce únicamente mediante barras de refuerzo “L” que cruzan la interfaz, como se aprecia en la Figura 5.22.

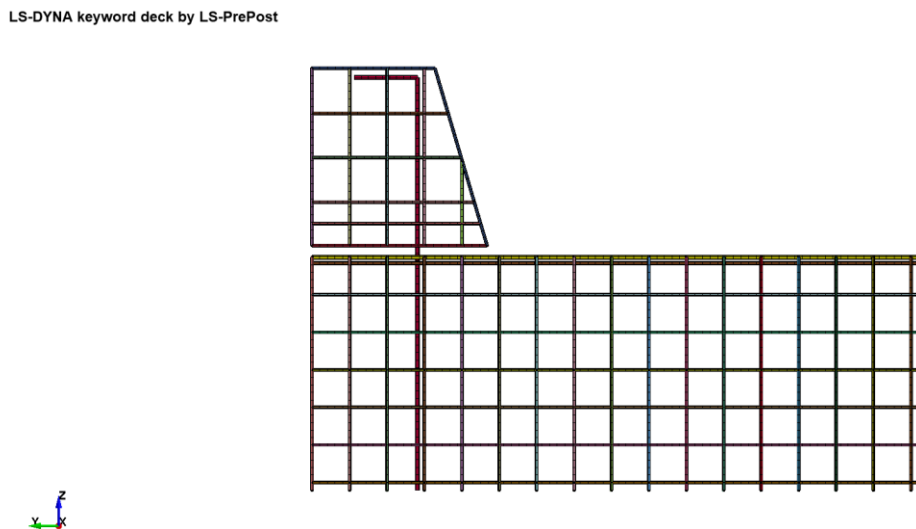


Figura 5.22: Modelo de Refuerzos en Llave 5A Exterior Resiliente.

5.3.2.2. Modelo 5B E.R.

A diferencia del modelo 5A, el modelo 5B no considera un bloque de poliestireno entre la llave y viga de coronamiento, sino que existe un contacto directo hormigón-hormigón, según detalla la Figura 5.23.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

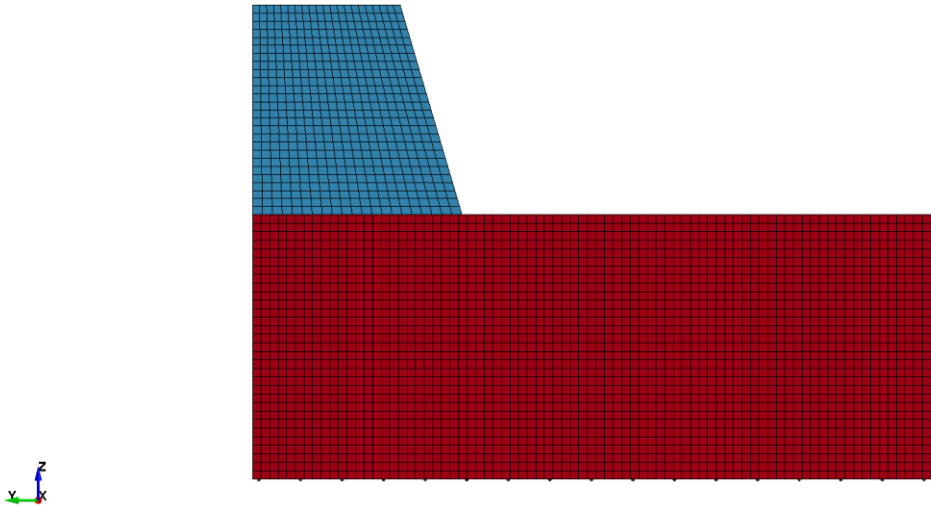


Figura 5.23: Modelo de Llave 5B Exterior Resiliente.

La disposición de refuerzos de acero es idéntica a la unidad 5A, ya que este experimento se centra en los tipos de contacto hormigón-hormigón. Los refuerzos se exponen en la Figura 5.24.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

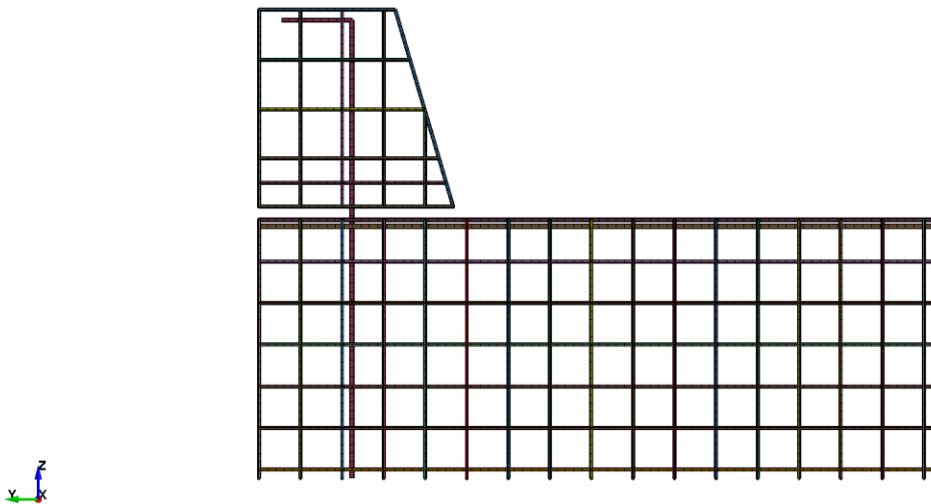


Figura 5.24: Modelo de Refuerzos en Llave 5B Exterior Resiliente.

5.3.3. Modelos de Elementos Finitos de Llaves Interiores Monolíticas

5.3.3.1. Modelo 1A I.M.

La unidad 1A corresponde al modelo base de llave interior conectada monolíticamente a la mesa de apoyo, según describe la Figura 5.25.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

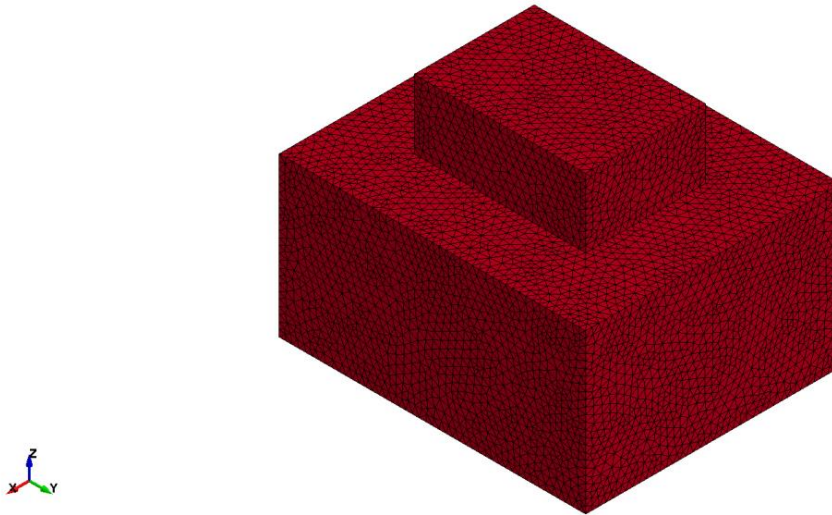


Figura 5.25: Modelo de Llave 1A Interior Monolítica.

La disposición de refuerzos está dada por 3 hileras de “corchetes” dobles, según la Figura 5.26.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

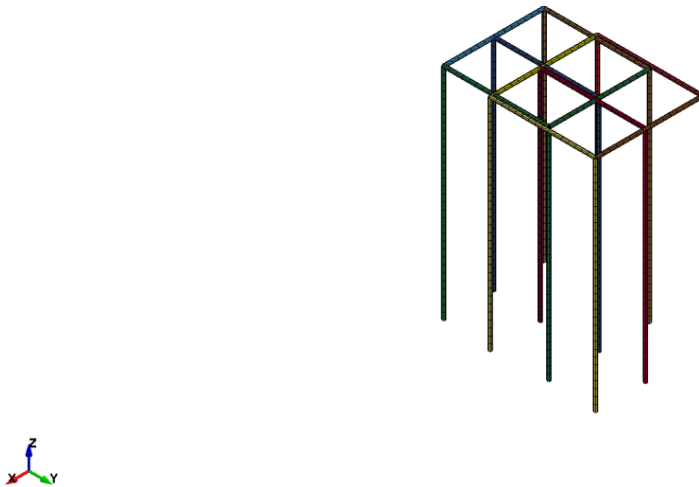


Figura 5.26: Modelo de Refuerzos en Llave 1A Interior Monolítica.

5.3.3.2. Modelo 2A I.M.

La unidad interna 2A es similar a 1A, salvo que la altura de la llave es menor ($\alpha=0.3$), según estipula la Tabla 3.13. La estructura se aprecia en la Figura 5.27.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

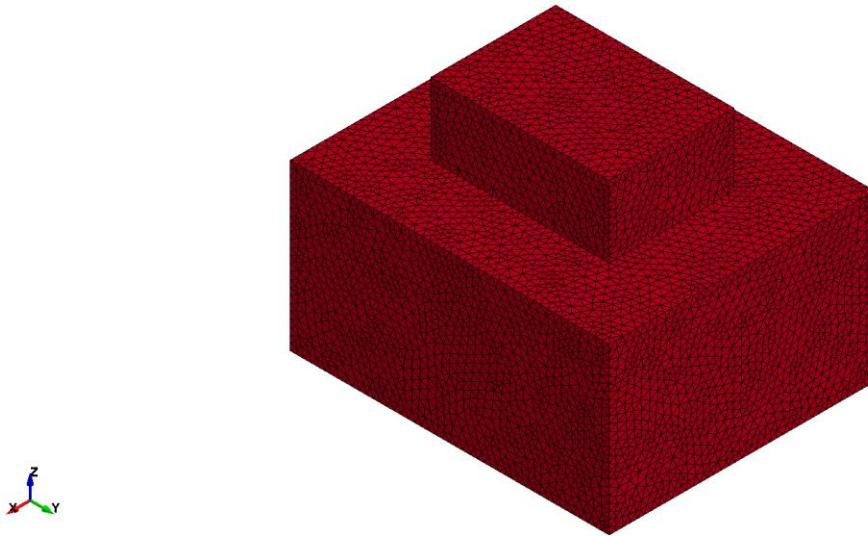


Figura 5.27: Modelo de Llave 2A Interior Monolítica.

La configuración de refuerzos es la misma de la unidad 1A, según señala la Figura 5.28. Esto se debe a que solo se analiza el efecto de cambio de altura en el comportamiento de la llave.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

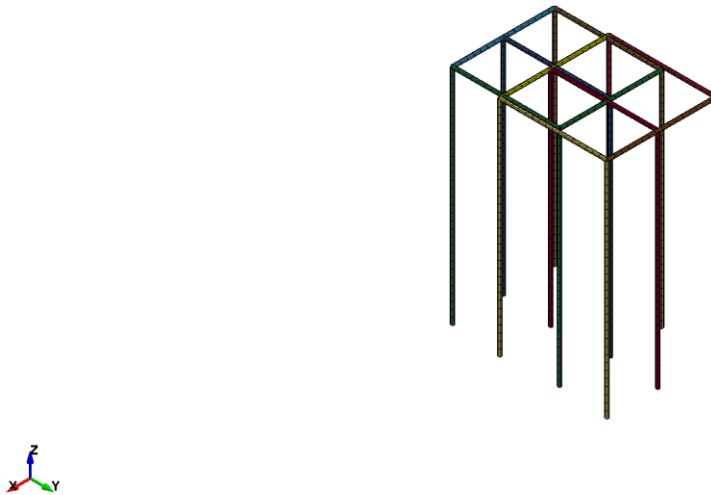


Figura 5.28: Modelo de Refuerzos en Llave 2A Interior Monolítica.

5.3.3.3. Modelo 2B I.M.

De la misma manera que la unidad anterior, se varía la altura de la unidad con respecto a 1A, considerando un coeficiente de aspecto $\alpha=0.5$. La configuración se aprecia en Figura 5.29.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

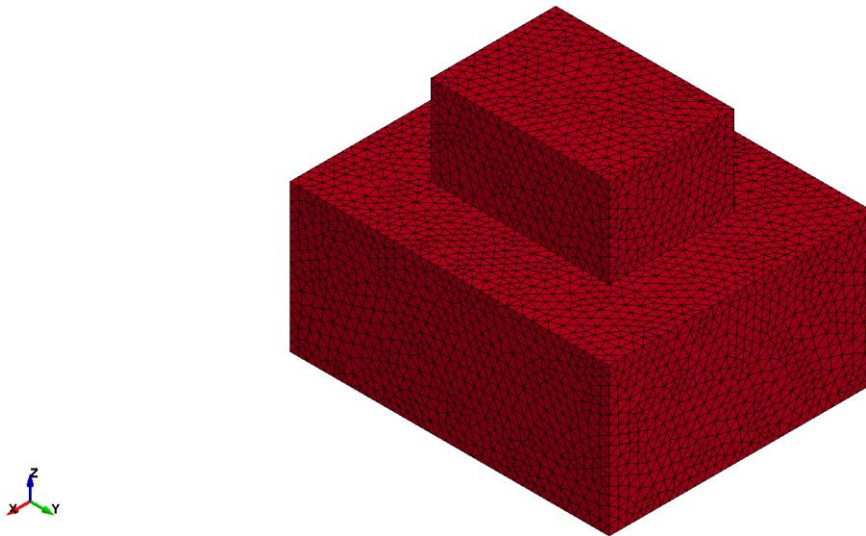


Figura 5.29: Modelo de Llave 2B Interior Monolítica.

Dado que solo interesa ver el efecto de la altura de la unidad, la disposición de refuerzos es la misma de las unidades anteriores. La configuración se muestra en la Figura 5.30.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

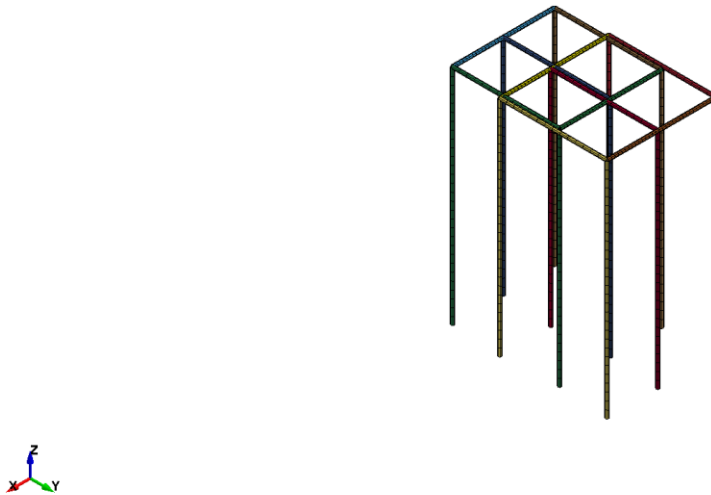


Figura 5.30: Modelo de Refuerzos en Llave 2B Interior Monolítica.

5.3.3.4. Modelo 2C I.M.

La unidad 2C posee un coeficiente de aspecto de $\alpha=0.4$, con una altura de 203 [mm] igual a la configuración 1A, según se muestra en la Figura 5.31.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

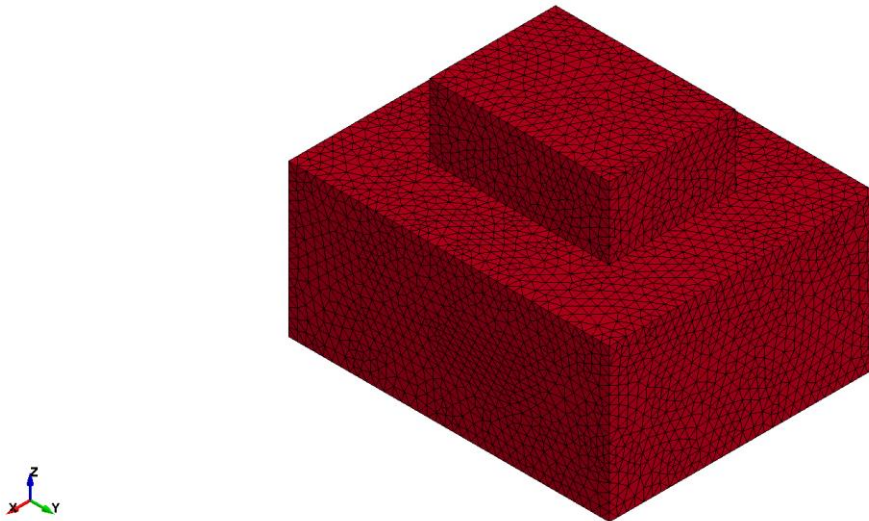


Figura 5.31: Modelo de Llave 2C Interior Monolítica.

Esta unidad pretende entender el comportamiento según la cuantía de refuerzo de la llave. Es por ello que la variable a controlar son las barras de acero, disminuyendo en una hilera los “corchetes”, con respecto a la unidad original, según se aprecia en la Figura 5.32.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

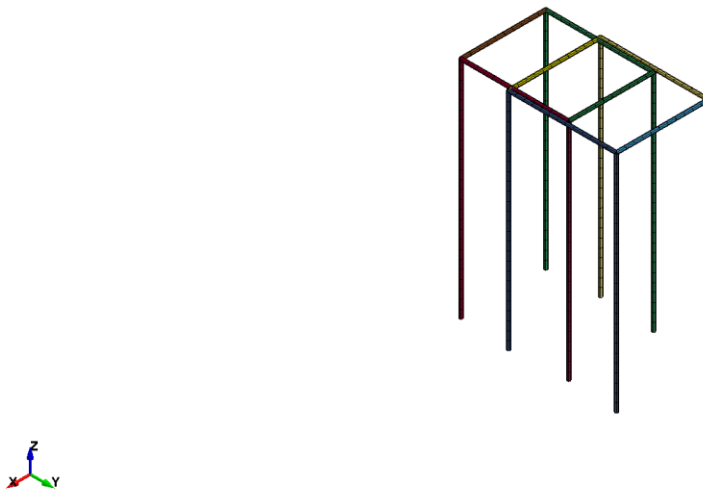


Figura 5.32: Modelo de Refuerzos en Llave 2C Interior Monolítica.

5.3.3.5. Modelo 2D I.M.

La geometría externa de la unidad 2D es idéntica a 1A y 2C, según se observa en la Figura 5.33.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

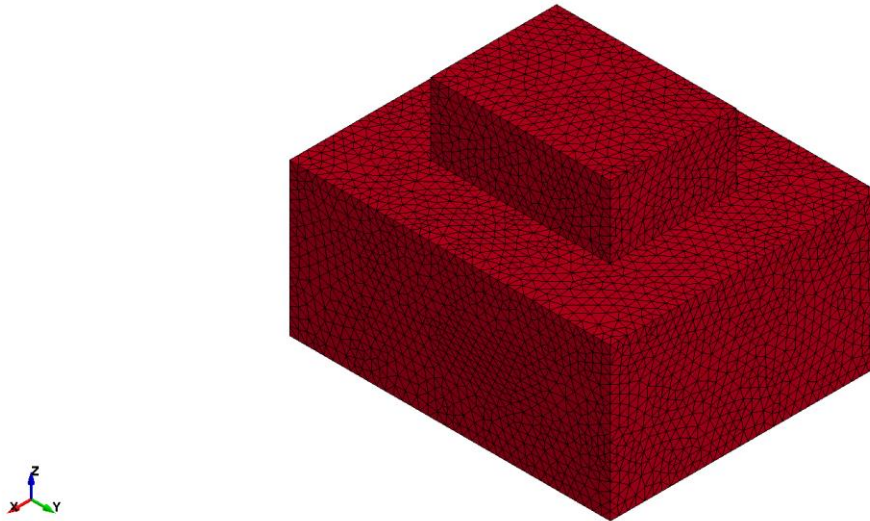


Figura 5.33: Modelo de Llave 2D Interior Monolítica.

La configuración de refuerzos incluye una hilera más de “corchetes” en comparación a la unidad base 1A, según detalla la Figura 5.34.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

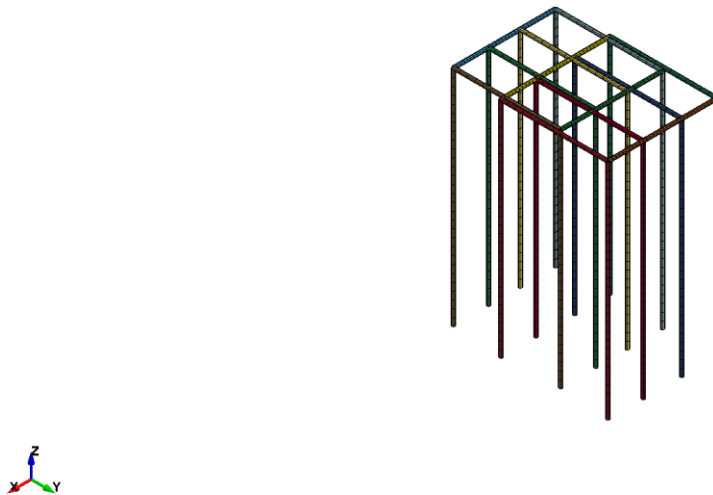


Figura 5.34: Modelo de Refuerzos en Llave 2D Interior Monolítica.

Capítulo 6

Caso de Estudio: Puente Águila Norte

El proyecto FONDEF ID18I10103 elige analizar el puente Águila Norte, ubicado en la ruta G550 que une las localidades de Hospital con Águila Norte, comuna de Paine, Región Metropolitana de Chile. La elección, se basa en que es un puente relativamente cercano a la ciudad de Santiago, posee una baja afluencia de tráfico y sufrió los efectos del Terremoto del Maule 2010 tras 10 meses pasada su inauguración.

Es de importancia mencionar que Hernández et al. (2020) realizan una investigación de daños en puentes de la zona, llegando a la conclusión de que probablemente existió un efecto de sitio importante durante el Terremoto del Maule 2010. En efecto, 5 puentes o pasos sobre nivel a 3 [km] a la redonda, presentaron daños significativos o colapso. Como resultado, los puentes esviados (tablero con curvatura) Romero y el paso sobre nivel Hospital colapsaron, mientras que los pasos Chada, Champa y Azufraderos presentaron daños significativos debido al impacto del tablero con los topes laterales. La Figura 6.1 localiza los puentes mencionados, evidenciando un probable efecto de sitio en la zona.



Figura 6.1: Puentes Colapsados en Zona de Hospital Durante el Terremoto de 2010 (Hernández et al., 2020).

La estructura atraviesa el río Angostura mediante una configuración de puente no esviado, de dos carriles y de longitud total de 148 [m], correspondiente a cinco tramos de 29.6 [m] cada uno. A modo general, el puente posee dos estribos más cuatro cepas de altura variable, como se aprecia en la Figura 6.2.

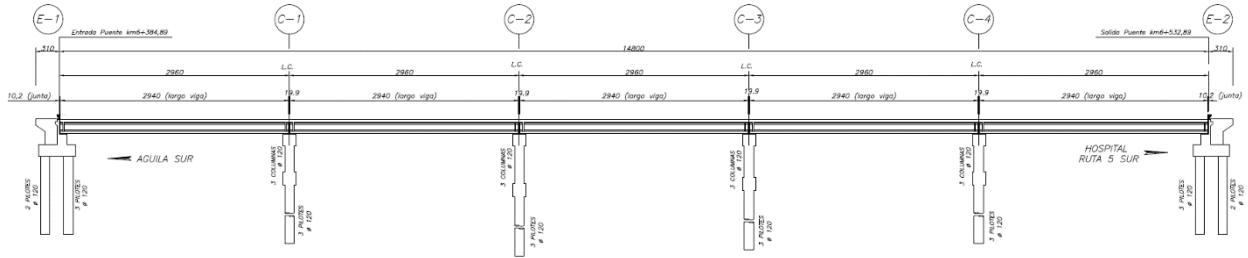


Figura 6.2: Vista General de Puente Águila Norte.

6.1. Cepas

Las cepas poseen una configuración de tres columnas unidas en su parte superior por una viga de coronamiento y en su parte inferior por una viga cabezal. Bajo la viga cabezal, se encuentran tres pilotes de longitud constante para cada una de las cepas, según se aprecia en la Figura 6.3. A su vez, cada columna circular de diámetro 120 [cm], posee 20 refuerzos $\varnothing 28$ y espirales $\varnothing 12@5$, mientras que los pilotes un diámetro de 120 [cm], 27 refuerzos $\varnothing 28$ y espirales $\varnothing 12@20$. Cabe destacar que 7.5 [m] bajo la viga cabezal de pilotes, los espirales son $\varnothing 12@5$ para evitar rótulas plásticas en la zona. El diagrama de armaduras de la viga de coronamiento se expone en la Figura 6.4.

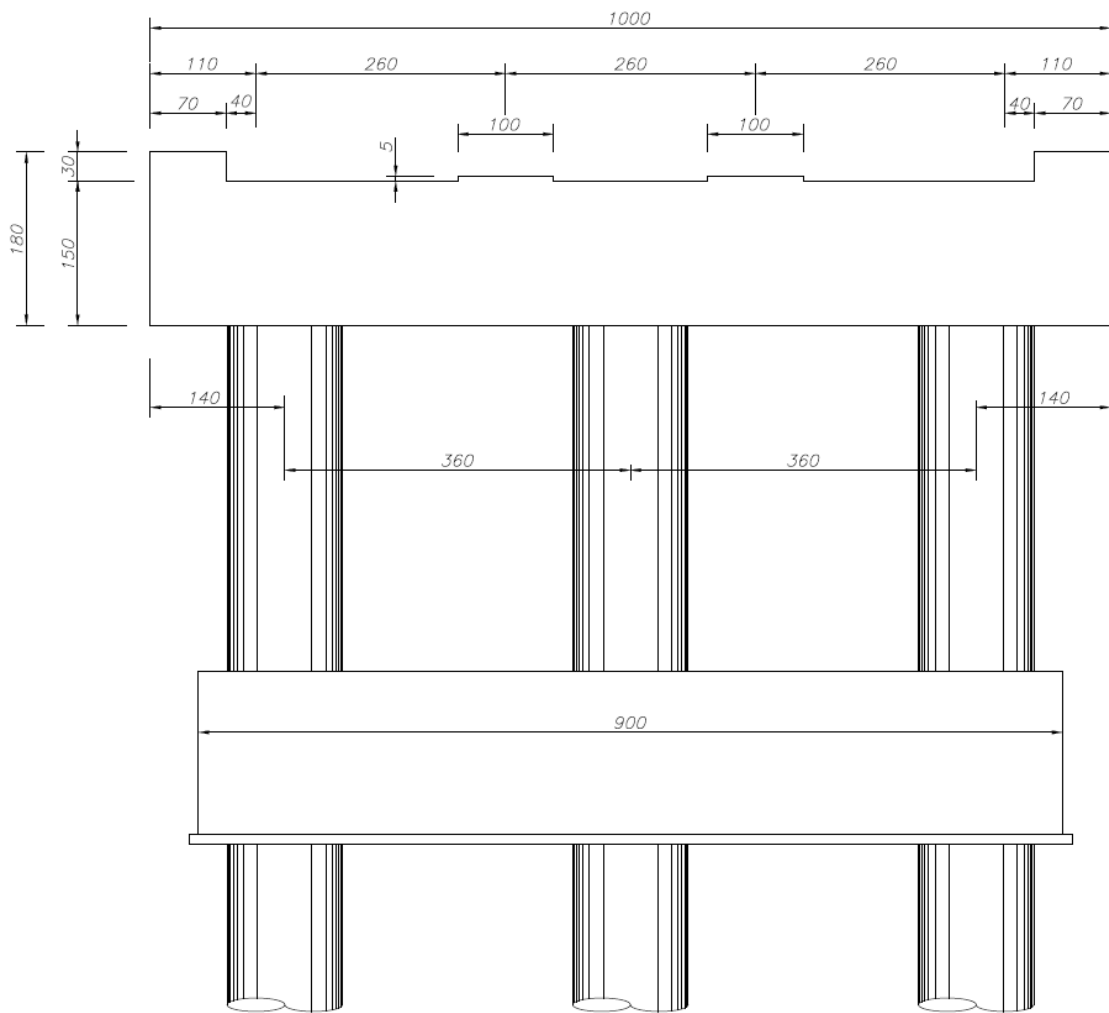


Figura 6.3: Elevación Frontal de Cepa Puente Águila Norte.

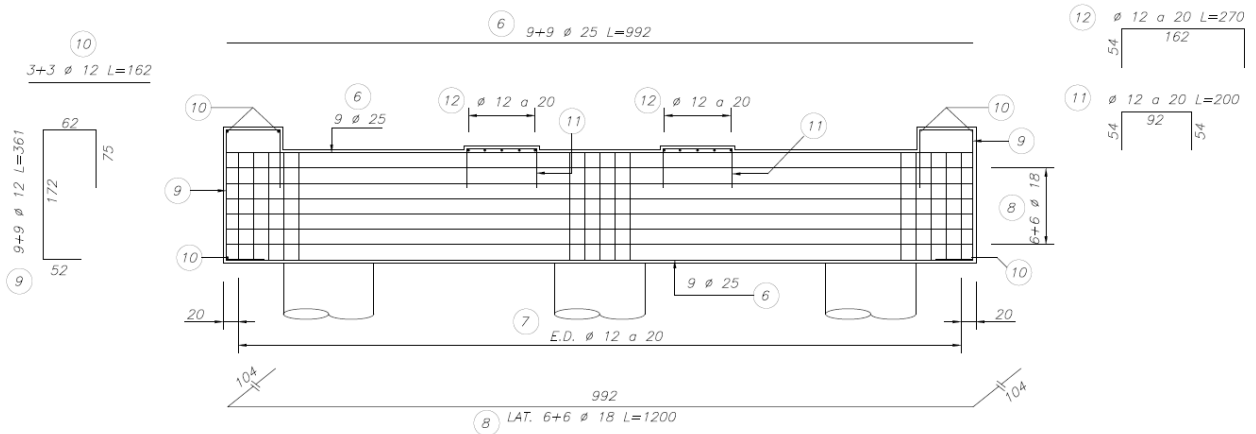


Figura 6.4: Disposición de Armaduras en Viga de Coronamiento Cepa.

Los largos de las columnas y pilotes se exponen en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1: Largos de Columna y Pilotes Cepa Punte Águila Norte.

Cepa	C-1	C-2	C-3	C-4
Largo Columnas [m]	3.3	4.9	4.1	3.3
Largo Pilotes [m]	16.75	16.75	16.75	16.75

En cuanto a las llaves de corte, cada cepa posee dos topes externos de altura 30 [cm], largo de 70 [cm] y ancho de 170 [cm], los cuales poseen una junta monolítica y una alta cuantía de refuerzo horizontal en la interfaz llave/viga en comparación a la cuantía vertical. En efecto, la Tabla 6.2 indica las áreas de refuerzo en la interfaz de cada cepa.

Tabla 6.2: Armaduras Interfaz Llave-Viga Cepa Punte Águila Norte.

Refuerzo Interfaz	Barras	Área de la Sección [mm ²]
Horizontal	9Ø25	4418
Vertical	9Ø12	1018

Se debe señalar que el puente Águila Norte no posee topes sísmicos internos, puesto que previo al año 2010, el Manual de Carreteras no indicaba su inclusión en el diseño de la estructura, según se define en el Capítulo 2 Llaves de Corte en Manual de Carreteras.

6.2. Estribos

En el puente existen dos estribos situados en los extremos, los cuales poseen cinco pilotes de longitud 10 [m] cada uno, muro ala, muro espaldar y dos llaves de corte externas monolíticas de altura 30 [cm], con ancho y largo de 100 [cm]. Un diagrama general se aprecia en la Figura 6.5, donde se representa la mitad del estribo completo. Por otro lado, las armaduras de la llave de corte son similares a la configuración de la cepa, pero en este caso, la armadura horizontal que cruza la interfaz es 5Ø16 y la vertical 5Ø12+Ø12@15, donde la última corresponde a los refuerzos distribuidos verticales. El muro espaldar se arma vertical y horizontalmente con Ø12@20, mientras que el muro ala con refuerzos distribuidos verticales Ø12@20 y refuerzos distribuidos horizontales Ø12@10. La configuración de refuerzos se aprecia en la Figura 6.6, mientras que los planos completos del estribo se encuentran en el ANEXO D. A modos de resumen, en la Tabla 6.3 se indica las áreas de refuerzo en la interfaz llave-viga de los estribos.

Tabla 6.3: Armaduras Interfaz Llave-Viga Estribo Punte Águila Norte.

Refuerzo Interfaz	Barras	Área de la Sección [mm ²]
Horizontal	5Ø16	1005
Vertical	5Ø12+Ø12@15	1244

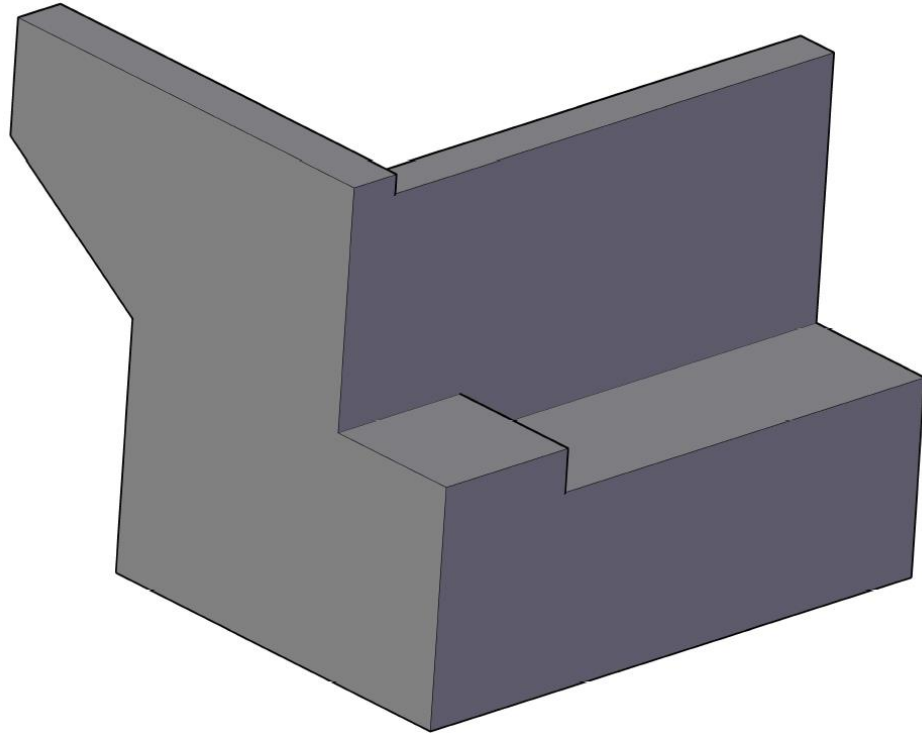


Figura 6.5: Vista General de Mitad de Estribo Puente Águila Norte.

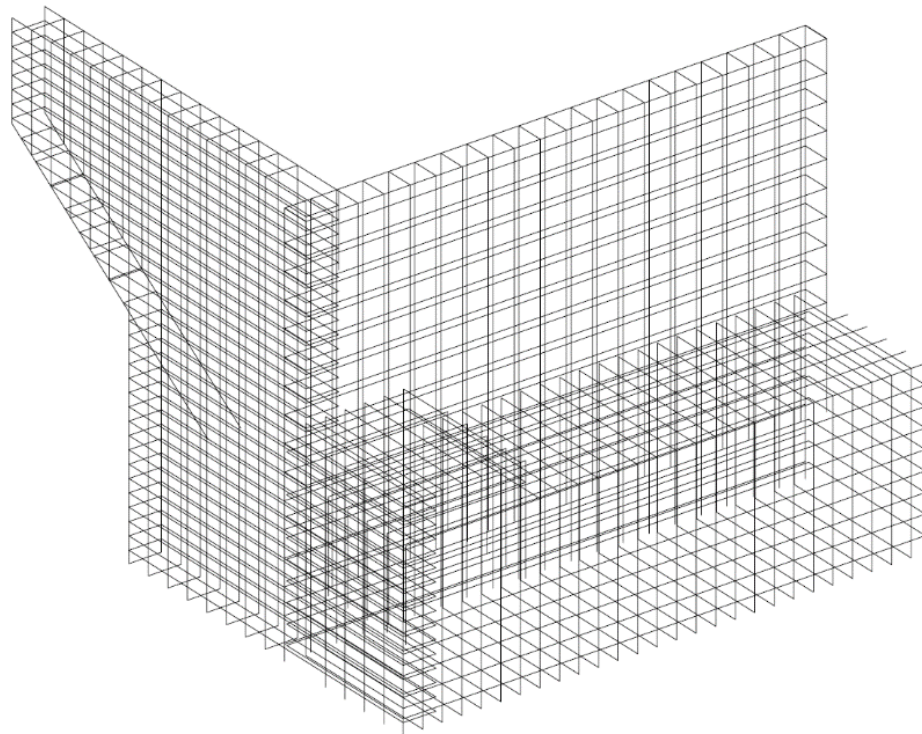


Figura 6.6: Vista General de Refuerzos de Mitad de Estribo Puente Águila Norte.

6.3. Superestructura

El tablero está formado por una losa de hormigón, de 20 [cm] de espesor, junto con cuatro vigas postensadas que en sus extremos se encuentran unidas mediante un travesaño, que actúa como diafragma transversal. El uso de diafragma entre las vigas permite que la estructura desarrolle un movimiento en conjunto durante el impacto sobre los topes, y también, cumple la función de limitar el daño sobre ellas.

Para evaluar los efectos de impactos de la superestructura en los topes, es necesario entender la geometría del actuador: viga de postensado. La Figura 6.7 muestra la sección transversal de las vigas de postensado.

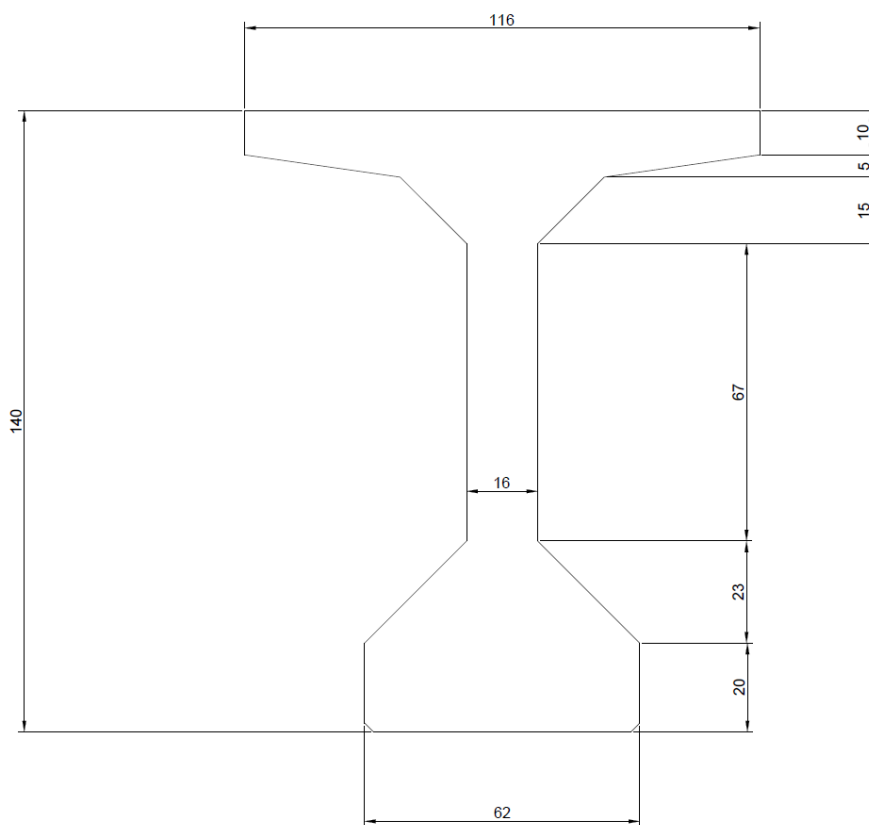


Figura 6.7: Corte de Viga de Postensado Puente Águila Norte.

Por otra parte, el travesaño que se encuentra en el estribo y las cepas, posee refuerzos verticales y horizontales $\text{Ø}10$ con barras $\text{Ø}22$ desplegadas por la parte inferior según expresa la Figura 6.8.

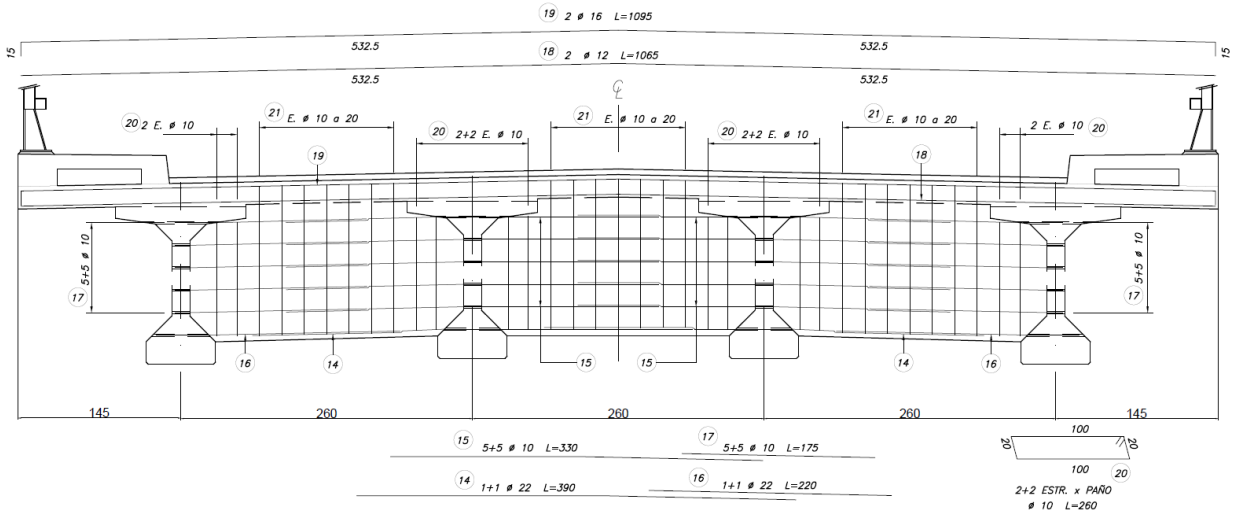


Figura 6.8: Detalle de Travesaño Puente Águila Norte.

6.4. Conexión Superestructura – Infraestructura

La conexión entre los elementos que componen el tablero con las cepas y estribos, está dada principalmente por elastómeros, sobre los que descansan las vigas, y barras sísmicas que limitan los desplazamientos relativos verticales de la superestructura.

6.4.1. Elastómeros

Los elastómeros corresponden a elementos formados por neopreno con placas de acero, que soportan el tablero como apoyo vertical y permiten que la superestructura se desplace transversalmente durante un sismo. Lo anterior se basa en que las vigas puedan volver a su posición inicial y que no existan desplazamientos residuales importantes.

El puente Águila Norte posee dos tipos de elastómeros: uno para las cepas y otro para los estribos. Cada cepa posee 8 elastómeros y cada estribo 4. El neopreno utilizado posee una dureza 60° “shore A” y placas de acero A37-24ES con dimensión 410x410x2 [mm], con la siguiente configuración según indica la Tabla 6.4.

Tabla 6.4: Dimensiones de Apoyo Elastomérico Puente Águila Norte.

Unidad	N° Placas de Acero	Largo [mm]	Ancho [mm]	Alto [mm]
E. Cepa	5	420	420	60
E. Estribo	7	420	420	80

6.4.2. Barras Sísmicas

Las barras sísmicas son elementos de acero que conectan la superestructura con la infraestructura, donde la barra se encuentra embebida dentro de la viga de coronamiento de la cepa-estribo (infraestructura) y anclada mediante un perno a la superestructura. En caso de existir un travesaño, como en el caso de estudio, las barras sísmicas atraviesan el diafragma por medio de un tubo de PVC que no permite el contacto de la barra con el hormigón. El Manual de Carreteras (2018) indica que las barras deben tener un diámetro mayor o igual a $\varnothing 22$ y cumplir la norma ASTM A760M.

Las barras sísmicas se han utilizado con el fin de tomar carga vertical, pero estudios recientes indican que estos elementos aportan a la respuesta transversal de la estructura, ya que al generarse desplazamientos relativos transversales entre la superestructura y la infraestructura, las barras se inclinan y toman parte de la carga horizontal, según describe Martínez (2015).

El puente Águila Norte posee 6 barras sísmicas por diafragma, es decir 60 barras correspondientes a 12 en cada cepa y 6 en cada estribo. El acero que se utiliza corresponde a un A63-42H con barras de diámetro $\varnothing 22$ y altura libre que varía entre los 32.5 y 36.4 [cm] dependiendo de la ubicación de las barras dentro del travesaño.

En la Figura 6.9 se aprecia la configuración de barras sísmicas y elastómeros, donde se observan barras con una altura libre que varía dependiendo de la pendiente del travesaño. Cabe destacar que los planos indican que la longitud de anclaje se debe realizar según lo estipulado en la AASHTO (1996). Es importante notar que la Figura 6.9 plantea un gap de 5 [cm] entre la viga de postensado y el tope sísmico.

