



UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI

VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

T E S I S

**ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES
ORIGINADO POR MOVIMIENTOS SÍSMICOS EN UN
EDIFICIO DE PÓRTICOS PREFABRICADOS
CON CONEXIONES HÍBRIDAS**

PRESENTADA POR

BACHILLER MIGUEL MARTIN PACHECO PALOMINO

ASESOR:

MSC. JUAN LUIS CCAMAPAZA AGUILAR

PARA OPTAR TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

ILO- PERÚ

2019

CONTENIDO

	Pág.
PORTADA	
Página de jurado.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos.....	iii
Contenido.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS.....	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	xiv
ÍNDICE DE APÉNDICES.....	xvii
RESUMEN.....	xviii
ABSTRACT.....	xix
INTRODUCCIÓN.....	xx

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACION

1.1.	Descripción de la realidad del problema.....	1
1.2.	Definición del problema.....	5
1.2.1.	Problema general.....	5
1.2.2.	Problemas específicos.....	5

1.3.	Objetivos de la investigación	6
1.3.1.	Objetivo general.....	6
1.3.2.	Objetivos específicos	6
1.4.	Justificación	6
1.5.	Delimitación del estudio	7
1.5.1.	Delimitación espacial.....	7
1.5.2.	Delimitación teórica.....	7
1.6.	Alcances y limitaciones	8
1.6.1.	Alcances de la investigación	8
1.6.2.	Limitaciones.....	8
1.7.	Variables	8
1.7.1.	Identificación de variables	8
1.7.2.	Operacionalización de variables	9
1.8.	Hipótesis de la investigación	10
1.8.1.	Hipótesis general.....	10
1.8.2.	Hipótesis derivadas	10

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1.	Antecedentes de la investigación	11
2.2.	Bases teóricas.....	12
2.2.1.	Construcción prefabricada	12
2.2.2.	Beneficios del concreto prefabricado.....	13
2.2.3.	Filosofía de diseño	14

2.2.4.	Clasificación de conexiones.....	15
2.2.5.	Pórticos prefabricados resistentes a momento	17
2.2.6.	Conexión híbrida.....	21
2.2.7.	Análisis de la conexión híbrida.....	23
2.3.	Estudios experimentales.....	24
2.3.1.	Conexiones emulativas	24
2.3.2.	Conexiones no emulativas	28
2.4.	Procedimientos de análisis y diseño de estructuras híbridas	49
2.4.1.	Procedimiento de diseño simplificado para conexiones híbridas	50
2.4.2.	Pautas de diseño PRESSS	57
2.4.3.	ACI. T1.2-03.....	74
2.5.	Análisis sísmico basado en fuerzas norma E-030.....	75
2.5.1.	Análisis sísmico estático o de fuerzas equivalentes	76
2.5.2.	Análisis sísmico dinámico espectral.....	77
2.6.	Definición de términos.....	81

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1.	Tipo de la investigación.....	83
3.1.1.	De acuerdo con la técnica de contrastación	83
3.2.	Diseño de la investigación	83
3.3.	Población.....	84
3.4.	Técnicas de recolección de la información.....	84
3.5.	Técnicas de procesamiento y análisis de datos	85

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1.	Presentación de resultados	86
4.1.1.	Momentos de diseño en el prototipo dirección X	86
4.1.2.	Momentos de diseño en el prototipo dirección Y	90
4.1.3.	Análisis de la sección híbrida	94
4.1.4.	Desplazamientos y derivas del pórtico híbrido	101
4.1.5.	Verificación de la propiedad de restauración de la viga híbrida.....	116
4.2.	Contrastación de hipótesis	125
4.2.1.	Validación de hipótesis integridad de la edificación.	125
4.2.2.	Validación de hipótesis desplazamientos horizontales	128
4.3.	Discusión de resultados.....	138
4.3.1.	Acerca del uso de los parámetros PRESSS.....	138
4.3.2.	Acerca de la integridad de la edificación	138
4.3.3.	Acerca de los desplazamientos horizontales	139

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.	Conclusiones	140
5.2.	Recomendaciones	141
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		142
APÉNDICES		146
MATRIZ DE CONSISTENCIA		243

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Operacionalización de variables dependiente e independiente.....	9
Tabla 2. Especímenes usados en la fase I, II, y III.....	31
Tabla 3. Conexiones prefabricadas del NIST fase IV-A.....	36
Tabla 4. Fuerzas y derivas de piso fase IV-A	37
Tabla 5. Conexiones prefabricadas del NIST fase IV-B.....	39
Tabla 6. Fuerza de conexión y deriva de piso fase IV-B.	42
Tabla 7. Parámetros geométricos y materiales utilizados para el diseño	52
Tabla 8. Deformaciones y factores de sobrecarga..	59
Tabla 9. Zonificación sísmica según el departamento	77
Tabla 10. Factor de zona	77
Tabla 11. Valores para tipos de perfiles de suelo.....	78
Tabla 12. Factor de amplificación del suelo S	78
Tabla 13. Periodos T_p , del factor C y T_L	78
Tabla 14. Factor de uso o importancia “U”.....	79
Tabla 15. Sistema estructural y sismorresistente	79
Tabla 16. Factor de irregularidad en altura	79
Tabla 17. Factor de irregularidad existente en planta	80
Tabla 18. Momentos de diseño dirección X eje A	86
Tabla 19. Momentos de diseño dirección X eje B	87
Tabla 20. Momentos de diseño dirección X eje C	88
Tabla 21. Momentos de diseño dirección X eje D.....	89
Tabla 22. Momentos de diseño dirección Y eje 1	90
Tabla 23. Momentos de diseño dirección Y eje 2.....	91

Tabla 24. Momentos de diseño dirección Y eje 3.....	93
Tabla 25. Resultados para la sección híbrida, dirección X eje A.....	94
Tabla 26. Resultados para la sección híbrida, dirección X eje B.....	95
Tabla 27. Resultados para la sección híbrida, dirección X eje C.....	96
Tabla 28. Resultados para la sección híbrida, dirección X eje D.....	97
Tabla 29. Resultados para la sección híbrida, dirección Y eje 1.....	98
Tabla 30. Resultados para la sección híbrida, dirección Y eje 2.....	100
Tabla 31. Resultados para la sección híbrida, dirección Y eje 3.....	101
Tabla 32. Desplazamientos horizontales dirección X eje A	102
Tabla 33. Distorsiones de entrepiso dirección X eje A.....	103
Tabla 34. Desplazamientos horizontales dirección X eje B.....	104
Tabla 35. Distorsiones de entrepiso dirección X eje B	105
Tabla 36. Desplazamientos horizontales dirección X eje C.....	106
Tabla 37. Distorsiones de entrepiso dirección X eje C	107
Tabla 38. Desplazamientos horizontales dirección X eje D	108
Tabla 39. Distorsiones de entrepiso dirección X eje D.....	109
Tabla 40. Desplazamientos horizontales dirección Y eje 1	110
Tabla 41. Distorsiones de entrepiso dirección Y eje 1.....	111
Tabla 42. Desplazamientos horizontales dirección Y eje 2	112
Tabla 43. Distorsiones de entrepiso dirección Y eje 2.....	113
Tabla 44. Desplazamientos horizontales dirección Y eje 3	114
Tabla 45. Distorsiones de entrepiso dirección Y eje 3.....	115
Tabla 46. Momento iniciales a deriva cero dirección X eje A.....	116
Tabla 47. Momento iniciales a deriva cero dirección X eje B	117

Tabla 48. Momento iniciales a deriva cero dirección X eje C.....	118
Tabla 49. Momento iniciales a deriva cero dirección X eje D.....	119
Tabla 50. Momentos iniciales a deriva cero dirección Y eje 1	121
Tabla 51. Momentos iniciales a deriva cero dirección Y eje 2	122
Tabla 52. Momentos iniciales a deriva cero dirección Y eje 3	124
Tabla 53. Datos estadísticos prueba t de Student dirección X.....	126
Tabla 54. Datos estadísticos prueba t de Student dirección Y	127
Tabla 55. Datos estadísticos prueba t de Student piso uno	128
Tabla 56. Datos estadísticos prueba t de Student piso dos.....	129
Tabla 57. Datos estadísticos prueba t de Student piso tres	130
Tabla 58. Datos estadísticos prueba t de Student piso cuatro	131
Tabla 59. Datos estadísticos prueba t de Student piso cinco.....	132
Tabla 60. Datos estadísticos prueba t de Student piso uno	133
Tabla 61. Datos estadísticos prueba t de Student piso dos.....	134
Tabla 62. Datos estadísticos prueba t de Student piso tres	135
Tabla 63. Datos estadísticos prueba t de Student piso cuatro	136
Tabla 64. Datos estadísticos prueba t de Student piso cinco.....	137

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Viviendas destruidas por emergencias 1995 - 2003	2
Figura 2. Viviendas destruidas por emergencias 2003 - 2016	2
Figura 3. Viviendas destruidas en 2001, provincia de Ilo.....	3
Figura 4. Viviendas evaluadas después del sismo del 2001.....	4
Figura 5. Clasificación de las conexiones en pórticos prefabricados.....	16
Figura 6. Mecanismo de pórtico resistente a momento.....	17
Figura 7. Elementos y conexiones en pórticos resistentes a momento	19
Figura 8. Clasificación de los sistemas de concreto prefabricado	20
Figura 9. Clasificación de los pórticos prefabricados resistente a momento	20
Figura 10. Detalles de la conexión híbrida del pórtico prefabricado	22
Figura 11. Relación entre el acero y la deformación del concreto.....	23
Figura 12. Detalles del pórtico prefabricado.....	25
Figura 13. Distribución de la curvatura unidad uno.....	26
Figura 14. Sección transversal para la conexión de placa soldada	27
Figura 15. Detalle de la conexión de viga a columna	29
Figura 16. Historial de desplazamiento de carga	29
Figura 17. Detalles básicos del espécimen I-P-Z4.....	34
Figura 18. Detalles básicos para espécimen J-P-Z4.....	34
Figura 19. Detalles básicos para el espécimen L-P-Z4 A-C	35
Figura 20. Respuestas de histéresis fase IV-A	38
Figura 21. Especímenes M-P-Z4 a P-P-Z4	40
Figura 22. Respuestas de histéresis de desplazamiento fase IV-B.....	41
Figura 23. Vista en planta del edificio de prueba.....	44

Figura 24. Conexión híbrida postensado.....	45
Figura 25. Conexión pretensada.....	46
Figura 26. Excitación sísmica y coincidencia del espectro.....	47
Figura 27. Rotación de la viga híbrida.....	48
Figura 28. Desplazamientos y fuerzas en la conexión híbrida.....	54
Figura 29. Sistema de pórtico híbrido diseño en estado limite.....	65
Figura 30. Desplazamientos ocurridos en el experimento PRESSSS.....	72
Figura 31. Diagrama de flujo de las pautas de PRESSSS.....	73
Figura 32. Relación causal entre variables.....	84
Figura 33. Desplazamientos horizontales dirección X eje A.....	102
Figura 34. Distorsiones de entrepiso dirección X eje A.....	103
Figura 35. Desplazamientos horizontales dirección X eje B.....	104
Figura 36. Distorsiones de entrepiso dirección X eje B.....	105
Figura 37. Desplazamientos horizontales dirección X eje C.....	106
Figura 38. Distorsiones de entrepiso dirección X eje C.....	107
Figura 39. Desplazamientos horizontales dirección X eje D.....	108
Figura 40. Distorsiones de entrepiso dirección X eje D.....	109
Figura 41. Desplazamientos horizontales dirección Y eje 1.....	110
Figura 42. Distorsiones de entrepiso dirección Y eje 1.....	111
Figura 43. Desplazamientos horizontales dirección Y eje 2.....	112
Figura 44. Distorsiones de entrepiso dirección Y eje 2.....	113
Figura 45. Desplazamientos horizontales dirección Y eje 3.....	114
Figura 46. Distorsiones de entrepiso dirección Y eje 3.....	115
Figura 47. Distribución t de Student dirección X.....	126

Figura 48. Distribución t de Student dirección Y	127
Figura 49. Distribución t de Student piso uno.....	128
Figura 50. Distribución t de Student piso dos	129
Figura 51. Distribución t de Student piso tres.....	130
Figura 52 Distribución t de Student piso cuatro.....	131
Figura 53. Distribución t de Student piso cinco.....	132
Figura 54. Distribución t de Student piso uno.....	133
Figura 55. Distribución t de Student piso dos	134
Figura 56. Distribución t de Student piso tres.....	135
Figura 57. Distribución t de Student piso cuatro.....	136
Figura 58. Distribución t de Student piso cinco.....	137

ÍNDICE DE ECUACIONES

	Pág.
Ecuación 1. Área de acero de refuerzo.....	52
Ecuación 2. Fuerza de tensión en el acero dulce.....	53
Ecuación 3. Alargamiento del refuerzo de acero dulce.....	53
Ecuación 4. Alargamiento del tendón postensado	53
Ecuación 5. Deformación en el tendón postensado	54
Ecuación 6. Fuerza de postensión para el tendón	55
Ecuación 7. Fuerza de compresión en la sección.....	55
Ecuación 8. Profundidad al eje neutro	55
Ecuación 9. Momento aportado por el tendón de postensión	56
Ecuación 10. Momento aportado por el refuerzo de acero dulce.....	56
Ecuación 11. Capacidad del momento probable de la sección	56
Ecuación 12. Fuerza de tensión del acero dulce	56
Ecuación 13. Deformación en el refuerzo de acero dulce.....	57
Ecuación 14. Alargamiento de la longitud desligada acero dulce	57
Ecuación 15. Requisito de resistencia para el momento nominal.....	57
Ecuación 16. Requisito para el momento nominal considerando cargas.....	57
Ecuación 17. Requisito de resistencia para el momento nominal.....	57
Ecuación 18. Altura total mínima según código A.C.I. 318-14.....	60
Ecuación 19. Ancho de la viga mínimo según código A.C.I. 318-14.....	60
Ecuación 20. Rotación en la interfaz de diseño	61
Ecuación 21. Momento resistente en los tendones postensados	61
Ecuación 22. Momento resistente proporcionado por acero dulce	62
Ecuación 23. Área del tendón postensado.....	62

Ecuación 24. Área del refuerzo de acero dulce.....	62
Ecuación 25. Profundidad del eje neutral de la viga.....	63
Ecuación 26. Esfuerzo en el refuerzo de acero dulce en tensión.....	63
Ecuación 27. Tensión en el refuerzo de acero dulce.....	64
Ecuación 28. Elongación en el tendón de postensado.....	64
Ecuación 29. Cambio en los esfuerzos del tendón postensado.....	64
Ecuación 30. Esfuerzo en el tendón postensado.....	65
Ecuación 31. Esfuerzo en el tendón postensado.....	65
Ecuación 32. Fuerza en el tendón postensado.....	66
Ecuación 33. Fuerza en tensión del refuerzo de acero dulce.....	66
Ecuación 34. Fuerza en compresión del refuerzo de acero dulce.....	66
Ecuación 35. Fuerza en compresión en la interfaz viga columna.....	66
Ecuación 36. Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos.....	66
Ecuación 37. Profundidad del eje neutral.....	66
Ecuación 38. Momento resistente del tendón postensado.....	67
Ecuación 39. Momento resistente en tensión del acero dulce.....	67
Ecuación 40. Momento resistente en compresión del acero dulce.....	67
Ecuación 41. Momento resistente total de la conexión.....	67
Ecuación 42. Fuerza en el tendón postensado.....	68
Ecuación 43. Fuerza en tensión del acero dulce de refuerzo.....	68
Ecuación 44. Fuerza en compresión del refuerzo de acero dulce.....	68
Ecuación 45. Fuerza resultante en compresión en la interfaz.....	68
Ecuación 46. Profundidad del bloque de esfuerzos de Whitney.....	69
Ecuación 47. Momento resistente en el tendón postensado.....	69

Ecuación 48. Momento resistente en el acero dulce en tensión.....	69
Ecuación 49. Momento resistente en el acero dulce en compresión.....	69
Ecuación 50. Momento proporcionado por el pretensado	69
Ecuación 51. Deformación del acero dulce de refuerzo	70
Ecuación 52. Longitud desligada para el refuerzo de acero dulce	70
Ecuación 53. Deformación máxima para la sección	71
Ecuación 54. Deriva de entrepiso según NIST	72
Ecuación 55. Deriva de entrepiso según PRESSS	72
Ecuación 56. Deformación del acero dulce.....	74
Ecuación 57. Fuerza de pretensado mínima.....	74
Ecuación 58. Fuerza cortante en la base	76
Ecuación 59. Factor de amplificación y reducción sísmica	76
Ecuación 60. Fuerza sísmica horizontal.....	76
Ecuación 61. Factor para el cálculo de la fuerza horizontal sísmica	76
Ecuación 62. Periodo fundamental de vibración.....	76
Ecuación 63. Factor de amplificación sísmica cuando $T < T_p$	80
Ecuación 64. Factor de amplificación sísmica cuando $T < T < T_L$	80
Ecuación 65. Factor de amplificación sísmica cuando $T > T_L$	80
Ecuación 66. Aceleración espectral para norma E030-2018	81

ÍNDICE DE APÉNDICES

	Pág.
Apéndice A. Resultados del análisis estático y dinámico del prototipo	147
Apéndice B. Resultados del análisis del prototipo con la conexión híbrida	167
Apéndice C. Planos del prototipo.....	236

RESUMEN

Con el desarrollo de nuevas soluciones para un mejor comportamiento en regiones sísmicas, se observa en países del extranjero el uso de sistemas estructural prefabricados dando una buena respuesta sísmica, pese a ello en nuestro entorno se conserva la utilización de sistemas tradicionales, tales como los sistemas apertados monolíticos, los cuales no están dando la respuesta estructural esperada. Es por ello por lo que en la presente investigación haciendo uso de datos experimentales y un edificio prototipo de cinco niveles, el cual para un adecuado análisis sísmico tridimensional se utilizó el programa ETABS y basándose en las pautas de diseño propuesta para sistemas de pórticos híbridos por Stanton y Nakaki, como parte de la fase experimental del PRESSS(sistema estructural sísmico prefabricado), se desarrolló una rutina en el programa PTC Mathcad Prime 5.0.0, mediante el cual se analizó la sección híbrida obteniéndose así los desplazamientos horizontales y derivas que indicaron que resultan menores a lo reglamentado por la norma ACI T1.2-03 con esto dando a conocer una adecuada integridad estructural.

Palabras clave: PRESSS, pórticos, híbrido, prefabricados, conexión.

ABSTRACT

With the development of new solutions for better development in seismic regions, it is observed in foreign countries the use of precast structural systems giving a good seismic response, despite this being programmed traditional systems, such as monolithic frame systems, which are not giving the structural response. That is why in this research making use of experimental data and a five-level prototype building, which for an appropriate three-dimensional seismic analysis uses the ETABS program and project in the proposed design guidelines for nude frames systems by Stanton and Nakaki, as part of the experimental phase of PRESSS (prefabricated seismic structural system), a routine was developed in the PTC Mathcad Prime 5.0.0 program, the program that was analyzed the hybrid section obtaining horizontal displacements and drifts that indicated that they are less than the requirements of ACI T1.2-03, thus making this known a structural integrity.

Key words: PRESSS, frames, hybrid, precast, connection.

INTRODUCCIÓN

Las técnicas modernas de construcción están enfocadas en la industrialización, es decir, con procesos simples se deben obtener edificaciones de alta calidad en tiempos o plazos reducidos. En ese contexto, las estructuras prefabricadas de concreto armado se presentan como la alternativa óptima, pues, además, estos sistemas pueden tener excelente comportamiento estructural (Park, 1995).

Sin embargo, a pesar de tales ventajas, el uso de estas estructuras es poco frecuente, y prácticamente nulo en zonas de alto riesgo sísmico.

Actualmente, esta tecnología (concreto prefabricado) ha logrado gran desarrollo gracias a los avances en la producción de concreto de alta resistencia y al uso de métodos de postensado. Ambas técnicas permiten reducir las dimensiones de los componentes de la estructura e incrementan su resistencia. Por lo tanto, se puede diseñar y construir edificios de gran altura capaces de soportar altas demandas gravitacionales y especialmente demandas sísmicas (International Federation for Structural Concrete, 2003).

Durante los últimos años, se ha desarrollado un nuevo sistema estructural prefabricado. Se trata de un pórtico resistente a momento conformado por vigas y columnas de concreto reforzado ensambladas con conexiones híbridas. La denominación híbrida se debe al uso simultáneo de refuerzo corrugado convencional y tendones de postensado (Celik, 2004).

En el presente documento, se exponen las virtudes de este sistema, y se analizó la aplicación en el ámbito regional. Para ello, se utilizó como prototipo un edificio de cinco niveles destinado a un hospedaje, ubicado en un área sísmica. El

trabajo de investigación incluyó el análisis de la respuesta estructural en las conexiones los cuales se vieron reflejados en los desplazamientos horizontales y derivas de entrepiso.

Es por ello que el presente trabajo de investigación se compone en cinco capítulos. El capítulo I, comprende el desarrollo del problema de investigación, tal como la descripción de la realidad problemática del caso en estudio, la definición del problema, los objetivos de la investigación, la justificación e importancia de la investigación, las variables, su operacionalización de las mismas, y las hipótesis de la investigación; el capítulo II, desarrolla el marco teórico, comprendido por los antecedentes de la investigación, las bases teóricas, y el marco conceptual; el capítulo III desarrolla el método de investigación, comprendido por el tipo de investigación, diseño de investigación, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos, técnicas de procesamiento y análisis de datos; el capítulo IV se expone los resultados obtenidos luego de realizar el análisis en el software ETABS 2016 y el programa desarrollado en PTC Mathcad Prime 5.0.0, se desarrolla la contrastación de las hipótesis de investigación, y la discusión de los resultados obtenidos; el capítulo V se da a conocer las conclusiones que se obtuvieron luego de la investigación así como también la recomendaciones para futuras investigaciones.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción de la realidad del problema

El Perú se encuentra localizado entre una de las regiones de mayor actividad sísmica que existe en la tierra, por lo tanto, está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales (Castillo y Alva, 1993).

Es necesario efectuar estudios que permitan conocer el comportamiento más probable de este fenómeno para poder mitigar los grandes efectos que trae consigo. Una forma de conocer el probable comportamiento sísmico de un lugar es mediante la evaluación del peligro sísmico, es decir predecir las posibles aceleraciones que podrían ocurrir en un lugar determinado (Castillo y Alva, 1993).

Esto se puede plasmar en los datos obtenidos por el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), en el cual para un lapso de 1995 - 2003 se aprecia que los daños por sismo llegaron a un total de 28,516 viviendas (ver figura 1).

Para un periodo de 2003 - 2016 el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), dio a conocer las cifras en las cuales se puede apreciar el aumento preocupante de viviendas destruidas provocadas por movimientos sísmicos llegando a un total de 95,010 viviendas (ver figura 2).

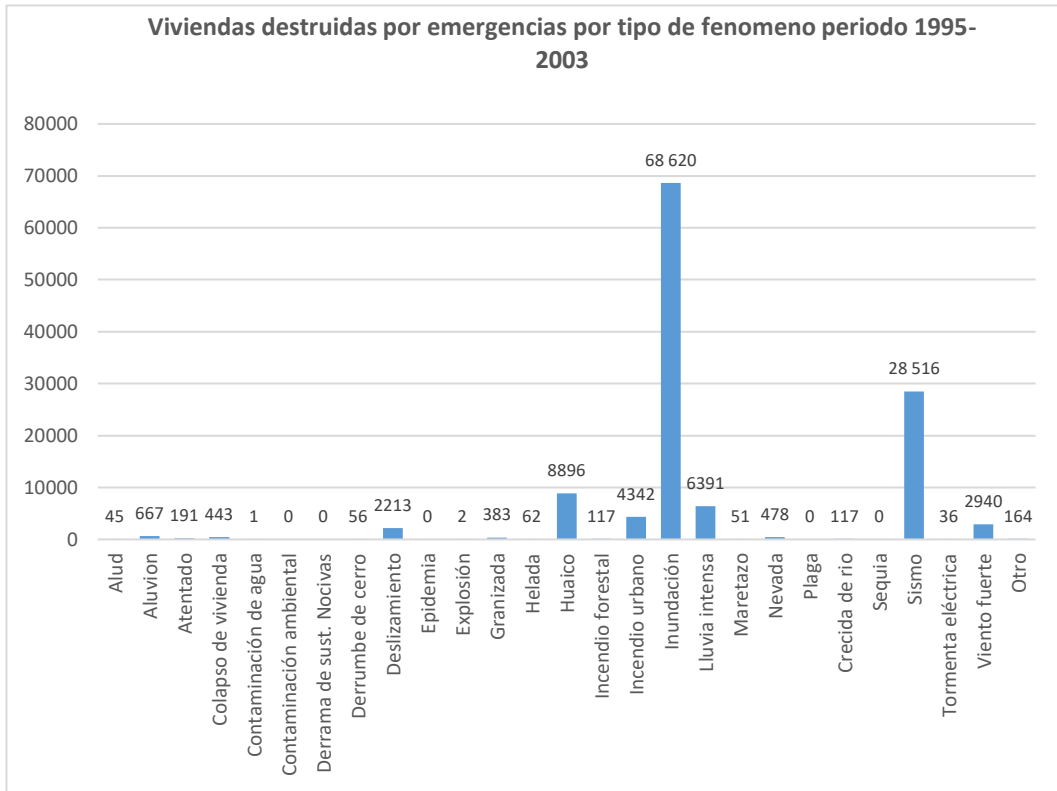


Figura 1. Viviendas destruidas por emergencias 1995 - 2003

Fuente: Instituto Nacional de Defensa Civil, 2016

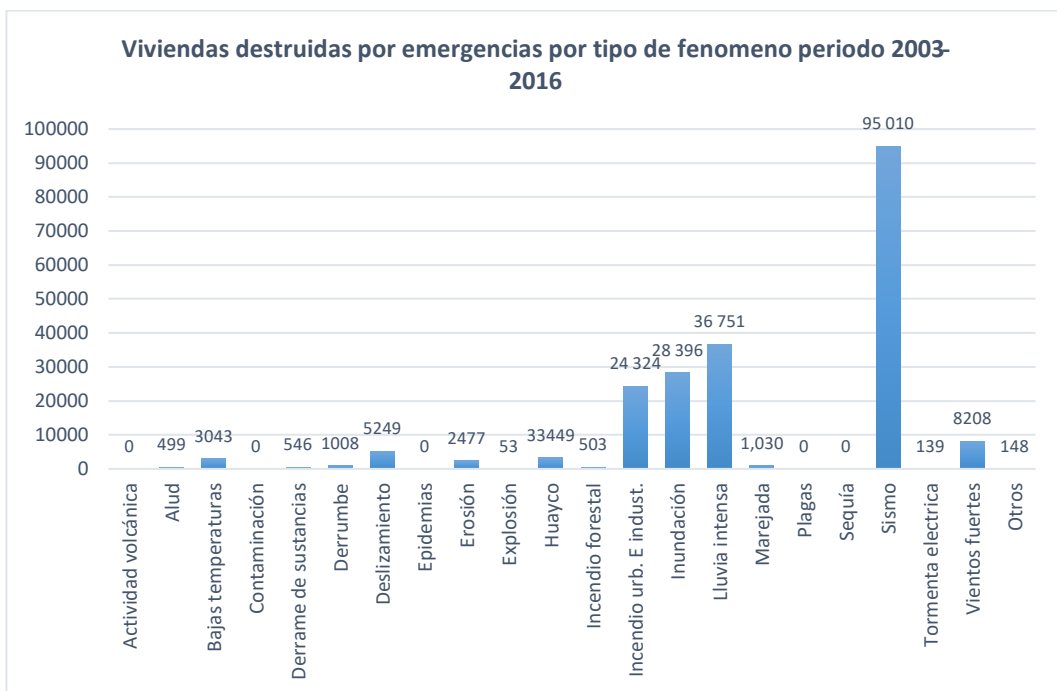


Figura 2. Viviendas destruidas por emergencias 2003 - 2016

Fuente: Instituto Nacional de Defensa Civil, 2016

Uno de los mayores acontecimientos sísmicos de los últimos años se dio el 23 de junio del 2001, el cual ocurrió en el sur de Perú con una magnitud de 6,9 en la escala de Richter, afectando principalmente a los departamentos de Arequipa, Moquegua y Tacna. Dejando un saldo de 37 576 viviendas afectadas y 22 052 viviendas destruidas (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2016).

En la figura 3 se aprecia las estadísticas referidas a las viviendas afectadas para la provincia de Ilo según datos del Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI):



Figura 3. Viviendas destruidas en 2001, provincia de Ilo

Fuente: Instituto Nacional de Defensa Civil, 2016

Debido a la magnitud del evento sísmico se realizó la evaluación de daños en las zonas afectadas con participación de personal del ejército, estudiantes de la Universidad Nacional San Agustín de Arequipa, brigadistas, técnicos y especialistas del Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). Denominada evaluación de peligros de la ciudad de Ilo del cual se destaca lo siguiente:

La ciudad de Ilo situada en el sur del Perú se encuentra en una zona de gran actividad sísmica por consiguiente susceptible a ser expuesta a esta clase de peligro. El tipo de edificación o construcción de las viviendas no ofrecen ninguna resistencia sísmica, en gran parte de la ciudad y particularmente en la Pampa Inalámbrica, las viviendas han sido construidas sin ningún criterio sismorresistente por lo que en el futuro se vuelven vulnerables (Kosaka, Barahona, Bazan, y Zenteno, 2001).

Los resultados de la evaluación de daños luego del sismo ocurrido dieron a conocer los siguientes datos:

El mayor porcentaje de viviendas dañadas se encuentra en la Pampa Inalámbrica (ver figura 4). Las viviendas construidas en este lugar en su mayoría son de material noble, y para efectos de una apreciación general sólo se ha considerado a las viviendas de concreto agrietado, y concreto colapsado, no existiendo viviendas de adobe (Kosaka et al., 2001).

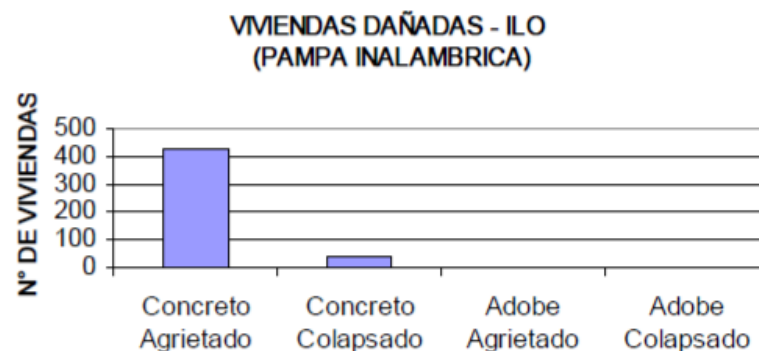


Figura 4. Viviendas evaluadas después del sismo del 2001

Fuente: Kosaka et al., 2001

Y esto es debido a que el tipo de construcciones que en su mayoría son viviendas unifamiliares de concreto armado con una configuración estructural

aporticada, edificadas utilizando métodos tradicionales y con una nula supervisión de un profesional competente, ofreciendo poca resistencia sísmica adecuada.

Además, se debe tomar en consideración la existencia de una falla geológica denominado falla chololo, la cual se encuentra en la parte norte del cuadrángulo de Ilo, se le reconoce por una escarpa de rumbo S50 - 60W que se extiende por cerca de 15 km. La escarpa tiene más de 100 m de altura, que comienza en la pampa de Hospicio, pasa por el lado sureste del cerro chololo y se prolonga hasta desaparecer en el cañón del río Ilo (Kosaka et al., 2001).

Es por ello que se analizó el comportamiento estructural a nivel de cálculo de desplazamientos horizontales de un edificio de pórticos prefabricados con conexiones híbridas, con los que se pretende contribuir a mejorar el comportamiento sismorresistente de las viviendas frente a movimientos sísmicos.

1.2. Definición del problema

1.2.1. Problema general

¿Cuál es la respuesta estructural en un edificio de pórticos prefabricados con conexiones híbridas frente a movimientos sísmicos en la Pampa Inalámbrica?

1.2.2. Problemas específicos

¿Cómo se desarrollará efectivamente el análisis del edificio de pórticos prefabricados con conexiones híbridas?

¿De qué manera influyen los movimientos sísmicos en el desplazamiento horizontal para el edificio de pórticos prefabricados con conexiones híbridas considerando la normatividad ACI T12-03?

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general

Determinar la respuesta estructural de un edificio de pórticos prefabricados con conexiones híbridas, frente a movimientos sísmicos en la Pampa Inalámbrica.

1.3.2. Objetivos específicos

Analizar el sistema estructural mediante un edificio prototipo de pórticos prefabricados con conexiones híbridas haciendo uso del software ETABS y PTC Mathcad Prime 5.0.0.

Describir la influencia de los movimientos sísmicos en los desplazamientos horizontales para el edificio de pórticos prefabricados con conexiones híbridas.

1.4. Justificación

Según los resultados de la investigación referida al sistema estructural sísmico prefabricado los investigadores indican: *Las conexiones híbridas se estaban desempeñando extremadamente bien con un desplazamiento máximo en la cubierta de 254 mm, y con un daño menor en la forma de desprendimiento de la cubierta* (Priestley, Sritharan, Conley y Pampanin, 1999).

Por lo tanto, el uso de un sistema estructural de pórticos prefabricados con conexiones híbridas es una alternativa para lograr una mejor respuesta sismorresistente de las viviendas.

Además, para el análisis del prototipo se utilizó el diseño basado en fuerzas que según indican: *Se usaron modelos analíticos simples, adecuados para el diseño, prediciendo una respuesta del edificio. Proporcionando una muy buena simulación de respuesta* (Priestley, et al., 1999).

1.5. Delimitación del estudio

1.5.1. Delimitación espacial

El área para el cual se tomará como referente para los movimientos sísmicos será la Pampa Inalámbrica, distrito de Ilo, departamento de Moquegua.

1.5.2. Delimitación teórica

El dominio teórico donde se circunscribe la presente investigación acerca del análisis de desplazamientos originados por movimientos sísmicos en un edificio de pórticos prefabricados con conexiones híbridas es:

- Definición de construcción prefabricada y beneficios de su uso.
- Filosofía de diseño.
- Clasificación de conexiones en pórticos prefabricados.
- Estudios experimentales realizados en conexiones emulativas y no emulativas.
- Estudios analíticos utilizados en conexiones híbridas.
- Modelación estructural en el programa estructural ETABS del prototipo utilizando conexiones monolíticas.
- Obtención de datos correspondientes a respuestas estructurales (cortantes, momentos, desplazamientos).
- Análisis de las conexiones híbridas, mediante la elaboración de un programa realizado en PTC Mathcad Prime 5.0.0 siguiendo los lineamientos del PRESSS.
- Descripción de los desplazamientos horizontales finales generados en el prototipo.
- Conclusiones obtenidas para el estudio realizado y recomendaciones para futuras investigaciones.
- Planos arquitectónicos del prototipo usando conexiones híbridas.

1.6. Alcances y limitaciones

1.6.1. Alcances de la investigación

El presente trabajo de tesis se concentró en el análisis de los desplazamientos horizontales producidos por la utilización de conexiones híbridas en pórticos prefabricados frente a movimientos sísmicos.

Se usó el software ETABS para la obtención de resultados preliminares en el edificio prototipo con las características implementadas, como son los materiales para el concreto y el acero.

El análisis de la conexión híbrida se realizó haciendo uso del software PTC Mathcad Prime 5.0.0, en el cual se desarrolló un programa para analizar la respectiva conexión y determinar los desplazamientos finales.

1.6.2. Limitaciones

Al no existir investigaciones previas que hacen referencia a la aplicación de pórticos prefabricados con conexiones híbridas en la ciudad de Ilo, no fue posible realizar estudios comparativos locales respecto al tema.

El análisis y el diseño de las losas, escaleras, así como también el análisis de costos no estuvo cubierto en la presente investigación.

1.7. Variables

1.7.1. Identificación de variables

- Variable independiente: Movimientos sísmicos
- Variable dependiente: Desplazamientos horizontales
- Variable interviniente: Conexiones híbridas

1.7.2. Operacionalización de variables

Tabla 1

Operacionalización de variables dependiente e independiente

Variab	Indicadores	Valores finales	Tipo de variable
Variable independiente: Movimientos sísmicos	Escala de Richter	< 2,0 Micro 2,0 – 4,9 Menor 5,0 – 6,9 Moderado 7,0 – 7,9 Mayor 8,0 – 9,9 Cataclismo 10,0 Apocalíptico	Continua
	Escala de Mercalli	I Muy débil II Débil III Leve IV Moderado V Poco fuerte VI Fuerte VII Muy Fuerte VIII Destructivo IX Muy destructivo X Desastroso	Continua
Variable dependiente: Desplazamientos horizontales	Special hybrid moment frames composed of discretely jointed precast and post-tensioned concrete members	Desplazamientos laterales relativos admisibles para pórticos con conexiones híbridas < 0,024	Continua
	Guías de diseño PRESSS(PREcast Seismic Structural System)	Desplazamientos laterales relativos de piso Desplazamientos horizontales de piso	Continua

1.8. Hipótesis de la investigación

1.8.1. Hipótesis general

El edificio de pórticos prefabricados con conexiones híbridas sometido a un movimiento sísmico moderado genera desplazamiento horizontal y evita daño estructural severo.

1.8.2. Hipótesis derivadas

El uso de conexiones híbridas sometido a un movimiento sísmico moderado en la escala sismológica de Richter ocasiona desplazamiento horizontal menor a lo establecido en la norma ACI T1.2-03.

Los resultados del estudio analítico realizado mediante el prototipo nos dan a conocer, que el uso de conexiones híbridas en pórticos prefabricados conserva la integridad de la edificación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

En las conclusiones presentadas por Joel Alexander Novas (2010) en su tesis de maestría: *Sistemas constructivos prefabricados aplicables a la construcción de edificaciones en países en desarrollo*, indica que la utilización de estructuras prefabricadas como parte del proceso constructivo de una edificación resulta ser el mejor camino debido a las ventajas constructivas, organizacionales, y de costo final.

Antonio Rafael Percca Ragas (2015) en su tesis de pregrado: *Estudio y análisis costo-beneficio de la aplicación de elementos prefabricados de concreto en el casco estructural del proyecto “tottus guipor”*, expone que el elemento prefabricado de concreto tiene beneficios claves en un proyecto de construcción y ventajas resaltantes frente a la obra convencional vaciada in situ; sin embargo, nuestra sociedad permanece aún escéptica frente a nuevos modelos o al cambio e innovación de sistemas constructivos.

