

**DISEÑO ELÁSTICO Y ANALISIS NO LINEAL PARA TERREMOTO ESPERADO DE
EDIFICIOS DE ALTA IMPORTANCIA OCUPACIONAL SOMETIDOS A CARGAS
SÍSMICAS EN PUERTO RICO**

Por

José R. Hernández González

Informe de proyecto sometido en cumplimiento parcial
de los requisitos para el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

en

Ingeniería Civil

**UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO
RECINTO UNIVERSITARIO DE MAYAGUEZ**

Diciembre 2007

Aprobado por:

_____ Ricardo R. López, PhD. Miembro, Comité Graduado	_____ Fecha
_____ José F. Lluch, PhD. Miembro, Comité Graduado	_____ Fecha
_____ Luis E. Suárez, PhD. Miembro, Comité Graduado	_____ Fecha
_____ José O. Guevara, PhD. Presidente, Comité Graduado	_____ Fecha
_____ José R. Arroyo, PhD Representante de Estudios Graduados	_____ Fecha
_____ Ismael Pagán Trinidad, M.Sc. Director del Departamento	_____ Fecha

RESUMEN

Los códigos actuales de diseño son cada vez más estrictos para el diseño de las estructuras que necesitan mantenerse operando continuamente durante un evento de terremoto. Las estructuras tales como hospitales, edificios gubernamentales especiales y aquellas que sirven de refugios están dentro de esta categoría. Pese a esto, tales requerimientos si permiten grandes deformaciones debido a que los códigos actuales usan una carga lateral reducida que toma en cuenta el comportamiento inelástico, lo cual redundo en una gran cantidad de daño para la estructura. En esta investigación se evaluaron dos escuelas y un hospital tanto en el rango elástico como inelástico utilizando sus planos de construcción. En base a los resultados obtenidos del análisis elástico se proveyeron alternativas de rehabilitación para las estructuras que le permitieron mejorar su capacidad de resistir cargas laterales. El análisis no lineal permitió cuantificar el daño a estas estructuras al ser sometidas a un evento sísmico.

ABSTRACT

Current codes establish more stringent requirements for the design of structures that need to be operating continuously during an earthquake event. Structures such as hospitals, special government buildings and structures that will work as shelters are in this category. However, such requirements allow large deformations because current codes use a reduced lateral load that takes in account the inelastic behavior of the structure, which redounds in a great amount of damage for the elements. Two schools and one hospital were evaluated in this investigation in the elastic and non lineal range using their construction plans. Based on the elastic analysis results rehabilitation improvements were performed to the structures that allowed them to resist the lateral loads with minimum deformation. The no lineal analysis allowed to quantify the damage to these structures when they where under a seismic event.

DEDICATORIA

A quienes han llenado mi vida de amor: Mis padres Edwin y Zaida, mis hermanos Edwin y Carlos, mi tía Carmín y mi novia Delmaris.

AGRADECIMIENTOS

En primera instancia deseo agradecer a Dios por todas las nuevas oportunidades en las que me ha permitido avanzar hacia un amplio horizonte para mi desarrollo personal y profesional. También le ofrezco mi sincera gratitud al presidente de mi comité graduado, Dr. José O. Guevara, por el inmenso apoyo y soporte brindado durante todo el transcurso de mis estudios graduados en la Universidad de Puerto Rico, Recinto de Mayagüez. Sin su constante orientación y su pedagogía efectiva hacia la independencia del pensamiento, el desarrollo de este trabajo no hubiese sido posible con el nivel de agrado y motivación con el que fue realizado. Agradezco a los doctores Ricardo R. López, Luis E. Suárez y José F. Lluch, miembros de mi comité graduado, por brindarme amablemente sesiones extensas de su tiempo en actividades de orientación personal y técnica, así como también por su invaluable contribución en la revisión y evaluación de este trabajo.

A mi familia le debo todo el entendimiento y el esfuerzo que implicó mi ausencia y el apoyo moral y espiritual a lo largo de mi formación profesional. Para ellos mi infinita gratitud. También agradezco de manera muy especial a mi novia, amigos y colegas cercanos quienes me permitieron compartir experiencias muy valiosas y sobretodo la alegría que solo personas de la mejor calidad humana pueden brindar.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	ii
ABSTRACT	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS.....	v
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Preliminares.....	1
1.2 Justificación	5
1.3 Objetivos	8
CAPÍTULO 2: REVISIÓN DE LITERATURA.....	10
2.1 Introducción.....	10
2.2 Comportamiento de edificios sometidos a cargas laterales.....	11
2.3 Diseño sismorresistente y sus requerimientos	13
2.4 Estudio de edificios de hormigón armado afectados por terremotos	15
2.5 Alternativas para la rehabilitación de estructuras	19
2.6 Estudio del análisis no lineal dinámico para estructuras	21
CAPÍTULO 3: MODELACIÓN ANALÍTICA.....	23
3.1 Introducción.....	23
3.1.1 Programas de computadora utilizados en los análisis	25
3.2 Modelación para el análisis elástico de las estructuras.....	26
3.2.1 Descripción y modelo de la escuela superior Patria Latorre Ramírez de San Sebastián	30

3.2.2	Descripción y modelo de la escuela Mercedes García de Cataño	34
3.2.3	Descripción y Modelo del Hospital de la Concepción.....	39
3.3	Evaluación de los detalles estructurales existentes contra los requerimientos de ductilidad del código	44
3.3.1	Evaluación de las escuelas de San Sebastián y Cataño	45
3.3.2	Evaluación del Hospital de la Concepción	47
3.4	Modelación para el análisis no lineal del terremoto esperado de las estructuras.....	51
CAPÍTULO 4: RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS.....		58
4.1	Introducción.....	58
4.2	Resultados del análisis elástico	58
4.2.1	Resultados para la escuela de San Sebastián.....	59
4.2.2	Resultados para la escuela de Cataño.....	66
4.2.3	Resultados para el Hospital de la Concepción.....	69
4.3	Rehabilitación sísmica de las estructuras.....	73
4.3.1	Rehabilitación sísmica para la escuela de San Sebastián	74
4.3.2	Rehabilitación sísmica para la escuela de Cataño.....	81
4.3.3	Rehabilitación sísmica para el Hospital de la Concepción	84
4.3.4	Detalles estructurales y especificaciones para la rehabilitación sísmica.....	89
4.4	Resultados del análisis no lineal del terremoto esperado	96
4.4.1	Resultados para la escuela de San Sebastián.....	96
4.4.2	Resultados para la escuela de Cataño.....	103
4.4.3	Resultados para el Hospital de la Concepción.....	106
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		109

REFERENCIAS.....	114
APÉNDICE A: MODELACIÓN DE ELEMENTOS Y DATOS DE SALIDA DE SECTION BUILDER.....	117
APÉNDICE B: EJEMPLO DE CÁLCULO DE PARÁMETROS PARA LA MODELACIÓN DE LA VIGA FB-1 EN EL RANGO NO-LINEAL.....	127

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Fotografías de daños a estructuras causados por el terremoto de 1918 en Puerto Rico (Reid y Taber, 1919)	3
Figura 3.1 Foto de la escuela Superior de San Sebastián.....	30
Figura 3.2 Vista en planta del primer nivel y pórtico típico de la escuela de San Sebastián	32
Figura 3.3 Modelo estructural de la escuela de San Sebastián	33
Figura 3.4 Foto de la escuela Las Palmas en Cataño	34
Figura 3.5 Vista en planta e identificación de elementos en la escuela de Cataño	36
Figura 3.6 Pórtico típico de la escuela de Cataño	36
Figura 3.7 Modelo estructural en <i>ETABS</i> de la escuela de Cataño	37
Figura 3.8 Foto del Hospital de la Concepción en San Germán.....	39
Figura 3.9 Modelo estructural en <i>ETABS</i> del Hospital de la Concepción	41
Figura 3.10 Vista en planta de los cuatro niveles del Hospital de la Concepción.....	42
Figura 3.11 Curva de fuerza-deformación de FEMA 356.....	52
Figura 3.12 Elemento utilizado para las vigas y columnas en el análisis no lineal	55
Figura 3.13 Tabla de FEMA 356 para obtener parámetros de la curva de momento-rotación para vigas.....	55
Figura 3.14 Sección de una viga modelada en "Section Builder" y su relación de momento-curvatura	56
Figura 3.15 Registro de aceleraciones utilizado en el análisis no lineal del terremoto esperado	57
Figura 4.1 Resultado del diseño elástico para el código ACI 318-99 en <i>ETABS</i> para la escuela de San Sebastián	60
Figura 4.2 Resultado del diseño elástico para el código ACI 318-05 en <i>ETABS</i> para la escuela de San Sebastián	60

Figura 4.3 Posiciones del refuerzo longitudinal para las evaluaciones por flexión en vigas.....	61
Figura 4.5 Pórticos “F” y “N” del Hospital de la Concepción	70
Figura 4.6 Modelo en SAP2000 de la pared de hormigón reforzado para la rehabilitación sísmica.....	75
Figura 4.7 Modelo en SAP2000 del sistema de crucetas de acero HSS6x6x1/4 para la rehabilitación sísmica.....	76
Figura 4.8 Vista en planta de los elementos estructurales para la rehabilitación de la escuela de San Sebastián	77
Figura 4.9 Modelo de la escuela de San Sebastián que incluye los elementos para la rehabilitación sísmica.....	77
Figura 4.10 Resultados del diseño elástico luego de la rehabilitación para la escuela de San Sebastián.....	78
Figura 4.11 Vista en planta de los elementos estructurales para la rehabilitación de la escuela de Cataño	81
Figura 4.12 Vista en planta de la escuela de Cataño con las modificaciones a la rehabilitación.....	83
Figura 4.13 Vista en planta de los elementos estructurales para la rehabilitación del Hospital de la Concepción	85
Figura 4.14 Modelo en <i>ETABS</i> del Hospital de la Concepción con los elementos de rehabilitación.....	86
Figura 4.15 Detalles estructurales para la pared de hormigón reforzado de la rehabilitación de las escuelas de San Sebastián y Cataño.	90
Figura 4.16 Detalles estructurales de la fundación para la pared de rehabilitación de las escuelas de San Sebastián y Cataño	91
Figura 4.17 Detalle estructural #1 para el anclaje y refuerzo para la pared de rehabilitación de las escuelas de San Sebastián y Cataño	91
Figura 4.18 Detalle para la fundación de la pared de rehabilitación de las escuelas de San Sebastián y Cataño	92
Figura 4.19. Detalle estructural #2 para el refuerzo longitudinal y transversal de la pared de las escuelas de San Sebastián y Cataño	92

Figura 4.20 Detalle estructural #3 para los detalles de ubicación y refuerzo para los micropilotes de las escuelas de San Sebastián y Cataño	93
Figura 4.21 Detalles estructurales para las crucetas de acero de la rehabilitación de las escuelas de San Sebastián y Cataño	93
Figura 4.22 Detalles estructurales para la pared de rehabilitación del Hospital de la Concepción	94
Figura 4.23 Detalles estructurales para la cruceta de acero de la rehabilitación para el Hospital de la Concepción	94
Figura 4.24 Detalles estructurales para la rehabilitación de la fundación del Hospital de la Concepción	95
Figura 4.25 Curva de momento-rotación para la viga FB-1 de la escuela de San Sebastián	97
Figura 4.26 Modelo de la escuela de San Sebastián en <i>Perform 3D</i>	98
Figura 4.27 Resultados del índice de daños para los elementos de la escuela de San Sebastián	99
Figura 4.28 Magnitud máxima y punto de colapso en el registro de aceleraciones para la escuela de San Sebastián	100
Figura 4.29 Rotación máxima alcanzada por la columna C-1 de la escuela de San Sebastián	100
Figura 4.30 Rotación máxima alcanzada en la curva de momento rotación de la viga FB-2-3 de la escuela de San Sebastián	101
Figura 4.31 Rotación máxima alcanzada en la curva de momento rotación de la viga FB-4-5 de la escuela de San Sebastián	102
Figura 4.32 Rotación máxima alcanzada en la curva de momento rotación de la viga RB-2-3 de la escuela de San Sebastián	102
Figura 4.33 Resultados del índice de daños para los elementos de la escuela de San Sebastián incluyendo los elementos de rehabilitación	103
Figura 4.34 Resultados del índice de daños para los elementos de la escuela de Cataño	104
Figura 4.35 Vigas más afectadas como resultado del análisis no lineal del evento sísmico para la escuela de Cataño	105

Figura 4.36 Rotación máxima alcanzada en la curva de momento rotación de la viga 6 x 26 de la escuela de Cataño	106
Figura 4.37 Esquema de daños para el Pórtico "F" del Hospital de la Concepción.....	107
Figura 4.38 Esquema de daños para el Pórtico "N" del Hospital de la Concepción	108

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 Elementos estructurales del modelo de la escuela de San Sebastián.....	31
Tabla 3.2 Resumen de las cargas viva y muerta adicional asignadas en la escuela de San Sebastián.....	33
Tabla 3.3 Elementos estructurales que componen la escuela de Cataño	35
Tabla 3.4 Resumen de las cargas viva y muerta adicional asignadas en la escuela de Cataño	38
Tabla 3.5 Elementos estructurales que componen el Hospital de la Concepción	40
Tabla 3.6 Resumen de las cargas viva y muerta adicional asignadas en el Hospital de la Concepción	43
Tabla 3.7 Comparación entre los requerimientos de ductilidad del código UBC-97 y las especificaciones de los planos de construcción para las vigas de las escuelas	45
Tabla 3.8 Comparación entre los requerimientos de ductilidad del código UBC-97 y las especificaciones de los planos de construcción para las columnas de las escuelas	46
Tabla 3.9 Comparación entre los requerimientos del código UBC-97 y las especificaciones de los planos para las vigas del Hospital de la Concepción.....	48
Tabla 3.10 Comparación entre los requerimientos del código UBC-97 y las especificaciones de los planos para las columnas del Hospital de la Concepción..	49
Tabla 3.11 Comparación entre los requerimientos del código UBC-97 y las especificaciones de los planos para las paredes del Hospital de la Concepción	50
Tabla 4.1 Evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-99	62
Tabla 4.2 Evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-05	62
Tabla 4.3 Evaluación del refuerzo longitudinal para las columnas del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-99	63
Tabla 4.4 Evaluación del refuerzo longitudinal para las columnas del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-05	63