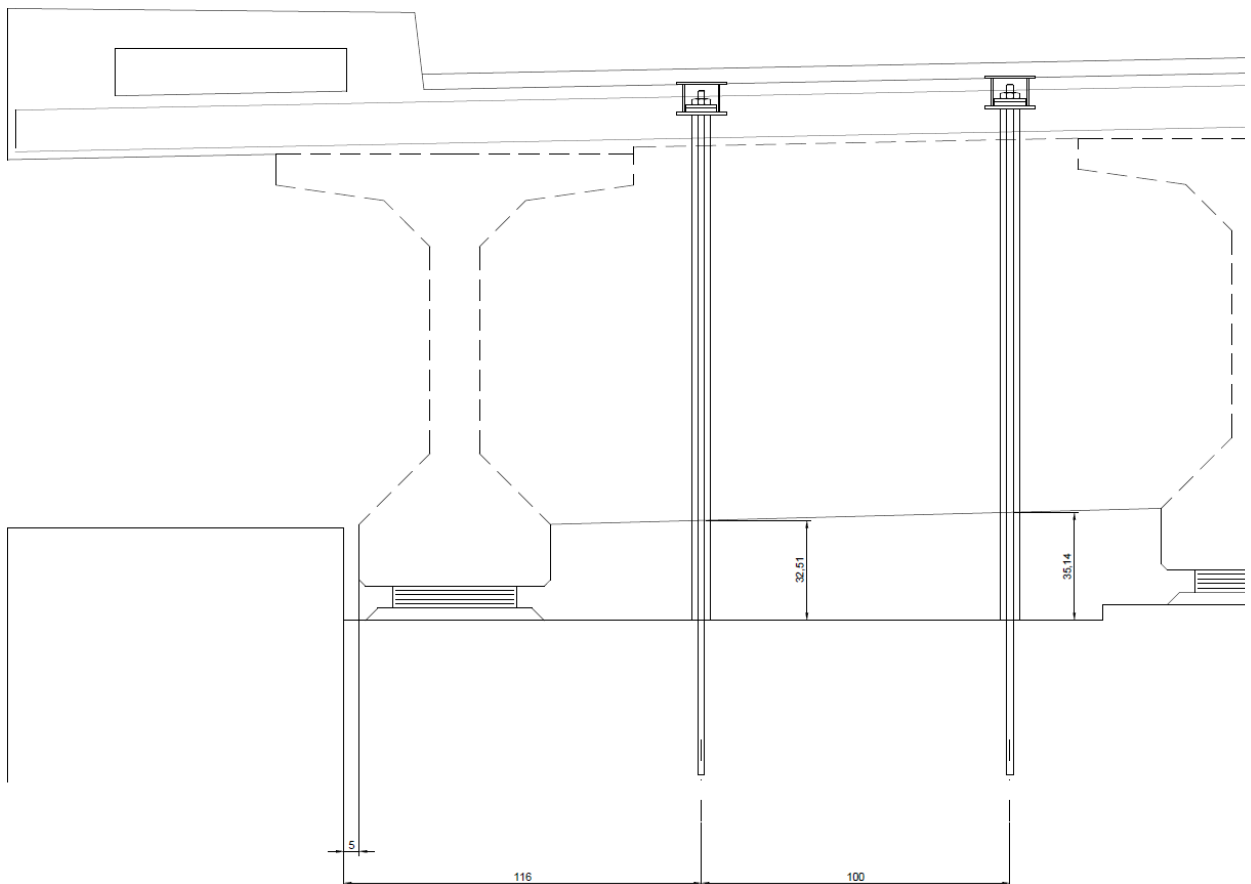


Figura 6.9: Detalle de Travesaño con Barras Sísmicas y Elastómeros en Puente Águila Norte.

6.5. Especificaciones Técnicas

El puente está formado por hormigón armado, sin embargo, las resistencias del hormigón y acero pueden variar en función de los elementos del puente, al igual que los recubrimientos requeridos. La información respectiva a cada estructura se detalla en las Tabla 6.5 a Tabla 6.10.

Tabla 6.5: Materiales de Superestructura Puente Águila Norte.

Elemento	Tipo
Acero	A63-42H
Hormigón	H30
Hormigón Viga Postensada	H40

Tabla 6.6: Recubrimientos de Superestructura Puente Águila Norte.

Elemento	Recubrimiento [cm]
Cara Superior de Losa	3.8
Resto	2.5

Tabla 6.7: Materiales de Estribo Puente Águila Norte.

Elemento	Tipo
Acero	A63-42H
Hormigón	H30
Emplantillado	H10
Acero de Pilotes	A63-42H
Hormigón de Pilotes	H30

Tabla 6.8: Recubrimientos de Estribo Puente Águila Norte.

Elemento	Recubrimiento [cm]
Elevación	4.0
Fundación	5.0
Pilotes Preexcavados	7.5

Tabla 6.9: Materiales de Cepa Puente Águila Norte.

Elemento	Tipo
Acero	A63-42H
Hormigón	H30

Tabla 6.10: Recubrimientos de Cepa Puente Águila Norte.

Elemento	Recubrimiento [cm]
Cabezal de Columnas	4.0
Cabezal de Pilotes	5.0
Columnas y Pilotes	7.5

6.6. Memoria de Cálculo

La empresa INGELOG S.A., a cargo del desarrollo del proyecto Puente Águila Norte, facilita su memoria de cálculo para ingeniería básica. En este documento se encuentran los cálculos de peso y descarga del tablero sobre cepas y estribos. A modo de resumen, la Tabla 6.11 indica los pesos de cada uno de los elementos de la superestructura por cada sección de tablero, mientras que la Tabla 6.12 las descargas en cepas y estribos.

Tabla 6.11: Peso de Sección de Tablero Puente Águila Norte.

Elemento	Densidad [Ton/m ³]	Peso [Ton]
Losa	2.5	158.36
Baranda Anti-Impacto	0.06	3.55
2 Pasillos	2.5	37.46
Pavimento	2.4	28.42
Travesaño Exterior	2.5	9.68
Travesaño Interior	2.5	8.64
4 Vigas	2.5	177.07
	TOTAL	423.18

Tabla 6.12: Descarga de Tablero en Ceba y Estribo Puente Águila Norte.

Estructura	Descarga de Tablero [Ton]
Ceba	423.18
Estribo	211.59

6.7. Observación de Daños

La siguiente sección trata sobre los daños observados en topes sísmicos exteriores de cepas y estribos del puente Águila Norte, mediante campañas de medición y visitas a terreno. Para el caso del estribo, la Figura 6.10 indica que en la llave de corte Norte del estribo 2, correspondiente al estribo cercano a la localidad de Hospital y al acceso a la Ruta 5, existe una reparación producto de una fractura en la viga de coronamiento. El sombreado rojo se utiliza para localizar el sector de reparación. Se infiere la existencia de grietas horizontales y diagonales que se propagan a través de la viga de coronamiento. Como se aprecia, la viga de postensado que impacta sobre el tope no posee daño aparente.



Figura 6.10: Reparación de Estribo 2 Puesto Águila Norte.

Por otro lado, para el caso de las cepas, algunas presentan claros indicios de fractura y posterior reparación, tal como lo indica el tope expuesto en la Figura 6.11. En esta figura se aprecia que ambas secciones del tablero impactaron con las llaves de corte, induciendo la necesidad de restauración. A diferencia del estribo, las llaves dañadas en las cepas requieren una remediación completa, puesto que la fractura probablemente se propaga hasta el exterior de la viga cabezal de columnas.

Otro patrón de fallas, que se aprecia en cada una de las cepas, corresponde a grietas diagonales según la Figura 6.12 y Figura 6.13, donde cada extremo de la viga cabezal de columnas posee dos fracturas principales que se inician en la intersección de la parte superior de la viga con las barras sísmicas, propagándose a la intersección de la viga de coronamiento con las columnas. Este patrón de fallas diagonales, junto con la reparación de los topes externos, se observa en cada una de las cepas del puente. Sin embargo, la cepa 3 no presenta reparación del tope externo sur.



Figura 6.11: Reparación de Tope Exterior Sur Cepa 2 Puente Águila Norte.



Figura 6.12: Patrón de Daño en Viga de Coronamiento Cepa 1 Puente Águila Norte.



Figura 6.13: Patrón de Daño en Viga de Coronamiento Cepa 4 Puente Águila Norte.

A modo de resumen, la Tabla 6.13 indica las unidades de cepas que presentaron algún tipo de reparación tras el Terremoto del Maule 2010. La numeración de las unidades se basan en lo estipulado en la Vista General del Puente (Figura 6.2).

Tabla 6.13: Reparación en Cepas de Puente Águila Norte.

Unidad	Tope Norte	Tope Sur	Diagonal Cabezal Norte	Diagonal Cabezal Sur
Cepa 1	Reparación	Reparación	Reparación	Reparación
Cepa 2	Reparación	Reparación	Reparación	Reparación
Cepa 3	Reparación	Daño Leve S/R	Reparación	Reparación
Cepa 4	Reparación	Reparación	Reparación	Reparación

S/R= Sin Reparación

6.8. Modelos de Elementos Finitos de Puente Águila Norte

Tanto para el caso de la cepa como del estribo, se realizan dos modelos para cada uno: modelo simple y completo. El modelo simple se limita a la viga de coronamiento más la llave de corte, con una condición de empotramiento en la base de la viga, intentando emular los experimentos de Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007). Por otro lado, los modelos completos consideran estructuras que aportan al sistema viga-llave y la condición de apoyo de la viga de coronamiento depende de las condiciones de borde reales del Puente Águila Norte.

6.8.1. Modelo Estribo Simple E.M.

El estribo simple es un modelo de la mitad del estribo, considerando la viga de coronamiento empotrada en su base más una llave de corte exterior monolítica sobre la viga de coronamiento, según se aprecia en las Figura 6.14. La vista frontal de los refuerzos de acero se observan en la Figura 6.15, donde se exponen barras que cruzan la interfaz de manera vertical y horizontal.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

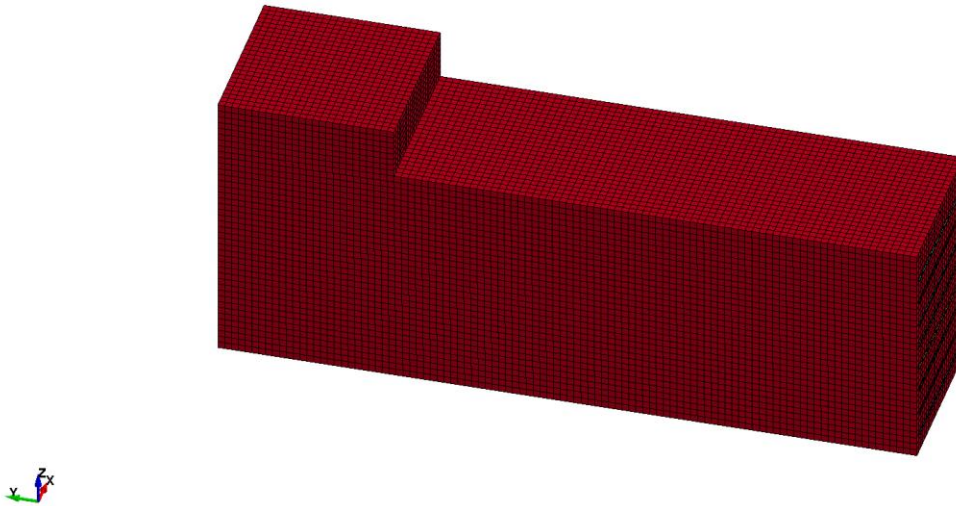


Figura 6.14: Vista de Hormigón en Modelo Estribo Simple de Puente Águila Norte.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

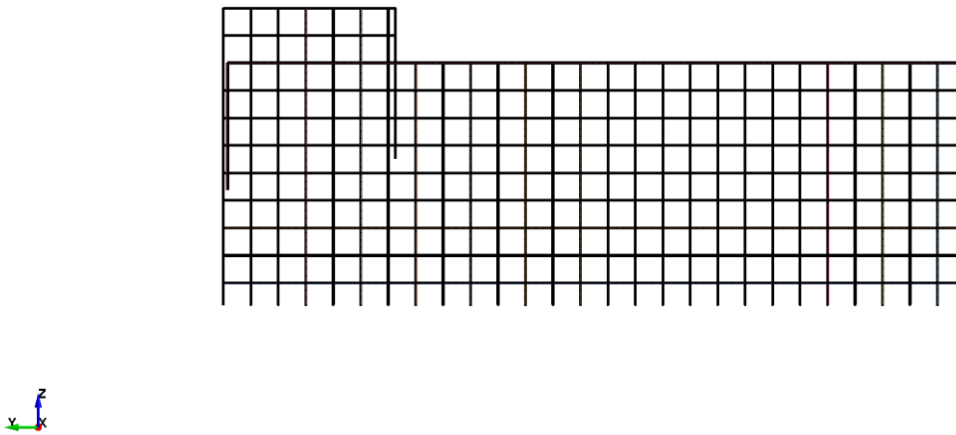


Figura 6.15: Vista de Acero en Modelo Estribo Simple de Puente Águila Norte.

6.8.2. Modelo Estribo Completo E.M.

El modelo de estribo completo considera un sistema de llave de corte exterior monolítica unida a una viga de coronamiento, muro espaldar y muro ala que se encuentran empotrados en su base, considerando que la condición de apoyo real corresponde a un sistema de empotramiento debido a los pilotes y la viga cabezal de pilotes con el suelo. La interacción suelo estructura no fue modelada. Las Figura 6.16 y Figura 6.17 representan el modelo. Los refuerzos de acero se muestran en colores para su mejor observación.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0

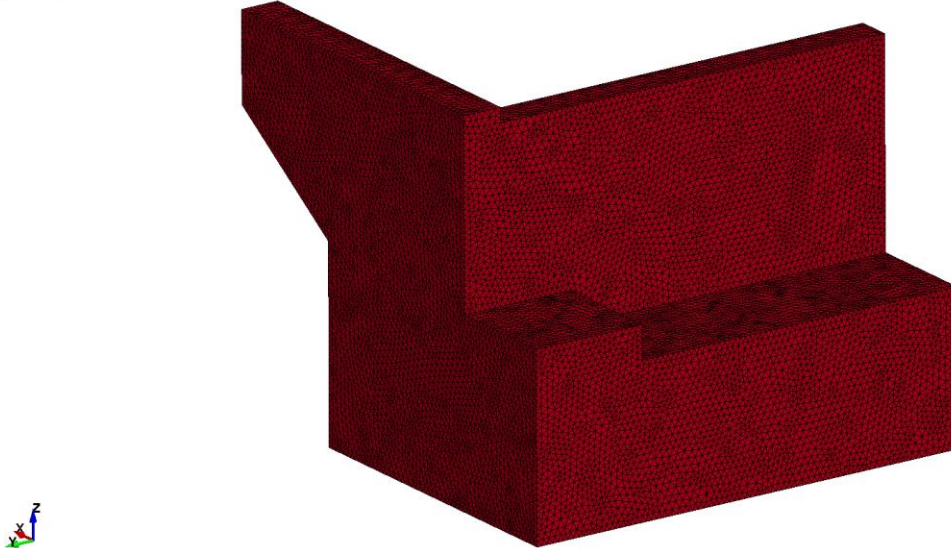


Figura 6.16: Vista de Hormigón en Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0

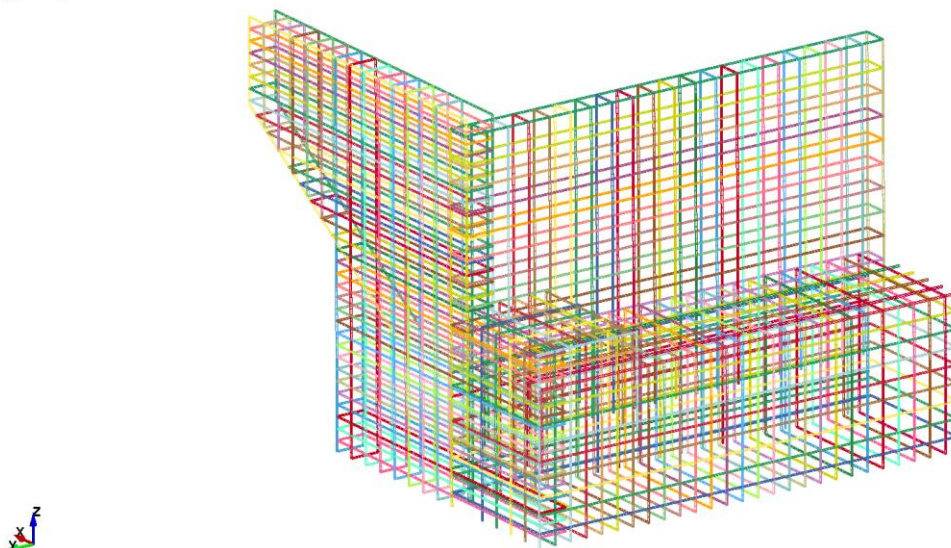


Figura 6.17: Vista de Acero en Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.

6.8.3. Modelo Ceba Simple E.M.

Al igual que el estribo simple, este modelo solo considera la llave de corte exterior monolítica más la viga de coronamiento con un empotramiento en su base, siguiendo las condiciones de borde de los experimentos de Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007). Los modelos de hormigón y barras de refuerzo se observan en la Figura 6.18 y Figura 6.19 respectivamente.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

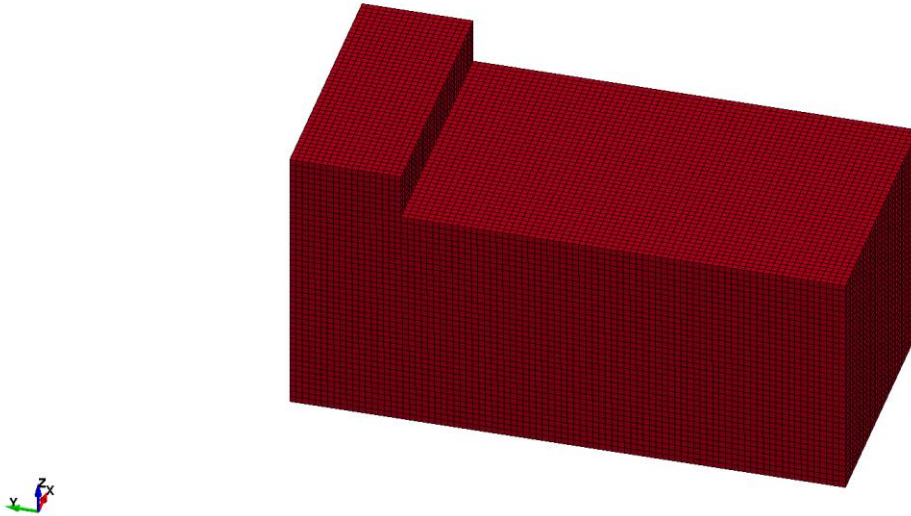


Figura 6.18: Vista de Hormigón en Modelo Ceba Simple de Puente Águila Norte.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

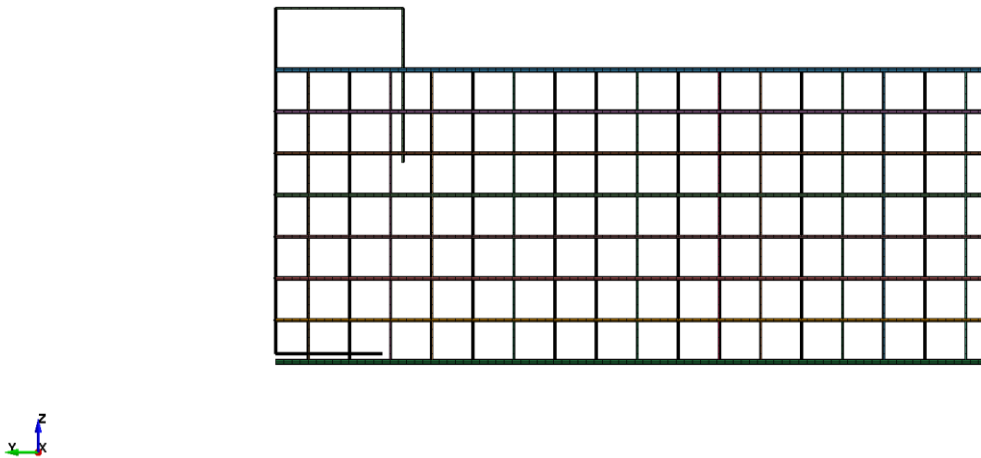


Figura 6.19: Vista de Acero en Modelo Ceba Simple de Puente Águila Norte.

6.8.4. Modelo Cepa Completa E.M.

A diferencia de la cepa simple, el modelo de cepa completa considera que la base de la viga cabezal de columnas no se encuentra empotrada en su base, sino que las columnas son las que se encuentran empotradas mediante la viga cabezal de pilotes. El modelo se aprecia en las Figura 6.20 y Figura 6.21, donde solo se considera la modelación en acero de la llave izquierda, ya que la llave derecha no se somete a carga.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0



Figura 6.20: Vista de Hormigón en Modelo Cepa Completo de Puente Águila Norte.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost

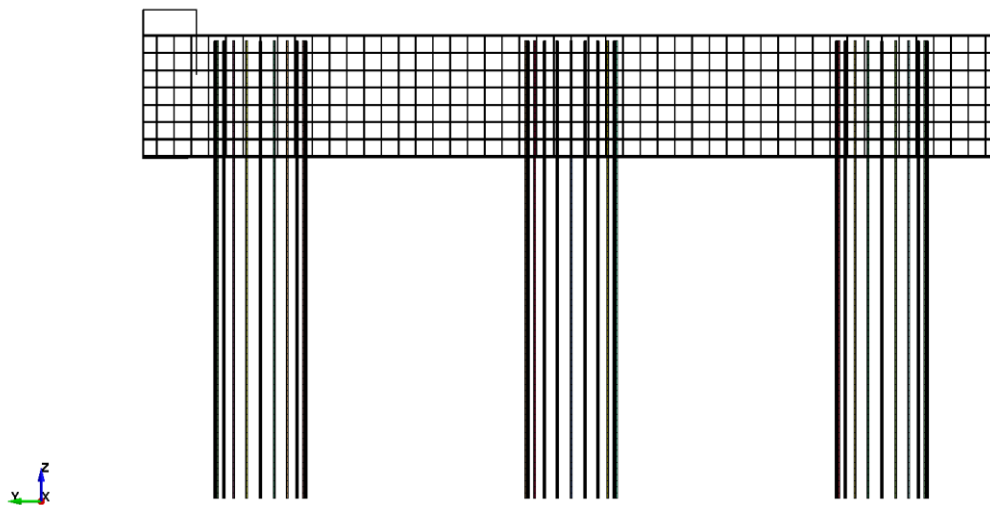


Figura 6.21: Vista de Acero en Modelo Cepa Completo de Puente Águila Norte.

6.8.5. Modelo Estático y Dinámico

Tanto para el caso del estribo como para la cepa, se desarrollan distintos modelos con diferentes modos de carga. Estos dependen de la capacidad que se quiere obtener: estática o dinámica. Considerando que el programa de elementos finitos posee una forma de solución explícita, los modelos que pretenden obtener la capacidad estática, deben ser sometidos a un desplazamiento control monotónico lateral de 100 [mm] con un tiempo de duración superior a los 3 [s], con la finalidad de mantener una energía cinética baja a lo largo del ensayo.

Por otro lado, los experimentos dinámicos no son controlados por un tiempo de duración mínimo, sino que dependen de la velocidad de impacto inicial del actuador. Al no ser ensayos estáticos a desplazamiento control, la energía cinética puede aumentar libremente mientras exista conservación de energía en el sistema.

La Figura 6.22 muestra que el actuador posee la forma de la base de la viga de postensado, siguiendo la geometría de la Figura 6.7. Para los casos de impacto dinámico, se utiliza una masa que corresponde al peso de la descarga correspondiente, expuesto en la Tabla 6.12, actuando bajo diferentes velocidades de impacto.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0.2985

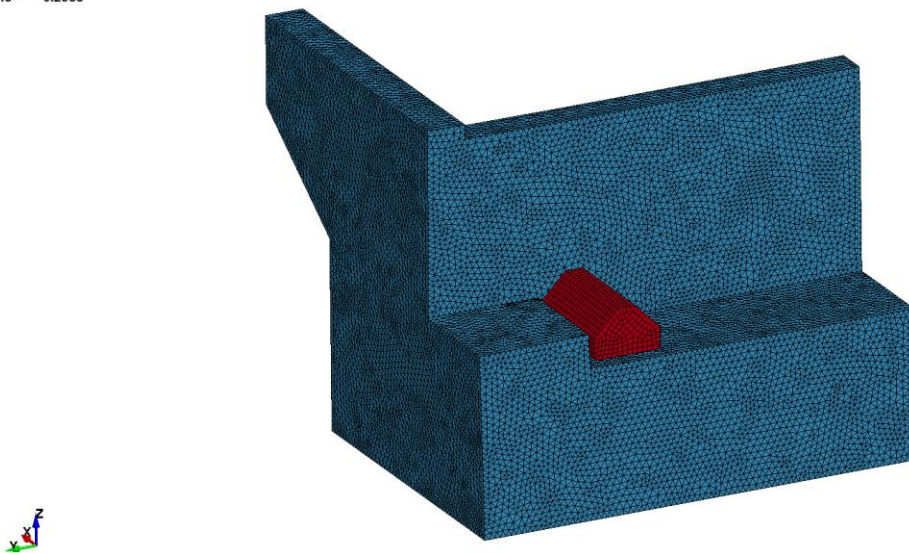


Figura 6.22: Vista de Modelo Estribo Completo con Actuador de Puente Águila Norte.

El siguiente paso corresponde a identificar qué velocidades de impactos son apropiadas durante la acción de un sismo. Para ello, se resuelve la ecuación de movimiento para una estructura con un grado de libertad (ecuación (4.59)), bajo el supuesto de que el sistema oscila libremente. Esto quiere decir que $F(t)=0$, $x(0)=0$ y $\dot{x}(0)=0$, reescribiendo la ecuación:

$$M\ddot{x} + Kx = 0 \quad (6.1)$$

Donde: M : Masa del Sistema [kg].
 K : Rigidez del Sistema [kg/s²].
 x : Desplazamiento [m].
 \ddot{x} : Aceleración [m/s²].

La solución de desplazamiento, velocidad y aceleración quedan

$$x(t) = \rho \cos(\omega t - \theta) \quad (6.2)$$

$$\dot{x}(t) = -\rho\omega \sin(\omega t - \theta) \quad (6.3)$$

$$\ddot{x}(t) = -\rho\omega^2 \cos(\omega t - \theta) \quad (6.4)$$

Donde: x : Desplazamiento [mm].
 \dot{x} : Velocidad [mm/s].
 \ddot{x} : Aceleración [mm/s²].
 ρ : Amplitud [-].
 ω : Frecuencia Angular $2\pi/T$ [s⁻¹].
 θ : Desfase [rad].

De esta manera, el cociente entre los valores *peak* de aceleración y velocidad corresponde a la frecuencia angular (ω) del GDL, tal como es el caso de los pseudo espectros de aceleración y velocidad donde $S_a = \omega S_v$. Cabe destacar que la memoria de cálculo de la empresa INGELOG (2006), indica que el periodo de movimiento transversal del tablero corresponde a 1 [s], por lo tanto, se puede calcular la aceleración transversal equivalente mediante la siguiente ecuación.

$$A_{eq} = \frac{2\pi}{gT} v_{act} \quad (6.5)$$

Donde: A_{eq} : Aceleración Equivalente en g [-].
 g : Aceleración de Gravedad 9.806 [m/s²].
 T : Período Fundamental Transversal del Tablero [s].
 v_{act} : Velocidad del Actuador [mm/s].

Lo anterior, se realiza para entender de forma más fácil los efectos que podrían generarse durante un sismo con cierto nivel de aceleración transversal. Por ejemplo, es más intuitivo señalar los efectos que ocurren para un sismo con aceleración horizontal de 0.6[g] que para una velocidad de impacto de 937[mm/s], siendo estas dos magnitudes equivalentes según la

ecuación (6.5). Algunas de las velocidades de impacto estudiadas, se enumeran en la Tabla 6.14.

Tabla 6.14: Velocidades Iniciales y Aceleraciones Equivalentes de Impacto.

Aceleración Equivalente [g]	Velocidad Inicial de Actuador [mm/s]
1	1561
0.9	1405
0.8	1249
0.7	1093
0.6	937
0.5	781
0.4	624
0.3	468
0.2	312
0.1	156

Es importante señalar que existe un límite de la aceleración equivalente, bajo el cual no se producirá la falla total de la unidad, puesto que la energía cinética del impacto será menor a la energía interna que puede soportar la llave. Esto genera que un impacto, asociado a una aceleración equivalente menor a cierto límite, produzca una capacidad máxima inferior a la capacidad última del tope.

Capítulo 7

Resultados Modelación Llaves Externas Monolíticas

El siguiente capítulo presenta los resultados obtenidos en el programa de elementos finitos ANSYS LS-DYNA para los experimentos de Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007) con respecto a los topes exteriores con junta monolítica.

A continuación se presentan modos de falla, curvas fuerza desplazamiento y capacidades máximas obtenidas, siguiendo la metodología de modelación expuesta en la sección 5.2. En primer lugar, se presenta una comparación del modo de falla obtenido a través del software de elementos finitos, mediante la superposición de fotos experimentales de los autores con las deformaciones plásticas arrojadas por LS-DYNA.

De modo siguiente, se presentan las curvas fuerza-desplazamiento experimentales con las obtenidas en el programa ANSYS para cada unidad. El desplazamiento considerado corresponde a la cara superior de la llave, siguiendo los principios del experimento de Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007). Se debe mencionar que las curvas fuerza-desplazamiento no consideran el *gap* entre la llave y el actuador, donde no se computa fuerza. Finalmente, se exponen las capacidades máximas de los topes obtenidos con la modelación de elementos finitos, sujetos a los ciclos de carga experimentales.

7.1. Modelación de Experimento de Megally et al. (2002)

Se presentan los resultados para los topes exteriores con junta monolítica 1A, 1B, 2A y 2B expresados en el reporte técnico *Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridge Abutments* (Megally et al., 2002).

7.1.1. Tope 1A Externo Monolítico

Las deformaciones plásticas obtenidas en el software se comparan con el modo de falla observado experimentalmente en la Figura 7.1. En rojo se aprecia la zona de agrietamiento, debido a las altas deformaciones plásticas, según el programa ANSYS LS-DYNA. La zona en azul corresponde a un daño nulo, mientras que la gama de colores entre azul y rojo indican daño en la estructura.

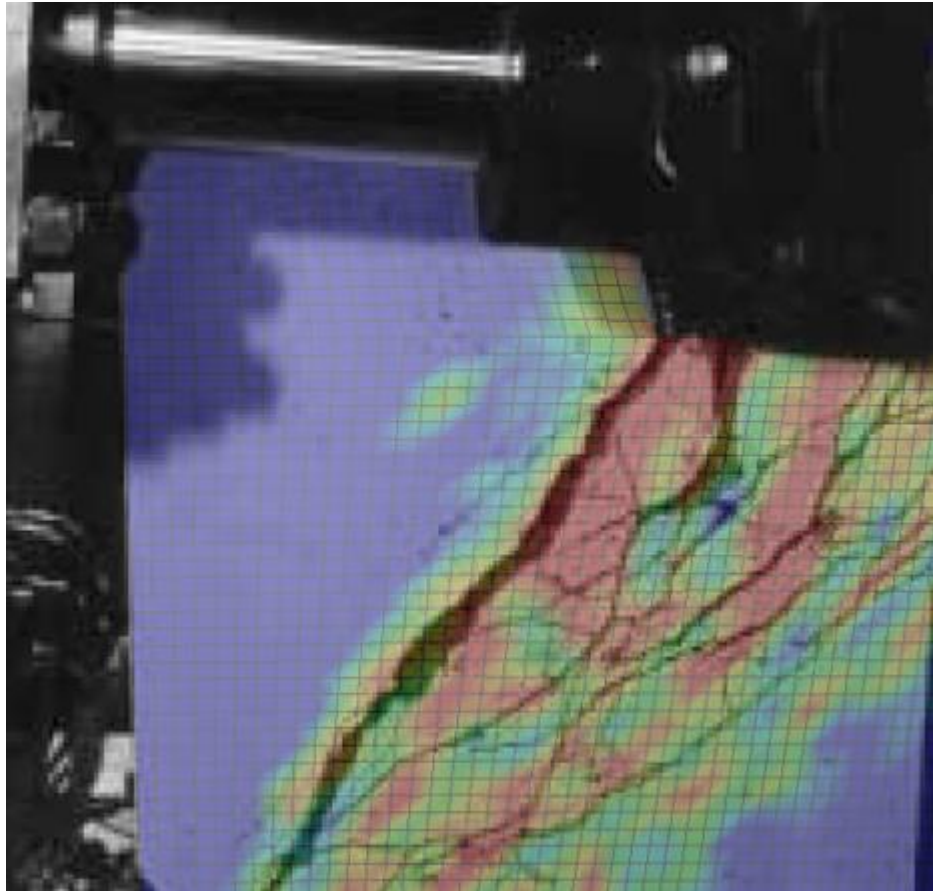


Figura 7.1: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 1A (Adaptación de Imagen Original de Megally et al., 2002).

Las deformaciones plásticas del hormigón corresponden a lo expuesto en la Figura 7.2.

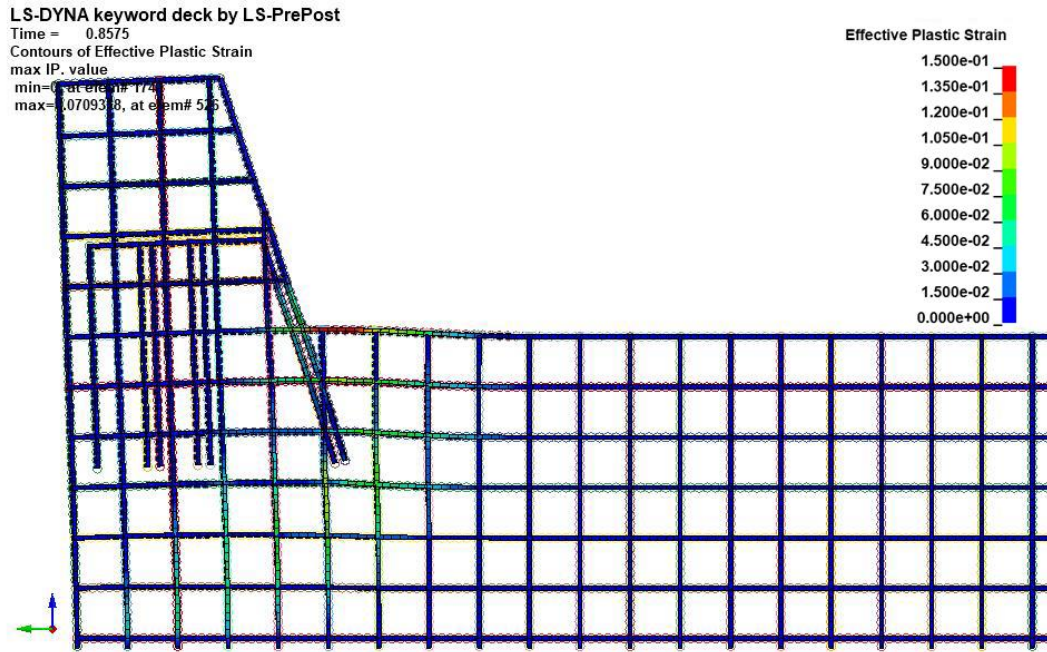


Figura 7.2: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 1A Externa (Megally et al., 2002).

La curva fuerza-desplazamiento entre la unidad experimental y la del software se observa en la Figura 7.3.

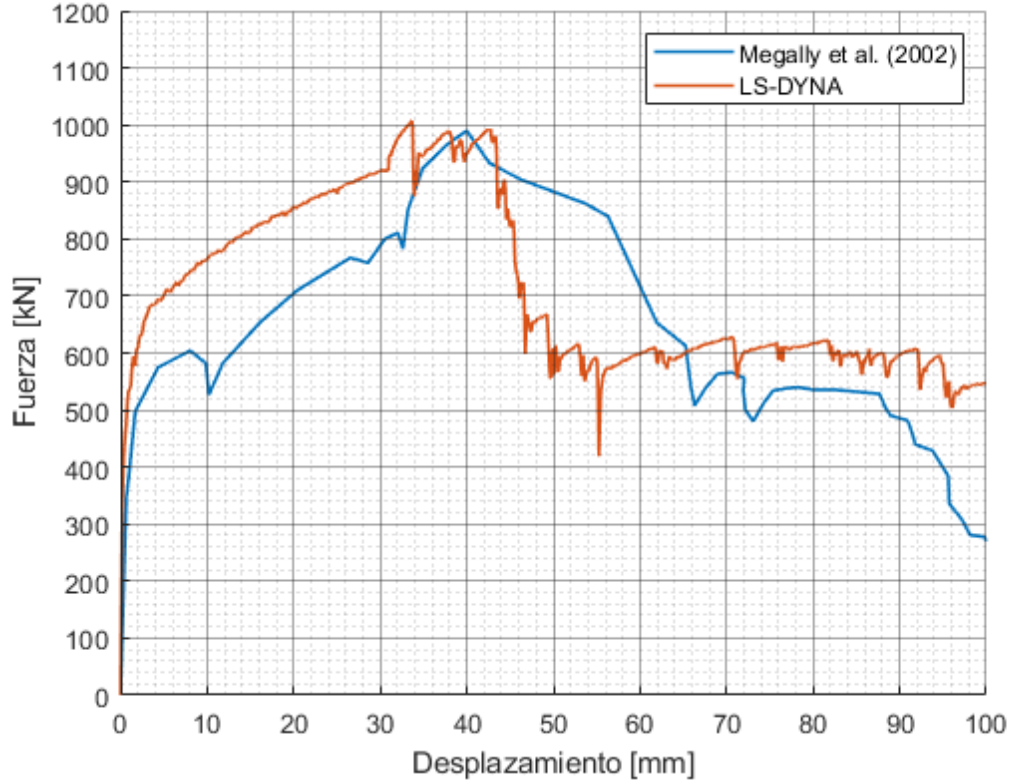


Figura 7.3: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 1A Externa (Megally et al., 2002).

7.1.2. Tope 1B Externo Monolítico

Las deformaciones plásticas obtenidas en el software se comparan con el modo de falla observado experimentalmente en la Figura 7.4.

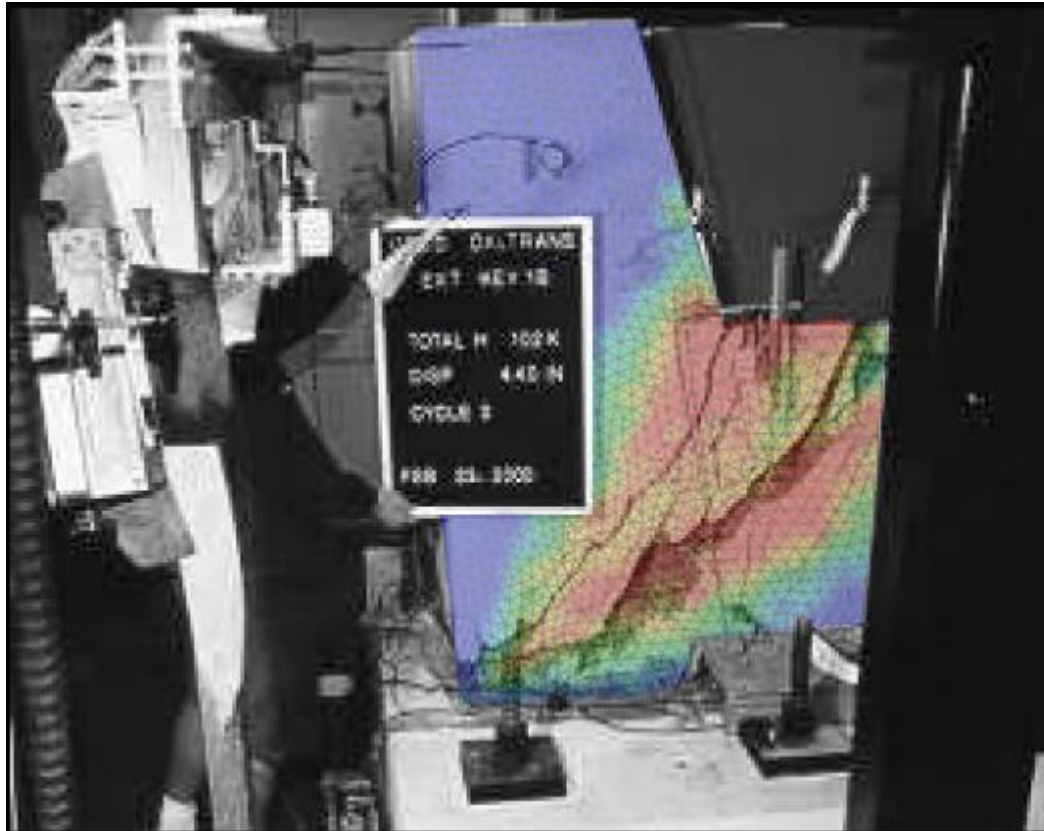


Figura 7.4: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 1B (Adaptación de Imagen Original de Megally et al., 2002).

Por otro lado, las deformaciones plásticas del acero revelan que la falla se produce en las barras horizontales de la interfaz entre la llave de corte y la viga de coronamiento como propone la Figura 7.5.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0.68
Contours of Effective Plastic Strain
max IP. value
min=0, at elem# 16
max=0.150619, at elem# 5530

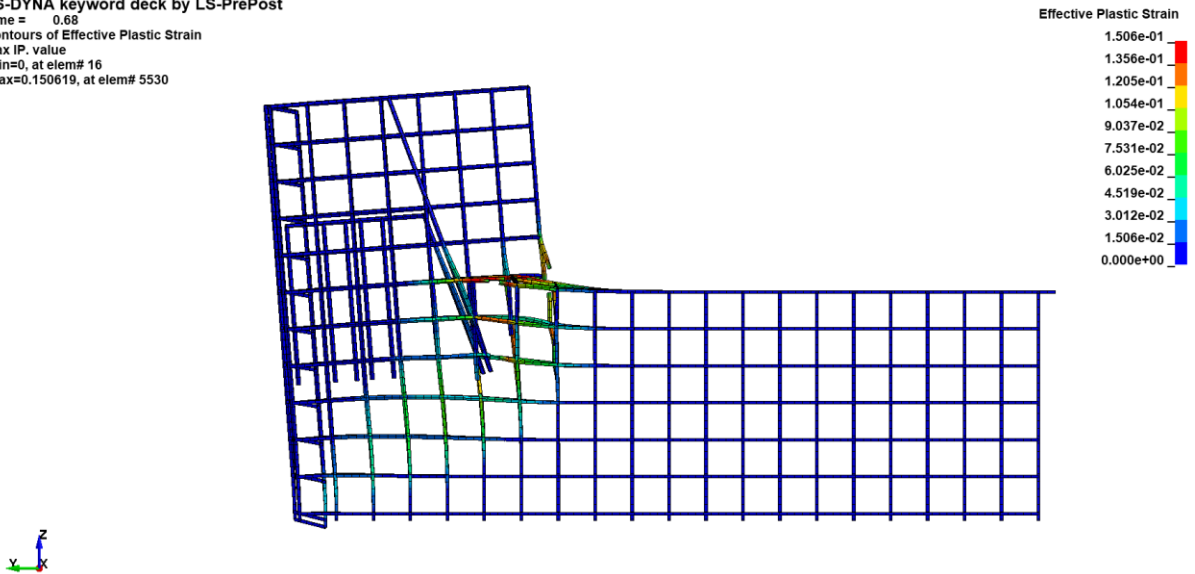


Figura 7.5: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 1B Externa (Megally et al., 2002).

La curva fuerza-desplazamiento entre la unidad experimental y la del software se observa en la Figura 7.6.

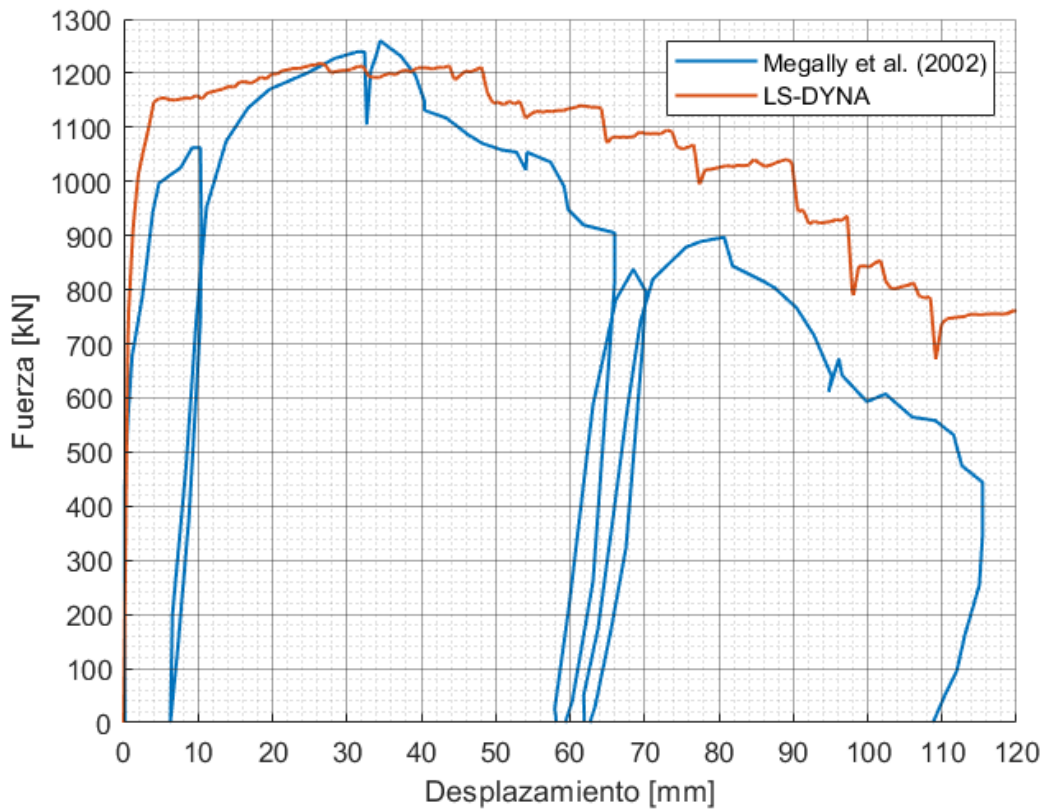


Figura 7.6: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 1B Externa (Megally et al., 2002).

7.1.3. Tope 2A Externo Monolítico

Las deformaciones plásticas obtenidas en el software se comparan con el modo de falla observado experimentalmente en la Figura 7.7.