Germán Aníbal Nanclares (2016) en su tesis de maestría: *Estudio analítico-experimental de sistemas de uniones híbridas en estructuras premoldeadas de hormigón postesado*. Da a conocer que existe una tendencia creciente a optar por

el uso de estructuras de hormigón premoldeado ya que esto puede resultar beneficioso para la industria de la construcción. En virtud de que su elaboración se lleva a cabo en un establecimiento industrializado, es esperable que la fabricación esté sujeta a controles más estrictos que los que se pueden concretar in situ.

Sivakkolundu Vernu (2003) en su tesis de maestría: *Section, member and system level analyses for precast concrete hybrid frames*. Da a conocer que en el análisis de la construcción de pórticos híbridos bajo los movimientos de entrada utilizados para la prueba de PRESSS condujo a buenas correlaciones entre las historias de tiempo analíticas y experimentales de los momentos base y los desplazamientos del piso lateral.

Onur Celik (2004) en su tesis de maestría: *An evaluation of seismic design guidelines proposed for precast concrete hybrid frame systems*. Concluye que los métodos de análisis basados en las pautas de diseño del sistema estructural sísmico prefabricado (PRESSS) y la reglamentación del ACI T1.2-03 predijeron adecuadamente el momento resistente en los sistemas de pórticos prefabricados utilizando conexiones híbridas.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Construcción prefabricada

En la construcción convencional, es decir concreto armado vaciado en sitio, los componentes (vigas, columnas o losas) se construyen directamente en su ubicación final utilizando moldes denominados encofrados, los cuales se retiran cuando el elemento ha adquirido la resistencia deseada (International Federation for Structural Concrete, 2003).

Generalmente, los sistemas de concreto armado vaciado in situ son la solución preferida al momento de planificar una edificación. Esto se debe a la ventaja que ofrecen sus propiedades estructurales y constructivas. Sin embargo, presentan algunas limitaciones, tales como los plazos de construcción, los cuales no pueden reducirse pues están sujetos al tiempo de fragua de los componentes, es decir, se tiene que esperar a que obtengan una resistencia mínima para proseguir con la siguiente fase de la construcción (International Federation for Structural Concrete, 2003).

Estos inconvenientes, se superan utilizando sistemas prefabricados de concreto armado. En este tipo de construcción, los componentes se elaboran previamente en plantas especializadas y, una vez adquirida una resistencia mínima, son transportados hacia la obra donde se elevan y ensamblan con algún tipo de acoplamiento. Este último proceso debe ser simple y preciso (International Federation for Structural Concrete, 2003).

El concreto prefabricado y pretensado ha tenido una aplicación significativa y exitosa en resistencia a sismos en muchas partes del mundo. La experiencia de sismos y las pruebas de laboratorio dan la seguridad de que se pueden usar elementos prefabricados y de concreto pretensado con mucho éxito en las estructuras diseñadas para la resistencia a los sismos (International Federation for Structural Concrete, 2003).

2.2.2. Beneficios del concreto prefabricado.

Alta calidad: Los productos de concreto prefabricado se fabrican bajo un control que protege el medio ambiente, y por lo tanto exhiben propiedades de mayor calidad

y más uniformes que sus contrapartes de construcción tradicional. Las condiciones de curado como la temperatura y la humedad son normalmente controladas (Park, 1995).

Uso eficiente de materiales: En elementos de concreto prefabricado, concreto de alta resistencia, se utiliza acero que conducen a secciones de concreto más pequeñas. Por lo tanto, una reducción significativa del volumen de concreto se logra, lo que a su vez reduce los costos de transporte. La utilización de materiales de alta resistencia proporciona un ciclo de vida más largo para las estructuras (Vernu, 2003).

Reducción del tiempo de construcción: El uso de elementos prefabricados de concreto reduce el tiempo de construcción de las estructuras en comparación con el concreto elaborado in situ. Como la construcción utiliza componentes prefabricados requiere una cantidad significativamente reducida de encofrado y soportes temporales en el campo. Mínimo desperdicio debido a las malas condiciones climáticas o para curar el concreto. Todos estos factores contribuirán a la construcción rápida de estructuras cuando se usa tecnología de concreto prefabricado (Park, 1995).

2.2.3. Filosofía de diseño

El diseño de las estructuras se basa actualmente en la filosofía de diseño por capacidad, que en su momento fue sugerido por Hollings y se desarrolló por un grupo de la sociedad de Nueva Zelanda para ingeniera de sismos en la década de 1970. Para conseguir tal propósito es requerido que las estructuras sean diseñadas para mostrar modos de deformación inelásticos cuando estén sujetos a sismos de

moderado a gran escala. Se selecciona en primer lugar el sistema adecuado para resistir la carga lateral, que luego estarán diseñados para una ductilidad adecuada. En el caso de los sistemas prefabricados, pretensados, edificios de concreto con pórticos resistentes a momento como el sistema de resistencia de carga lateral, las ubicaciones de las rotulas plásticas se pueden seleccionar a conveniencia que se ubiquen en los extremos de la viga prefabricada (Park, 1995).

Para la conexión entre la viga y la columna se pueden proporcionar secciones que satisfagan la demanda de ductilidad rotacional esperada bajo sismos de nivel de diseño. Por lo que los miembros estructurales restantes y otros posibles mecanismos de falla estarán diseñados con suficiente fuerza. Con esto se previene la falla frágil de los miembros prefabricados y el desarrollo de fallas indeseables en la estructura. En consecuencia, cuando se somete a cargas sísmicas a nivel de diseño, la estructura prefabricada exhibirá una respuesta deseable al deformarse a través del mecanismo dúctil predeterminado (Paulay y Priestley, 1992).

2.2.4. Clasificación de conexiones

De acuerdo con las investigaciones realizadas de varios tipos de conexiones de viga a columna de pórticos resistentes a momento constituidos por miembros prefabricados, se pueden clasificar en varias categorías (ver figura 5).

Para la primera clasificación se diferencia conexiones emuladoras de las conexiones de tipo no emuladoras. Si se establece una conexión de viga a columna prefabricada para proporcionar un rendimiento equivalente al de una conexión de concreto monolítico en términos de fuerza y dureza, se interpreta como una conexión emuladora, en contraste, una conexión no emuladora utiliza propiedades

únicas de la tecnología del concreto prefabricado con el fin de asegurar un rendimiento dúctil suficiente para los sistemas de pórticos. Las conexiones no emuladoras que se han introducido con éxito en los sistemas de pórticos prefabricados son las conexiones articuladas (Vernu, 2003).

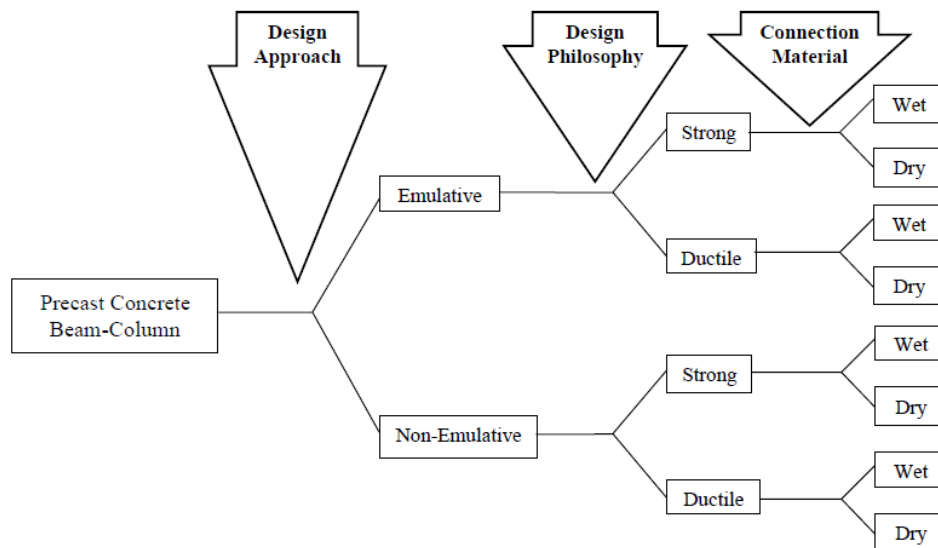


Figura 5. Clasificación de las conexiones en pórticos prefabricados

Fuente: Vernu, 2003

Para el siguiente nivel las conexiones se dividen en conexiones fuertes o dúctiles dependiendo de las ubicaciones donde se permite desarrollar deformaciones inelásticas. En pórticos con conexiones fuertes, los elementos prefabricados están diseñados para ser más débiles que las conexiones, forzando a desarrollar acciones inelásticas en ubicaciones designadas de los miembros prefabricados (Priestley, 1991).

En conexiones dúctiles se detallan como más débiles que los elementos prefabricados, confinando acciones inelásticas a las regiones de conexión, mientras los elementos prefabricados permanecen elásticos, durante la respuesta sísmica de la estructura (Priestley, 1991).

2.2.5. Pórticos prefabricados resistentes a momento

La implementación de ideas innovadoras para conectar elementos prefabricados y la verificación subsiguiente a través de procedimientos experimentales ha resultado en avances significativos para la industria de prefabricados de concreto en regiones sísmicas del mundo en las últimas dos décadas (Park, 1995).

Los pórticos resistentes a momento son sistemas estructurales conformados únicamente por vigas y columnas de acero o concreto armado, que pueden desarrollar una respuesta dúctil bajo una carga sísmica lateral, con mecanismos inelásticos que implican la formación de rótulas plásticas en los extremos de la viga y columna (International Federation for Structural Concrete, 2003).

Se muestra en la figura 6, referida a la formación de rotulas plásticas en los extremos de la viga y la columna, las bases y las secciones restantes están diseñadas para tener un comportamiento elástico, que se le conoce como un mecanismo de columna débil, también se observa que las acciones inelásticas son concentradas en las columnas del primer piso. Es lo que menos se espera pues se requiere demanda de ductilidad rotacional significativamente grande en las locaciones de las rotulas plásticas (International Federation for Structural Concrete, 2003).

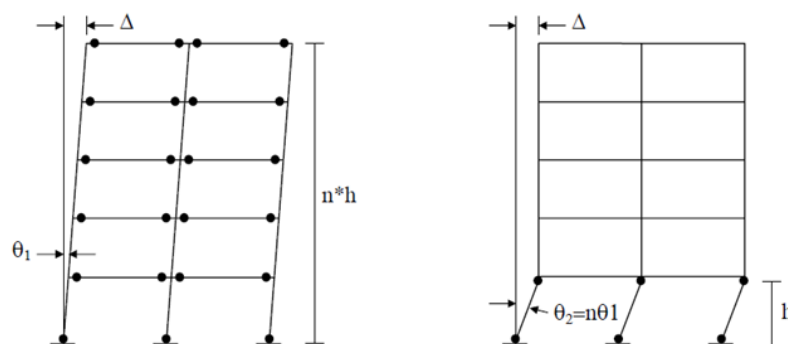


Figura 6. Mecanismo de pórtico resistente a momento

Fuente: Celik, 2004

Durante un fuerte sismo, las estructuras oscilan enérgicamente provocando que las vigas, columnas y las respectivas juntas viga-columna se encuentren sometidas a grandes esfuerzos axiales, cortantes y de flexión. Por lo tanto, los reglamentos de edificación exigen que los pórticos especiales a momento cumplan requisitos de diseño con el objetivo de que sean capaces de resistir la fuerte sacudida del sismo sin pérdida significativa de rigidez o resistencia (Priestley, 1991).

Tales requisitos tienen tres propósitos:

- Lograr un comportamiento columna fuerte/viga débil que propague respuesta inelástica a lo largo de varios pisos.
- Evitar la falla por cortante.
- Proporcionar refuerzo que permita respuesta dúctil a la flexión en las regiones de fluencia.

En la figura 7, se puede observar varios arreglos de concreto prefabricado y la ubicación de conexiones que se utilizan para la construcción de pórticos resistentes a momentos en regiones sísmicas. Las unidades de columna y viga prefabricadas pueden ser fácilmente conectadas en sitio por varios medios. En la mayoría de los casos, las unidades se conectan a través de juntas coladas en el lugar donde se colocará (International Federation for Structural Concrete, 2003).

Las columnas de hormigón prefabricado se pueden conectar en los extremos de la columna o a media altura a través de secciones de acero con lechada o empalmes de barra sin contacto en conductos corrugados con lechada (International Federation for Structural Concrete, 2003).

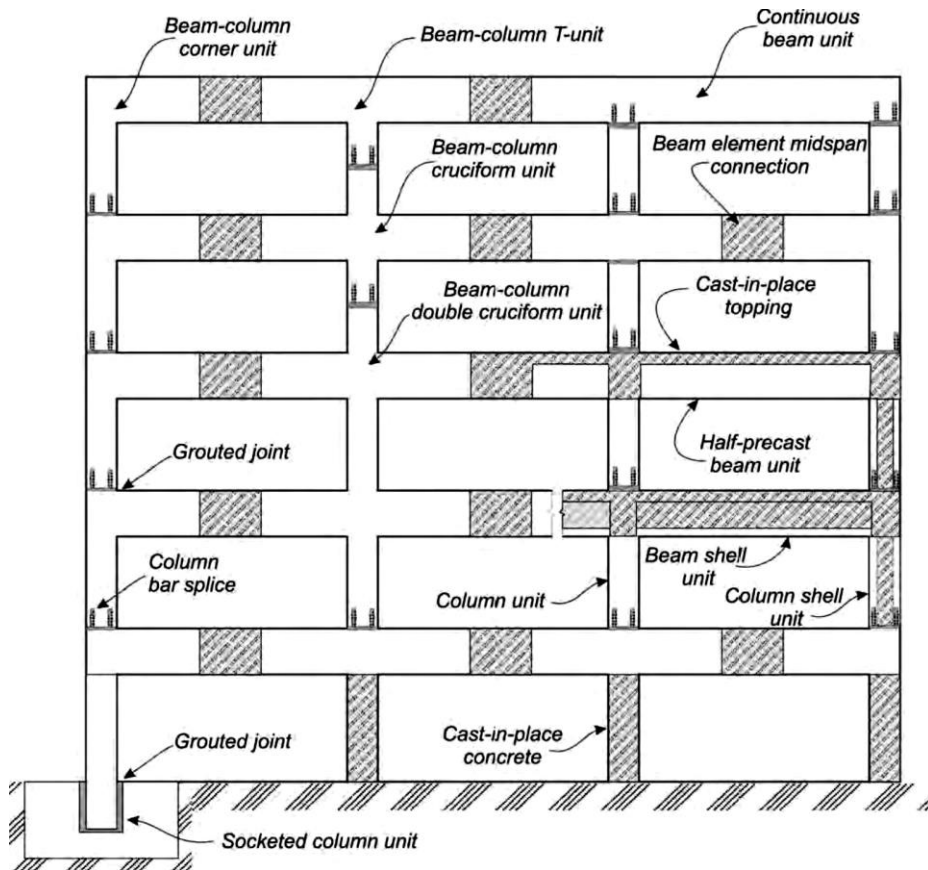


Figura 7. Elementos y conexiones en pórticos resistentes a momento

Fuente: International Federation for Structural Concrete, 2003

Los pórticos resistentes a momento están diseñados para proporcionar resistencia a la fuerza lateral en una o dos direcciones (ver figura 8). Los pórticos unidireccionales son construidos con o sin vigas transversales, cuyo propósito principal es llevar la carga de gravedad. Cuando los pórticos en una dirección son construidos en el perímetro del edificio, las vigas transversales también deben ser diseñadas para proporcionar la restricción necesaria para asegurar la estabilidad del pórtico en un plano. Los pórticos bidireccionales son mayormente preferidos sobre los pórticos unidireccionales en regiones de alta sismicidad debido a que cada columna en el sistema estructural, así como los cimientos, participan en la fuerza lateral (International Federation for Structural Concrete, 2003).

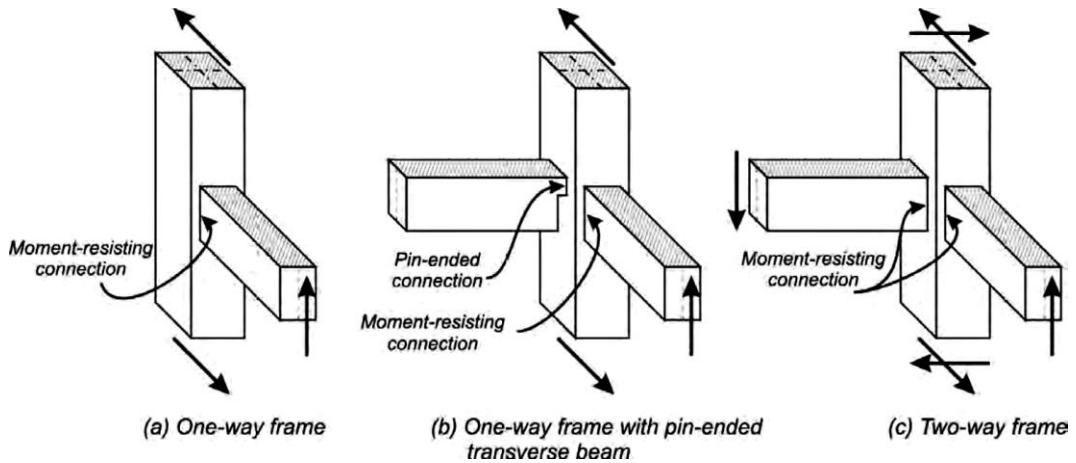


Figura 8. Clasificación de los sistemas de concreto prefabricado

Fuente: International Federation for Structural Concrete, 2003

Las principales ventajas de los pórticos prefabricados bidireccionales es que las fuerzas que surgen de los diafragmas generalmente requieren un camino corto antes de ser recolectadas y transferidas a las columnas. Se clasifica los cuadros de resistencia al momento en términos de las características de respuesta (ver figura 9).

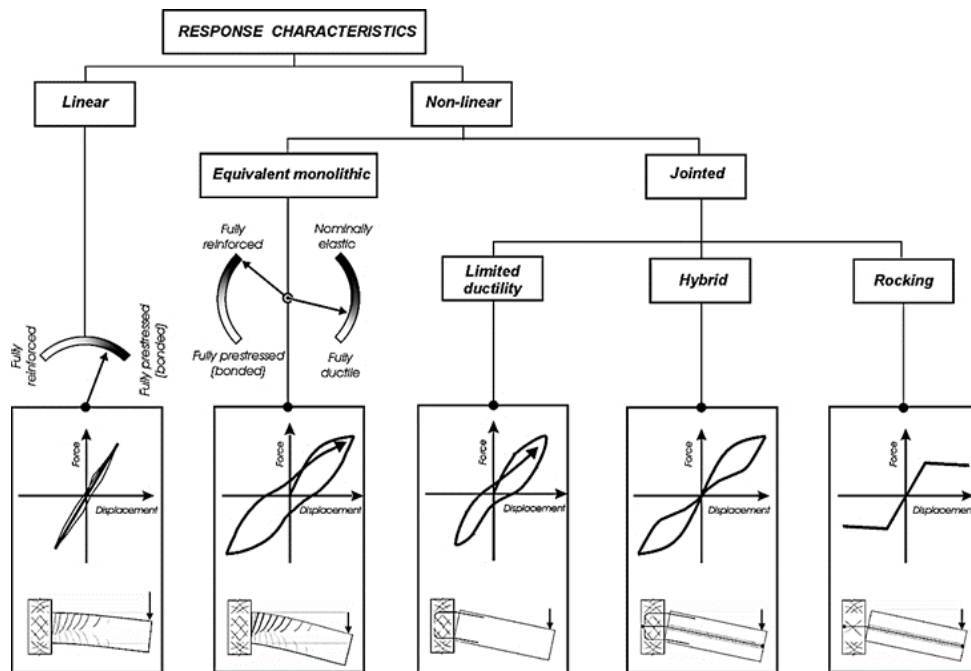


Figura 9. Clasificación de los pórticos prefabricados resistente a momento

Fuente: International Federation for Structural Concrete, 2003

Este tipo de pórticos prefabricados resistentes a momento se pueden diseñar con acero dulce y/o pretensado para proporcionarle resistencia a la fuerza lateral respondiendo elásticamente, por tanto, se requieren solo detalles de refuerzo para ductilidad nominal. El comportamiento verdadero lineal elástico no ocurre en la mayoría de los pórticos tradicionales debido al desarrollo de grietas en vigas columnas y juntas en pórticos de concreto armado (International Federation for Structural Concrete, 2003).

Los pórticos resistentes a momento a menudo son elegidos en diseño debido a su flexibilidad inherente. Tienen ventajas sobre los sistemas de pared que la disipación de energía tiene lugar en muchas regiones. El principal desafío al momento de usar pórticos resistentes a momento como fuerza de resistencia de fuerza lateral es para dimensionar la viga y columna, proporciona un control efectivo en los desplazamientos horizontales de entre piso inducidos por los sismos (International Federation for Structural Concrete, 2003).

Es importante tomar en cuenta esto cuando el edificio incorpora piezas no diseñadas específicamente a sufrir grandes desplazamientos horizontales entre plantas (International Federation for Structural Concrete, 2003).

2.2.6. Conexión híbrida

En la figura 10 se ilustra una conexión articulada conocida como la conexión híbrida que es adecuada para desarrollar el mecanismo dúctil deseable en pórticos resistente a momento. En este concepto las vigas prefabricadas se conectan a columnas prefabricadas altas de varios pisos usando conexión dúctil seca basada en barras de refuerzo de acero dulce y acero de postensión no adheridas. El acero de

postensado está ubicado en la mitad de la altura de la viga y por lo general, está diseñado para permanecer elástico durante la carga sísmica, para minimizar los desplazamientos residuales y degradación de la rigidez de los pórticos (Vernu, 2003).

En la interfaz de viga-columna, la transferencia de corte se supone que por un mecanismo de fricción. Las barras de refuerzo de acero dulce se proporcionan en la parte superior y la parte inferior de la viga como un refuerzo continuo a través de la columna. Durante las cargas sísmicas, el refuerzo de acero dulce está sujeto a deformarse, lo que proporciona capacidad de disipación de energía para los pórticos híbridos (Vernu, 2003).

Como resultado del comportamiento elástico, el acero postensado proporciona una fuerza restauradora para el pórtico híbrido incluso cuando el refuerzo de acero dulce desarrolla tensiones inelásticas debido a una carga proveniente del sismo. Esta fuerza restauradora ayuda a minimizar los desplazamientos residuales del pórtico cuando se termina la carga lateral (Celik, 2004).

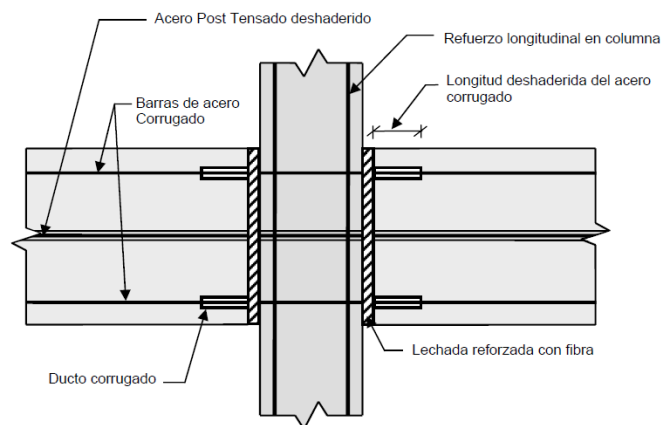


Figura 10. Detalles de la conexión híbrida del pórtico prefabricado

Fuente: Celik, 2004

2.2.7. Análisis de la conexión híbrida

En el análisis monolítico de secciones de concreto, las secciones planas siguen siendo suposiciones planas y la condición de compatibilidad de deformación establece una relación entre la deformación de acero, del concreto y la profundidad del eje neutral como se ilustra en la figura 11. Sin embargo, la incompatibilidad de deformación que existe entre el refuerzo de acero de concreto y el no unido en una conexión híbrida hace que el análisis de nivel de sección sea imposible con medios convencionales (Vernu, 2003).

La incompatibilidad entre las deformaciones debido a la presencia de un refuerzo de acero no unido en una conexión híbrida se observa en la figura 11. Se necesita un procedimiento analítico para desarrollar un comportamiento de rotación de momento completo para este tipo de conexión, que se puede utilizar en la evaluación de diseño y rendimiento de los marcos híbridos prefabricados. Se han llevado a cabo investigaciones limitadas sobre el desarrollo de un método de análisis del nivel de conexión racional. Los estudios realizados hasta la fecha han utilizado varios supuestos simplificados o no ha proporcionado una validación exhaustiva de los métodos propuestos utilizando datos experimentales (Vernu, 2003).

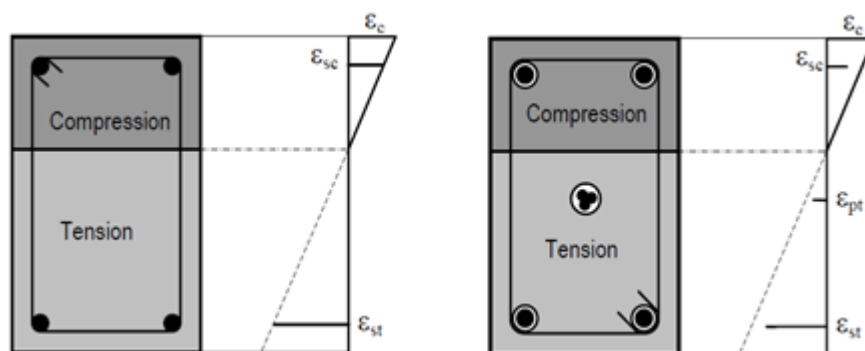


Figura 11. Relación entre el acero y la deformación del concreto

Fuente: Vernu, 2003

2.3. Estudios experimentales

Estos estudios fueron motivados principalmente por:

- Ausencia de disposiciones de código para diseñar sistemas de prefabricados fiables para aplicaciones sísmicas.
- Requisito de disipación de energía, histéresis en diseño sísmico.
- Pobre rendimiento de sistemas de construcción prefabricados en sismos pasados.

A continuación, se presenta una revisión de varios estudios experimentales para sistemas de pórticos prefabricados de tipo emulativas y no emulativas.

2.3.1. Conexiones emulativas

2.3.1.1. Conexiones dúctiles húmedas.

Las investigaciones llevadas a cabo en conexiones emulativas dúctiles húmedas para sistemas prefabricados aptos para aplicaciones sísmicas. Este tipo de conexiones emula el rendimiento de sistemas monolíticos equivalentes en términos de fuerza, rigidez, ductilidad, deriva de piso y capacidad de disipación de energía. Las acciones inelásticas y los mecanismos de disipación de energía se concentran dentro de las conexiones (Blakeley y Park, 1971).

a. Resistencia sísmica del concreto pretensado.

Cuatro subconjuntos de pórticos prefabricados a escala completa fueron analizados. La cantidad de acero transversal en la conexión viga-columna y la localización de la rótula plástica fueron variadas entre las unidades de prueba. Los detalles de la prueba se muestran en la figura 12. Las columnas y vigas con el fin de asegurar la continuidad del miembro se usó mortero de cemento en la interfaz del prefabricado,

la viga de cada espécimen se postensó con los cables a través de la columna en un bloque exterior (Blakeley y Park, 1971).

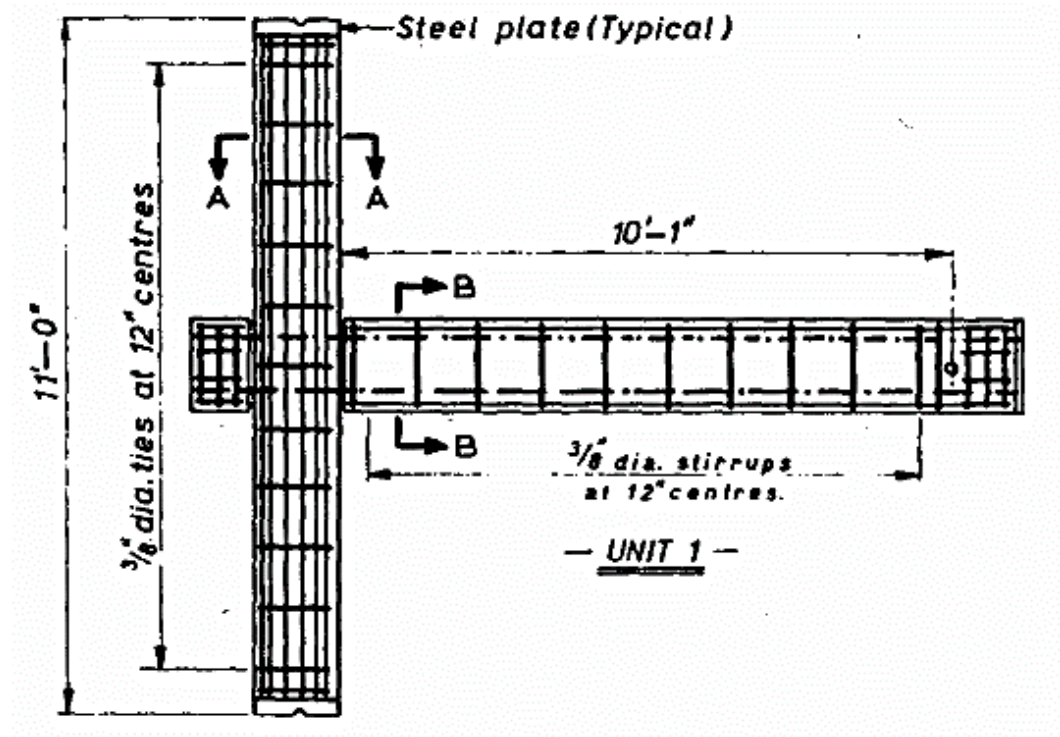


Figura 12. Detalles del pórtico prefabricado

Fuente: Blakeley y Park, 1971

Al observar la curvatura a lo largo de la viga y la columna (figura 13). Para la unidad uno, indico que esta conexión emuladora permite al pórtico prefabricado experimentar una gran deformación post elástica y tener un comportamiento similar al de un pórtico monolítico equivalente (Blakeley y Park, 1971).

Pero sin embargo como resultado de la degradación de la rigidez y de la falta de adherencia de los conductos de pretensado en la columna, las conexiones usadas entre los miembros prefabricados fueron concluidas para ser adecuadas para un nivel moderado de sismos y se espera que cause daños estructurales en sismos severos (Blakeley y Park, 1971).

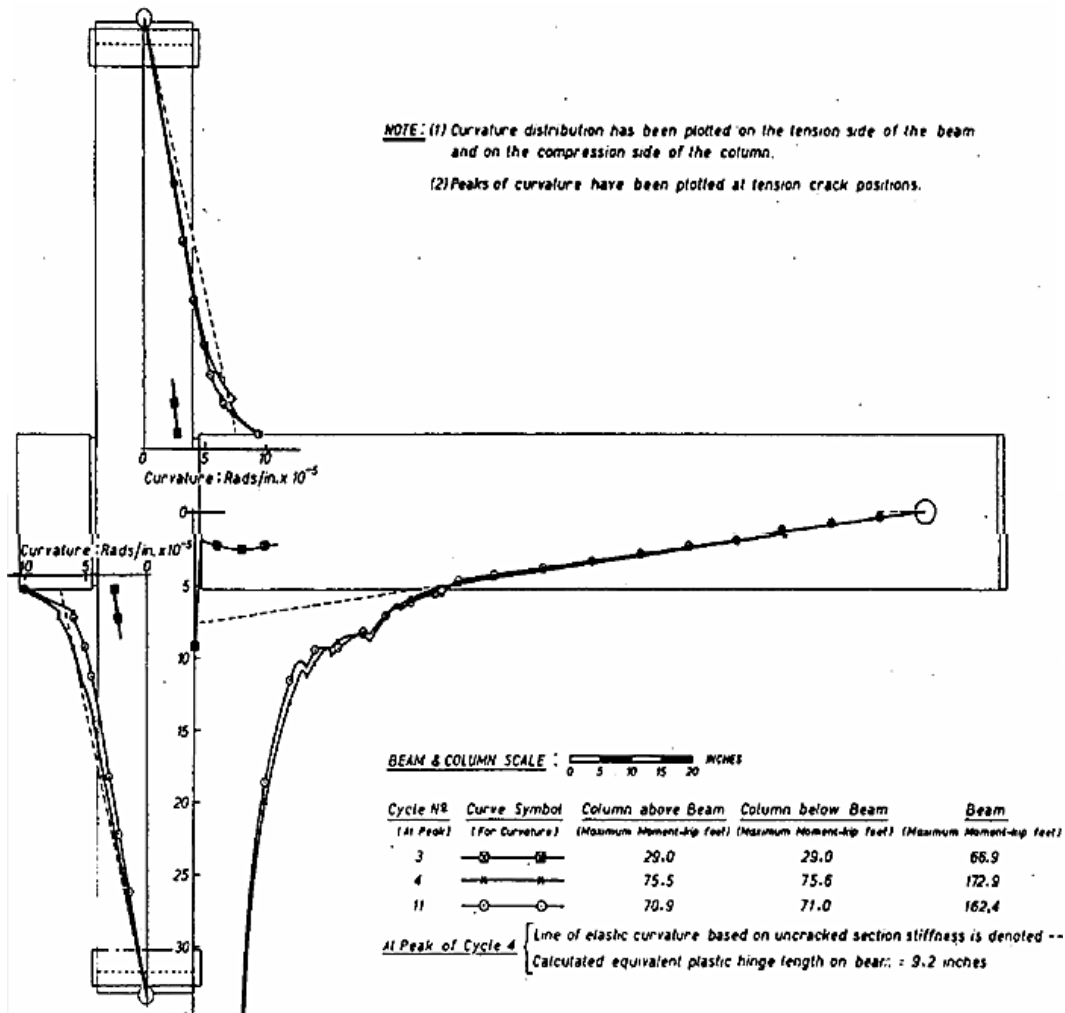


Figura 13. Distribución de la curvatura unidad uno

Fuente: Blakeley y Park, 1971

2.3.1.2. Conexión fuerte húmeda.

Se realizaron estudios muy limitados respecto a este tipo de conexiones de tipo emulación fuerte húmeda (Vernu, 2003).

Para este tipo de conexiones se requiere la formación de rotulas plásticas en los elementos prefabricados preseleccionando las ubicaciones y el diseño correspondiente de las conexiones para las capacidades de flexión de la sobreintensidad de las rotulas plásticas (Priestley, 1991).

a. *Conexiones entre elementos prefabricados.*

Cuatro diferentes tipos de especímenes fueron evaluados.

- Una conexión con tendón postensado
- Una conexión con barras roscadas
- Una conexión compuesta con tendones de postensado y acero dulce de refuerzo
- Una conexión con las placas soldadas

Las conexiones y los elementos prefabricados fueron diseñados para formar rotulas plásticas a 88,9 cm de la interfaz de la conexión viga-columna. Los detalles para la placa soldada usada en la muestra de prueba se muestran en la figura 14 (Wolfgram, Amu, y Jeyashankar, 1989).

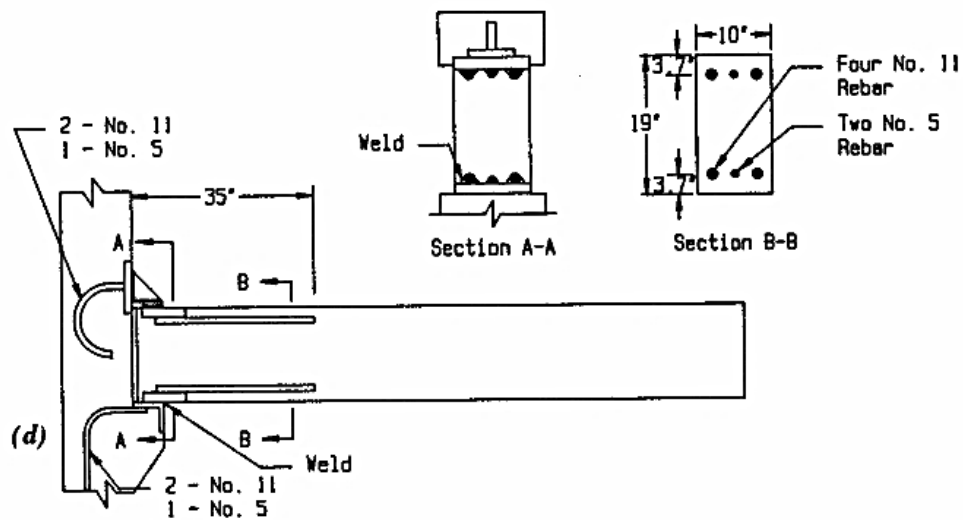


Figura 14. Sección transversal para la conexión de placa soldada

Fuente: Wolfgram et al., 1989

2.3.1.3. *Conexión dúctil seca.*

Destinado a explotar las características intrínsecas del concreto prefabricado y promover la construcción rápida de estructuras de concreto. Sin embargo, los estudios realizados para este tipo de conexiones aún no han sido explorado por los

investigadores. La ausencia de la investigación se debe a acertada introducción de los sistemas no emuladores con empalmes dúctiles secos (Vernu, 2003).

2.3.2. Conexiones no emulativas

El enfoque de diseño emulador aprovecha las características intrínsecas de la tecnología del concreto prefabricado, pretensado, introduciendo técnicas eficientes de construcción. La conexión dúctil para los pórticos prefabricados fue ampliamente investigada (Stanton y Nakaki, 2002).

Una serie de experimentos en las conexiones dúctil-secas no emuladoras, a menudo denominadas también como conexiones articuladas fue conducida por investigadores del Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST). Varias conexiones fueron probadas como parte del sistema estructural sísmico prefabricado PRESS (Vernu, 2003).

2.3.2.1. Conectores dúctiles en el concreto prefabricado.

Se realizó el análisis de un prototipo denominado sistema de pórtico de concreto prefabricado dúctil (DPCF), utilizando un conector de acoplamiento dúctil, desarrollado por Englekirk y Nakaki, Inc. Irvine, California, y DYWIDAG Systems International, USA, Inc., Long Beach, California. Este conector (ver figura 15) permite que las vigas y las columnas sean fundidas independientemente y unidas en la cara de la columna mediante pernos (Vernu, 2003).

La secuencia de carga cíclica utilizada en la prueba de marco sometió la varilla de conexión a inversiones de tensión, pero no se desarrollaron grietas horizontales en la región de unión de la viga a la columna (Vernu, 2003).