Tabla 4.5 Evaluación de la razón de refuerzo longitudinal en las paredes del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-99.....	64
Tabla 4.6 Evaluación de la razón de refuerzo longitudinal en las paredes del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-05.....	64
Tabla 4.7 Evaluación de la razón de refuerzo transversal en las paredes del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-99.....	65
Tabla 4.8 Evaluación de la razón de refuerzo transversal en las paredes del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-05.....	65
Tabla 4.9 Evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas del primer nivel de la escuela de Cataño para el código ACI 318-99	66
Tabla 4.10 Evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas del primer nivel de la escuela de Cataño para el código ACI 318-05	67
Tabla 4.11 Evaluación del refuerzo longitudinal para las columnas de la escuela de Cataño para el código ACI 318-99.....	67
Tabla 4.12 Evaluación del refuerzo longitudinal para las columnas de la escuela de Cataño para el código ACI 318-05.....	68
Tabla 4.13 Evaluación de la razón de refuerzo longitudinal en las paredes del primer nivel de la escuela de Cataño para el código ACI 318-99	68
Tabla 4.14 Evaluación de la razón de refuerzo longitudinal en las paredes del primer nivel de la escuela de Cataño para el código ACI 318-05	69
Tabla 4.15 Evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas del pórtico “F” del Hospital de la Concepción	71
Tabla 4.16 Evaluación del refuerzo longitudinal para las columnas del pórtico “F” del Hospital de la Concepción	71
Tabla 4.17 Evaluación del refuerzo longitudinal para las paredes del pórtico “F” del Hospital de la Concepción	72
Tabla 4.18 Evaluación del refuerzo transversal para las paredes del pórtico “F” del Hospital de la Concepción	72
Tabla 4.19 Evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas del primer nivel de la escuela de San Sebastián luego de la rehabilitación	79
Tabla 4.20 Análisis de esfuerzo en la fundación luego de la rehabilitación de la escuela de San Sebastián.....	80

Tabla 4.21 Evaluación del refuerzo longitudinal para las columnas del primer nivel de la escuela de Cataño luego de la rehabilitación	82
Tabla 4.22 Evaluación del refuerzo transversal y longitudinal para las paredes luego de la rehabilitación del Hospital de la Concepción	86
Tabla 4.23 Resultados del análisis de la fundación para el eje “A” del Hospital de la Concepción	87
Tabla 4.24 Resultados del análisis de la fundación para los ejes “1” y “11” del Hospital de la Concepción	88
Tabla 4.25 Resultados del análisis de la fundación para los ejes “2” y “11” del Hospital de la Concepción	88
Tabla 4.26 Resultados del análisis de la fundación para el eje “L” del Hospital de la Concepción	89
Tabla 4.27 Hoja de cálculo para los parámetros de la curva de momento rotación de la viga FB-1 de la escuela de San Sebastián	97

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Preliminares

En Puerto Rico, a pesar de estar al tanto en los últimos avances tecnológicos en la ingeniería civil, muchas de las estructuras existentes fueron diseñadas y construidas antes de las implementaciones del diseño sismorresistente para los códigos de construcción. Para Puerto Rico estas especificaciones del diseño sismorresistente fueron implementadas por ley específicamente en el año 1987. Esto significa que posiblemente un gran número de las estructuras antes de este año habían sido diseñadas para cargas gravitatorias, de viento y con una carga sísmica muy pequeña. Existen numerosas investigaciones que demuestran que las estructuras que no cuentan con los requerimientos de diseño sismorresistente y son sometidas a cargas laterales podrían sufrir daños sustancialmente grandes o llegar al punto de colapso. También existe la posibilidad de una mala calidad en la construcción de la estructura que sumado a lo expuesto anteriormente eleva en gran medida la vulnerabilidad de estas estructuras ante un evento sísmico.

Los códigos de diseño utilizados en Puerto Rico (Uniform Building Code y ACI 318) modifican las cargas para aquellas estructuras que son para uso convencional y las que pudieran ser utilizadas para dar servicio luego de un sismo. Las estructuras que necesitan mantenerse en servicio durante y luego del evento sísmico se les catalogan según el código como edificios de alta importancia ocupacional. Esta clasificación recoge estructuras tales como las escuelas que podrían ser utilizadas como refugio para damnificados, centros operativos para el manejo de las emergencias, hospitales y seguridad entre otros. Con esta clasificación el código puede implementar un factor que incrementa las cargas laterales de diseño para estas estructuras que busca aumentar su capacidad para resistir el sismo y continuar su servicio luego del evento.

Se ha visto que en otras regiones de gran actividad sísmica que muchos de los edificios de alta importancia ocupacional recientes y construidos luego de las implementaciones para el diseño sismorresistente tienen la capacidad para resistir cargas laterales de gran magnitud y mantenerse en funcionamiento después del evento sísmico. Pese a esto, en Puerto Rico no han ocurrido sismos de gran magnitud luego del 1918 que permita evaluar directamente la calidad del diseño y la construcción para estas implementaciones.

En la mañana del 11 de octubre de 1918, la isla de Puerto Rico fue estremecida por uno de los más severos sismos en su historia. La magnitud del sismo alcanzó 7.3 en la escala Richter. La intensidad del evento alcanzó un

nivel IX en la ciudad de Aguadilla y sus alrededores acorde a la escala Rossi-Forel utilizada en la época. En Mayagüez, Isabela y sus alrededores alcanzó un nivel de intensidad VIII. Los niveles de intensidad IX y VIII significan que sus efectos fueron severos (Municipio de Mayagüez 2007). La Figura 1.1 muestra fotografías de los daños que sufrieron algunas de las estructuras para este sismo.



(a) Colapso casi total de la estructura



(b) Falla en los cimientos y soportes



(c) Colapso del techo y parte de la estructura



(d) Daños al segundo nivel de la estructura

Figura 1.1 Fotografías de daños a estructuras causados por el terremoto de 1918 en Puerto Rico (Reid y Taber, 1919)

En el código vigente para Puerto Rico, el UBC-97 (Uniform Building Code, 1997), está establecido que la probabilidad de excedencia es de 10% en 50 años. Esto significa que existe una alta probabilidad que un sismo de tal

magnitud como el del 1918 vuelva a repetirse en cualquier momento. Si esto ocurriese es muy probable que los edificios diseñados antes de la implementación del diseño sismorresistente colapsen o sufran cuantiosos daños. Por tal razón es necesario evaluar si realizando cambios menores en las estructuras de alta importancia ocupacional pueden inclusive resistir cargas elásticas para permitir que la estructura opere normalmente durante el sismo. Así mismo también es importante realizar un análisis no lineal más riguroso para determinar si es necesario o no realizar las mejoras en las estructuras para que resistan elásticamente o de lo contrario verificar si las estructuras diseñadas con los códigos actuales se comportan adecuadamente.

Uno de los métodos más aceptados actualmente para realizar una evaluación más rigurosa a las estructuras es el análisis no lineal el cual permite evaluar las estructuras construidas incluyendo las propiedades tanto elásticas como inelásticas de los elementos que componen la estructura y someterlas a un registro de aceleraciones equivalente a un evento sísmico esperado para esta estructura. Con este análisis es posible tener un comportamiento mucho más certero de los elementos e identificar a su vez aquellos puntos débiles de la estructura ante un evento sísmico para poder proveer la rehabilitación necesaria a las estructuras con el fin de que estas se comporten adecuadamente.

Existen varios documentos y guías para modelar debidamente las propiedades y el comportamiento más allá del rango elástico de los elementos que forman la estructura de acuerdo con las condiciones de carga, el uso, el

refuerzo en los elementos, etc. Entre los documentos para modelar las propiedades inelásticas de los elementos se destaca FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency, 2000).

Para poder modelar la estructura adecuadamente en un análisis no lineal para terremoto esperado es también necesario contar con un registro de aceleraciones que represente las condiciones sismológicas del lugar en donde se encuentre la estructura que se quiere analizar. Esto se logra con una serie de estudios del suelo y con correlaciones realizadas de otros sismos ocurridos en lugares con condiciones similares a las que tiene la región en donde se encuentra la estructura que va a ser analizada.

1.2 Justificación

En la actualidad el código sismorresistente en Puerto Rico que utiliza el UBC-97 (Uniform Building Code, 1997) y códigos más recientes como el ACI 318-05 (American Concrete Institute, 2005), establecen como criterio de diseño para estructuras civiles el uso de cargas laterales estáticas reducidas por un factor de ductilidad. Este factor de ductilidad toma en cuenta la disminución en rigidez de la estructura debido al agrietamiento de materiales y daños en algunos elementos estructurales. Así, estructuras convencionales pueden sufrir daños considerables sin llegar al colapso y ser aceptables desde el punto de vista de diseño (Li y Jirsa, 1998). La razón principal para usar esta filosofía de

diseño es que los costos de construcción son menores porque se diseña para cargas menores.

Esta norma también clasifica las estructuras de acuerdo a el factor de importancia ocupacional dependiendo del uso proyectado. Las estructuras consideradas con un alto factor de importancia ocupacional, tales como edificaciones de refugio (escuelas), hospitales y edificios de gobierno, deben ser diseñadas para que permanezcan en operación continua durante y después un evento sísmico. Cabe señalar que este factor fue introducido en el código para el año 1979 (Sielaff et. al. 2005). Este factor de importancia tiene el efecto de aumentar las cargas de diseño, pero aún así permite una capacidad de deformación alta.

Experiencias pasadas en otras localidades fuera de Puerto Rico muestran que estructuras diseñadas con códigos de diseño similares han experimentado daños considerables durante un sismo (Su, 2001). Estos daños generalmente han ocasionado pérdidas de vidas humanas, interrupciones en servicio que han afectado seriamente los servicios esenciales y han causado un gran impacto económico.

Una alternativa para reducir daños es diseñar con un factor de ductilidad reducido que implica que la estructura pueda resistir las cargas sin que el acero llegue a cedencia. Esta alternativa se conoce como diseño elástico. Las metodologías de diseño elástico pueden beneficiar grandemente el

comportamiento de estructuras que cuentan con un alto historial de eventos sísmicos. Es así que en California se ha visto la necesidad de diseñar las estructuras de alto factor de importancia ocupacional con requerimientos de diseño más estrictos que los códigos que hacen que la estructura resista un evento sísmico elásticamente. Asimismo, se está requiriendo que las estructuras existentes sean reforzadas para cumplir con los nuevos requerimientos de diseño. En esa región, muchas de las estructuras que han sido rehabilitadas y reforzadas siguiendo estos lineamientos ya han sido sometidas a prueba por sismos posteriores y no han sufrido daño importante, salvo pequeñas fisuras en elementos no estructurales (California Health and Safety Code, 2003).

Por lo tanto, este estudio permitirá establecer en primera instancia la capacidad de las estructuras para resistir cargas laterales según fueron construidas con respecto a sus planos de construcción. Con esto se buscarán alternativas prácticas para reforzar dichas estructuras en caso de que no resistan, tomando en consideración las condiciones actuales de la misma para implementar la rehabilitación, con el fin de que se cumpla con los requerimientos mínimos para mantener su funcionamiento durante y luego del terremoto. Posteriormente se investigará el grado de daño que recibe la estructura según fue diseñada y construida al ser evaluada en su comportamiento frente a un sismo de diseño esperado.

1.3 Objetivos

Este trabajo tiene como objetivo principal el estudio del comportamiento de las estructuras con un alto factor de importancia ocupacional en Puerto Rico sometidas a cargas laterales elásticas y determinar si las estructuras resisten dichas cargas para los códigos que fueron diseñadas. Si no resisten, determinar y proponer alternativas y esquemas de rehabilitación para lograr el comportamiento en el rango elástico. También se tiene como objetivo realizar un análisis no lineal a las estructuras seleccionadas tal y como fueron construidas para determinar el daño que reciben cuando son sometidas a un terremoto esperado para Puerto Rico. Con este propósito se plantearán los siguientes escenarios:

- Seleccionar tres estructuras representativas para el análisis.
- Determinar y comparar los detalles estructurales de las estructuras con los requerimientos de diseño sismorresistente del código vigente.
- Determinar la demanda de acero que se obtiene como resultado del análisis elástico para resistir las cargas laterales.
- Evaluar los resultados del análisis elástico para poder determinar y seleccionar los elementos de rehabilitación más eficientes y apropiados tomando en consideración elementos y condiciones existentes en la estructura.

- Determinar los daños en la estructura original para un evento sísmico utilizando un registro de aceleraciones artificial establecido para la zona de Mayagüez de Puerto Rico.

Los resultados de este trabajo se usaron en un estudio de costos donde se compararán las diferentes alternativas estudiadas.

CAPÍTULO 2: REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Introducción

Los terremotos en las regiones altamente pobladas alrededor del mundo han sido responsables de daños extensos a la infraestructura de estas zonas, lo cual se traduce en pérdidas catastróficas de vidas humanas y pérdidas económicas de gran escala (Bracci y Dooley 2001). En particular, una gran mayoría de los edificios diseñados para resistir estos eventos no han logrado satisfacer las expectativas del comportamiento durante el sismo. Sin embargo, existen alternativas mucho más prácticas para el diseño que ofrecen un mayor detalle y confiabilidad a la estructura como por ejemplo, el análisis no lineal dinámico. Al determinar por medio del análisis que una estructura no es capaz de cumplir con las expectativas del comportamiento para el evento sísmico, entonces sería necesario implementar en dicha estructura elementos de rehabilitación que le permitan cumplir con los requerimientos del código. A continuación se presenta un resumen de algunos estudios referentes a este tema.

2.2 Comportamiento de edificios sometidos a cargas laterales

El comportamiento de los edificios de hormigón armado generalmente depende de los detalles de refuerzo, la geometría del edificio, las provisiones de diseño, rigidez, etc (Han et. al. 2004). Son los edificios de mediana y pequeña altura los que particularmente resultan más vulnerables durante un sismo porque no toman en cuenta las cargas sísmicas en su diseño (Bracci et. al. 1995). Cuando estos edificios no cuentan con los detalles suficientes de refuerzo se pueden generar fallas estructurales inesperadas durante el terremoto y posible colapso de la estructura.

Una gran mayoría de los edificios de mediana y pequeña altura y edificios viejos localizados en zonas de alta intensidad sísmica tomaron como su base de diseño primordialmente cargas gravitatorias (Bracci et. al. 1995). Debido a que tales edificios contienen detalles de ductilidad mucho menos estrictos que los diseñados para zonas de alta intensidad sísmica con los códigos actuales, estos edificios se podrían comportar de una manera más débil e impredecible especialmente durante un terremoto de gran magnitud. Para tales casos, se desarrollarían los mecanismos de falla entre niveles con toda seguridad.