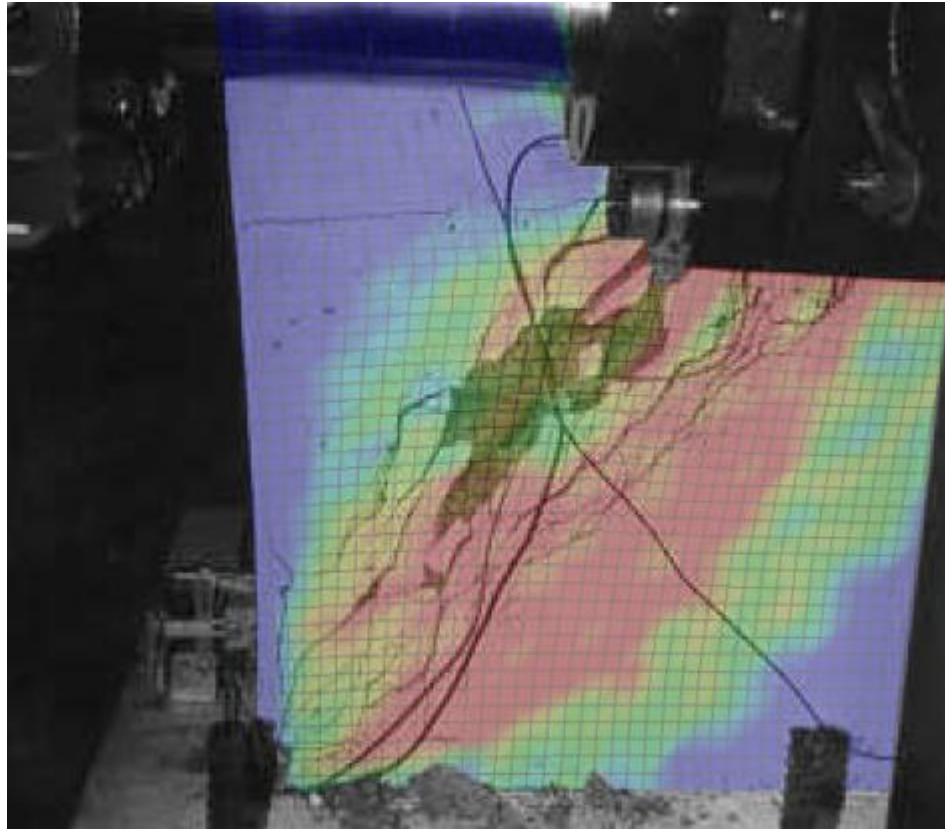


Figura 7.7: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 2A (Adaptación de Imagen Original de Megally et al., 2002).

Por otro lado, las deformaciones plásticas del acero revelan que la falla se produce en las barras horizontales de la interfaz entre la llave de corte y la viga de coronamiento como propone la Figura 7.8.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0.62
Contours of Effective Plastic Strain
max IP. value
min=0, at elem# 401
max=0.120947, at elem# 54780

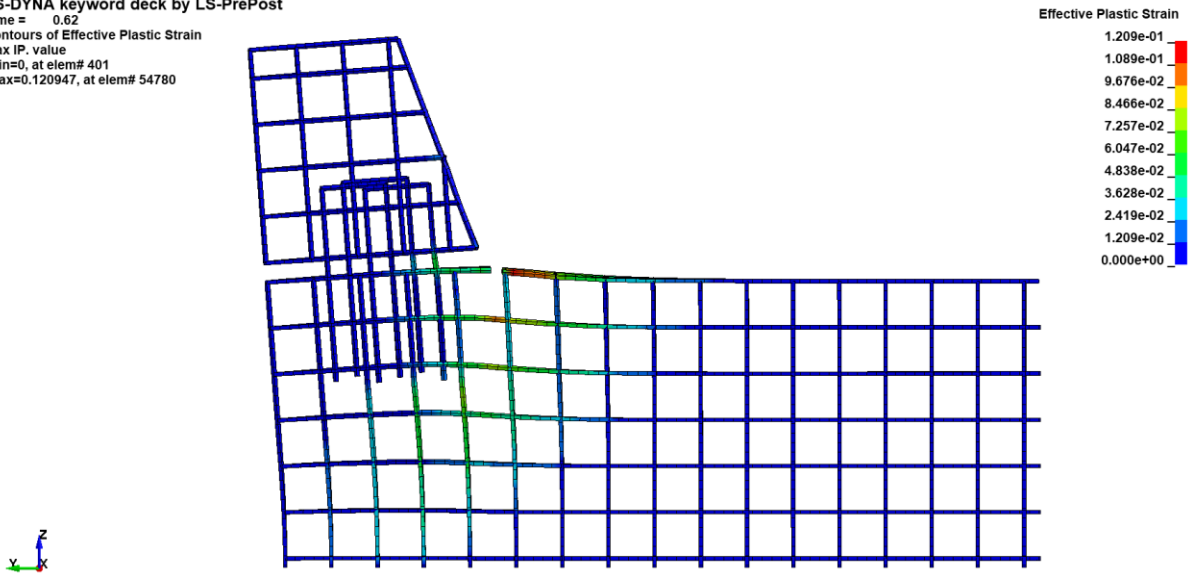


Figura 7.8: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 2A Externa (Megally et al., 2002).

La curva fuerza-desplazamiento entre la unidad experimental y la del software se observa en la Figura 7.9.

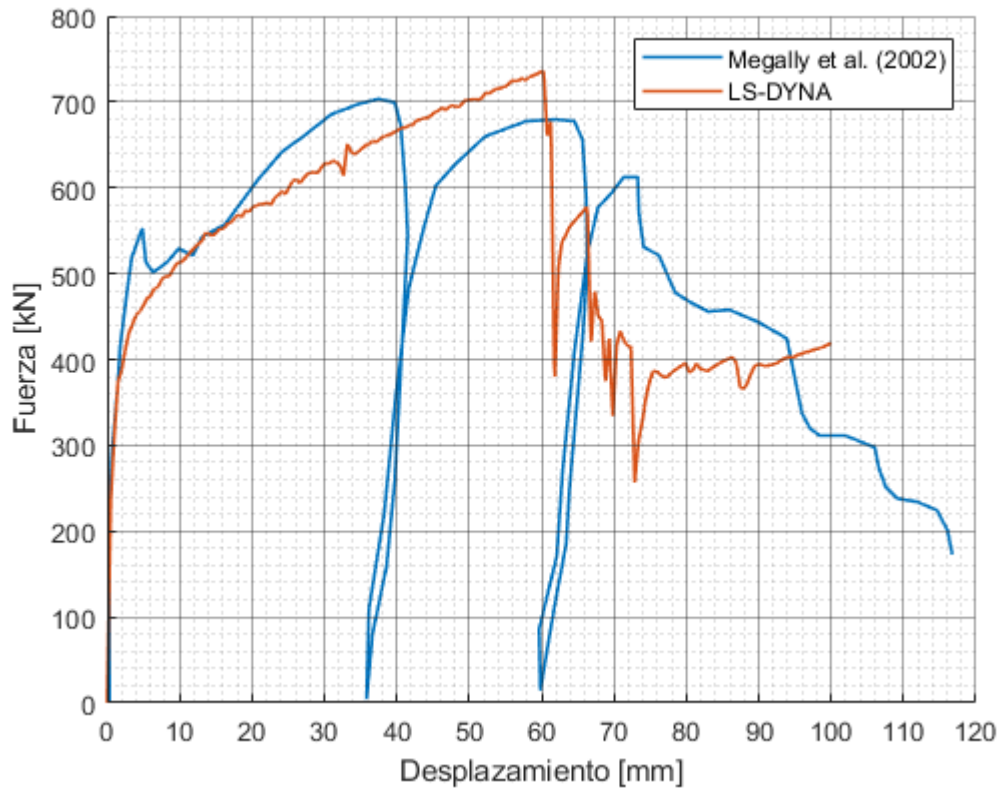


Figura 7.9: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 2A Externa (Megally et al., 2002).

7.1.4. Tope 2B Externo Monolítico

Las deformaciones plásticas obtenidas en el software se comparan con el modo de falla observado experimentalmente en la Figura 7.10. Cabe destacar que dentro de la Figura 7.10 se enumera “EXT KEY 1B”, pero corresponde a la unidad con falla a flexión 2B Externa.

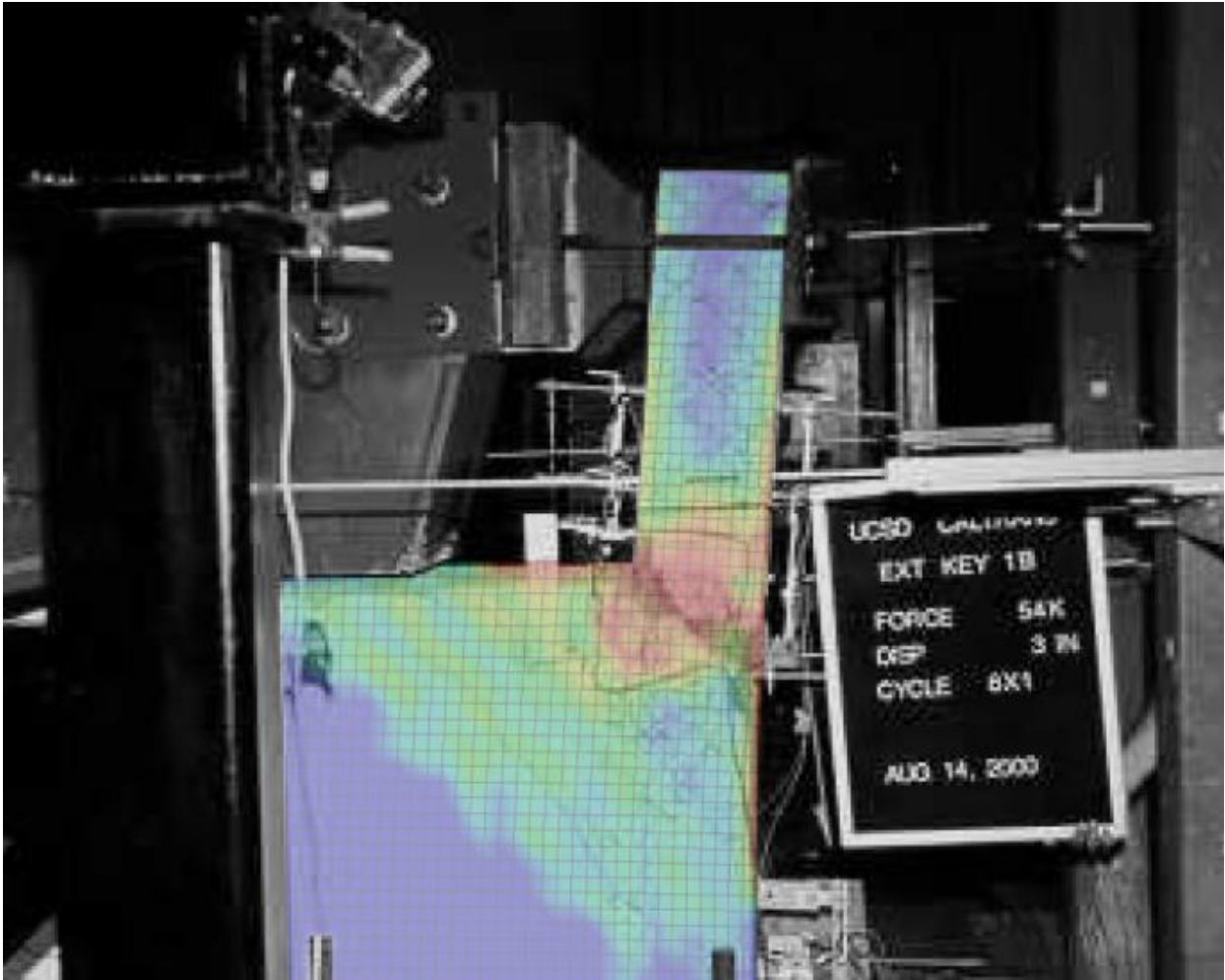


Figura 7.10: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 2B (Adaptación de Imagen Original de Megally et al., 2002).

Las deformaciones plásticas del acero indican que la falla se produce en las barras verticales que cruzan la interfaz entre la llave de corte y la viga de coronamiento, falla propia de una configuración a flexión, como aprecia en la Figura 7.11.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 1.145
Contours of Effective Plastic Strain
max IP. value
min=0, at elem# 44824
max=0.146311, at elem# 44745

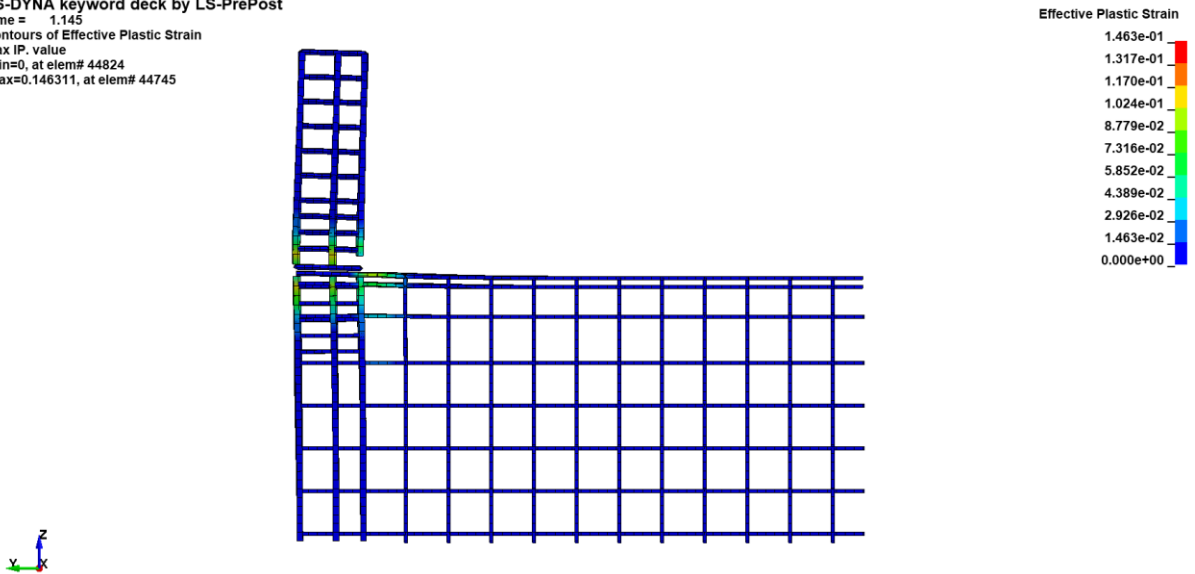


Figura 7.11: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 2B Externa (Megally et al., 2002).

Finalmente, la curva fuerza-desplazamiento entre la unidad experimental y la del software se observa en la Figura 7.12.

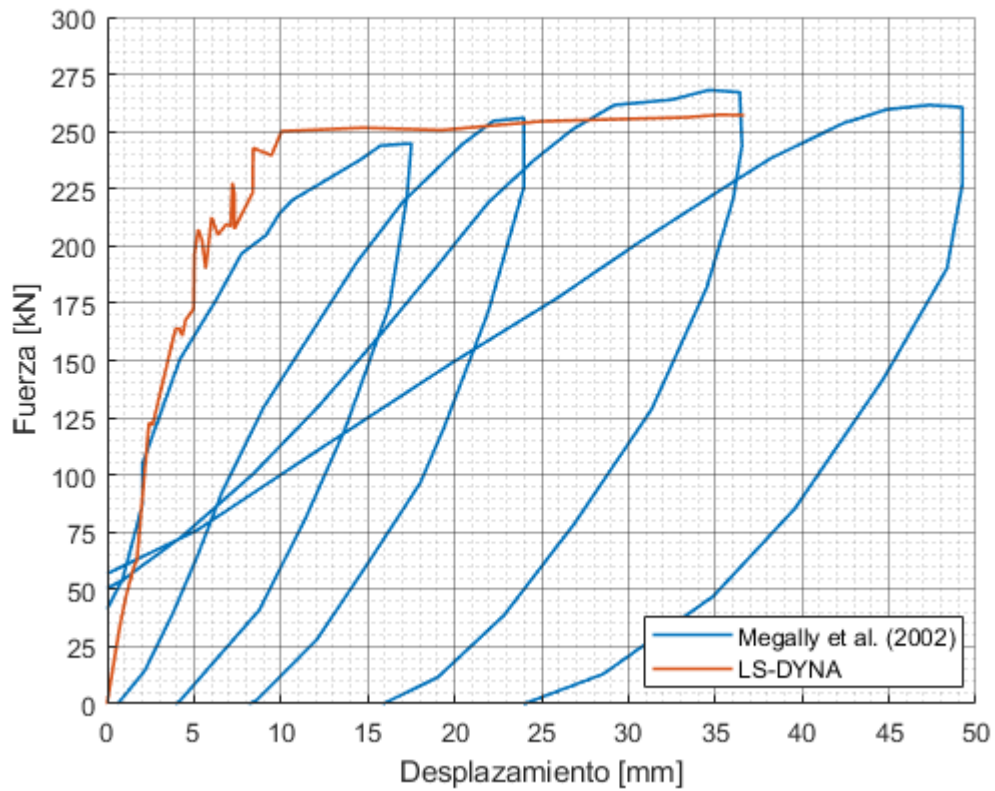


Figura 7.12: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 2B Externa (Megally et al., 2002).

7.2. Modelación de Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007)

Se presentan los resultados para los topes exteriores con junta monolítica, 4A y 4B, expresados en el reporte técnico *Seismic Response of Sacrificial Exterior Shear Keys in Bridge Abutments* (Bozorgzadeh et al., 2007).

7.2.1. Tope 4A Externo Monolítico

Las deformaciones plásticas obtenidas en el software se comparan con el modo de falla observado experimentalmente en la Figura 7.13.

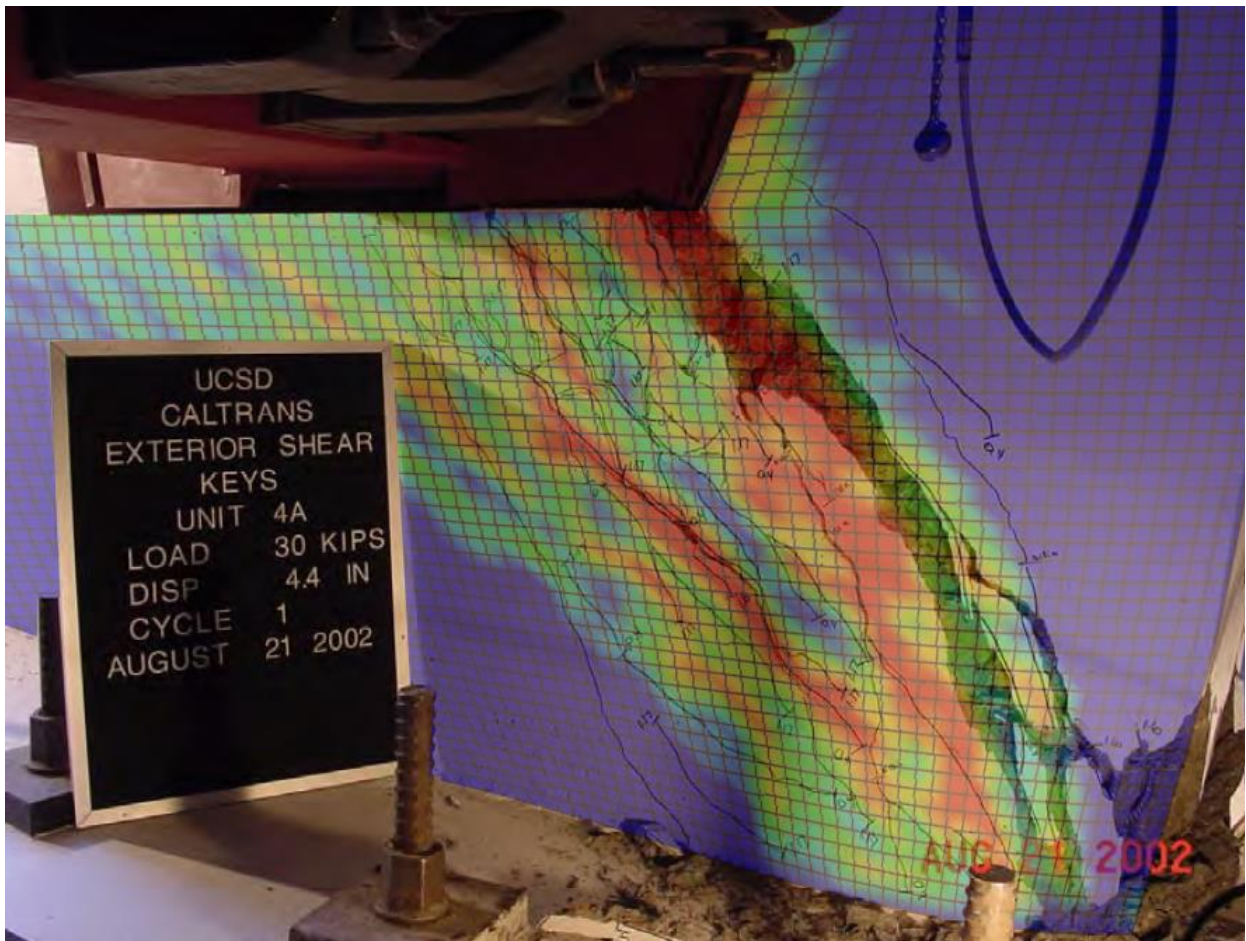


Figura 7.13: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 4A (Adaptación de Imagen Original de Bozorgzadeh et al., 2007).

Por otro lado, las deformaciones plásticas del acero revelan que la falla se produce en las barras diagonales que cruzan la interfaz entre la llave de corte y la viga de coronamiento como aprecia en la Figura 7.14.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 3.0625
Contours of Effective Plastic Strain
max IP. value
min=0, at elem# 1095
max=0.15, at elem# 1441

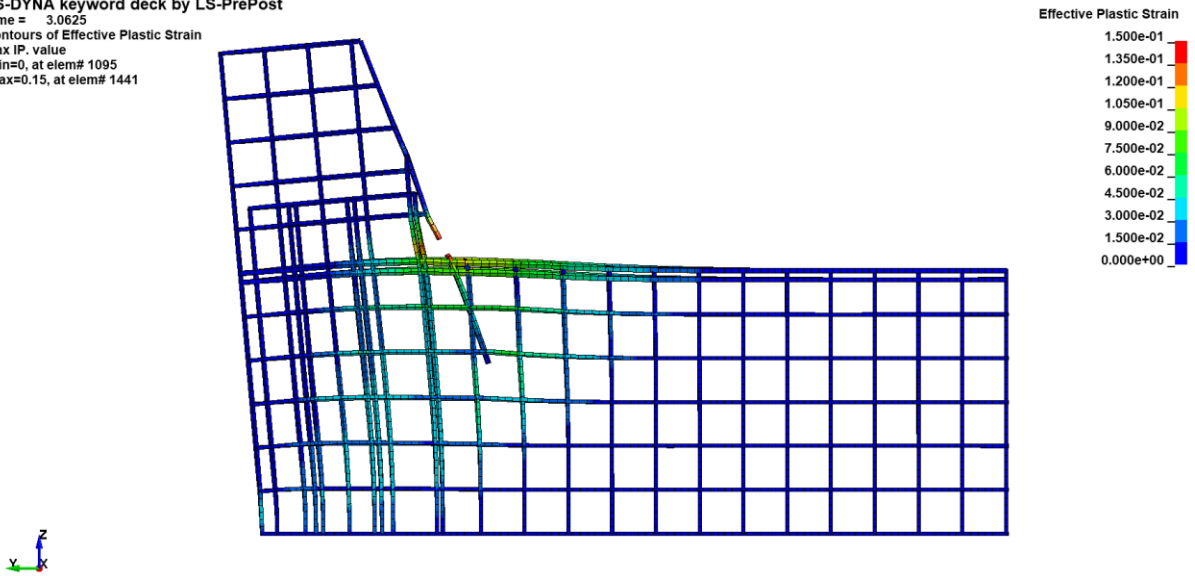


Figura 7.14: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 4A Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

La comparación de curva fuerza-desplazamiento entre la unidad 4A externa experimental y la del software se aprecia en la Figura 7.15.

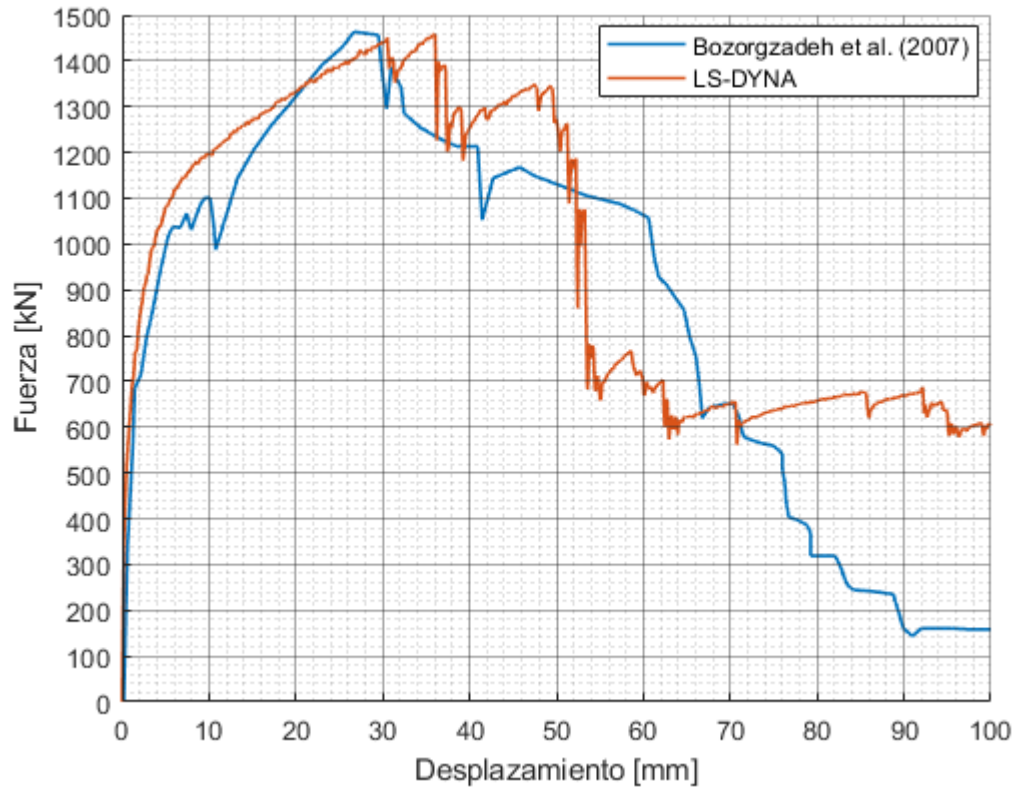


Figura 7.15: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 4A Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

7.2.2. Tope 4B Externo Monolítico

Las deformaciones plásticas obtenidas en el software se comparan con el modo de falla observado experimentalmente en la Figura 7.16.

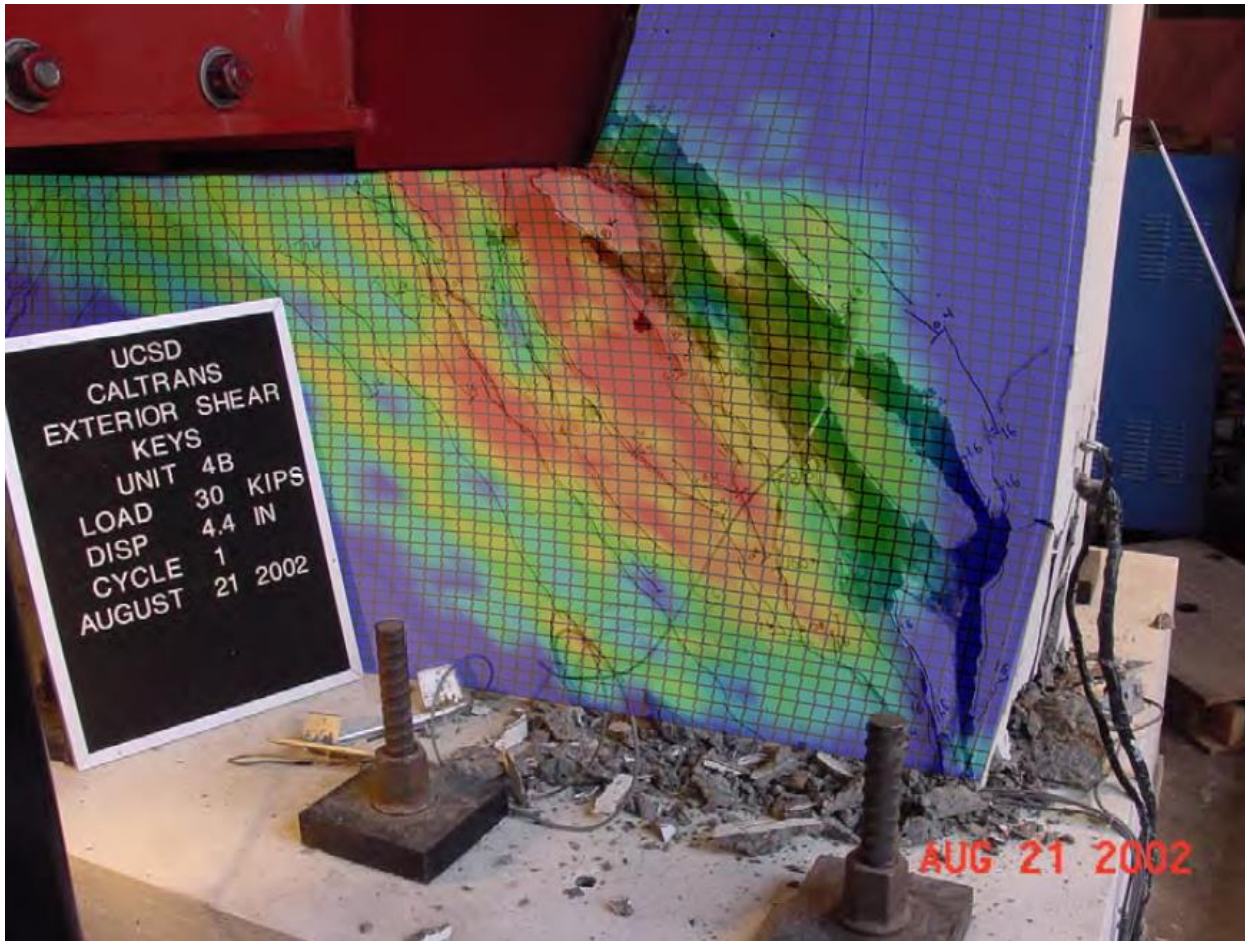


Figura 7.16: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 4B (Adaptación de Imagen Original de Bozorgzadeh et al., 2007).

Las deformaciones plásticas del acero indican que la falla se produce en las barras diagonales que cruzan la interfaz entre la llave de corte y la viga de coronamiento, al igual que en el caso 4A, como aprecia en la Figura 7.17.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0.15
Contours of Effective Plastic Strain
max IP. value
min=0, at elem# 1
max=0.134446, at elem# 51

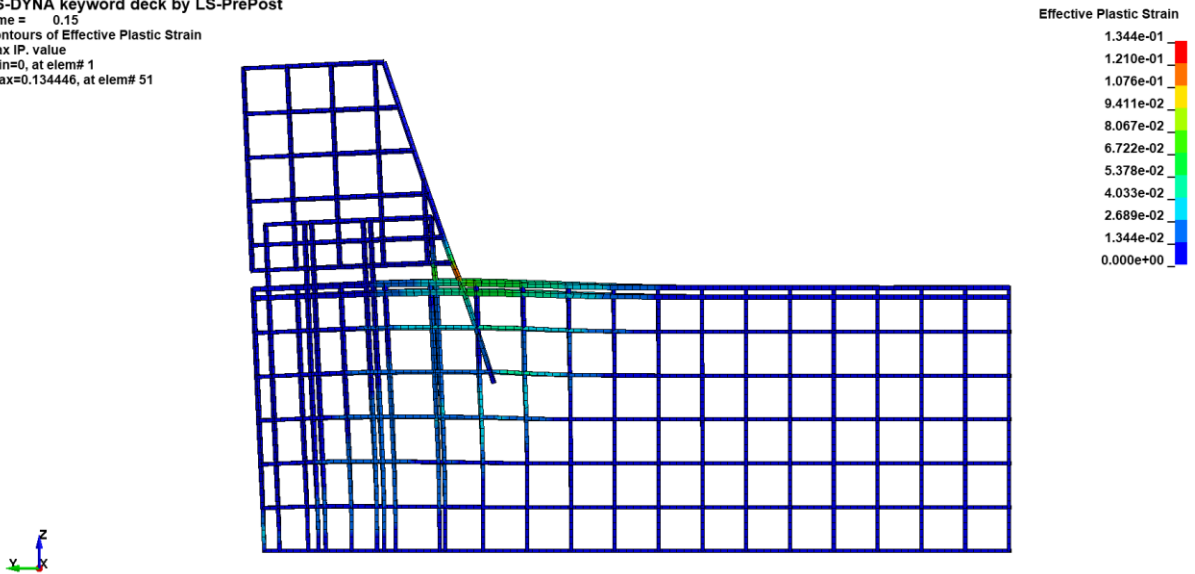


Figura 7.17: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 4B Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

La comparación de curva fuerza-desplazamiento entre la unidad 4B externa experimental y la de LS-DYNA se aprecia en la Figura 7.18.

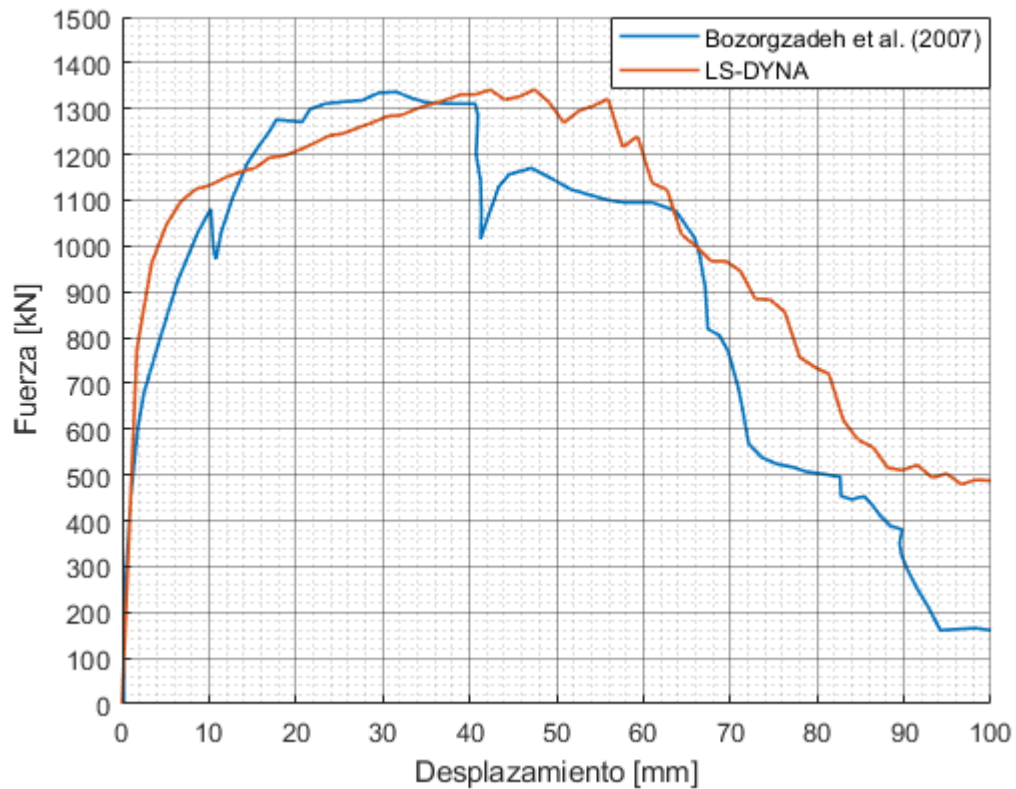


Figura 7.18: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 4B Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

7.3. Capacidad Máxima de Llaves Externas Monolíticas

En la Tabla 7.1 se comparan las capacidades experimentales de las llaves externas monolíticas con los resultados obtenidos en ANSYS LS-DYNA, la ecuación (3.1) del modelo *Strut & Tie* y lo estipulado por el Manual de Carreteras (2018) en la sección Diseño de Llaves Externas. Memoria de cálculos en ANEXO E.

Tabla 7.1: Capacidades de Topes Externos Monolíticos según Métodos de Cálculo.

Unidad	Capacidad [kN]			
	Experimental	LS-DYNA	Strut & Tie Ec. (3.1)	AASHTO Beam Ledge Ec. (2.3) a (2.5)
1A	988	1007	952	1217
1B	1268	1218	1221	1217
2A	707	736	710	1217
2B	267	257	692 (248)*	246
4A	1465	1458	1406	1311
4B	1329	1341	1323	1311

*Cálculo según Análisis Momento-Curvatura.

A su vez, se comparan los errores propios de cada método de cálculo en la Tabla 7.2. Se analiza el error Experimental – LS-DYNA, Experimental – *Strut & Tie* y Experimental – AASHTO (2012). El signo + indica un aumento de la capacidad del método de cálculo y el signo – se refiere a una minoración de capacidad.

Tabla 7.2: Errores en Topes Externos Monolíticos según Métodos de Cálculo.

Unidad	Error Experimental versus [%]		
	LS-DYNA	Strut & Tie Ec. (3.1)	AASHTO Beam Ledge Ec. (2.3) a (2.5)
1A	+1.9	-3.7	+23.2
1B	-3.9	-3.7	-4.0
2A	+4.1	+0.4	+72.1
2B	-3.7	+159.2 (-7.1)*	-7.9
4A	-0.5	-4.0	-10.5
4B	+0.9	-0.5	-1.4
Promedio Valores Absolutos	2.5 [-3.9, 4.1]	28.6 (7.1)** [-4, 159.2]	19.8 [-10.5, 72.1]

*Cálculo según Análisis Momento-Curvatura.

**Considera Unidad 2B según Análisis Momento-Curvatura.

7.4. Análisis de Resultados Llaves Externas Monolíticas

Con respecto a la capacidad máxima de los topes exteriores con junta monolítica modelados, según los experimentos de Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007), de la Tabla 7.2 se desprende que LS-DYNA arroja un error del 2.5% con respecto a la capacidad experimental. Por otro lado, la ecuación *Strut & Tie* muestra un error de 2.5% con respecto a los resultados experimentales, si no se considera la unidad 2B a flexión, evidenciando que la ecuación propuesta por Megally et al. (2002) funciona y puede ser aplicada a geometrías con falla diagonal. Megally et al. (2002) estipula que su ecuación *Strut & Tie* no es precisa a la hora de calcular topes con una configuración esbelta, como lo es la unidad 2B, ya que arroja una capacidad mayorada en un factor de 1.6 con respecto al resultado del experimento.

El Manual de Carreteras (2018), que indica el cálculo de topes exteriores con junta monolítica según la sección *Beam Ledges* (5.13.2.5) de la AASHTO (2012), provee un error promedio con respecto a los datos experimentales de 21.3%, siendo el método de cálculo que más dista del experimento. Esto se debe a que la sección *Beam Ledges* (5.13.2.5) de la AASHTO (2012), está formulada para entregar la capacidad de una viga de borde, asumiendo un plano de falla que no depende del ancho del tope. A su vez, esta ecuación considera una placa de neopreno que delimita la geometría de la falla, sumado a diversas cargas puntuales cortantes a lo largo de la viga, que la alejan de las condiciones reales del experimento.

Referido a las curvas fuerza-desplazamiento, los niveles de ductilidad del software de elementos finitos se condice con las curvas experimentales, presentando *peaks* para niveles de desplazamientos similares. La rigidez inicial de los modelos LS-DYNA posee gran similitud con la experimental, pero tiende a ingresar en el rango plástico para capacidades levemente mayores a las experimentales. Solo la unidad 2A se plastifica antes de lo previsto por el modelo experimental. Cabe destacar que la degradación de capacidad del modelo de elementos finitos, está marcado por caídas abruptas que se relacionan con la fractura de las barras de refuerzo, específicamente en los casos 1A, 2A y 4A.

Existe una notoria semejanza entre las deformaciones plásticas del hormigón, que proveen el modo de falla, con las fotos de los experimentos. En efecto, las zonas en rojo de las unidades 1A, 1B, 2B y 4A se presentan en los mismos sectores que las fracturas del hormigón de las fotos experimentales. La Figura 7.16, de la unidad 4B, es la que presenta mayores diferencias. Se aprecia que las deformaciones plásticas se encuentran levemente bajo la diagonal, mientras que la fractura experimental tiende hacia arriba de la diagonal. De todas maneras, el modelo experimental y de elementos finitos arrojan un comportamiento diagonal, solo que no se superponen de manera perfecta.

7.5. Propuesta de Ecuación Llaves Externas Monolíticas

Dado que los topes exteriores monolíticos a estudiar en este trabajo corresponden a la serie 1, 2, 4, cepa y estribo del Puente Águila Norte, se analiza la propuesta de ecuación para llaves externas monolíticas posterior a la presentación de resultados del Puente Águila Norte, en la sección 10.7. La propuesta de ecuación corresponde a lo dispuesto en la ec. (10.1).

Capítulo 8

Resultados Modelación Llaves Externas Resilientes

Este capítulo presenta los resultados obtenidos con el programa de elementos finitos ANSYS LS-DYNA para los experimentos de Bozorgzadeh et al. (2007) con respecto a los topes exteriores con junta resiliente.

A continuación se presentan modos de falla, curvas fuerza desplazamiento y capacidades máximas obtenidas, siguiendo la metodología de modelación expuesta en la sección 5.2. En primer lugar, se presenta una comparación del modo de falla obtenido a través del software de elementos finitos, mediante la superposición de fotos experimentales de los autores con las deformaciones plásticas arrojadas por LS-DYNA.

De modo siguiente, se presentan las curvas fuerza-desplazamiento experimentales con las obtenidas en el programa ANSYS para cada unidad. El desplazamiento considerado corresponde a la cara superior de la llave, siguiendo los principios del experimento de Bozorgzadeh et al. (2007). Se debe mencionar que las curvas fuerza-desplazamiento no consideran el *gap* entre la llave y el actuador, donde no se computa fuerza. Finalmente, se exponen las capacidades máximas de los topes obtenidos con la modelación de elementos finitos, sujetos a los ciclos de carga experimentales.

8.1. Modelación de Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007)

Se presentan los resultados para los topes exteriores con junta resiliente, 5A y 5B, expresados en el reporte técnico *Seismic Response of Sacrificial Exterior Shear Keys in Bridge Abutments* (Bozorgzadeh et al., 2007).

8.1.1. Tope 5A Externo Resiliente

Se comparan las deformaciones plásticas, del programa de elementos finitos, con la deformada experimental en la Figura 8.1. El patrón de fisuración experimental se engrosa en negro para su mejor observación, puesto que el ancho de las grietas no supera los 0.2 [mm].

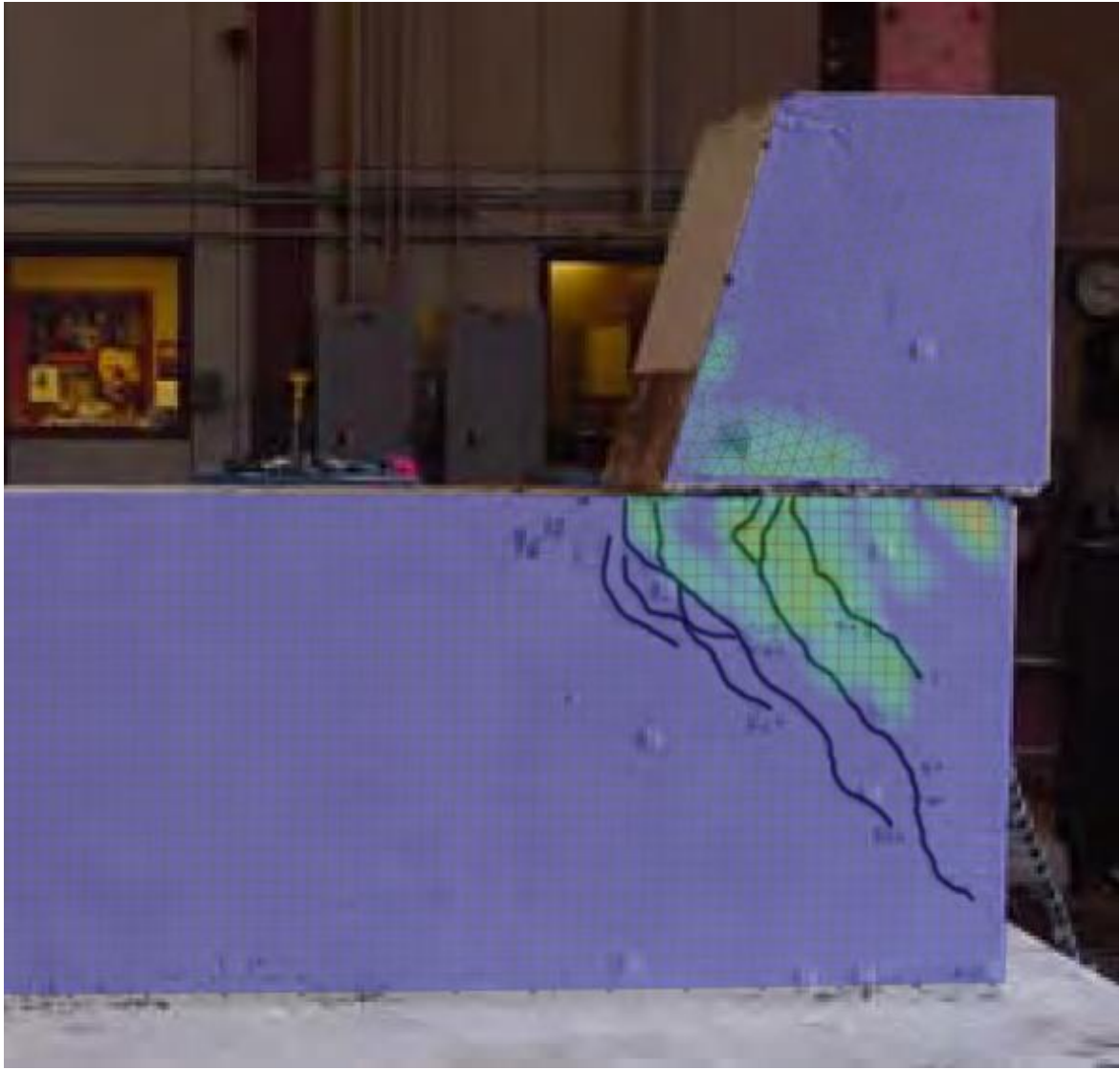


Figura 8.1: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 5A (Adaptación de Imagen Original de Bozorgzadeh et al., 2007).

Las deformaciones plásticas, de las barras de acero, indican que los refuerzos “L” se fracturan a un ángulo de 47° en la interfaz llave-viga según la Figura 8.2.