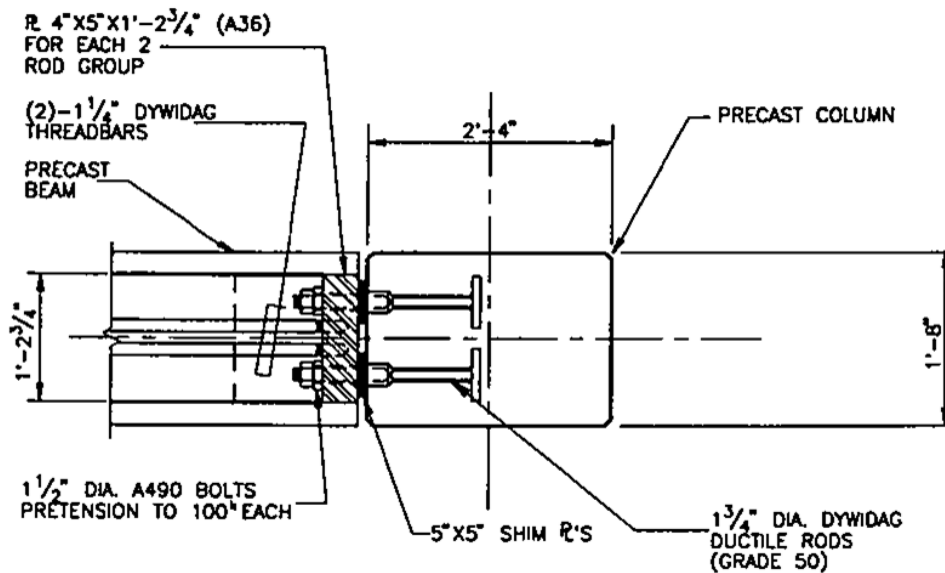


Figura 15. Detalle de la conexión de viga a columna

Fuente: Nakaki, Englekirk, y Plaehn, 1994

El historial de desplazamientos de carga resultante de la prueba realizada se presenta en la figura 16. El sistema de pórtico de concreto prefabricado dúctil fue capaz de sostener ciclos hasta una deriva de 4,5 % (Nakaki et al., 1994).

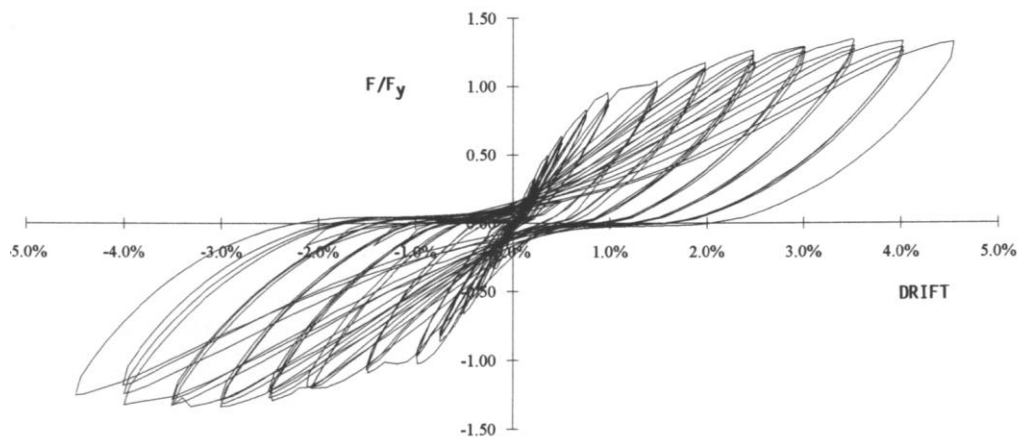


Figura 16. Historial de desplazamiento de carga

Fuente: Nakaki et al., 1994

Los investigadores llegaron a la conclusión de que el sistema propuesto utiliza los atributos inherentes del concreto prefabricado tecnología para proporcionar un concepto de encuadre satisfactorio para aplicaciones en regiones

sísmicas sin aumentar significativamente los costos de elevación (Nakaki et al., 1994).

2.3.2.2. Pruebas NIST fase I, II, III.

En el NIST (Instituto Nacional de Estándares y Tecnología) se realizaron una extensa serie de experimentos para investigar el comportamiento de las conexiones de viga a columna de concretos prefabricados bajo carga cíclica. Cuatro fases de las pruebas que usaban varios subconjuntos a un tercio de escala de viga a columna se realizaron de 1991 a 1995 por un grupo de investigadores entre ellos Cheok y Lew con su informe: Rendimiento de las conexiones prefabricadas de viga a columna de hormigón sujetas a carga cíclica (Stone, Cheok y Staton, 1995).

Los detalles de la conexión fueron mejorados gradualmente a partir de una serie de pruebas siguientes, conduciendo eventualmente al desarrollo del concepto del pórtico híbrido. El resultado primario de este programa de investigación fue el establecimiento del primer conjunto de pautas para el diseño de conexiones híbridas aptas para regiones altamente sísmicas (Celik, 2004).

Las primeras tres fases de los experimentos, llevadas a cabo de 1991 a 1993, se concentraron en conexiones prefabricadas de armazón pretensadas hechas de acero pretensado en servidumbre, solo y en combinación con algún refuerzo de acero dulce (Celik, 2004).

Las muestras probadas durante las fases I, II y III se resumen en la tabla 2, que fueron etiquetadas por tres alfabetos seguidos de un numeral. El alfabeto medio es M o P correspondiente al concreto monolítico o prefabricado, y las dos últimas letras son Z2 o Z4 que representan las zonas sísmicas dos y cuatro, respectivamente,

por ejemplo, A-M-Z2 significa un tipo monolítico diseñado para la zona sísmica dos (Celik, 2004).

Tabla 2

Especímenes usados en la fase I, II, y III

Fase de la prueba	Especímen	Zona sísmica	Tipo	Acero Postensado	
				Tipo	Condición de enlace
I	A-M-Z2 y B-M-Z2	2	Monolítico	-	-
I	A-M-Z4 y B-M-Z4	4	Monolítico	-	-
I	A-P-Z4 y B-P-Z4	4	Prefabricado	Barra	Totalmente enlechado
II	A-P-Z2 y B-P-Z2	2	Prefabricado	Hebras	Totalmente enlechado
II	C-P-Z4 y D-P-Z4	4	Prefabricado	Barra	Totalmente enlechado
II	E-P-Z4 y F-P-Z4	4	Prefabricado	Hebras	Totalmente enlechado
III	G-P-Z4 y H-P-Z4	4	Prefabricado	Hebras	Parcialmente enlechado

Fuente: Celik, 2004

Además de cambiar la ubicación del acero de postensado, se investigó el uso de hebras de pretensado en lugar de barras pretensadas como medida para aumentar la disipación de energía de los pórticos en la fase II. Se observó que el uso de hebras de pretensado ubicadas cerca del centroide de la viga llevó a un aumento de las características de disipación de energía de los pórticos. Sin embargo, las tensiones inelásticas fueron desarrolladas en el acero de pretensado sobre la descarga después de que el pórtico híbrido fuera sometido a las altas derivas de la columna (Celik, 2004).

Como resultado, la fuerza de pretensado en la sección crítica se redujo significativamente, causando la degradación de la fuerza. Para aliviar el problema de la degradación de la fuerza, se utilizaron hebras de pretensado parcialmente

desenlazadas en las muestras de fase III; los beneficios de usar pretensado no consolidado en los pórticos han sido discutidos por Priestley y Tao (Celik, 2004).

Sin embargo, se observó más aplastamiento de las regiones del extremo de la viga y menos disipación de energía para los especímenes de fase III que para los especímenes de fase II con hebras completamente consolidadas. Los resultados de las pruebas realizadas en las fases I, II, III son reportados en detalle por Cheok y Lew (Celik, 2004).

2.3.2.3. Pruebas NIST fase IV.

Las conexiones híbridas prefabricadas fueron estudiadas durante 1992 a 1994 en la fase IV del programa de la prueba del NIST. Las conexiones híbridas contienen acero dulce y postensado ambos contribuyeron a la resistencia del momento (Stone, Cheok, y Staton, 1995).

Además, el acero dulce sirve como disipador de energía, y el postensionar afianza la viga contra la columna, permitiendo el esquiroleo de la viga en el interfaz que se resistirá por la fricción. Se planteó la preocupación de que la resistencia al cizallamiento proporcionada por este arreglo sin llaves de cizalla o ménsulas no sea suficiente para resistir las fuerzas de gravedad además de las fuerzas sísmicas aplicadas. Para hacer frente a esta preocupación, las acciones que simulaban cargas de la gravedad fueron aplicadas a las vigas (Stone et al., 1995).

La fase IV se dividió en dos sub-fases, A y B. En la fase IV-A se realizaron seis pruebas en tres diseños exploratorios. Los objetivos de esta sub-fase fueron probar el concepto híbrido y explorar diferentes diseños (Stone et al., 1995).

Los resultados se utilizaron para desarrollar los detalles de las muestras para la fase IV-B. En la fase IV-B se realizaron cuatro pruebas de especímenes de producción. Las vigas y las columnas fueron fabricadas usando métodos y personal estándar de la fabricación. Las conexiones fueron ensambladas y probadas en el NIST. Las variables primarias en esta sub-fase fueron la cantidad y el tipo de acero dulce. El acero de postensado estaba situado en el centroide de la viga (Stone et al., 1995).

Esta localización en las muestras de fases I a IV produjo la capacidad más grande de la deriva (desplazamiento relativo de piso) antes del rendimiento del acero postensado. Las ventajas de la construcción prefabricada son inherentes a las conexiones híbridas de viga-columna prefabricadas, ya que se articulan conexiones en lugar de conexiones de emulación de tipo construidas in situ. Mediante el estudio realizado informaron datos experimentales que demuestran que el funcionamiento sísmico de la conexión de viga-columna híbrida es tan bueno o mejor que la conexión convencional construidas in situ (Stone et al., 1995).

Tres conexiones prefabricadas de viga-columna híbrida fueron diseñadas y probadas. El primer diseño utilizó el acero dulce completamente consolidado situado en la tapa y la parte inferior de la viga y los filamentos completamente consolidados en la profundidad de la viga (Stone et al., 1995).

El acero dulce se colocó en los bordes exteriores de la viga (ver figura 17) para maximizar las cepas cíclicas que se le impusieron, y el acero postensado se colocó a la altura de la viga para minimizar el potencial de rendimiento (Stone et al., 1995).

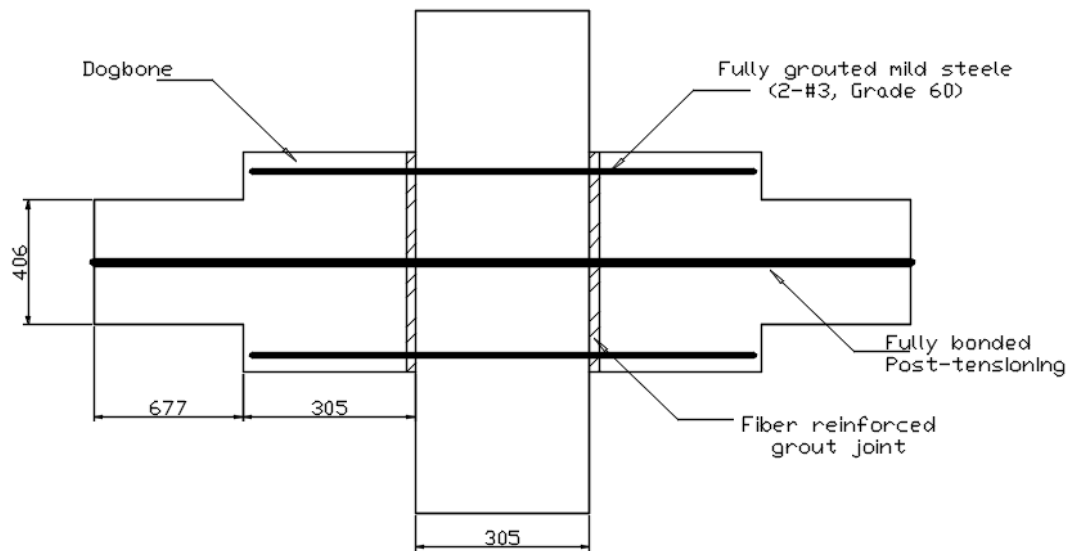


Figura 17. Detalles básicos del espécimen I-P-Z4 y K-P-Z4

Fuente: Stone et al., 1995

Un segundo diseño, que se muestra en la figura 18, se utiliza de acero dulce totalmente adherido y de acero sin doblar, ambos ubicados en la parte superior e inferior de la viga. Los tendones de postensado no flexionados fueron utilizados para retrasar el rendimiento del acero del postensado (Stone et al., 1995).

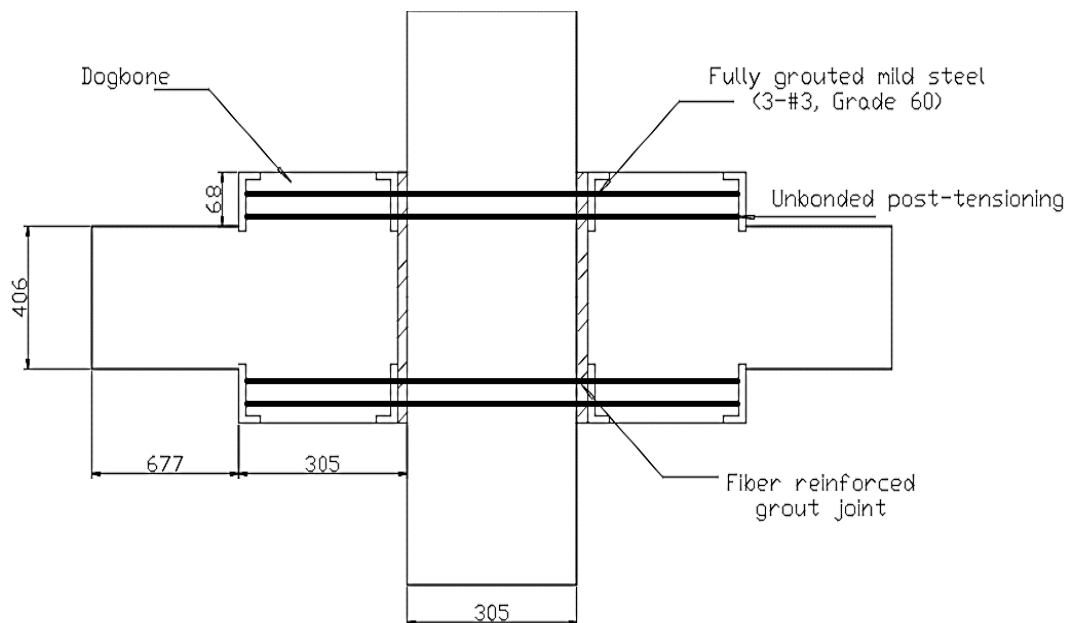


Figura 18. Detalles básicos para espécimen J-P-Z4

Fuente: Stone et al., 1995

El tercer diseño, mostrado en la figura 19, utiliza acero reemplazable. La capacidad de reparar una estructura simplemente sustituyendo el elemento de acero fallido en lugar de condenarlo después de un sismo es económicamente atractivo (Stone et al., 1995).

Este diseño utilizó el acero dulce sin doblar y postensado el acero colocado en la tapa y la parte inferior de la viga. Las cepas en el acero postensado se redujeron mediante el uso de tendones de postensado (Stone et al., 1995).

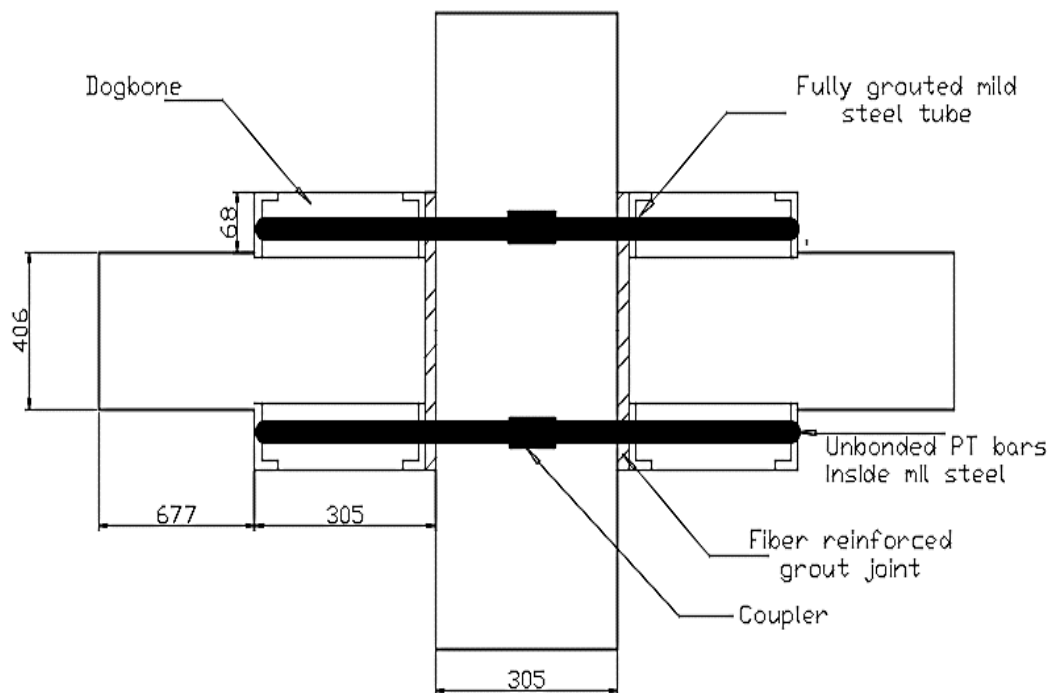


Figura 19. Detalles básicos para el espécimen L-P-Z4 A-C

Fuente: Stone et al., 1995

Fase IV-A, se realizaron seis pruebas de pórtico con las variables principales que fueron la ubicación, el tipo, la condición de adherencia y las cantidades de refuerzo de acero de postensado y acero dulce como se aprecia en la tabla 3 (Stone et al., 1995).

Tabla 3*Conexiones prefabricadas del NIST fase IV-A*

Fase de la prueba	Nombre del espécimen	Acero postensado		Acero postensado, distancia del extremo de la fibra dp, (mm)	Longitud de acero postensado desunido, (mm)	Acero dulce	
		Tipo	Enlace			Área, (mm ²)	Enlace
V-A	I-P-Z4, K-P-Z4	S	F	254	-	142	F
IV-A	J-P-Z4	B	U	51	914	213	F
IV-A	L-P-Z4A	S	U	40	914	-	-
IV-A	L-P-Z4B	B	U	40	914	-	-
IV-A	L-P-Z4C	S	U	40	914	186	U

Fuente: Stone et al., 1995

Nota: B = Barras de alta resistencia; S = Hebras pretensadas; F = Totalmente enlechado; U = Deshaderido

Las conclusiones de las pruebas de fase IV-A fueron:

- El uso combinado de acero postensado y refuerzo de acero suave proporcionó una conexión de pórtico deseable entre vigas y columnas prefabricadas. El refuerzo de acero suave contribuyó a la disipación de energía mientras que el acero de postensado proporcionó la fuerza de restauración durante la respuesta sísmica y ayudó con la transferencia de fuerzas de corte en la conexión prefabricada (Stone et al., 1995).
- En lugar de barras de pretensado, se deben usar cordones de pretensado para el tensado posterior porque los filamentos tienen un límite de deformación de alto rendimiento y pueden permanecer elásticos cuando experimentan grandes elongaciones (Stone et al., 1995).
- Los cordones postensados no adherentes ubicados en la mitad de la sección de la viga fueron los mejores detalles de pretensado (Stone et al., 1995).

Las respuestas de histéresis de desplazamiento de fuerza de las unidades de ensayo de fase IV-A observadas bajo carga cíclica se muestran en la figura 20 con un resumen de los resultados en la tabla 4 (Stone et al., 1995).

Tabla 4

Fuerzas y derivas de piso fase IV-A

Especímen	Momento (KN-m)		Deriva de piso experimental a la falla, (%)	N° de ciclos de carga hasta la falla
	Esperado	Medido		
A-M-Z4, B-M-Z4	132	148/153	3,7/3,4	8/8
I-P-Z4*	133	138	2,7	7
J-P-Z4	153	152	3,6	12
K-P-Z4	139	151	3,1	7
L-P-Z4 A [±]	126	105	1,5	36
L-P-Z4 B [¥]	98	82	1,5	36
L-P-Z4C ^ϕ	141	117	2,0	38

Fuente: Stone et al., 1995

Nota: * Falta de adherencia del acero dulce; [±] momentos obtenidos del programa de análisis que calcula momentos para una sección dada por lo que la rotación de la viga impuesta estos momentos son los momentos máximos calculados.; [¥] estos especímenes no fueron probados hasta la falla; ^ϕ falla de cizallamiento en la viga.

Además de cambiar la ubicación del acero postensado unido, se investigó el uso de hilos de pretensado en lugar de barras de pretensado como medida para aumentar la disipación de energía en la Fase II (Stone et al., 1995).

Se observó que el uso de hilos de pretensado ubicados cerca del centroide del haz llevó a un aumento en las características de disipación de energía de los pórticos (Stone et al., 1995).

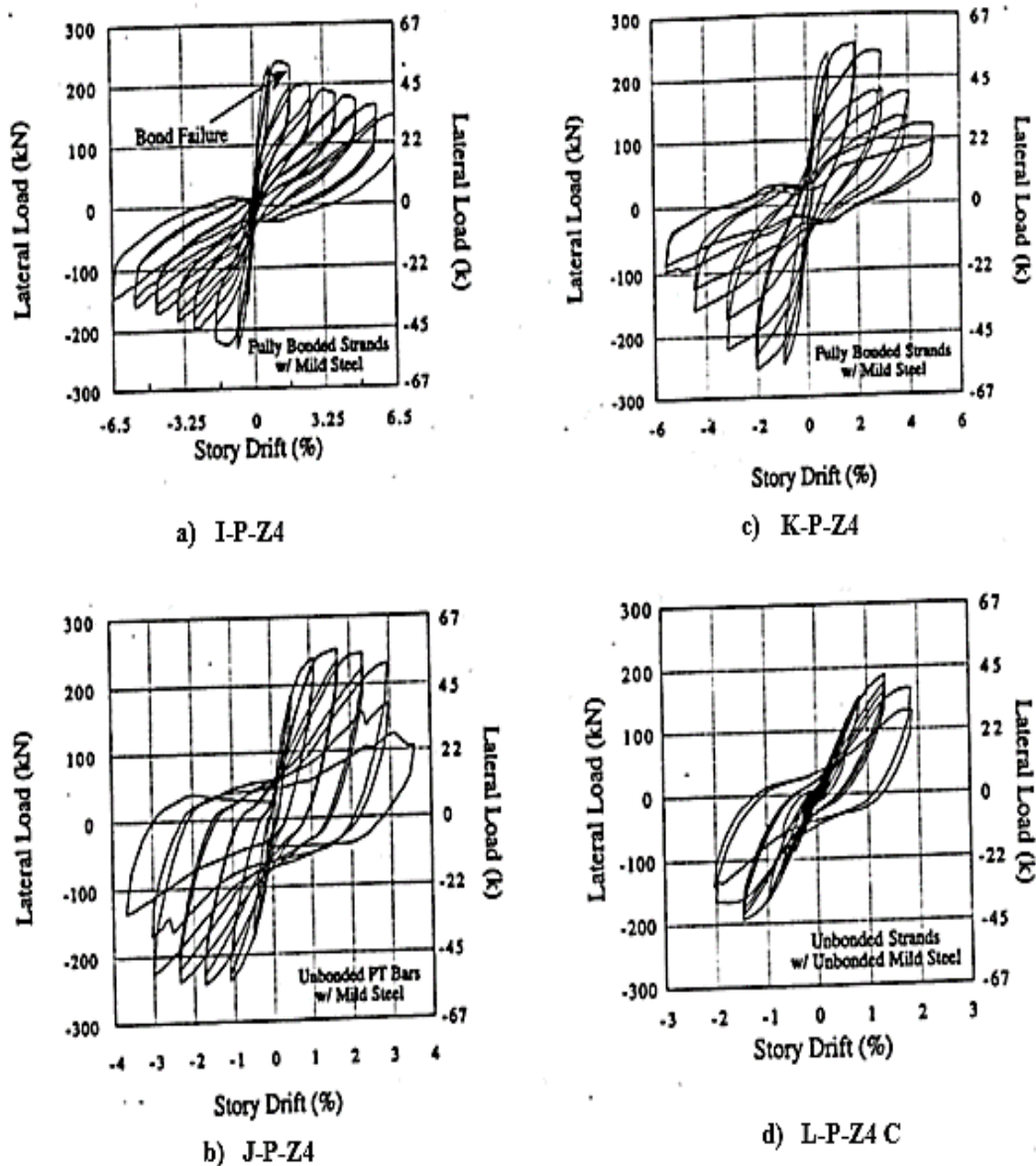


Figura 20. Respuestas de histéresis fase IV-A

Fuente: Stone et al., 1995

Nota: a) Respuesta de histéresis espécimen I prefabricado, zona sísmica cuatro; b) Respuesta de histéresis espécimen J prefabricado, zona sísmica cuatro; c) Respuesta de histéresis espécimen K prefabricado, zona sísmica cuatro; d) Respuesta de histéresis espécimen L prefabricado, zona sísmica cuatro.

Un total de cuatro sistemas de cuadros híbridos a 1/3 de escala (ver tabla 5).

Se probaron en la fase IV-B. Los detalles básicos de los especímenes se muestran en la figura 21. La cantidad y el tipo de refuerzo de acero pasivo se variaron entre las muestras (Celik, 2004).

La conexión del pórtico en las muestras O-P-Z4 y M-P-Z4 incluía dos barras de refuerzo de acero dulce # 3 y tres barras # 3 de grado 60, en la parte superior e inferior de la sección de la viga, respectivamente (Celik, 2004).

Se usaron dos barras de acero inoxidable de 0,36 pulg. y tres de 0,36 pulg. de diámetro en lugar del acero de grado 60 en las muestras N-P-Z4 y P-P-Z4, respectivamente (Celik, 2004).

Las barras de refuerzo de acero dulce se despegaron en la viga a una distancia de más de una pulgada de cada cara de la columna, como se recomendó en las observaciones de la fase IV-A (Celik, 2004).

Sin embargo, el refuerzo de acero inoxidable en la muestra P-P-Z4 estaba completamente unido debido a la falla observada en la prueba en la muestra N-P-Z4 en la que las barras de acero inoxidable se desplazaron a una distancia de 2,54 cm (Celik, 2004).

Tabla 5

Conexiones prefabricadas del NIST fase IV-B

Fase de la prueba	Nombre del espécimen	Acero postensado		Acero postensado, distancia del extremo de la fibra d_p (mm)	Longitud de acero postensado desunido, (mm)	Acero dulce	
		Tipo	Enlace			Área, (mm ²)	Enlace
IV-B	M-P-Z4	B	P	203	1511	142	P
IV-B	N-P-Z4	S	P	203	1511	131	P
IV-B	O-P-Z4	S	P	203	1511	213	P
IV-B	P-P-Z4	S	P	203	1511	197	P

Fuente: Stone et al., 1995

Nota: *B = Barras de alta resistencia; S = Hebras pretensadas; *P = Parcialmente enlechado

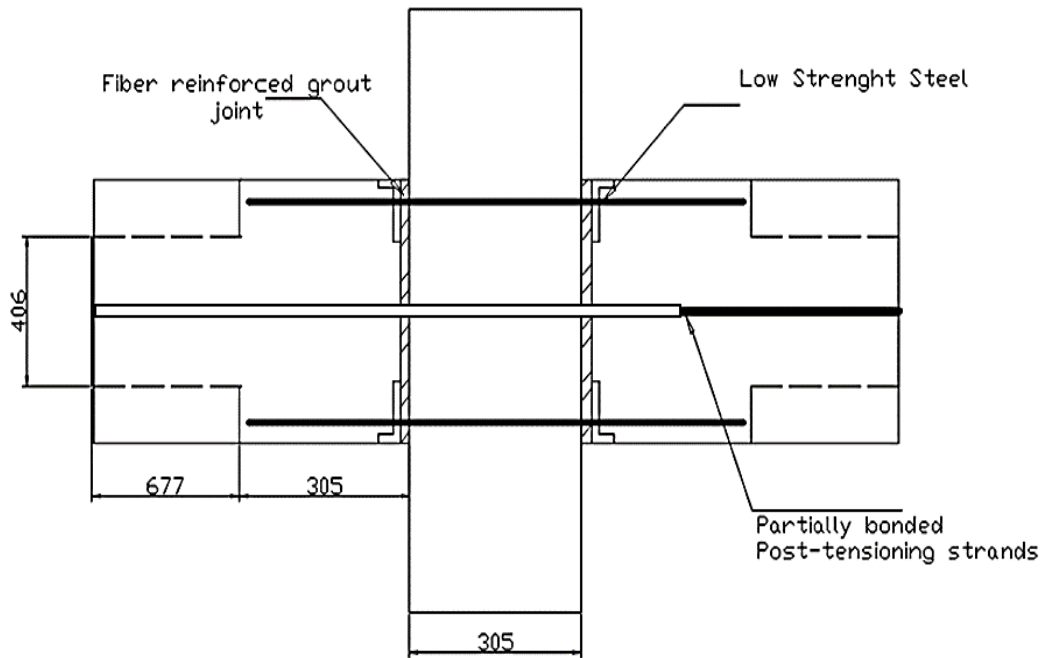


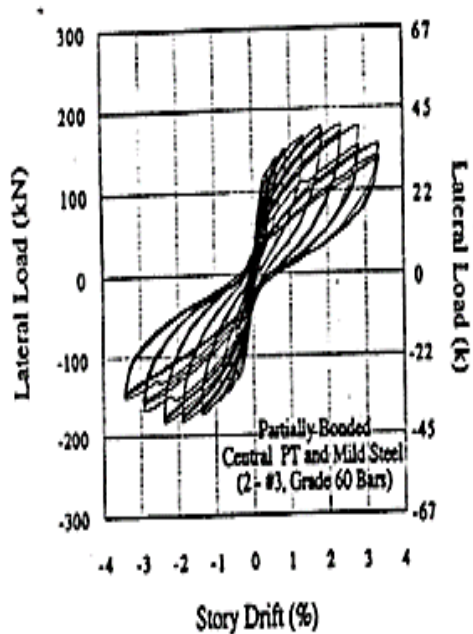
Figura 21. Especímenes M-P-Z4 a P-P-Z4

Fuente: Stone et al., 1995

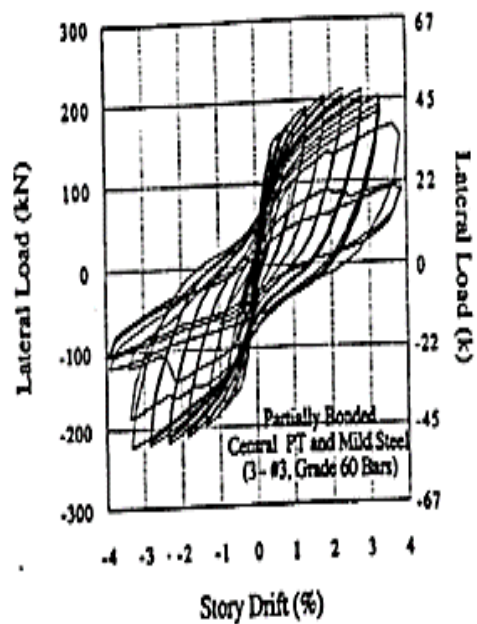
Las respuestas de histéresis de desplazamiento de fuerza de las unidades de ensayo de fase IV-B observadas bajo carga cíclica se muestran en la figura 22, con un resumen de los resultados clave en la tabla 6 (Celik, 2004).

Una observación, que fue hecha en pequeñas derivas, así como en las derivas grandes de hasta 3,0 – 3,5 %, era que las grietas de flexión fueron concentradas generalmente en los extremos de los miembros estructurales (Celik, 2004).

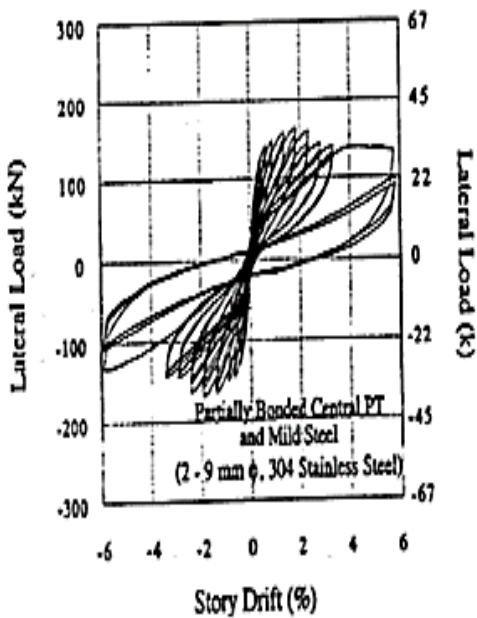
También se observó en algunos ejemplares que se exhibieron pequeños o no desplazamientos residuales al retirar la carga sísmica lateral. Estas observaciones únicas fueron consecuencia de la presencia de una cantidad significativa de fuerza de restauración en el pórtico proporcionado por el pretensado no consolidado (Celik, 2004).



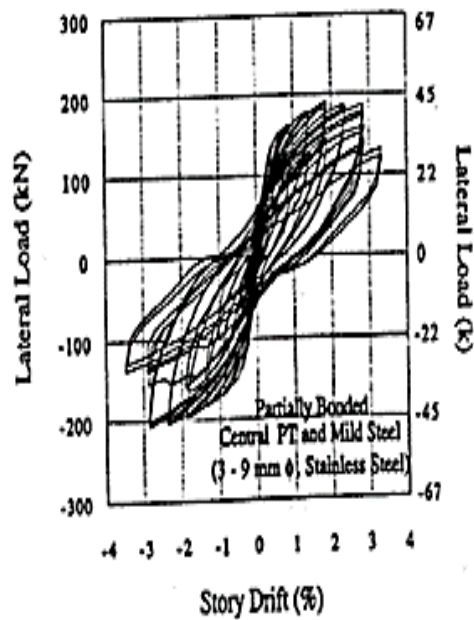
a) M-P-Z4



c) O-P-Z4



b) N-P-Z4



d) P-P-Z4

Figura 22. Respuestas de histéresis de desplazamiento fase IV-B

Fuente: Stone et al., 1995

Nota: a) Respuesta de histéresis espécimen M prefabricado, zona sísmica cuatro; b) Respuesta de histéresis espécimen N prefabricado, zona sísmica cuatro; c) Respuesta de histéresis espécimen O prefabricado, zona sísmica cuatro; d) Respuesta de histéresis espécimen P prefabricado, zona sísmica cuatro.

Tabla 6.*Fuerza de conexión y deriva de piso fase IV-B*

Especímen	Momento (KN – m)		Deriva de piso experimental a la falla (%)	N° de ciclos de carga hasta la falla
	Esperado	Medido		
M-P-Z4	109	119	3,4	42
N-P-Z4	116	116	2,9	38
O-P-Z4	126	139	3,4	43
P-P-Z4	124	128	> 3,0	57

Fuente: Stone et al., 1995

Cuando se compara la respuesta de los pórticos híbridos frente a varias pruebas equivalentes convencionales de pórticos. Se llegan a las siguientes conclusiones:

- Las muestras que utilizan conexiones híbridas investigadas en la fase IV-B exhibieron un mejor rendimiento igual o mejor que los pórticos de concreto fabricados in situ (Stone et al., 1995).
- El acero postensado en pórticos híbridos permaneció elástico durante las pruebas y, por lo tanto, no contribuyó a la degradación de la resistencia de las muestras. Las fallas de las muestras se debieron a la fractura del refuerzo de acero dulce en la parte superior y/o inferior de la viga, excepto en N-P-Z4 en el que el deshaderido de estas barras causa la degradación de la resistencia (Stone et al., 1995).
- Los sistemas de pórticos con conexiones híbridas eran capaces de resistir derivas muy grandes (por ejemplo $\pm 6\%$) mientras mantenían más del 55 % de la resistencia lateral (Stone et al., 1995).
- Hasta un 1,5 % de deriva, el pórtico híbrido disipaba más energía histerética que los pórticos convencionales de concreto. Mas allá de esta deriva, la capacidad de disipación de energía de los pórticos híbridos se redujo

gradualmente al 75 % de los pórticos de concreto monolíticos equivalentes (Stone et al., 1995).

2.3.2.4. Sistema estructural sísmico prefabricado.

El desarrollo del programa para el sistema estructural sísmico prefabricado (PRESSS), patrocinado por la Fundación Nacional de Ciencia (NSF), Instituto de concreto prefabricado/pretensado (PCI) y Asociación de fabricantes de California, Inc. (PCMAC), coordinó los esfuerzos de más de una docena de investigadores a través de Estados Unidos para mejorar el desempeño sísmico de las estructuras prefabricadas de concreto. Tales como edificios de oficinas, estructuras de estacionamientos, hoteles, viviendas multifamiliares y otras estructuras especiales. Sin embargo, se excluyó los puentes y las estructuras de transporte (Priestley, Sritharan, Conley y Pampanin, 1999).

Desde el comienzo del programa PRESSS, todos los equipos de investigación involucrados en el programa se centraron en dos objetivos principales:

- Desarrollar recomendaciones completas y racionales de diseño necesarias para una aceptación más amplia de construcción prefabricada de concreto en diferentes zonas sísmicas (Priestley et al., 1999).
- Desarrollar nuevos materiales, conceptos y tecnologías para la construcción de concretos prefabricados en diferentes zonas sísmicas (Priestley et al., 1999).

Como se muestra en la figura 23, el sistema de piso para los tres pisos inferiores consistió en t dobles montados que se extienden entre los pórticos

sísmicos, y conectados al centro de cada uno de los dos paneles de pared que forman la pared estructural (Priestley et al., 1999).

En los dos pisos superiores, las losas ahuecadas que atravesaban entre los pórticos de la gravedad y la pared proporcionaron el sistema del piso. Las losas de núcleo hueco estaban conectadas entre sí y los pórticos sísmicos con un recubrimiento de fundición en el lugar. Con el fin de obtener la máxima información posible del edificio, cinco diversos sistemas estructurales fueron investigados en la misma estructura (Priestley et al., 1999).