Entre algunos de los detalles específicos que se destacan en el diseño de edificios para zonas de baja actividad sísmica podemos destacar los siguientes:

- El requisito de columna-fuerte viga-débil no necesariamente necesita ser cumplido en zonas de baja intensidad sísmica. Esto podría resultar en mecanismo de falla del edificio por nivel durante un evento de larga duración.
- Los empates de las columnas pueden ser colocados justamente sobre las losas. Esta zona es una de las localizaciones en donde se forman las articulaciones plásticas durante el sismo.
- Los límites de espaciamiento para el refuerzo cortante en vigas y columnas son mayores.
- No se requiere refuerzo transversal en los nodos de la conexión entre vigas y columnas.
- El refuerzo por flexión en las vigas no necesariamente tiene que ser continuo.
- No hay que tomar en cuenta los posibles efectos de columna corta.

Desafortunadamente para los edificios diseñados con estos parámetros, los cuales se encuentran en zonas de alta actividad sísmicas, las consecuencias podrían ser devastadoras en caso de un evento de terremoto de larga duración o gran magnitud.

2.3 Diseño sismorresistente y sus requerimientos

No había sido hasta la edición del código ACI 318-71 (American Concrete Institute, 1971) que aparecieron las primeras provisiones especiales para el diseño sismorresistente, pero en Puerto Rico no se llegó a implementar tales requerimientos por ley hasta el 1987. A continuación se presenta una evaluación de los eventos sobresalientes como consecuencia de estas implementaciones.

Estas estructuras especiales de hormigón armado sismorresistentes, conocidas por sus siglas en inglés como SMRCF (Special Moment Resisting Concrete Frame), son muy a menudo preferidas en la construcción de edificios debido a que permiten una utilización máxima del espacio del piso especialmente en el primer nivel el cual a menudo se utiliza para propósitos de estacionamiento de vehículos, actividades y otros (Searer y Fierro 2004). Este primer nivel tiene varias características particulares, como por ejemplo, es a menudo más alto con elementos esbeltos, no posee paredes o elementos rígidos para soportar las cargas laterales más fuertes que se generan en este nivel y posee pocos o menos elementos para proveer espacio amplio. Todas estas características traen como consecuencia el fenómeno de piso débil (“soft-story”), lo cual convierte la estructura en muy vulnerable a la hora de soportar cargas laterales.

Algunas de las estructuras sismorresistentes no han sido capaces de satisfacer el comportamiento esperado durante la excitación sísmica. Tal comportamiento inaceptable podría ser atribuido en parte al cálculo inadecuado de las cargas laterales debido a la utilización de códigos antiguos, a suelos blandos y efectos de licuefacción, a la falta de ductilidad en los elementos y errores de construcción. Algunos edificios inclusive se han comportado de una manera débil frente a cargas laterales menores para las cuales fueron diseñadas, esto debido al pobre detalle de refuerzo ofrecido en el diseño.

Para la edición del código ACI 318-83 (American Concrete Institute, 1983) ya se estableció que las columnas en el área de los nodos debían ser de al menos un 20% de mayor resistencia a flexión que las vigas. También en este código planteó como requisito un refuerzo transversal más elaborado que en los códigos anteriores. A pesar de todo esto y la intención del código de crear columnas más fuertes que las vigas, existía confusión a la hora de realizar el cómputo de la fuerza de los elementos, específicamente para las vigas, esto cuando no se tomaba en consideración la contribución de la losa de piso cuando se funde monolíticamente con la viga. En investigaciones de French y Boroojerdi (1989) quedó demostrado que la contribución de la losa a la capacidad de la viga podría aumentar la fuerza del elemento hasta un 50%. Otro factor que ha sido mal interpretado a la hora de realizar el diseño era el hecho de que este código asumía que el cómputo de capacidad en la conexión columna-viga se calculaba en el centro del nudo, en vez de en la cara de la junta como es debido.

Luego de haber destacado estos eventos cabe la duda razonable de la capacidad real de estos edificios en Puerto Rico, y para los del resto del mundo, especialmente para aquellos construidos mucho antes de la implementación de los requerimientos sismorresistentes por ley en el 1987. Mas aún, deseamos sobresaltar el hecho de que ha tenido que transcurrir cierto periodo de tiempo antes de poder desarrollar estructuras que acaten la intención real de los códigos debido a su mal interpretación.

2.4 Estudio de edificios de hormigón armado afectados por terremotos

Con el fin de presentar un cuadro a nivel mundial del desempeño de las estructuras de hormigón armado para los terremotos más recientes se ha recopilado información sobre varias investigaciones producto del comportamiento de estas estructuras. Esta información pone al descubierto tanto los errores, como la efectividad del diseño, la calidad de la construcción, así como el resultado de aquellas practicas que típicamente forman parte de la ingeniería estructural de estos tiempos.

El terremoto de Chi-Chi ocurrido el 20 de septiembre de 1999 en Taiwán tuvo una magnitud de 7.3 en la escala Richter ($M_w = 7.5$). En Taiwán el 85% de los edificios eran en hormigón armado y el 52% de estos colapsaron debido a este sismo. Más aún, el estudio reflejó que el 41% de los edificios dañados

colapsaron totalmente. Como dato sobresaliente de esta investigación se destaca el hecho que el 42% de los edificios dañados fueron construidos antes de establecer el Código de Diseño Sísmico de Taiwán en el 1974 (Su 2001).

Podemos destacar una serie de fallas representativas del terremoto de Taiwán que muy bien se pueden aplicar al caso de los edificios en Puerto Rico, ya que muchos de estos, como ya habíamos mencionado, fueron construidos mucho antes de poner en práctica los requerimientos para estructuras sismorresistentes. Entre estas fallas se encuentran las grietas en las vigas debido a la insuficiencia de refuerzo transversal y grietas horizontales debido al resbalamiento como consecuencia de un pobre enlace entre el acero longitudinal y el hormigón. Las fallas en los sistemas de uniones de viga-columna también fueron muy sobresalientes y esto se debió principalmente a la mala calidad del hormigón. En la mayoría de las pruebas realizadas la resistencia del hormigón llegaba apenas a la mitad de la capacidad de diseño. En una situación opuesta, el acero de refuerzo excedía su capacidad requerida por el código. La suma de ambos factores, tanto del hormigón como del acero, trae como consecuencia el desbalance en la relación proporcional de la capacidad de los sistemas de hormigón reforzado.

El terremoto del 12 de noviembre de 1999 en Turquía tuvo una intensidad de 7.1 en la escala Richter ($M_w = 7.2$) y ocurrió muy cerca de la región de Kocaeli en la cual se reportaron casi todas las muertes como

consecuencia de este evento. Casi todos los edificios que colapsaron en esta región fueron construidos bajo las regulaciones de 1968 y 1975. Las observaciones demostraron que las paredes de mampostería interior lograron prevenir el daño sustancialmente para edificios de 1 y 2 niveles. Sin embargo para edificios mas altos cuando estas paredes fallaron indujeron un daño severo a las columnas de hormigón armado. La pérdida de estas columnas llevó por consiguiente al colapso de las estructuras. El fallo en las columnas se le atribuyó a varias fuentes. Entre estas se encuentra el uso de vigas lo suficientemente fuerte como para formar las articulaciones en las columnas, la ausencia de suficiente fuerza lateral en la estructura para limitar la demanda de ductilidad, la falta de refuerzo transversal para proveer suficiente deformación en la zona de articulación, la localización de empates de varillas justo al comienzo de cada techo y el pobre confinamiento en las zonas de empate del refuerzo (Aschheim et. al. 2000).

El terremoto del 23 de junio del 2001 al sur del Perú registró una magnitud de 8.1 en la escala Richter ($M_w = 8.4$). La intensidad de la aceleración pico máxima del suelo alcanzó aproximadamente los 0.3g. Para este terremoto los daños se observaron mayormente en casas de ladrillos, estructuras antiguas como las iglesias y los edificios de escuelas. Muchos de los daños a estas estructuras fueron atribuidos a problemas de configuración estructural tales como pisos suaves y columna corta. Otros daños fueron atribuidos a una pobre calidad en la construcción y a la amplificación de suelos

blandos en algunas regiones. A pesar de todo esto cabe señalar que aquellas estructuras las cuales fueron diseñadas con los códigos mas recientes lograron tener un buen desempeño en general y no sufrieron daños sustanciales (Fierro y Janney 2003).

El terremoto del 26 de junio de 2001 en Bhuj, India alcanzó una magnitud de intensidad de 7.9 en la escala Richter ($M_w = 7.7$) el cual ha sido el terremoto mas dañino observado en este país. La mayoría de las fallas a las estructuras de hormigón armado se le adjudicaron a la falta de diseño y detalles de ductilidad para resistir las fuerzas sísmicas, sumado a una pobre calidad de la construcción. Estos factores trajeron como consecuencia la pobre capacidad de los elementos y ductilidad de las estructuras para resistir las cargas laterales. También se observaron en algunos casos configuraciones estructurales irregulares (columna corta, asimetría en planta, etc.) las cuales contribuyeron al pobre desempeño de las estructuras (Goel et. al. 2002).

Para el terremoto del 31 de octubre de 2002 en Molise, Italia, el estudio se enfatizó mayormente en el desempeño de los edificios de escuelas en esta municipalidad. Este terremoto alcanzó una magnitud de 6.9 en la escala Richter ($M_w = 5.7$). Este estudio reveló dos aspectos muy importantes. El primero es que sólo 5 de 300 escuelas inspeccionadas estaban localizadas en municipalidades clasificadas como zonas de alta actividad sísmica hasta el 2002 y por consiguiente sólo estas 5 contaban con los requisitos de diseño para tales

zonas. El segundo es que estas 295 escuelas que no contaban con los requerimientos de zonas sísmicas mostraban modificaciones luego de su construcción las cuales incrementaban su vulnerabilidad sísmica. Entre estas modificaciones se encontraron niveles añadidos, eliminación de paredes de hormigón reforzado y mampostería para propósitos de espacio y la sustitución de techos de madera livianos por techos de hormigón armado mucho más pesados. Peor aún, tales modificaciones fueron realizadas con la falta de requerimientos sísmicos de diseño por contratistas y técnicos locales que no contaban con tales conocimientos (Augenti et. al. 2004).

2.5 Alternativas para la rehabilitación de estructuras

Con una gran mayoría de las estructuras que se encuentran en servicio, diseñadas y construidas con insuficiencia de requerimientos de ductilidad y capacidad para resistir un sismo, surge la necesidad de proponer alternativas para corregir tales estructuras con la finalidad de que puedan cumplir con los requisitos mínimos que establecen los códigos actuales.

Una de las alternativas de rehabilitación es el ensanchamiento de algunos de los elementos de la estructura. Básicamente lo que se persigue con esta técnica es mejorar la respuesta local y global de los elementos existentes que fueron diseñados para cargas gravitatorias. El estudio de Bracci (Bracci et. al. 1995) demostró que el comportamiento en general de la estructura y el daño recibido puede ser efectivamente controlado al incrementar el tamaño sólo de

las columnas y juntas del edificio. Esto a pesar que la ductilidad de los elementos no fue drásticamente aumentada dado que, al incrementar su rigidez, la demanda de ductilidad fue reducida. Es importante señalar que esta técnica requiere gran capacidad de rediseño y una cuidadosa integración de los nuevos elementos al sistema estructural.

La rigidez juega un rol importante en alcanzar la capacidad de resistencia de los elementos estructurales en regiones de alta actividad sísmica (Hsu y Mansour, 2005). En otro estudio realizado por Vecchio (Vecchio et. al. 2002) se investigó el comportamiento de las paredes de hormigón reforzado y su capacidad ante cargas laterales. En este estudio se sometieron las paredes de hormigón reforzado a cargas dinámicas cíclicas utilizando una mesa vibradora de alto rendimiento. Entre los factores que determinaron la capacidad de los especímenes están la cantidad de carga axial que se le aplica a las paredes. Una mayor cantidad de carga axial actuando sobre las paredes demostró ser determinante para que estas logaran alcanzar una mayor capacidad. Por otra parte, se observaron fallas diagonales por tensión debido a la insuficiencia de acero transversal. Este estudio reflejó que el comportamiento de estos elementos proveían una alta capacidad en rigidez para resistir cargas laterales, aunque no fue posible determinar su ductilidad con precisión.

2.6 Estudio del análisis no lineal dinámico para estructuras

El procedimiento para obtener la carga lateral equivalente en el diseño sísmico está basado en una consideración implícita de la respuesta inelástica de las estructuras en terremotos. La experiencia con terremotos anteriores nos han demostrado sin embargo que este procedimiento de diseño podría no ser tan efectivo en ciertos casos para controlar el nivel de daño que sufren los edificios debido a cargas laterales (Chan y Zou 2004).

La información de la cantidad y distribución de las fuerzas internas y deformaciones pueden ser obtenidas explícitamente a través de un análisis inelástico de una estructura sometida a movimientos sísmicos utilizando un registro de aceleraciones. También, los registros de las aceleraciones estructurales producidos por los terremotos son uno de los pocos recursos de información cuantitativa acerca de la respuesta de las estructuras al daño o daño potencial generado por un sismo. De esta manera, los registros de terremotos pueden ser utilizados para evaluar el comportamiento de una estructura particular, o alcanzar el nivel adecuado de los requerimientos exigidos en los códigos (Levy et. al. 2005).

Una investigación realizada por Li y Jirsa (1998) tenía como objetivo demostrar la capacidad del análisis no lineal dinámico para predecir el

comportamiento de una estructura de hormigón reforzado sujeta a movimientos sísmicos. Se utilizó la data obtenida de un edificio instrumentado el cual sufrió daños durante el terremoto de Northridge en el 1994 para validar los resultados. Se utilizó el programa comercial de *ETABS* para llevar a cabo este análisis. La comparación entre la respuesta calculada y la obtenida por el edificio instrumentado indicaba que el análisis no lineal dinámico con el registro de aceleraciones produjo resultados razonablemente satisfactorios.

CAPÍTULO 3:

MODELACIÓN ANALÍTICA

3.1 Introducción

La modelación analítica es una alternativa usada en el estudio del desempeño de las estructuras, especialmente en la determinación de la respuesta de sistemas cuyas soluciones dependen de una gran cantidad de variables. En la actualidad, con la ayuda de programas de computadora avanzados, es posible obtener una respuesta aceptable para estas estructuras cuyo desempeño podría ser muy difícil de predecir con un análisis simplificado.