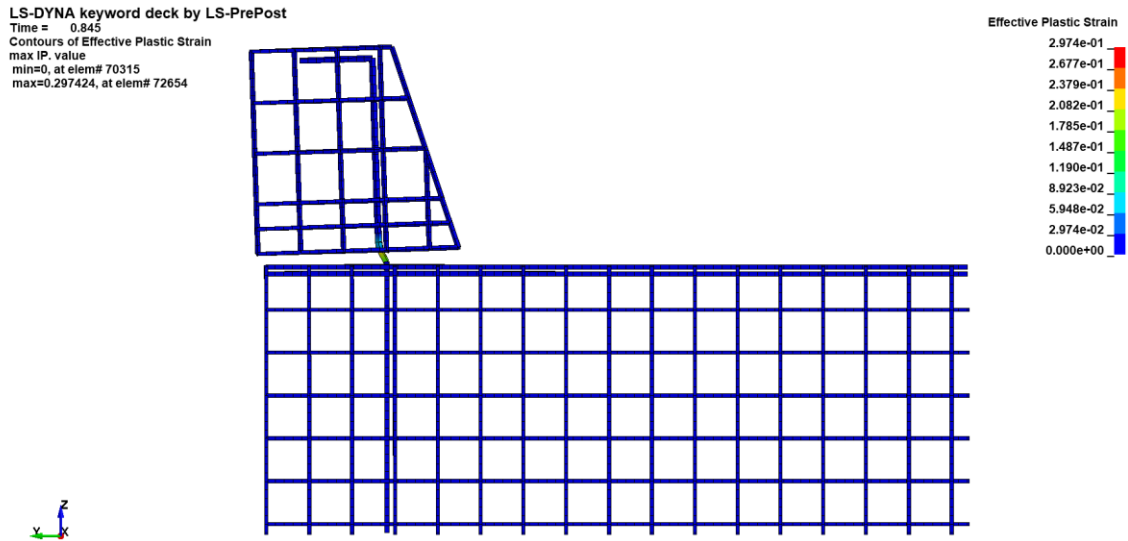


Figura 8.2: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 5A Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

En la Figura 8.3 se comparan las curvas fuerza-desplazamiento experimental y de LS-DYNA para la unidad 5A.

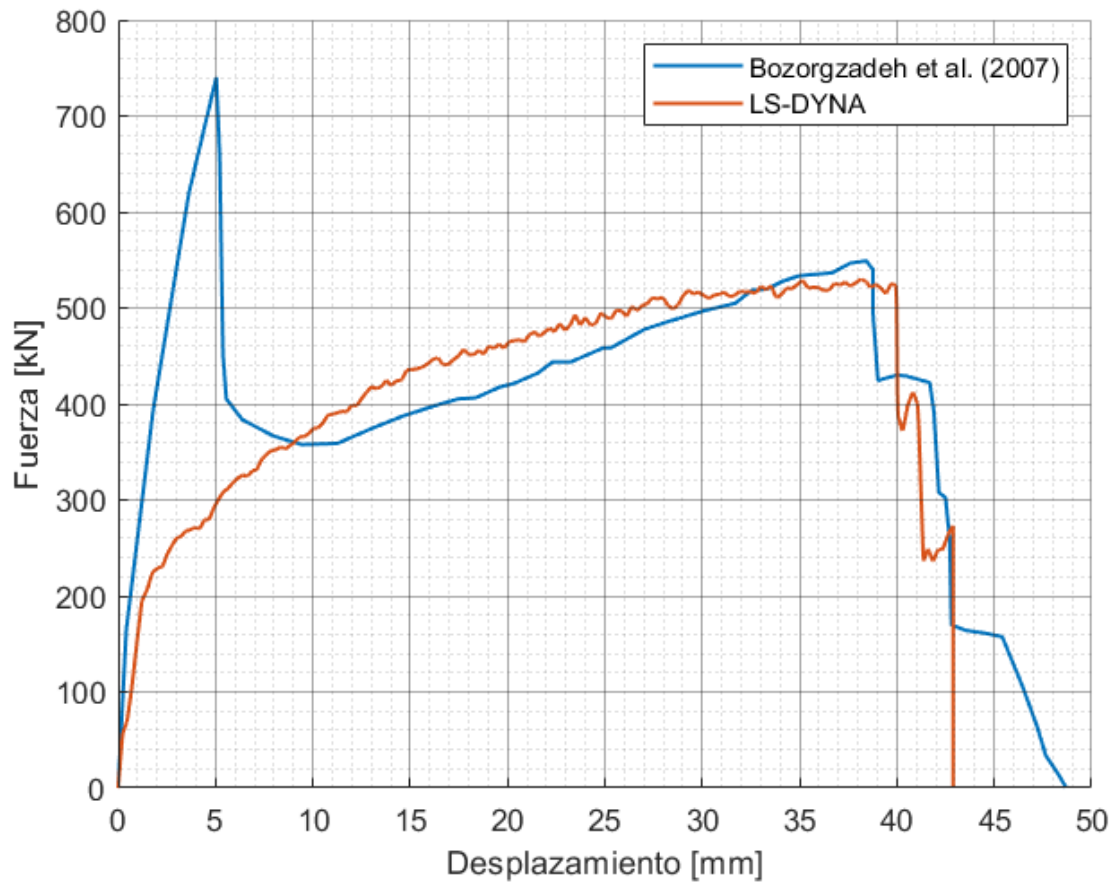


Figura 8.3: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 5A Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

8.1.2. Tope 5B Externo Resiliente

La superposición de las deformaciones plásticas del hormigón y lo obtenido experimentalmente, se exponen en la Figura 8.4. El patrón de fisuración experimental se engrosa en negro para su mejor observación, puesto que el ancho de las grietas no supera los 0.2 [mm].

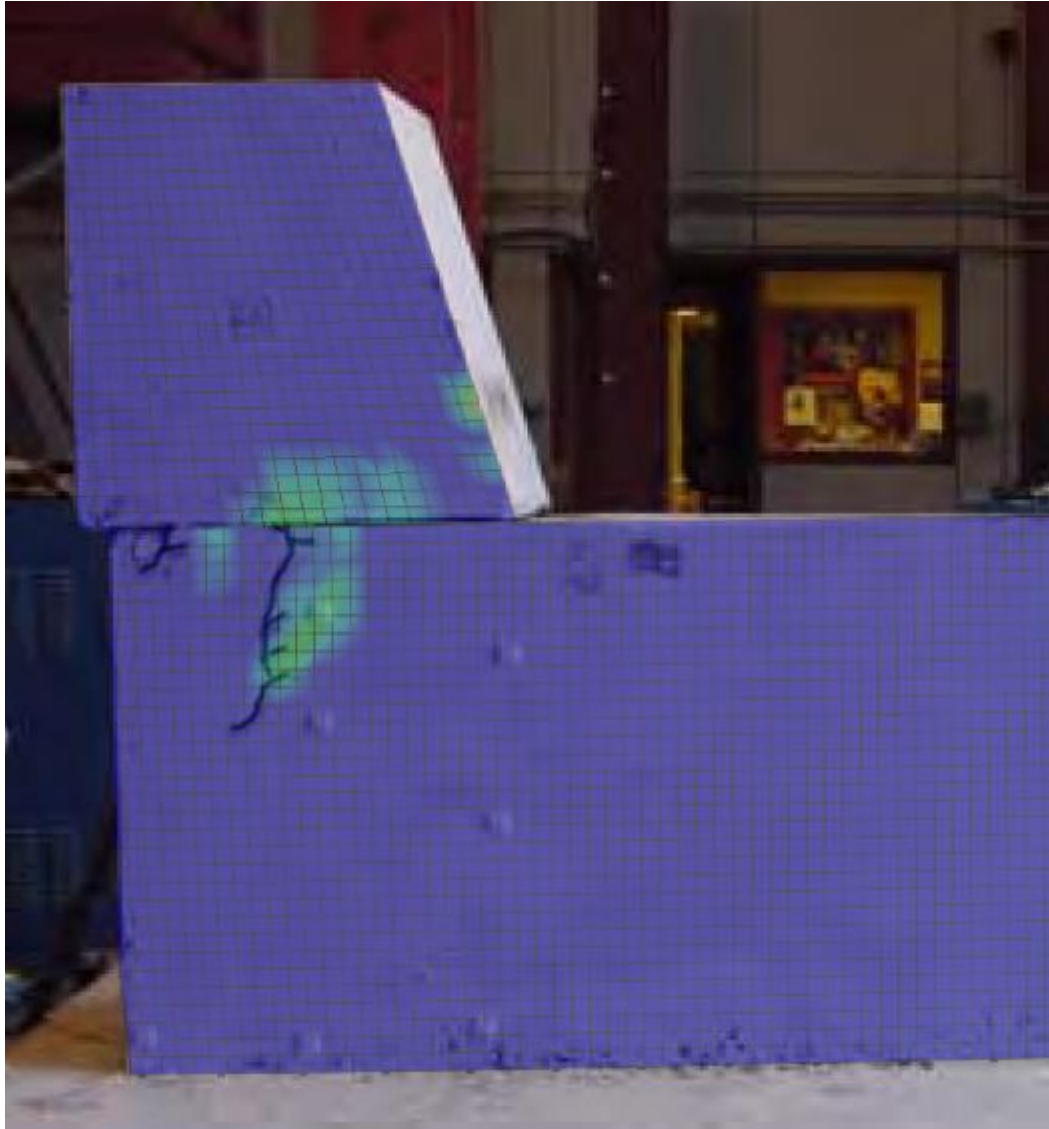


Figura 8.4: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Externa 5B (Adaptación de Imagen Original de Bozorgzadeh et al., 2007).

Las deformaciones plásticas de las barras de refuerzo, revelan que la falla de la llave se produce cuando las barras “L” presentan un ángulo de 45° con respecto a la horizontal, según se observa en la Figura 8.5.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0.79
Contours of Effective Plastic Strain
max IP. value
min=0, at elem# 57123
max=0.499732, at elem# 57503

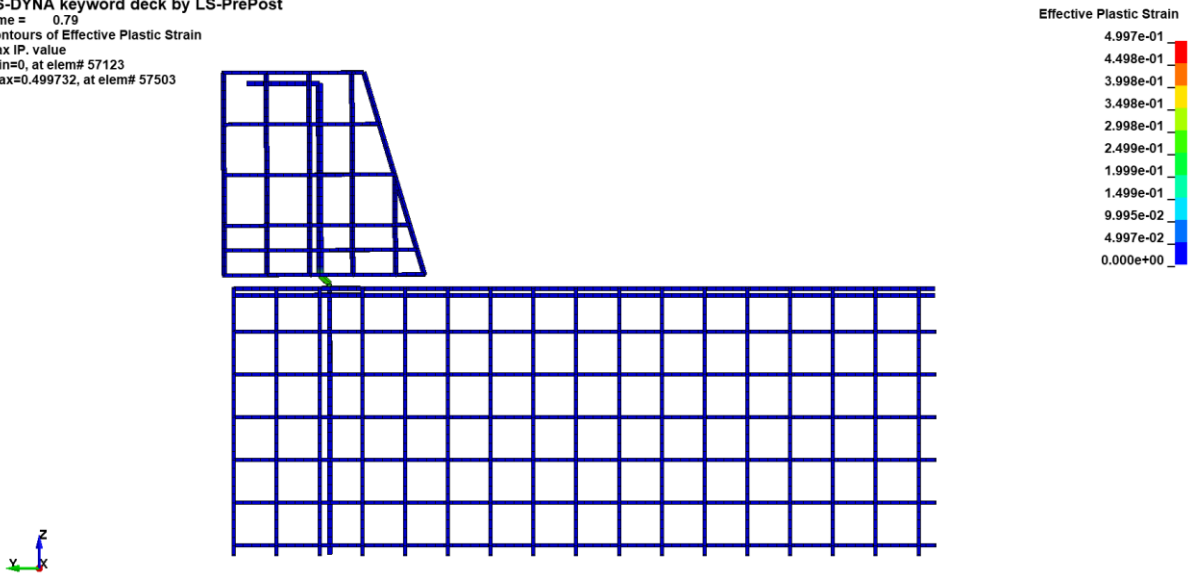


Figura 8.5: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 5B Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

En la Figura 8.6 se compara la curva fuerza-desplazamiento entregada por el programa de elementos finitos, ANSYS, con la experimental.

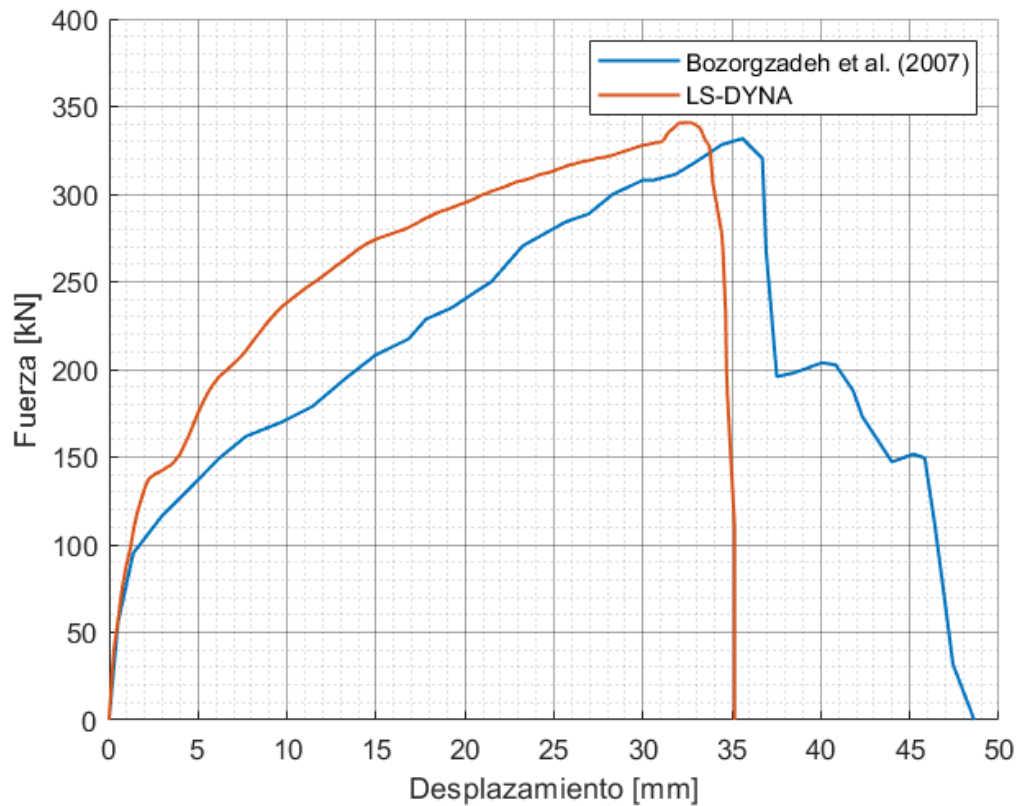


Figura 8.6: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 5B Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

8.2. Capacidad Máxima de Llaves Externas Resilientes

De la misma manera que para las llaves monolíticas, en la Tabla 8.1 se comparan las capacidades experimentales de la serie 5 con los resultados de LS-DYNA y la capacidad según *Sliding Shear Friction* ec. (3.31). Memoria de cálculo en ANEXO F.

Tabla 8.1: Capacidades de Topes Externos Resilientes según Métodos de Cálculo.

Unidad	Capacidad [kN]		
	Experimental	LS-DYNA	Sliding Shear Friction (3.31)
5A	549	533	226
5B	336	340	136

Los errores asociados a cada método de cálculo se exponen en la Tabla 8.2.

Tabla 8.2: Errores en Topes Externos Resilientes según Métodos de Cálculo.

Unidad	Error Experimental versus [%]	
	LS-DYNA	Sliding Shear Friction (3.31)
5A	-2.9	-58.8
5B	+1.2	-59.5
Promedio Valores Absolutos	2.1 [-2.9, 1.2]	59.2 [-59.5, -58.8]

8.3. Análisis de Resultados Llaves Externas Resilientes

Para el caso de las llaves de corte con junta resiliente, serie 5, LS-DYNA arroja capacidades con errores del 2.1% con respecto a los datos experimentales. Cabe destacar que la unidad 5A posee un peak experimental alto para desplazamientos bajos, asociado a un alto coeficiente de fricción estático y falla por deslizamiento friccional. Este primer peak no pudo ser replicado, por lo que el análisis de resultados de la llave 5A, se lleva a cabo con la capacidad post-peak experimental. De modo contrario, la ecuación *Sliding Shear Friction* posee un error del 59.2% asociado a la capacidad del tope. Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007) concluyen en sus reportes que: la ecuación (3.31) *Sliding Shear Friction* puede ser ocupada para obtener la capacidad de llaves de corte con junta resiliente, con la condición de mayorar el coeficiente de fricción en un factor de 1.8 y utilizar la tensión última del acero (f_u) en vez de la tensión de fluencia (f_y).

Debido a la baja precisión de la ecuación para las llaves de corte con junta resiliente, se propone modelo de Tensión Diagonal que considera una capacidad dependiente del aporte

del acero en dirección horizontal, más fricción producto del deslizamiento entre las caras de la llave y la viga de coronamiento, según la Figura 8.7.

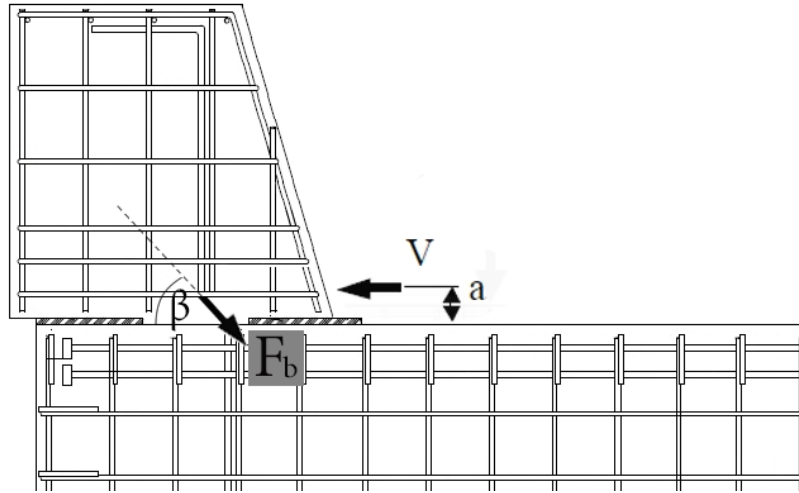


Figura 8.7: Modelo de Tensión Diagonal (Adaptación de Imagen Original de Bozorgzadeh et al., 2007).

El modelo se basa en que la junta resiliante, al ser sometida a una carga horizontal (V), provoca un plano de falla horizontal entre la viga de coronamiento y la llave de corte, generando un daño mínimo en las estructuras. Las barras de refuerzo “L”, que cruzan la interfaz, se doblan producto del desplazamiento relativo entre los cuerpos, causando una fuerza de tensión diagonal (F_b) con un ángulo β respecto a la horizontal.

Luego, la fuerza diagonal (F_b) puede ser descompuesta en la vertical y horizontal, induciendo una fuerza horizontal (F_{bx}) y una fuerza vertical (F_{by}), donde la última actúa como normal entre la llave de corte y la viga de coronamiento. Dado lo anterior, F_{by} multiplicada por el coeficiente de fricción (μ), entregan una fuerza horizontal friccional entre los cuerpos.

De esta manera, la capacidad nominal de las llaves de corte con junta resiliante se obtiene según la siguiente ecuación.

$$V_{NTD} = (A_{vf}f_{uf} + A_{vs}f_{us})(\mu \sin(\beta) + \cos(\beta)) \quad (7.1)$$

- Donde:
- V_{NTD} : Capacidad Nominal de Modelo de Tensión Diagonal [kN]
 - A_{vf} : Área de Refuerzo Vertical [mm^2].
 - A_{vs} : Área de Refuerzo Vertical Distribuido [mm^2].
 - $f_{uf/s}$: Tensión Última de Refuerzo Vertical / Vertical Distribuido [MPa].
 - μ : Coeficiente de Fricción [-].
 - β : Ángulo de Barra en Falla [$^\circ$].

El ángulo β para el modelo de Tensión Diagonal corresponde a 45° , producto de la inclinación en la cual se fracturan las barras según el software de elementos finitos. Los coeficientes de roce utilizados se basan en lo estipulado por CALTRANS e indicados en la sección 3.1.2 Experimento de Bozorgzadeh et al. (2007). La Tabla 8.3 indica las capacidades estimadas por el modelo de Tensión Diagonal.

Tabla 8.3: Capacidad de Topes Externos Resilientes según Tensión Diagonal.

Unidad	μ [-]	A_{vf} [mm ²]	V_{TD} [kN]
5A	1.0	507	509
5B	0.36	507	346

Mientras que la Tabla 8.4, indica el error asociado al modelo Tensión Diagonal.

Tabla 8.4: Errores en Topes Externos Resilientes según Tensión Diagonal.

Unidad	V_{EXP} [kN]	V_{TD} [kN]	Error [%]
5A	549	509	-7.3
5B	336	346	+2.9

De la tabla anterior, se desprende que el error promedio del modelo Tensión Diagonal es de 5.1%.

Es importante mencionar que Kottari (2016) también realiza estudios en topes exteriores resilientes, mediante la serie 7 que consta de las unidades 7A y 7B. Al igual que en la serie 5 de Bozorgzadeh et al. (2007), existe una unidad con junta rugosa (7B) y una de junta lisa (7A), con los mismos coeficientes de roce hormigón-hormigón que los expuestos en la serie 5. Dado que las unidades 7B y 5A son casi idénticas, en 7B se observa nuevamente el *peak* inicial para desplazamientos bajos que no pudo ser modelado en 5A, confirmando que este efecto es típico de unidades con junta rugosa y debe ser estudiado con mayor profundidad.

Referido a las curvas fuerza-desplazamiento, los niveles de ductilidad del software de elementos finitos se condice con las curvas experimentales, presentando *peaks* para niveles de desplazamientos similares. La unidad 5A no logra reproducir el *peak* inicial para valores de roce estático (μ_s) dentro de los márgenes establecidos por CALTRANS en la Tabla 2.4. El *peak* experimental de la unidad 5A, puede obtenerse con coeficientes de roce mayorados en un factor superior a 3, generando trabazón entre las caras de los cuerpos. Tanto en la unidad 5A como la 5B, luego del destrabamiento, se da paso a un comportamiento en el que las barras de acero toman la carga horizontal y la curva fuerza-desplazamiento se ajusta a los resultados experimentales.

En cuanto a las deformaciones plásticas del hormigón, se observa que ambas unidades desarrollan la fractura a lo largo del plano de debilitamiento horizontal, tal como se

pretendía. A su vez, se advierte que la unidad 5A presenta grietas con tendencia diagonal, en donde coincide lo presentado por el modelo de elementos finitos con la foto experimental. De la misma manera, la unidad 5B presenta pequeñas deformaciones plásticas en el mismo sector de agrietamiento experimental. Las bajas deformaciones plásticas obtenidas con el programa de elementos finitos, en comparación con los altos niveles de deformación para topes monolíticos, se ajusta a las pequeñas fisuras observadas en el experimento de Bozorgzadeh et al. (2007) para llaves exteriores resilientes.

Para continuar la línea investigativa de los topes exteriores resilientes con junta rugosa, es necesario centrarse en el mecanismo de falla del modelo, dónde se genere una alta resistencia inicial para una elevada rigidez. Se proponen dos caminos para resolver este problema: en primer lugar, se podría modelar una capa de hormigón de baja resistencia con erosión que al momento de ser cargada provea una rigidez inicial alta y capacidad acorde, para luego fallar y dar paso a que las barras de refuerzo vertical tomen la carga. Se podrían generar geometrías con endentado, con la finalidad de recrear el efecto de la superficie rugosa hormigón-hormigón.

Por otro lado, la segunda opción considera el uso de elementos *spotweld*. Mediante esta definición se pueden ligar dos elementos, en este caso, la llave de corte y la mesa de apoyo. ANSYS LS-DYNA posee el material *MAT_SPOTWELD(100)*, que combinado con el contacto *CONTACT_SPOTWELD*, logran generar un elemento que conecta dos cuerpos hasta cierto límite de resistencia, definido por el usuario. Dentro de las opciones para definir este límite se encuentran: momentos, torsiones y fuerzas resultantes, junto con tensiones de corte y axiales en la zona de contacto unida por *spotwelds*. Posterior a la falla de los *spotwelds*, la llave de corte se comporta siguiendo los mismos patrones expuestos en los resultados.

8.4. Propuesta de Ecuación Llaves Externas Resilientes

Debido a la baja precisión de la ecuación *Sliding Shear Friction* y los resultados precisos del modelo de Tensión Diagonal, se propone ecuación para determinar la capacidad nominal de llaves exteriores resilientes según

$$V_{NER} = V_{NTD} \quad (7.2)$$

Se debe entender que esta ecuación entrega la capacidad máxima del tope y no es capaz de representar la curva fuerza – desplazamiento, a medida que este se desliza sobre la interfaz. Esto se debe a que al parametrizar la ecuación (7.1) en función de β , que a su vez se puede ligar al desplazamiento (d), se tiene que para la condición de borde $\beta = 0$ ($d = 0$), la capacidad es distinta de 0.

A continuación, se propone una simplificación de una curva fuerza – desplazamiento que considera los conceptos expuestos en la ecuación de Tensión Diagonal.

Para parametrizar la curva es necesario definir un ángulo θ , que corresponde al complemento de β , en la Figura 8.7. Considerando la misma dirección y sentido de fuerza aplicada sobre la llave de corte, se genera un desplazamiento d hacia la izquierda de la misma figura. Este desplazamiento d se liga al ángulo θ mediante

$$d = l_0 \tan(\theta) \quad (7.3)$$

Dónde l_0 corresponde a la longitud del segmento de barra vertical. Por Pitágoras, se puede obtener que la longitud de la barra desplazada es igual a

$$l' = l_0 \sqrt{1 + \tan^2(\theta)} \quad (7.4)$$

Siendo la deformación de la barra igual a la resta entre la longitud final e inicial de la barra, según

$$\varepsilon(\theta) = \frac{l_0 \sqrt{1 + \tan^2(\theta)} - l_0}{l_0} = \sqrt{1 + \tan^2(\theta)} - 1 \quad (7.5)$$

Para simplificar el análisis, se considera que las tensiones de las barras de acero poseen un comportamiento bilineal caracterizado por una tensión de fluencia, tensión última y rigidez inicial del acero. De esta manera, se puede obtener una curva fuerza – ángulo de giro

$$V_{TD}(\theta) = \begin{cases} A_{vf} f_y [\mu \cos(\theta) + \sin(\theta)] \frac{(\sqrt{1 + \tan^2(\theta)} - 1)}{f_y / E_s} & \text{si } \theta \leq \theta_y \\ A_{vf} [\mu \cos(\theta) + \sin(\theta)] f(\varepsilon(\theta)) & \text{si } \theta > \theta_y \end{cases} \quad (7.6)$$

Dónde θ_y corresponde al ángulo dónde se genera la tensión de fluencia de la barra de refuerzo y puede obtenerse según

$$\theta_y = \tan^{-1}(\sqrt{(1 + f_y / E_s)^2 - 1}) \quad (7.7)$$

Que para un acero común de $f_y=420$ [MPa] y $E_s=200000$ [MPa], puede aproximarse a $\theta_y = 3.7^\circ$. Utilizando la ecuación (7.3) en (7.6), puede obtenerse una expresión para curva fuerza – desplazamiento. Es importante destacar que el parámetro l_0 debe ser definido con exactitud para un correcto análisis de la curva, sin embargo, aún existe incertidumbre en cuánto a esta medida. Se propone utilizar los parámetros expuestos en Seismic Behavior of Reinforced Concrete Sacrificial Exterior Shear Keys of Highway Bridges (Han, Zhou, Ou, et al., 2017).

La Figura 8.8 representa la comparación de las curvas fuerza-desplazamiento para la unidad 5A según el experimento de Bozorgzadeh et al. (2007), la curva de tensión diagonal parametrizada y los resultados de LS-DYNA.

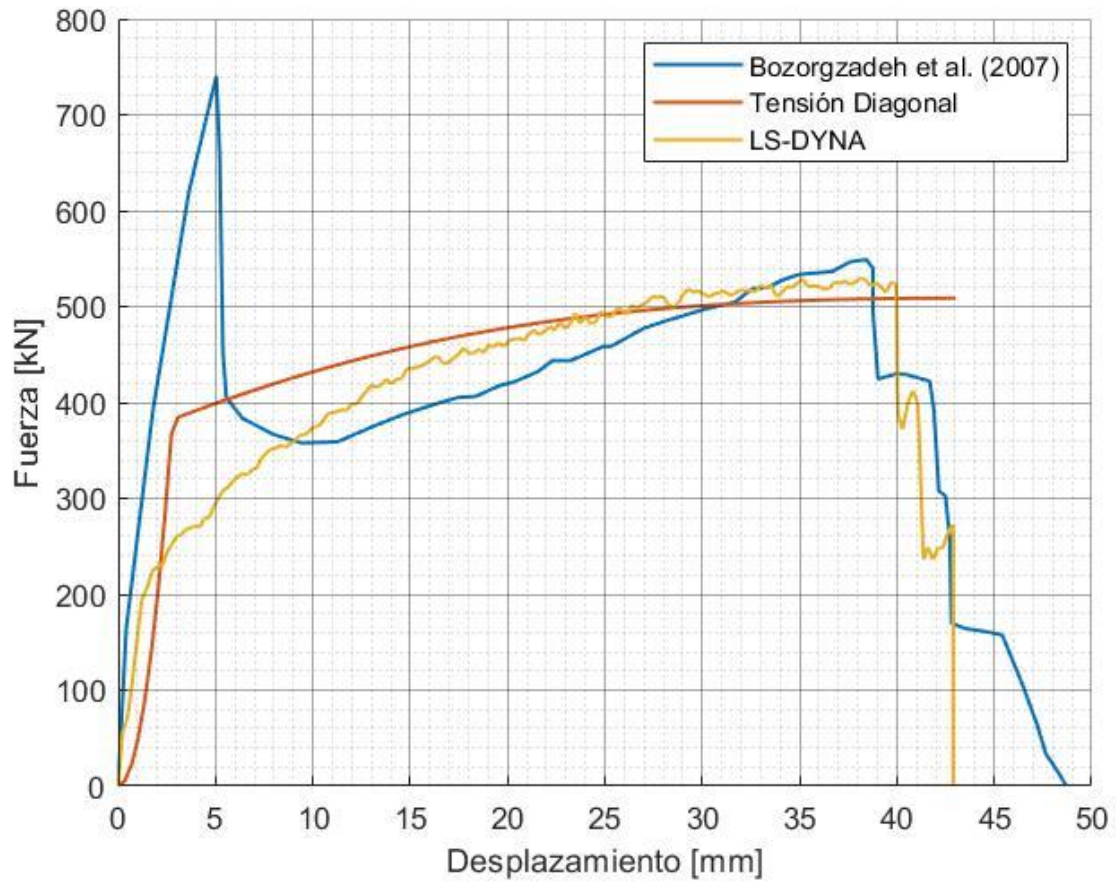


Figura 8.8: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 5A Externa más Tensión Diagonal para $l_0=10$ [cm] (Bozorgzadeh et al., 2007).

Capítulo 9

Resultados Modelación Llaves Internas Monolíticas

El siguiente capítulo presenta los resultados obtenidos en el programa de elementos finitos ANSYS LS-DYNA para los experimentos de Megally et al. (2002) con respecto a topes interiores monolíticos.

A continuación, se presentan modos de falla, curvas fuerza desplazamiento y capacidades máximas obtenidas, siguiendo la metodología de modelación expuesta en el punto 5.2. En primer lugar, se presenta una comparación del modo de falla obtenido a través del software de elementos finitos, mediante la superposición de fotos experimentales de los autores con las deformaciones plásticas arrojadas por LS-DYNA.

Luego, se presentan las curvas fuerza-desplazamiento experimentales con las obtenidas en el programa ANSYS para cada unidad. El desplazamiento considerado corresponde a la cara superior de la llave, siguiendo los principios del experimento de Megally et al. (2002). Finalmente, se exponen las capacidades máximas de los topes interiores monolíticos obtenidos con la modelación de elementos finitos.

9.1. Modelación de Experimento de Megally et al. (2002)

Se presentan los resultados para los topes interiores con junta monolítica 1A, 2A, 2B, 2C y 2D expuestos en el reporte técnico *Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridge Abutments* (Megally et al., 2002).

9.1.1. Tope 1A Interno Monolítico

Las deformaciones plásticas obtenidas en el software se comparan con el modo de falla observado experimentalmente en la Figura 9.1. La imagen en blanco y negro corresponde a la unidad 1A Interna de la publicación técnica *Seismic Performance of Sacrificial Interior Shear Keys* (Silva et al., 2003), puesto que en la publicación de Megally et al. (2002) la foto de la unidad 1A Interna es de mala calidad.

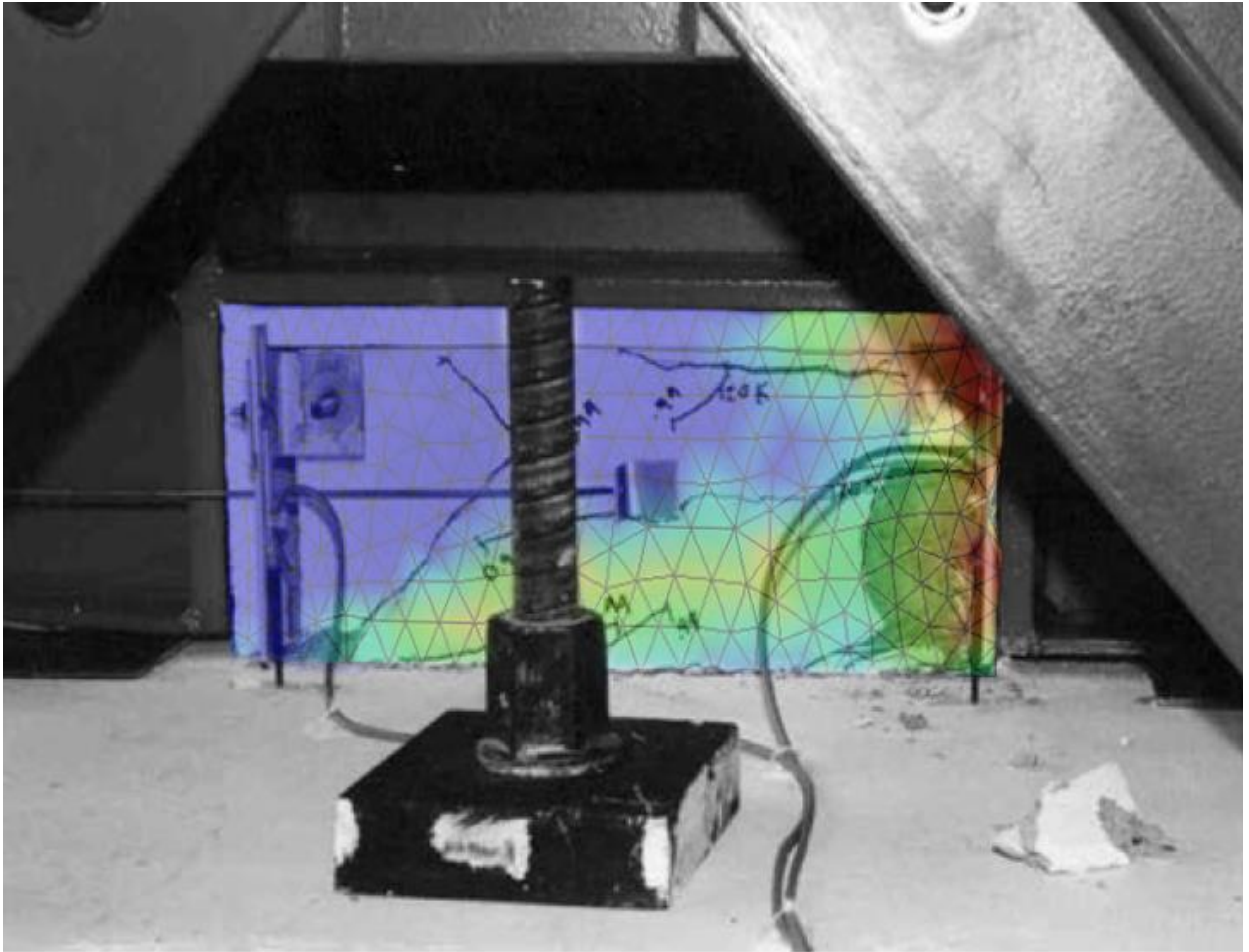


Figura 9.1: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Interna 1A (Adaptación de Imagen Original de Silva et al., 2003).

Las deformaciones plásticas del acero indican que la falla se produce en las barras verticales que se encuentran más expuestas a la acción del actuador, como aprecia en la Figura 9.2.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0.515
Contours of Effective Plastic Strain
max IP. value
min=0, at elem# 177
max=0.150679, at elem# 227

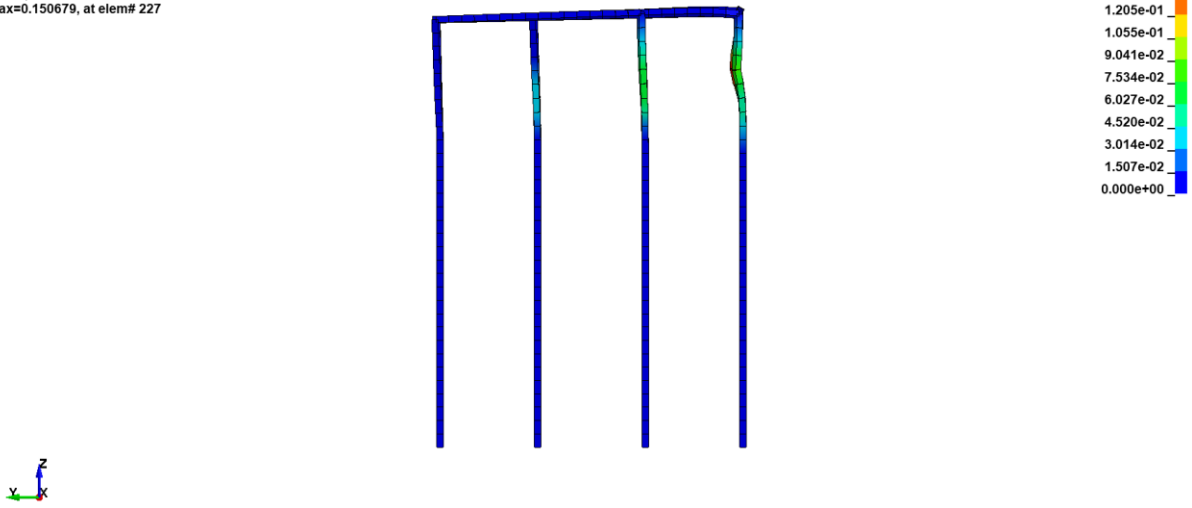


Figura 9.2: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 1A Interna (Megally et al., 2002).

La comparación de curva fuerza-desplazamiento entre la unidad 1A interna experimental y la de LS-DYNA, se aprecia en la Figura 9.3.

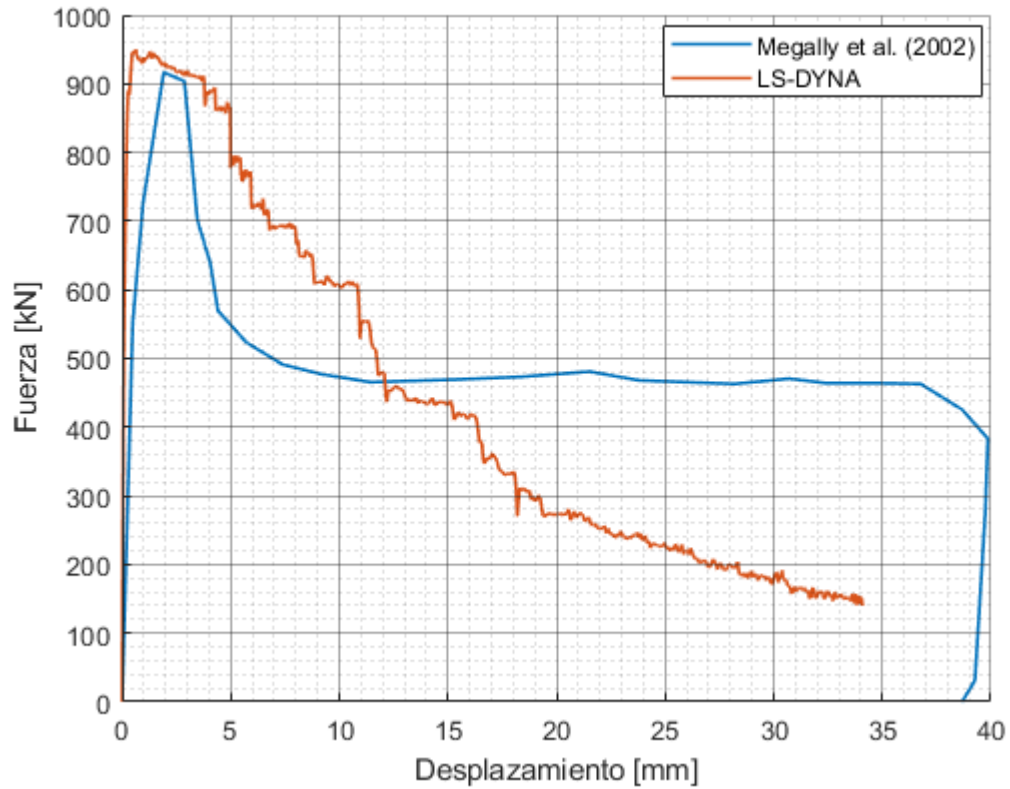


Figura 9.3: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 1A Interna (Megally et al., 2002).

9.1.2. Tope 2A Interno Monolítico

Al igual que para el caso 1A Interno, en la Figura 9.4 se presentan las deformaciones plásticas del hormigón según LS-DYNA con las fotos del experimento de Silva et al. (2003), debido a que la foto de la unidad 2A Interna en el documento de Megally et al. (2002) posee baja calidad.

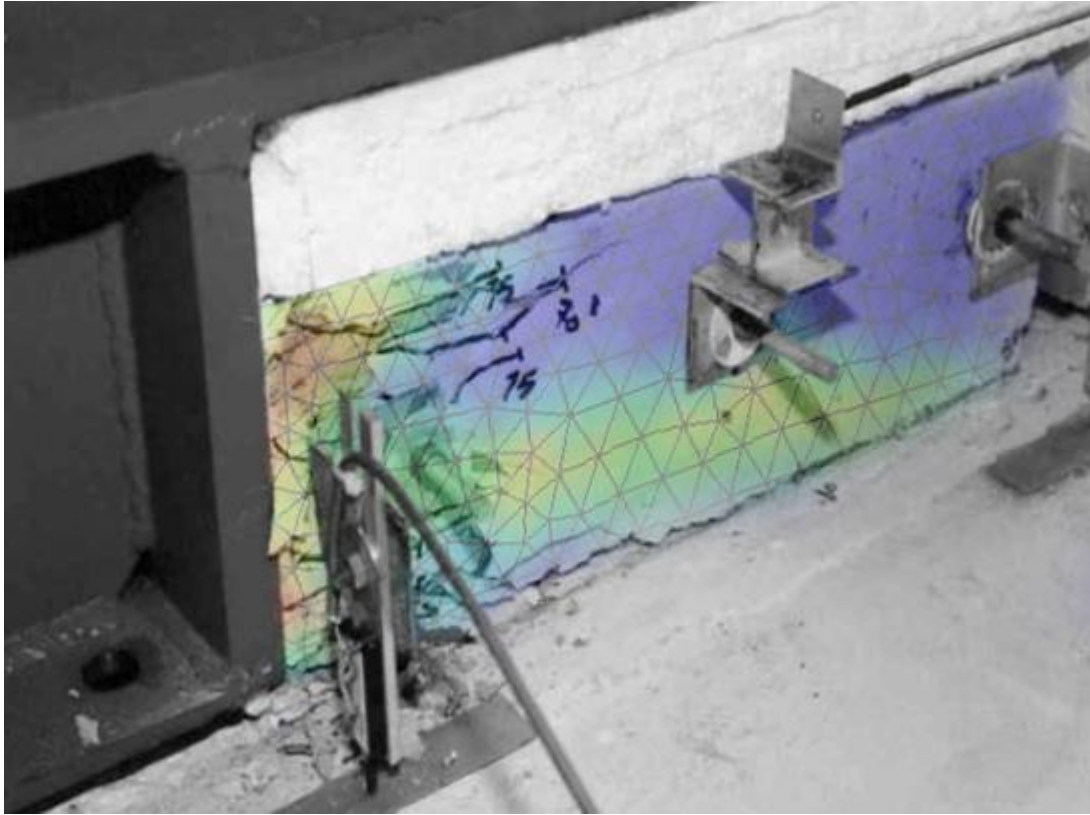


Figura 9.4: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Interna 2A (Adaptación de Imagen Original de Silva et al., 2003).

Las deformaciones plásticas del acero de la unidad 2A Interna es idéntica al comportamiento de la unidad anterior, presentando una deformación en las barras de refuerzo vertical más expuesta a la carga. Las barras más lejanas al actuador casi no incursionan en el rango plástico, como se presenta en la Figura 9.5.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0.54
Contours of Effective Plastic Strain
max IP. value
min=0, at elem# 192
max=0.149374, at elem# 227

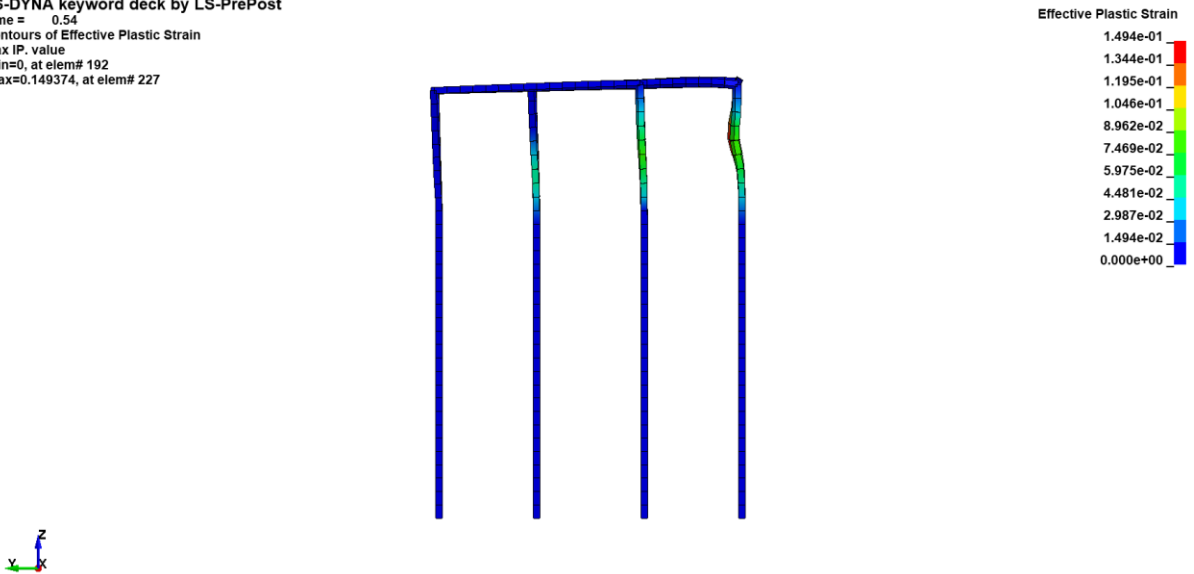


Figura 9.5: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 2A Interna (Megally et al., 2002).