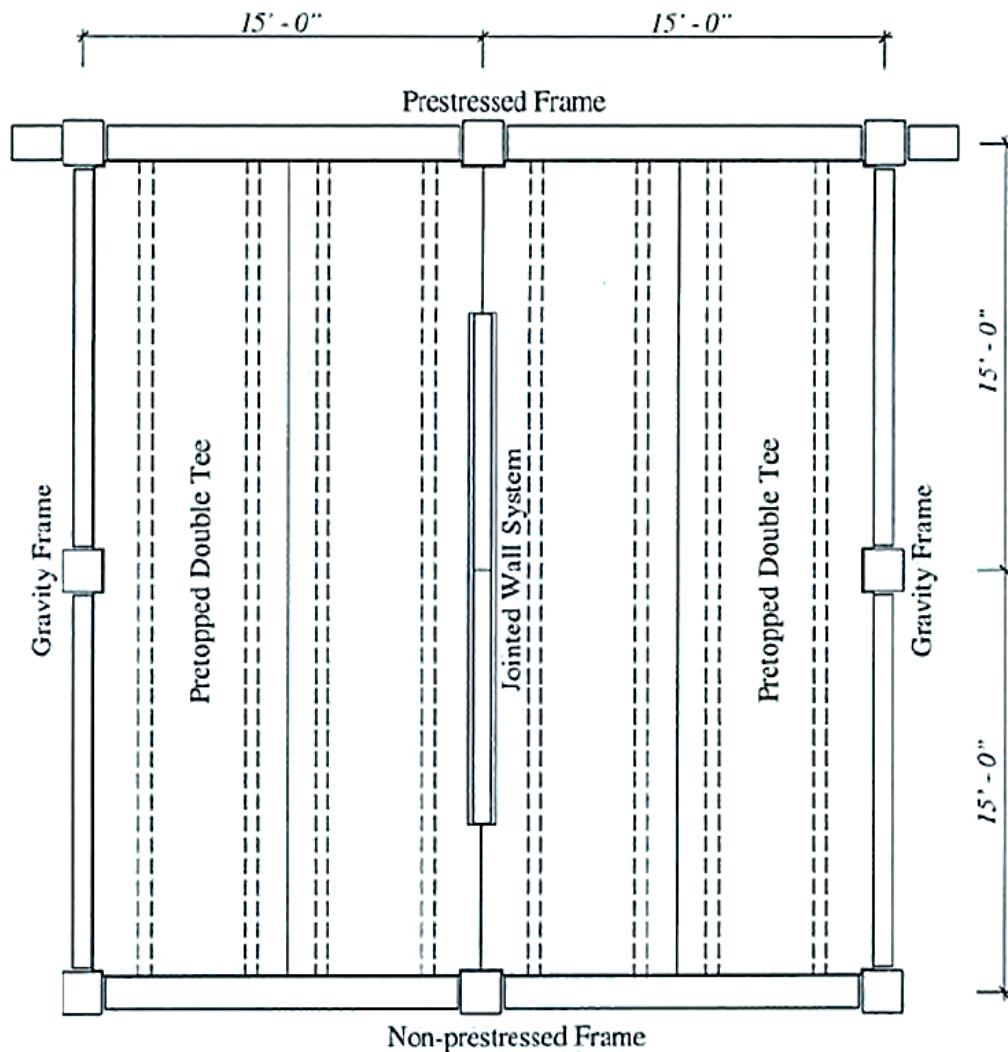


Figura 23. Vista en planta del edificio de prueba

Fuente: Priestley et al., 1999

Los tres pisos inferiores del almacén de concreto pretensado consistían en conexiones híbridas (ver figura 24). Las vigas únicamente conectadas entre columnas continuas por postensado no unido (Priestley et al., 1999).

Las barras de refuerzo de acero dulce se deslizaron a través de conductos corrugados en las vigas y las columnas y se aplicaron juntas sólidas con longitudes cortas no unidas en las vigas para reducir las tensiones máximas bajo la respuesta sísmica (Priestley et al., 1999).

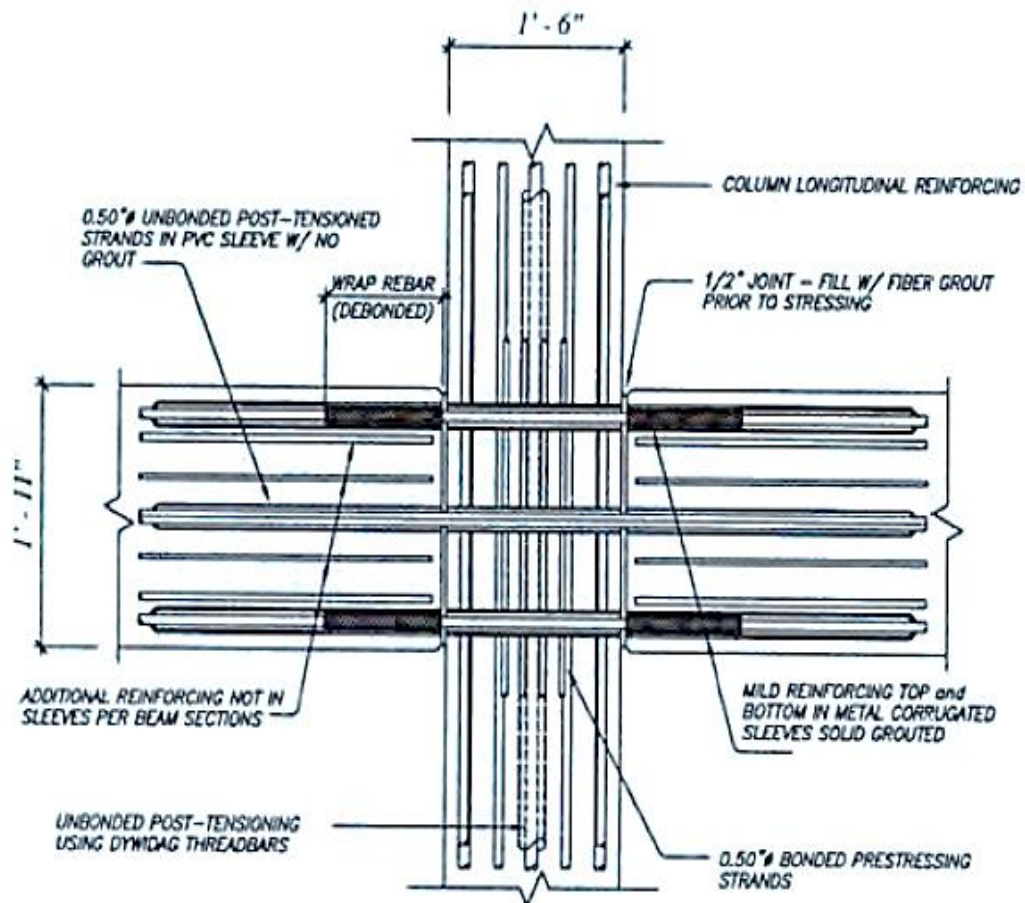


Figura 24. Conexión híbrida postensado

Fuente: Priestley et al., 1999

En los dos pisos superiores del almacén de concreto pretensado, las vigas rectangulares prefabricadas continuas con hebras postensadas unidas en vigas

externas, pero despejadas sobre la longitud de la viga interior entre las caras de las columnas proporcionaron resistencia sísmica (ver figura 25) (Priestley et al., 1999).

No se proporcionó refuerzo adicional de acero dulce a través de las interfaces de las columnas. Las vigas pretensadas de longitud completa se ensartaron sobre barras de refuerzo de columna que se extendían desde la parte superior de las columnas, con empalmes de barra de refuerzo que proporcionaban continuidad de columna (Priestley et al., 1999).

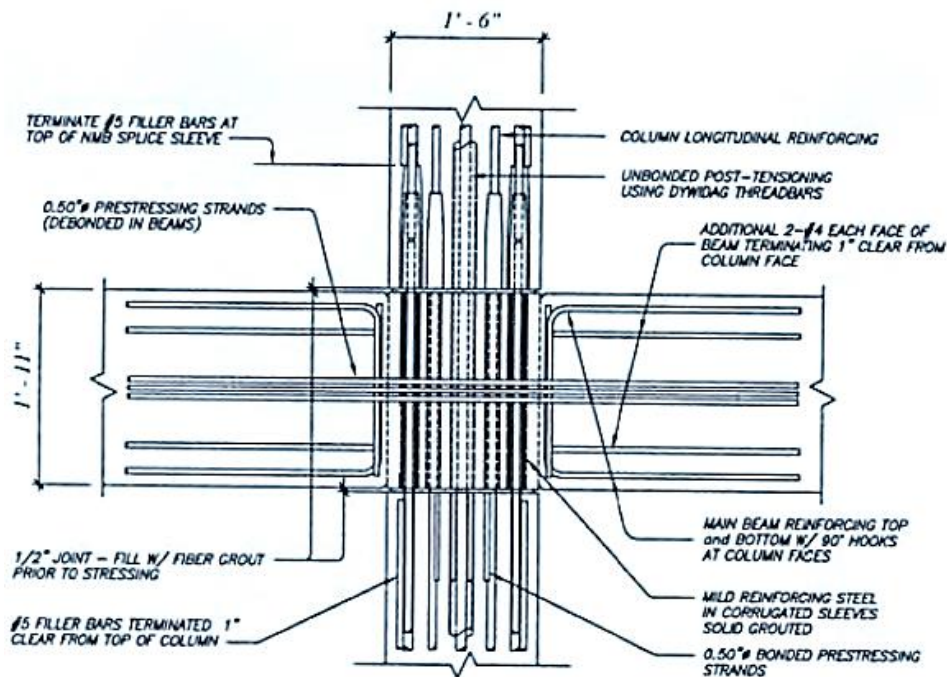


Figura 25. Conexión pretensada

Fuente: Priestley et al., 1999

El objetivo del experimento fue probar la estructura bajo una serie de niveles sísmicos. Estos niveles sísmicos fueron elegidos para ajustarse a los diferentes estados límite recomendados por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). Como se muestra en la figura 22, se definen

cuatro diferentes niveles de sismo, correspondientes a 33, 50, 100 y 150 % del sismo de nivel de diseño (Priestley et al., 1999).

El principal método para probar el edificio fue la realización de pruebas pseudodinámicas, utilizando segmentos de sismos compatibles con el espectro, con escalas de frecuencia y amplitud a partir de acelerogramas grabados para que coincidiera con el espectro de diseño con una amortiguación del 5 %. Un ejemplo del acuerdo entre el espectro de diseño y el segmento de acelerograma para el evento de nivel de diseño se observa en la figura 26 (Priestley et al., 1999).

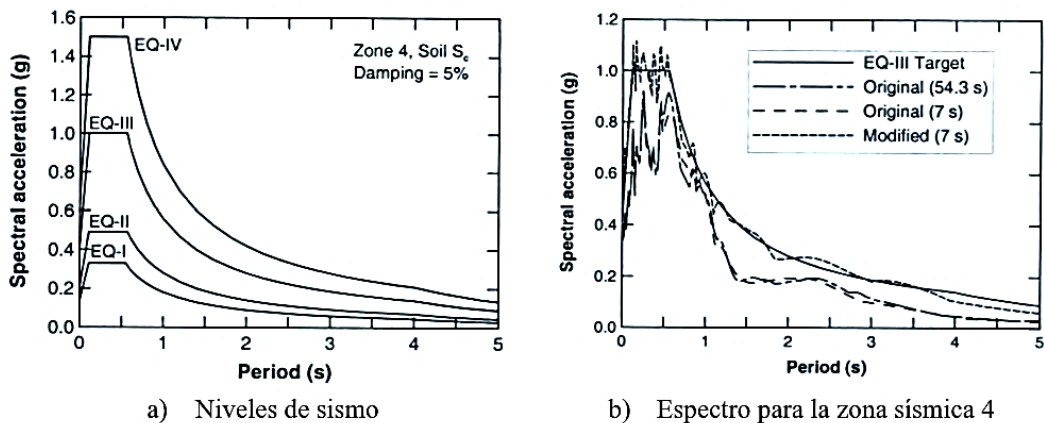


Figura 26. Excitación sísmica y coincidencia del espectro

Fuente: Stone et al., 1995

Basado en las observaciones de la prueba del edificio PRESSS los resultados fueron:

La respuesta del edificio en las primeras etapas de carga se caracterizó por bajos niveles de daños, con todas las acciones inelásticas que ocurren en las conexiones de viga a columna, según lo previsto. Se observaron grietas menores en las vigas del pórtico en ubicaciones distintas a las interfaces vigas-columnas, y se

observó un menor agrietamiento por corte de las uniones viga a columna en la prueba de EQ2, que corresponde al 50 % de la intensidad de diseño. Este agrietamiento de la junta fue mucho más evidente en el pórtico no pretensado que el pórtico pretensado, y fue más notable en las columnas externas cuando se sometió a tensión axial sísmica que a la compresión axial (Priestley et al., 1999).

En EQ2, se observó un incipiente descascarillado en la base de las vigas de las conexiones postensadas donde se conectaron a las columnas, al igual que una ligera tendencia de las vigas a deslizarse hacia arriba en la interfaz de la columna (Priestley et al., 1999).

Durante la prueba de EQ3, el nivel de diseño de movimiento del suelo se observó que las vigas de los pórticos híbridos experimentaron cierta rotación hacia adentro sobre sus ejes longitudinales. Esta rotación de torsión y la causa de la rotación se ilustran en la figura 27. Los pesados miembros del piso de doble t se colgaron del lado de las vigas en los tres pisos inferiores, causando un momento de torsión de magnitud significativa (Stone et al., 1995).

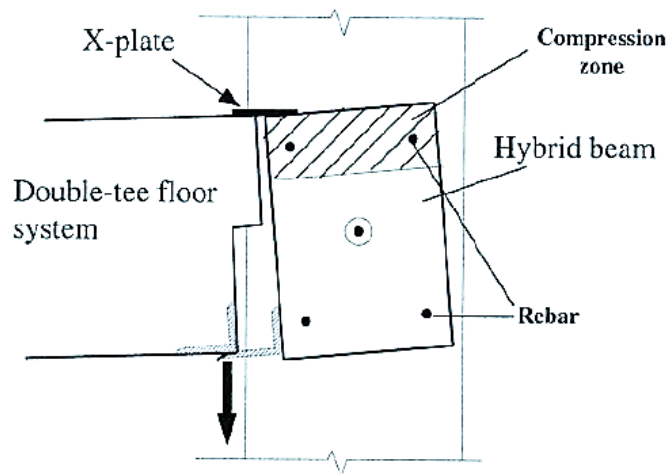


Figura 27. Rotación de la viga híbrida

Fuente: Stone et al., 1995

Bajo acción inelástica, la torsión en las vigas híbridas se resistió principalmente por la zona de compresión en la interfaz viga-columna, con una pequeña contribución de la acción de espiga de las barras de amortiguación de acero dulce que cruzan la interfaz (Stone et al., 1995).

Los cálculos mostraron que la reacción total en la construcción de prueba fue similar a la esperada en la práctica. A pesar de continuar la prueba con las vigas híbridas que tienen una rotación de torsión bloqueada de más de tres grados, no hubo signos visibles de que esto influyera en la respuesta (Stone et al., 1995).

Al probar el pórtico con las vigas híbridas bajo la entrada EQ3 de nivel de diseño, se mantuvo un desplazamiento máximo a nivel del techo de 254 mm, lo que corresponde a un pico promedio 10 % más alto que el nivel de diseño del 2 %, aunque derivas intersticiales locales fueron más altos (Stone et al., 1995).

2.4. Procedimientos de análisis y diseño de estructuras híbridas

En los pórticos prefabricados con conexiones dúctiles, la demanda inelástica se concentra en la interfaz viga-columna con apertura y cierre de una sola grieta en la interfaz, lo que provoca una curvatura infinita en la sección crítica (Vernu, 2003).

Por lo tanto, la rotación relativa de la viga-columna debe preferirse a la curvatura cuando se caracteriza el comportamiento de la sección, es decir, la relación de rotación en el momento. Se han propuesto diferentes enfoques alternativos en la literatura para investigar analíticamente el comportamiento de tal tipología particular de conexiones (Vernu, 2003).

2.4.1. Procedimiento de diseño simplificado para conexiones híbridas

Presenta un procedimiento de diseño para conexiones híbridas de concreto prefabricado definiendo dos capacidades de momento diferentes. En primer lugar, la capacidad de momento probable y en segundo lugar la capacidad de momento nominal (Celik, 2004).

Se utiliza un procedimiento de prueba y error que depende del concepto de diseño y las suposiciones que se presentan a continuación para realizar el diseño de la conexión híbrida. Este procedimiento de diseño se desarrolló de acuerdo con los resultados de la prueba obtenidos de un número limitado de pruebas de pórtico híbrido realizadas en NIST (Celik, 2004).

2.4.1.1. Concepto de diseño.

Se genera una conexión dúctil en la interfaz viga-columna. Por lo tanto, las acciones inelásticas se desarrollan en la conexión mientras que los miembros de concretos prefabricados están protegidos de cualquier daño significativo (Cheok, Stone, y Nakaki, 1996).

El refuerzo postensado se utiliza para proporcionar una sujeción confiable en la interfaz de la columna de viga, que también crea un mecanismo de fricción para transferir la cortante de la viga resultante de la gravedad y las cargas sísmicas a las columnas (Cheok et al., 1996).

El acero postensado está diseñado para permanecer elástico hasta la deriva máxima requerida. Se proporciona un confinamiento adecuado en las regiones del extremo de la viga para evitar el aplastamiento y desprendimiento del concreto (Cheok et al., 1996).

El refuerzo de acero dulce provisto en la conexión prefabricada contribuye a la resistencia del momento de flexión al tiempo que proporciona la capacidad de disipación de energía para el sistema, la falla de la conexión está diseñada para ser debida a la fractura del refuerzo de acero dulce una vez que el sistema ha alcanzado la deriva máxima requerida (Cheok et al., 1996).

Las suposiciones para el desarrollo de este concepto de diseño son:

- La suposición de bloque de tensión rectangular equivalente de Whitney se utiliza para definir la fuerza de compresión del concreto en la interfaz de conexión, lo que ayuda a superar el problema de incompatibilidad de deformación en esta sección crítica (Cheok et al., 1996).
- Las barras de refuerzo de acero dulce son efectivamente desenlazadas a una distancia de $l_{su} + 5,5 \cdot d_b$, que incluye la longitud intencional no consolidada de l_{su} y una longitud de crecimiento en la longitud desconsolidada de $2,75 \cdot d_b$ a cada lado de l_{su} . El deshaderido de las barras de acero dulce sobre una distancia corta se requiere para evitarlos de la fractura (Cheok et al., 1996).

La descripción del diseño se proporciona presentando un procedimiento para determinar la capacidad de momento probable (Cheok et al., 1996).

2.4.1.2. Capacidad de momento probable.

El procedimiento de diseño está destinado a garantizar que la conexión híbrida se adapte a las demandas de deriva de piso necesarias al tiempo que retiene al menos el 80 % de su capacidad de momento máximo (Cheok et al., 1996).

Los pasos involucrados en el cálculo de la capacidad de momento probable se describen a continuación, suponiendo que los parámetros geométricos y materiales, incluidas las áreas de acero (tabla 6) se conocen, (Cheok et al., 1996).

Tabla 7

Parámetros geométricos y materiales utilizados para el diseño

Parámetros geométricas y de materiales para la sección híbrida	
Propiedades geométricas	
Detalles de la sección de la viga	h = peralte de la viga b = ancho de la viga d = profundidad efectiva de la viga al refuerzo en tensión A_{pt} = área del tendón postensado
Acero de refuerzo	A_s = área de la tensión refuerzo de acero dulce en una cara de la viga d_b = diámetro del refuerzo de acero dulce
Longitud desunida	l_{su} = longitud desunida del refuerzo de acero dulce l_{pu} = longitud desunida del tendón postensado
Propiedades de los materiales	
Resistencias	f'_c = resistencia a la compresión del concreto f_{sy} = límite de elasticidad del acero dulce de refuerzo f_{su} = máxima resistencia a la tracción del refuerzo de acero dulce
Deformación del acero	ϵ_{pi} = deformación en el tendón de postensado debido al pretensado inicial ϵ_{su} = máxima deformación del acero dulce de refuerzo

Fuente: Cheok et al., 1996

Paso 1: Calcule la fuerza de tensión en el refuerzo de acero dulce del área del refuerzo de acero dulce se estima usando la ecuación 1, asegurando que la conexión tendrá suficiente acero pasivo para resistir la fuerza cortante resultante de las cargas de gravedad (Cheok et al., 1996).

$$A_s = \frac{V_d + V_l}{f_{sy}} \dots \dots \dots \text{[Ecuación 1]}$$

Donde:

V_d = Demanda de cortante en la interfaz de la conexión debido a la carga muerta.

V_l = Demanda de cortante en la interfaz de la conexión debido a la carga viva.

Para definir la capacidad de momento probable, se supone que la armadura de acero dulce de tensión ha alcanzado su resistencia máxima. Por lo tanto, la fuerza de tensión en el acero dulce se calcula a partir de:

$$F_{st} = A_s \cdot f_{su} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 2}]$$

Paso 2: Calcule la fuerza en el tendón de postensado correspondiente a la capacidad de momento probable.

La elongación del refuerzo de acero dulce y la elongación, deformación y tensión en el tendón postensado se determinan consecutivamente para obtener la fuerza de postensado correspondiente a la capacidad de momento probable. De la geometría (ver figura 28). El alargamiento del refuerzo de acero dulce se calcula suponiendo una deformación uniforme sobre la longitud destensada efectiva del refuerzo de acero dulce (Cheok et al., 1996).

$$\Delta_{st} = \epsilon_{su} (l_{su} + 5.5 \cdot d_b) \dots \dots \dots [\text{Ecuación 3}]$$

Usando la elongación de la barra de acero dulce estimada a partir de la ecuación tres, el alargamiento del tendón postensado se calcula a partir de la ecuación. cuatro utilizando una profundidad supuesta del eje neutro c (Cheok et al., 1996).

$$\Delta_{pt} = \epsilon_{su} \left(\frac{\frac{h}{2} - c}{d - c} \right) \cdot \Delta_{st} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 4}]$$

Por lo tanto, la deformación en el tendón postensado se calcula como

$$\Delta_{pt} = \frac{\Delta_{st}}{l_{pu}} + \varepsilon_{pi} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 5}]$$

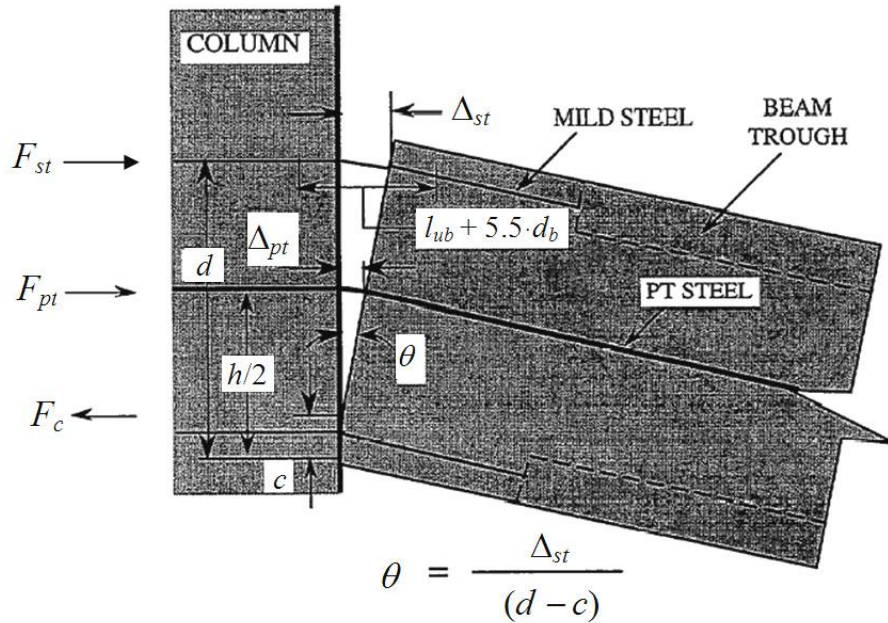


Figura 28. Desplazamientos y fuerzas en la conexión híbrida

Fuente: Cheok et al., 1996

Utilizando la curva de esfuerzo-deformación analítica propuesta por Mattock, para acero de pretensado de grado 270, se determina la tensión en el tendón de postensión (f_{pt}). Si $f_{pt} > 0,9 \cdot f_{pu}$, se dan las siguientes sugerencias para reducir el esfuerzo en el tendón postensado (Cheok et al., 1996).

- Aumentar la longitud no adherida del tendón de postensión.
- Aumentar la cantidad del tendón postensado.
- Disminuir la cantidad de refuerzo de acero dulce.

Después de que se repiten los pasos necesarios para finalizar ε_{pt} . de la ecuación cinco y la tensión correspondiente, la fuerza de postensión se obtiene al

multiplicar la tensión de pretensado con el área del tendón postensado (Cheok et al., 1996).

$$F_{pt} > A_{pt} \cdot f_{pt} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 6}]$$

Paso 3: Determinar la profundidad del eje neutro

Utilizando la condición de equilibrio y un bloque de tensión rectangular equivalente para representar la distribución de la tensión de compresión, la profundidad del eje neutro se estima a partir de las ecuaciones (Cheok et al., 1996).

$$F_c = F_{st} \cdot F_{pt} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 7}]$$

$$c = \frac{F_c}{0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 8}]$$

Donde:

β_1 = Relación del bloque de esfuerzo equivalente a la profundidad del eje neutro.

La profundidad del eje neutro calculada a partir de la ecuación 8 se compara con el supuesto en el paso dos. Los pasos dos y tres se repiten hasta que la profundidad supuesta del eje neutral converge a la calculada a partir de la ecuación 8 (Cheok et al., 1996).

Paso 4: Calcular la capacidad del momento probable

La capacidad de momento probable (M_{pr}) de la sección se obtiene sumando los momentos aportados por el tendón de postensión (M_{pt}) y el refuerzo de acero dulce (M_{st}). Tomando momentos sobre la fuerza de compresión del concreto resultante (Cheok et al., 1996).

$$M_{pt} = F_{pt} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta \cdot c}{2}\right) \dots \dots \dots [\text{Ecuación 9}]$$

$$M_{st} = F_{st} \cdot \left(d - \frac{\beta \cdot c}{2}\right) \dots \dots \dots [\text{Ecuación 10}]$$

$$M_{pr} = M_{pt} + M_{st} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 11}]$$

Paso 5: Verifique la capacidad de restauración de la conexión

Como paso final, se compara la contribución del momento del tendón postensado con la contribución del momento del refuerzo de acero dulce en tensión para ver si el pórtico se recentrará después de un evento sísmico (Cheok et al., 1996).

Para tener en cuenta esta característica en el diseño, se sugiere que M_{pt} debe ser mayor que $0,5 \cdot M_{pr}$. Si $M_{pt} < 0,5 \cdot M_{pr}$, A_{pt} se debe aumentar o A_s se debe disminuir, y los pasos de diseño se repiten comenzando desde el paso uno (Cheok et al., 1996).

2.4.1.3. Capacidad del momento nominal.

Para calcular la capacidad del momento nominal de la sección, se introducen las siguientes modificaciones al procedimiento descrito anteriormente para determinar la capacidad de momento probable (Cheok et al., 1996).

Se asume que la fuerza de tensión en el refuerzo de acero dulce que es igual al límite elástico, que modifica la ecuación 2.

$$F_{st} = A_s + f_{sy} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 12}]$$

La deformación en el refuerzo de acero dulce se toma como la deformación al inicio del endurecimiento (ϵ_{sh}). Se sugiere el siguiente valor para acero de refuerzo de grado 60 (Cheok et al., 1996).

$$\varepsilon_{sh} = 0,01 \dots \dots \dots [Ecuación 13]$$

Se supone que el crecimiento en la longitud desligada del refuerzo de acero dulce es cero. Por lo tanto, la longitud total desanudada del acero dulce se establece igual a la longitud desbalanceada. Por lo tanto, la ecuación 3 es reemplazado con la ecuación 14 (Cheok et al., 1996).

$$\Delta_{st} = \varepsilon_{sh} \cdot l_{su} \dots \dots \dots [Ecuación 14]$$

También se sugiere que sea adecuado aproximar la capacidad de momento nominal al 70 % de la capacidad de momento probable. La capacidad de momento nominal (M_n) es necesaria para satisfacer requisitos de resistencia (Cheok et al., 1996).

$$\phi \cdot M_n \geq 1,4 \cdot M_D + 1,7 \cdot M_L \dots \dots \dots [Ecuación 15]$$

$$\phi \cdot M_n \geq 1,4 \cdot (M_D + M_L + M_E) \dots \dots \dots [Ecuación 16]$$

$$\phi \cdot M_n \geq 0,9 \cdot M_D \pm 1,4 \cdot M_E \dots \dots \dots [Ecuación 17]$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de la resistencia a la flexión

M_D = Momento debido a la carga muerta

M_L = Momento debido a la carga viva

M_E = Momento debido a la carga de sismo

2.4.2. Pautas de diseño PRESSS

Las pautas de PRESSS propuestas por Stanton y Nakaki en el año 2002 proporcionan procedimientos de diseño para cinco diferentes sistemas estructurales de concretos prefabricados, que se incluyeron en el edificio de prueba PRESSS,

este edificio fue diseñado con dos pórticos sismorresistentes diferentes basados en cuatro tipos de conexiones viga-columna en una dirección y un sistema de pared articulada en la dirección ortogonal. Las directrices se publicaron al final del programa PRESSSS (Celik, 2004).

Para todos los sistemas, las pautas usan un procedimiento iterativo para determinar la profundidad del eje neutral que satisface la condición de equilibrio de fuerza en la sección crítica. Las pautas propuestas para los sistemas de pórticos no adheridos con amortiguación están destinados al diseño de sistemas de pórticos híbridos (Celik, 2004).

2.4.2.1. *Supuesto de diseño.*

Las suposiciones de diseño consideradas en las pautas de PRESSSS sugeridas para los sistemas de pórticos no adheridos con amortiguación son las siguientes:

- Las dimensiones generales de los miembros del pórtico son conocidas y las vigas son de una sección transversal constante (Stanton y Nakaki, 2002).
- Las fuerzas de diseño y derivas son conocidas. Las rotaciones de la interfaz se obtienen a partir de la relación de deriva utilizando la geometría del sistema (Stanton y Nakaki, 2002).

Los tendones de postensión no están unidos en toda la longitud del pórtico y están anclados en las caras exteriores de las columnas de los extremos (Stanton y Nakaki, 2002).

- Los tendones de postensión se ubican en la mitad de la sección de la viga, que permanecen elásticos hasta que el pórtico alcanza la deriva de diseño

requerida. Se supone que el rendimiento de los tendones comienza en la deriva del diseño (Stanton y Nakaki, 2002).

- El refuerzo de acero dulce no está unido a lo largo de una corta distancia en la interfaz viga-columna (Stanton y Nakaki, 2002).
- Se usa una cantidad igual de refuerzo de acero dulce en la parte superior e inferior de la viga (Stanton y Nakaki, 2002).

2.4.2.2. Procedimiento de diseño.

Paso 1: Establecer las propiedades del material

Las siguientes propiedades del material se establecen en este paso:

La resistencia a la compresión del concreto en la viga (f'_c), un valor adecuado de β_1 , correspondiente al módulo de elasticidad (E_p) del acero, el límite elástico del refuerzo de acero dulce (f_{sy}), los factores de sobrecarga para la tensión y el refuerzo de compresión en el estado límite de diseño ($\lambda_{st,des}$ y $\lambda_{sc,des}$), y la deformación máxima permisible en el refuerzo de acero dulce bajo carga cíclica ($\epsilon_{st,max}$). Los factores de sobrefuerzo para el refuerzo se sugirieron en tres estados límite del sistema y se reproducen en la tabla 8 (Stanton y Nakaki, 2002).

Tabla 8

Deformaciones y factores de sobrecarga

Estado sugerido del sistema	Deformación ($\epsilon_{st,max}$)	Factor de sobrecarga (λ_{st})	Factor de sobrecarga del refuerzo de compresión (λ_{sc})	Factor de sobre resistencia (λ_p)
Primer rendimiento	0,002	1,0	1,0	NA
Diseño	0,04	1,35	1,0	1,0
Máximo creíble	0,08	1,5	1,0	1,1

Fuente: Stanton y Nakaki, 2002

Se sugirió que la deriva en el estado creíble máximo es la deriva extrema requerida en los criterios aceptables definidos en documentos tales como. La deriva en el estado de rendimiento no se especificó. Sin embargo, el procedimiento de diseño solo requiere la deriva del diseño, que está dictada por los requisitos del código ACI Innovation Task Group 1 (Stanton y Nakaki, 2002).

Paso 2: Obtener cargas de diseño y derivas

Usando el diseño basado en desplazamiento (DBD) o el diseño basado en fuerza (FBD), se obtienen cargas de diseño. El momento y la deriva de diseño correspondiente se establecen (Stanton y Nakaki, 2002).

Paso 3: Estimar las dimensiones de la viga para el pórtico

Al considerar las fuerzas cortantes en las juntas viga-columna y el alargamiento de los tendones de postensión en la deriva de diseño, la sección de la viga debe dimensionarse apropiadamente (Stanton y Nakaki, 2002).

Las vigas con mayor dimensión reducen las demandas de cortante en las articulaciones, pero inducen mayores cambios de tensión en los tendones debido a un aumento en el alargamiento (Stanton y Nakaki, 2002).

Usando el criterio dado en la sección 21.3.1.2 de ACI 318-99 como base, la altura efectiva de la viga (h_g) se toma como:

$$h_g \leq \frac{l}{3} \dots\dots\dots [Ecuación 18]$$

También se sugiere que se seleccione el ancho de la viga (b_g) para cumplir el criterio de la sección 21.3.1.3 de ACI 318-99.

$$b_g = 0,3 \cdot h_g \dots\dots\dots [Ecuación 19]$$

Paso 4: Establecer varias constantes

Calcule el cambio de tensión en el tendón postensado entre la rotación de la interfaz cero y la rotación de la interfaz de diseño (Δf_{pt}) si la viga se balancea sobre su esquina (Stanton y Nakaki, 2002).

$$\Delta f_{pt} = 0,5 \cdot E_p \cdot \theta_{des} \cdot \frac{h_g}{t_{pu}} \dots \dots \dots [Ecuación 20]$$

Donde:

θ_{des} = Rotación de la interfaz en el estado límite de diseño.

Paso 5: Estime los momentos resistidos por los tendones de postensión y el refuerzo de acero dulce

Tanto los tendones de postensado como el refuerzo de acero dulce proporcionan resistencia a los momentos en la interfaz de conexión. El refuerzo de acero dulce también permite que el pórtico disipe la energía durante una carga sísmica mientras que los tendones de postensado proporcionan una fuerza de recuperación elástica que ayuda a volver a centrar el pórtico al final de una carga sísmica (Stanton y Nakaki, 2002).

Aunque la proporción exacta de los momentos requeridos para el recentrado depende de la rotación del interfaz del diseño, la relación tramo de viga/relación de profundidad esfuerzo de elevación permitida, y la elasticidad en los tendones, la distribución siguiente del momento se sugiere en el diseño procedimiento para mantener la capacidad de recentrado del pórtico (Stanton y Nakaki, 2002).

$$M_{pt,des} \approx 0,55 \cdot M_{cap,des} \dots \dots \dots [Ecuación 21]$$

$$M_{st,des} \approx M_{cap,des} - M_{pt,des} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 22}]$$

Donde:

$M_{pt,des}$ = Momento resistente proporcionado por los tendones de postensión en la deriva de diseño.

$M_{st,des}$ = Momento resistente proporcionado por el refuerzo de tensión de acero dulce en el estado límite de diseño.

$M_{cap,des}$ = Demanda del momento en el estado de diseño limite.

Paso 6: Calcular el área de los tendones de postensión

Como se señaló anteriormente, se supone que los tendones de postensión ceden en el estado límite de diseño. En consecuencia, el área requerida de los tendones de postensión se calcula a partir de la ecuación 23, que se basa en la suposición de que la ubicación de la fuerza de compresión del concreto resultante en la viga es de $0,05 \cdot h_g$ desde la fibra de compresión extrema, dando un brazo de palanca de $0,45 \cdot h_g$ (Stanton y Nakaki, 2002).

$$A_{pt} = \frac{M_{pt,des}}{(0,45 \cdot h_g) \cdot f_{py}} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 23}]$$

Paso 7: Calcular el área del refuerzo de acero dulce

Utilizando la suposición utilizada en el paso seis para la ubicación de la fuerza de compresión resultante en la viga, el área del refuerzo de acero dulce se obtiene de la ecuación 24 (Stanton y Nakaki, 2002).

$$A_s = \frac{M_{st,des}}{(0,95 - \zeta) \cdot h_g \cdot \lambda_{st,des} \cdot f_{sy}} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 24}]$$

Donde:

ζ = Distancia desde el refuerzo de acero dulce de compresión hasta la fibra de compresión extrema dividida por h_g

De acuerdo con la tabla 7 el valor de $\lambda_{st,des}$ se toma como 1,35.

Paso 8: Estimar la profundidad del eje neutro

La ubicación del eje neutro de la viga en la interfaz de conexión se obtiene de la ecuación 25, que es consistente con la suposición utilizada para la ubicación de la fuerza de compresión resultante en los pasos seis y siete. Esta suposición inicial para la ubicación del eje neutro se corrige mediante un procedimiento de diseño iterativo como se analiza en mayor detalle en el paso 13 (Stanton y Nakaki, 2002).

$$\eta_{des} = \frac{0,1}{\beta_1} \dots \dots \dots [Ecuación 25]$$

Donde:

η_{des} = Profundidad del eje neutral dividida por h_g

Paso 9: Calcule el esfuerzo en el refuerzo de acero dulce en tensión.

La deformación en el refuerzo de acero dulce en tensión excede la deformación generada y está dada por: $\epsilon_{st,max}$ (ver tabla 7). El esfuerzo correspondiente $f_{st,des}$ (Stanton y Nakaki, 2002).

$$f_{st,des} = \lambda_{st,des} \cdot f_{sy} \dots \dots \dots [Ecuación 26]$$

Paso 10: Calcule el esfuerzo en el refuerzo de acero dulce en compresión

La deformación en el refuerzo de acero dulce en compresión es menor que la del refuerzo de acero dulce de tensión debido a que la presencia del concreto y la lechada impide el desarrollo de grandes deformaciones en compresión (Stanton y Nakaki, 2002).

Sin embargo, el esfuerzo no se puede relacionar directamente con la tensión instantánea debido a la presencia de acumulación de deformación de tensión inelástica significativa esperada de los ciclos inelásticos previos (Stanton y Nakaki, 2002).

Por lo tanto, la tensión correspondiente en el refuerzo de acero dulce $f_{st,des}$ es:

$$f_{st,des} = \lambda_{st,des} \cdot f_{sy} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 27}]$$

Donde:

$\lambda_{st,des}$ se toma como 1,0 de acuerdo con la tabla 7.

Paso 11: Calcule la elongación y la tensión actual en los tendones de postensión en θ_{des} .

Usando la geometría del sistema (ver figura 29), la elongación en el tendón de postensión se encuentra en términos de la rotación de la interfaz en la deriva del diseño y la profundidad del eje neutro obtenida en el paso ocho (Stanton y Nakaki, 2002).

$$\Delta_{pt} = \frac{\theta_{pt}}{l_{pu}} \cdot E_p \dots \dots \dots [\text{Ecuación 28}]$$

El cambio de esfuerzo correspondiente en el tendón de postensión es:

$$\Delta f_{pt} = \frac{\Delta_{pt}}{l_{pu}} \cdot E_p \dots \dots \dots [\text{Ecuación 29}]$$

El esfuerzo en los tendones postensados ($f_{pt,des}$) se obtiene al considerar dos criterios.