A continuación se describe el procedimiento seguido para el análisis de las estructuras de alta importancia ocupacional en esta investigación. Primero fue necesario hacer la selección de las estructuras. El segundo paso fue establecer las condiciones de diseño basado en los planos originales de las estructura para realizar la comparación con los requerimientos del diseño sismorresistente. A continuación se realizó el análisis elástico para determinar la capacidad de soportar cargas laterales elásticas establecidas según el código UBC-97 para las estructuras. En base a los resultados del análisis elástico fue posible implementar la rehabilitación sísmica para las estructuras y reevaluar las mismas elásticamente con estas nuevas medidas. Como parte de la

rehabilitación sísmica se incluyó también un análisis y rehabilitación de la fundación. Por último se llevó a cabo el análisis no lineal de un evento sísmico esperado con un registro de aceleraciones artificial para Mayagüez para determinar la vulnerabilidad sísmica y cuantificar los daños de las tres estructuras según fueron construidas.

Las estructuras de alta importancia ocupacional que se seleccionaron para la investigación juegan un papel importante en caso de que ocurriese un evento sísmico. Para la selección de las estructuras se tomó en cuenta ciertos criterios necesarios para el cumplimiento de los requisitos de la investigación los cuales se listan a continuación:

- Tipo de estructura.
- Disponibilidad de planos de construcción y detalles estructurales.
- Año de diseño y construcción.

Se escogieron tres escuelas típicas de las cuales se detallaron dos y también un edificio de hospital. Las escuelas son el tipo de estructuras que se utilizan típicamente en Puerto Rico como refugio para los damnificados por su capacidad de espacio y facilidades para el acopio de personas. Los hospitales deben mantenerse funcionando durante y luego del sismo para brindar el auxilio necesario a las personas afectadas por el evento sísmico. Por estas razones se seleccionaron estas estructuras para el análisis.

3.1.1 Programas de computadora utilizados en los análisis

Fueron varios los programas de computadora especializados en la ingeniería estructural que se utilizaron para las diferentes etapas del análisis de acuerdo a los resultados que se pretendían obtener.

En la etapa del análisis elástico resultó muy conveniente modelar las estructuras en el programa *ETABS* versión 9.03 (*Computers & Structures, Inc., 2005(a)*), debido a que es capaz de considerar los requerimientos del código vigente para Puerto Rico en la carga lateral (UBC-97) y el código ACI 318 de las versiones 1999 y 2005 para el diseño elástico. También se utilizó el programa *SAP2000* versión 10 (*Computers & Structures, Inc., 2005(b)*), para los dispositivos que serían utilizados en la rehabilitación de la estructura.

Para el análisis no lineal del terremoto esperado se utilizaron principalmente tres programas, *Section Builder* versión 8 (*Computers & Structures, Inc., 2003*), *ETABS* versión 9.1.1 (*Computers & Structures, Inc., 2006*), y *Perform-3D* (*Computers & Structures, Inc., 2006*). *Section Builder* se utilizó para obtener las propiedades mecánicas de los elementos como la curva de momento curvatura y el diagrama de interacción para las columnas. Con el programa *ETABS* se generaron los archivos de los modelos analizados en la etapa del análisis elástico que luego fueron importados a *Perform-3D* para realizar el análisis no lineal del terremoto esperado para las estructuras.

3.2 Modelación para el análisis elástico de las estructuras

El análisis elástico de las estructuras se realizó para determinar su capacidad al ser sometidas a las cargas laterales elásticas establecidas por el código UBC-97. En esta sección se describen las características y parámetros utilizados para generar los modelos y se detallan los procedimientos para la modelación del análisis elástico de las tres estructuras.

Utilizando el programa de *ETABS* fue posible crear los modelos en tres dimensiones y realizar el análisis con la carga lateral elástica utilizando un factor de ductilidad bajo para estos fines. La carga lateral que establece el código UBC-97 en el artículo 1630.2.1 para el diseño es estática y está definida como:

$$V = \frac{C_v I}{RT} W \quad (3.1)$$

Esta carga no puede exceder lo siguiente:

$$V = \frac{2.5C_a I}{R} W \quad (3.2)$$

Tampoco puede ser menor de:

$$V = 0.11C_a I W \quad (3.3)$$

donde:

I : Factor de importancia ocupacional

C_v : Coeficiente sísmico

T : Periodo de la estructura

R : Factor de ductilidad

W : Peso de la estructura

C_a : Coeficiente sísmico

Algunos de los parámetros de las ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.3, como lo son el peso y el período de la estructura, fueron determinados en *ETBAS* y verificadas manualmente. El factor de importancia ocupacional, “ I ” se obtuvo de la tabla 16-K del UBC-97 y está basado en la necesidad de la estructura de mantenerse en funcionamiento ante el evento sísmico. Este estudio fue precisamente sobre las estructuras de un factor de alta importancia ocupacional por lo que se definió como 1.25. El factor de ductilidad, “ R ” considera el comportamiento esperado de la estructura ante el evento sísmico y está definido en la tabla 16-N del UBC-97. Para una estructura que se espera tenga un comportamiento dúctil este factor suele ser de hasta 8.5. El factor de ductilidad se definió como 2.0 para poder producir la carga lateral elástica en la estructura. Cabe señalar que para definir una carga elástica según las ecuaciones del UBC-97 se debe utilizar un factor de ductilidad igual a 1.0. Sin embargo, considerando que las estructuras cuentan con una cantidad de factores que resultan en el incremento de la carga lateral e incluso el factor de importancia ocupacional de 1.25 no es necesario utilizar el factor de ductilidad de 1.0 para generar el efecto de la carga lateral elástica en la estructura. Debido a que se no se contaba con un estudio de suelos para poder definir el tipo de perfil se utilizó el tipo “ S_D ” conservadormente según lo establece el código en el artículo

1630.2.3.1. Basado en este perfil de suelos se obtienen los coeficientes sísmicos, “ C_v ” de la Tabla 16-R y “ C_a ” de la Tabla 16-K del UBC-97.

La verificación del diseño estructural elástico fue realizado basado en los códigos de diseño del ACI 318-99 (American Concrete Institute, 1999) y ACI 318-05 (American Concrete Institute, 2005). La versión del código ACI 318-99 es la más antigua que permite escoger *ETABS* y se utilizó para poder obtener resultados más cercanos al diseño de los códigos para las estructuras más antiguas de la investigación. Estos resultados serían comparados con los de la versión del código ACI 318-05.

Con la especificación del código en el programa se generan automáticamente las combinaciones de diseño teniendo en cuenta las cargas asignadas al modelo. Para el análisis elástico de los tres modelos se consideraron la carga lateral, muerta y viva. Según el código más reciente, el ACI 318-05, las combinaciones de diseño son las siguientes:

$$\boxed{U = 1.4D} \quad (3.4)$$

$$\boxed{U = 1.2D + 1.6L} \quad (3.5)$$

$$\boxed{U = 1.2D + 1.0L \pm 1.0E} \quad (3.6)$$

$$\boxed{U = 0.9D \pm 1.0E} \quad (3.7)$$

Para el código ACI 318-99 las combinaciones de carga son las siguientes:

$$U = 1.4D \quad (3.8)$$

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (3.9)$$

$$U = 0.75 [1.4D + 1.7L \pm (1.7)1.1E] \quad (3.10)$$

$$U = 0.9D \pm (1.3)1.1E \quad (3.11)$$

donde:

U : Fuerza requerida de diseño

D : Carga muerta

L : Carga viva

E : Carga lateral

Las combinaciones de cargas del código del 2005 muestran una reducción muy notable si se comparan con el código del 1999 y esto ocurre tanto para carga viva, muerta y lateral. Es importante tener esto en cuenta ya que al analizar estructuras más antiguas con códigos más recientes se podría incurrir en una sobre estimación de la capacidad de las estructuras.

3.2.1 Descripción y modelo de la escuela superior Patria Latorre Ramírez de San Sebastián



Figura 3.1 Foto de la escuela Superior de San Sebastián

La escuela superior Patria Latorre Ramírez está localizada en el sector Piedras Blancas del municipio de San Sebastián, Puerto Rico, por lo que a partir de este momento se le referirá en este informe como la escuela de San Sebastián. Su diseño data del año 1985 según sus planos de construcción. Tiene dos niveles con 10.25 pies de alto para un total de 20.5 pies de altura. Estructuralmente esta escuela está compuesta por vigas, columnas, losa estructural y paredes de hormigón reforzado pero son las vigas y columnas las que componen el esqueleto de la estructura. Tiene 19 pórticos en total unidos

por tramos de vigas de 12 pies de largo. Los pórticos están compuestos por columnas de 12" x 18" y vigas de h=18.5" x b=12". La losa estructural tiene un espesor de 4.5" y las paredes de 6". La fundación de esta escuela está compuesta por zapatas superficiales de 5' por 5'. Tiene un período fundamental de 0.32 segundos. La Tabla 3.1 muestra los elementos que definen la estructura y la Figura 3.2 muestra un esquema de la ubicación de estos elementos para el primer nivel en el modelo y el pórtico típico que compone esta escuela.

Tabla 3.1 Elementos estructurales del modelo de la escuela de San Sebastián

Elemento	Nombre	Dimensiones
		[pulg. x pulg.]
Columna	C-1	18" x 12"
	C-2	18" x 12"
Vigas	FB-1	18.5" x 12"
	FB-2-3	15" x 7"
	FB-4-5	15" x 12"
	RB-Prom	19.5" x 12"
	RB-2-3	15" x 12"
	RB-4-5	22.5" x 12"
Pared	n/a	espesor = 6"
Losa	n/a	espesor = 4.5"

Los materiales de construcción utilizados para la escuela fueron hormigón armado y mampostería. La resistencia del hormigón en compresión se especificó de 3,000 libras por pulgada cuadrada mientras que el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo fue de 60,000 libras por pulgada cuadrada según lo obtenido de los planos de construcción.

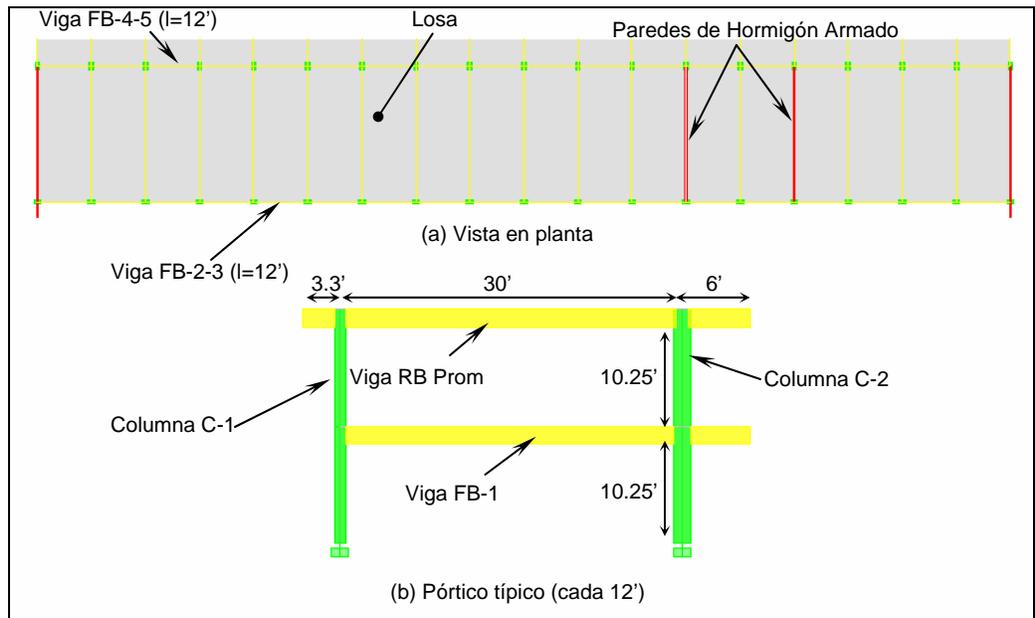


Figura 3.2 Vista en planta del primer nivel y pórtico típico de la escuela de San Sebastián

La escuela superior de San Sebastián es un edificio compuesto por tres estructuras similares entre sí, pero separadas por juntas según lo especifican los planos de construcción. Es por tal razón que sólo se modeló una sola estructura ya que esta representaría el comportamiento de cualquiera de las estructuras que componen el edificio. Es importante enfatizar que esta configuración estructural fue usada en la gran mayoría de escuelas diseñadas antes de 1987 razón por la cual no se repitió el análisis para una tercera escuela en este trabajo investigativo pues los resultados eran similares. En la Figura 3.3 se muestra el modelo en *ETABS* de la escuela de San Sebastián.

Utilizando los planos de construcción se obtuvieron los datos necesarios para generar las cargas viva y muerta adicional. Para la carga viva se consideró

las cantidades especificada por el diseñador en los planos de construcción mientras que la muerta adicional es la carga asignada que considera el peso de los elementos no estructurales, techo acústico, paredes de divisiones, y algunos muros y barandas que no forman parte del modelo pero si tienen influencia en el peso de la estructura. En la Tabla 3.2 se encuentra un resumen de las cargas viva y muerta adicional para el análisis de la escuela de San Sebastián

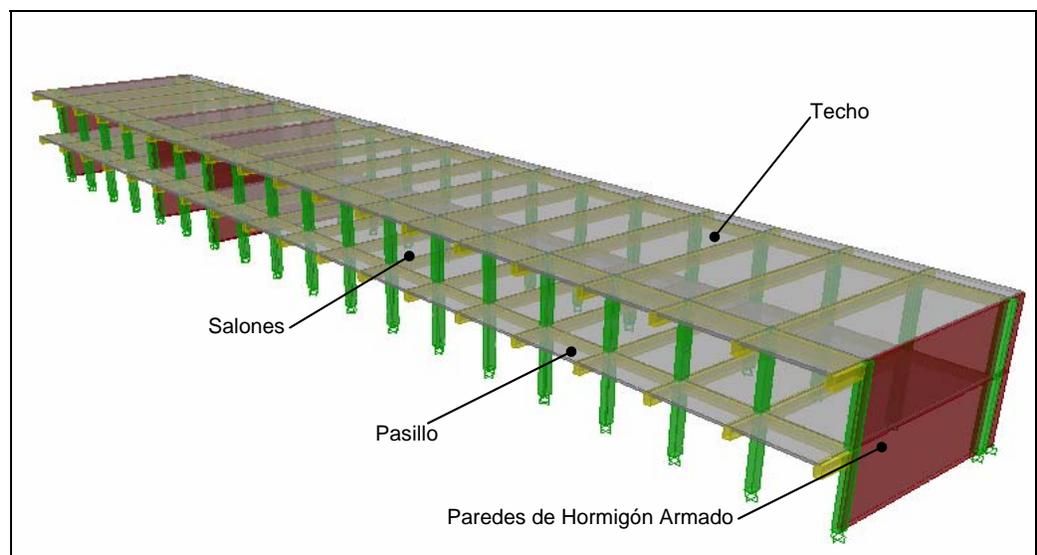


Figura 3.3 Modelo estructural de la escuela de San Sebastián

Tabla 3.2 Resumen de las cargas viva y muerta adicional asignadas en la escuela de San Sebastián

Lugar	Carga Distribuida en Área		Carga Distribuida Lineal
	Muerta Adicional ¹ [lb/ft ²]	Viva [lb/ft ²]	Muerta Adicional ² [lb/ft]
Pasillo	-	100	26
Salones	36.81	50	-
Techo	-	20	26

¹Carga producto de las particiones

²Carga producto de parapetos y barandas de hormigón

3.2.2 Descripción y modelo de la escuela Mercedes García de Cataño



Figura 3.4 Foto de la escuela Las Palmas en Cataño

La escuela Mercedes García está localizada en el sector Las Palmas del municipio de Cataño, Puerto Rico, por lo que a partir de este momento se le referirá a esta escuela en este informe como la escuela de Cataño. Su diseño data del año 1978 según los planos de construcción. Al igual que para la escuela de San Sebastián, la escuela de Cataño fue diseñada y construida antes de las implementaciones por ley del diseño sismorresistente.