La curva fuerza desplazamiento para la presente unidad se expone en la Figura 9.6.

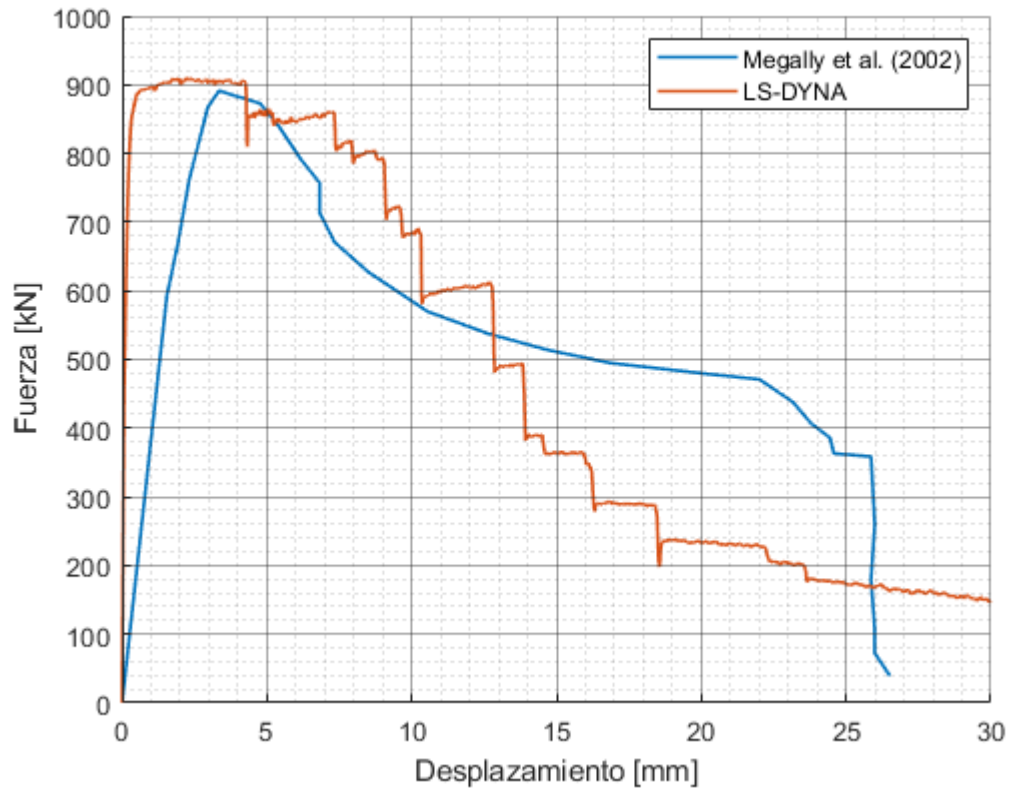


Figura 9.6: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 2A Interna (Megally et al., 2002).

9.1.3. Tope 2B Interno Monolítico

La comparación de las deformaciones plásticas del modelo de elementos finitos con la foto real se aprecia en la Figura 9.7.

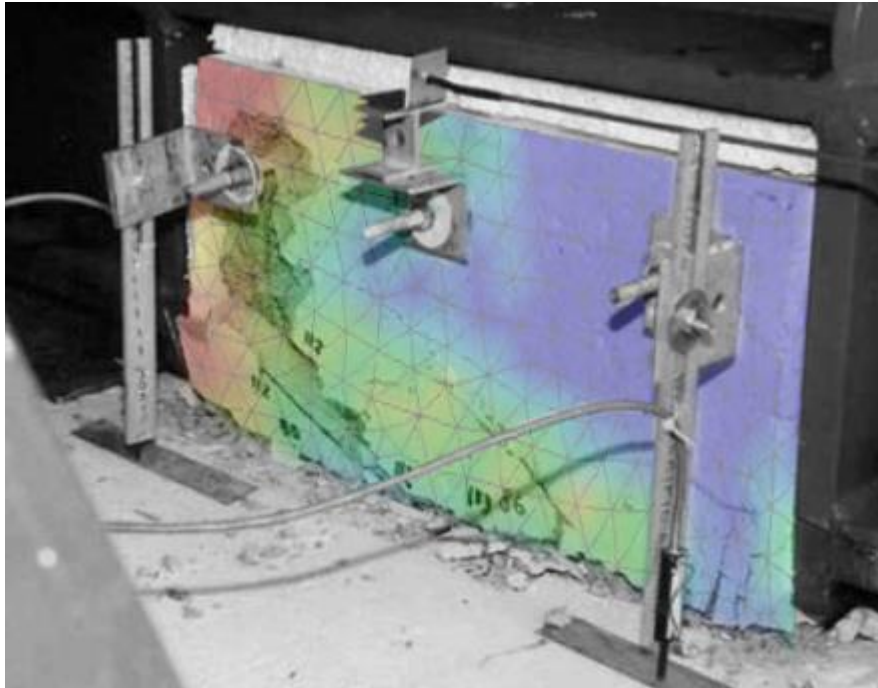


Figura 9.7: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Interna 2B (Adaptación de Imagen Original de Silva et al., 2003).

Por otro lado, las deformaciones plásticas del acero siguen los mismos patrones de las unidades anteriores como se observa en la Figura 9.8.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0.57
Contours of Effective Plastic Strain
max IP. value
min=0, at elem# 146
max=0.150748, at elem# 211

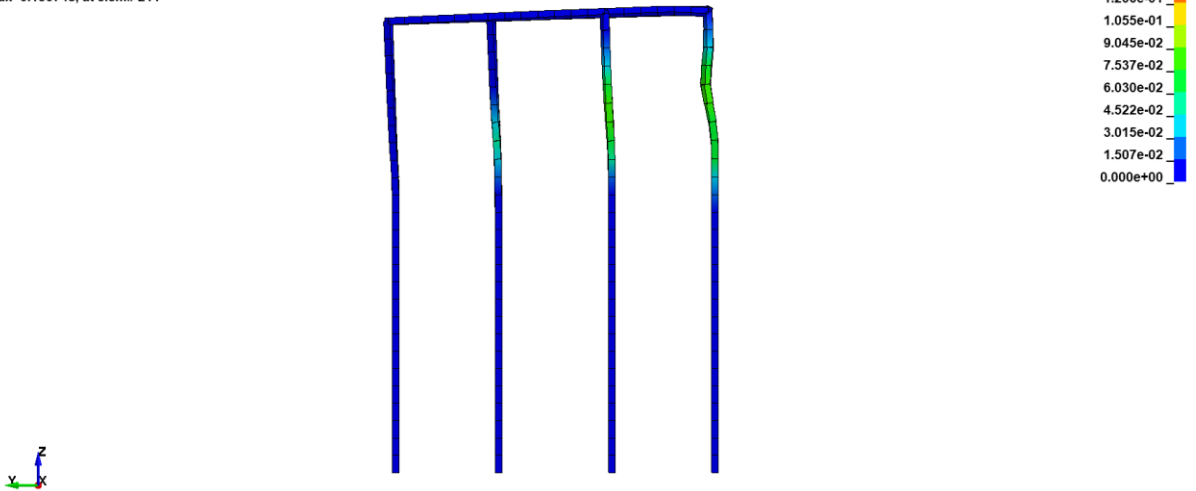


Figura 9.8: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 2B Interna (Megally et al., 2002).

La curva fuerza desplazamiento para la unidad 2B Interna corresponde a lo expuesto en la Figura 9.9.

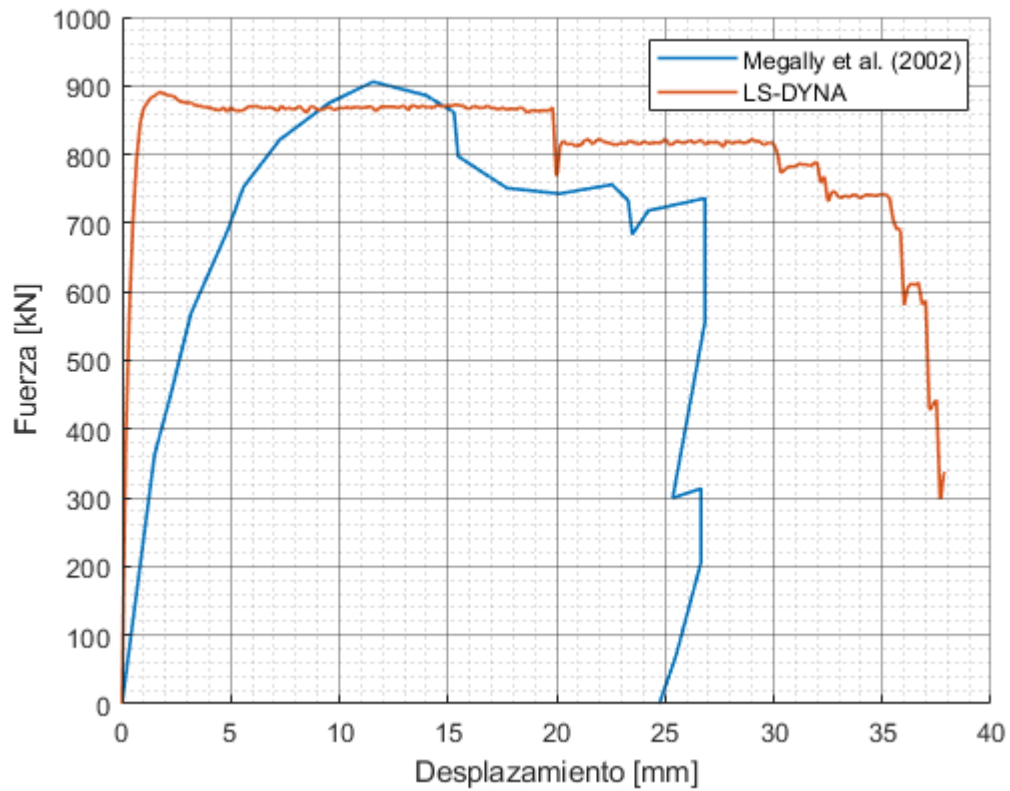


Figura 9.9: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 2B Interna (Megally et al., 2002).

9.1.4. Tope 2C Interno Monolítico

El modo de falla del tope 2C Interno se expresa en la Figura 9.10.

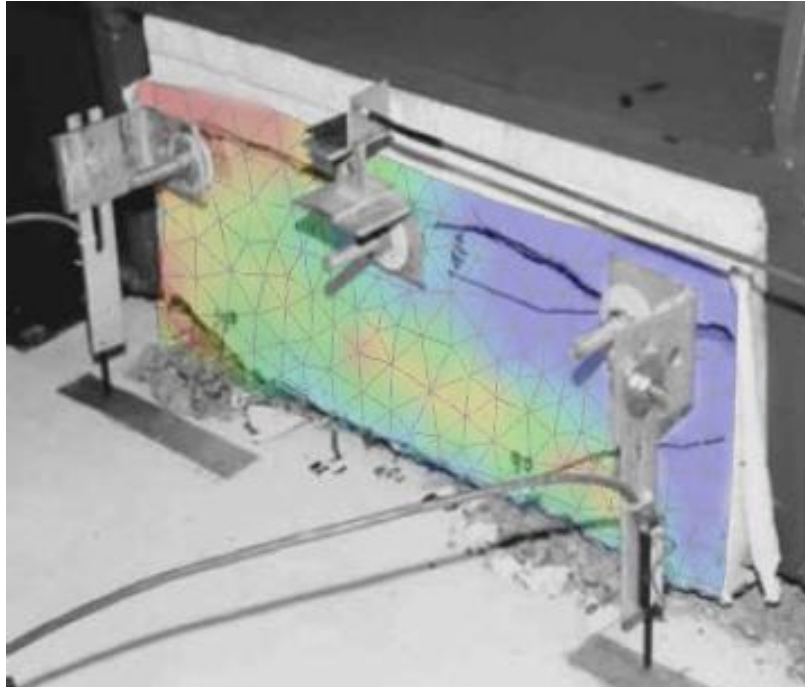


Figura 9.10: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Interna 2C (Adaptación de Imagen Original de Silva et al., 2003).

El modo de falla también se puede apreciar en la zona donde se plastifican las barras de refuerzo según la Figura 9.11.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
 Time = 0.565
 Contours of Effective Plastic Strain
 max IP. value
 min=0, at elem# 141
 max=0.15104, at elem# 243

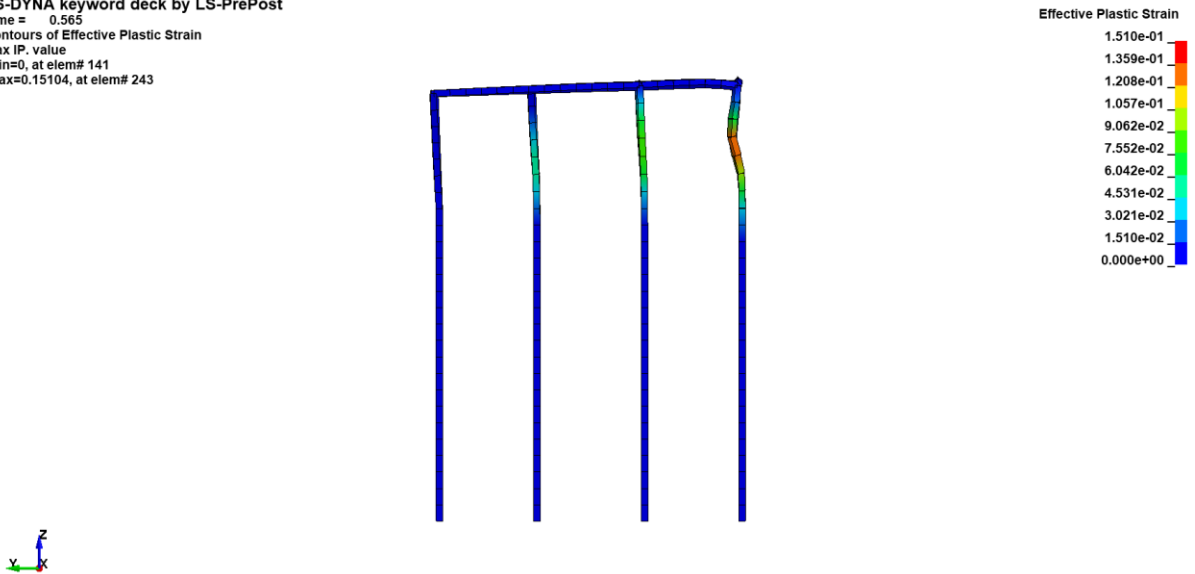


Figura 9.11: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 2C Interna (Megally et al., 2002).

Por otro lado, la curva fuerza desplazamiento para la unidad 2C Interna corresponde a la Figura 9.12.

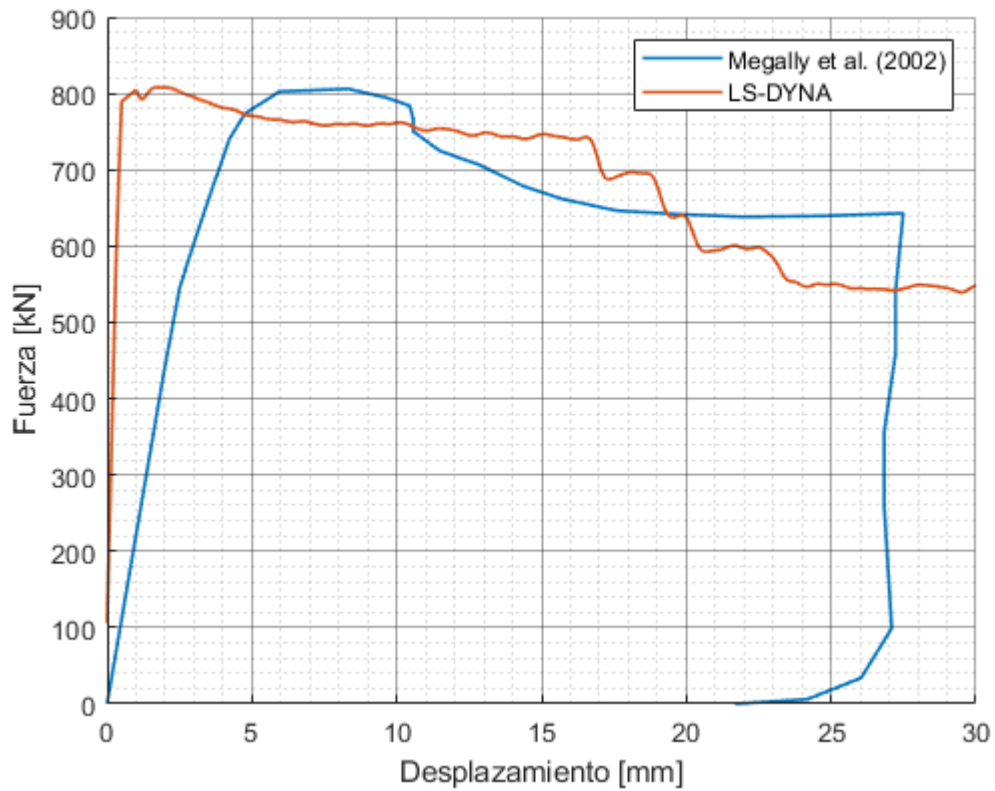


Figura 9.12: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 2C Interna (Megally et al., 2002).

9.1.5. Tope 2D Interno Monolítico

El modo de falla de la unidad 2D, obtenido en el programa de elementos finitos, se compara con las fracturas observadas por Silva et al. (2003) en la Figura 9.13.

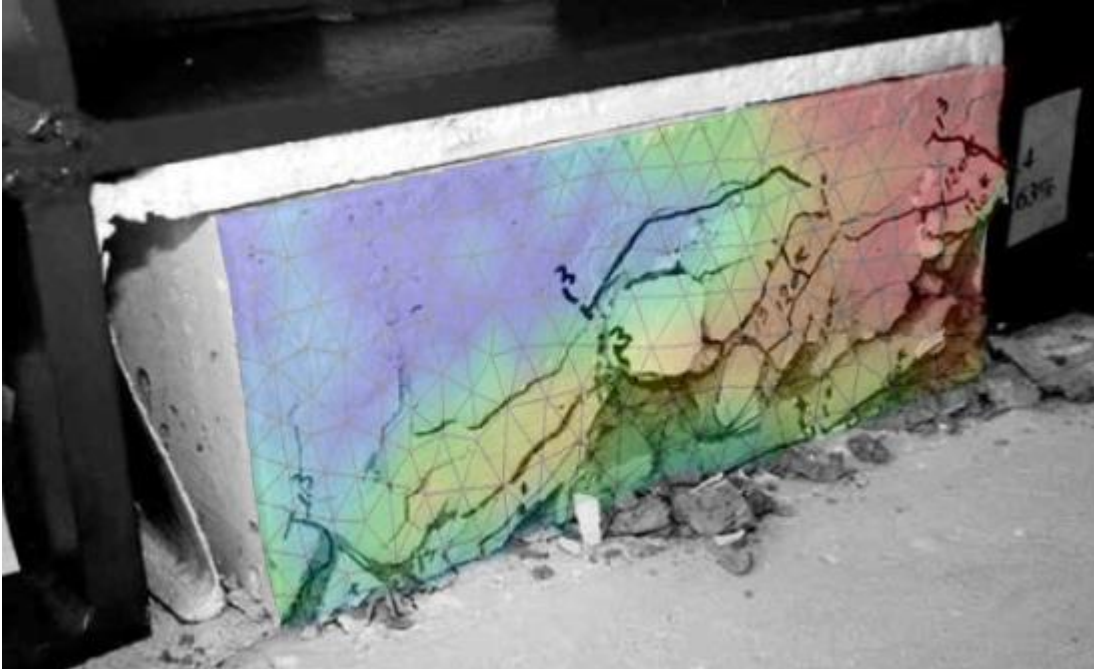


Figura 9.13: Comparación Deformaciones Plásticas Experimental versus LS-DYNA en Llave Interna 2D (Adaptación de Imagen Original de Silva et al., 2003).

Mientras que las deformaciones plásticas del acero se aprecian en la Figura 9.14.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
 Time = 0.725
 Contours of Effective Plastic Strain
 max IP. value
 min=0, at elem# 144
 max=0.153221, at elem# 94

Effective Plastic Strain

1.532e-01
1.379e-01
1.226e-01
1.073e-01
9.193e-02
7.661e-02
6.129e-02
4.597e-02
3.064e-02
1.532e-02
0.000e+00

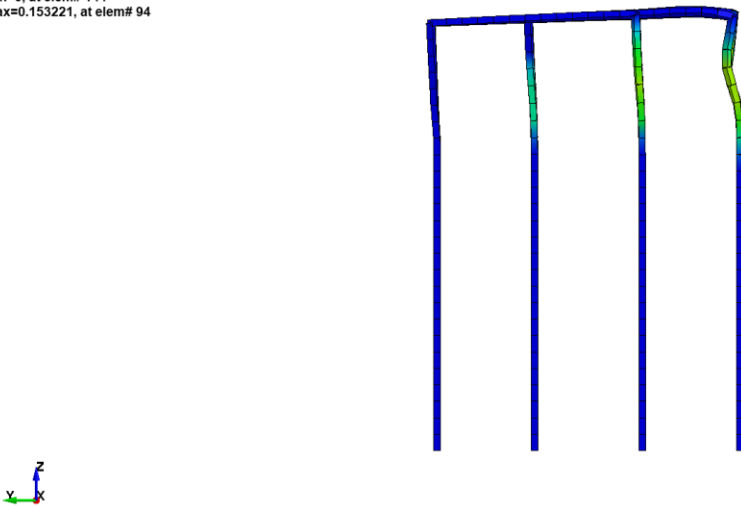


Figura 9.14: Deformaciones Plásticas del Acero en Unidad 2D Interna (Megally et al., 2002).

Finalmente, la curva fuerza desplazamiento para la unidad 2D corresponde a lo señalado en la Figura 9.15.

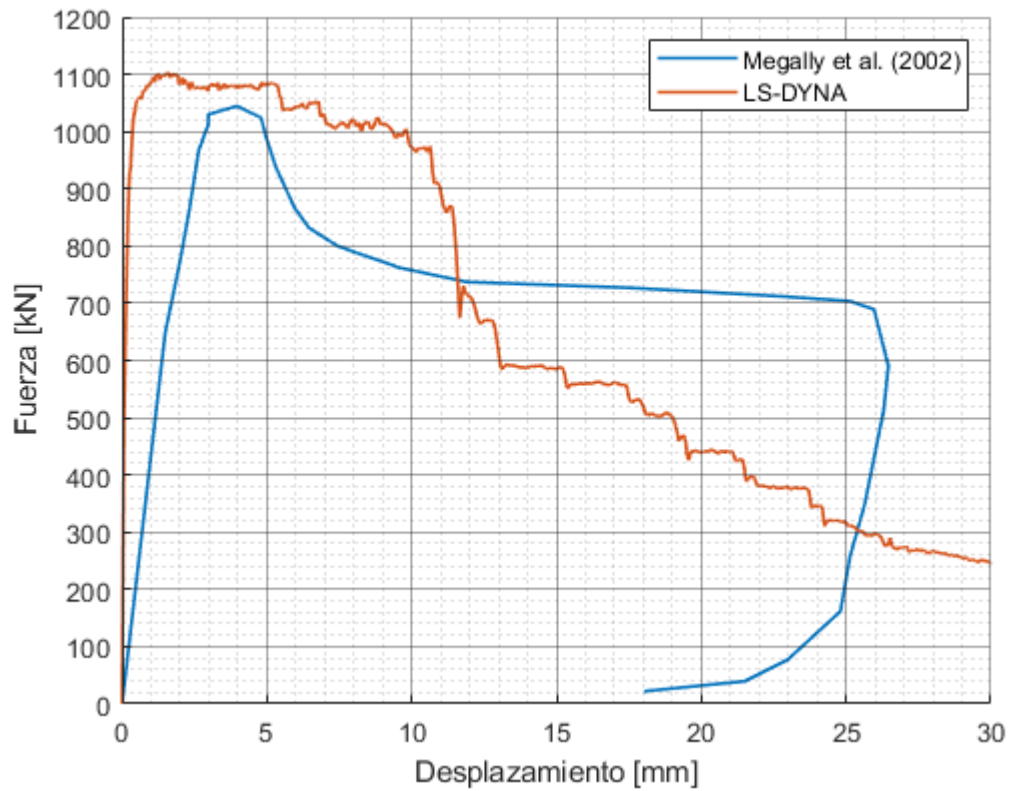


Figura 9.15: Curva Fuerza versus Desplazamiento Llave 2D Interna (Megally et al., 2002).

9.2. Capacidad Máxima de Llaves Internas Monolíticas

A continuación, en la Tabla 9.1 se comparan las capacidades experimentales con los resultados obtenidos en ANSYS LS-DYNA, la ecuación (3.34) del modelo de Falla por Fractura del Hormigón y lo estipulado por el Manual de Carreteras (2018) en la sección 2.4 Diseño de Llaves Internas. Memoria de cálculo en ANEXO G.

Tabla 9.1: Capacidades de Topes Internos Monolíticos según Métodos de Cálculo.

Unidad	Capacidad [kN]				
	Experimental	LS-DYNA	Fractura Hormigón Ec. (3.34)	AASHTO Shear Friction Ec. (2.6)	AASHTO Brackets & Corbels Ec. (2.7)
1A	934	946	921	1020	929
2A	890	905	958	1019	1240
2B	952	890	949	1020	742
2C	814	808	874	846	619
2D	1045	1084	923	1193	1238

De la misma manera, se comparan los errores propios de cada método de cálculo en la Tabla 9.2. Se analiza el error Experimental – LS-DYNA, Experimental – Fractura del Hormigón y Experimental – AASHTO (2012). El signo + indica un aumento de la capacidad del método de cálculo y el signo – se refiere a una minoración de capacidad.

Tabla 9.2: Errores en Topes Internos Monolíticos según Métodos de Cálculo.

Unidad	Error Experimental versus [%]			
	LS-DYNA	Fractura Hormigón Ec. (3.34)	AASHTO Shear Friction Ec. (2.6)	AASHTO Brackets & Corbels Ec. (2.7)
1A	+1.3	-1.4	+9.2	-0.5
2A	+1.7	+7.6	+14.5	+39.3
2B	-6.5	-0.3	+7.1	-22.1
2C	-0.7	+7.4	+3.9	-24.0
2D	+3.7	-11.7	+14.2	+18.5
Promedio Valores Absolutos	2.8 [-6.5, 3.7]	5.7 [-11.7, 7.6]	9.8 [3.9, 14.5]	20.9 [-24, 39.3]

9.3. Análisis de Resultados de Llaves Internas Monolíticas

De la Tabla 9.2, se desprende que LS-DYNA arroja un error promedio del 2.8% con respecto a la capacidad máxima de los resultados experimentales obtenidos por Megally et al. (2002). Por otro lado, la ecuación de Falla por Fractura del Hormigón presenta un error de 5.7% con respecto a los resultados experimentales, evidenciando que la ecuación propuesta por Ramakrishnan & Ananthanarayana (1968) puede ser aplicada a llaves interiores con geometrías similares a las expuestas. Sin embargo, la ecuación de Falla por Fractura del Hormigón no considera el aporte de las barras de refuerzo a la capacidad, supuesto que es erróneo.

Con respecto al Manual de Carreteras (2018), que indica el cálculo de topes internos según la sección *Brackets & Corbels* (5.13.2.4) e *Interface Shear Transfer – Shear Friction* (5.8.4) de la AASHTO (2012), el error promedio de la es de 20.8% y 9.8% respectivamente. A partir de la Tabla 9.2, se puede inferir que la disposición *Shear Friction* (5.8.4) es más precisa que *Brackets & Corbels* (5.13.2.4) de la AASHTO (2012).

Dado que la ecuación que mejor se ajusta a las capacidades experimentales (Fractura del Hormigón) parte de un supuesto no válido, se propone utilizar el modelo *Modified Compression Field Theory* (MCFT) establecido por Bentz et al., (2006), el cual se basa en minorar la resistencia a la compresión del hormigón, mediante un coeficiente β , a medida que aumenta la deformación diagonal a tracción del material. A su vez, el modelo toma en cuenta el efecto de la variación del ángulo de agrietamiento θ .

La capacidad nominal de la llave de corte está dada por la siguiente ecuación

$$V_{NMCFE} = V_C + V_S \quad (9.1)$$

Donde: V_{NMCFE} : Capacidad Nominal de Llave de Corte [kN].

V_C : Capacidad del Hormigón [kN].

V_S : Capacidad del Refuerzo de Acero [kN].

Mientras que las capacidades provistas por el hormigón y el acero, se establecen según

$$V_C = \beta \sqrt{f'_c} b d \quad (9.2)$$

$$V_S = \frac{A_v f_y d_v [\cot(\theta) + \cot(\alpha)] \sin(\alpha)}{s} \quad (9.3)$$

- Donde:
- V_C : Capacidad del Hormigón [kN].
 - β : Factor del Hormigón en Tensión [-].
 - f'_c : Resistencia a la Compresión del Hormigón [MPa].
 - b : Ancho de Llave [mm].
 - d : Largo de Llave [mm].
 - A_{vf} : Área de Refuerzo Vertical [mm²].
 - f_y : Tensión de Fluencia de Refuerzo [MPa].
 - d_v : Profundidad Efectiva en Corte [mm].
 - θ : Ángulo de Agrietamiento [°].
 - α : Ángulo de Inclinación de Barras [°].
 - s : Separación entre Barras de Refuerzo [mm].

Las capacidades del hormigón y acero dependen de β y θ , respectivamente, que se definen a continuación.

$$\beta = \frac{0.4}{1 + 1500\varepsilon_s} \frac{1300}{1000 + s_{xe}} \quad (9.4)$$

$$\theta = (29^\circ + 7000^\circ\varepsilon_s)(0.88 + \frac{s_{xe}}{2500}) \quad (9.5)$$

$$s_{xe} = \max[\frac{35s}{a_g + 16}, 305] \quad (9.6)$$

- Donde:
- β : Factor del Hormigón en Tensión [-].
 - θ : Ángulo de Agrietamiento [°].
 - ε_s : Deformación Longitudinal de Refuerzo a Tensión [-].
 - s_{xe} : Parámetro de Espaciamiento de Grietas [-].
 - a_g : Diámetro de Agregado [mm].

Para mayor información y detalle del modelo, consultar *Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements* (Bentz et al., 2006).

A continuación, en la Tabla 9.3 se detallan los resultados de capacidad para las llaves internas ocupando el modelo MCFT.

Tabla 9.3: Capacidad de Topes Internos Monolíticos según MCFT.

Unidad	Parámetro		Capacidad [kN]		
	β [-]	θ [°]	V_C	V_S	V_{MCFT}
1A	0.182	34.6	178	743	921
2A	0.181	34.7	184	741	925
2B	0.184	34.5	185	745	930
2C	0.204	33.5	190	580	770
2D	0.165	35.6	162	893	1055

Por otro lado, los errores respecto a la capacidad experimental se expresan en la Tabla 9.4.

Tabla 9.4: Errores en Topes Internos Monolíticos según MCFT.

Unidad	C. Experimental [kN]	C. MCFT [kN]	Error [%]
1A	934	921	-1.4
2A	890	925	+3.9
2B	952	930	-2.3
2C	814	770	-5.4
2D	1045	1055	+0.9

De esta manera, los topes internos pueden ser calculados con un error promedio de los valores absolutos del 2.8%, que es menor al 5.7% dispuesto por la ecuación de Falla por Fractura del Hormigón, y, además es consistente con el aporte del acero.

Las curvas fuerza-desplazamiento de las unidades internas poseen una capacidad *peak* similar a la capacidad experimental, sin embargo, la rigidez inicial indicada por el programa de elementos finitos es mayor a la experimental en un factor promedio de 4.37. Es probable que este efecto se deba a la falta de modelación del bloque de poliestireno, entre el actuador y la llave, que tiende a flexibilizar el sistema con su rigidez aplicada en serie.

A su vez, se realizaron modelaciones de la llave interior 1A considerando un *bond-slip* entre las barras de refuerzo y el hormigón. Esto quiere decir, que se permite el desplazamiento relativo de las barras en el hormigón, lo que flexibiliza el sistema, induciendo en una rigidez inicial menor. Para ello se consideraron las relaciones de tensión de embebido versus deformación para barras $\varnothing 10$ y $\varnothing 8$ [mm] (Wolenski et al., 2015), según la Tabla 9.5 y Tabla 9.6.

Tabla 9.5: Parámetros para Barra $\varnothing 8$ mm en Hormigón C25.

$W_{b1} = 0.25$ [mm]	$W_{b2} = 1.15$ [mm]	$W_{bult} = 4.85$ [mm]
$\tau_1 = 11.5$ [MPa]	$\tau_{max} = 16.5$ [MPa]	$\tau_{ult} = 6.0$ [MPa]

Tabla 9.6: Parámetros para Barra $\phi 10\text{mm}$ en Hormigón C25

$W_{b1} = 0.10$ [mm]	$W_{b2} = 0.75$ [mm]	$W_{bult} = 5.10$ [mm]
$\tau_1 = 13.0$ [MPa]	$\tau_{max} = 20.0$ [MPa]	$\tau_{ult} = 7.0$ [MPa]

A partir de los datos anteriores, se obtuvo la Figura 9.16, donde se comparan las curvas fuerza-desplazamiento de la unidad 1A Interior Monolítica para los modelos de embebido perfecto de las barras (B.I.S) de la sección 5.2.2.2 *Constrained* y modelos *Bond-Slip* (B.S.) con parámetros de las Tabla 9.5 y Tabla 9.6.

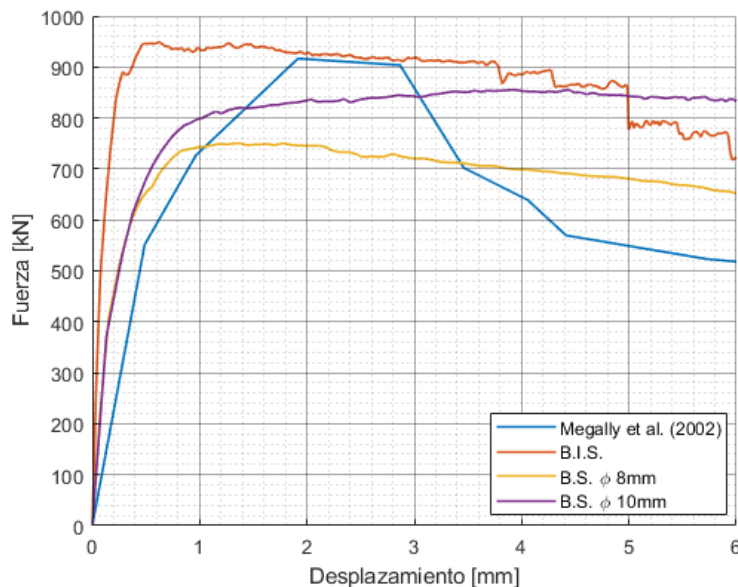


Figura 9.16: Curva Fuerza-Desplazamiento para Unidad 1A Interna (Megally et al., 2002): Comparación BIS versus BS.

De esta manera, las barras de refuerzo #3, equivalentes a un $\phi 9.5$ [mm], deberían tener un comportamiento entre las curvas morada y amarilla. Con la modelación *Bond-Slip* (B.S.) se flexibiliza la rigidez inicial de las unidades en comparación al modelo *Beam in Solid* (B.I.S.). En efecto, el cociente de rigidez inicial B.S. versus experimental es 1.36, mientras que B.I.S. versus experimental para la unidad 1A es de 2.77. Lo anterior demuestra que el modelo B.S. flexibiliza la estructura, pero esto viene en detrimento de la capacidad máxima y la degradación *post-peak*. El modelo B.S con $\phi 10$ [mm] provee una capacidad de 853 [kN], un error del 8.7% con respecto al resultado experimental. Dado lo anterior, se decide modelar con la opción de perfecto embebido de las barras de refuerzo en el hormigón (B.I.S), puesto que entrega mejores capacidades máximas y un tiempo de procesamiento casi 10 veces menor a B.S., aunque posee un mayor error asociado a la rigidez inicial.

El comportamiento *post-peak*, de las llaves internas monolíticas, es de difícil obtención debido a que se produce una falla de deslizamiento por fricción. Esto quiere decir, que posterior al agrietamiento inicial, se produce un plano de falla friccional. Si bien se podría

obtener el comportamiento *post-peak*, mediante la imposición de un plano con cierta fricción (congruente al plano de falla experimental), se estaría imponiendo como *input* el resultado que se desea obtener. Debido a lo anterior, se continúa con la metodología de modelación común.

Con respecto a los modos de falla, se entrega una geometría acorde a lo obtenido experimentalmente, donde el daño se concentra en la mitad inferior a la diagonal, dejando casi intacta la zona contraria. Si bien el comportamiento de las deformaciones plásticas del hormigón tiende a la misma zona de falla, el sombreado en rojo no es tan exacto como en el caso de las llaves externas, puesto que se concentra mayormente en la zona de carga del tope.

9.4. Propuesta de Ecuación Llaves Internas Monolíticas

Utilizar modelo MCFT disponible en *Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements* (Bentz et al., 2006), sección *Compression Field Theory - Design of Concrete Structures* (Nilson et al., 2010) o *Canadian Standards Association* (2019).

Se propone ecuación para determinar la capacidad máxima nominal de llaves interiores monolíticas según

$$V_{NIM} = V_{NMCFE} \quad (9.7)$$

Capítulo 10

Resultados Caso de Estudio: Puente Águila Norte

Según se indica en el Capítulo 6, se realizan estudios en cuanto a llaves de corte en el estribo y cepa. Al igual que para el caso de modelaciones de los experimentos en llaves de corte externas e internas, de los Capítulo 7 y Capítulo 9 respectivamente, se presentan imágenes de los modos de falla mediante deformaciones plásticas del hormigón, el comportamiento no lineal de las barras de refuerzo y curvas fuerza desplazamiento para los distintos modelos. A su vez, se suman los gráficos fuerza versus impulso explicados en la sección 4.5.3.

10.1. Estribo

Las descripciones de cada uno de los modelos de estribo pueden ser obtenidas en las secciones 6.8.1 y 6.8.2 para modelo simple y completo, respectivamente.

10.1.1. Estribo Simple

El modo de falla de la llave de corte se condice con las deformaciones plásticas del hormigón, las cuales se pueden apreciar en la Figura 10.1.

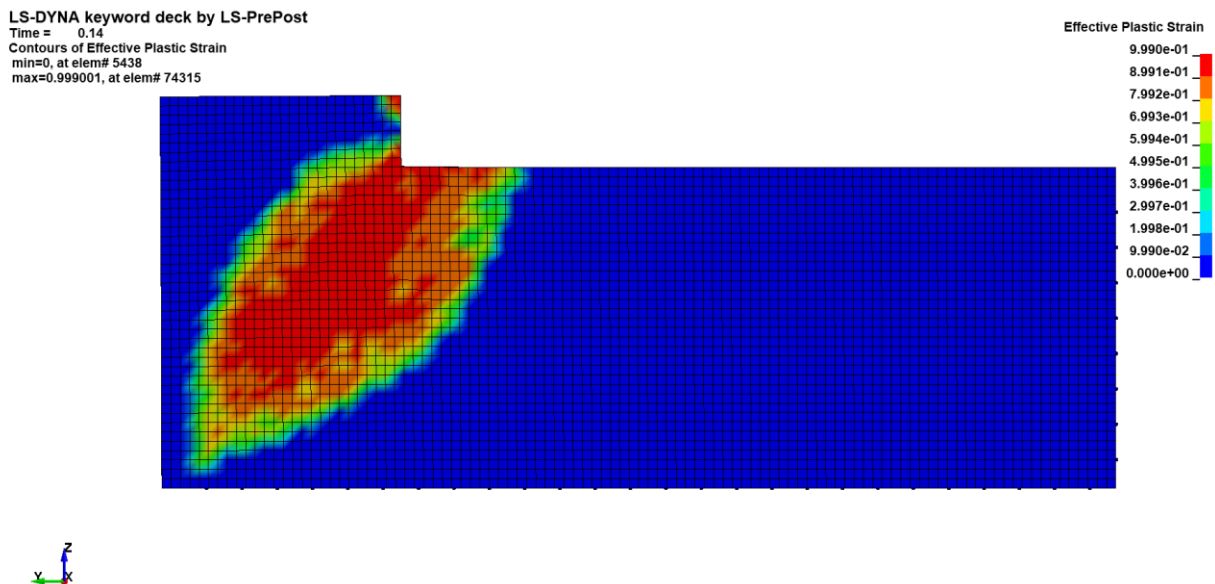


Figura 10.1: Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Estribo Simple de Puente Águila Norte.

Por otro lado, las deformaciones plásticas del acero se muestran en la Figura 10.2.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 2.21
Contours of Effective Plastic Strain
max IP. value
min=0, at elem# 429
max=0.151123, at elem# 4842

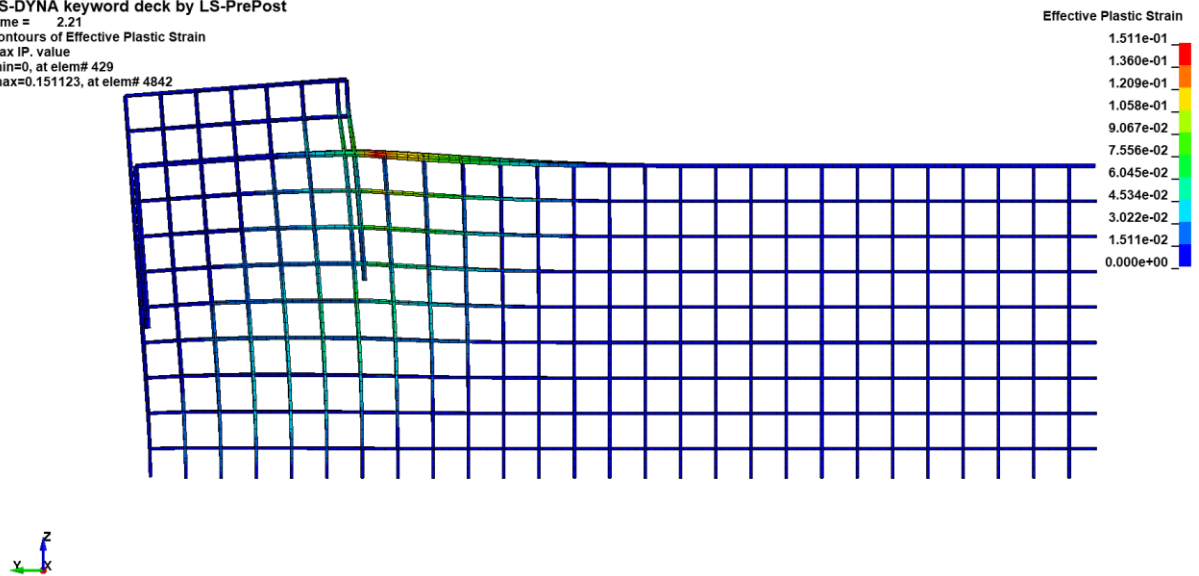


Figura 10.2: Deformaciones Plásticas del Acero en Modelo Estribo Simple de Puente Águila Norte.

10.1.2. Estribo Completo

Las deformaciones plásticas del hormigón, que delimitan el patrón de agrietamiento, se aprecian en distintas vistas entre las Figura 10.3 a la Figura 10.7.

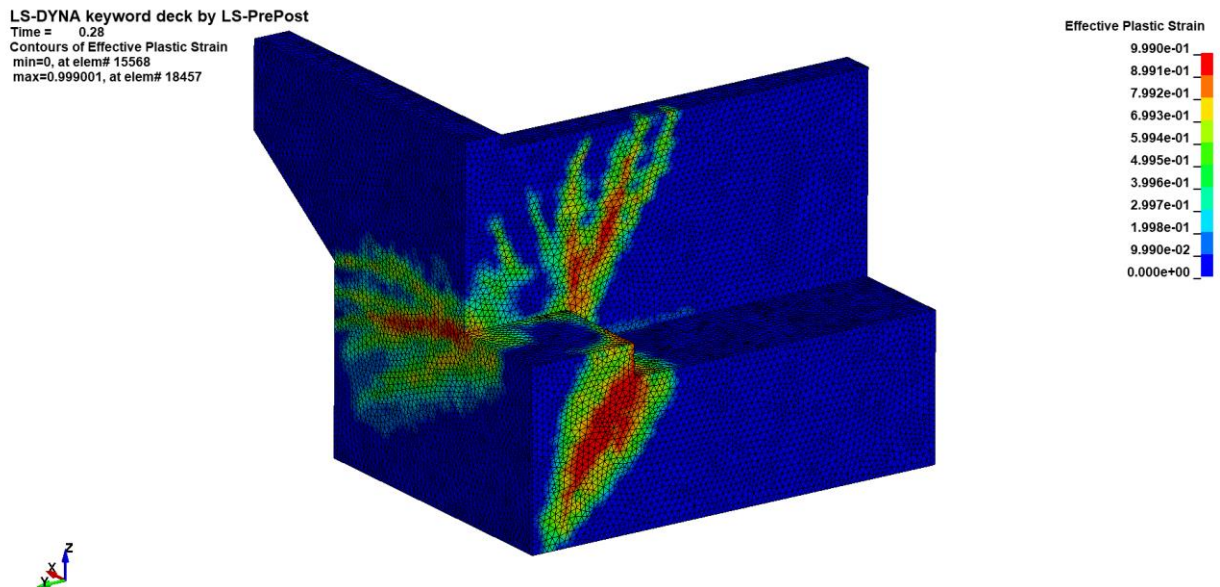


Figura 10.3: Vista General de Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Estribo Completo de Punte Águila Norte.