Primero, la tensión en los tendones no debe exceder el límite elástico para satisfacer el requisito de diseño. Segundo, la tensión en el tendón, después de las pérdidas, a la deriva cero (f_{p0}) no debe exceder f_{pi} para evitar la degradación de la resistencia, donde $f_{p0} = f_{py} - \Delta f_{pt}$ y f_{pt} es el esfuerzo inicial (paleta) en el tendón postensado, después de las pérdidas (Stanton y Nakaki, 2002).

Estos dos criterios se pueden satisfacer tomando $f_{pt,des}$ como el mayor de los valores dados por las ecuaciones 30 y 31.

$$f_{pt,des} = f_{py} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 30}]$$

$$f_{pt,des} = f_{pi} + \Delta f_{pt} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 31}]$$

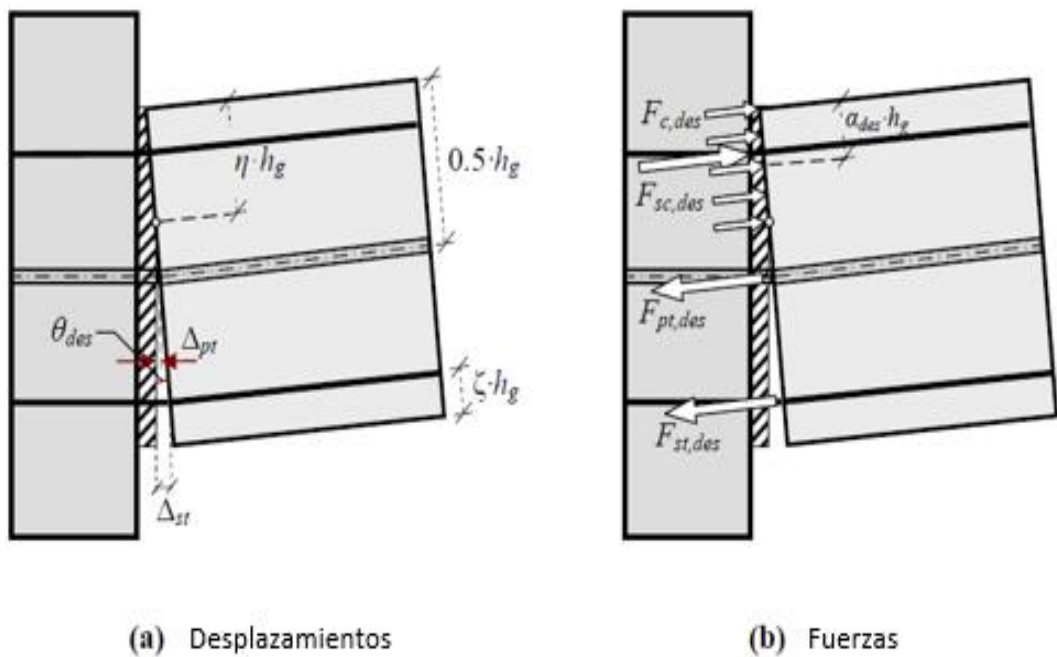


Figura 29. Sistema de pórtico híbrido diseño en estado límite

Fuente: Celik, 2004

Paso 12: Calcular la fuerza resultante del concreto en compresión

Las fuerzas en los tendones postensados ($F_{pt,des}$), y tensión y compresión del refuerzo de acero dulce ($F_{st,des}$ y $F_{sc,des}$) (Stanton y Nakaki, 2002).

$$F_{pt,des} = A_{pt} \cdot f_{pt,des} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 32}]$$

$$F_{st,des} = A_s \cdot f_{st,des} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 33}]$$

$$F_{sc,des} = A_s \cdot f_{sc,des} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 34}]$$

La fuerza resultante de compresión del concreto ($F_{c,des}$), en la interfaz viga-columna se puede encontrar usando la condición de equilibrio de sección (Stanton y Nakaki, 2002).

Por lo tanto:

$$F_{c,des} = F_{pt,des} + F_{zt,des} - F_{sc,des} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 35}]$$

Paso 13: Calcule las ubicaciones de la fuerza de compresión del concreto resultante y la profundidad del eje neutral

Utilizando el concepto del bloque equivalente de esfuerzos de Whitney, la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos rectangulares (a_{des}) se determina a partir de la ecuación 36 (Stanton y Nakaki, 2002).

$$a_{des} = \frac{F_{c,des}}{0,85 \cdot f'_g \cdot b_g} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 36}]$$

Por lo tanto, la profundidad del eje neutral es $\eta_{des} \cdot h_g$ donde:

$$\eta_{des} = \frac{a_{des}}{\beta_1 \cdot h_g} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 37}]$$

El procedimiento descrito del paso ocho al paso 13 se repite hasta que los valores de profundidad del eje neutro estimados y calculados convergen.

Paso 14: Calcule el momento resistente de la conexión

Como las fuerzas en la interfaz de conexión, sus ubicaciones y la profundidad del eje neutral se conocen de los pasos 12 y 13, el momento resistente de la sección se calcula tomando momentos sobre la fuerza resultante en compresión del concreto (ver figura 29) (Stanton y Nakaki, 2002).

El momento resistente proporcionada por los tendones de postensión, y el refuerzo de acero dulce de tensión y compresión en la deriva de diseño se definen usando las ecuaciones 38 a 40 (Stanton y Nakaki, 2002).

$$M_{pt,des} = F_{pt,des} + (0,5 - \alpha_{des}) \cdot h_g \dots \dots \dots [\text{Ecuación 38}]$$

$$M_{st,des} = F_{st,des} + (1 - \alpha_{des} - \zeta) \cdot h_g \dots \dots \dots [\text{Ecuación 39}]$$

$$M_{sc,des} = F_{sc,des} + (\alpha_{des} - \zeta) \cdot h_g \dots \dots \dots [\text{Ecuación 40}]$$

Donde:

α_{des} = Distancia entre la fuerza de compresión del concreto resultante y la fibra extrema de compresión del concreto dividida por h_g en la deriva del diseño.

$M_{sc,des}$ = Momento proporcionado por el refuerzo de compresión de acero dulce.

La fuerza de momento total de la conexión del pórtico híbrido es:

$$M_{cap,des} = M_{pt,des} + M_{st,des} + M_{sc,des} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 41}]$$

El momento resistente (ecuación 41) debe ser mayor que la demanda de momento en el estado límite de diseño. Si no se cumple esta condición, las

cantidades de refuerzo deben aumentarse y el proceso de iteración debe repetirse a partir del paso seis (Stanton y Nakaki, 2002).

Paso 15: Verifique las propiedades de restauración de la viga.

Para garantizar que no haya desplazamiento residual en el pórtico después de una carga sísmica, se supone que tanto la armadura de acero dulce superior como la inferior provistas en la viga están en compresión a una deriva cero (Stanton y Nakaki, 2002).

Por lo tanto, las tensiones tanto en la tensión como en el acero de compresión se calculan usando un factor de sobre resistencia de 1,0 consistente con la tabla 7. Siguiendo el procedimiento del paso 12 al paso 14, las tensiones, fuerzas y momentos en todos los componentes de la sección de la viga (Stanton y Nakaki, 2002).

$$F_{pt,0} = A_{pt} \cdot f_{p0} \dots \dots \dots [Ecuación 42]$$

$$F_{st,0} = A_s \cdot \lambda_{sc,des} \cdot f_{sy} \dots \dots \dots [Ecuación 43]$$

$$F_{sc,0} = A_s \cdot \lambda_{sc,des} \cdot f_{sy} \dots \dots \dots [Ecuación 44]$$

$$F_{c,0} = F_{pt,0} - F_{st,0} - F_{sc,0} \dots \dots \dots [Ecuación 45]$$

Donde:

$F_{pt,0}$ = Fuerza en el tendón de postensión en la deriva cero.

$F_{st,0}$ y $F_{sc,0}$ = Fuerzas en la tensión y la compresión del refuerzo de acero dulce a deriva cero respectivamente.

$F_{c,0}$ = Fuerza resultante en compresión del concreto en la interfaz viga-columna a cero derivas.

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos de Whitney (α_0) es:

$$\alpha_0 = \frac{F_{c,0}}{0,85 \cdot f_g \cdot b_g} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 46}]$$

Los momentos resistentes proporcionados por el tendón de postensado ($M_{pt,0}$) y el refuerzo de acero dulce en tensión y compresión ($M_{st,0}$ y $M_{sc,0}$) sobre la fuerza de compresión del concreto resultante en deriva cero (Stanton y Nakaki, 2002).

$$M_{pt,0} = F_{pt,0} \cdot (0,5 - \alpha_0) \cdot h_g \dots \dots \dots [\text{Ecuación 47}]$$

$$M_{st,0} = F_{st,0} \cdot (1 - \alpha_0 - \zeta) \cdot h_g \dots \dots \dots [\text{Ecuación 48}]$$

$$M_{sc,0} = F_{sc,0} \cdot (\alpha_0 - \zeta) \cdot h_g \dots \dots \dots [\text{Ecuación 49}]$$

En la deriva cero, el momento proporcionado por el pretensado debe ser mayor que la suma de los momentos proporcionados por las fuerzas en la tensión y la compresión del refuerzo de acero dulce (Stanton y Nakaki, 2002).

Por lo tanto, se requiere que:

$$M_{pt,0} \geq M_{st,0} + M_{sc,0} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 50}]$$

Si la condición en la ecuación 50 no está satisfecho, $\frac{M_{pt,des}}{M_{cap,des}}$ la relación debe aumentarse en el paso cinco y la conexión híbrida se rediseña para proporcionar al sistema una fuerza restauradora adecuada (Stanton y Nakaki, 2002).

Paso 16: Calcule el alargamiento y la longitud no unida del refuerzo de acero dulce.

La deformación en el refuerzo de acero dulce debe ser menor que la deformación máxima utilizable en la deriva de diseño, que es 0,04 para las barras ASTM 706 de acuerdo con la tabla 7. Desde la geometría del sistema (ver figura 30) (Stanton y Nakaki, 2002).

$$\Delta_{st} = \phi_{des} \cdot (1 - \eta_{des} - \zeta) \cdot h_g \dots \dots \dots [\text{Ecuación 51}]$$

Seleccione la longitud desligada para el refuerzo de acero dulce de tal manera que:

$$l_{su} = \frac{\Delta_{st}}{\varepsilon_{st,max}} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 52}]$$

Debido a las altas deformaciones cíclicas, se espera un crecimiento en la longitud desligada del refuerzo de acero dulce. Una sobreestimación de la longitud desligada da como resultado una menor deformación pronosticada en el refuerzo de acero dulce, que puede causar una fractura prematura de la barra (Stanton y Nakaki, 2002).

Una subestimación de la longitud desligada da como resultado una mayor deformación pronosticada en el refuerzo de acero dulce, retrasando el rendimiento de las barras (Stanton y Nakaki, 2002).

Poniendo más peso en las consecuencias de sobreestimar la longitud de crecimiento, se supone que el crecimiento en la longitud desligada es cero para propósitos de diseño (Stanton y Nakaki, 2002).

Paso 17: Verificar el requisito de confinamiento para la región en compresión.

No se espera que las secciones planas permanezcan planas ya que la deformación de la viga se concentra en una sola grieta y el tendón no está unido y

pretensado. Por lo tanto, la deformación del concreto no puede evaluarse a partir de la curvatura dentro de la longitud de la rótula plástica. Debido a la falta de un método completamente racional para evaluar el campo de tensión en el concreto bajo estas circunstancias, se sugiere la siguiente tensión de compresión promedio sobre la longitud de la rótula plástica (Stanton y Nakaki, 2002).

$$\varepsilon_c = \frac{\theta_{des}(\eta_{des} \cdot h_g)}{l_p} = \frac{\theta_{des}}{k_p} \dots \dots \dots [Ecuación 53]$$

Donde:

k_p = Factor de longitud de la rótula plástica

En ausencia de datos experimentales, k_p se recomienda tomar como 1,0 en base al Principio de Venant (Saint-Venant, 1855).

Usando la geometría y las flexibilidades de los miembros, la rotación en la conexión híbrida se computó en función de la deriva de la columna. En este cálculo, se asumió que las columnas y vigas tenían un momento efectivo de inercia de 40 % y 60 % del momento bruto de inercia, respectivamente (Celik, 2004).

Se espera que el concreto se desprenda cuando la tensión de compresión excede la tensión final del hormigón no confinado. Bajo esta condición, se recomienda que la región de compresión se limite para que el concreto pueda soportar altas tensiones. En el caso de cálculos de diseño, se debe usar una fisuración de hormigón de cubierta no confinada, una sección de viga reducida igual a las dimensiones del núcleo confinado (Celik, 2004).

Teniendo en cuenta la deformación elástica de las vigas y columnas en una deriva determinada e ignorando la deformación por cizallamiento de la articulación

viga a columna, se derivaron las siguientes relaciones para las muestras de prueba NIST (ecuación 54) y el edificio de prueba PRESSSS (ecuación 55) (Celik, 2004).

$$\theta_{drift} = 0,85 \cdot \theta + 4,08 \cdot 10^{-6} * M_{cap} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 54}]$$

$$\theta_{drift} = 0,91 \cdot \theta + 1,92 \cdot 10^{-6} * M_{cap} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 55}]$$

Donde

θ_{drift} = Deriva de entre piso.

M_{cap} = Momento capacidad proporcionado por la conexión híbrida (kip-inches).

Los resultados del análisis en el PRESSSS con una deriva de 2% para el diseño dieron los siguientes resultados (figura 31).

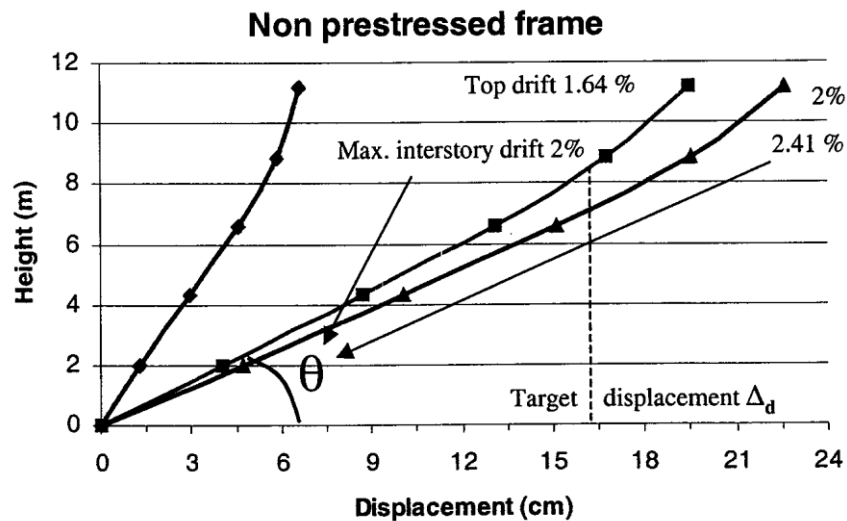


Figura 30. Desplazamientos ocurridos en el experimento PRESSSS

Fuente: Pampanin, Priestley, y Sritharan, 2000

Los pasos descritos anteriormente para el diseño de sistemas de pórticos híbridos como se sugiere en las directrices PRESSSS se resumen en un diagrama de flujo que se muestra en la figura 31 (Celik, 2004).

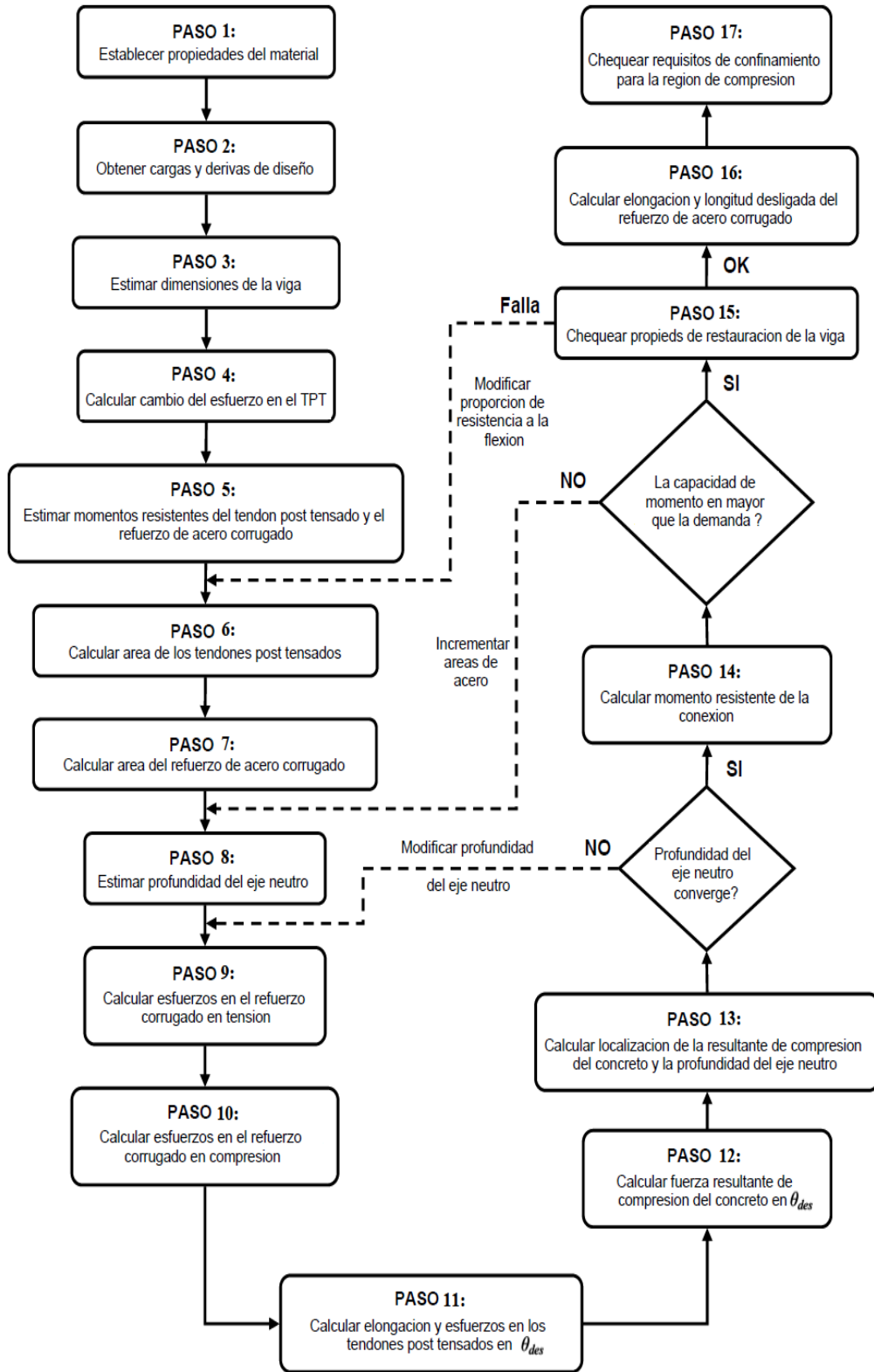


Figura 31. Diagrama de flujo de las pautas de PRESSS

Fuente: Celik, 2004

2.4.3. ACI. T1.2-03

En el documento ACI T1.2-03 publicado en el año 2003, (ACI innovative task group 1 and collaborators) han propuesto un procedimiento de diseño para pórticos híbridos compuestos por elementos prefabricados y postensados de concreto discretamente unidos.

Este procedimiento de diseño, que está destinado a proporcionar detalles de conexión híbridos equivalentes a los pórticos monolíticos en términos de resistencia y dureza, sigue de cerca el recomendado por Cheok, Stone, y Nakaki excepto por los cambios que se detallan a continuación (ACI, 2003).

En el cálculo de la fuerza probable, se supone que esfuerzo en el refuerzo en compresión es $1,25 \cdot f_{sy}$ (ACI, 2003).

Por lo tanto: La longitud de crecimiento en la longitud desligada del refuerzo de acero dulce está limitada a $5,5 \cdot d_b$, pero no inferior a $2,0 \cdot d_b$. En consecuencia, la ecuación 3 se expresa como (ACI, 2003).

$$\epsilon_{st} = \frac{\Delta_{st}}{(l_{su} + \alpha_b \cdot d_b)} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 56}]$$

Donde:

α_b = Coeficiente que cuantifica la longitud de crecimiento en la longitud desligada del refuerzo de acero dulce.

Similar a la ecuación 1 que se utiliza para estimar A_s , la fuerza de pretensado mínima ($A_{pt} \cdot f_{se}$) se supone utilizando la ecuación 57.

$$A_{pt} \cdot f_{se} \geq \frac{(1,4 \cdot V_D + 1,7 \cdot V_L)}{(\phi \cdot \mu)} \dots \dots \dots [\text{Ecuación 57}]$$

Donde:

f_{se} = Esfuerzo efectivo en el tendón de postensión

μ = Coeficiente de fricción

El cálculo del momento nominal resistente introducido por Cheok, Stone, y Nakaki no está definido en ACI T1.2-03.

2.5. Análisis sísmico basado en fuerzas norma E-030

Se caracteriza la estructura en términos de la rigidez inicial y del amortiguamiento elástico, además, no contempla de forma explícita la compatibilidad entre el factor de reducción y el máximo desplazamiento permitido en la estructura para limitar daños estructurales o no estructurales (Moreno, Bairan, y Huaman, 2011).

Estimar la geometría y dimensiones de los elementos y la rigidez elástica. En el método cuasi estático equivalente se calcula el período fundamental de vibración, el período se suele estimar con fórmulas empíricas si se trata de un sistema de varios grados de libertad, en el método modal dinámico se calculan los diferentes modos de vibración necesarios 90 % masa efectiva (Moreno et al., 2011).

Calcular el cortante basal a partir del espectro elástico de respuesta, seleccionar el factor de reducción de la fuerza sísmica adecuado (existen diferentes factores de comportamiento de distintas regiones) y reducir la fuerza sísmica (Moreno et al., 2011).

Realizar un análisis lineal con las fuerzas laterales reducidas, en este punto encontrar la distribución de esfuerzos y puntos potenciales de formación de rótulas plásticas. El diseño final depende de la rigidez de los elementos (Moreno et al., 2011).

2.5.1. Análisis sísmico estático o de fuerzas equivalentes

Representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

2.5.1.1. Fuerza cortante en la base.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \dots\dots\dots [\text{Ecuación 58}]$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que

$$\frac{C}{R} \geq 0,125 \dots\dots\dots [\text{Ecuación 59}]$$

2.5.1.2. Distribución de la fuerza sísmica en altura.

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondiente a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_1 \cdot V \dots\dots\dots [\text{Ecuación 60}]$$

$$\alpha_1 = \frac{P_1(h_1)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^j} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 61}]$$

2.5.1.3. Periodo fundamental de vibración.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 62}]$$

Donde:

$C_T = 35$ para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

2.5.2. Análisis sísmico dinámico espectral

2.5.2.1. Zonificación sísmica.

Tabla 9

Zonificación sísmica según el departamento

Región (dpto.)	Provincia	Distrito	Zona sísmica	Ámbito
		El Algarrobal		
Moquegua	Ilo	Pacocha	4	Todos los distritos
		Ilo		

Fuente: Norma técnica E030, 2018

Tabla 10

Factor de zona

Factores de Zona "Z"	
Zona	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma técnica E030, 2018

2.5.2.2. Condiciones geotécnicas.

- a. *Perfiles de suelo.*

Tabla 11*Valores para tipos de perfiles de suelo*

Clasificación de los perfiles de suelo			
Perfil	V_s	N₆₀	S_u
S ₀	>1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	<180 m/s	<15	25kPa a 50 kPa

Fuente: Norma técnica E030, 2018

b. *Parámetros de sitio (S, T_p, y T_L).***Tabla 12***Factor de amplificación del suelo S*

Factor de suelo “S”				
Zona / Suelo	S₀	S₁	S₂	S₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40

Fuente: Norma técnica E030, 2018

Tabla 13*Periodos T_p, del factor C y T_L*

PERIODOS “T_p” y “T_L”				
T	Perfil de suelo			
	S₀	S₁	S₂	S₃
T _p (s)	0,6	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	2,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma técnica E030, 2018

2.5.2.3. Categorías de las edificaciones y factor de uso.

Tabla 14

Factor de uso o importancia "U"

Categoría	U
A1	Verificar norma
A2	1,5
B	1,3
C	1,0
D	Verificar norma

Fuente: Norma técnica E030, 2018

2.5.2.4. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.

Tabla 15

Sistema estructural y sismorresistente

Sistemas estructurales	
Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción (Ro)
Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3

Fuente: Norma técnica E030, 2018

2.5.2.5. Regularidad estructural y coeficiente de reducción.

Tabla 16

Factor de irregularidad en altura

Irregularidades en altura	Factor de irregularidad (I_a)
Irregularidad de rigidez – piso blando	
	0,75
Irregularidad de resistencia – piso débil	

Tabla 16*Factor de irregularidad en altura (continuación)*

Irregularidades en altura	Factor de irregularidad (I_a)
Irregularidad extrema de rigidez	0,50
Irregularidad extrema de resistencia	
Irregularidad de masa o peso	0,90
Irregularidad geométrica vertical	0,90
Discontinuidad en los sistemas resistente	0,80
Discontinuidad extrema en los sistemas resistente	0,60

Fuente: Norma técnica E030, 2018

Tabla 17*Factor de irregularidad existente en planta*

Irregularidades en planta	Factor de irregularidad (I_p)
Irregularidad torsional	0,75
Irregularidad torsional extrema	0,60
Esquina entrante	0,90
Discontinuidad del diafragma	0,85
Sistemas no paralelos	0,90

Fuente: Norma técnica E030, 2018

2.5.2.6. Aceleración espectral.

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por el valor C , para ello se calcula en función del periodo T .

$$T < T_P \quad C = 2,5 \dots \dots \dots [\text{Ecuación 63}]$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T_L} \right) \dots \dots \dots [\text{Ecuación 64}]$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \dots \dots \dots [\text{Ecuación 65}]$$

Entonces el espectro de pseudo-aceleraciones estará dado por la siguiente expresión

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \dots \dots \dots [Ecuación 66]$$

2.6. Definición de términos

Rótula plástica: En la ingeniería sísmica la rótula plástica es un tipo de energía que humedece el dispositivo permitiendo la rotación plástica (deformación) de una conexión.

Concreto: Mezcla de cemento portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Concreto preesforzado: Concreto al que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en el concreto causados por las cargas de servicio.

Concreto prefabricado: Elemento de concreto estructural construido en un lugar diferente de su ubicación final en la estructura.

Conexión: Región de la estructura donde se unen dos o más miembros. Una conexión también se refiere a una región donde se unen miembros en que uno o más son prefabricados.

Conexión dúctil: Conexión, entre uno o más elementos prefabricados, en la cual se presenta fluencia como consecuencia de los desplazamientos de diseño para sismo.

Conexión fuerte: Conexión, entre uno o más elementos prefabricados, que se mantiene elástica mientras que los miembros que se conectan presentan fluencia como consecuencia de los desplazamientos provocados por fenómenos sismo.

Deriva de piso de diseño: Diferencia relativa del desplazamiento lateral de diseño entre la parte superior e inferior de un piso, dividido por la altura del piso.

Ducto de postensado: Ducto, liso o corrugado, para colocar el acero preesforzado que se requiere para aplicar el postensado.

Durabilidad: Capacidad de una estructura o miembro estructural para resistir deterioro que perjudique el comportamiento o limite la duración de servicio de la estructura en el tipo de ambiente considerado en el diseño.

Luz: Distancia entre los apoyos.

Nudo: Parte de una estructura que es común a los miembros que se intersecan.

Postensado: Método de preesforzado en el cual el acero de preesforzado se tensiona después de que el concreto ha endurecido.

PRESSS(PREcast Seismic Structural System): Sistema estructural sísmico prefabricado.

Sistema estructural: Miembros estructurales interconectados diseñados para cumplir con un requisito de desempeño.

Tendón: En las aplicaciones de postensado, el tendón es el conjunto completo consistente en anclajes, acero preesforzado, y envoltura para aplicaciones no adheridas, o ductos inyectados con mortero para aplicaciones adheridas.

Viga: Miembro sometido principalmente a flexión y cortante, con o sin fuerza axial o de torsión. Las vigas en pórticos resistentes a momentos que forman parte del sistema resistente ante fuerzas laterales son miembros predominantemente horizontales.

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1. Tipo de la investigación

3.1.1. De acuerdo con la técnica de contrastación

Investigación exploratoria, porque al no existir una investigación previa realizada en la ciudad de Ilo respecto a la utilización de pórticos prefabricadas resistentes a momento con conexiones híbridas, se recurrirá a bibliografía realizada por otros autores, a nivel internacional y nacional con el fin de determinar la respuesta estructural visualizada en los desplazamientos horizontales.

Investigación descriptiva, porque se pretende describir las características de las variables estudiadas (movimientos sísmicos y desplazamientos horizontales) utilizando el prototipo con las conexiones híbridas.

3.2. Diseño de la investigación

Diseño transeccional correlacional-causal, estos diseños describen relaciones entre dos o más categorías, conceptos o variables en un momento determinado. A veces, únicamente en términos correlacionales, otras en función de la relación causa-efecto (causales) (Sampieri, Collado y Baptista, 2014).

Por tanto, los diseños correlacionales-causales pueden limitarse a establecer relaciones entre variables sin precisar sentido de causalidad o pretender analizar relaciones causales. Cuando se limitan a relaciones no causales, se fundamentan en planteamientos e hipótesis correlacionales; del mismo modo, cuando buscan evaluar vinculaciones causales, se basan en planteamientos e hipótesis causales (Sampieri et al, 2014).

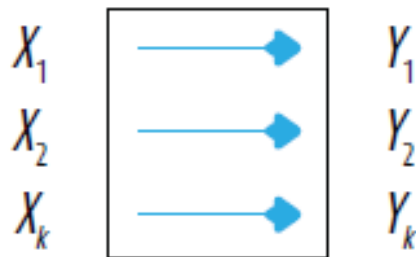


Figura 32. Relación causal entre variables

Fuente: Sampieri et al., 2014

3.3. Población

La población para el siguiente proyecto se consideró los datos obtenidos del plano arquitectónico, tales como las masas de cada nivel incluyendo el peso de los muros y las losas de cada uno. En base al cual se realizará el análisis sísmico y se obtendrá los momentos de diseño según las normatividades vigentes.

3.4. Técnicas de recolección de la información

Para el presente estudio fue: Los planos arquitectónicos, el Reglamento de Construcciones del Perú, internet, revistas científicas, como también normas internacionales, ponencias científicas, tesis de grado, libros referidos al diseño de construcciones prefabricadas y de diseño sismorresistente, de los cuales se extraerá información necesaria para el análisis del comportamiento de pórticos prefabricados con conexiones híbridas frente a un evento sísmico.

3.5. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Para el procesamiento y análisis de datos en la presente investigación, se utilizaron los siguientes softwares:

- ETABS 2016. Se utilizó para la modelación y análisis tridimensional del prototipo, obteniendo los momentos de diseño y las derivas de entrepiso tal y como se describe en el apéndice A.
- Mathcad Prime 5.0.0. Siendo un software capaz de realizar calculo numéricos complejos y muy versátil por proporcionar hojas de cálculo programables, se desarrolló un programa siguiendo los lineamientos que se revisaron, en el Capítulo II, inciso 2.4.2 referido a las pautas de diseño PRESSS(2002), dando como resultado el área del acero requerido para la sección híbrida y por consecuencia los desplazamientos horizontales y sus graficas respectivas, tal y como se indica en el apéndice B.
- Para la validación de la hipótesis, se realizó con la prueba t de Student, lo cual refiere de la siguiente manera: Es una prueba estadística para evaluar si dos grupos difieren entre sí de manera significativa respecto a sus medias en una variable (Sampieri et al., 2014). Realizándose esta respectiva validación en el software PTC Mathcad Prime 5.0.0.
- Microsoft Excel. Se utilizó como almacenamiento para los datos exportados del software ETABS, tales como derivas de entrepiso, desplazamientos horizontales y momentos de diseño.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Presentación de resultados

4.1.1. Momentos de diseño en el prototipo dirección X

Luego de analizar el prototipo en el software ETABS como un sistema monolítico, se obtuvo los momentos de diseño como se indica en el apéndice A.

Tabla 18

Momentos de diseño dirección X eje A

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
Quinto piso	1-A	4,19
	2-A	1,87
	2-A	3,97
	3-A	6,11
Cuarto piso	1-A	9,64
	2-A	7,19
	2-A	10,04
	3-A	12,48
Tercer piso	1-A	13,07
	2-A	11,66
	2-A	13,47
	3-A	13,47
	1-A	17,83

Tabla 18*Momentos de diseño dirección X eje A (continuación)*

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
Segundo piso	2-A	12,59
	2-A	14,26
	3-A	10,89
	2-A	12,59
Primer piso	1-A	18,06
	2-A	12,66
	2-A	14,57
	3-A	11,83

Momentos de diseño (ver apéndice A, figura A21. Envolvente de momentos eje A)

Tabla 19*Momentos de diseño dirección X eje B*

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
Quinto piso	1-B	4,73
	2-B	2,02
	2-B	4,43
	3-B	6,84
Cuarto piso	1-B	10,52
	2-B	7,69
	2-B	11,69
	3-B	14,09
Tercer piso	1-B	13,95
	2-B	12,40
	2-B	14,18
	3-B	18,03
Segundo piso	1-B	18,88
	2-B	12,79
	2-B	18,31

Tabla 19*Momentos de diseño dirección X eje B (continuación)*

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
Primer piso	3-B	20,45
	1-B	18,71
	2-B	17,75
	2-B	18,86
	3-B	19,82

Momentos de diseño obtenidos por el software ETABS (ver apéndice A, figura A22. Envolvente de momentos dirección X eje B).

Tabla 20*Momentos de diseño dirección X eje C*

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
Quinto piso	1-C	4,87
	2-C	2,10
	2-C	4,61
	3-C	7,00
Cuarto piso	1-C	10,91
	2-C	8,02
	2-C	12,06
	3-C	14,50
Tercer piso	1-C	13,95
	2-C	13,02
	2-C	14,18
	3-C	18,70
Segundo piso	1-C	19,86
	2-C	13,64
	2-C	19,06
	3-C	21,31

Tabla 20*Momentos de diseño dirección X eje C (continuación)*

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
Primer piso	1-C	19,75
	2-C	18,63
	2-C	19,62
	3-C	20,72

Momentos de diseño obtenidos por el software ETABS (ver apéndice A, figura A23. Envolvente de momentos dirección X eje C).

Tabla 21*Momentos de diseño dirección X eje D*

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
Quinto piso	1-D	4,61
	2-D	2,16
	2-D	4,49
	3-D	6,67
Cuarto piso	1-D	10,92
	2-D	8,30
	2-D	11,23
	3-D	13,79
Tercer piso	1-D	13,07
	2-D	13,66
	2-D	13,47
	3-D	18,29
Segundo piso	1-D	20,81
	2-D	17,91
	2-D	18,62
	3-D	21,14

Tabla 21*Momentos de diseño dirección X eje D (continuación)*

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
Primer piso	1-D	21,06
	2-D	19,25
	2-D	19,09
	3-D	20,80

Momentos de diseño obtenidos por el software ETABS (ver apéndice A, figura A24. Envolvente de momentos dirección X eje D).

4.1.2. Momentos de diseño en el prototipo dirección Y

Luego del análisis del prototipo en el software ETABS, como un sistema monolítico se obtuvo los momentos de diseño en los ejes uno, dos, tres respectivamente.

Tabla 22*Momentos de diseño dirección Y eje 1*

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
Quinto piso	A-1	5,26
	B-1	4,45
	B-1	5,38
	C-1	5,38
	C-1	4,45
	D-1	5,26
Cuarto piso	A-1	11,69
	B-1	11,04
	B-1	12,05
	C-1	12,05
	C-1	11,04
	D-1	11,69

Tabla 22*Momentos de diseño dirección Y eje 1 (continuación)*

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
Tercer piso	A-1	14,45
	B-1	14,45
	B-1	14,10
	C-1	14,10
	C-1	13,68
	D-1	13,68
Segundo piso	A-1	19,37
	B-1	18,48
	B-1	18,22
	C-1	18,22
	C-1	18,48
	D-1	19,37
Primer piso	A-1	19,62
	B-1	19,44
	B-1	18,18
	C-1	18,18
	C-1	19,44
	D-1	19,62

Momentos de diseño obtenidos por el software ETABS (ver apéndice A, figura A25. Envolvente de momentos dirección Y eje 1).

Tabla 23*Momentos de diseño dirección Y eje 2*

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
Quinto piso	A-2	6,02
	B-2	5,05
	B-2	6,03

Tabla 23*Momentos de diseño dirección Y eje 2 (continuación)*

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
	C-2	6,03
	C-2	5,05
	D-2	6,02
	A-2	13,91
	B-2	13,41
Cuarto piso	B-2	13,63
	C-2	13,62
	C-2	13,41
	D-2	13,91
	A-2	18,64
Tercer piso	B-2	17,82
	B-2	15,45
	C-2	15,45
	C-2	17,82
	D-2	18,65
Segundo piso	A-2	21,77
	B-2	10,58
	B-2	19,84
	C-2	19,84
	C-2	21,17
Primer piso	D-2	21,77
	A-2	21,76
	B-2	22,25
	B-2	19,88
	C-2	19,88
	C-2	22,25
	D-2	21,76

Momentos de diseño obtenidos por el software ETABS (ver apéndice A, figura A26. Envolvente de momentos dirección Y eje 2).

Tabla 24*Momentos de diseño dirección Y eje 3*

Nivel	Eje	Momento de diseño M_{dis} (tonf · m)
Quinto piso	A-3	5,69
	B-3	4,68
	B-3	5,71
	C-3	5,71
	C-3	4,68
	D-3	5,69
Cuarto piso	A-3	12,63
	B-3	11,92
	B-3	12,94
	C-3	12,94
	C-3	11,92
	D-3	12,63
Tercer piso	A-3	17,55
	B-3	17,55
	B-3	15,11
	C-3	15,11
	C-3	14,76
	D-3	17,54
Segundo piso	A-3	20,84
	B-3	19,93
	B-3	19,53
	C-3	19,53
	C-3	19,93
	D-3	20,84
Primer piso	A-3	21,02
	B-3	20,98
	B-3	19,49
	C-3	19,49
	C-3	20,98
	D-3	21,02

Momentos de diseño obtenidos por el software ETABS (ver apéndice A, figura A27. Envolvente de momentos dirección Y eje 3).

4.1.3. Análisis de la sección híbrida

Después de utilizar el programa elaborado con el software PTC Mathcad Prime 5.0.0, tomando en cuenta el procedimiento PRESSS descrito en el capítulo II se obtuvo los siguientes datos para la conexión híbrida en la dirección X e Y.