El primer nivel de la escuela de Cataño tiene una elevación de 10'3" mientras que el segundo es de 10'2' para una altura total de 20'5". Todas las estructuras que componen la escuela de Cataño cuentan con la misma composición estructural de vigas, columnas, paredes de hormigón armado y losa estructural. Tiene una separación entre los pórticos de 24 pies con vigas perpendiculares intermedias. La losa estructural tiene 4.5 pulgadas de espesor en ambos niveles mientras que las paredes son de 6 pulgadas de espesor. Al igual que en la escuela de San Sebastián, la fundación de este edificio se compone de zapatas superficiales aisladas. Para propósitos del análisis elástico existen 6 elementos que componen todo el edificio de la escuela. Estos elementos son tres tipos de vigas, un solo tipo de columna, un tipo de pared y un tipo de losa estructural. La escuela de Cataño tiene un período fundamental de 0.13 segundos. La Tabla 3.3 resume los elementos estructurales que componen el modelo de la escuela de Cataño.

Tabla 3.3 Elementos estructurales que componen la escuela de Cataño

Elemento	Dimensiones
	[pulg. x pulg.]
Columna	24" x 12"
Vigas	26" x 12"
	26" x 6"
	25" x 6"
Paredes	espesor = 6"
Losa	espesor = 4.5"

El esquema en la Figura 3.5 muestra, en una vista en planta del primer nivel de la escuela, la distribución de los elementos mientras que en la Figura 3.6 se ilustra el pórtico típico que compone esta escuela. Todos los elementos

señalados en la vista en planta del primer nivel aplican para el segundo nivel con la excepción de la estructura Este que no tiene segundo nivel.

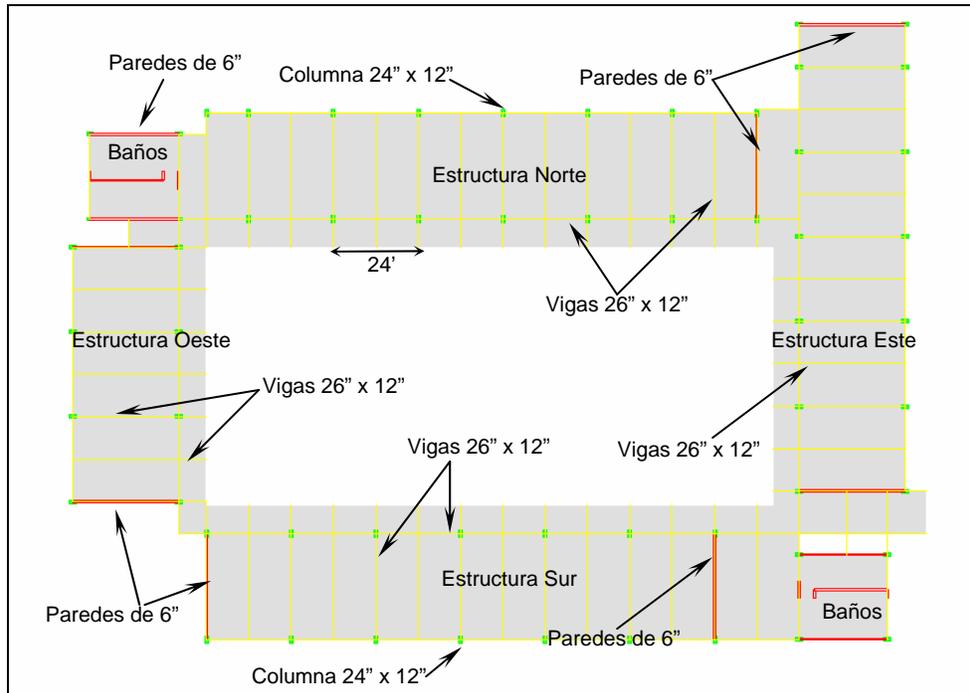


Figura 3.5 Vista en planta e identificación de elementos en la escuela de Cataño

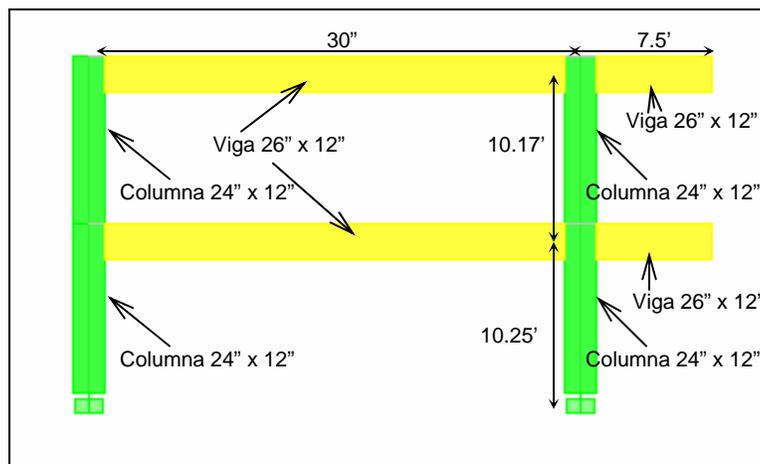


Figura 3.6 Pórtico típico de la escuela de Cataño

La escuela superior de Cataño es un edificio compuesto por cuatro estructuras unidas entre sí que a diferencia de la escuela de San Sebastián no están separadas según los planos de construcción. Esta unión de las estructuras trae como consecuencia otros esfuerzos, que posiblemente son mínimos en la escuela de San Sebastián. Para propósitos del análisis se le asignó a cada estructura el nombre de acuerdo a la ubicación de la vista en planta del modelo. La escuela de Cataño tiene tres estructuras (Norte, Sur y Oeste) de dos niveles y una (Este) de un solo nivel. En la Figura 3.7 se muestra el modelo en *ETABS* de la escuela de Cataño

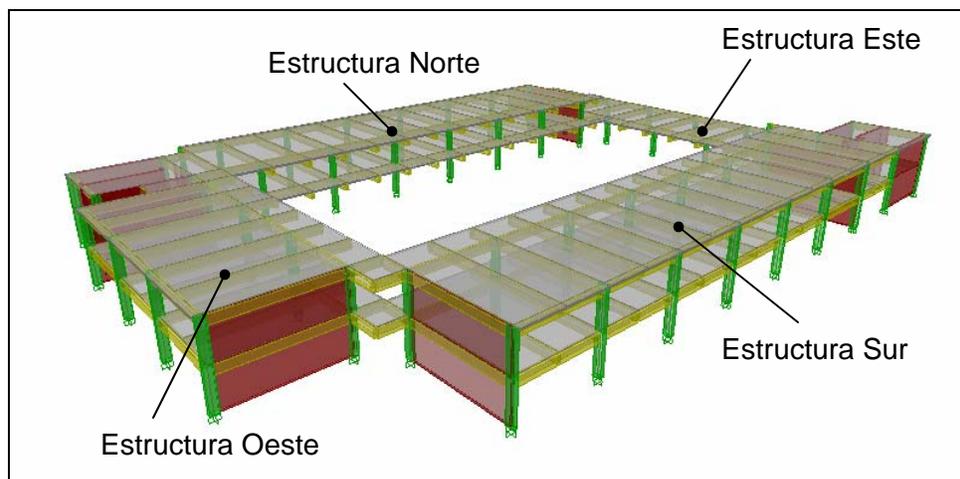


Figura 3.7 Modelo estructural en *ETABS* de la escuela de Cataño

Es importante señalar que la escuela de Cataño pudiera dar la impresión de ser muy similar estructuralmente que la escuela de San Sebastián. Sin embargo al examinar los elementos se pudo constatar que la escuela de Cataño

tiene secciones de vigas y columnas más grandes, lo cual redundo en una estructura más fuerte en términos estructurales.

De la misma manera que en la escuela de San Sebastián, las cargas viva y muerta adicional fueron obtenidas por medio de los planos de construcción. En la Tabla 3.4 se muestra el resumen de las cargas viva y muerta adicional utilizadas para el análisis de la escuela de Cataño.

Tabla 3.4 Resumen de las cargas viva y muerta adicional asignadas en la escuela de Cataño

Lugar	Carga Distribuida en Área		Carga Distribuida Lineal
	Muerta Adicional ¹	Viva	Muerta Adicional ²
	[lb/ft ²]	[lb/ft ²]	[lb/ft]
Pasillo	-	100	26
Salones	30.51	50	-
Techo	-	20	26
Baños	34.49	40	-

¹Carga producto de las particiones

²Carga producto de parapetos y barandas de hormigón

La resistencia en compresión del hormigón especificada en los planos de construcción para todos los elementos es de 3,000 libras por pulgada cuadrada mientras que el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo esta especificada de 60,000 libras por pulgada cuadrada.

3.2.3 Descripción y Modelo del Hospital de la Concepción



Figura 3.8 Foto del Hospital de la Concepción en San Germán

El Hospital de la Concepción está localizado en el Sector Caín Alto del municipio de San Germán, Puerto Rico. Es un edificio cuyo año de diseño data del 1999 según los planos de construcción. Es una estructura de 4 niveles de 72 pies de altura compuesto por vigas, columnas y paredes de hormigón reforzado. Las vigas y columnas componen el esqueleto interior de la estructura mientras que las paredes estructurales de 6 pulgadas de espesor componen el perímetro así como los núcleos de los ascensores y escaleras que van desde 10 a 6 pulgadas de espesor. Es un edificio que cubre un área de superficie de 72,510

pies cuadrados. La fundación del hospital esta compuesta por zapatas tanto aisladas como continuas amarradas por vigas en algunos casos. En la Figura 3.9 se muestra el modelo estructural en *ETBAS* del Hospital de la Concepción. Los elementos estructurales que componen el modelo del hospital se encuentran listados en la Tabla 3.5. Las paredes de hormigón reforzado que componen los núcleos de los ascensores y escaleras son de un espesor mayor y tienen una mayor cuantía de acero. También existen algunos elementos irregulares como vigas de hormigón reforzado en forma de “u” las cuales tienen un rol meramente arquitectónico. Estas vigas se modelaron con el propósito de ser incluidas en el peso de la estructura. El Hospital de la Concepción tiene un período fundamental de 0.16 segundos.

Tabla 3.5 Elementos estructurales que componen el Hospital de la Concepción

Elemento	Dimensiones [pulg. x pulg.]	Elemento	Dimensiones [pulg. x pulg.]
Vigas	18" x 16"	Columnas	20" x 20"
	18" x 24"		24" x 24"
	18" x 36"		18" x 18"
	20" x 18"		18" x 30"
	22" x 12"	Paredes	espesor = 5"
	24" x 12"		espesor = 6"
	24" x 16"		espesor = 7"
	24" x 20"		espesor = 8"
	24" x 24"	Losa	espesor = 5"
	28" x 12"		espesor = 6"
	28" x 16"		espesor = 7"
	28" x 17"		espesor = 8'

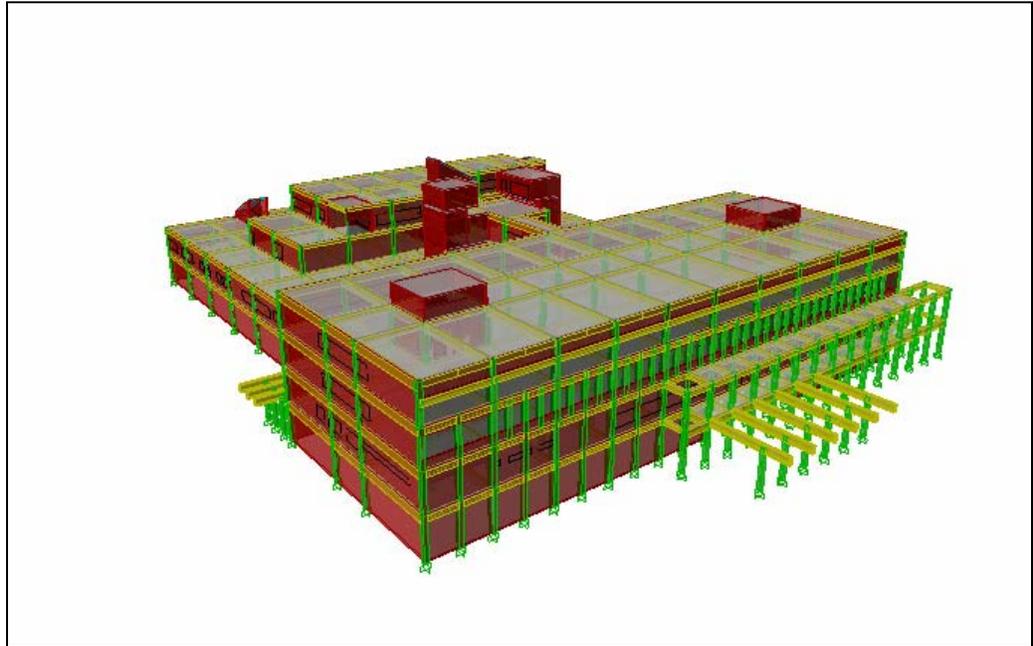


Figura 3.9 Modelo estructural en *ETABS* del Hospital de la Concepción

Según los planos de construcción el hospital esta dividido en dos áreas, las habitaciones (Área A) y las áreas de servicio a pacientes (Área B). Es precisamente en las áreas de servicios en donde ocurre la irregularidad en planta en la estructura según se puede apreciar en la Figura 3.10.