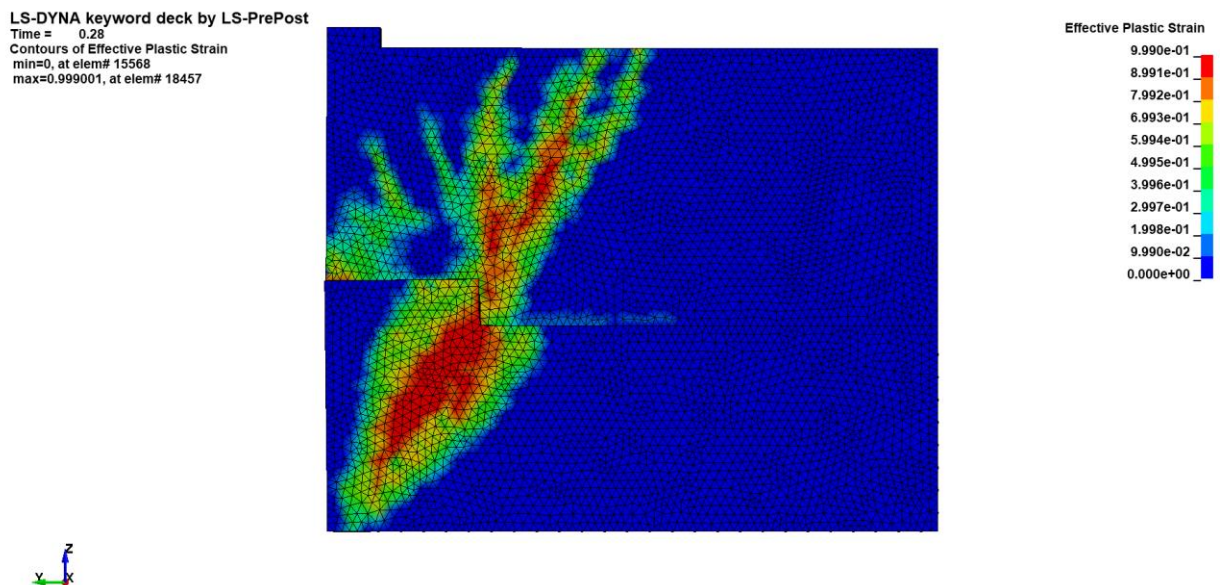


Figura 10.4: Vista Frontal de Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Estribo Completo de Punte Águila Norte.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0.28
Contours of Effective Plastic Strain
min=0, at elem# 15568
max=0.999001, at elem# 18457

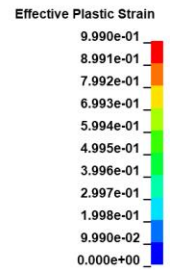
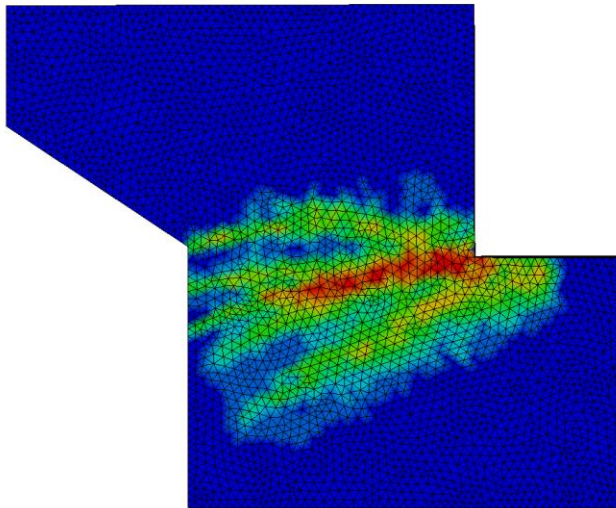


Figura 10.5: Vista Lateral Exterior de Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0.28
Contours of Effective Plastic Strain
min=0, at elem# 15568
max=0.999001, at elem# 18457

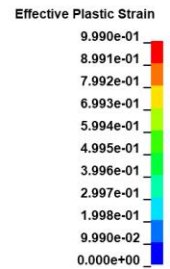
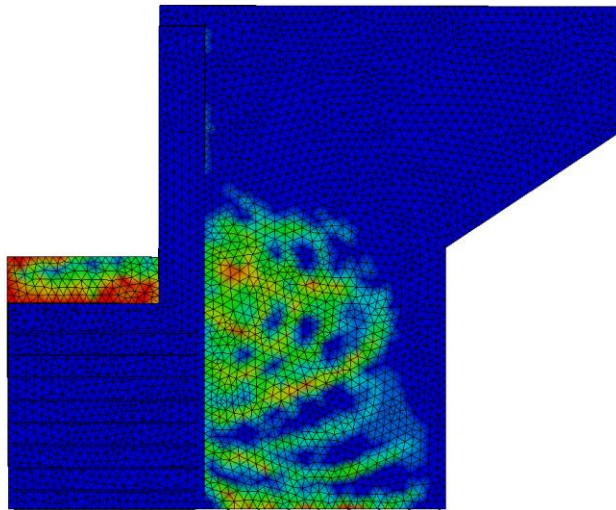


Figura 10.6: Vista Lateral Interior de Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.

LS-DYNA keyword deck by LS-PrePost
Time = 0.28
Contours of Effective Plastic Strain
min=0, at elem# 15568
max=0.999001, at elem# 18457

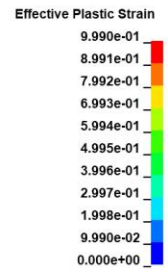
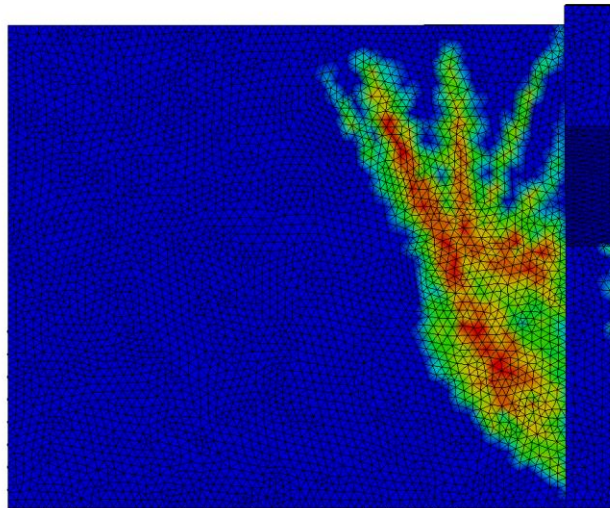


Figura 10.7: Vista Trasera de Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.

Por otro lado, la Figura 10.8 y Figura 10.9 entregan la comparación de las deformaciones plásticas con imágenes del puente, dando cuenta del patrón de daño esperable en caso de existir un impacto severo.

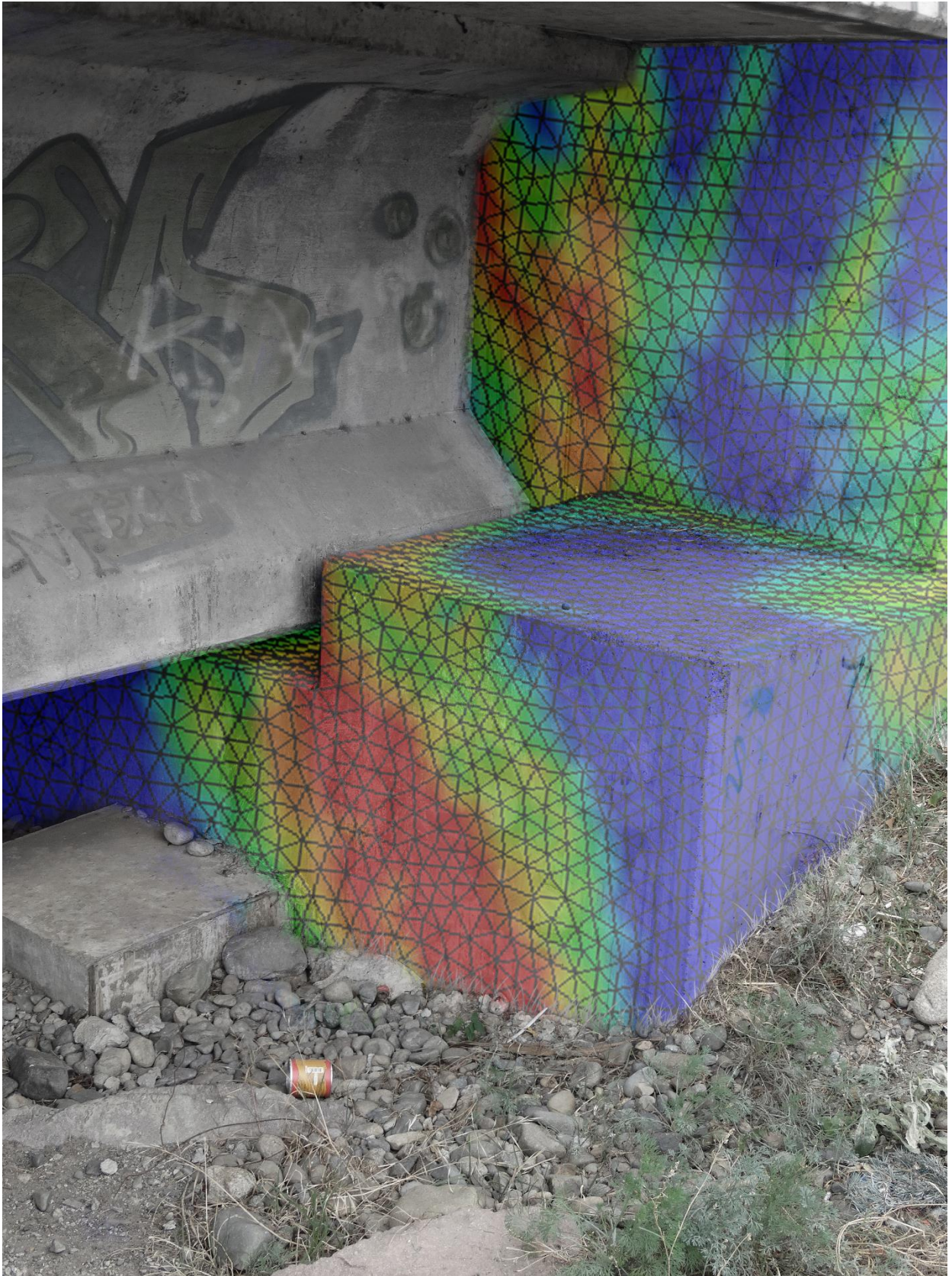


Figura 10.8: Comparación Deformaciones Plásticas de Hormigón versus Foto de Estribo Puente Águila Norte (Estribo 2 Llave Sur).

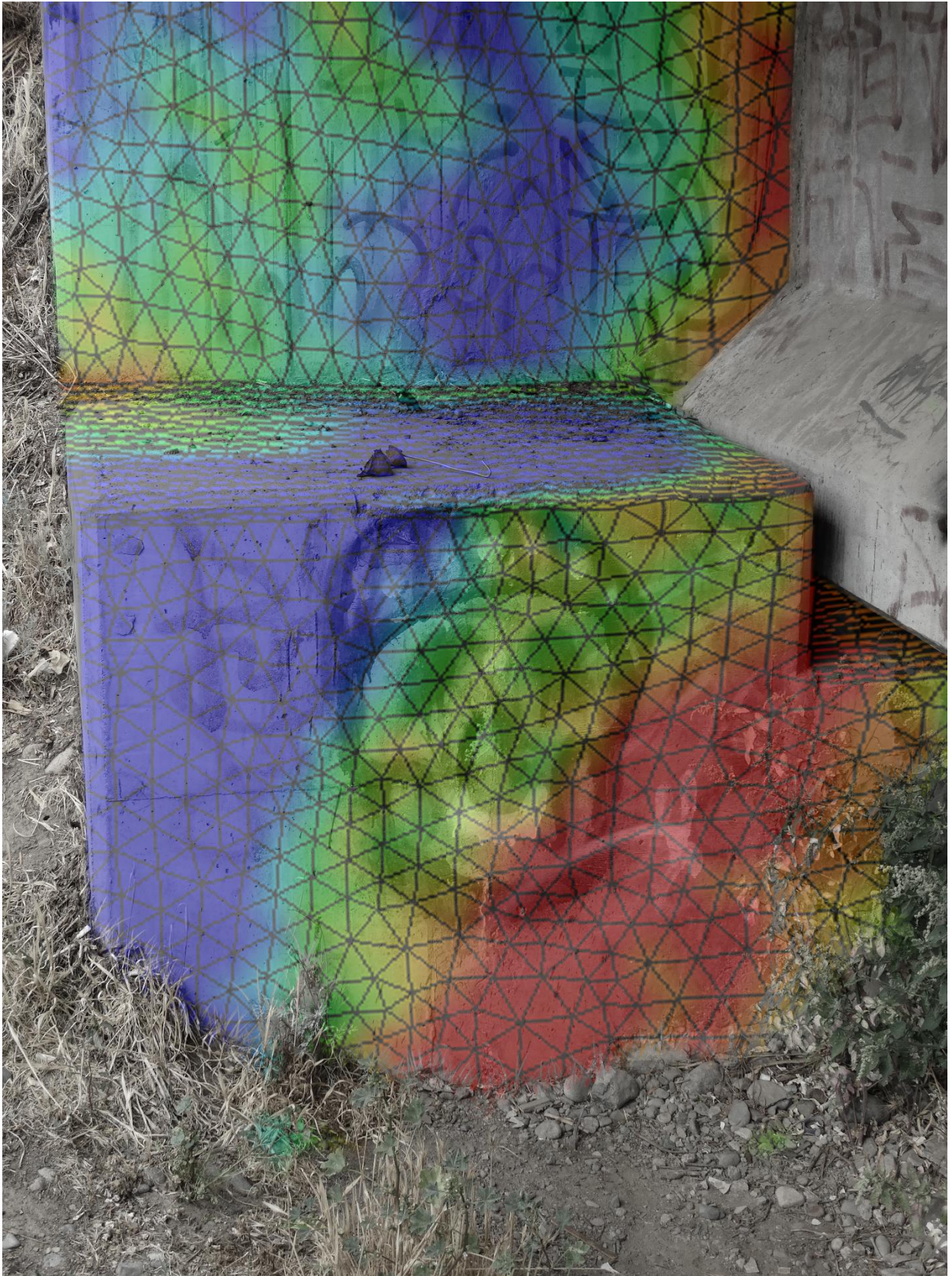


Figura 10.9: Comparación Deformaciones Plásticas de Hormigón versus Foto de Estribo Puente Águila Norte (Estribo 2 Llave Norte).

Las distintas vistas de las deformaciones plásticas del acero, se muestran en las Figura 10.10 a la Figura 10.12 considerando unidades estructurales por separado de: viga de coronamiento más tope, muro espaldar y muro ala.

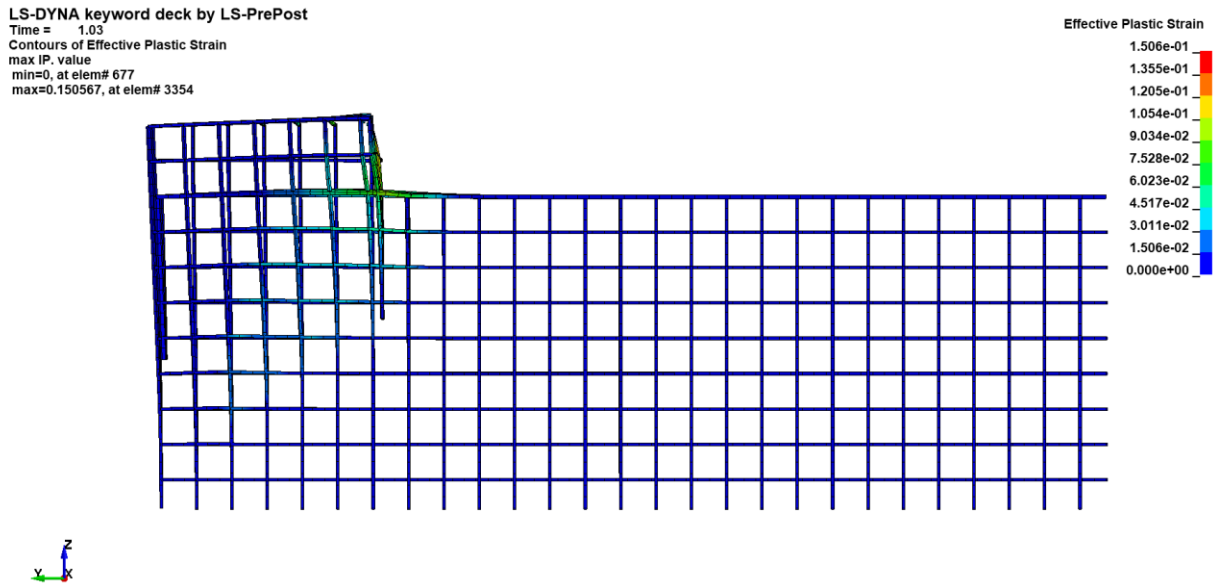


Figura 10.10: Vista Frontal de Deformaciones Plásticas del Acero en Viga de Coronamiento más Tope Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.

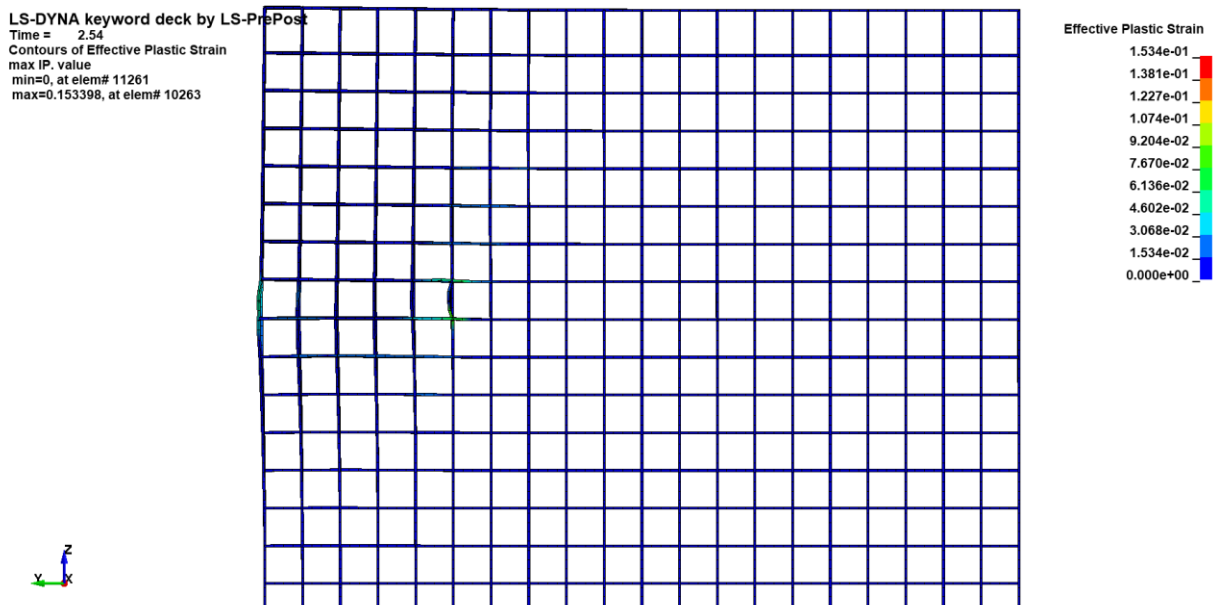


Figura 10.11: Vista Frontal de Deformaciones Plásticas del Acero en Muro Espaldar Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.

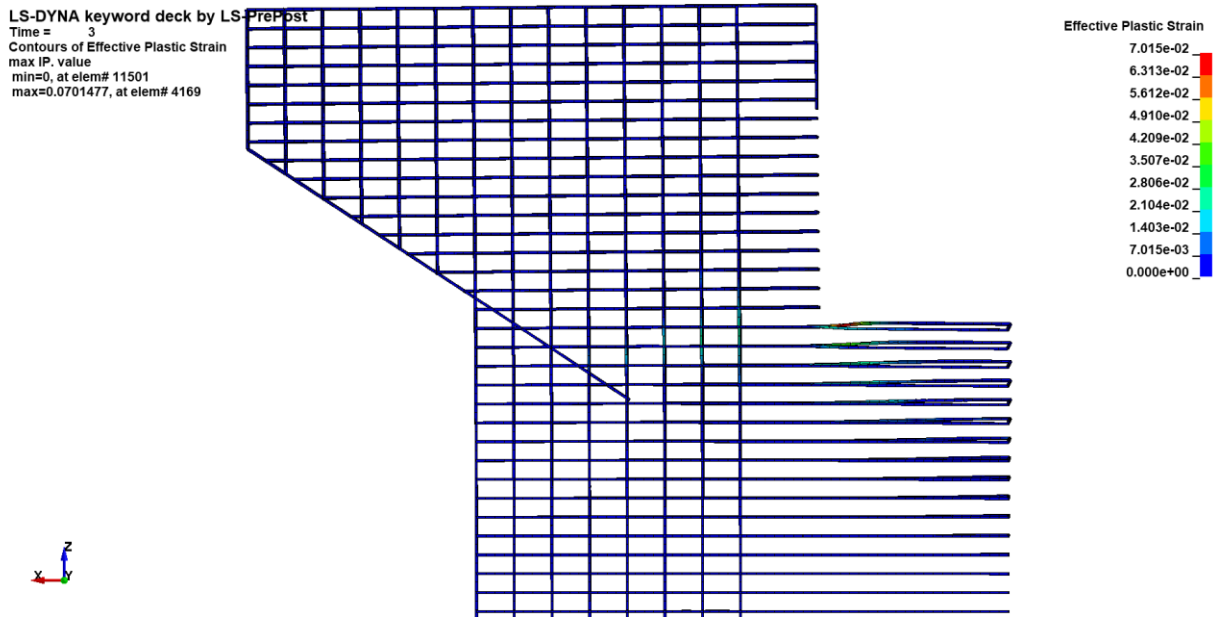


Figura 10.12: Vista Frontal de Deformaciones Plásticas del Acero en Muro Ala Modelo Estribo Completo de Puente Águila Norte.

10.2. Cepa

Las descripciones de cada uno de los modelos de la cepa pueden ser obtenidas en las secciones 6.8.3 y 6.8.4 para modelo simple y completo, respectivamente.

10.2.1. Cepa Simple

El patrón de agrietamiento en la cepa simple, se puede apreciar en las deformaciones plásticas de la Figura 10.13.

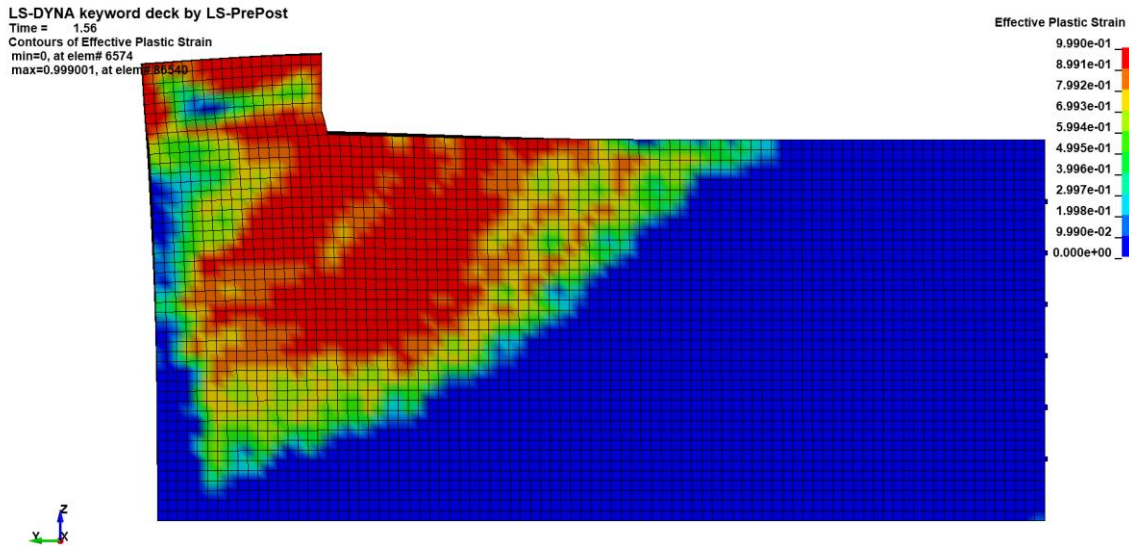


Figura 10.13: Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Cepa Simple de Puente Águila Norte.

Las deformaciones plásticas del acero se observan en la Figura 10.14.

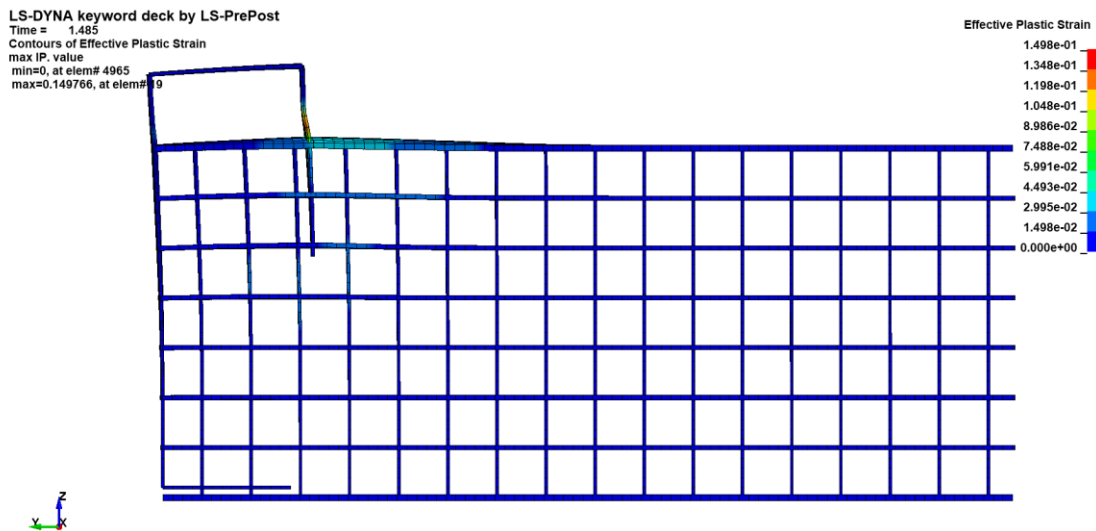


Figura 10.14: Deformaciones Plásticas del Acero en Modelo Cepa Simple de Puente Águila Norte.

10.2.2.Cepa Completa

Las deformaciones plásticas del hormigón se aprecian en la Figura 10.15.

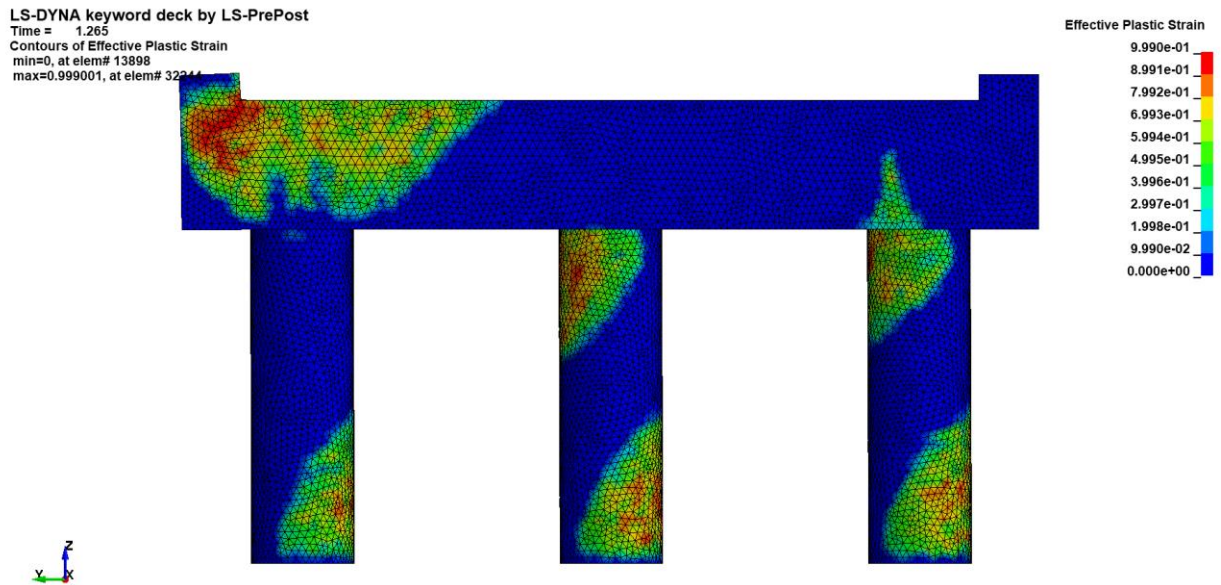


Figura 10.15: Deformaciones Plásticas del Hormigón en Modelo Cepa Completa de Puesto Águila Norte.

En cuanto a las deformaciones plásticas del acero, se muestra el comportamiento de la viga de coronamiento y las columnas por separado, en las Figura 10.16 y Figura 10.17 respectivamente.

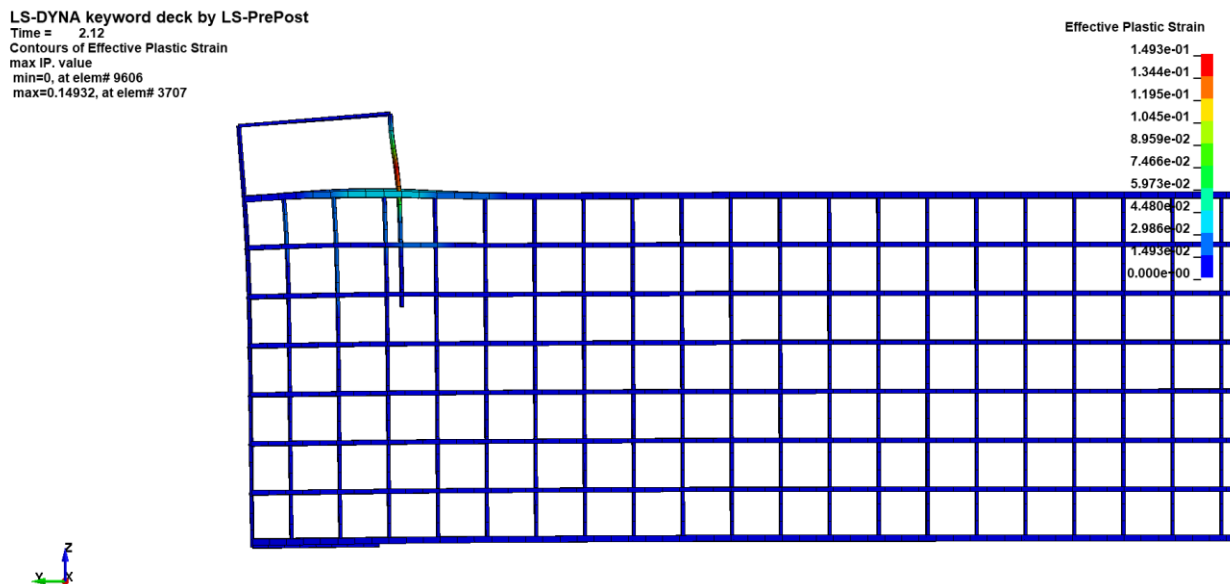


Figura 10.16: Deformaciones Plásticas del Acero en Modelo Cepa Completa de Puesto Águila Norte (Viga de Coronamiento).

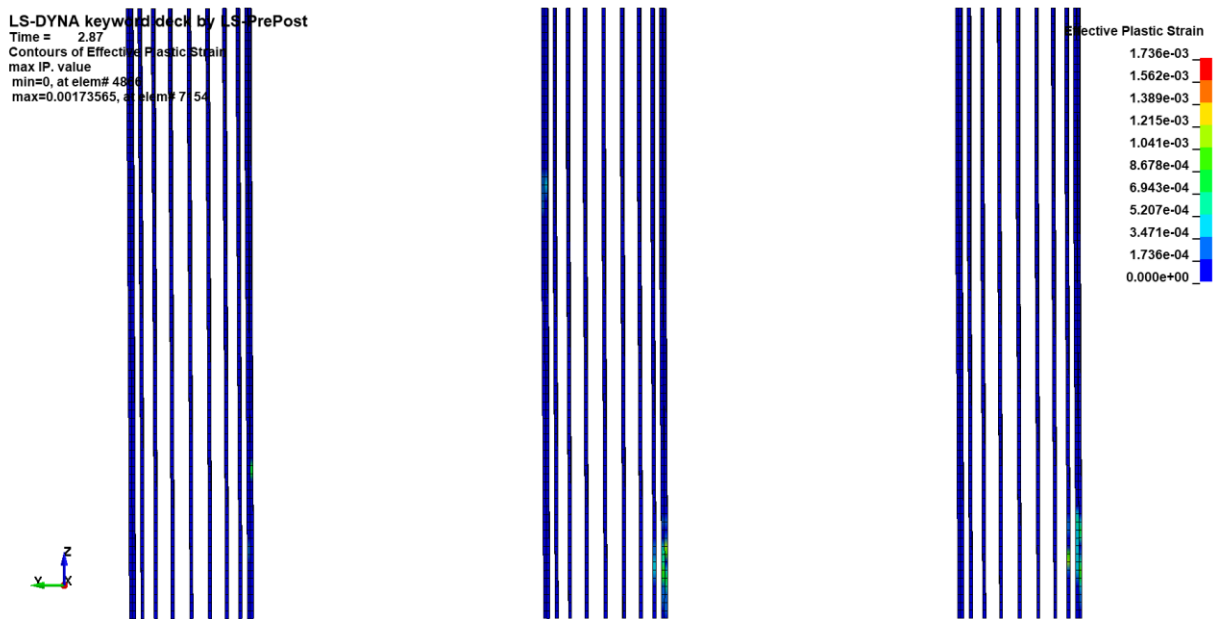


Figura 10.17: Deformaciones Plásticas del Acero en Modelo Cepa Completa de Puente Águila Norte (Columnas).

Debido a las casi imperceptibles deformaciones plásticas del acero en las columnas, se añaden las tensiones axiales de las barras de refuerzo en la Figura 10.18.

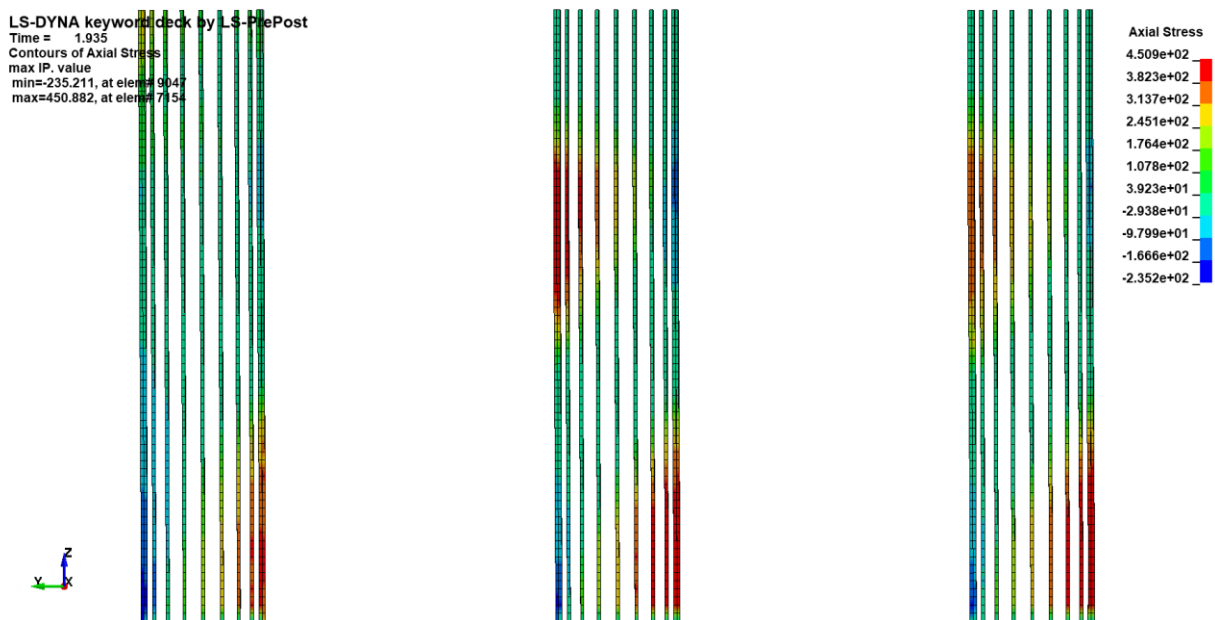


Figura 10.18: Tensiones Axiales del Acero en Modelo Cepa Completa de Puente Águila Norte (Columnas).

De la misma manera que para el caso del estribo, se comparan los resultados de las deformaciones plásticas del hormigón con una fotografía real de la cepa del puente en la Figura 10.19.



Figura 10.19: Comparación Deformaciones Plásticas de Hormigón versus Foto de Cepa Puente Águila Norte (Cepa N° 4).

La figura anterior se analiza en profundidad en la sección 10.6.2.

10.3. Curvas Fuerza – Desplazamiento

Las curvas fuerza-desplazamiento para el estribo del puente Águila Norte, con sus modelos simple y completo, se comparan en la Figura 10.20.

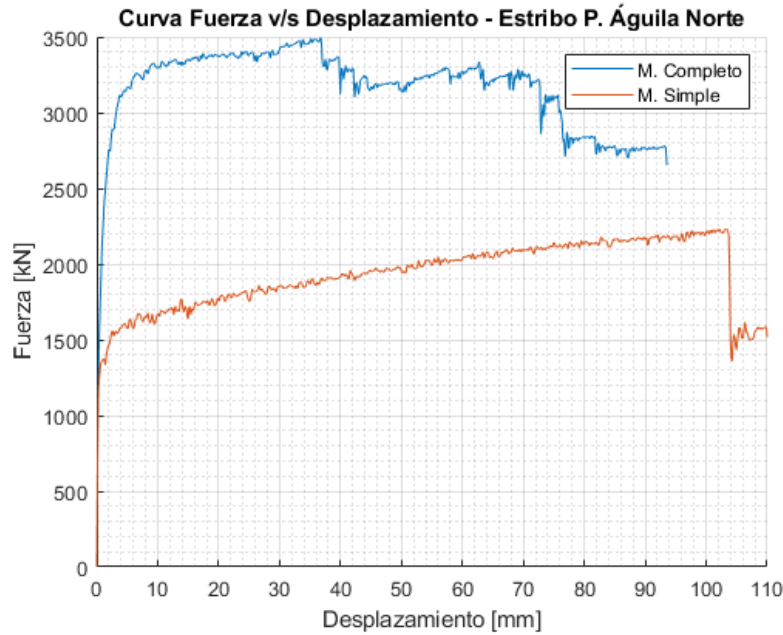


Figura 10.20: Curva Fuerza versus Desplazamiento Estribo Puente Águila Norte.

De la misma forma, se compara la curva fuerza-desplazamiento para la cepa con sus modelos simple y completo en la Figura 10.21.

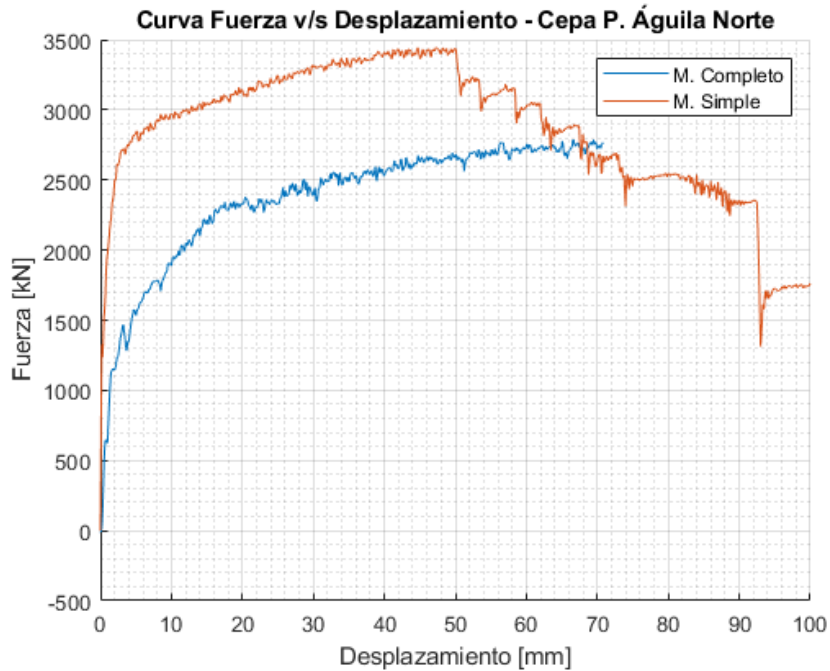


Figura 10.21: Curva Fuerza versus Desplazamiento Cepa Puente Águila Norte.

10.4. Capacidad Máxima de Llaves en P. Águila Norte

10.4.1. Estribo

A continuación, en la Tabla 10.1 se comparan las capacidades para el tope del estribo en ANSYS LS-DYNA con: la ecuación (3.1) del modelo *Strut & Tie*, Análisis Momento Curvatura y lo estipulado por el Manual de Carreteras (2018) en Capítulo 2 Llaves de Corte en Manual de Carreteras.

Tabla 10.1: Capacidades de Topes Estribo P. Águila Norte según Métodos de Cálculo.

Estribo Modelo	Capacidad [kN]			
	LS-DYNA	Strut & Tie Ec. (3.1)	Momento Curvatura	AASHTO Beam Ledge Ec. (2.3) a (2.5)
Simple	2231	2380	6682	3595
Completo	3464	-*	-*	-*

-*Modelo Completo no comparable con ecuaciones.

A su vez, se comparan los errores propios de cada método de cálculo en la Tabla 10.2 para el Modelo Simple. Se analiza el error LS-DYNA – *Strut & Tie*, LS-DYNA – Momento Curvatura y LS-DYNA – AASHTO (2012). El signo + indica un aumento de la capacidad del método de cálculo y el signo – se refiere a una minoración de capacidad.

Tabla 10.2: Errores en Topes Estribo P. Águila Norte según Métodos de Cálculo.

Estribo Modelo	Error LS-DYNA versus [%]		
	Strut & Tie Ec. (3.1)	Momento Curvatura	AASHTO Beam Ledge Ec. (2.3) a (2.5)
Simple	+6.7	+199.5	+61.1

10.4.2.Cepa

De la misma manera que para el caso anterior, en la Tabla 10.3 se comparan las capacidades para el tope de la cepa en ANSYS LS-DYNA con: la ecuación (3.1) del modelo *Strut & Tie*, Análisis Momento Curvatura y lo estipulado por el Manual de Carreteras (2018) en el Capítulo 2 Llaves de Corte en Manual de Carreteras.

Tabla 10.3: Capacidades de Topes Cepa P. Águila Norte según Métodos de Cálculo.

Cepa Modelo	Capacidad [kN]			
	LS-DYNA	Strut & Tie Ec. (3.1)	Momento Curvatura	AASHTO Beam Ledge Ec. (2.3) a (2.5)
Simple	3445	5508	5574	3020
Completo	2786	_*	_*	_*

_*Modelo Completo no comparable con ecuaciones.

A su vez, se comparan los errores propios de cada método de cálculo en la Tabla 10.4 para el Modelo Simple. Se analiza el error LS-DYNA – *Strut & Tie*, LS-DYNA – Momento Curvatura y LS-DYNA – AASHTO (2012). El signo + indica un aumento de la capacidad del método de cálculo y el signo – se refiere a una minoración de capacidad.

Tabla 10.4: Errores en Topes Cepa P. Águila Norte según Métodos de Cálculo.

Cepa Modelo	Error LS-DYNA versus [%]		
	Strut & Tie Ec. (3.1)	Momento Curvatura	AASHTO Beam Ledge Ec. (2.3) a (2.5)
Simple	+59.9	+61.9	-12.3

10.5. Curvas Fuerza – Impulso

Según lo señalado en la sección 4.5.3 Curvas Fuerza – Impulso, se exponen las curvas fuerza-impulso para capacidad máxima producto de impactos de tablero sobre las llaves de corte de estribo y cepa, en las Figura 10.22 y Figura 10.23, respectivamente.

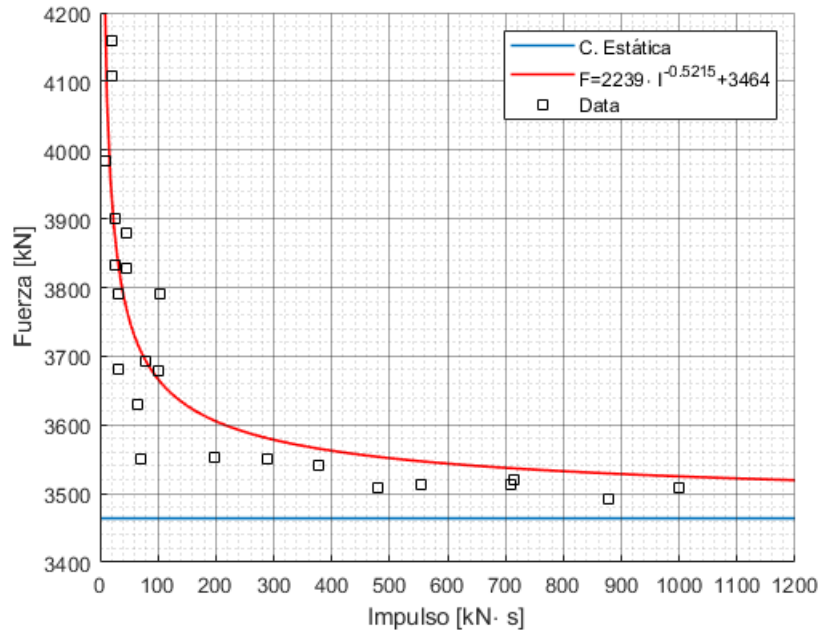


Figura 10.22: Curva Fuerza versus Impulso Estribo Modelo Completo Puente Águila Norte. (Capacidad Estática de 3464 [kN] de Tabla 10.1).