4.1.3.1. Áreas de acero y momentos de la sección híbrida dirección X.

Tabla 25

Resultados para la sección híbrida, dirección X eje A

Nivel	Eje	\emptyset	Área del tendón postensado A_{pt} (cm^2)	Área del acero dulce A_s (cm^2)	Momento capacidad M_{cap} ($tonf \cdot m$)
Quinto piso	1-A	0,55	0,83	0,52	4,22
	2-A		0,37	0,23	1,88
	2-A		0,79	0,50	3,99
	3-A		1,22	0,76	6,12
Cuarto piso	1-A	0,55	1,92	1,19	9,65
	2-A		1,43	0,89	7,2
	2-A		2,02	1,24	10,05
	3-A		2,51	1,55	12,5
Tercer piso	1-A	0,55	2,6	1,62	13,07
	2-A		2,31	1,44	11,67
	2-A		2,7	1,67	13,48
	3-A		2,7	1,67	13,49
Segundo piso	1-A	0,55	3,58	2,21	17,85
	2-A		2,49	1,56	12,61
	2-A		2,86	1,77	14,28
	3-A		2,16	1,35	10,9
	1-A	0,55	3,66	2,24	18,08

Tabla 25*Resultados para la sección híbrida, dirección X eje A (continuación)*

Nivel	Eje	\emptyset	Área del tendón postensado A_{pt} (cm^2)	Área del acero dulce A_s (cm^2)	Momento capacidad M_{cap} ($tonf \cdot m$)
Primer piso	2-A		2,52	1,57	12,68
	2-A		2,94	1,81	14,6
	3-A		2,37	1,46	11,85

Resultados finales para la sección híbrida realizados en el programa PTC Mathcad Prime 5.0.0 (ver apéndice B, figura B13, figura B14, figura B15, figura B16).

Tabla 26*Resultados para la sección híbrida, dirección X eje B*

Nivel	Eje	\emptyset	Área del tendón postensado A_{pt} (cm^2)	Área del acero dulce A_s (cm^2)	Momento capacidad M_{cap} ($tonf \cdot m$)
Quinto piso	1-B		0,94	0,60	4,74
	2-B	0,55	0,40	0,26	2,03
	2-B		0,88	0,57	4,45
	3-B		1,37	0,87	6,85
Cuarto piso	1-B		2,1	1,34	10,54
	2-B	0,55	1,53	0,97	7,71
	2-B		2,35	1,49	11,71
	3-B		2,85	1,79	14,1
Tercer piso	1-B		2,79	1,77	13,96
	2-B	0,55	2,47	1,57	12,41
	2-B		2,86	1,8	14,19
	3-B		3,66	2,29	18,03
Segundo piso	1-B		3,8	2,41	18,89
	2-B	0,55	2,53	1,63	12,82
	2-B		3,71	2,33	18,32
	3-B		4,17	2,61	20,47

Tabla 26*Resultados para la sección híbrida, dirección X eje B (continuación)*

Nivel	Eje	\emptyset	Área del tendón postensado A_{pt} (cm^2)	Área del acero dulce A_s (cm^2)	Momento capacidad M_{cap} ($tonf \cdot m$)
Primer piso	1-B	0,55	3,79	2,38	18,73
	2-B		3,58	2,26	17,76
	2-B		3,85	2,4	18,87
	3-B		4,06	2,52	19,83

Resultados finales para la sección híbrida realizados en el programa PTC Mathcad

Prime 5.0.0 (ver apéndice B, figura B24, figura B25, figura B26, figura B27).

Tabla 27*Resultados para la sección híbrida, dirección X eje C*

Nivel	Eje	\emptyset	Área del tendón postensado A_{pt} (cm^2)	Área del acero dulce A_s (cm^2)	Momento capacidad M_{cap} ($tonf \cdot m$)
Quinto piso	1-C	0,55	0,96	0,6	4,86
	2-C		0,42	0,26	2,12
	2-C		0,92	0,57	4,64
	3-C		1,41	0,86	7,01
Cuarto piso	1-C	0,55	2,18	1,35	10,92
	2-C		1,59	1	8,03
	2-C		2,43	1,49	12,07
	3-C		2,94	1,8	14,51
Tercer piso	1-C	0,55	2,79	1,73	13,96
	2-C		2,59	1,62	13,03
	2-C		2,86	1,76	14,19
	3-C		3,81	2,32	18,71
Segundo piso	1-C	0,55	4,01	2,47	19,87
	2-C		2,7	1,69	13,65

Tabla 27*Resultados para la sección híbrida, dirección X eje C (continuación)*

Nivel	Eje	\emptyset	Área del tendón postensado A_{pt} (cm^2)	Área del acero dulce A_s (cm^2)	Momento capacidad M_{cap} ($tonf \cdot m$)
Primer piso	2-C	0.55	3,87	2,37	19,08
	3-C		4,35	2,65	21,33
	1-C		4,01	2,45	19,76
	2-C		3,77	2,31	18,64
	2-C		4,01	2,44	19,63
	3-C		4,25	2,57	20,72

Resultados finales para la sección híbrida realizados en el programa PTC Mathcad Prime 5.0.0 (ver apéndice B, figura B24, figura B25, figura B26, figura B27).

Tabla 28*Resultados para la sección híbrida, dirección X eje D*

Nivel	Eje	\emptyset	Área del tendón postensado A_{pt} (cm^2)	Área del acero dulce A_s (cm^2)	Momento capacidad M_{cap} ($tonf \cdot m$)
Quinto piso	1-D	0,55	0,914	0,574	4,62
	2-D		0,43	0,27	2,18
	2-D		0,9	0,56	4,51
	3-D		1,34	0,82	6,68
Cuarto piso	1-D	0,55	2,18	1,35	10,94
	2-D		1,65	1,03	8,32
	2-D		2,26	1,39	11,25
	3-D		2,79	1,71	13,81
Tercer piso	1-D	0,55	2,6	1,62	13,07
	2-D		2,72	1,69	13,68
	2-D		2,7	1,67	13,48
	3-D		3,72	2,27	18,31

Tabla 28*Resultados para la sección híbrida, dirección X eje D (continuación)*

Nivel	Eje	\emptyset	Área del tendón postensado A_{pt} (cm^2)	Área del acero dulce A_s (cm^2)	Momento capacidad M_{cap} ($tonf \cdot m$)
Segundo piso	1-D	0,55	4,21	2,58	20,81
	2-D		3,59	2,22	17,93
	2-D		3,78	2,31	18,63
	3-D		4,31	2,63	21,15
Primer piso	1-D	0,55	4,29	2,62	21,08
	2-D		3,9	2,39	19,27
	2-D		3,897	2,37	19,11
	3-D		4,26	2,59	20,82

Resultados finales para la sección híbrida realizados en el programa PTC Mathcad Prime 5.0.0 (ver apéndice B, figura B44, figura B45, figura B46, figura B47).

4.1.3.2. Áreas de acero y momentos de la sección híbrida dirección Y.

Tabla 29*Resultados para la sección híbrida, dirección Y eje I*

Nivel	Eje	\emptyset	Área del tendón postensado A_{pt} (cm^2)	Área del acero dulce A_s (cm^2)	Momento capacidad M_{cap} ($tonf \cdot m$)
Quinto piso	A-1	0,55	1,05	0,65	5,27
	B-1		0,89	0,55	4,46
	B-1		1,08	0,67	5,4
	C-1		1,08	0,67	5,4
	C-1		0,89	0,55	4,46
	D-1		1,05	0,65	5,28
Cuarto piso	A-1	0,55	2,36	1,45	11,7
	B-1		2,22	1,37	11,05
	B-1		2,44	1,49	12,06

Tabla 29*Resultados para la sección híbrida, dirección Y eje 1 (continuación)*

Nivel	Eje	\emptyset	Área del tendón postensado A_{pt} (cm^2)	Área del acero dulce A_s (cm^2)	Momento capacidad M_{cap} ($tonf \cdot m$)
Tercer piso	C-1	0,55	2,44	1,49	12,07
	C-1		2,22	1,37	11,05
	D-1		2,36	1,45	11,71
	A-1		2,92	1,8	14,47
	B-1		2,92	1,79	14,45
	B-1		2,85	1,75	14,11
	C-1		2,85	1,75	14,12
	C-1		2,76	1,69	13,7
	D-1		2,75	1,69	13,69
	A-1		3,96	2,41	19,39
Segundo piso	B-1	0,55	3,77	2,29	18,5
	B-1		3,71	2,26	18,24
	C-1		2,7	2,26	18,23
	C-1		3,76	2,29	18,5
	D-1		3,95	2,41	19,39
	A-1		4,03	2,44	19,63
	B-1		3,99	2,42	19,45
	B-1		3,72	2,26	18,2
Primer piso	C-1	0,55	3,72	2,26	18,2
	C-1		3,99	2,42	19,46
	C-1		3,99	2,42	19,46
	D-1		4,02	2,44	19,62

Resultados finales para la sección híbrida realizados en el programa PTC Mathcad Prime 5.0.0 (ver apéndice B, figura B63, figura B64, figura B65, figura B66, figura B67).

Tabla 30*Resultados para la sección híbrida, dirección Y eje 2*

Nivel	Eje	\emptyset	Área del tendón postensado A_{pt} (cm^2)	Área del acero dulce A_s (cm^2)	Momento capacidad M_{cap} ($tonf \cdot m$)
Quinto piso	A-3	0.55	1,14	0,7	5,7
	B-3		0,93	0,58	4,69
	C-3		1,14	0,71	5,72
	C-3		0,93	0,58	4,70
	D-3		1,13	0,70	5,69
Cuarto piso	A-3	0.55	2,55	1,57	12,64
	B-3		2,41	1,48	11,93
	C-3		2,61	1,61	12,94
	C-3		2,41	1,48	11,94
	D-3		2,55	1,57	12,64
Tercer piso	A-3	0.55	3,58	2,18	17,55
	B-3		3,57	2,18	17,55
	B-3		3,05	1,88	15,12
	C-3		3,05	1,88	15,12
	C-3		2,97	1,83	14,78
Segundo piso	D-3	0.55	3,56	2,17	17,55
	A-3		4,28	2,59	20,84
	B-3		4,07	2,48	19,94
	B-3		3,99	2,43	19,54
	C-3		3,98	2,43	19,54
Primer piso	C-3	0.55	4,07	2,48	19,93
	D-3		4,26	2,59	20,85
	A-3		4,33	2,61	21,03
	B-3		4,32	2,61	20,99
	B-3		4,00	2,42	19,50
Primer piso	C-3	0.55	4,00	2,42	19,51
	C-3		4,32	2,61	21,00
	D-3		4,32	2,61	21,04

Tabla 31*Resultados para la sección híbrida, dirección Y eje 3*

Nivel	Eje	\emptyset	Área del tendón postensado A_{pt} (cm^2)	Área del acero dulce A_s (cm^2)	Momento capacidad M_{cap} ($tonf \cdot m$)
Quinto piso	A-3	0.55	1,14	0,7	5,7
	B-3		0,93	0,58	4,69
	C-3		1,14	0,71	5,72
	C-3		0,93	0,58	4,7
	D-3		1,13	0,7	5,69
Cuarto piso	A-3	0.55	2,55	1,57	12,64
	B-3		2,62	1,61	12,95
	C-3		2,61	1,61	12,94
	C-3		2,41	1,48	11,94
	D-3		2,55	1,57	12,64
Tercer piso	A-3	0.55	3,58	2,18	17,55
	B-3		3,05	1,88	15,12
	C-3		3,05	1,88	15,12
	C-3		2,979	1,833	14,78
	D-3		3,563	2,178	17,55
Segundo piso	A-3	0.55	4,28	2,59	20,84
	B-3		3,99	2,43	19,54
	C-3		3,98	2,43	19,54
	C-3		4,07	2,48	19,93
	D-3		4,26	2,59	20,85
Primer piso	A-3	0.55	4,33	2,61	21,03
	B-3		4,00	2,42	19,5
	C-3		4,00	2,42	19,51
	C-3		4,32	2,61	21,00
	D-3		4,32	2,61	21,04

Resultados finales para la sección híbrida realizados en PTC Mathcad Prime 5.0.0

(ver apéndice B, figura B73, figura B74, figura B75, figura B76, figura B77).

4.1.4. Desplazamientos y derivas del pórtico híbrido

Utilizando la ecuación 55 del Capítulo II, inciso 2.4.2, se calculó, las derivas de entrepiso desplazamientos generados por el edificio prototipo.

4.1.4.1. Desplazamientos horizontales dirección X.

Tabla 32

Desplazamientos horizontales dirección X eje A

Nivel	Altura (m)	1-A	2-A	2-A'	3-A
Quinto piso	15	0,099	0,093	0,095	0,098
Cuarto piso	12	0,091	0,086	0,088	0,089
Tercer piso	9	0,074	0,071	0,071	0,070
Segundo piso	6	0,051	0,048	0,048	0,047
Primer piso	3	0,023	0,021	0,021	0,021

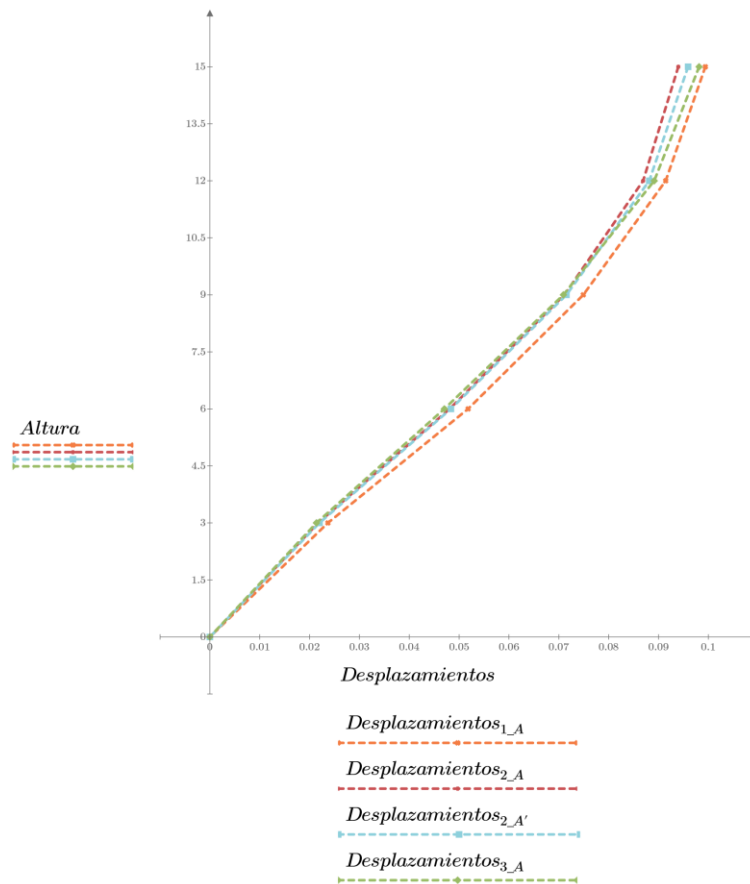


Figura 33. Desplazamientos horizontales dirección X eje A

Desplazamientos horizontales de la conexión híbrida con procedimiento PRESS.

Tabla 33

Distorsiones de entrepiso dirección X eje A

Nivel	Altura (m)	1-A	2-A	2-A'	3-A
Quinto piso	15	0,003	0,002	0,002	0,003
Cuarto piso	12	0,006	0,005	0,005	0,006
Tercer piso	9	0,008	0,008	0,008	0,008
Segundo piso	6	0,009	0,008	0,009	0,009
Primer piso	3	0,008	0,007	0,007	0,007

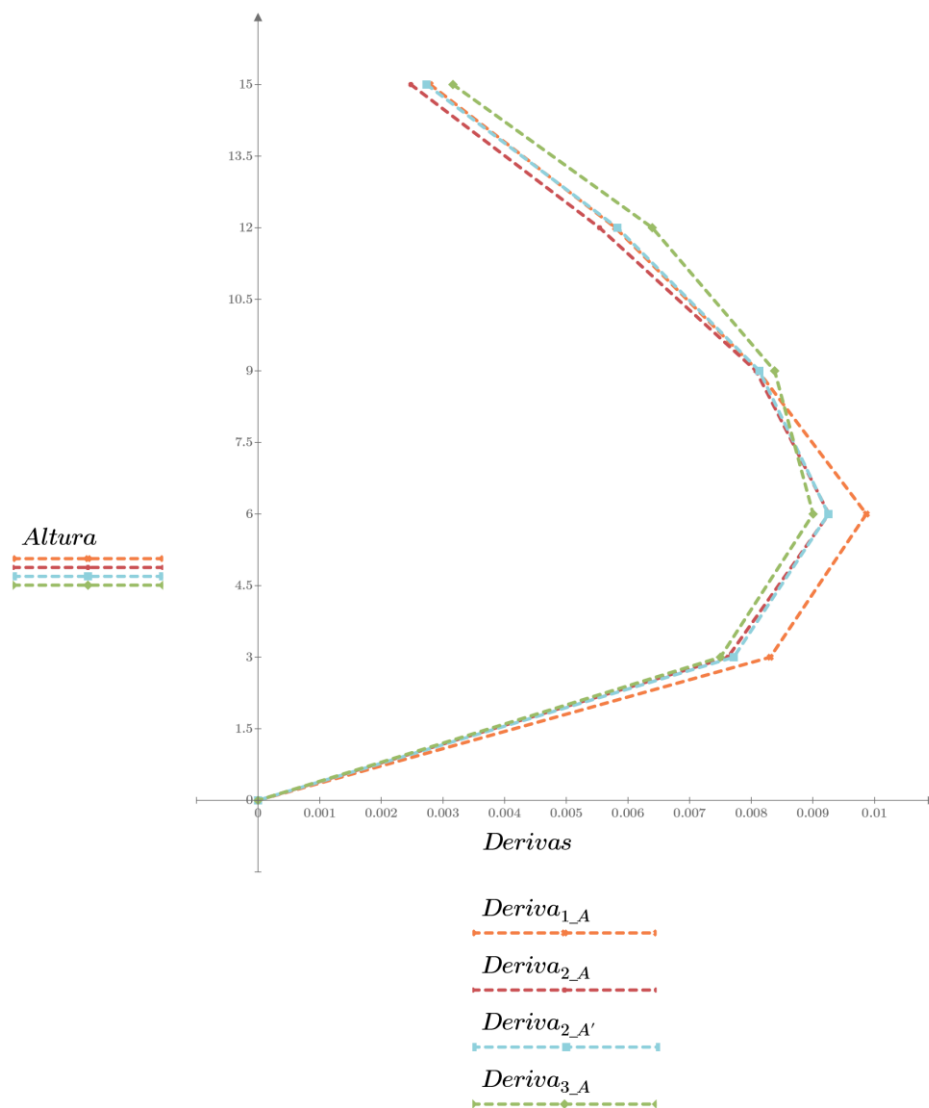


Figura 34. Distorsiones de entrepiso dirección X eje A

Distorsiones de entrepiso de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección X eje A.

Tabla 34

Desplazamientos horizontales dirección X eje B

Nivel	Altura (m)	1-B	2-B	2-B'	3-B
Quinto piso	15	0,101	0,097	0,101	0,109
Cuarto piso	12	0,093	0,090	0,093	0,100
Tercer piso	9	0,076	0,074	0,076	0,081
Segundo piso	6	0,053	0,051	0,052	0,055
Primer piso	3	0,024	0,024	0,024	0,025

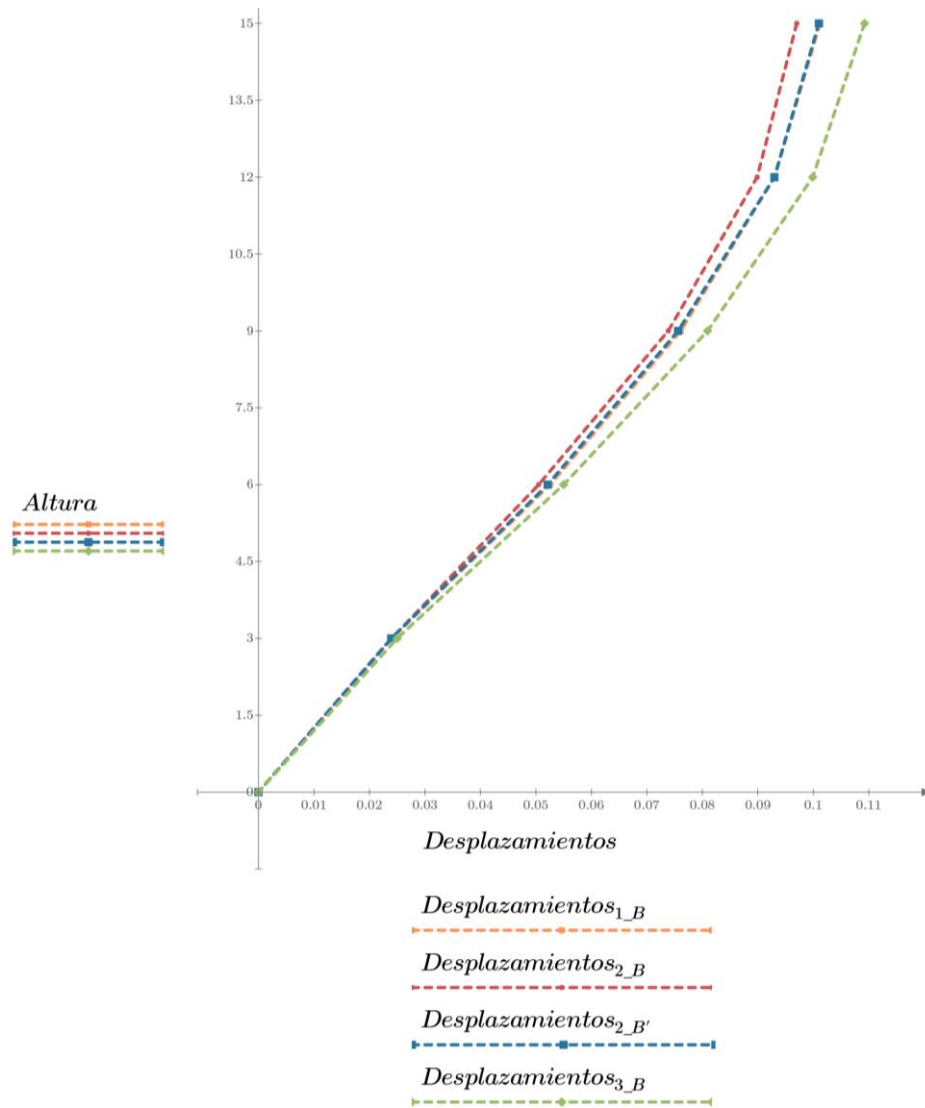


Figura 35. Desplazamientos horizontales dirección X eje B

Desplazamientos horizontales de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección X eje B.

Tabla 35

Distorsiones de entrepiso dirección X eje B

Nivel	Altura (m)	1-B	2-B	2-B'	3-B
Quinto piso	15	0,003	0,002	0,003	0,003
Cuarto piso	12	0,006	0,005	0,006	0,006
Tercer piso	9	0,008	0,008	0,008	0,009
Segundo piso	6	0,010	0,009	0,009	0,010
Primer piso	3	0,008	0,008	0,008	0,008

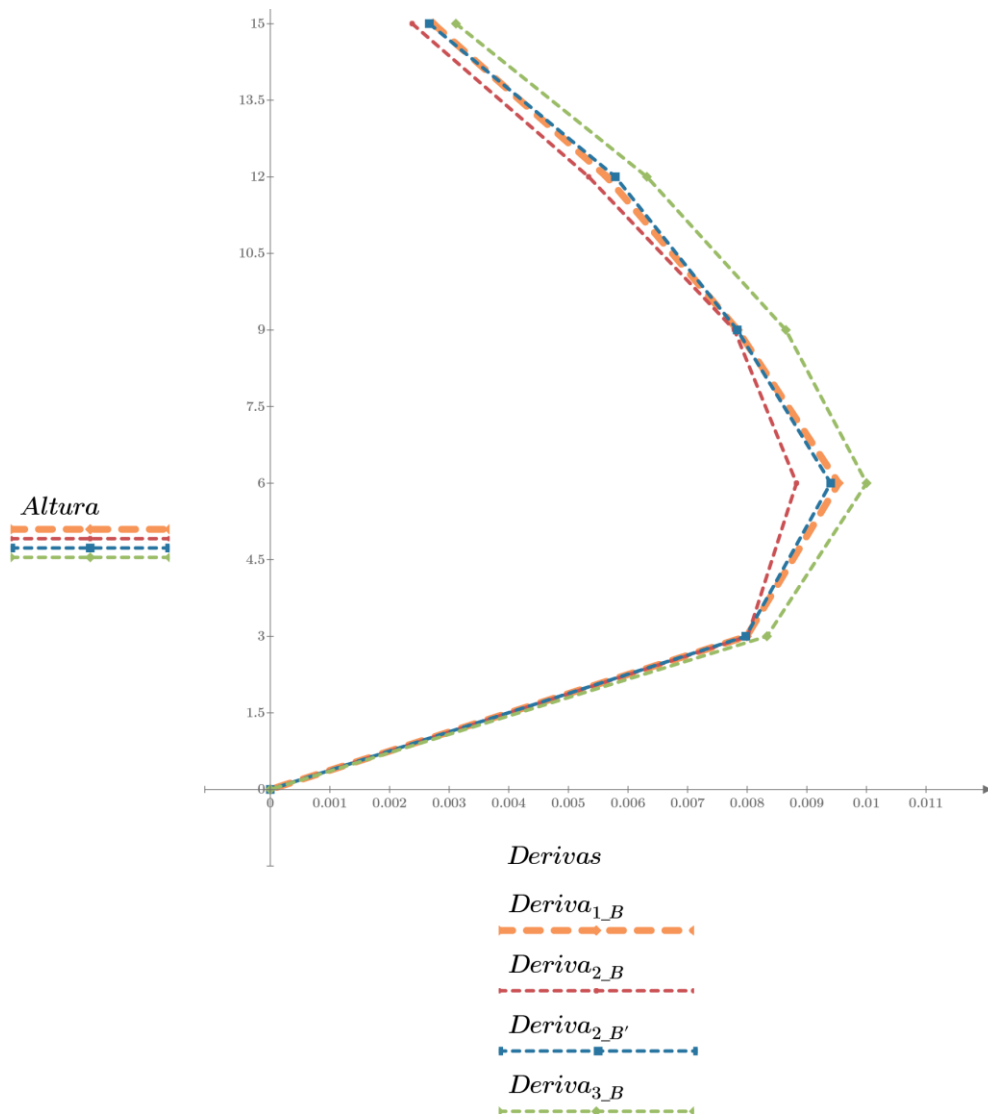


Figura 36. Distorsiones de entrepiso dirección X eje B

Distorsiones de entrepiso de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección X eje B.

Tabla 36

Desplazamientos horizontales dirección X eje C

Nivel	Altura (m)	1-C	2-C	2-C'	3-C
Quinto piso	15	0,102	0,098	0,102	0,106
Cuarto piso	12	0,094	0,091	0,094	0,101
Tercer piso	9	0,077	0,075	0,076	0,082
Segundo piso	6	0,053	0,051	0,053	0,056
Primer piso	3	0,024	0,024	0,024	0,025

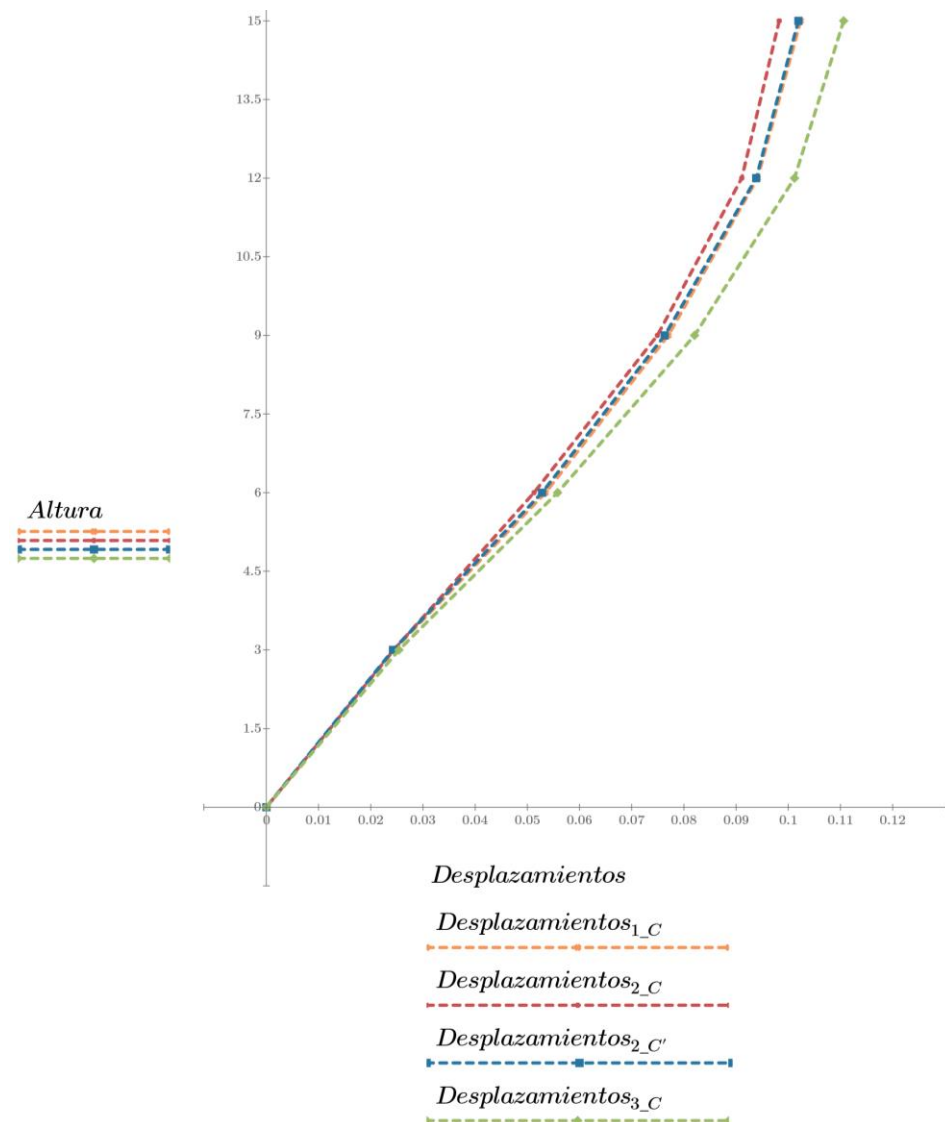


Figura 37. Desplazamientos horizontales dirección X eje C

Desplazamientos horizontales de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección X eje C.

Tabla 37

Distorsiones de entrepiso dirección X eje C

Nivel	Altura (m)	1-C	2-C	2-C'	3-C
Quinto piso	15	0,003	0,002	0,003	0,003
Cuarto piso	12	0,006	0,005	0,006	0,006
Tercer piso	9	0,008	0,008	0,008	0,009
Segundo piso	6	0,010	0,009	0,010	0,010
Primer piso	3	0,008	0,008	0,008	0,008

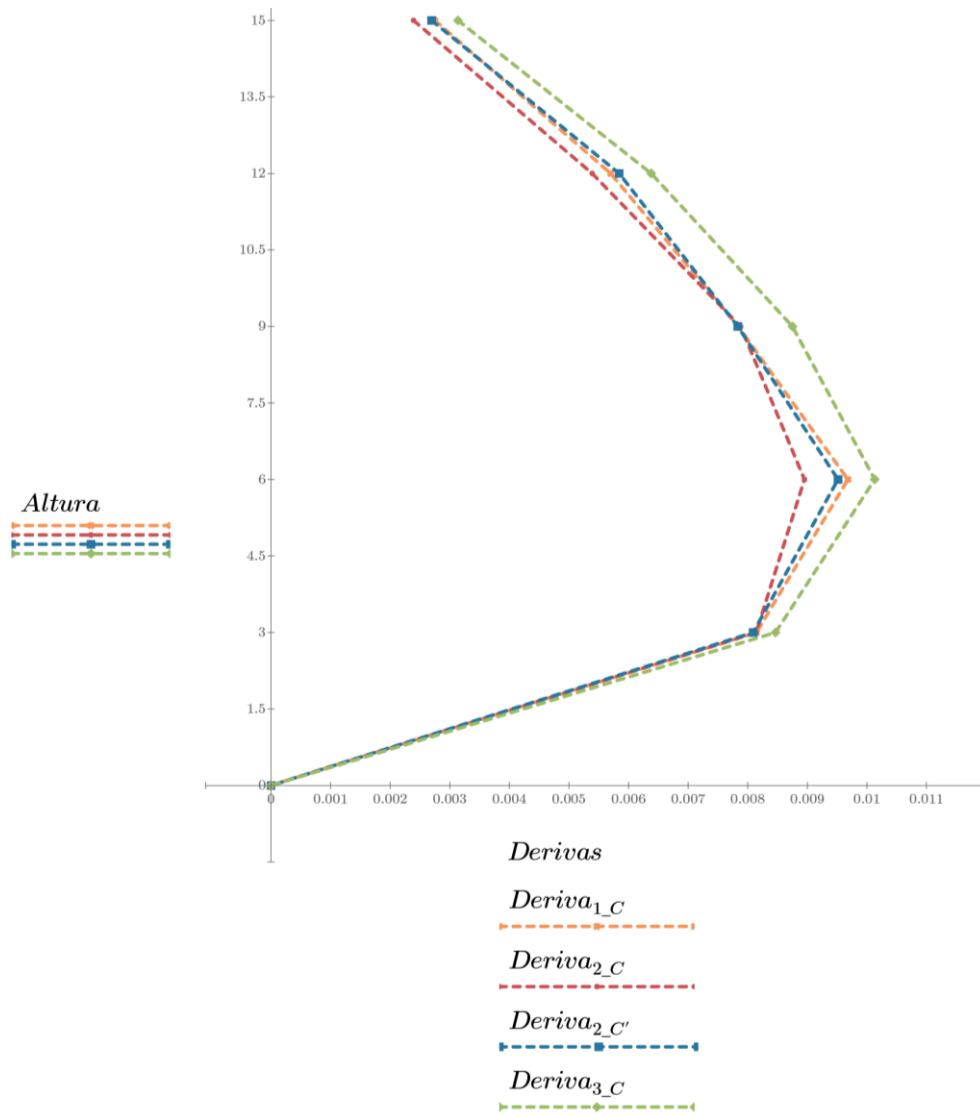


Figura 38. Distorsiones de entrepiso dirección X eje C

Distorsiones de entrepiso de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección X eje C.

Tabla 38

Desplazamientos horizontales dirección X eje D

Nivel	Altura (m)	1-D	2-D	2-D'	3-D
Quinto piso	15	0,103	0,101	0,101	0,110
Cuarto piso	12	0,095	0,094	0,093	0,101
Tercer piso	9	0,078	0,077	0,076	0,082
Segundo piso	6	0,055	0,054	0,052	0,056
Primer piso	3	0,025	0,025	0,024	0,025

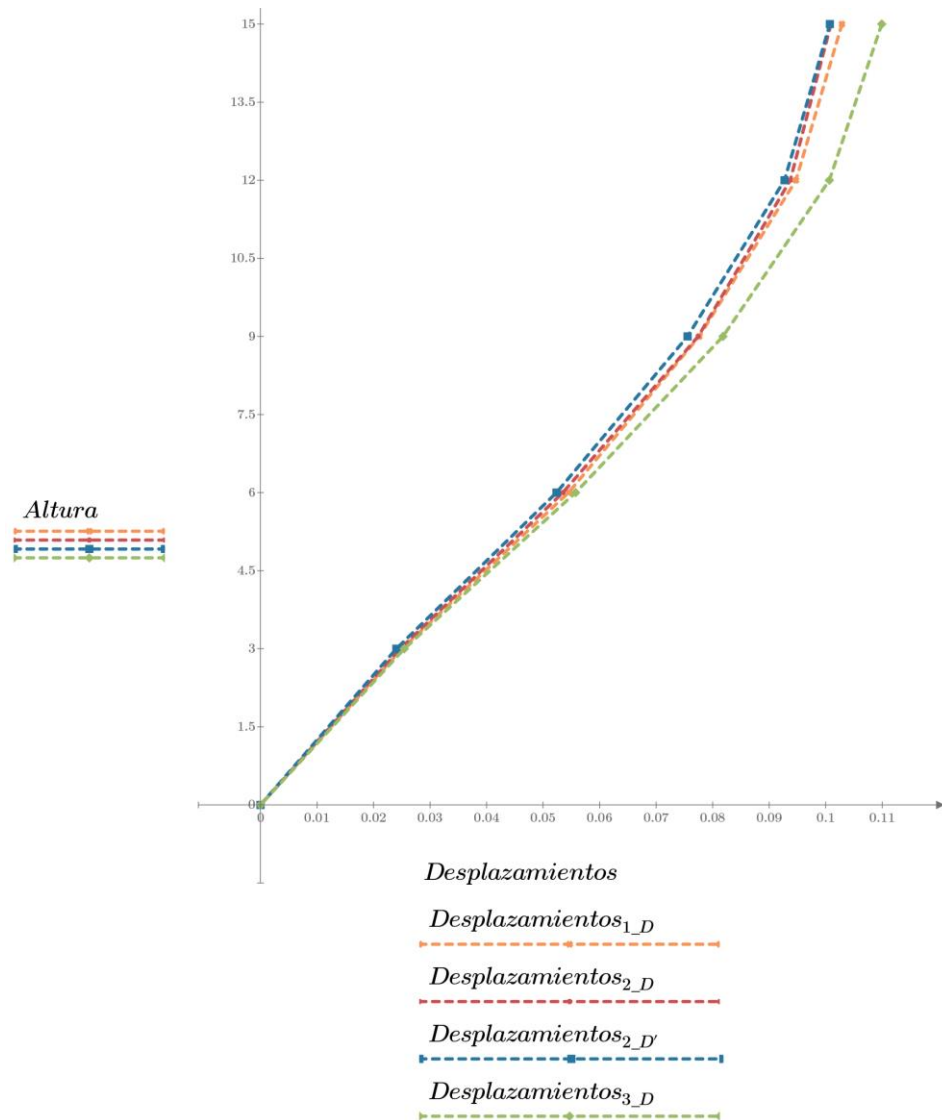


Figura 39. Desplazamientos horizontales dirección X eje D

Desplazamientos horizontales de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección X eje D.