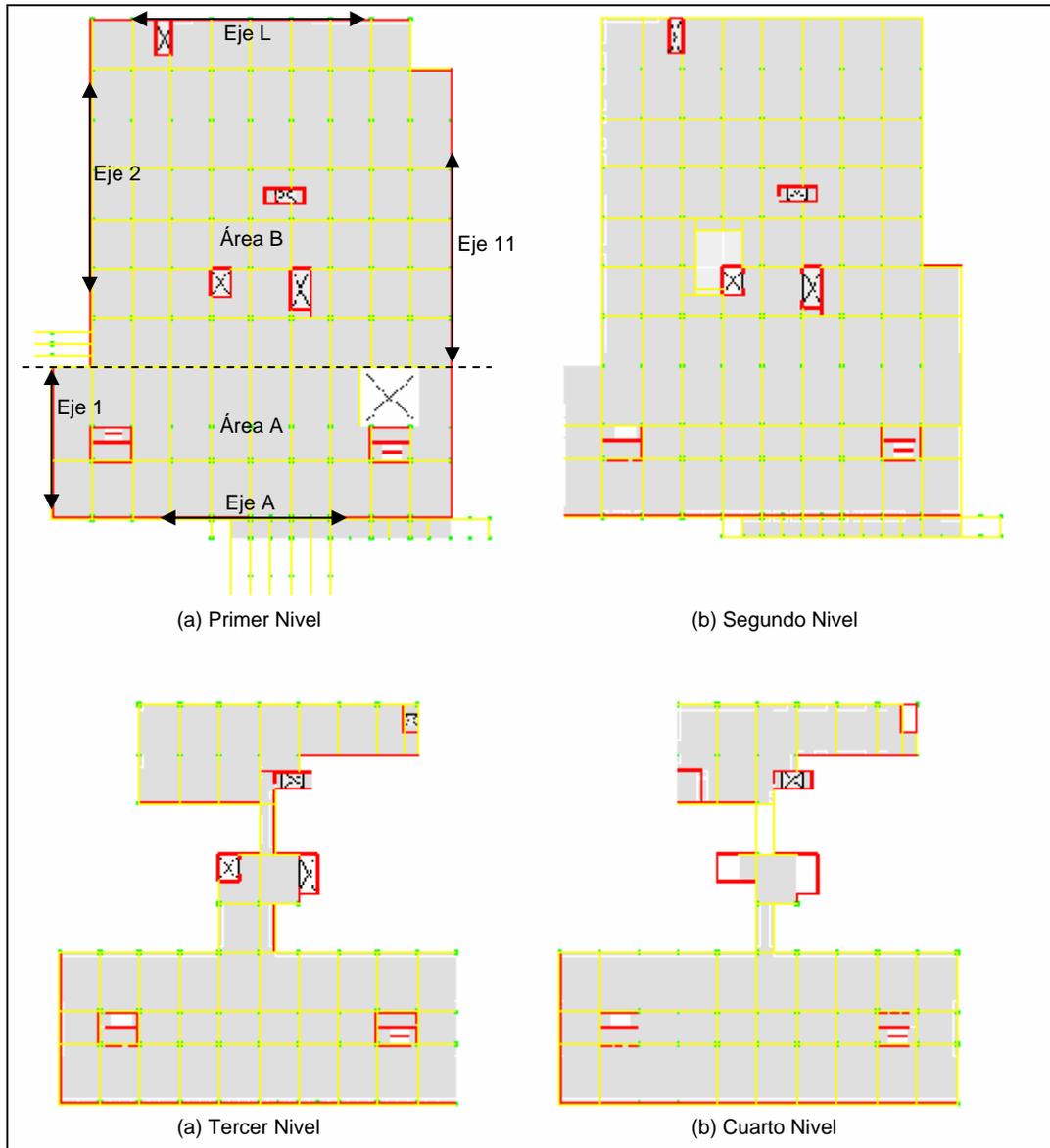


Figura 3.10 Vista en planta de los cuatro niveles del Hospital de la Concepción

Las cargas para el hospital fueron estimadas utilizando los planos estructurales y arquitectónicos de construcción. En la Tabla 3.6 se muestra el resumen de las cargas viva y muerta adicional aplicadas por área y nivel del hospital.

Tabla 3.6 Resumen de las cargas viva y muerta adicional asignadas en el Hospital de la Concepción

Area	Nivel	Carga Distribuida en Área	
		Muerta Adicional ¹	Viva
		[lb/ft ²]	[lb/ft ²]
A	1	12.69	40(Cuartos), 100(Pasillos)
	2	12.48	40(Cuartos), 100(Pasillos)
	3	12.69	40(Cuartos), 100(Pasillos)
	4	12.69	40(Cuartos), 100(Pasillos)
B	1	12.69	60
	2	22.48	60
	3	10.69	100
	4	14.17	40

¹Carga producto de las particiones

La resistencia en compresión del hormigón para los elementos estructurales es variable dependiendo del tipo de elemento, sin embargo el esfuerzo de fluencia es el mismo para todos. En general resistencia en compresión del hormigón para las vigas y columnas está especificada en los planos de 4,000 libras por pulgada cuadrada. Para las paredes de hormigón reforzado de los núcleos de las escaleras y ascensores del primer nivel la resistencia en compresión especificada del hormigón es de 5,000 libras por pulgada cuadrada y del segundo en adelante es de 4,000.

3.3 Evaluación de los detalles estructurales existentes contra los requerimientos de ductilidad del código

Como parte del análisis fue necesario incluir una evaluación de los detalles estructurales originales para poder detectar posibles fallas de diseño que impidieran un desempeño adecuado de las estructuras ante un sismo. Estos detalles estructurales fueron comparados con los requerimientos de ductilidad del diseño sismorresistente del código UBC-97 vigente para Puerto Rico.

El código agrupa los requerimientos de diseño de acuerdo a unas características que toman en cuenta el tipo y uso de la estructura, la zona sísmica y la clasificación de suelo. Todos estos factores son los que determinan la rigurosidad de los requerimientos del diseño sismorresistente.

Luego de verificar los planos de las escuelas de San Sebastián y Cataño se determinó que poseen las mismas características y composición estructural de elementos. Las escuelas son mayormente pórticos de vigas y columnas con paredes en una sola dirección y losas estructurales. El Hospital de la Concepción se compone también de pórticos de vigas y columnas pero tiene paredes estructurales en ambas direcciones horizontales que componen el perímetro del edificio y los núcleos de las escaleras y ascensores.

3.3.1 Evaluación de las escuelas de San Sebastián y Cataño

En esta etapa de la investigación se recopiló toda la información de los planos originales de estas escuelas para compararla con los requerimientos del código UBC-97. Las Tablas 3.7 y 3.8 muestran una evaluación de los requerimientos del código comparados con las especificaciones en los planos originales para las escuelas de San Sebastián y Cataño para las vigas y columnas.

Tabla 3.7 Comparación entre los requerimientos de ductilidad del código UBC-97 y las especificaciones de los planos de construcción para las vigas de las escuelas

Requerimiento	Especificación según UBC-97	Especificación según diseño original	Cumplimiento
Confinamiento en zonas de posible articulación plástica.	Se requieren aros en una zona a partir de 2 pulgadas de la cara de la columna y a lo largo de 2 veces la altura de la viga. (Artículo 1921.3.3.1)	Se especifican aros desde la cara de la columna distribuidos uniformemente a lo largo de toda la luz de las vigas.	No. No se especifica la distancia desde la cara de la columna y tampoco el largo de la zona de confinamiento.
Espaciamiento de aros.	En donde se requieran aros el espaciamiento no debe ser mayor de $d/4$, 8db, $24 \times$ diámetro de aro ó 12 pulg. (Artículo 1921.3.3.2)	Espaciamiento especificado entre 6 a 8 pulgadas en todas las vigas.	No. El espaciamiento máximo calculado para los aros debe ser no mayor de 3 pulgadas.
Sumatoria de fuerzas de momentos en la cara de la junta.	La capacidad de momentos en la cara de la junta tiene que ser mayor o igual que la mitad de la capacidad negativa. (Artículo 1921.3.2.2)	El refuerzo especificado para el momento positivo es mayor que la mitad del negativo en todas las vigas.	Sí cumple
Proveer confinamiento en zona de empate de refuerzo longitudinal.	Se permiten empates de refuerzo por flexión solo si se proveen aros en esa zona. (Artículos 1921.3.2.3 y 1921.3.2.4)	Se especifican empates del refuerzo longitudinal en diferentes tramos de las vigas pero no confinamiento.	No. No se especifican aros en estas zonas de empates del refuerzo longitudinal.
Mínimo de dos barras de refuerzo longitudinal.	Al menos dos barras continuas deben ser provistas tanto en la parte superior como inferior de la sección. (Artículo 1921.3.2.1)	Todos los elementos de viga para ambas escuelas poseen dos o más barras en la parte superior e inferior de la sección.	Sí cumple
Empates de refuerzo longitudinal.	No se permiten empates de refuerzo en juntas, zonas de confinamiento y en localizaciones de posible articulación plástica. (Artículo 1921.3.3.2)	Se especifican empates del refuerzo longitudinal en diferentes tramos de las vigas.	No. Las especificaciones no toman en cuenta la posición de la columna para especificar los empates
Razón de refuerzo (ρ).	La razón de refuerzo (ρ) no debe exceder 0.025. (Artículo 1921.3.2.1)	La máxima razón de refuerzo especificada fue de 0.023.	Sí cumple

Tabla 3.8 Comparación entre los requerimientos de ductilidad del código UBC-97 y las especificaciones de los planos de construcción para las columnas de las escuelas

Requerimiento	Especificación según UBC-97	Especificación según diseño original	Cumplimiento
Parámetros dimensionales	La dimensión del lado más corto tiene que ser ≥ 12 pulg. La razón entre el lado más corto y el perpendicular tiene que ser ≥ 0.4 . (Artículo 1921.4.1)	El lado más corto en todas las columnas es de 12 pulgadas. La razón mínima entre los lados es de 0.67.	Sí cumple
Confinamiento en zonas de posible articulación plástica	Se requiere refuerzo transversal a partir de la cara de la junta en donde pueda ocurrir cedencia por flexión. (Artículo 1921.4.4.7)	Se especifican aros distribuidos uniformemente a lo largo de la altura a partir de la cara de la junta para todas las columnas.	No. No se define una zona de confinamiento luego de la cara de la junta.
Espaciamiento de aros	En refuerzo transversal debe ser espaciado a una distancia no mayor de $h/4$ ó 4 pulgadas. (Artículo 1921.4.4.2)	Espaciamiento del refuerzo transversal especificado de 12 pulgadas a lo largo de toda la altura de la columna.	No. El espaciamiento máximo calculado para los aros debe ser no más de 3 pulgadas.
Sumatoria de fuerzas de momentos la junta	La sumatoria de fuerzas de momentos debe satisfacer la regla de los 6/5. (Artículo 1921.4.2)	La sumatoria de los momentos en todas las juntas cumple con la regla de los 6/5.	Sí cumple
Refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento	El refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento debe estar espaciado a no más de 6 pulgadas ó $8db$ longitudinal. (Artículo 1921.4.4.6)	Se especifican aros espaciados a 12 pulgadas a lo largo de toda la columna.	No. El espaciamiento especificado es hasta 4 veces mayor que el requerido.
Largo de zona de confinamiento	El largo de la zona del refuerzo transversal tiene que ser mayor de: la profundidad del elemento, $1/6$ de la altura o 18 pulg. (Artículo 1921.4.4.4)	No se especifica zona de confinamiento en la mayoría de las columnas.	No. No se define una zona de confinamiento en muchas de las columnas
Empates de refuerzo longitudinal	Solo se permiten empates del refuerzo longitudinal localizados a la mitad de la altura de la columna. (Artículo 1921.4.3.2)	Se especifican empates del refuerzo longitudinal justo en la cara de la junta de las columnas.	No. Ninguno de los empates del refuerzo longitudinal son especificados en la mitad de la altura de las columnas.
Razón de refuerzo (ρ_c)	La razón de refuerzo (ρ_c) no debe ser menor de 0.01 y no debe exceder 0.06. (Artículo 1921.4.3.2)	La razón mínima de refuerzo especificada es de 0.011 y la máxima fue de 0.015.	Sí cumple

Tanto en la evaluación de las vigas como en la de las columnas se pudo identificar que la deficiencia en las estructuras apunta mayormente a los requerimientos del refuerzo transversal. Las columnas y vigas de hormigón armado que cuentan con una pobre cantidad de acero transversal son muy vulnerables a tener fallas por cortante durante la respuesta sísmica luego de alcanzar el estado de cedencia por flexión (Elwood y Moehle, 2005). Sin embargo se encontró que para el acero longitudinal y los parámetros dimensionales estas estructuras cumplieron muy bien con los requerimientos del

código ya que estas estructuras fueron diseñadas mayormente para cargas gravitarias.

Las escuelas de San Sebastián y Cataño son edificios cuyo diseño data de los años 1985 y 1978 respectivamente por lo que podemos entender el por qué de la ausencia de muchos de los requerimientos (mayormente del refuerzo transversal) para estas escuelas si tomamos en cuenta que la implementación del diseño sismorresistente por ley comenzaron a partir del 1987. Dado que ambas escuelas carecen de estos requerimientos no se puede garantizar que éstas tengan un desempeño adecuado que las mantenga en funcionamiento durante y luego de un evento sísmico.

3.3.2 Evaluación del Hospital de la Concepción

El Hospital de la Concepción es un edificio muy actualizado en términos de diseño. Esto se pudo constatar por la cantidad de detalles de refuerzo que especifican sus planos. En las Tablas 3.9, 3.10 y 3.11 se muestran los resultados de la evaluación del hospital para sus elementos principales. Con respecto a las vigas y las columnas, éstas cumplen cabalmente con los requerimientos sismorresistente del código UBC-97 lo cual supone una menor vulnerabilidad sísmica para esta estructura.

En general las paredes cumplieron con la mayoría de los requerimientos del código con la excepción de los especificados para los elementos de borde.

Las deficiencias en los elementos de borde no suelen ser cruciales para determinar la capacidad de la estructura ante un evento sísmico.