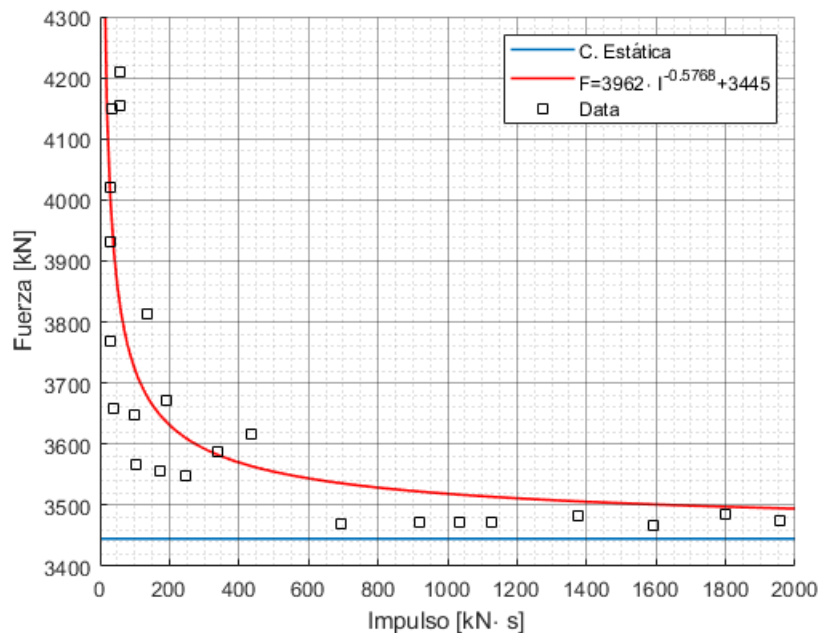


Figura 10.23: Curva Fuerza versus Impulso Cepa Modelo Completo Puente Águila Norte. (Capacidad Estática de 3445 [kN] de Tabla 10.3).

A su vez, se presentan las capacidades de los topes, de la cepa simple y estribo completo, durante la acción de un impacto relativo a ciertas aceleraciones equivalentes según la Tabla 6.14 y ecuación (6.5). En la Tabla 10.5 y Tabla 10.6, se comparan las capacidades dinámicas con la capacidad estática del modelo respectivo según lo expuesto en la Tabla 10.1 y Tabla 10.3.

Tabla 10.5: Relación de Capacidad Dinámica-Estática para Impactos en Tope de Estribo Completo P. Águila Norte.

Aceleración Equivalente [g]	Velocidad Inicial de Actuador [mm/s]	Impulso [kN·s]	Capacidad Dinámica [kN]	C_{din}/C_{st}^* [-]
1	1561	9.9	3983	1.15
0.9	1405	45.8	3879	1.12
0.8	1249	46.6	3831	1.11
0.7	1093	103.3	3789	1.09
0.6	937	79.8	3681	1.06
0.5	781	100.1	3678	1.06

* $C_{st}=3464$ [kN] de Tabla 10.1.

Tabla 10.6: Relación de Capacidad Dinámica-Estática para Impactos en Tope de Cepa Simple P. Águila Norte.

Aceleración Equivalente [g]	Velocidad Inicial de Actuador [mm/s]	Impulso [kN·s]	Capacidad Dinámica [kN]	C_{din}/C_{st}^* [-]
1	1561	57.7	4209	1.22
0.9	1405	32.9	4149	1.20
0.8	1249	55.7	4154	1.21
0.7	1093	30.9	4019	1.17
0.6	937	31.1	3931	1.14
0.5	781	29.3	3768	1.09
0.4	624	97	3658	1.06

* $C_{st}=3445$ [kN] de Tabla 10.3.

Impactos asociados a aceleraciones menores a 0.5[g] y 0.4[g], para el caso de Estribo Completo y Cepa Simple respectivamente, no lograron desarrollar la capacidad máxima estática, debido a que la energía cinética debido al impacto es menor a la energía interna del sistema.

10.6. Análisis de Resultados Puente Águila Norte

En la siguiente sección, se analizan los resultados obtenidos para el puente Águila Norte, considerando los topes exteriores monolíticos para estribo y cepa. También se estudian los resultados del efecto de incremento dinámico aplicado a los topes, según lo alcanzado mediante las curvas fuerza - impulso.

10.6.1. Estribo

Al analizar las capacidades de los topes externos del estribo, se evidencia que los muros ala y espaldar juegan un rol importante en cuanto a la resistencia de la estructura. El modelo completo, que considera estos muros, resiste una capacidad 55% mayor en comparación al modelo simple. El modelo simple es el único comparable con las ecuaciones de *Strut & Tie*, Análisis Momento-Curvatura y *Beam-Ledge* de la AASHTO (2012), puesto que el modelo completo posee condiciones de borde que distan bastante de las consideradas en las ecuaciones anteriores.

Al comparar el modelo simple, se observa que el análisis Momento-Curvatura entrega una capacidad totalmente diferente, un 200% mayor que la de LS-DYNA. Esto se debe a que el tope exterior posee una geometría no esbelta, lo que impide el modo de falla a flexión. Por otro lado, *Strut & Tie* revela una capacidad congruente, dado que el plano de falla de LS-DYNA coincide con el propuesto por Megally et al. (2002). De la misma manera que para el caso de análisis Momento-Curvatura, la ecuación de falla por punzonamiento de la sección *Beam-Ledge* de la AASHTO (2012), aumenta en un 61% la capacidad experimental. Es probable que este efecto se deba a que la ecuación está formulada para entregar la capacidad de una viga de borde, tal como se explicó en el apartado anterior.

En cuanto a las curvas fuerza-desplazamiento, se tiene que las rigideces iniciales de ambos modelos son similares, pero el modelo completo llega a capacidades mayores debido a la contribución de los muros ala y espaldar. Se debe recalcar que el modelo simple llega a una capacidad *peak* para un desplazamiento 3 veces mayor al del modelo completo, puesto que en el modelo completo se añade una restricción de movimiento al tope, considerando la unión al muro espaldar. En la Figura 10.20, del modelo simple, se aprecia una degradación súbita de la capacidad producto de la fractura de las barras de refuerzo más expuestas. En el caso del modelo completo, este posee una degradación menos abrupta, ya que, al fallar las barras más expuestas, el muro espaldar y ala toman la carga, provocando que la hilera de barras no falle al mismo tiempo.

Tanto el modelo simple como el modelo completo evidencian un modo de falla diagonal en la viga de coronamiento, el cual tiene relación a lo planteado por Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007), por ello las capacidades calzan con el modelo *Strut & Tie*. Las

fallas apreciadas en el modelo completo, arrojan un patrón de daño complejo que se extiende diagonalmente en el muro espaldar y con múltiples horizontales en el muro ala. Este patrón de daño no es representado en la literatura, y por ende, no existe ecuación que se ajuste a este tipo de falla. En la sección 6.7 Observación de Daños se aprecia una pequeña zona de reparación diagonal en la viga de coronamiento del tope norte del estribo 2, la cual se condice con las deformaciones plásticas indicadas por el programa de elementos finitos. Para el caso del muro ala y espaldar, no existe daño aparente en el puente. Por último, se puede establecer que el modo de falla del tope externo del estribo del Puente Águila Norte no obedece la filosofía de fusible, ya que se incurre daño sobre otras estructuras, como es el caso de la viga de coronamiento.

10.6.2. Cepa

De la misma manera que para el caso del estribo, los dos modelos de cepa arrojan capacidades diferentes, solo que en este caso es el modelo simple el de capacidad superior. El modelo simple aumenta en un 25% la capacidad en comparación al modelo completo, debido a que el modelo simple es más rígido producto de su base empotrada en la viga de coronamiento, y además, porque en el modelo completo las columnas toman carga e incurren en el rango inelástico.

Ninguna de las ecuaciones propuestas se ajusta a la capacidad observada del modelo simple, debido a que probablemente se genera una falla por flexión en la viga de coronamiento. De esta manera, la ecuación del modelo *Strut & Tie*, mayor la capacidad en un 60% al imponer un modo de falla con una interfaz más grande de lo esperado. Por otro lado, el análisis Momento-Curvatura no se ajusta, puesto que el modo de falla mayor la capacidad en un 62% y el tope posee una geometría chata. La capacidad que más se ajusta corresponde a la ecuación *Beam Ledge*, con un error del 12%, pero probablemente no se deba a un efecto de alta precisión de la ecuación, ya que la cepa no corresponde al modelo de viga de borde expuesto en la sección 2.3.1 Vigas de Borde.

En cuanto a las curvas fuerza-desplazamiento, la capacidad *peak* del modelo completo se alcanza para un desplazamiento de 70 [mm], a diferencia del modelo simple con un desplazamiento máximo de 50 [mm]. Lo anterior se basa en que el modelo completo posee una rigidez menor al caso simple, induciendo en un mayor desplazamiento lateral.

Los modos de falla simple y completo poseen algunas diferencias: en primer lugar, el modelo simple genera un agrietamiento que baja en 45° de manera inicial y luego se propaga horizontalmente por la interfaz viga-tope hasta fallar completamente. Por otro lado, el modelo completo entrega una falla a flexión en la viga de coronamiento con bi-rótulas plásticas en las columnas de la cepa. Aun así, las deformaciones plásticas del acero en las

columnas no incurren de lleno en el rango plástico y solo se limitan a llevar a las barras de refuerzo a la tensión de fluencia.

Es importante mencionar que el modelo de LS-DYNA arroja un bulbo de deformaciones que incide de manera diagonal hacia el interior de la viga cabezal de columnas, donde la diagonal se traslada desde la columna hasta la parte superior de la viga de coronamiento.

La Figura 10.24 muestra la superposición del daño real tras el Terremoto del Maule 2010 y el daño predicho por el software LS-DYNA, donde las líneas punteadas diagonales representan el agrietamiento de la viga cabezal y en achurado la zona de reparación de los topes. Se aprecia que las deformaciones plásticas máximas, coloreadas en rojo, se condicen con la zona de reparación de topes, y también, las líneas diagonales punteadas tienden al comportamiento diagonal propuesto por el software.

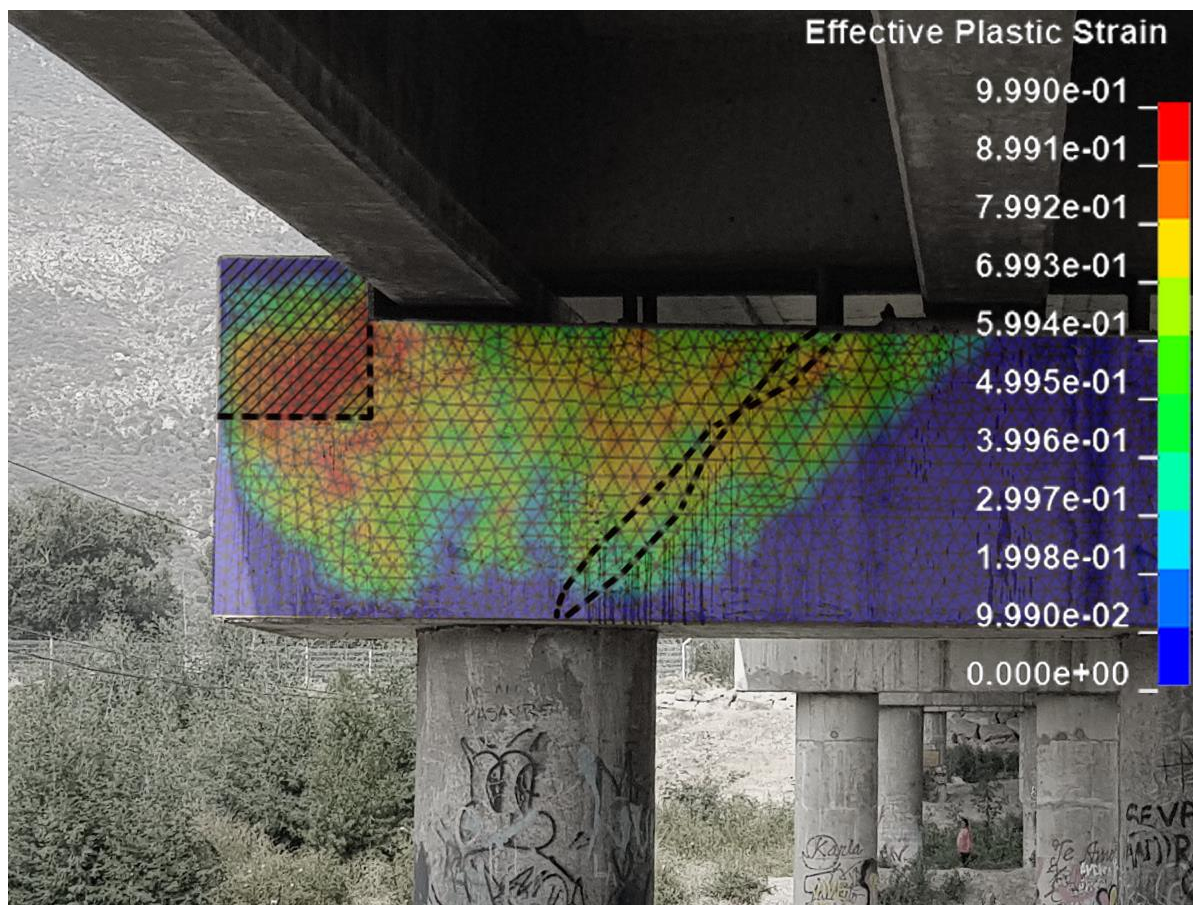


Figura 10.24: Comparación de Daño Real versus Experimental LS-DYNA en Cepa P. Águila Norte.

Considerando el desaplomo de las barras sísmicas del puente tras la acción del Terremoto 2010, sumado al efecto del bulbo diagonal tras el impacto tablero-tope, se da origen a las grietas diagonales que se aprecian como patrón de daño en todas las cepas del puente, según Observación de Daños (Figura 6.12 y Figura 6.13).

10.6.3.Efectos de Impactos

Las curvas fuerza-impulso de las Figura 10.22 y Figura 10.23 indican que, tanto para el estribo como para la cepa, las capacidades se ven afectadas por las tasas de deformación inducidas dentro de la estructura. Se debe entender que si bien las tasas de deformación producidas por un sismo pueden llegar hasta magnitudes de 10^{-1} [s^{-1}], el impacto de un cuerpo sobre otro genera tasas de deformación mayores al caso sísmico, alcanzando tasas de hasta 6 [s^{-1}]. En la Figura 10.25 se presenta el caso de modelación dinámica del estribo completo, para un impacto de aceleración equivalente de 0.5[g], donde se alcanzan tasas de deformación promedio mayores a 2 [s^{-1}] a lo largo del plano de falla. Lo anterior genera un aumento de la resistencia y capacidad dinámica de la unidad.

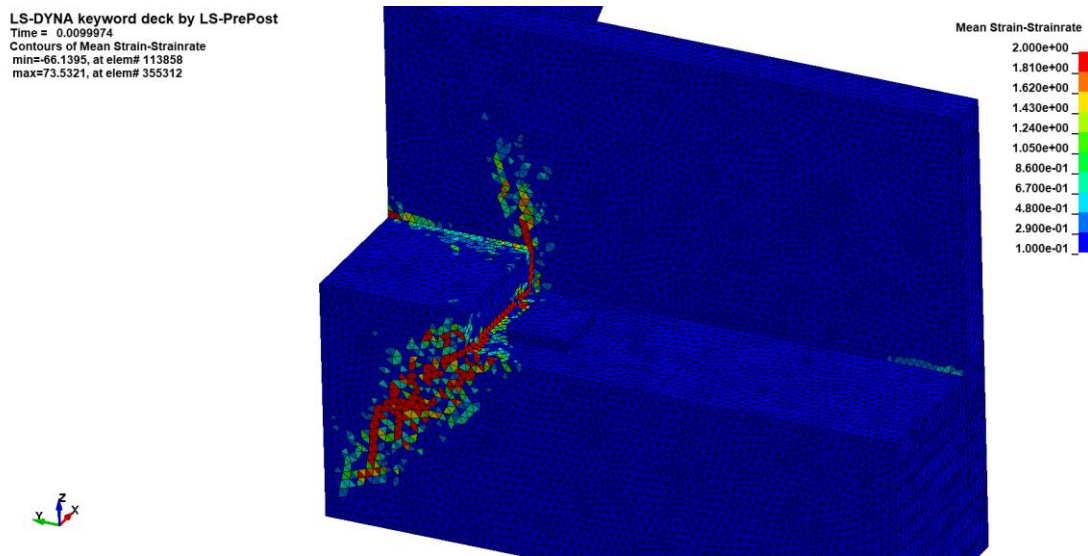


Figura 10.25: Tasas de Deformación Promedio para Impacto de Aceleración Equivalente 0.5[g] en Estribo P. Águila Norte.

Las Tabla 10.5 y Tabla 10.6 indican un aumento superior al 15% de la capacidad con respecto a la condición estática, producto del efecto explicado anteriormente. Aumentos superiores al 20% de la capacidad estática son casi improbables, debido a que están asociados a aceleraciones equivalentes transversales superiores a 1[g], niveles que difícilmente se alcanzan. Velocidades de impacto superiores a 1560 mm/s = 5.6 km/h, podrían ser alcanzadas en un impacto de alta velocidad o explosiones, descartando el caso sísmico.

Para una misma aceleración equivalente, se aprecia que el modelo de cepa consigue un mayor aumento en comparación al estribo, debido a que el impacto trae consigo el doble de la masa que impacta el estribo (Tabla 6.12). A partir de ello, se puede decir que la masa y la velocidad de impacto influyen en la respuesta de la estructura, por ende, la energía cinética y velocidad con la que se aplica también influyen en la mayoración de la capacidad.

Existe un límite inferior de aceleración equivalente, 0.5[g] y 0.4[g] para estribo y cepa respectivamente, bajo el cual no se desarrolla la capacidad máxima de la estructura. Esto se debe a que la fuerza aplicada por un impacto de esa magnitud, no logra desarrollar las resistencias últimas en los materiales, entregando capacidades máximas menores a la capacidad estática. Para lograr la construcción de las curvas fuerza-impulso, se aplicaron desplazamientos control a distintas velocidades con el fin de unir el comportamiento cuasi estático con el régimen impulsivo descrito en la sección 6.8.5.

10.7. Propuesta de Ecuación Llaves Externas Monolíticas

Como se mencionó en la sección 7.5, en este documento se analiza una gran cantidad de topes exteriores con junta monolítica (serie 1, 2, 4, cepa y estribo del P. Águila Norte), es por ello que obtenidos los resultados para diversas unidades, con distintas geometría y cuantías, se llega a la conclusión de que no existe una única ecuación que se ajuste a todas las configuraciones. En efecto, la Tabla 10.7 muestra los errores promedios considerando que todas las llaves exteriores monolíticas se evalúan con un único método de cálculo.

Tabla 10.7: Error Promedio según Método de Cálculo de Capacidad Máxima en Topes Exteriores Monolíticos.

Método	Error Promedio [%]
A. Momento Curvatura	+64.2
AASHTO Beam Ledge (ec. (2.3))	+24.1
Strut & Tie (ec. (3.1))	+29.8

Si bien los errores son elevados, se debe entender que cada una de estas ecuaciones describe un tipo de falla distinto a los otros. Por esa razón, se decide evaluar para cada llave el modo de falla que controla, es decir, el que entrega una capacidad menor a los otros métodos. En la Tabla 10.8 se compara el error experimental versus el mínimo(M.C, A.B.L, Strut & Tie), considerando entre paréntesis el método de cálculo que controla.

Tabla 10.8: Error Experimental versus Mínimo (M.C., AASHTO, S&T) en Topes Exteriores Monolíticos.

Unidad	C. Experimental [kN]	C. min(M.C., AASHTO, S&T) [kN]	Error [%]
1A	988	951 (S&T)	-3.7
1B	1268	1217 (A.B.L.)	-4.0
2A	707	710 (S&T)	+0.4
2B	267	246 (M.C.)	-7.8
4A	1465	1311 (A.B.L.)	-10.5
4B	1329	1222 (M.C.)	-8.1
Cepa. P.A.N.	3443	3020 (A.B.L.)	-12.3
Estribo P.A.N.	2231	2380 (S&T)	+6.7
		PROMEDIO	6.7

De esta manera, considerando el modo de falla que controla, los resultados tienden a un error más bajo en comparación a elegir un solo método de cálculo. Se propone ecuación para determinar la capacidad nominal de llaves exteriores monolíticas según

$$V_{NEM} = \min(V_{NMC}, V_{NBL}, V_{NST}) \quad (10.1)$$

Capítulo 11

Conclusiones

Basado en las modelaciones realizadas según los experimentos de Megally et al. (2002) y Bozorgzadeh et al. (2007), queda en evidencia que LS-DYNA es una herramienta eficaz a la hora de replicar la serie de experimentos. La elección de materiales de hormigón CSCM y acero PIECEWISE, junto con la metodología de modelación, logran reproducir: capacidades máximas, curvas fuerza-desplazamiento y modos de falla congruentes a lo obtenido experimentalmente.

Es importante recalcar que, a través de una metodología común, se pueden reproducir topes interiores y exteriores, con distintos modos de falla y geometrías. Esto permite que el usuario no dependa de un abanico de ecuaciones para estimar el modo de falla que se producirá en el tope, siendo el programa de elementos finitos el encargado de deducir el comportamiento. A diferencia de algunos programas, LS-DYNA permite reproducir la conducta *post-peak* de buena manera, incluyendo la degradación del material que ajusta las curvas fuerza-desplazamiento a la data experimental.

Para el caso de modelos complejos, con condiciones de bordes realistas y que consideren disposiciones de armadura y geometrías en distintos planos, solo un programa de elementos finitos podría predecir el comportamiento de la estructura, dejando de lado los ensayos experimentales. Esto se debe a que en la literatura se han estudiado los casos más simples y los experimentos realizados no siempre se condicen con los diseños chilenos.

Se concluye que LS-DYNA es una herramienta poderosa para entender el comportamiento no lineal de diversos materiales, proporcionando una alternativa para el estudio de casos que son difíciles de reproducir en laboratorio: geometrías complejas a escala real, impactos y explosiones.

La modelación de la cepa completa, que respeta las condiciones reales del Puente Águila Norte, indica que se produce un daño significativo en los topes exteriores en conjunto con un patrón de agrietamiento diagonal en la viga cabezal de columnas. El modelo de elementos finitos se ajusta a los daños observados en terreno para las 4 cepas del puente. De esta manera, se verifica que los topes exteriores de las cepas del Puente Águila Norte no trabajaron bajo la filosofía de fusible. Además, la capacidad del tope resultó menor a la estimada por la serie de ecuaciones propuestas, dado que las columnas del puente tomaron carga debido al impacto.

Con respecto a las llaves de corte del estribo del Puente Águila Norte, se observa una contribución relevante en la resistencia del tope debido a la colaboración del muro ala y espaldar. Según lo observado en terreno, los estribos no sufrieron daños significativos en sus llaves de corte, sin embargo, la llave norte de la cepa 2 presenta una pequeña reparación en la viga de coronamiento que se asemeja al modo de agrietamiento propuesto por el programa. Al igual que para el caso de la cepa, las ecuaciones de la literatura no se adaptan al caso real, ya que no consideran el aporte de otras estructuras adyacentes.

El Manual de Carreteras (2018) con sus disposiciones de la AASHTO (2012), entregan estimaciones de capacidades de topes interiores y exteriores que no se ajustan a los resultados experimentales y del software LS-DYNA. Esto se debe a que la AASHTO (2012) no entiende a los topes como llaves de corte propiamente tal, sino que las analiza como vigas de borde o ménsulas, según sea el caso.

Lo propuesto por Megally et al. (2002) con su ecuación proveniente del modelo *Strut & Tie*, entrega buenas estimaciones para topes exteriores con falla diagonal. El modelo puntal tensor no se ajusta para el caso de llaves interiores, debido a que la ecuación es inversamente proporcional a la altura del tope y los resultados experimentales indican lo contrario.

Si bien la ecuación de Fractura del Hormigón en Vigas Profundas se ajusta a los resultados experimentales de llaves interiores, esta no considera el aporte del acero a la resistencia de las llaves, suposición que no es correcta. Se debiese preferir un modelo que no mayoré la capacidad del hormigón y considere el aporte de las barras de refuerzo.

El modelo MCFT, a diferencia de la Falla por Fractura del Hormigón, considera el aporte del acero para el caso de llaves interiores y presenta errores más bajos que todos los otros métodos de cálculo. A su vez, MCFT es un modelo más moderno, del año 2006, a diferencia de los estudios de Fractura del Hormigón en Vigas Profundas del año 1968.

El efecto de incremento dinámico en la capacidad de llaves de corte, producto de impactos, puede aumentar la resistencia en un 20% para un caso sísmico. Si bien los gráficos fuerza impulso sobrepasan este 20%, valores mayores están asociados a aceleraciones equivalentes transversales superiores a 1[g], que son poco realistas para un caso sísmico. Para el caso de un impacto asociado a aceleraciones equivalentes transversales menores o iguales a 0.5[g], la capacidad máxima no debería verse mayorada en más de un 10% con respecto al caso estático.

Debido a que el criterio de fusible no se cumple totalmente en el diseño de puentes chilenos, se debiese considerar unidades con junta resiliente, como la serie 5, que no provoquen un daño en la infraestructura, concentrando el daño en el tope. A su vez, las llaves de corte deben estar limitadas por una capacidad máxima, siendo conservadoras en el diseño de

fusible. Como propuesta, se enuncia las disposiciones del CALTRANS (2019) donde se indica que la resistencia máxima de los topes debiese ser igual a un 75% de la resistencia de la infraestructura, evitando el daño en unidades inferiores con difícil reparación.

Dentro de la misma línea, las llaves de corte debiesen ser diseñadas por un concepto de energía. Lo anterior se basa en que el tope sea capaz de absorber la energía cinética provista por el tablero durante la acción sísmica. Esto se puede lograr asegurando que la energía interna del tope, calculada con algún programa de elementos finitos, sea mayor a 2 veces la energía cinética inducida.

Se concluye que la filosofía de diseño de una llave de corte debiese considerar una junta resiliente que limite la capacidad máxima, para cumplir con el criterio de fusible, y a su vez, garantizar que el tope disipe la energía cinética del tablero con un diseño dúctil.

Como línea investigativa, se propone estudiar más configuraciones de llaves de corte externas e internas, con sus configuraciones monolíticas y resilientes en el programa de elementos finitos ANSYS LS-DYNA. Los estudios se deben centrar en unidades resilientes similares a 5A, donde la llave de corte está separada de la mesa de apoyo por un material y existan barras de refuerzo verticales que cruzan la interfaz. De gran interés resultaría estudiar distintas alturas del material separador, ya que con la altura se puede controlar la ductilidad del sistema de forma directamente proporcional.

El estudio propuesto debe ir de la mano de campañas experimentales, en donde se ensayen en laboratorio configuraciones de topes internos y externos con diseños pre y post 2010. Los ciclos de carga deben ser similares a los expuestos en este estudio, donde se consideran cargas monotónicas y cíclicas.

A su vez, se deben considerar ensayos para llaves de corte con condiciones de borde más realistas, por ejemplo, emulando la condición de apoyo de cepa con sus columnas o de estribo con muro ala y espaldar. Finalmente, los ensayos sobre llaves de corte resilientes, podrían contar con una interfaz de cartón alquitranado o juntas rugosas como en la unidad 5A.

Capítulo 12

Bibliografía

- Alejano, L., & Bobet, A. (2012). Drucker-Prager Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0278-2>
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1973). *American Association of State Highway and Transportation Officials. Standard Specifications for Highway Bridges* (11°).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1996). American Association of State Highway and Transportation Officials. Standard Specifications for Highway Bridges. In *ProQuest Dissertations and Theses* (16°).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2012). *American Association of State Highway and Transportation Officials LRFD Bridge Design Specifications*.
- ANSYS. (1999). *ANSYS Theory Reference*.
- ANSYS. (2009). *Theory Reference for the Mechanical APDL and Mechanical Applications*.
- ANSYS. (2011). *ANSYS Mechanical APDL Element Reference* (Issue Noviembre).
- Bentz, E., Vecchio, F., & Collins, M. (2006). Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. *ACI Structural Journal*, 103(4, July-August), 614–624.
- Bi, K., & Hao, H. (2013). Numerical Simulation of Pounding Damage to Bridge Structures Under Spatially Varying Ground Motions. *Engineering Structures*, 46, 62–76. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.07.012>
- Bozorgzadeh, A., Megally, S. H., Ashford, S., & Restrepo, J. I. (2007). Seismic Response of Sacrificial Exterior Shear Keys in Bridge Abutments. In *Structural Systems Research Project*.
- Buckle, I., Hube, M., Chen, G., & Arias, J. (2012). Structural Performance of Bridges in the Offshore Maule Earthquake of 27 February 2010. *Earthquake Spectra*, 28.
- CALTRANS. (2019). *CALTRANS Seismic Design Criteria*.

- Chen, H. (2017). *An Introduction to *CONSTRAINED_BEAM_IN_SOLID*.
- Crisafulli, F., Restrepo, J., & Park, R. (2002). Seismic Design of Lightly Reinforced Precast Concrete Rectangular Panels. *PCI Journal*, 47(4), July-August, 104-121.
- CSA Committee A23.3. (2019). *Design of Concrete Structures, Canadian Standards Association*.
- Han, Q., Zhou, Y. L., Zhong, Z. L., & Du, X. L. (2017). Seismic Capacity Evaluation of Exterior Shear Keys of Highway Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 22(2), 1–12. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000978](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000978)
- Han, Q., Zhou, Y., Ou, Y., & Du, X. (2017). Seismic Behavior of Reinforced Concrete Sacrificial Exterior Shear Keys of Highway Bridges. *Engineering Structures*, 139, 59–70. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.034>
- Hernández, F., Astroza, R., Bazaez, R., Pastén, C., Ochoca, F., Contreras, N., & Grand, J. (2020). Numerical and Experimental Investigation of a Chilean Bridge-Soil system. *17th World Conference on Earthquake Engineering*.
- INGELOG. (2006). *Estudio de Ingeniería Reposición Puentes Región Metropolitana*.
- Institute, A. C. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14) y Comentario (ACI 318SUSR-14) (En Español)*.
- Kottari, A. (2016). *Horizontal Load Resisting Mechanisms of External Shear Keys in Bridge Abutments*. University of California, San Diego.
- Livermore Software Technology Corporation. (2018a). *LS-DYNA Keyword User's Manual Volume I*.
- Livermore Software Technology Corporation. (2018b). *LS-DYNA Keyword User's Manual Volume II Material Models*.
- Livermore Software Technology Corporation. (2019). *LS-DYNA Support. Contact Types*. <https://www.dynasupport.com/tutorial/contact-modeling-in-ls-dyna/contact-types>
- Malvar, L., & Crawford, J. (1998a). Dynamic Increase Factors for Concrete. *Twenty-Eighth DDESB Seminar*.
- Malvar, L., & Crawford, J. (1998b). Dynamic Increase Factors for Steel Reinforcing Bars. *Twenty-Eighth DDESB Seminar*, 18.

- Malvar, L., & Ross, C. (1998). A Review of Strain Rate Effects for Concrete in Tension. *ACI Mater*, 95(6), 735–739.
- Martínez, B. (2015). *Efecto de las Barras Sísmicas en el Comportamiento Sísmico Transversal de Puentes de Hormigón Armado*. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Megally, S. H., Silva, P. F., & Seible, F. (2002). Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridge Abutments. In *Structural Systems Research Project*.
- Ministerio de Obras Públicas. (1972). *Manual de Carreteras*. MOP-DGOP-Dirección de Vialidad.
- Ministerio de Obras Públicas. (2008). *Manual de Carreteras - Volumen N°3 - Instrucciones y Criterios de Diseño (in Spanish)*. MOP-DGOP-Dirección de Vialidad.
- Ministerio de Obras Públicas. (2018). *Manual de Carreteras - Volumen N°3 - Instrucciones y Criterios de Diseño (in Spanish)*. MOP-DGOP-Dirección de Vialidad.
- Ngo, T., Mendis, P., Gupta, A., & Ramsay, J. (2007). Blast Loading and Blast Effects on Structures - An Overview. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 7, 76–91.
- Nilson, A., Darwin, D., & Dolan, C. (2010). Shear and Diagonal Tension in Beams. In *Design of Concrete Structures* (McGraw Hil, pp. 120–166).
- Pastén, C., Astroza, R., Bazáez, R., Contreras, N., Grand, J., Hernández, F., & Ochoa, F. (2021). *Informe Final Proyecto FONDEF ID 18I10103: Guía para el Análisis Sísmico No Lineal de Puentes Chilenos*.
- Raison R., B., & Christy C., F. (2016). Review on Shear Slip of Shear Keys in Bridges. *International Journal of Scientific & Engineering Research*, 7(4), 231–242.
- Ramakrishnan, V., & Ananthanarayana, Y. (1968). Ultimate Strength of Deep Beams in Shear. *ACI Journal*, 65(2), 87–98.
- Sharma, S., Chavan, V., Agrawal, R., Patel, R., Kapoor, R., & Chakravartty, J. (2011). *Split-Hopkinson Pressure Bar: An Experimental Technique for High Strain Rate Tests*.
- Silva, P., Megally, S., & Seible, F. (2003). Seismic Performance of Sacrificial Interior Shear Keys. *ACI Structural Journal*, 100(2), 177–187.
- Smith, P., & Hetherington, J. (1994). Blast and Ballistic Loading of Structures. In *Oxford: Butterworth-Heinemann*.

- Tay, S., Poon, J., & Chan, R. (2016). Modeling Rebar in Reinforced Concrete for ALE Simulations. *14th International LS-DYNA Users Conference*.
- Timoshenko, S., & Goodier, J. (1951). *Theory of Elasticity* (McGraw Hil).
- U.S. Department of Transportation. (2007). *Users Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159* (p. 92). Federal Highway Administration.
- Wairaven, J., Frenay, J., & Pruijssers, A. (1987). Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members. *PCI Journal*, *32*(1), January-February, 66-84.
- Wang, S., Zhang, M.-H., & Quek, S. (2012). Mechanical Behavior of Fiber-Reinforced High-Strength Concrete Subjected to High Strain-Rate Compressive Loading. *Construction and Building Materials*, *31*, 1–31.
- Wilches, J., Santa María, H., Riddell, R., & Arrate, C. (2019). Effects of Changes in Seismic Design Criteria in the Transverse and Vertical Response of Chilean Highway Bridges. *Engineering Structures*, *191*(April), 370–385. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.04.064>
- Wolenski, A., De Castro, S., Penna, S., Pintangueira, R., Silva, B., & Barbosa, M. (2015). Análises Experimental e por Elementos Finitos da Perda de Aderência em Concreto Armado. *IBRACON Structures and Materials Journal*, *8*(6), 787–799.
- Xiang, N., & Li, J. (2018). Effect of Exterior Concrete Shear Keys on the Seismic Performance of Laminated Rubber Bearing-Supported Highway Bridges in China. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *112*(January), 185–197. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.033>

ANEXOS

ANEXO A

Planos de Llaves Externas (Megally et al., 2002)

A continuación, se exponen los planos de llaves de corte externas utilizados en los trabajos de Megally et al. (2002) para las unidades 1A, 1B, 2A y 2B.

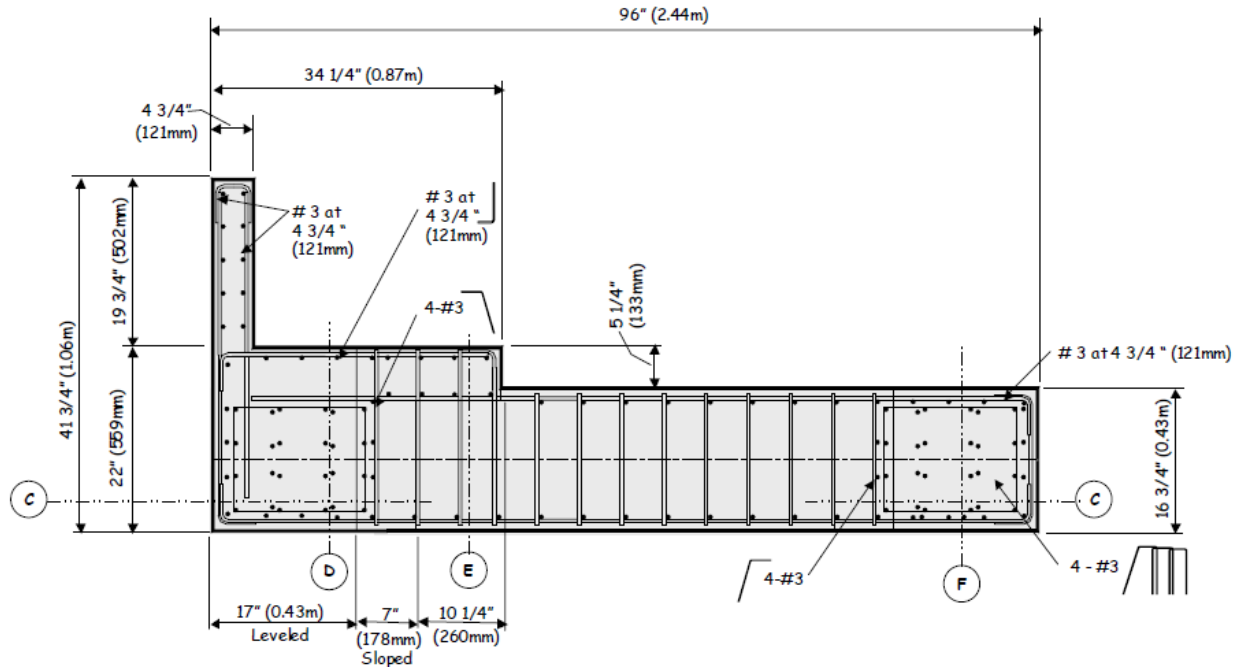


Figura A.1: Vista en Planta de Refuerzos – Serie 1 Externa (Megally et al., 2002).

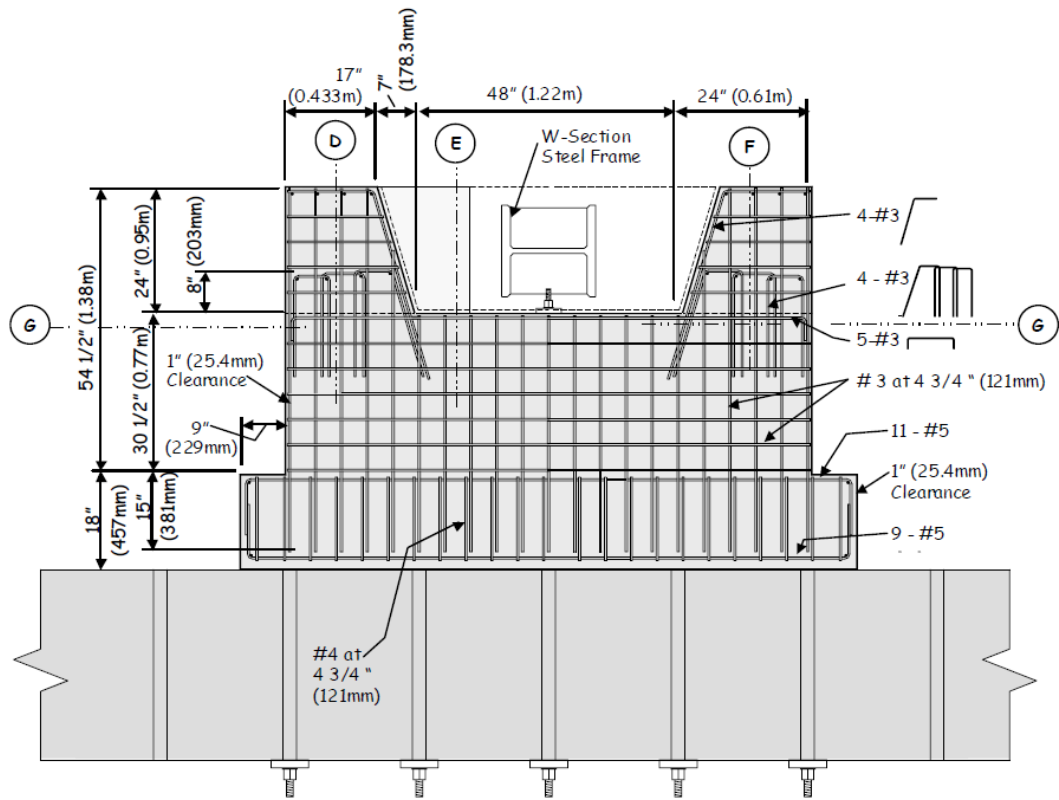


Figura A.2: Vista en Elevación de Refuerzos – Serie 1 Externa (Megally et al., 2002).

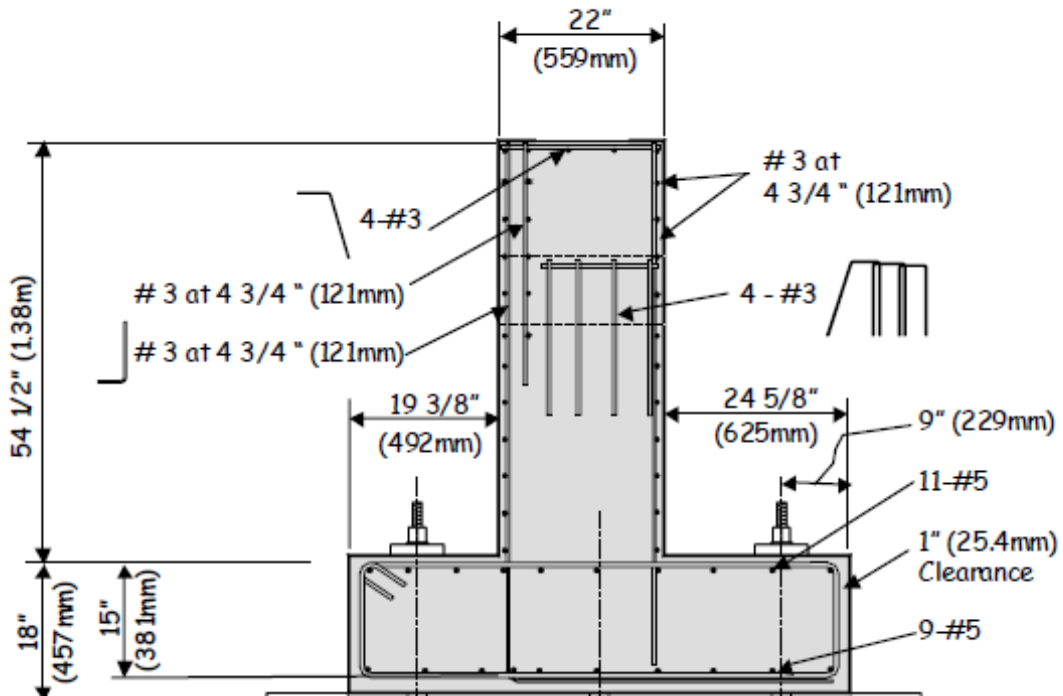


Figura A.3: Sección D-D de Refuerzos – Serie 1 Externa (Megally et al., 2002).

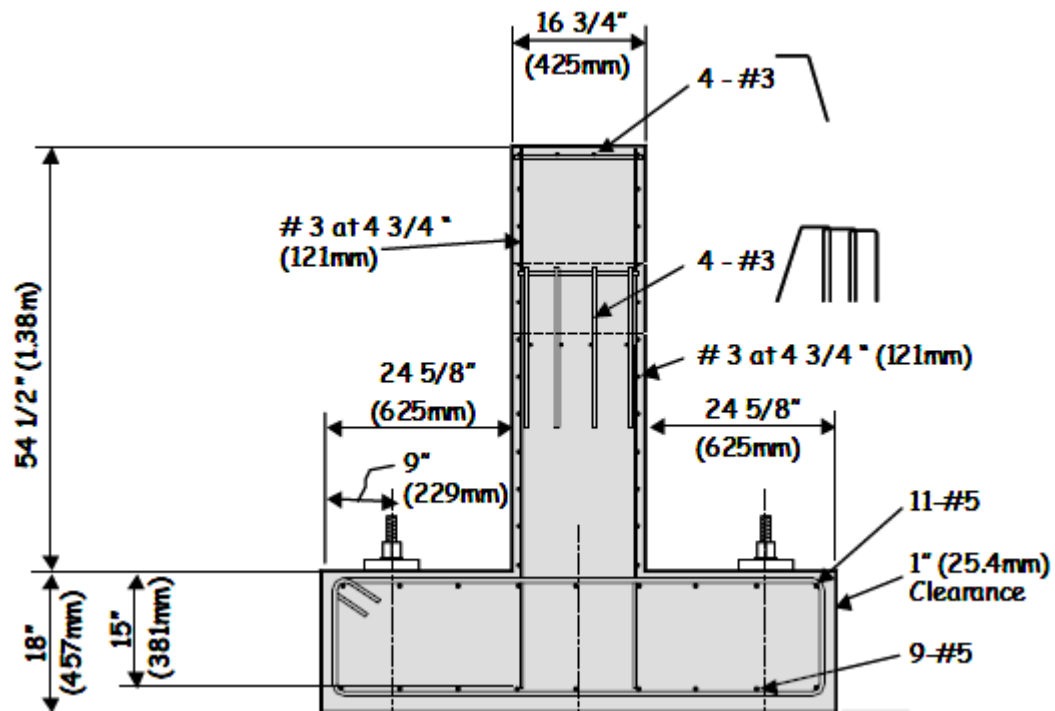


Figura A.4: Sección F-F de Refuerzos – Serie 1 Externa (Megally et al., 2002).

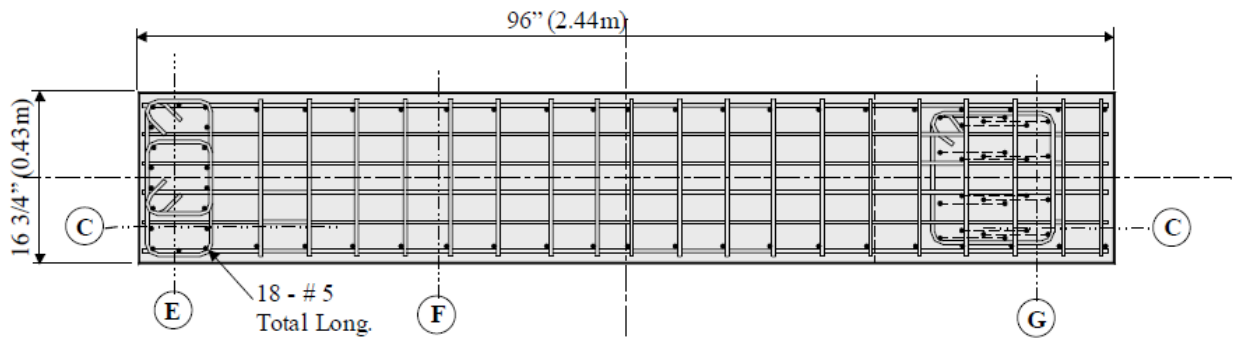


Figura A.5: Vista en Planta de Refuerzos – Serie 2 Externa (Megally et al., 2002).