Tabla 39

Distorsiones de entrepiso dirección X eje D

Nivel	Altura (m)	1-D	2-D	2-D'	3-D
Quinto piso	15	0,003	0,002	0,003	0,003
Cuarto piso	12	0,006	0,005	0,006	0,006
Tercer piso	9	0,008	0,008	0,008	0,009
Segundo piso	6	0,010	0,010	0,009	0,010
Primer piso	3	0,008	0,008	0,008	0,008

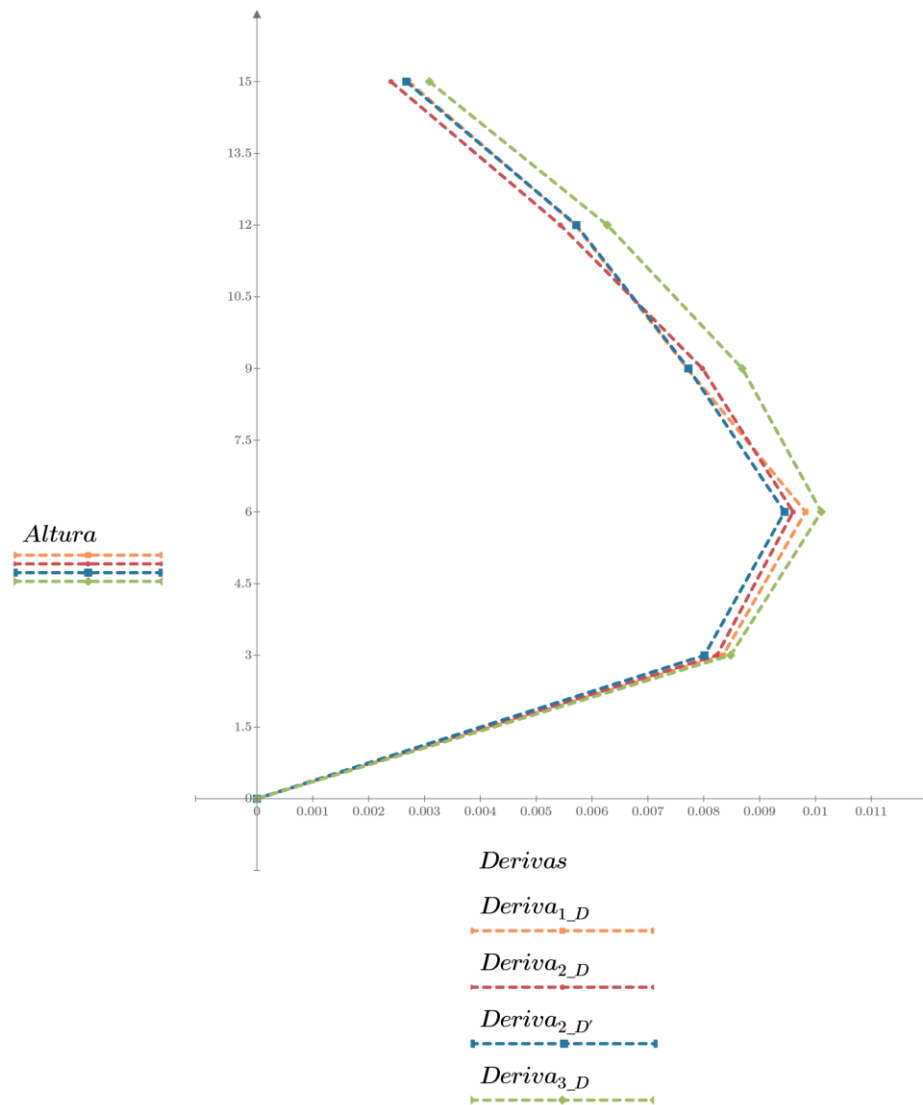


Figura 40. Distorsiones de entrepiso dirección X eje D

Distorsiones de entrepiso de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección X eje D.

4.1.4.2. Desplazamientos horizontales y derivas dirección Y.

Tabla 40

Desplazamientos horizontales dirección Y eje 1

Nivel	Altura (m)	A-1	B-1	B-1'	C-1	C-1'	D-1
Quinto piso	15	0,088	0,091	0,091	0,093	0,092	0,097
Cuarto piso	12	0,081	0,083	0,083	0,084	0,084	0,088
Tercer piso	9	0,065	0,068	0,067	0,068	0,068	0,071
Segundo piso	6	0,045	0,046	0,046	0,048	0,048	0,050
Primer piso	3	0,021	0,021	0,021	0,022	0,022	0,023

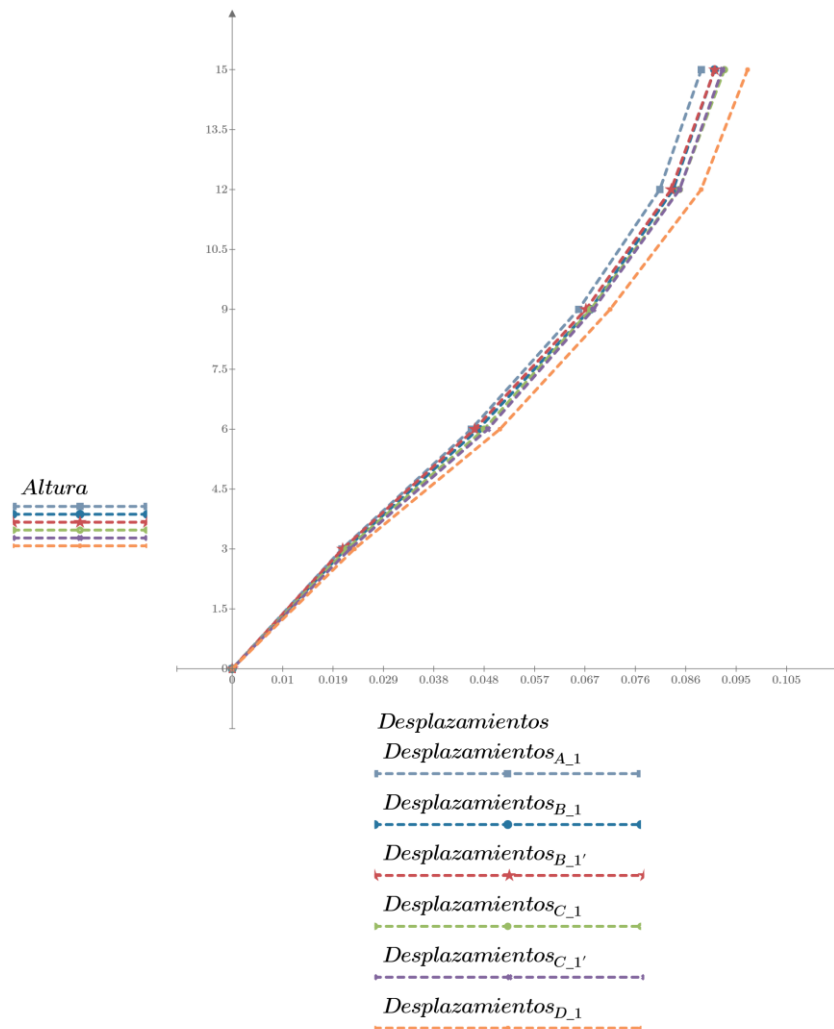


Figura 41. Desplazamientos horizontales dirección Y eje 1

Desplazamientos horizontales de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección Y eje 1.

Tabla 41

Distorsiones de entrepiso dirección Y eje 1

Nivel	Altura (m)	A-1	B-1	B-1''	C-1	C-1'	D-1
Quinto piso	15	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
Cuarto piso	12	0,005	0,005	0,005	0,006	0,005	0,006
Tercer piso	9	0,007	0,007	0,007	0,007	0,007	0,007
Segundo piso	6	0,008	0,008	0,008	0,009	0,009	0,009
Primer piso	3	0,007	0,007	0,007	0,007	0,007	0,008

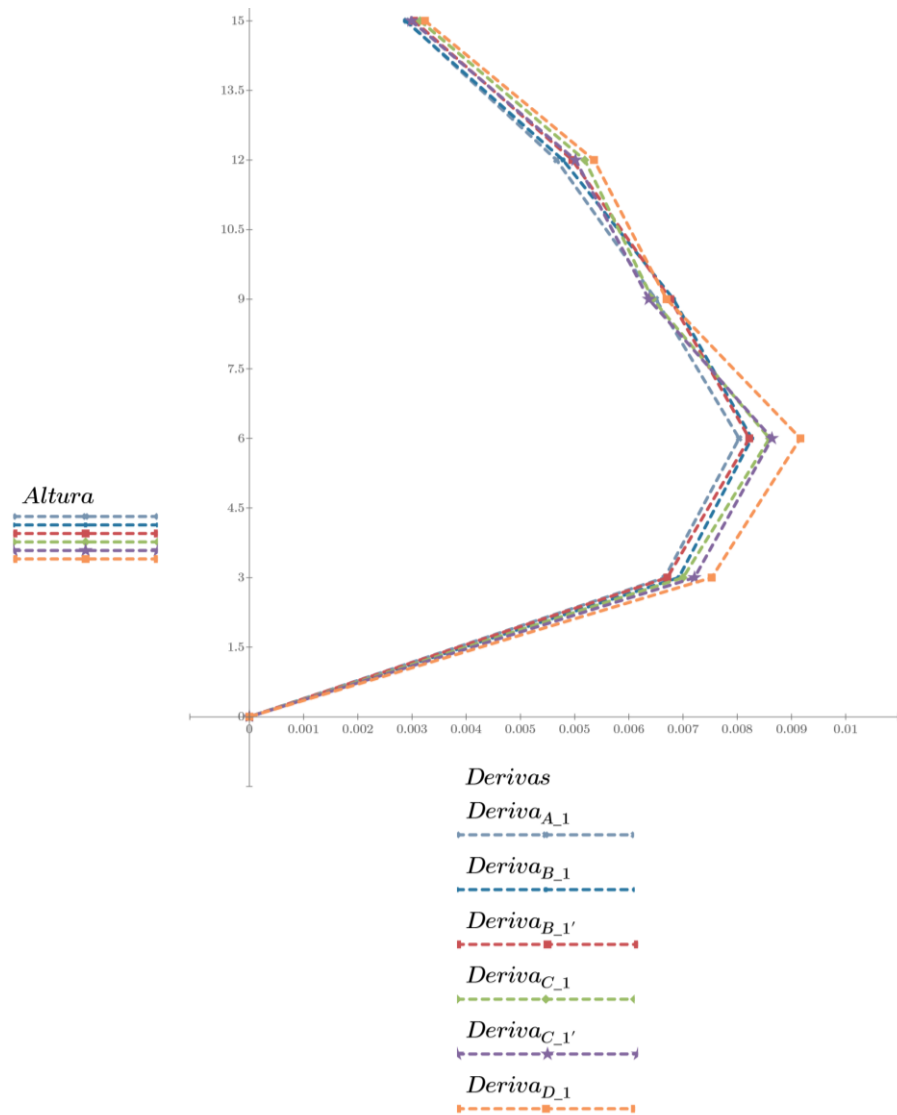


Figura 42. Distorsiones de entrepiso dirección Y eje 1

Distorsiones de entrepiso de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección Y eje 1.

Tabla 42

Desplazamientos horizontales dirección Y eje 2

Nivel	Altura (m)	A-2	B-2	B-2'	C-2	C-2'	D-2
Quinto piso	15	0,094	0,096	0,094	0,098	0,100	0,104
Cuarto piso	12	0,086	0,088	0,086	0,089	0,092	0,095
Tercer piso	9	0,069	0,072	0,069	0,071	0,074	0,076
Segundo piso	6	0,047	0,049	0,047	0,049	0,051	0,053
Primer piso	3	0,022	0,023	0,022	0,022	0,023	0,024

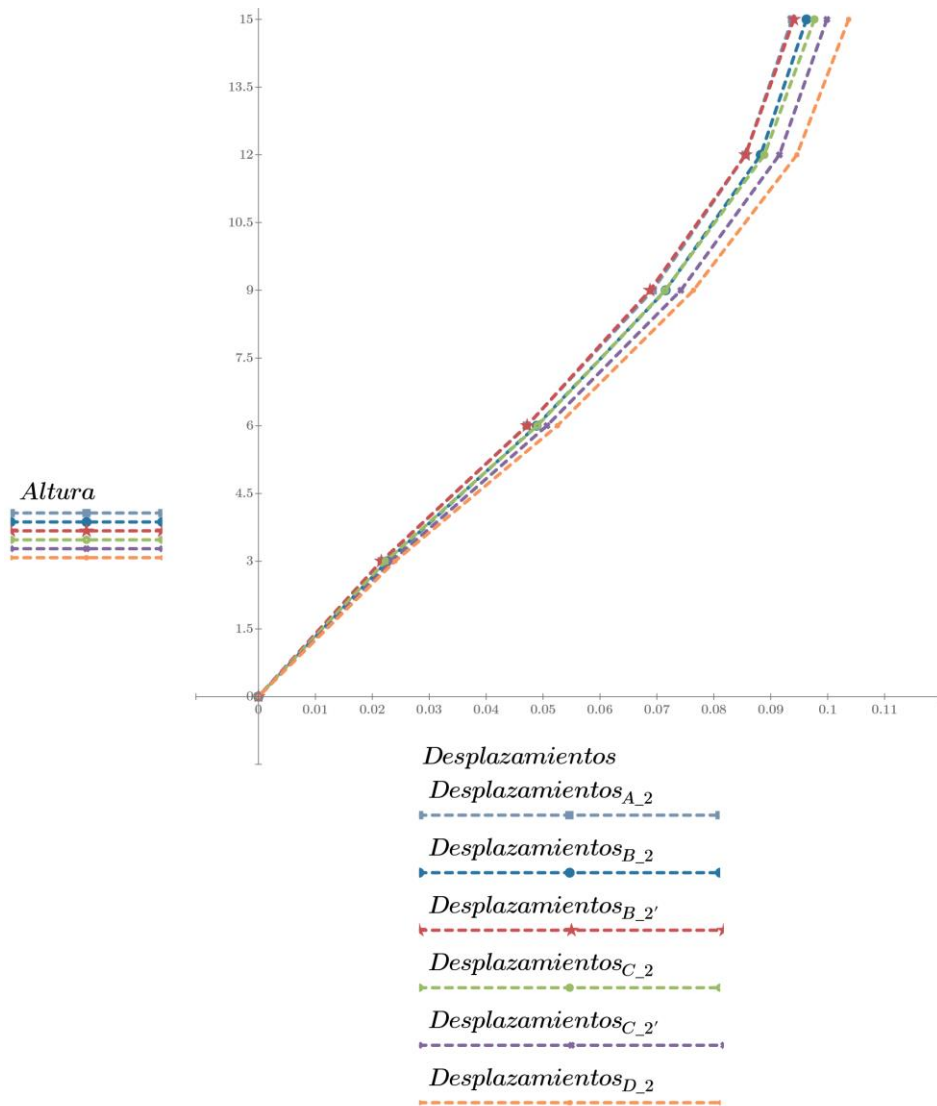


Figura 43. Desplazamientos horizontales dirección Y eje 2

Desplazamientos horizontales de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección Y eje 1.

Tabla 43

Distorsiones de entrepiso dirección Y eje 2

Nivel	Altura (m)	A-2	B-2	B-2'	C-2	C-2'	D-2
Quinto piso	15	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
Cuarto piso	12	0,005	0,006	0,006	0,006	0,006	0,006
Tercer piso	9	0,007	0,008	0,007	0,006	0,008	0,008
Segundo piso	6	0,008	0,009	0,009	0,009	0,009	0,010
Primer piso	3	0,007	0,008	0,007	0,007	0,008	0,008

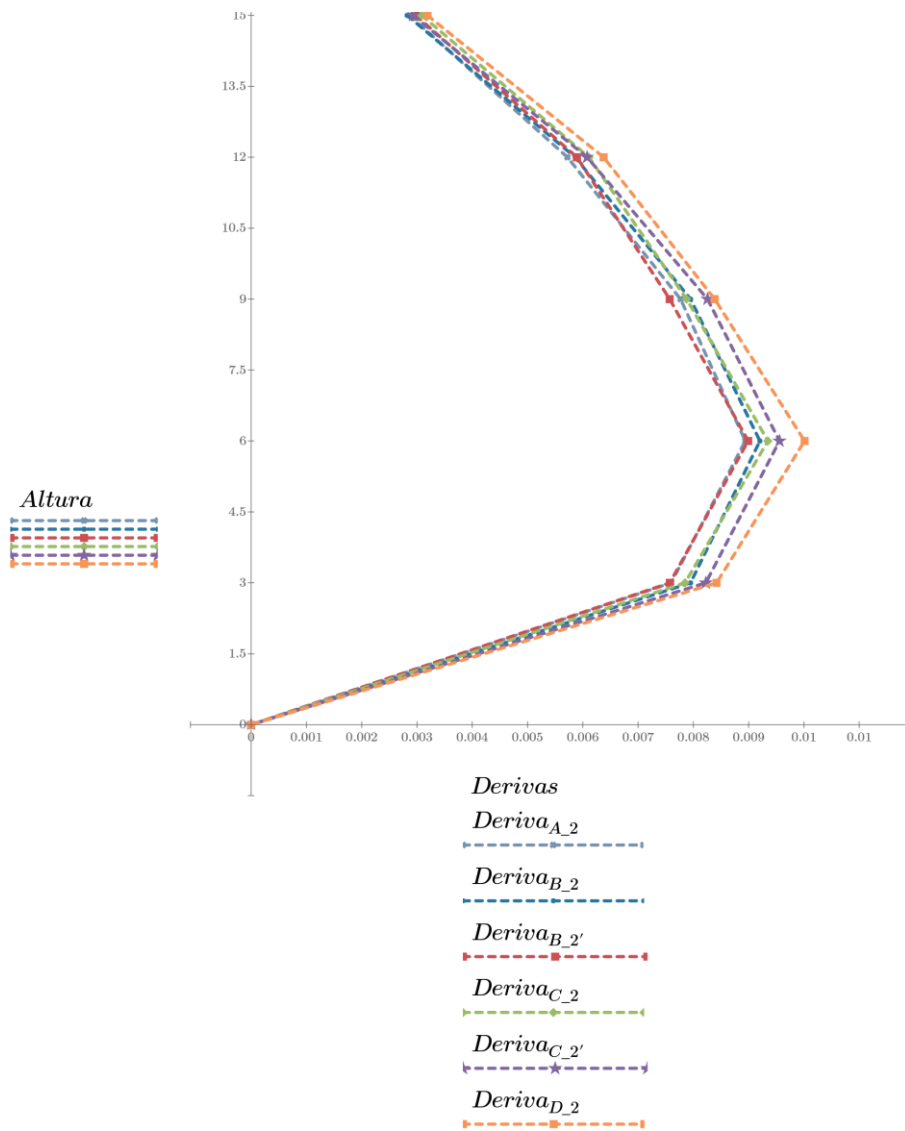


Figura 44. Distorsiones de entrepiso dirección Y eje 2

Distorsiones de entrepiso de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección Y eje 2.

Tabla 44

Desplazamientos horizontales dirección Y eje 3

Nivel	Altura (m)	A-3	B-3	B-3'	C-3	C-3'	D-3
Quinto piso	15	0,092	0,094	0,093	0,098	0,010	0,103
Cuarto piso	12	0,084	0,086	0,085	0,090	0,089	0,094
Tercer piso	9	0,068	0,070	0,068	0,072	0,073	0,076
Segundo piso	6	0,046	0,048	0,047	0,049	0,050	0,052
Primer piso	3	0,021	0,022	0,021	0,022	0,002	0,024

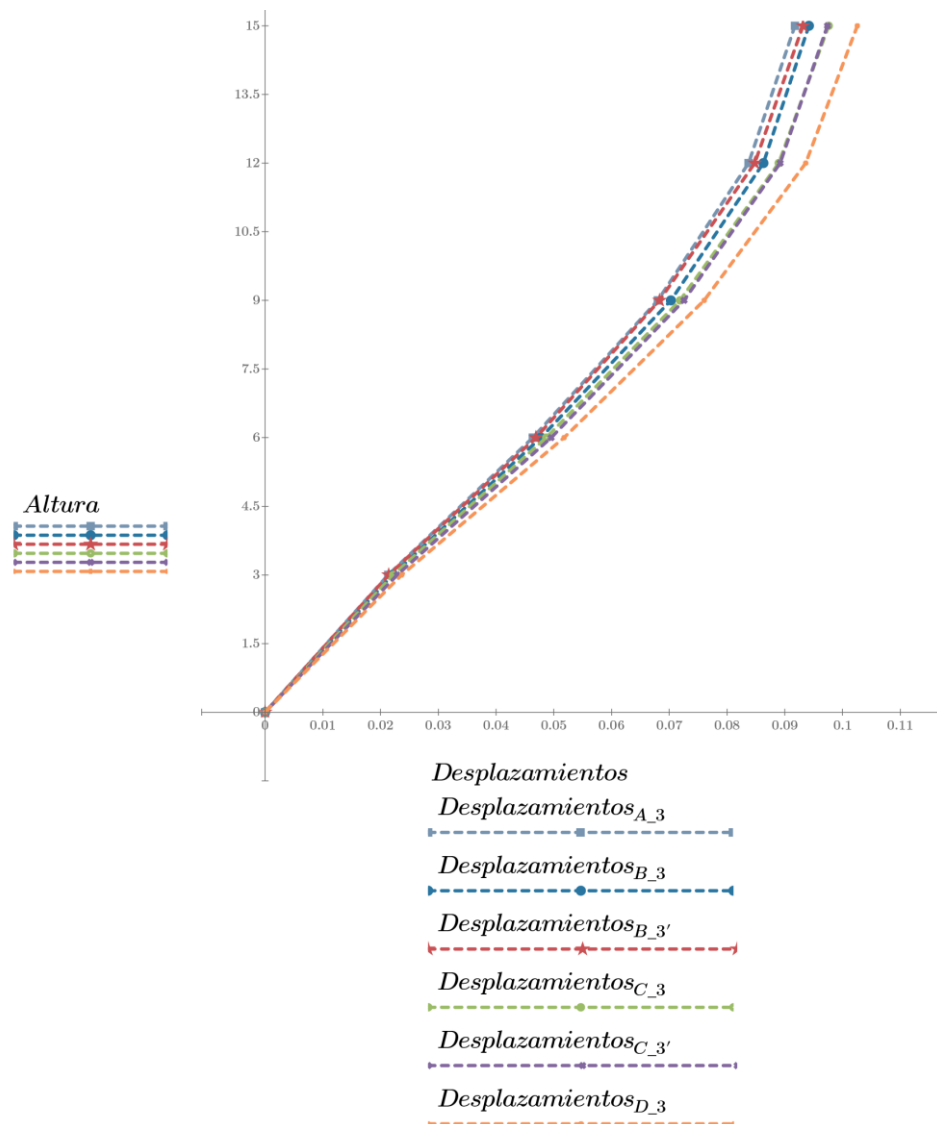


Figura 45. Desplazamientos horizontales dirección Y eje 3

Desplazamientos horizontales de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección Y eje 3.

Tabla 45

Distorsiones de entrepiso dirección Y eje 3

Nivel	Altura (m)	A-3	B-3	B-3'	C-3	C-3'	D-3
Quinto piso	15	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
Cuarto piso	12	0,005	0,005	0,006	0,006	0,006	0,006
Tercer piso	9	0,007	0,008	0,007	0,008	0,008	0,008
Segundo piso	6	0,008	0,009	0,009	0,009	0,009	0,009
Primer piso	3	0,007	0,007	0,007	0,007	0,008	0,008

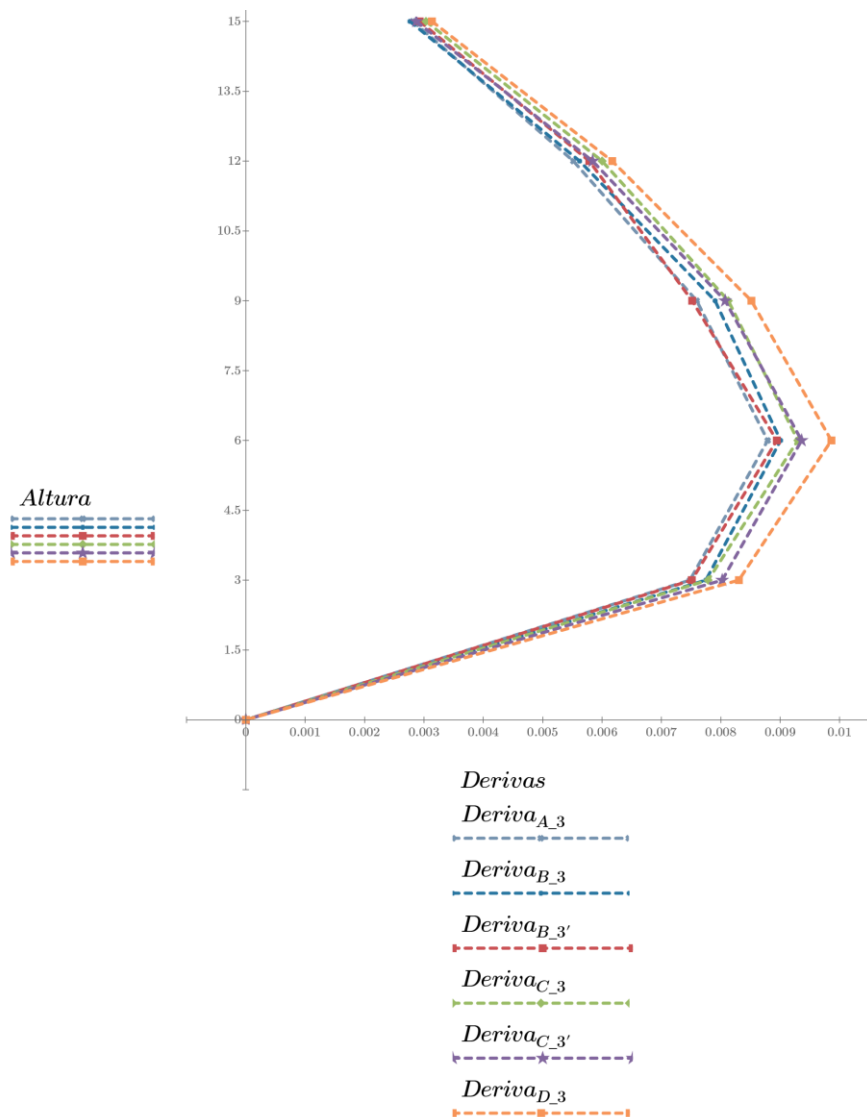


Figura 46. Distorsiones de entrepiso dirección Y eje 3

Distorsiones de entrepiso de la conexión híbrida obtenido mediante procedimiento PRESSS en la dirección Y eje 3.

4.1.5. Verificación de la propiedad de restauración de la viga híbrida

De acuerdo con el paso 15 del procedimiento PRESSS para garantizar que no haya desplazamiento residual en el pórtico después de una carga sísmica, se supone que tanto la armadura de acero dulce superior como la inferior provistas en la viga están en compresión a una deriva cero.

Por lo tanto, se da a conocer a continuación los resultados obtenidos en la presente investigación. Dando a conocer a través de tablas. Para más información véase apéndice B.

4.1.5.1. Momentos resistentes para deriva cero dirección X.

Tabla 46

Momento inicial a deriva cero dirección X eje A

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Quinto piso	1-A	2,32	2,04	-0,13
	2-A	1,02	0,91	-0,06
	2-A	8,26	7,07	-0,46
	3-A	6,68	5,72	-0,38
Cuarto piso	1-A	5,41	4,66	-0,31
	2-A	4,02	3,47	-0,23
	2-A	8,09	6,90	-0,45
	3-A	6,11	5,27	-0,35
Tercer piso	1-A	7,37	6,33	-0,41
	2-A	6,57	5,64	-0,37
	2-A	7,61	6,90	-0,45
	3-A	7,62	6,52	-0,43
Segundo piso	1-A	10,18	8,64	-0,56
	2-A	7,11	6,11	-0,40

Tabla 46*Momento inicial a deriva cero dirección X eje A (continuación)*

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Primer piso	2-A	5,64	4,85	-0,32
	3-A	7,04	6,05	-0,40
	1-A	10,32	8,75	-0,57
	2-A	7,15	6,14	-0,40
	2-A	2,20	1,94	-0,13
	3-A	3,40	2,95	-0,19

Se verifica que el momento en el tendón postensado M_{PT0} , es mayor a la suma del momento de acero de refuerzo en tracción M_{ST0} y momento de refuerzo en compresión M_{SCO} .

Tabla 47.*Momento inicial a deriva cero dirección X eje B*

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Quinto piso	1-A	10,71	9,19	-0,70
	2-A	10,13	8,71	-0,66
	2-A	10,79	9,26	-0,70
	3-A	11,38	9,71	-0,74
Cuarto piso	1-A	10,80	9,27	-0,70
	2-A	7,23	6,28	-0,48
	2-A	10,48	8,97	-0,68
Tercer piso	3-A	11,76	10,04	-0,76
	1-A	7,90	6,83	-0,52
	2-A	7,00	6,07	-0,46

Tabla 47*Momento inicial a deriva cero dirección X eje B (continuación)*

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Segundo piso	2-A	8,04	6,94	-0,53
	3-A	10,30	8,84	-0,67
	1-A	5,92	5,15	-0,39
	2-A	4,31	3,76	-0,29
	2-A	6,59	5,74	-0,44
	3-A	7,99	6,90	-0,53
	1-A	2,62	2,32	-0,18
Primer piso	2-A	1,12	0,99	-0,07
	2-A	2,45	2,18	-0,17
	3-A	3,81	3,35	-0,26

Se verifica que el momento en el tendón postensado M_{PT0} , es mayor a la suma del momento de acero de refuerzo en tracción M_{ST0} y momento de refuerzo en compresión M_{SC0} .

Tabla 48*Momento inicial a deriva cero dirección X eje C*

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Quinto piso	1-A	11,31	9,57	-0,62
	2-A	10,66	9,02	-0,592
	2-A	11,24	9,51	-0,62
	3-A	11,9	10,03	-0,65
Cuarto piso	1-A	11,39	9,62	-0,63
	2-A	7,71	6,61	-0,43

Tabla 48*Momento inicial a deriva cero dirección X eje C (continuación)*

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Tercer piso	2-A	10,91	9,25	-0,60
	3-A	12,25	10,34	-0,67
	1-A	7,9	6,75	-0,44
	2-A	7,35	6,31	-0,41
	2-A	8,04	6,86	-0,45
	3-A	10,7	9,05	-0,59
Segundo piso	1-A	6,13	5,28	-0,35
	2-A	4,48	3,89	-0,26
	2-A	6,8	5,83	-0,38
	3-A	8,23	7,01	-0,46
Primer piso	1-A	2,69	2,35	-0,15
	2-A	1,16	1,02	-0,06
	2-A	2,56	2,24	-0,15
	3-A	3,91	3,38	-0,15

Se verifica que el momento en el tendón postensado M_{PT0} , es mayor a la suma del momento en tracción M_{ST0} y momento en compresión M_{SC0} .

Tabla 49*Momento inicial a deriva cero dirección X eje D*

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Quinto piso	1-A	12,11	10,22	-0,66
	2-A	11,02	9,34	-0,61
	2-A	10,93	9,26	-0,60

Tabla 49*Momento inicial a deriva cero dirección X eje D (continuación)*

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Cuarto piso	3-A	11,95	10,1	-0,66
	1-A	11,96	10,07	-0,65
	2-A	10,23	8,68	-0,57
	2-A	10,65	9,01	-0,59
	3-A	12,15	10,26	-0,67
Tercer piso	1-A	7,376	10,07	-0,65
	2-A	10,23	8,68	-0,57
	2-A	7,61	6,52	-0,43
	3-A	10,46	8,86	-0,58
	1-A	7,37	6,33	-0,42
Segundo piso	2-A	7,73	6,61	-0,43
	2-A	6,33	5,44	-0,36
	3-A	7,81	6,68	-0,44
	1-A	2,55	2,24	-0,15
	2-A	1,2	1,05	-0,07
Primer piso	2-A	2,49	2,18	-0,14
	3-A	3,72	3,22	-0,21

Se verifica que el momento en el tendón postensado M_{PT0} , es mayor a la suma del momento en tracción M_{ST0} y momento en compresión M_{SCO} .

Por lo tanto se verifica que el momento aplicado al tendón postensado se garantizó que no hay desplazamiento residual en el pórtico después de una carga sísmica.

4.1.5.2. Momentos resistentes para deriva cero dirección Y.

Tabla 50

Momentos iniciales a deriva cero dirección Y eje 1

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Quinto piso	A-1	2,92	2,55	-0,17
	B-1	2,48	2,14	-0,14
	B-1	2,99	2,61	-0,17
	C-1	3,00	2,61	-0,17
	C-1	2,48	2,14	-0,14
	D-1	2,92	2,55	-0,17
Cuarto piso	A-1	6,59	5,65	-0,37
	B-1	6,2	5,34	-0,35
	B-1	6,8	5,82	-0,38
	C-1	6,81	5,82	-0,38
	C-1	6,21	5,34	-0,35
	D-1	6,6	5,65	-0,37
Tercer piso	A-1	8,18	7,01	-0,46
	B-1	8,19	6,99	-0,46
	B-1	7,98	6,82	-0,45
	C-1	7,99	6,82	-0,45
	C-1	7,75	6,62	-0,43
	D-1	7,74	6,62	-0,43
Segundo piso	A-1	11,09	9,4	-0,61
	B-1	10,58	8,95	-0,58
	B-1	10,41	8,83	-0,58
	C-1	10,41	8,83	-0,58
	C-1	10,57	8,95	-0,58
	D-1	11,09	9,4	-0,61
	A-1	11,24	9,51	-0,62

Tabla 50*Momentos iniciales a deriva cero dirección Y eje 1 (continuación)*

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Primer piso	B-1	11,13	9,43	-0,61
	B-1	10,39	8,81	-0,57
	C-1	10,4	8,81	-0,57
	C-1	11,14	9,43	-0,61
	D-1	11,23	9,51	-0,62

Se verifica que el momento en el tendón postensado M_{PT0} , es mayor a la suma del momento de acero de refuerzo en tracción M_{ST0} y momento de refuerzo en compresión M_{SCO} .

Tabla 51*Momentos iniciales a deriva cero dirección Y eje 2*

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Quinto piso	A-1	3,35	2,91	-0,19
	B-1	2,79	2,45	-0,16
	B-1	-0,19	-0,16	-0,19
	C-1	3,36	2,91	-0,19
	C-1	2,79	2,45	-0,16
	D-1	3,36	2,91	-0,19
Cuarto piso	A-1	7,88	6,73	-0,44
	B-1	7,59	6,5	-0,43
	B-1	7,7	6,6	-0,43
	C-1	7,71	6,6	-0,43
	C-1	7,57	6,5	-0,43

Tabla 51*Momentos iniciales a deriva cero dirección Y eje 2 (continuación)*

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Tercer piso	D-1	7,88	6,73	-0,44
	A-1	10,66	9,02	-0,59
	B-1	10,17	8,64	-0,56
	B-1	8,77	7,49	-0,49
	C-1	8,78	7,49	-0,49
	C-1	10,18	8,63	-0,56
	D-1	10,66	9,02	-0,59
	A-1	12,53	10,55	-0,68
Segundo piso	B-1	12,16	10,27	-0,67
	B-1	11,36	9,61	-0,63
	C-1	11,37	9,61	-0,63
	C-1	12,15	10,27	-0,67
	D-1	12,54	10,55	-0,68
	A-1	12,53	10,55	-0,68
	B-1	12,82	10,78	-0,70
	B-1	11,39	9,64	-0,63
Primer piso	C-1	11,4	9,64	-0,63
	C-1	12,83	10,78	-0,70
	D-1	12,52	10,55	-0,68

Se verifica que el momento en el tendón postensado M_{PT0} , es mayor a la suma del momento de acero de refuerzo en tracción M_{ST0} y momento de refuerzo en compresión M_{SC0} .

Tabla 52

Momentos iniciales a deriva cero dirección Y eje 3

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Quinto piso	A-1	3,17	2,75	-0,18
	B-1	2,59	2,27	-0,15
	B-1	3,18	2,76	-0,18
	C-1	3,18	2,76	-0,18
	C-1	2,6	2,27	-0,15
	D-1	3,15	2,75	-0,18
Cuarto piso	A-1	7,12	6,12	-0,40
	B-1	6,73	5,76	-0,38
	B-1	7,31	6,27	-0,41
	C-1	7,29	6,27	-0,41
	C-1	6,73	5,76	-0,38
	D-1	7,12	6,12	-0,40
Tercer piso	A-1	10	8,5	-0,55
	B-1	10	8,5	-0,55
	B-1	8,56	7,33	-0,48
	C-1	8,56	7,33	-0,48
	C-1	8,37	7,16	-0,47
	D-1	10	8,5	-0,55
Segundo piso	A-1	11,98	10,09	-0,66
	B-1	11,43	9,66	-0,63
	B-1	11,18	9,47	-0,62
	C-1	11,18	9,47	-0,62
	C-1	11,42	9,66	-0,63
	D-1	11,97	10,11	-0,66
	A-1	12,07	10,2	-0,66
	B-1	12,05	10,18	-0,66

Tabla 52*Momentos iniciales a deriva cero dirección Y eje 3 (continuación)*

Nivel	Eje	Momento en tendón postensado M_{pt0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo tracción M_{st0} (tonf · m)	Momento en acero de refuerzo compresión M_{sc0} (tonf · m)
Primer piso	B-1	11,16	9,45	-0,62
	C-1	11,17	9,45	-0,62
	C-1	12,06	10,18	-0,66
	D-1	12,08	10,2	-0,66

Se verifica que el momento en el tendón postensado M_{PT0} , es mayor a la suma del momento en tracción M_{ST0} y momento en compresión M_{SC0} .

4.2. Contrastación de hipótesis

Para poder validar las hipótesis propuestas se utilizó la prueba t de Student tomando en consideración lo siguiente:

La prueba t de Student se basa en una distribución muestral o poblacional de diferencia de medias conocida como la distribución t de Student que se identifica por los grados de libertad, los cuales constituyen el número de maneras en que los datos pueden variar libremente. Son determinantes, ya que nos indican qué valor debemos esperar de t, dependiendo del tamaño de los grupos que se comparan (Sampieri, Collado, y Baptista, 2014).

4.2.1. Validación de hipótesis integridad de la edificación.

Hipótesis: Los resultados del estudio analítico realizado mediante el prototipo nos dan a conocer, que el uso de conexiones híbridas en pórticos prefabricados conserva la integridad de la edificación. Para ello nos referiremos a la norma ACI T1.2-03 que en el artículo 4.1.2 la cual indica una relación de deriva máxima de 0.024.