Tabla 3.9 Comparación entre los requerimientos del código UBC-97 y las especificaciones de los planos para las vigas del Hospital de la Concepción

Requerimiento	Especificación según UBC-97	Especificación según diseño original	Cumplimiento
Confinamiento en zonas de posible articulación plástica.	Se requieren aros en una zona a partir de 2 pulgadas de la cara de la columna y a lo largo de 2 veces la altura de la viga. (Artículo 1921.3.3.1)	Se especifican aros a partir de 2 pulgadas de la cara de la columna y por lo menos de 2 veces la altura de la viga.	Sí cumple
Espaciamiento de aros.	En donde se requieran aros el espaciamiento no debe ser mayor de $d/4$, 8db, 24xdiámetro del aro ó 12 pulg. (Artículo 1921.3.3.2)	Espaciamiento especificado para el menor de los casos es de 5 pulgadas a pesar que el requerido es de 6 pulgadas	Sí cumple
Sumatoria de fuerzas de momentos en la cara de la columna.	La sumatoria de fuerzas de momentos en la cara de la junta tiene que ser mayor o igual que la mitad de la fuerza negativa. (Artículo 1921.3.2.2)	El refuerzo especificado para el momento positivo es mayor que la mitad del negativo en todas las vigas.	Sí cumple
Proveer confinamiento en zona de empate de refuerzo longitudinal.	Se permiten empates de refuerzo por flexión sólo si se proveen aros en esa zona. (Artículos 1921.3.2.3 y 1921.3.2.4)	Se especifica refuerzo transversal específicamente para las zonas del empate del refuerzo longitudinal.	Sí cumple
Mínimo de dos barras de refuerzo longitudinal.	Al menos dos barras continuas deben ser provistas tanto en la parte superior como inferior de la sección. (Artículo 1921.3.2.1)	Todos los elementos de viga para ambas escuelas poseen dos o más barras en la parte superior e inferior de la sección.	Sí cumple
Empates de refuerzo longitudinal.	No se permiten empates de refuerzo en juntas, zonas de confinamiento y en localizaciones de posible articulación plástica. (Artículo 1921.3.3.2)	Todos los empates especificados quedan fuera de la zona de confinamiento.	Sí cumple
Razón de refuerzo (ρ).	La razón de refuerzo (ρ) no debe exceder 0.025. (Artículo 1921.3.2.1)	La máxima razón de refuerzo especificada fue de 0.024 y en promedio es de .019.	Sí cumple

Tabla 3.10 Comparación entre los requerimientos del código UBC-97 y las especificaciones de los planos para las columnas del Hospital de la Concepción

Requerimiento	Especificación según UBC-97	Especificación según diseño original	Cumplimiento
Parámetros dimensionales	La dimensión del lado más corto tiene que ser \geq de 12 pulg. La razón entre el lado más corto y el perpendicular tiene que ser \geq 0.4. (Artículo 1921.4.1)	El lado más corto de las columnas es de 16 pulg. La razón entre el lado más corto y el perpendicular es de 0.6.	Sí cumple
Confinamiento en zonas de posible articulación plástica	Se requiere refuerzo transversal a partir de la cara de la junta en donde pueda ocurrir cedencia por flexión. (Artículo 1921.4.4.7)	Se especifica confinamiento para las zonas de posible articulación plástica específicamente en los extremos de las columnas.	Sí cumple
Espaciamiento de aros	En refuerzo transversal debe ser espaciado a una distancia no mayor de $h/4$ ó 4 pulgadas. (Artículo 1921.4.4.2)	Espaciamiento del refuerzo transversal especificado de 4 pulgadas en las zonas de confinamiento.	Sí cumple
Sumatoria de fuerzas de momentos la junta	La sumatoria de fuerzas de momentos debe satisfacer la regla de los 6/5. (Artículo 1921.4.2)	La sumatoria de los momentos en todas las juntas cumple con la regla de los 6/5.	Sí cumple
Refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento	El refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento debe estar espaciado a no más de 6 pulgadas ó 6db longitudinal. (Artículo 1921.4.4.6)	Se especifican aros espaciados a 6 pulgadas a lo largo de toda la columna fuera de la zona de confinamiento.	Sí cumple
Largo de zona de confinamiento	El largo de la zona del refuerzo transversal tiene que ser mayor de: la profundidad del elemento, $1/6$ de la altura ó 18 pulg. (Artículo 1921.4.4.4)	La zona de confinamiento es de 36 pulgadas. Según el código la zona no puede ser menor de 30 pulgadas.	Sí cumple
Empates de refuerzo longitudinal	Solo se permiten empates del refuerzo longitudinal localizados a la mitad de la altura de la columna. (Artículo 1921.4.3.2)	Se especifican empates del refuerzo longitudinal a la mitad de las columnas a partir del segundo nivel de la estructura.	Sí cumple
Razón de refuerzo (ρ_c)	La razón de refuerzo (ρ_c) no debe ser menor de 0.01 y no debe exceder 0.06. (Artículo 1921.4.3.2)	La razón mínima de refuerzo especificada es de 0.023 y la máxima es de 0.05.	Sí cumple

Tabla 3.11 Comparación entre los requerimientos del código UBC-97 y las especificaciones de los planos para las paredes del Hospital de la Concepción

Requerimiento	Especificación según UBC-97	Especificación según diseño original	Cumplimiento
Razón de refuerzo longitudinal y transversal	La razón de refuerzo no debe ser menor de 0.0025 a lo largo del eje longitudinal y transversal. (Artículo 1921.6.2.1)	La razón de refuerzo en las paredes tiene un mínimo de 0.0027 en ambas direcciones.	Sí cumple
Espaciamiento de refuerzo longitudinal	El espaciamiento del refuerzo longitudinal no debe exceder 18 pulgadas. (Artículo 1921.6.2.1)	El espaciamiento especificado para las paredes tiene como mínimo 12 pulgadas.	Sí cumple
Especificación para refuerzo transversal	El refuerzo transversal que termina en las esquinas de las paredes que no llevan elementos de borde debe ser terminado en forma de "U" arropando el refuerzo longitudinal de las esquinas. (Artículo 1921.6.2.2)	Se especifican 2 #5 arropadas por el refuerzo transversal con la forma de "U" en las esquinas de aquellas paredes que lo requieren.	Sí cumple
Espesor de elementos de borde.	Todas las porciones de los elementos de borde tienen que tener un espesor no menor de $L_v/16$. (Artículo 1921.6.6.6)	Aquellas paredes que especifican tener un elemento de borde señalan un espesor de 20 pulgadas.	No. De acuerdo a los cálculos el espesor del elemento de borde no debe ser menor de 28 pulgadas.
Largo de elementos de borde	El largo mínimo del elemento de borde definidos según la sección 1921.6.6.5 no debe ser menor de 18 pulgadas. (Artículo 1921.6.6.6)	El largo especificado es de 20 pulgadas.	Sí cumple
Refuerzo de confinamiento en elementos de borde	Todo el refuerzo vertical dentro del elemento de borde debe de estar confinado con aros produciendo un área no menor de $.09sh_c^2/f_{yh}$ (Artículo 1921.6.6.6)	El refuerzo transversal tiene un total de 0.4 pulgadas en el elemento de borde	No. La cantidad de refuerzo es menor de la requerida por el código.
Espaciamiento de refuerzo transversal en elementos de borde	El refuerzo transversal debe de estar espaciado a no más de 6 pulgadas ó 6db longitudinal. (Artículo 1921.6.6.6)	El espaciamiento especificado en este refuerzo es de 4 pulgadas.	Sí cumple
Refuerzo longitudinal en el elemento de borde	El área del refuerzo longitudinal no debe ser menor que 0.005 veces el área de la zona de elemento de borde o no menos de 2 varillas No. 5 en la esquina de la zona. (Artículo 1921.6.6.6)	El plano especifica un área de refuerzo longitudinal de 16 pulgadas cuadradas.	Sí cumple

3.4 Modelación para el análisis no lineal del terremoto esperado de las estructuras

El análisis no lineal del terremoto esperado es la evaluación que se le realiza a una estructura para estimar los daños en los que pueden incurrir los elementos de la estructura cuando se le aplica un evento sísmico. Con esto podemos identificar con precisión aquellas fallas de los elementos que hacen a la estructura más vulnerable a este tipo de eventos. Aunque el análisis no lineal es meramente una manera de predicción de un posible desempeño de la estructura, no deja de ser una herramienta útil para poder estimar el comportamiento ante un evento sísmico si se cuenta con una adecuada representación de la estructura.

El primer paso es decidir el tipo de resultados que se quiere obtener. En este caso se quiso obtener el estado de daños para cada elemento en particular por lo que fue necesario utilizar un programa de computadora que brindara tanto la información detallada del daño que pueden llegar a sufrir cada elemento en particular así como de su magnitud.

Existen varios documentos y guías para modelar debidamente las propiedades y el comportamiento no lineal de los elementos que forman la estructura. En muchas ocasiones estas tablas clasifican estas propiedades de

acuerdo con las condiciones de carga, el uso, el refuerzo en los elementos, etc. Entre los documentos para modelar las propiedades inelásticas de los elementos se utilizó FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency, 2000). Este documento guía establece los valores para el comportamiento de la curva de esfuerzo-deformación particular para los elementos de la estructura. La Figura 3.11 muestra la curva representativa del comportamiento idealizado en el FEMA 356 para los elementos.

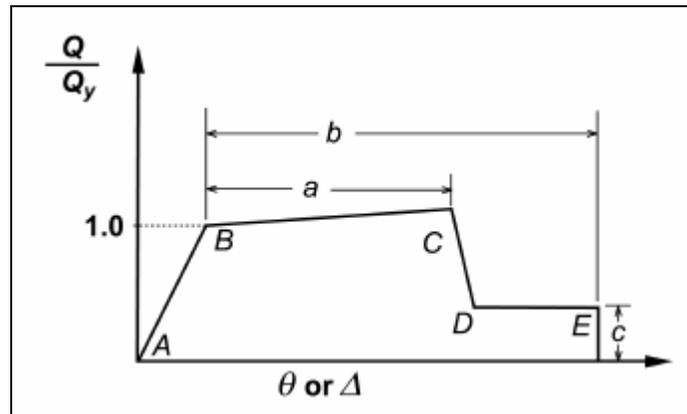


Figura 3.11 Curva de fuerza-deformación de FEMA 356

El procedimiento para generar esta curva que determina FEMA 356 se realizó como sigue:

1. Se obtiene el momento de cedencia en base a la configuración de acero, la resistencia del hormigón y las dimensiones del elemento de la sección.

2. Con el momento de cedencia es posible obtener la rotación de cedencia con la siguiente relación:

$$\theta_y = \frac{M_y}{6E_c I_e} L \quad (3.12)$$

donde:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_y} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_y} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (3.13)$$

$$E_c = 57\sqrt{f'_c} \quad (3.14)$$

$$M_{cr} = f_r \frac{bh^2}{6} \quad (3.15)$$

$$I_{cr} = 0.7I_g \text{ (para columnas)} \quad (3.16)$$

$$I_{cr} = 0.35I_g \text{ (para vigas)} \quad (3.17)$$

$$f_r = 7.5\sqrt{f'_c} \quad (3.18)$$

$$I_g = \frac{1}{12}bh^3 \quad (3.19)$$

donde I_e es el momento de inercia efectivo, E_c es el módulo de elasticidad del hormigón, M_{cr} es el momento de rotura, f_r es el módulo de rotura del hormigón, I_{cr} es el momento de inercia la sección agrietada, L es el largo del elemento, f'_c es la capacidad del hormigón en compresión, M_y es el momento

de cedencia, b es el lado más corto de la sección, h es la altura de la sección y I_g es el momento de inercia de la sección.

3. Con la relación de cuantía de refuerzo y el espaciamiento del refuerzo transversal del elemento se entra a las tablas correspondientes de FEMA 356 para encontrar los parámetros (“a”, “b”, “c”, “IO”, “CP”, etc.) que completan la curva del comportamiento inelástico para el elemento. La Figura 3.13 muestra una de las tablas que provee FEMA 356 para obtener la curva del comportamiento inelástico de los elementos.

El elemento que se utilizó para modelar las vigas y columnas que componen las estructuras considera que las articulaciones se forman en los extremos de cada elemento. Estos elementos por lo general se componen de entre 3 a 2 diferentes componentes. Entre los componentes que podría tener este elementos se encuentran las zonas rígidas a los extremos, las articulaciones plásticas luego de las zonas rígidas y un componente elástico. La Figura 3.12 muestra los diferentes componentes de los elementos. La zona rígida sólo es considerada si la viga o columna se une a otra viga o columna perpendicularmente. Para las columnas del primer piso que se unen a la zapatas o para las vigas que se unen a paredes la zona rígida no está presente.

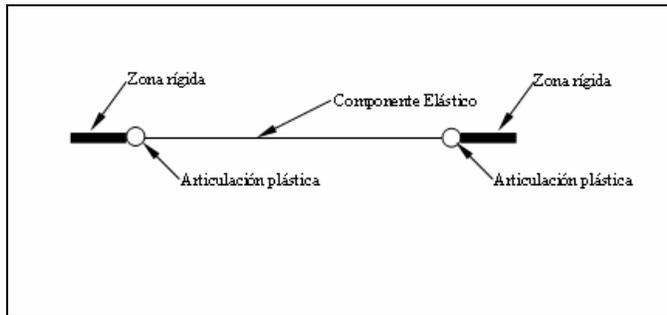


Figura 3.12 Elemento utilizado para las vigas y columnas en el análisis no lineal

Con el programa Perform-3D (Computer & Structures, Inc., 2006), se modelaron las dos escuelas en tres dimensiones y dos pórticos del hospital en dos dimensiones. Con este programa se modelaron los elementos como se muestran en la Figura 3.12. La Tabla 6-7 de FEMA que se muestra en la Figura 3.13 aplica específicamente a vigas pero en FEMA 356 se encuentran las tablas correspondientes para modelar otros elementos como paredes, columnas y elementos pre-tensados entre otros.

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS	CP	LS	CP							
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

Figura 3.13 Tabla de FEMA 356 para obtener parámetros de la curva de momento-rotación para vigas

Para obtener los momentos de cedencia y los diagramas de interacción para las columnas considerando las propiedades mecánicas y configuración de acero de los elementos se utilizó el programa *Section Builder* (Computers & Structures, Inc., 2003). El programa *Section Builder* considera los parámetros de espaciamiento (s), diámetro del refuerzo transversal y longitudinal, deformación en el punto f'_c (ϵ_0), deformación máxima (ϵ_u) y la capacidad del acero transversal (f_y) utilizando el modelo para el hormigón confinado de Mander (1984). La Figura 3.14 muestra la sección de una de las vigas modeladas en *Section Builder* y la curva resultante para esta configuración de acero. En el Apéndice A se encuentran las secciones creadas en *Section Builder* así como los parámetros calculados para generar las curvas utilizadas en *Perform-3D* para todos los modelos. En el Apéndice B se encuentra un ejemplo de cálculos para obtener la curva del elemento FB-1 de la escuela de San Sebastián.