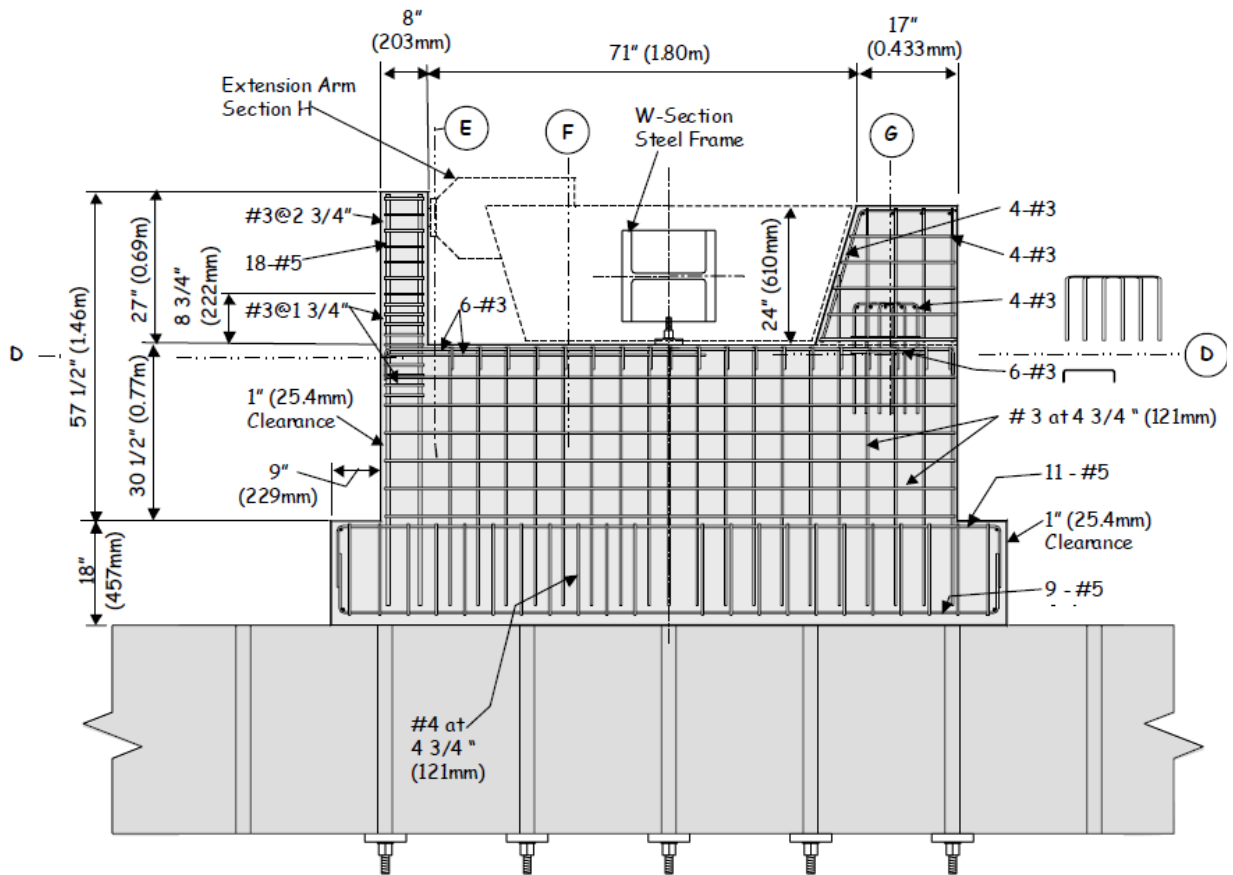


Figura A.6: Vista en Elevación de Refuerzos – Serie 2 Externa (Megally et al., 2002).

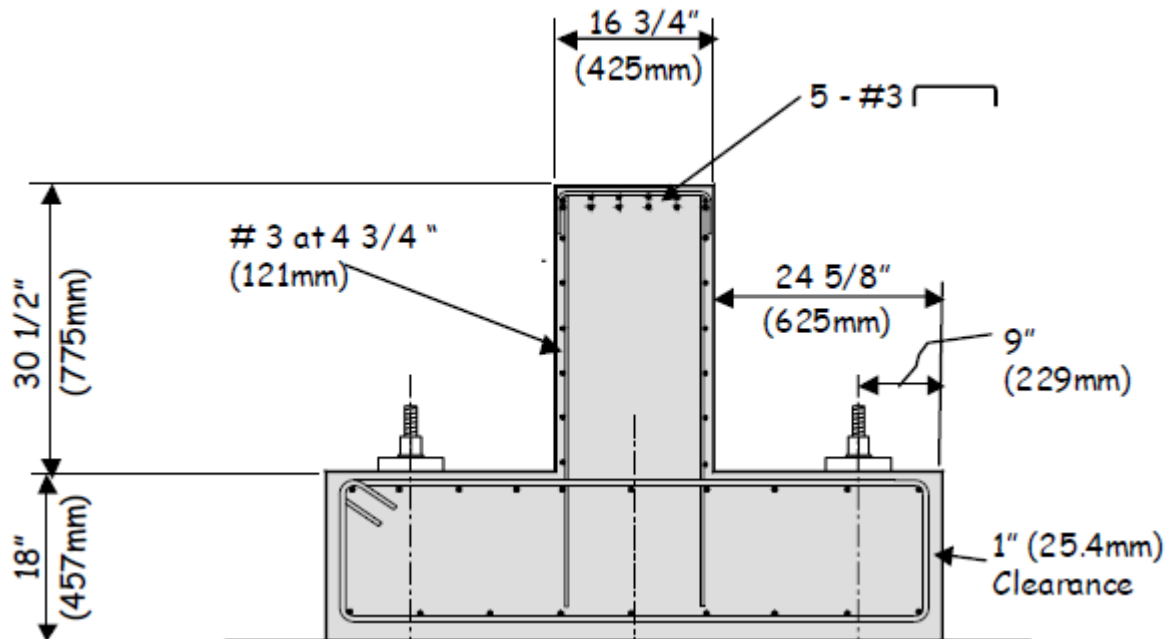


Figura A.7: Sección F-F de Refuerzos – Serie 2 Externa (Megally et al., 2002).

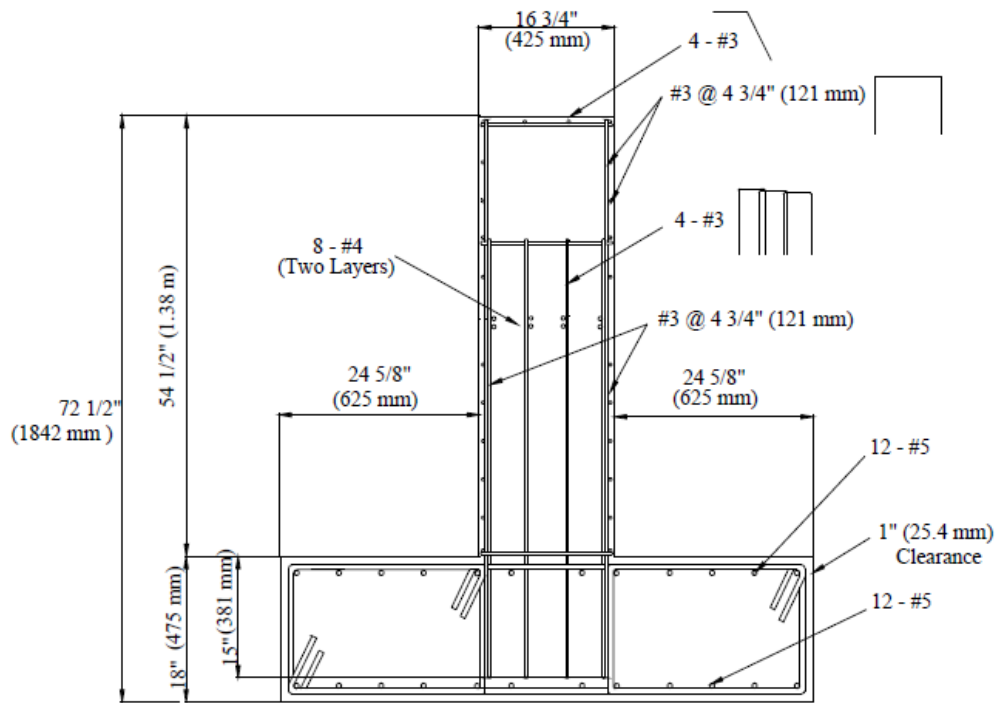


Figura B.2: Sección A-A de Refuerzos – Serie 4 Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

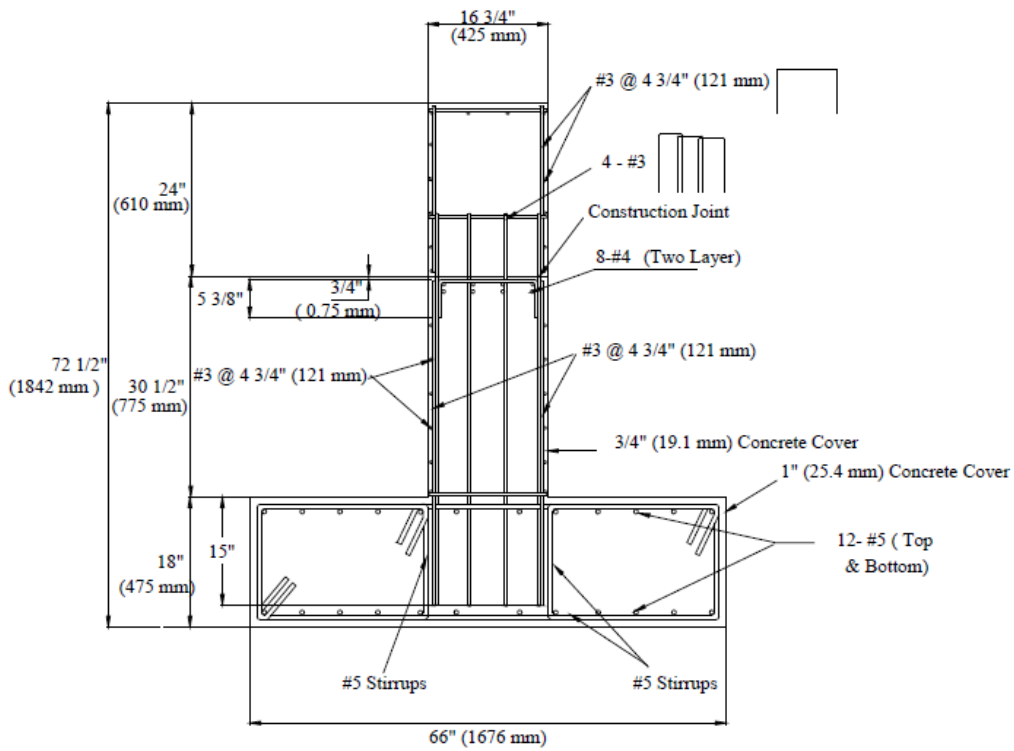


Figura B.3: Sección B-B de Refuerzos – Serie 4 Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

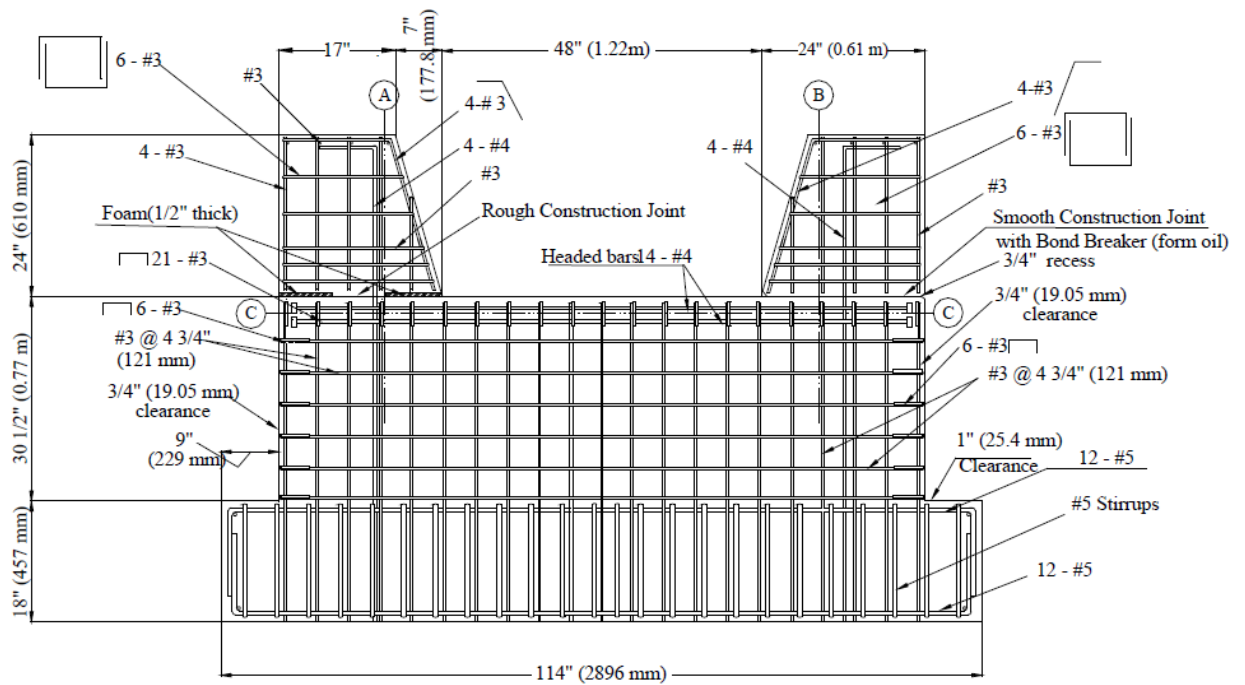


Figura B.4: Vista en Elevación de Refuerzos – Serie 5 Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

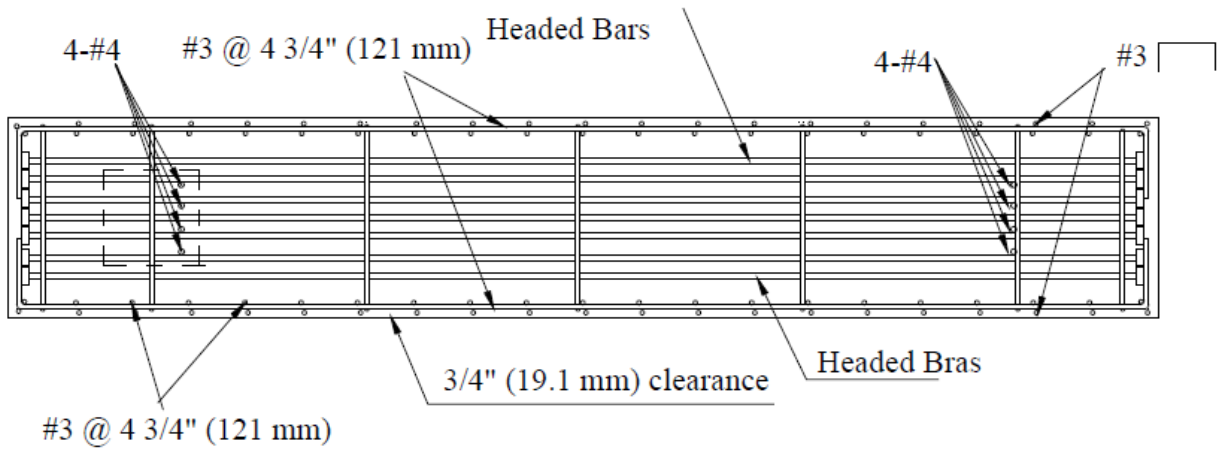


Figura B.5: Sección C-C de Refuerzos – Serie 5 Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

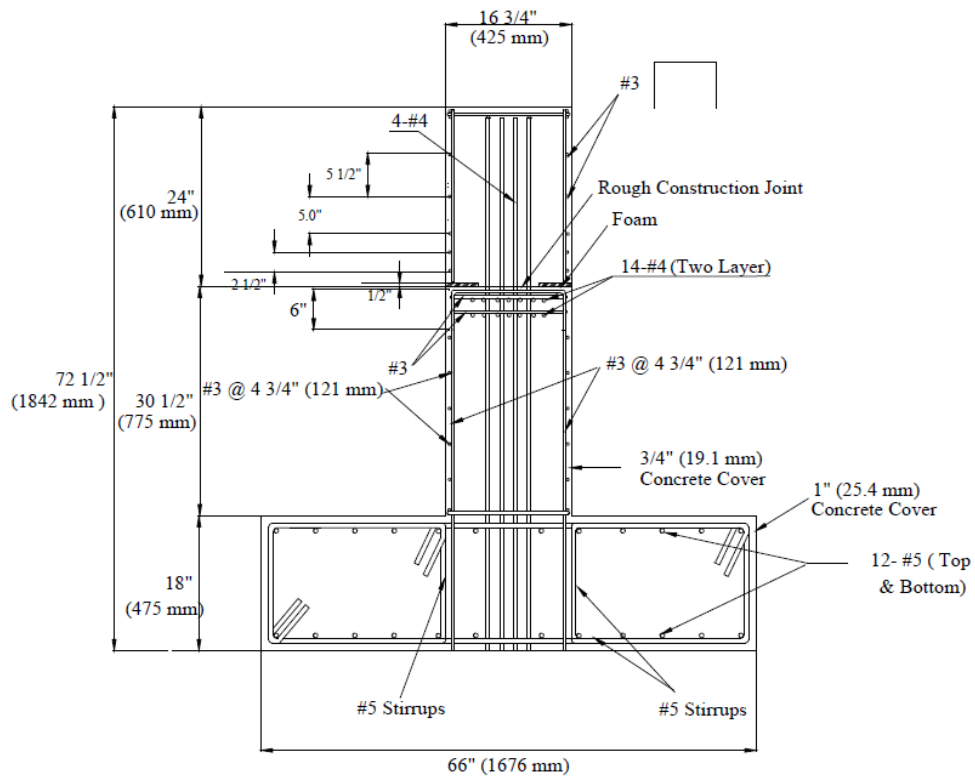


Figura B.6: Sección A-A de Refuerzos – Serie 5 Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

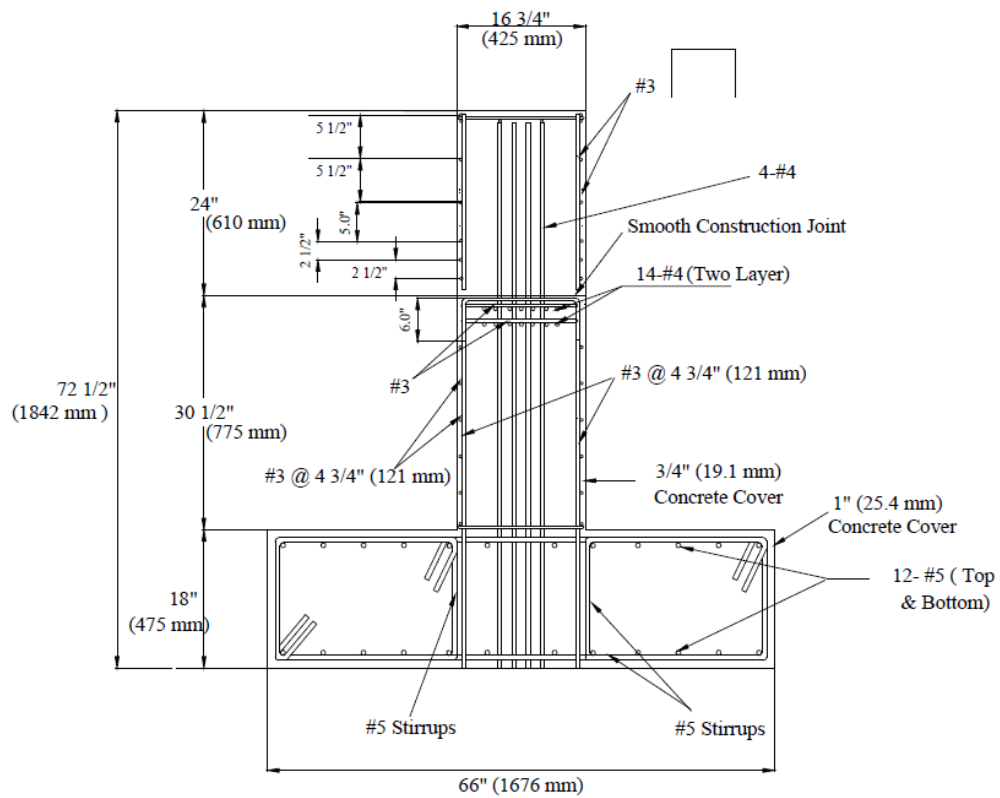


Figura B.7: Sección B-B de Refuerzos – Serie 5 Externa (Bozorgzadeh et al., 2007).

ANEXO C

Planos de Llaves Internas (Megally et al., 2002)

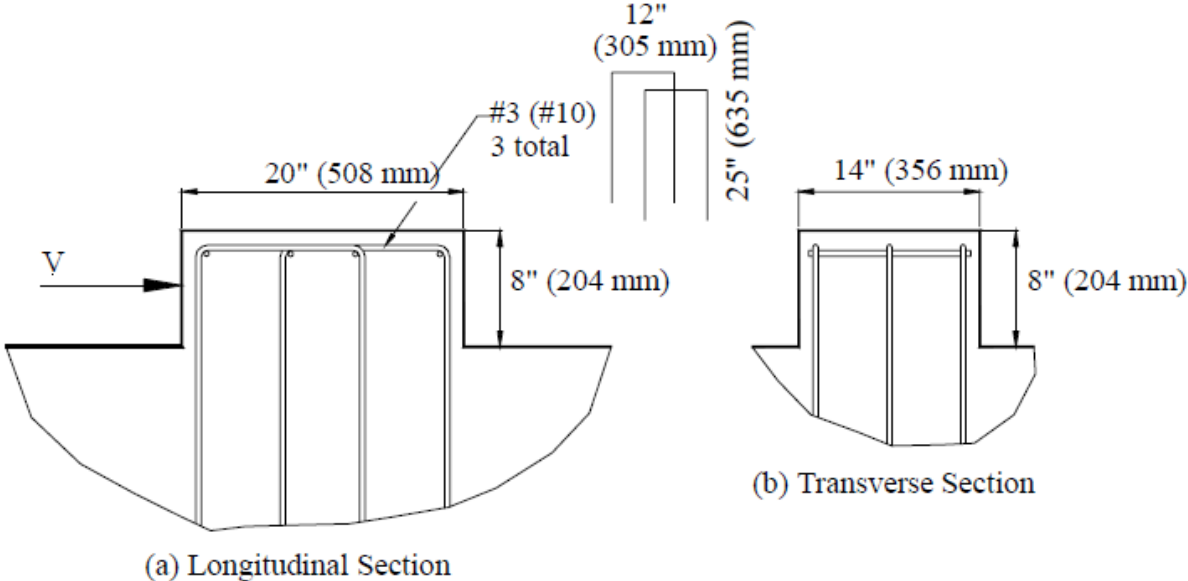


Figura C.1: Vista en Elevación de Refuerzos – Serie 1,2 Interna (Megally et al., 2002).

ANEXO D

Planos Estribo Puente Águila Norte

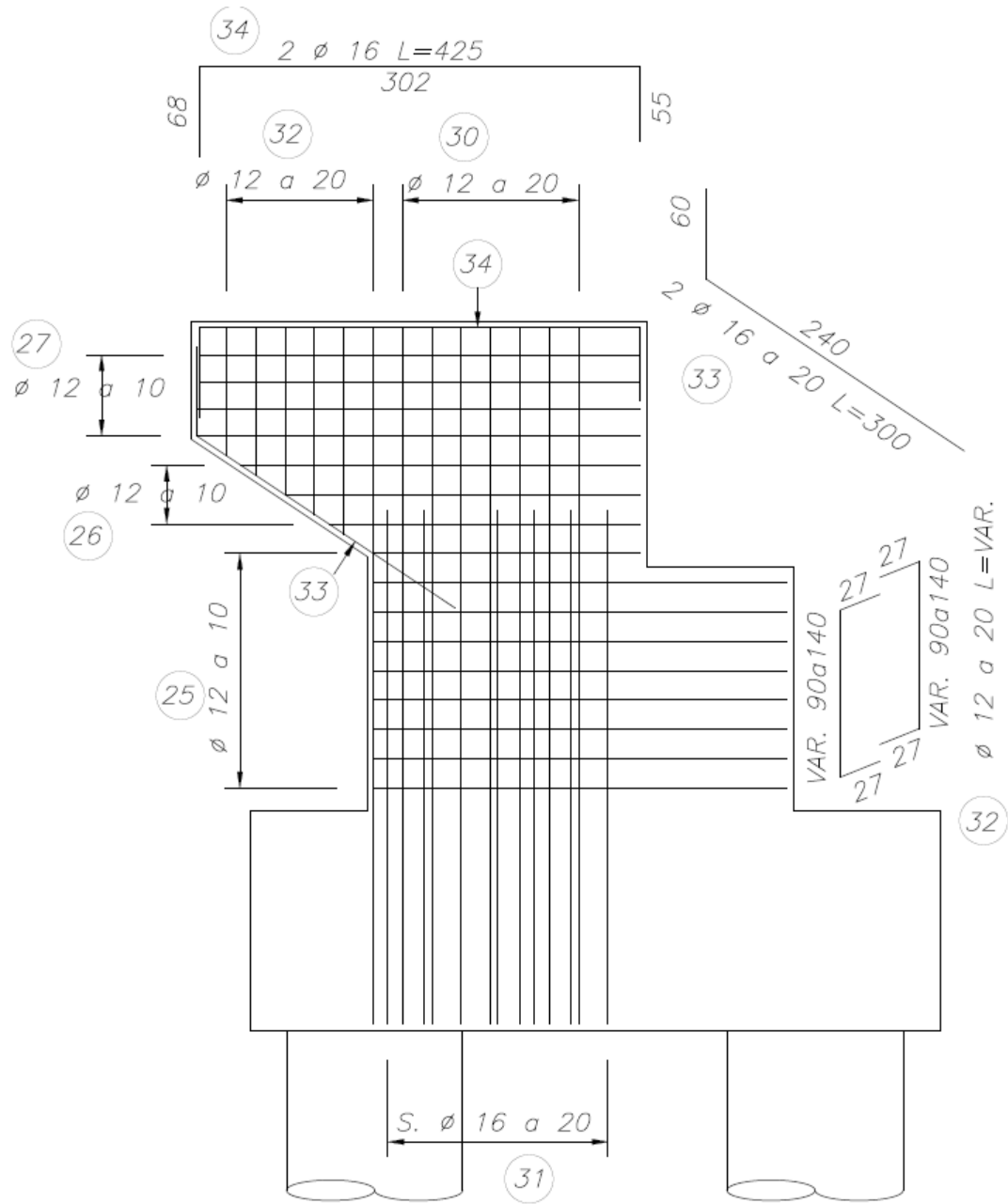


Figura D.1: Vista en Elevación Muro Ala Puente Águila Norte.

ANEXO E

Memoria de Cálculo Llaves Externas Monolíticas

A continuación, se exponen las memorias de cálculo para los distintos métodos establecidos para determinar la capacidad máxima de topes exteriores monolíticos.

CAPACIDAD LLAVE 1A EXTERNA- AASHTO BEAM LEDGE

Propiedades

$f_c := 34.5\text{MPa}$	Resistencia Hormigón en Compresión
$f_y := 414\text{MPa}$	Tensión de Fluencia Acero
$f_u := 690\text{MPa}$	Tensión Última Acero

Geometría

$h := 775\text{mm}$	Altura	$A_{sv} := 2697\text{mm}^2$	Area Refuerzo Vertical Cruza Interfaz
$d := 610\text{mm}$	Largo	$A_{s1} := 355\text{mm}^2$	Area Refuerzo Horizontal Interfaz
$b := 425\text{mm}$	Ancho	$A_{s2} := 568\text{mm}^2$	Area Refuerzo Diagonal Cruza Interfaz
		$A_{ss} := 71.2\text{mm}^2$	Area Refuerzo Distribuido
		$n := 2$	Nº Caras Laterales de Refuerzo Distribuido
		$s_w := 121\text{mm}$	Separación de Refuerzo Distribuido
		$a := 102\text{mm}$	Brazo de Actuador

AASHTO Beam Ledges (5.13.2.5)

$W_w := b$	Ancho de Placa de Neopreno
$L_w := 0\text{mm}$	Largo de Placa de Neopreno
$de := d$	Brazo Efectivo entre las Fibras a Compresión y Tracción
$c_w := \frac{b}{2}$	Distancia entre Centroides de Placa a Fin de la Viga de Borde

$$V_1 := 0.125 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{6.895\text{MPa}}} \cdot (W + 2 \cdot L + 2 \cdot de) \cdot de \cdot \frac{1.55 \cdot 10^{-3}}{\text{mm}^2} = 434.89$$

$$V_2 := 0.125 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{6.895\text{MPa}}} \cdot (W + L + de) \cdot de \cdot \frac{1.55 \cdot 10^{-3}}{\text{mm}^2} = 273.624$$

$$V_3 := 0.125 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{6.895\text{MPa}}} \cdot (0.5W + L + de + c) \cdot de \cdot \frac{1.55 \cdot 10^{-3}}{\text{mm}^2} = 273.624$$

$$V_{\text{NBL}} := \min(V_1, V_2, V_3) \cdot 4.448\text{kN} = 1217.08 \cdot \text{kN}$$

CAPACIDAD LLAVE 2A EXTERNA - STRUT & TIE MODEL

Propiedades

$f_c := 34.5\text{MPa}$	Resistencia Hormigón en Compresión
$f_y := 414\text{MPa}$	Tensión de Fluencia Acero
$f_u := 690\text{MPa}$	Tensión Última Acero

Geometría

$h := 775\text{mm}$	Altura	$A_{sv} := 1703\text{mm}^2$	Area Refuerzo Vertical Cruza Interfaz
$d := 610\text{mm}$	Largo	$A_{s1} := 426\text{mm}^2$	Area Refuerzo Horizontal Interfaz
$b := 425\text{mm}$	Ancho	$A_{s2} := 284\text{mm}^2$	Area Refuerzo Diagonal Cruza Interfaz
		$A_{ss} := 71.24\text{mm}^2$	Area Refuerzo Distribuido
		$n := 2$	N° Caras Laterales de Refuerzo Distribuido
		$s_w := 121\text{mm}$	Separación de Refuerzo Distribuido
		$a := 102\text{mm}$	Brazo de Actuador

Strut and Tie Model

$$V_c := 0.2 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} \cdot b \cdot h = 386.928 \cdot \text{kN} \quad \text{Capacidad Provista por Hormigón}$$

$$V_s := \left(A_{s1} \cdot f_y \cdot h + n \cdot A_{ss} \cdot f_y \cdot \frac{h^2}{2s} \right) \cdot \frac{1}{h + a} = 322.785 \cdot \text{kN} \quad \text{Capacidad Provista por Acero}$$

$$V_{NST} := V_c + V_s = 709.713 \cdot \text{kN}$$

CAPACIDAD LLAVE 4B EXTERNA - ANALISIS MOMENTO CURVATURA

Propiedades

$f_c := 40\text{MPa}$	Resistencia Hormigón en Compresión
$f_y := 420\text{MPa}$	Tensión de Fluencia Acero
$f_u := 690\text{MPa}$	Tensión Última Acero

Geometría

$h := 775\text{mm}$	Altura	$A_{sv} := 1703\text{mm}^2$	Area Total Refuerzo Vertical Cruza Interfaz
$d := 610\text{mm}$	Largo	$A_{s1} := 1032\text{mm}^2$	Area Refuerzo Horizontal Interfaz
$b := 425\text{mm}$	Ancho	$A_{s2} := 0\text{mm}^2$	Area Refuerzo Diagonal Cruza Interfaz
		$A_{ss} := 71.24\text{mm}^2$	Area Refuerzo Distribuido
		$A_{vf} := 1703\text{mm}^2$	Area Refuerzo Vertical Barra U
		$n := 2$	Nº Caras Laterales de Refuerzo Distribuido
		$s_w := 121\text{mm}$	Separación de Refuerzo Distribuido
		$a_b := 102\text{mm}$	Brazo de Actuador

Análisis Momento Curvatura

Suposición: fs están en fluencia y la fibra mas comprimida del hormigón a una deformación del 3/1000. La armadura izquierda se encuentra en la zona a compresión.

$$\beta_1 := 0.85 - 0.007 \cdot \left(\frac{f_c}{\text{MPa}} - 28 \right) = 0.766$$

Compatibilidad de Deformación por ángulo ϕ $\phi = \epsilon_u/c = \epsilon_s2/(d2-c)$ $\epsilon_s := 0.005$ $rec := 25.4\text{mm}$

$$x := \frac{\left(\frac{3}{1000}\right)}{c} = \frac{(E_s)}{509.4\text{mm} - c} \text{ solve, c} \rightarrow 191.025\text{mm}$$

$$a := \beta_1 \cdot x = 146.325\text{mm}$$

Cálculo de tensión de la armadura a compresión por compatibilidad

$$\text{esp} := \frac{0.003}{x} \cdot 0\text{mm} = 0 \quad f_{sp} := \min\left(420\text{MPa} \cdot \frac{\text{esp}}{0.0021}, 420\text{MPa}\right) = 0\text{MPa}$$

$$\text{esp1} := \frac{0.003}{x} \cdot 105.1\text{mm} = 1.651 \times 10^{-3} \quad f_{s1} := \min\left(420\text{MPa} \cdot \frac{\text{esp1}}{0.0021}, 420\text{MPa}\right) = 330.114\text{MPa}$$

$$\text{esp2} := \frac{0.003}{x} \cdot 0\text{mm} = 0 \quad f_{s2} := \min\left(420\text{MPa} \cdot \frac{\text{esp2}}{0.0021}, 420\text{MPa}\right) = 0\text{MPa}$$

$$A_{sp} := 0\text{mm}^2 \quad dsp := 0\text{mm}$$

$$A_{s1} := 285\text{mm}^2 \quad dsp1 := 105.1\text{mm}$$

$$A_{s2} := 0\text{mm}^2 \quad dsp2 := 0\text{mm}$$

Cálculo de tensión de armaduras a tracción por compatibilidad

$$\text{esp3} := \frac{0.003}{x} \cdot 15.9\text{mm} = 2.497 \times 10^{-4} \quad f_{s3} := \min\left(420\text{MPa} \cdot \frac{\text{esp3}}{0.0021}, 420\text{MPa}\right) = 49.941\text{MPa}$$

$$\text{esp4} := \frac{0.003}{x} \cdot 0\text{mm} = 0 \quad f_{s4} := \min\left(420\text{MPa} \cdot \frac{\text{esp4}}{0.0021}, 420\text{MPa}\right) = 0\text{MPa}$$

$$\text{esp5} := \left(\frac{0.003}{x} \cdot 136.9\text{mm}\right) = 2.15 \times 10^{-3} \quad f_{s5} := \min\left(420\text{MPa} \cdot \frac{\text{esp5}}{0.0021}, 420\text{MPa}\right) = 420\text{MPa}$$

$$\text{esp6} := \frac{0.003}{x} \cdot 0\text{mm} = 0 \quad f_{s6} := \min\left(420\text{MPa} \cdot \frac{\text{esp6}}{0.0021}, 420\text{MPa}\right) = 0\text{MPa}$$

$$\text{esp7} := \frac{0.003}{x} \cdot 318.4\text{mm} = 5 \times 10^{-3} \quad f_{s7} := \min\left(420\text{MPa} \cdot \frac{\text{esp7}}{0.0021}, 420\text{MPa}\right) = 420\text{MPa}$$

$$A_{s3} := 570\text{mm}^2 \quad dsp3 := 15.9\text{mm}$$

$$A_{s4} := 0\text{mm}^2 \quad dsp4 := 0\text{mm}$$

$$A_{s5} := 570\text{mm}^2 \quad dsp5 := 136.9\text{mm}$$

$$A_{s6} := 0\text{mm}^2 \quad dsp6 := 0\text{mm}$$

$$A_{s7} := 427\text{mm}^2 \quad dsp7 := 318.4\text{mm}$$

$$A_{ss} := 0 \text{ mm}^2 \quad d_{ss} := 0 \text{ mm}$$

de esta manera, se calcula la capacidad de la llave de corte

$$P_{NMC} := 0.85 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} \cdot a \cdot b + \begin{pmatrix} A_{sp} \\ A_{s1} \\ A_{s2} \\ A_{s3} \\ A_{s4} \\ A_{s5} \\ A_{s6} \\ A_{s7} \\ A_{ss} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} f_{sp} \\ f_{s1} \\ f_{s2} \\ -f_{s3} \\ -f_{s4} \\ -f_{s5} \\ -f_{s6} \\ -f_{s7} \\ -f_y \end{pmatrix} = -18.808 \text{ kN}$$

$$M_{NMC} := 0.85 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} \cdot a \cdot b \cdot \left(\frac{a}{2}\right) + \begin{pmatrix} A_{sp} \\ A_{s1} \\ A_{s2} \\ A_{s3} \\ A_{s4} \\ A_{s5} \\ A_{s6} \\ A_{s7} \\ A_{ss} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} f_{sp} \cdot d_{sp} \\ f_{s1} \cdot d_{sp1} \\ f_{s2} \cdot d_{sp2} \\ f_{s3} \cdot d_{sp3} \\ f_{s4} \cdot d_{sp4} \\ f_{s5} \cdot d_{sp5} \\ f_{s6} \cdot d_{sp6} \\ f_{s7} \cdot d_{sp7} \\ f_y \cdot d_{ss} \end{pmatrix} = 124.676 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento}$$

Dividiendo el Momento resultante por el brazo de palanca de la fuerza horizontal, se obtiene la capacidad lateral

$$V_{NMC} := \frac{M_{NMC}}{a_b} = 1222.312 \text{ kN}$$

ANEXO F

Memoria de Cálculo Llaves Externas Resilientes

A continuación, se exponen las memorias de cálculo para los distintos métodos establecidos para determinar la capacidad máxima de topes exteriores resilientes.

CAPACIDAD LLAVE 5A EXTERNA - SLIDING SHEAR FRICTION

Propiedades

$f_y := 447\text{MPa}$ Tensión de Fluencia Acero

$f_u := 710\text{MPa}$ Tensión Última Acero

Geometría

$A_s := 507\text{mm}^2$ Área de Refuerzo Vertical que Cruza Interfaz

$\mu_1 := 0.36$ Coeficiente de Fricción Superficie Lisa

$\mu_2 := 1$ Coeficiente de Fricción Superficie Rugosa

Sliding Shear Friction

$V_{NSS} := \mu_2 \cdot A_s \cdot f_y = 226.629 \cdot \text{kN}$

CAPACIDAD LLAVE 5A EXTERNA - TENSION DIAGONAL

Propiedades

$f_y := 447\text{MPa}$ Tensión de Fluencia Acero

$f_u := 710\text{MPa}$ Tensión Última Acero

Geometría

$A_s := 507\text{mm}^2$ Área de Refuerzo Vertical que Cruza Interfaz

$\mu_1 := 0.36$ Coeficiente de Fricción Superficie Lisa

$\mu_2 := 1$ Coeficiente de Fricción Superficie Rugosa

Tensión Diagonal

$\alpha := 45^\circ$ Ángulo de Fractura de Barras

$$V_{\text{NTD}} := (\mu_2) \cdot (A_s \cdot f_u \cdot \sin(\alpha)) + A_s \cdot f_u \cdot \cos(\alpha) = 509.074 \cdot \text{kN}$$

ANEXO G

Memoria de Cálculo Llaves Internas Monolíticas

A continuación, se exponen las memorias de cálculo para los distintos métodos establecidos para determinar la capacidad máxima de topes interiores monolíticos.

CAPACIDAD LLAVE 1A INTERNA- INTERFACE SHEAR TRANSFER

Geometría		Propiedades	
$h := 203\text{mm}$	Altura	$f_c := 29.2\text{MPa}$	Resistencia Hormigón en Compresión
$d := 508\text{mm}$	Largo	$A_{sv} := 855\text{mm}^2$	Area Refuerzo Vertical
$b := 356\text{mm}$	Ancho	$f_y := 434\text{MPa}$	Tensión de Fluencia Acero
$\alpha := \frac{h}{d} = 0.4$	Razón Alto-Largo	$f_u := 690\text{MPa}$	Tensión Última Acero
$n_s := 4$	Nº Filas de Refuerzo que cruzan la interfaz		

AASHTO Interface Shear Transfer - Shear Friction (5.8.4)

$P_c := h \cdot d \cdot b \cdot 2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} = 0.9 \cdot \text{kN}$	Peso Normal a la Interfaz de Corte
$A_{cv} := b \cdot d$	Área de Hormigón en Interfaz de Corte
$c := 0.4\text{ksi}$	Cohesión
$\mu := 1.4$	Coefficiente de Fricción
$V_{NIST} := c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{sv} \cdot f_y + P_c) = 1019.5 \cdot \text{kN}$	

CAPACIDAD LLAVE 1A INTERNA- BRACKETS & CORBELS

Geometría		Propiedades	
$h := 203\text{mm}$	Altura	$f_c := 29.2\text{MPa}$	Resistencia Hormigón en Compresión
$d := 508\text{mm}$	Largo	$A_{sv} := 855\text{mm}^2$	Area Refuerzo Vertical
$b := 356\text{mm}$	Ancho	$f_y := 434\text{MPa}$	Tensión de Fluencia Acero
$\alpha := \frac{h}{d} = 0.4$	Razón Alto-Largo	$f_u := 690\text{MPa}$	Tensión Última Acero
$n_s := 4$	Nº Filas de Refuerzo que cruzan la interfaz		

AASHTO Brackets and Corbels (5.13.2.4)

$$V_{NBC} := \frac{A_{sv} \cdot f_y}{\alpha} = 928.589 \cdot \text{kN}$$

CAPACIDAD LLAVE 1A INTERNA - CONCRETE CRACKING

Geometría

$h := 203\text{mm}$ Altura

$d := 508\text{mm}$ Largo

$b := 356\text{mm}$ Ancho

$\alpha := \frac{h}{d} = 0.4$ Razón Alto-Largo

$n_s := 4$ N° Filas de Refuerzo que cruzan la interfaz

Propiedades

$f_c := 29.2\text{MPa}$ Resistencia Hormigón en Compresión

$A_{sv} := 855\text{mm}^2$ Area Refuerzo Vertical

$f_y := 434\text{MPa}$ Tensión de Fluencia Acero

$f_u := 690\text{MPa}$ Tensión Última Acero

Concrete Cracking Model

$f_{sp} := 0.6 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} = 3.242 \cdot \text{MPa}$

Resistencia Nominal Cilíndrica del Hormigón

$V_{NCC} := \frac{\pi}{2} \cdot f_{sp} \cdot b \cdot d = 921 \cdot \text{kN}$

CAPACIDAD LLAVE 1A INTERNA - MCFT

Geometría	Propiedades
$h := 203\text{mm}$ Altura	$f_c := 29.2\text{MPa}$ Resistencia Hormigón en Compresión
$d := 508\text{mm}$ Largo	$A_{sv} := 855\text{mm}^2$ Area Refuerzo Vertical
$b := 356\text{mm}$ Ancho	$f_y := 434\text{MPa}$ Tensión de Fluencia Acero
$\alpha := \frac{h}{d} = 0.4$ Razón Alto-Largo	$f_u := 690\text{MPa}$ Tensión Última Acero
$n_s := 4$ N° Filas de Refuerzo que cruzan la interfaz	

Modified Compression Field Theory

Refuerzos Distribuidos

$A_v := 71\text{mm}^2$	Área de Refuerzo Distribuido #3
$\alpha := 90^\circ$	Ángulo de Inclinación Barras
$\rho_x := \frac{2 \cdot A_v}{b \cdot h} = 1.965 \times 10^{-3}$	Cuantía
$s_w := 110\text{mm} = 0.11\text{m}$	Separación

Geometría

$d_v := 0.9 \cdot d = 0.457\text{m}$	Profundidad Efectiva en Corte
$a_g := 18$	Diámetro de Agregado [mm]

Para comenzar, se plantea la deformación longitudinal del refuerzo a tensión

$$e_s := 0.79 \cdot 10^{-3} \quad (\text{Existe ecuacion dependiente de } \mu_u, d_v, \nu_u, \nu_u, e_s, A_s)$$

Luego el parámetro de espaciamiento de grietas

$$s_{xe} := \max \left[\frac{35 \cdot s}{(a_g + 16)\text{mm}}, 12\text{in} \right] \cdot \frac{1}{\text{mm}} = 304.8$$

Con los que se calculan

$$\beta := \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot e_s} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{xe}} = 0.182 \quad \text{Factor del Hormigón en Tensión}$$

$$\theta_1 := (29^\circ + 7000^\circ \cdot e_s) \cdot \left(0.88 + \frac{s_{xe}}{2500} \right) = 34.596^\circ \quad \text{Ángulo de Agrietamiento MCFT}$$

Se calculan las tensiones del hormigón y acero

$$v_c := \beta \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} = 0.986 \cdot \text{MPa}$$

Tensión Hormigón

$$v_s := \frac{A_{sv}}{b \cdot d} \cdot f_y \cdot \cot(\theta_1) = 2.975 \cdot \text{MPa}$$

Tensión Acero

$$ex2 := \frac{(v_c + v_s) \cdot \cot(\theta_1) - \frac{v_c}{\cot(\theta_1)}}{210000 \text{MPa} \cdot \frac{3}{100}} = 8.035 \times 10^{-4}$$

Def. Longitudinal de Refuerzo segun Tensiones

Se compara la diferencia entre la deformacion longitudinal del refuerzo impuesta y la entregada por las tensiones

$$\frac{es - ex2}{es} \cdot 100 = -1.703$$

Se calculan los aportes del Hormigón y Acero

$$V_c := \beta \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{MPa}} \cdot b \cdot d = 178.243 \cdot \text{kN}$$

Capacidad provista por Hormigón

$$V_s := \frac{n_s A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot(\theta_1) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}{s} = 742.719 \cdot \text{kN}$$

Capacidad provista por Acero

$$V_{\text{NMCFT}} := V_c + V_s = 920.962 \cdot \text{kN}$$

Capacidad Total