Tabla 53

Datos estadísticos prueba t de Student dirección X

Criterios	Datos
Numero de muestras	$N = 5$
Media de la muestra	$m_1 = 0,0097$
Desviación estándar de las muestras	$S_1 = 0,002$
Grados de libertad	$v = 4$
Error estándar de la media	$s = 0,002$
Nivel de relevancia	$\alpha = 0,05$

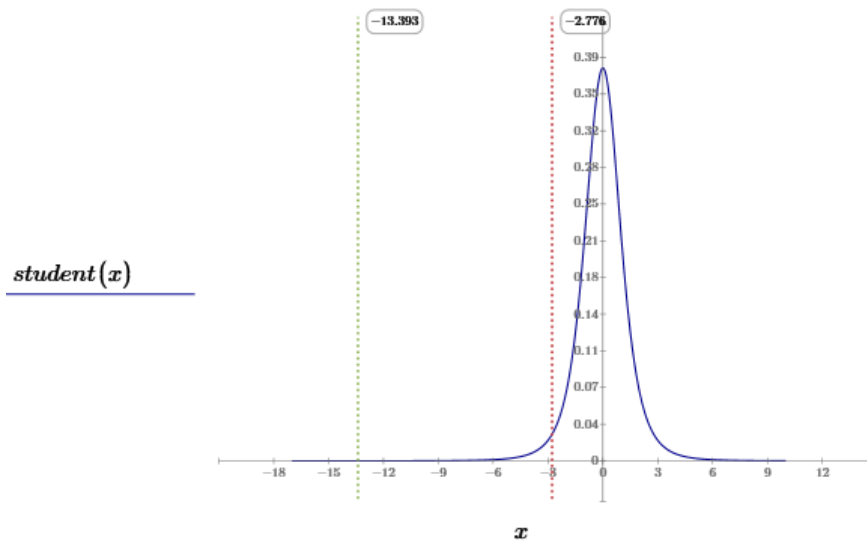


Figura 47. Distribución t de Student dirección X

Donde H_0 es la hipótesis nula y H_1 es la hipótesis alternativa respectivamente.

H_0 = El uso de las conexiones híbridas no mantienen la integridad de la edificación.

H_1 = El uso de las conexiones híbridas mantienen la integridad de la edificación.

Con un valor del estadístico prueba $t = -13,393$ y una probabilidad $P = 1,797 \cdot 10^{-4}$, se rechaza la hipótesis nula.

Por lo tanto, se acepta con un 95 % del nivel de confianza, que el uso de las conexiones híbridas mantiene la integridad de la edificación.

Tabla 54

Datos estadísticos prueba t de Student dirección Y

Criterios	Datos
Numero de muestras	$N = 5$
Media de la muestra	$m_1 = 0,0093$
Desviación estándar de las muestras	$S_1 = 0,002$
Grados de libertad	$v = 4$
Error estándar de la media	$s = 0,002$
Nivel de relevancia	$\alpha = 0,05$

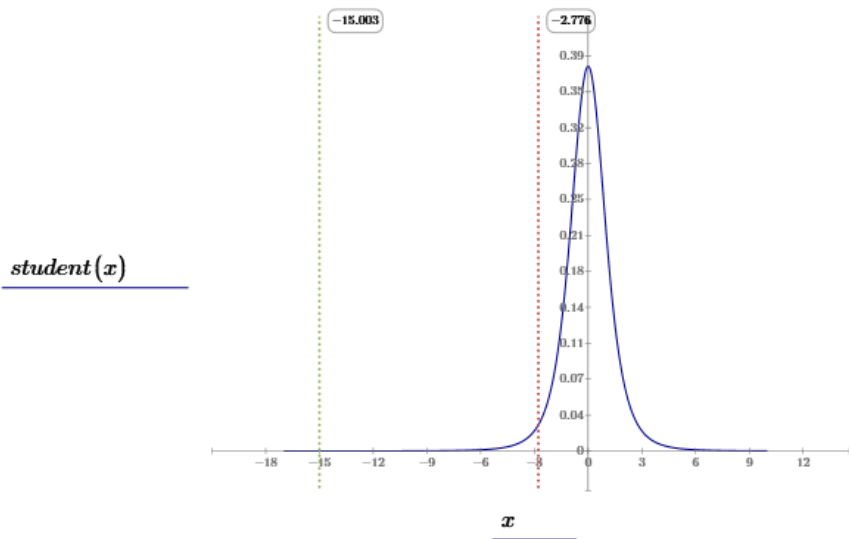


Figura 48. Distribución t de Student dirección Y

H_0 = El uso de las conexiones híbridas no mantienen la integridad de la edificación.

H_1 = El uso de las conexiones híbridas mantienen la integridad de la edificación.

Con un valor estadístico de prueba $t = -15,003$ y una probabilidad $P = 1,15 \cdot 10^{-4}$, se rechaza la hipótesis nula.

Por lo tanto, se acepta con un 95 % del nivel de confianza, que el uso de las conexiones híbridas mantiene la integridad de la edificación.

4.2.2. Validación de hipótesis desplazamientos horizontales

4.2.2.1. Validación de hipótesis piso una dirección X.

Hipótesis: La intensidad de un movimiento sísmico moderado en la escala sismológica de Richter ocasiona desplazamientos horizontales menores a lo establecido en la norma ACI T1.2-03.

Tabla 55

Datos estadísticos prueba t de Student piso uno

Criterios	Datos
Numero de muestras	$N = 12$
Media de la muestra	$m_1 = 0,007$
Desviación estándar de las muestras	$S_1 = 9,003 \times 10^{-4}$
Grados de libertad	$V = 11$
Error estándar de la media	$s = 2,599 \times 10^{-4}$
Nivel de relevancia	$\alpha = 0,05$

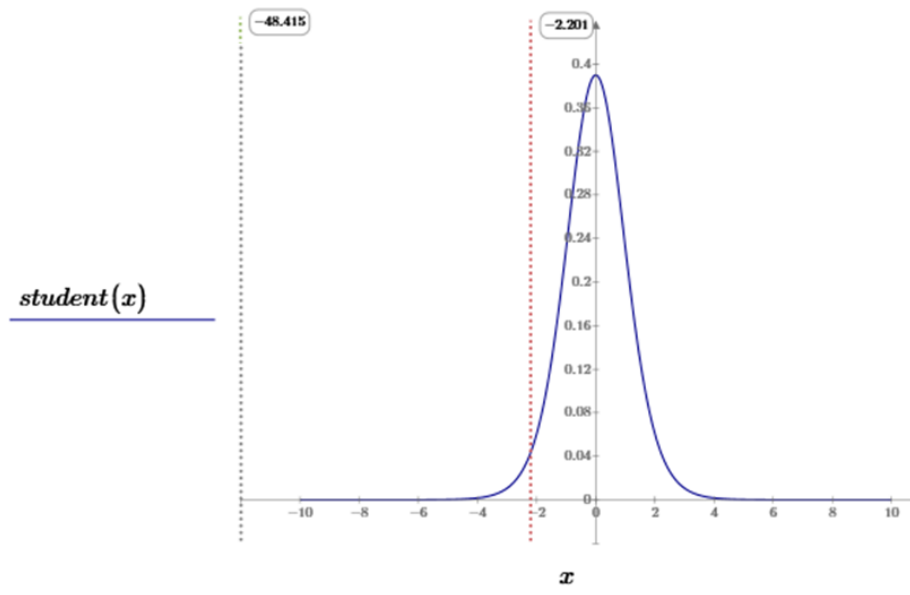


Figura 49. Distribución t de Student piso uno

Donde H_0 es la hipótesis nula y H_1 es la hipótesis alternativa respectivamente.

H_0 = Los desplazamientos horizontales son mayores a la norma ACI T1.2-03.

H_1 = Los desplazamientos horizontales son menores a la norma ACI T1.2-03.

Con un valor del estadístico prueba $t = -48,415$ y una probabilidad $P = 3,575 \cdot 10^{-14}$, se rechaza la hipótesis nula.

Por lo tanto, se acepta a un 95 % del nivel de confianza en el primer piso los desplazamientos son menores a los considerados por la norma ACI T1.2-03.

4.2.2.2. Validación de hipótesis piso dos dirección X.

Tabla 56

Datos estadísticos prueba t de Student piso dos

Criterios	Datos
Numero de muestras	$N = 12$
Media de la muestra	$m_1 = 0,009$
Desviación estándar de las muestras	$S_1 = 6,686 \times 10^{-4}$
Grados de libertad	$v = 11$
Error estándar de la media	$s = 1,93 \times 10^{-4}$
Nivel de relevancia	$\alpha = 0,05$

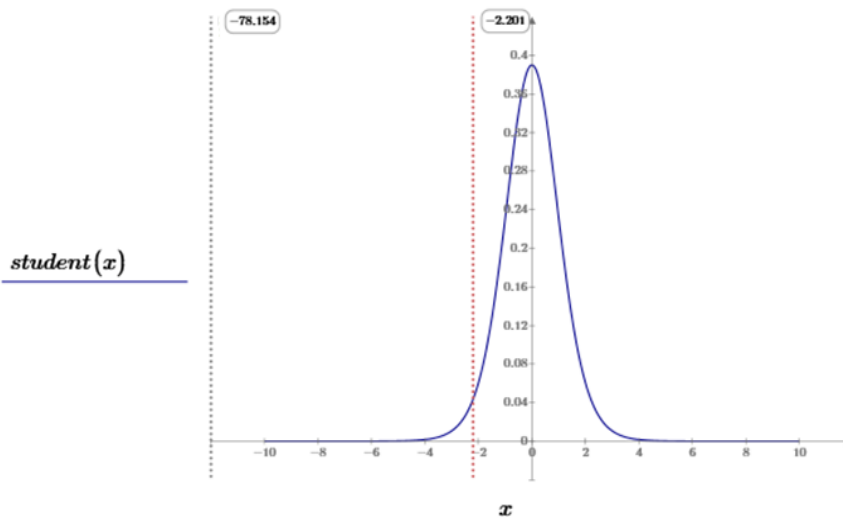


Figura 50. Distribución t de Student piso dos

Donde H_0 es la hipótesis nula y H_1 es la hipótesis alternativa respectivamente.

H_0 = Los desplazamientos horizontales son mayores a la norma ACI T1.2-03.

H_1 = Los desplazamientos horizontales son menores a la norma ACI T1.2-03.

Con un valor del estadístico prueba $t = -78,154$ y una probabilidad $P = 2,22 \cdot 10^{-16}$, se rechaza la hipótesis nula.

Por lo tanto, se acepta a un 95 % del nivel de confianza que en el segundo piso los desplazamientos son menores a los considerados por la norma ACI T1.2-03.

4.2.2.3. Validación de hipótesis piso tres dirección X.

Tabla 57

Datos estadísticos prueba t de Student piso tres

Criterios	Datos
Numero de muestras	$N = 12$
Media de la muestra	$m_1 = 0,008$
Desviación estándar de las muestras	$S_1 = 7,93 \times 10^{-4}$
Grados de libertad	$v = 11$
Error estándar de la media	$s = 2,289 \times 10^{-4}$
Nivel de relevancia	$\alpha = 0,05$

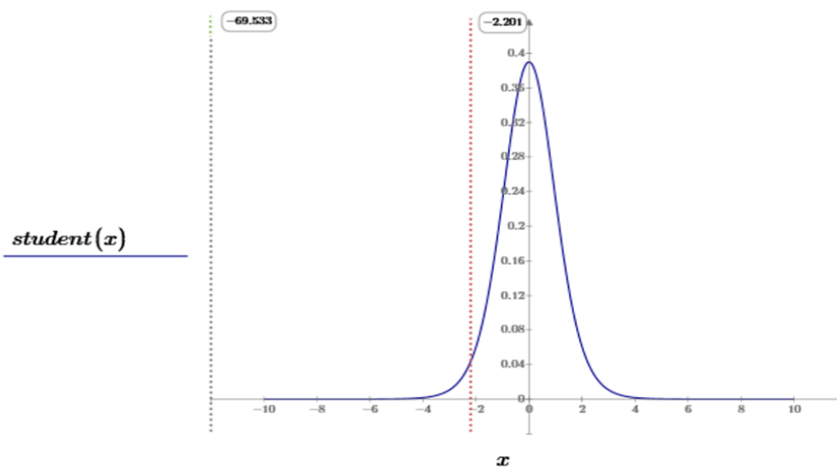


Figura 51. Distribución t de Student piso tres

Donde H_0 es la hipótesis nula y H_1 es la hipótesis alternativa respectivamente.

H_0 = Los desplazamientos horizontales son mayores a la norma ACI T1.2-03.

H_1 = Los desplazamientos horizontales son menores a la norma ACI T1.2-03.

Con un valor del estadístico prueba $t = -69,533$ y una probabilidad $P = 6,661 * 10^{-16}$, se rechaza la hipótesis nula.

Por lo tanto, se acepta a un 95 % del nivel de confianza que en el tercer piso los desplazamientos son menores a los considerados por la norma ACI T1.2-03.

4.2.2.4. Validación de hipótesis piso cuatro dirección X.

Tabla 58

Datos estadísticos prueba t de Student piso cuatro

Criterios	Datos
Numero de muestras	$N = 12$
Media de la muestra	$m_1 = 0,008$
Desviación estándar de las muestras	$S_1 = 7,93 \times 10^{-4}$
Grados de libertad	$v = 11$
Error estándar de la media	$s = 2,289 \times 10^{-4}$
Nivel de relevancia	$\alpha = 0,05$

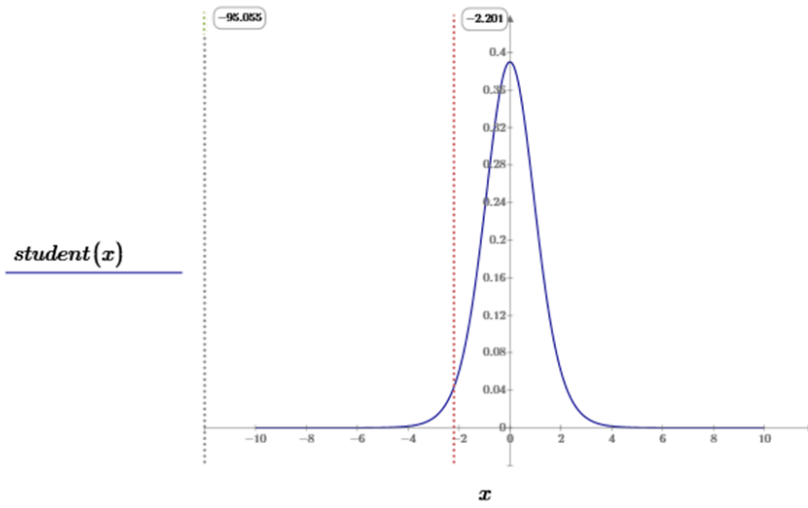


Figura 52. Distribución t de Student piso cuatro

Donde H_0 es la hipótesis nula y H_1 es la hipótesis alternativa respectivamente.

H_0 = Los desplazamientos horizontales son mayores a la norma ACI T1.2-03.

H_1 = Los desplazamientos horizontales son menores a la norma ACI T1.2-03.

Con un valor del estadístico prueba $t = -95,055$ y una probabilidad $P = 1,09 \times 10^{-7}$, se rechaza la hipótesis nula.

Por lo tanto, se acepta a un 95 % del nivel de confianza que en el cuarto piso los desplazamientos son menores a los considerados por la norma ACI T1.2-03.

4.2.2.5. Validación de hipótesis piso cinco dirección X.

Tabla 59

Datos estadísticos prueba t de Student piso cinco

Criterios	Datos
Numero de muestras	$N = 12$
Media de la muestra	$m_1 = 0,003$
Desviación estándar de las muestras	$S_1 = 4,924 \times 10^{-4}$
Grados de libertad	$v = 11$
Error estándar de la media	$s = 1,421 \times 10^{-4}$
Nivel de relevancia	$\alpha = 0,05$

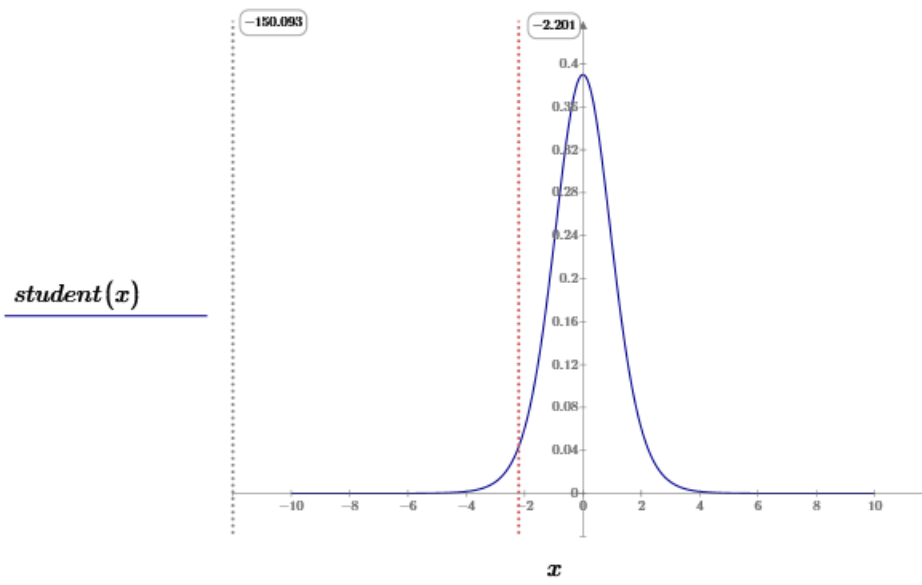


Figura 53. Distribución t de Student piso cinco

Donde H_0 es la hipótesis nula y H_1 es la hipótesis alternativa respectivamente.

H_0 = Los desplazamientos horizontales son mayores a la norma ACI T1.2-03.

H_1 = Los desplazamientos horizontales son menores a la norma ACI T1.2-03.

Con un valor de estadístico prueba $t = -150,093$ y una probabilidad $P = 1,18 \times 10^{-4}$, se rechaza la hipótesis nula.

Por lo tanto, se acepta a un 95 % del nivel de confianza que en el quinto piso los desplazamientos son menores a lo considerados por la norma ACI T1.2-03.

4.2.2.6. Validación de hipótesis piso uno dirección Y.

Tabla 60

Datos estadísticos prueba t de Student piso uno

Criterios	Datos
Numero de muestras	$N = 12$
Media de la muestra	$m_1 = 0,007$
Desviación estándar de las muestras	$S_1 = 8,348 \times 10^{-4}$
Grados de libertad	$v = 11$
Error estándar de la media	$s = 2,41 \times 10^{-4}$
Nivel de relevancia	$\alpha = 0,05$

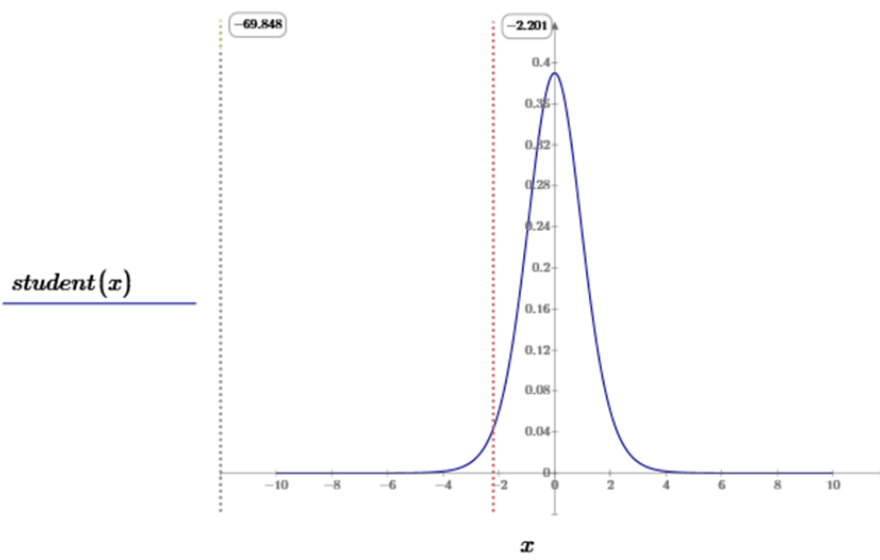


Figura 54. Distribución t de Student piso uno

Donde H_0 es la hipótesis nula y H_1 es la hipótesis alternativa respectivamente.

H_0 = Los desplazamientos horizontales son mayores a la norma ACI T1.2-03.

H_1 = Los desplazamientos horizontales son menores a la norma ACI T1.2-03.

Con un valor del estadístico prueba $t = -69,848$ y una probabilidad $P = 6,66 \cdot 10^{-16}$, se rechaza la hipótesis nula. Por lo tanto, se acepta a un 95 % del nivel de confianza que en el primer piso los desplazamientos son menores a los considerados por la norma ACI T1.2-03.

4.2.2.7. Validación de hipótesis piso dos dirección Y.

Tabla 61

Datos estadísticos prueba t de Student piso dos

Criterios	Datos
Numero de muestras	$N = 12$
Media de la muestra	$m_1 = 0,008$
Desviación estándar de las muestras	$S_1 = 7,538 \times 10^{-4}$
Grados de libertad	$v = 11$
Error estándar de la media	$s = 2,176 \times 10^{-4}$
Nivel de relevancia	$\alpha = 0,05$

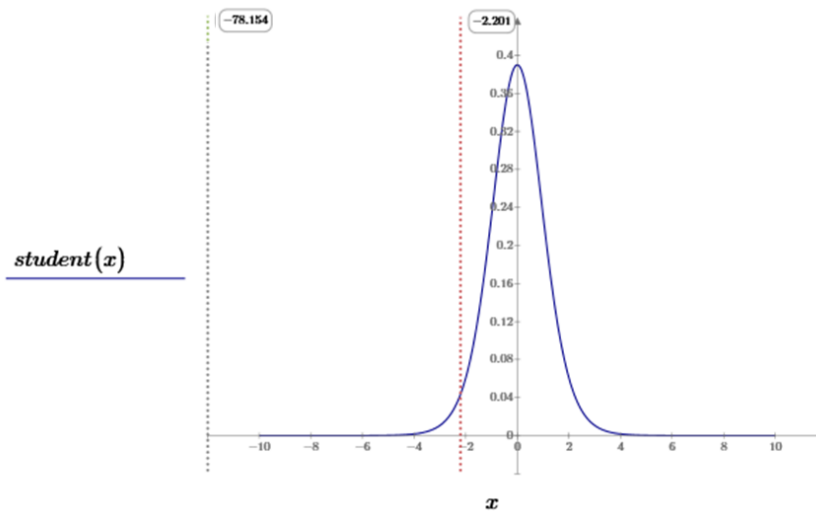


Figura 55. Distribución t de Student piso dos

Donde H_0 es la hipótesis nula y H_1 es la hipótesis alternativa respectivamente.

H_0 = Los desplazamientos horizontales son mayores a los de la norma ACI T1.2-03.

H_1 = Los desplazamientos horizontales son menores a los de la norma ACI T1.2-03.

Con un valor del estadístico prueba $t = -72,381$ y una probabilidad $P = 4,441 \cdot 10^{-16}$, se rechaza la hipótesis nula. Por lo tanto, se acepta a un 95 % del nivel de confianza que en el segundo piso los desplazamientos son menores a los considerados por la norma ACI T1.2-03.

4.2.2.8. Validación de hipótesis piso tres dirección Y.

Tabla 62

Datos estadísticos prueba t de Student piso tres

Criterios	Datos
Numero de muestras	$N = 12$
Media de la muestra	$m_1 = 0,007$
Desviación estándar de las muestras	$S_1 = 6,513 \times 10^{-4}$
Grados de libertad	$v = 11$
Error estándar de la media	$s = 1,88 \times 10^{-4}$
Nivel de relevancia	$\alpha = 0,05$

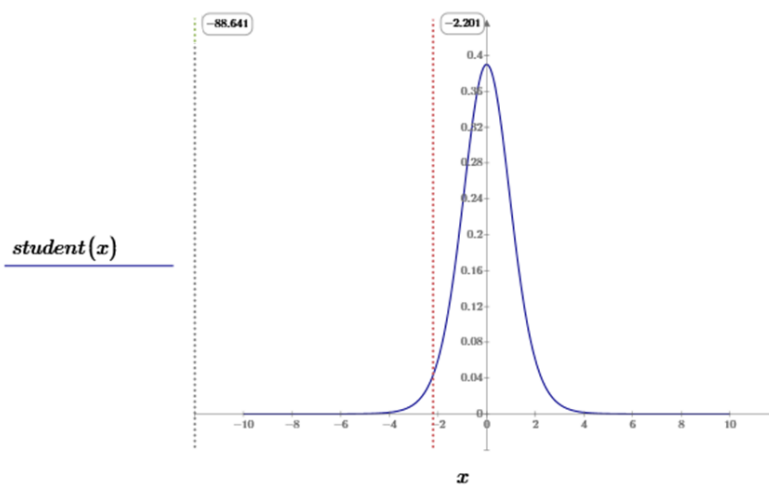


Figura 56. Distribución t de Student piso tres

Donde H_0 es la hipótesis nula y H_1 es la hipótesis alternativa respectivamente.

H_0 = Los desplazamientos horizontales son mayores a los de la norma ACI T1.2-03.

H_1 = Los desplazamientos horizontales son menores a los de la norma ACI T1.2-03.

Con un valor del estadístico de prueba $t=-88,641$ y una probabilidad $P = 1,472 \cdot 10^{-9}$, se rechaza la hipótesis nula.

Por lo tanto, se acepta a un 95 % del nivel de confianza que en el tercer piso los desplazamientos son menores a los considerados por la norma ACI T1.2-03.

4.2.2.9. Validación de hipótesis piso cuatro dirección Y.

Tabla 63

Datos estadísticos prueba t de Student piso cuatro

Criterios	Datos
Numero de muestras	$N = 12$
Media de la muestra	$m_1 = 0,006$
Desviación estándar de las muestras	$S_1 = 5,149 \times 10^{-4}$
Grados de libertad	$v = 11$
Error estándar de la media	$s = 1,486 \times 10^{-4}$
Nivel de relevancia	$\alpha = 0,05$

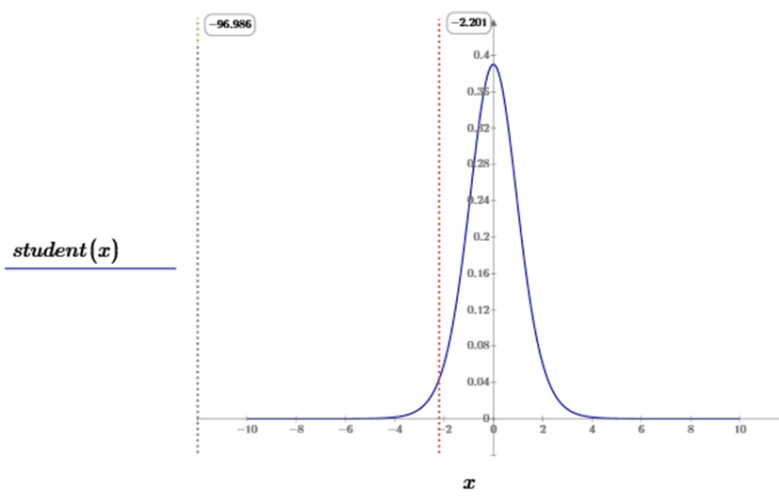


Figura 57. Distribución t de Student piso cuatro

Donde H_0 es la hipótesis nula y H_1 es la hipótesis alternativa respectivamente.

H_0 = Los desplazamientos horizontales son mayores a los de la norma ACI T1.2-03.

H_1 = Los desplazamientos horizontales son menores a los de la norma ACI T1.2-03.

Con un valor del estadístico prueba $t = -96,986$ y una probabilidad $P = 4,737 \times 10^{-9}$, se rechaza la hipótesis nula.

Por lo tanto, se acepta a un 95 % del nivel de confianza que en el cuarto piso los desplazamientos son menores a los considerados por la norma ACI T1.2-03.

4.2.2.10. Validación de hipótesis piso cinco dirección Y.

Tabla 64

Datos estadísticos prueba t de Student piso cinco

Criterios	Datos
Numero de muestras	$N = 12$
Media de la muestra	$m_1 = 0,003$
Desviación estándar de las muestras	$S_1 = 1,486 \times 10^{-4}$
Grados de libertad	$v = 11$
Error estándar de la media	$s = 5,149 \times 10^{-4}$
Nivel de relevancia	$\alpha = 0,05$

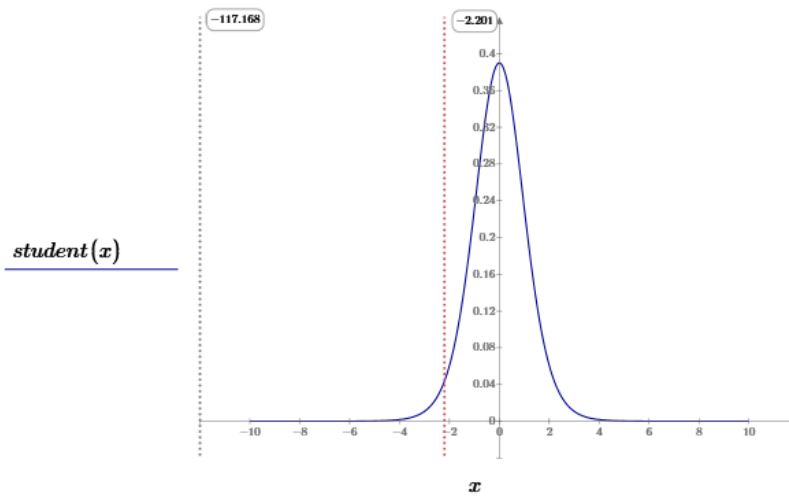


Figura 58. Distribución t de Student piso cinco

Donde H_0 es la hipótesis nula y H_1 es la hipótesis alternativa respectivamente.

H_0 = Los desplazamientos horizontales son mayores a los de la norma ACI T1.2-03.

H_1 = Los desplazamientos horizontales son menores a los de la norma ACI T1.2-03.

Con un valor del estadístico prueba $t = -117,168$ y una probabilidad $P = 1,25 \times 10^{-4}$, se rechaza la hipótesis nula.

Por lo tanto, se acepta a un 95 % del nivel de confianza que en el quinto piso los desplazamientos son menores a los considerados por la norma ACI T1.2-03.

4.3. Discusión de resultados

4.3.1. Acerca del uso de los parámetros PRESSS

A partir de los hallazgos encontrados mediante el uso de los parámetros PRESSS aceptamos la hipótesis general, que nos indica que el sistema estructural prefabricado con conexiones híbridas genera desplazamientos horizontales que evitan un daño severo, por tanto, manteniendo una operatividad en la edificación.

Estos resultados guardan relación con las investigaciones realizadas por Vernu en el año 2003, el cual indica que para el análisis del pórtico híbrido, bajo las directrices del programa PRESSS, guardan buenas relaciones entre la modelación analítica y la fase experimental.

4.3.2. Acerca de la integridad de la edificación

En lo que respecta al cálculo de la operatividad de la edificación, se observó mediante los cálculos realizados en la presente investigación un valor de 0,0097 en

la dirección X y 0,0083 en la dirección Y, con lo cual nos da a conocer que la integridad de la estructura utilizando conexiones híbridas es óptima.

Esto es verificado por el Artículo 4.1.2. el cual indica: La integridad de la ruta de carga a la base para todos los componentes se debe examinar para determinar la posición en la que la estructura se deforma a una relación de deriva máxima anticipada de 0,035.

4.3.3. Acerca de los desplazamientos horizontales

Tomando en cuenta la variación de los desplazamientos horizontales frente a la norma de diseño ACI T1.2-03, se observa que los datos obtenidos fueron menores, validando así la hipótesis que las conexiones híbridas generan desplazamientos menores.

Esta hipótesis es verificada por el código ACI T1.2-03 respecto a que el diseño de este tipo de sistema estructural sísmico prefabricado es controlado principalmente por consideraciones de deriva el cual se encuentra en el Artículo R4.0 en el cual se cita lo siguiente: El diseño del pórtico híbrido se controla principalmente por consideraciones de deriva, en lugar de por fuerza.

Entonces siguiendo los lineamientos dispuestos por la normatividad para el pórtico híbrido y el artículo 4.3.4. el cual nos da a conocer que debemos tener en cuenta lo siguiente: La máxima deriva calculada no excederá a 0,024. Se verifico que los resultados obtenidos para los desplazamientos horizontales relativos estuvieron muy por debajo del límite permisible.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Primera. Para el edificio de pórticos prefabricados con conexiones híbridas sometido a un movimiento sísmico en la dirección X e Y las mayores derivas encontradas fueron de 0,0097 y 0,0093 respectivamente siendo menores a 0,0024, por lo que se concluye que estos están por debajo a lo establecido en el artículo 4.3.4 de la norma ACI T1.2-03.

Segunda. En el edificio de pórticos prefabricados con conexiones híbridas se obtuvo un deriva máxima de 0,0097 en dirección X, 0,0093 dirección Y, por lo que se concluye que según el artículo 4.1.2 referido a la integridad estructural de la edificación del código ACI.T1.2-03 la edificación mantiene su integridad estructural.

Tercera. Después de haber analizado el edificio de pórticos prefabricados usando conexiones híbridas sometido a un movimiento sísmico moderado generó desplazamiento horizontales menores a la normatividad ACI T1.2-03 por lo que se concluye que se evitó un daño estructural severo.

5.2. Recomendaciones

Primera. Se recomienda para futuras investigaciones desarrollar la inclusión de una placa de concreto prefabricado híbrida ya que esto podría dar mayor integridad estructural, reduciendo las derivas de la edificación y con ello disminuyendo las secciones de los elementos que componen la estructura.

Segunda Tomando en consideración los resultados obtenidos y para la presente investigación y contando con la rutina en el programa PTC Mathcad Prime 5.0.0 que analiza la sección híbrida, se recomienda proceder al desarrollo de un prototipo a escala reducida.

Tercera La utilización de sistemas estructurales prefabricados dieron muy buenos resultados en zonas sísmicas, y aun mas con la inclusión de las conexiones híbridas por ello se recomienda ampliamente el uso del sistema estructural sísmico prefabricado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Innovative Task Group 1 and Collaborators. (2003). *Special hybrid moment frames composed of discretely jointed precast and post-tensioned concrete members (ACI T1.2-03) and commentary (T21.2R-03)*. Recuperado de <https://www.concrete.org/>
- American Concrete Institute. (2014). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-14) and commentary (ACI 318RMS-14)*. Recuperado de <https://www.concrete.org/>
- Angulo, R., Rodriguez, E., y Ribotta, R. (2000). *Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas*. Recuperado de <https://es.scribd.com/>
- Blakeley, R. y Park, R. (1971). Seismic resistance of prestressed concrete. *The Journal of the American Concrete Institute*, 68(9), 677-692.
- Camarena, D. (2006). *Finite element analysis of precast prestressed beam-column concrete connection in seismic construction* (tesis de maestría). Chalmers University of Technology, Sweden.
- Castillo, A. y Alva, J. (1993). *Peligro sísmico en el Perú*. Recuperado de <http://www.jorgealvahurtado.com/>
- Celik, O. (2004). *An evaluation of seismic design guidelines proposed for precast concrete hybrid frame systems* (tesis de maestría). Iowa State University, Ames, United States of America.

- Cheok, G., Stone, C., y Nakaki, S. (1996). Simplified design procedure for hybrid precast concrete connections. *Report No. NISTIR 5765, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg.*
- Cheok, S. y Lew, S. (1991). Performance of precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading. *Precast Concrete Institute Journal*, 36(3), 56-67.
- Cheok, S. y Lew, S. (1993). Model precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading. *Precast Concrete Institute Journal*, 38(3), 80-92.
- Instituto Nacional de Defensa Civil. (2016). *Informes de los principales desastres ocurridos en el Perú*. Recuperado de <https://www.indeci.gob.pe/>
- International Federation for Structural Concrete. (2003). *Seismic design of precast concrete building structure*. Recuperado de <https://www.fib-international.org/>
- Kosaka, R., Arias, H., Bazan, E., Gonzales, E., Minaya, A., y Ticona, J. (2001). Evaluación de peligros de la ciudad de Ilo. Recuperado de http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/estudios_CS/Region_Moquegua/ilo/ilo.pdf.
- Mattock, A. (1979). Flexural strength of prestressed concrete sections by programmable calculator. *Precast Concrete Institute Journal*, 24(1), 26-37.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma técnica E030*. Recuperado de <https://www.gob.pe/vivienda>
- Nakaki, S., Englekirk, R., y Plaehn, J. (1994). Ductile connectors for a precast concrete frame. *Precast Concrete Institute Journal*, 39(5), 46-59.

- Nanclares, G. (2016). *Estudio analítico-experimental de sistemas de uniones híbridas en estructuras premoldeadas de hormigón postesado* (tesis de maestría). Universidad de Cuyo, Mendoza, Argentina.
- Novas, C. (2010). *Sistemas constructivos prefabricados aplicables a la construcción de edificaciones en países en desarrollo* (tesis de maestría). Madrid, España.
- Pampanin, S. y Sritharan, S. (2001). Analytical modeling of the seismic behavior of precast concrete frames designed with ductile connections. *Journal of Earthquake Engineering*, 5(3), 329-367.
- Park, R. (1995). A perspective on the seismic design of precast concrete structures in New Zealand. *Precast Concrete Institute Journal*, 40(3), 40-60.
- Paulay, T. y Priestley, N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: John Wiley y Sons.
- Percca, A. (2015). *Estudio y análisis costo-beneficio de la aplicación de elementos prefabricados de concreto en el casco estructural del proyecto "tottus guipor"* (tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.
- Priestley, N. (1991). Overview of PRESSS research program. *Precast Concrete Institute Journal*, 2(2), 50-57.
- Priestley, N., Sritharan, S., Conley, J., y Pampanin, S. (1999). Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building. *Precast Concrete Institute Journal*, 44(6), 42-67.

- Priestley, N. y Tao, J. (1993). Seismic response of precast prestressed concrete frames whit partially debonded tendons. *Precast Concrete Institute Journal*, 38(1), 58-69.
- Restrepo, J., Park, R., y Buchanan, A. (1995). Design of conections of earthquake resisting precast reinforced concrete perimeter frames. *Precast Concrete Institute Journal*, 40(4), 44-61.
- Sampieri, R., Collado, C., y Baptista, M. (2014). *Metodologia de la investigacion*. Mexico: Mc Graw Hill Education.
- Saint-Venant, B. (1855). Memoire sur la flexion des prismes. *J Math Applied*, 1, 89-189.
- Stanton, J. y Nakaki, S. (2002). Design guidelines for precast concrete seismic structural system. *Report No. SM 01-02*.
- Stone, W., Cheok, G., y Staton, J. (1995). Performance of hybrid moment resisting precast beam-colum concrete conections subject to cyclic loading. *American Concrete Institute Structural Journal*, 92(2), 229-249.
- Vernu, S. (2003). *Section, member and system level analyses for precast concrete hybrid frames* (tesis de maestria). Iowa State University, Ames, United States of America.
- Wolfgram, C., Amu, O., y Jeyashankar, V. (1989). Conections between precast elements - failure within conection region. *American Society of Civil Engineers Journal of Structural Engineering*, 3171-3192.