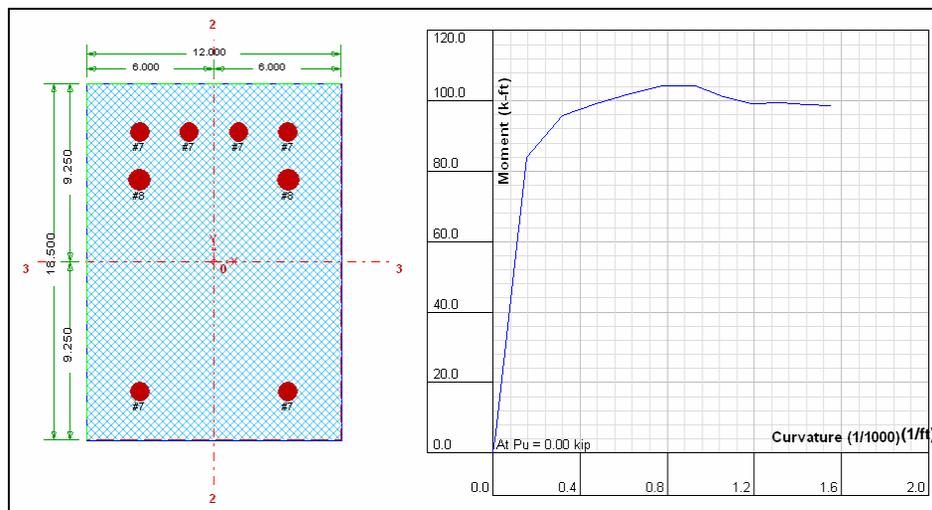


Figura 3.14 Sección de una viga modelada en "Section Builder" y su relación de momento-curvatura

Para poner a prueba la estructura ante un evento sísmico fue necesario contar con un terremoto que tuviera una intensidad de acuerdo a la actividad sísmica de Puerto Rico. El terremoto de diseño seleccionado para llevar a cabo este estudio corresponde a un registro de aceleraciones artificial desarrollado para el área de Mayagüez por Janira Irizarry (1999), egresada del programa de estudios graduados del Departamento de Ingeniería Civil del Recinto Universitario de Mayagüez. Este registro de aceleraciones utilizado para el análisis no lineal se muestra en la Figura 3.15. Este registro de aceleraciones fue introducido en el programa *Perform-3D* para el análisis no lineal. El registro de aceleraciones que se utilizó en el análisis tiene un valor pico de 0.46 de g y ocurre a los 8.24 segundos de haber comenzado.

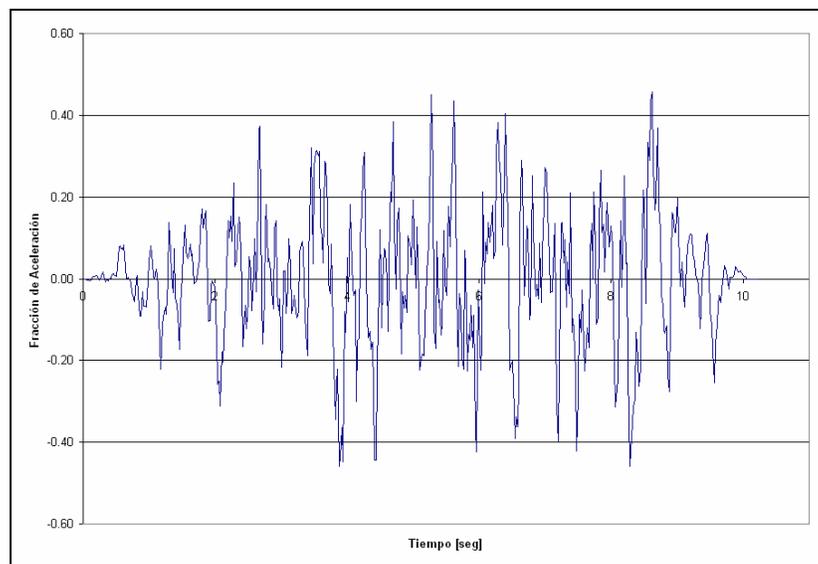


Figura 3.15 Registro de aceleraciones utilizado en el análisis no lineal del terremoto esperado

CAPÍTULO 4:

RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS

4.1 Introducción

Los resultados que se exponen en este capítulo son el producto de los dos tipos de análisis que se realizaron a las tres estructuras. En primer lugar se exponen los resultados del análisis elástico los cuales van acompañados de una rehabilitación sísmica realizada a las estructuras en base a estos resultados. Luego se exponen los resultados del análisis no lineal del terremoto esperado los cuales presentan el estado de daños que pudieran sufrir estas estructuras ante un evento sísmico.

4.2 Resultados del análisis elástico

El criterio para la evaluación de las estructuras en el rango elástico fue el requerimiento de acero de refuerzo producto del diseño elástico en *ETABS* contra el refuerzo especificado en los planos de construcción. Para realizar el diseño de los elementos el programa combina las cargas de acuerdo al código establecido. Para las escuelas de San Sebastián y Cataño se obtuvieron los resultados para los códigos ACI 318-99 y ACI 318-05 mientras que para el

Hospital de la Concepción sólo se evaluó con el código del 1999 ya que es un edificio reciente.

Para las vigas y columnas se obtuvo la cantidad de acero longitudinal en pulgadas cuadradas y la razón por longitud de acero transversal que debieran tener estos elementos en base a la carga lateral según definida por el código UBC-97 y discutido en la Sección 3.2. Para las paredes se obtuvo la razón de acero requerida tanto longitudinal como transversal. El impacto en la fundación se evaluó por separado como parte de la rehabilitación sísmica de las estructuras lo cual se ampliará en la Sección 4.3.

4.2.1 Resultados para la escuela de San Sebastián

La Figura 4.1 muestra los resultados del diseño elástico para la carga lateral en el programa de *ETABS*. Los valores ilustrados en esta figura son el requerimiento de acero longitudinal en pulgadas cuadradas para que estos elementos sean capaces de soportar la carga lateral. Para algunos elementos en el diseño aparecen las letras “O/S” por sus siglas en inglés de “over stressed” lo cual significa que basado en las dimensiones del elemento y la cantidad de esfuerzo no es posible realizar un diseño adecuado.

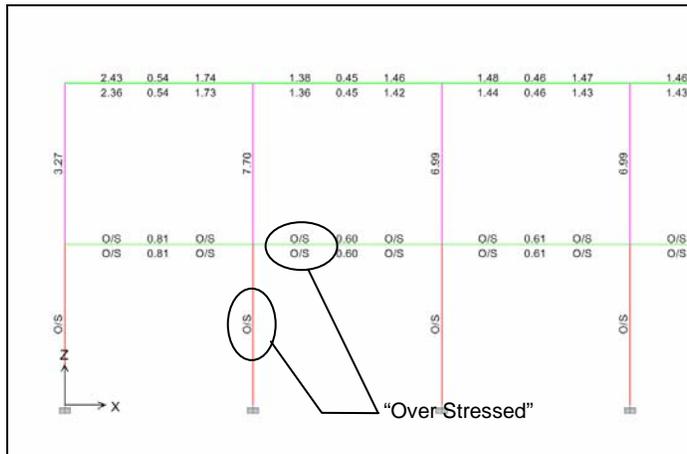


Figura 4.1 Resultado del diseño elástico para el código ACI 318-99 en ETABS para la escuela de San Sebastián

En la Figura 4.2 se muestra el resultado del diseño elástico para el código ACI 318-05 en donde se puede notar que existe una diferencia en la reducción de demanda de acero muy marcada. Pese a esto el requerimiento de acero está por encima de lo estipulado en los planos de construcción para la escuela de San Sebastián.

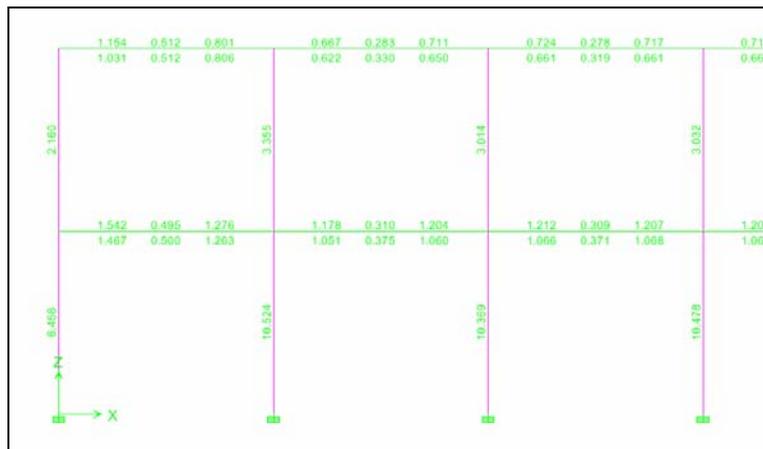


Figura 4.2 Resultado del diseño elástico para el código ACI 318-05 en ETABS para la escuela de San Sebastián

En las Figuras 4.1 y 4.2 sólo se muestra una parte de los elementos de la estructura pero estos resultados fueron tabulados en hojas de cálculo que permite evaluarlos con lo que está especificado en los planos de construcción. Estas tablas fueron organizadas para evaluar el requerimiento de refuerzo en tres posiciones de la viga (izquierda, centro y derecha) que se muestra en la Figura 4.3.

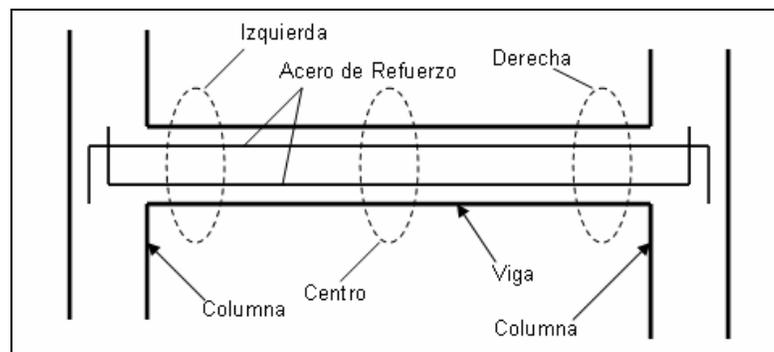


Figura 4.3 Posiciones del refuerzo longitudinal para las evaluaciones por flexión en vigas.

Las Tablas 4.1 y 4.2 muestran parte de los resultados del refuerzo longitudinal requerido para algunas de las vigas del primer nivel de la escuela para los códigos del 1999 y 2005 respectivamente. Para aquellos elementos en las tablas de evaluación cuyo acero de refuerzo especificado en los planos de construcción está por debajo del requerido en el diseño de *ETABS* aparece “Rev” abreviando la palabra “Revisar”.

Tabla 4.1 Evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-99

Nombre	I.D. en el Plano	Refuerzo Especificado en Planos [Pulg. Cuad.]			Refuerzo Requerido del Análisis [Pulg. Cuad.]			Evaluación		
		Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
B18	FB-2	0.93	0.62	0.93	O/S	0.83	O/S	Rev	Rev	Rev
		0.62	0.62	0.62	O/S	0.83	O/S	Rev	Rev	Rev
B19	FB-3	0.93	1.24	0.93	O/S	0.6	O/S	Rev	ok	Rev
		0.62	0.62	0.62	O/S	0.6	O/S	Rev	ok	Rev
B20	FB-3	0.93	0.62	0.93	O/S	0.61	O/S	Rev	ok	Rev
		0.62	0.62	0.62	O/S	0.61	O/S	Rev	ok	Rev
B21	FB-3	0.93	0.62	0.93	O/S	0.6	O/S	Rev	ok	Rev
		0.62	0.62	0.62	O/S	0.6	O/S	Rev	ok	Rev
B22	FB-3	0.93	0.62	0.93	O/S	0.6	O/S	Rev	ok	Rev
		0.62	0.62	0.62	O/S	0.6	O/S	Rev	ok	Rev

Tabla 4.2 Evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-05

Nombre	I.D. en el Plano	Refuerzo Especificado en Planos [Pulg. Cuad.]			Refuerzo Requerido del Análisis [Pulg. Cuad.]			Evaluación		
		Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
B18	FB-2	0.93	0.62	0.93	1.54	0.49	1.28	Rev	ok	Rev
		0.62	0.62	0.62	1.47	0.50	1.26	Rev	ok	Rev
B19	FB-3	0.93	1.24	0.93	1.18	0.31	1.20	Rev	ok	Rev
		0.62	0.62	0.62	1.05	0.37	1.06	Rev	ok	Rev
B20	FB-3	0.93	0.62	0.93	1.21	0.31	1.21	Rev	ok	Rev
		0.62	0.62	0.62	1.07	0.37	1.07	Rev	ok	Rev
B21	FB-3	0.93	0.62	0.93	1.21	0.31	1.21	Rev	ok	Rev
		0.62	0.62	0.62	1.07	0.37	1.07	Rev	ok	Rev
B22	FB-3	0.93	0.62	0.93	1.21	0.31	1.20	Rev	ok	Rev
		0.62	0.62	0.62	1.06	0.37	1.07	Rev	ok	Rev

Aunque utilizando el código más reciente se obtienen valores menores de la demanda de acero, no son lo suficientemente bajos para determinar que la estructura es capaz de soportar la carga lateral elástica.

Esta evaluación se realizó también para las columnas y paredes de esta escuela. En las Tablas 4.3 y 4.4 se muestran estos resultados para las columnas del primer nivel para los códigos del 1999 y 2005. Según se puede observar en esta tabla la situación de las columnas es igualmente crítica que

para las vigas debido a la gran demanda en términos del requerimiento de refuerzo longitudinal.

Tabla 4.3 Evaluación del refuerzo longitudinal para las columnas del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-99

Nombre en ETABS	I.D. en el Plano	Refuerzo Especificado en Planos [Pulg. Cuad]	Refuerzo Requerido del Análisis [Pulg. Cuad]	Evaluación
C1	C-1	2.64	0/S	Rev
C2	C-1	2.64	0/S	Rev
C3	C-1	2.64	0/S	Rev
C4	C-1	2.64	0/S	Rev
C5	C-1	2.64	0/S	Rev
C6	C-1	2.64	0/S	Rev
C7	C-1	2.64	0/S	Rev
C8	C-1	2.64	0/S	Rev
C9	C-1	2.64	0/S	Rev
C10	C-1	2.64	0/S	Rev
C11	C-1	2.64	0/S	Rev

Tabla 4.4 Evaluación del refuerzo longitudinal para las columnas del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-05

Nombre en ETABS	I.D. en el Plano	Refuerzo Especificado en Planos [Pulg. Cuad]	Refuerzo Requerido del Análisis [Pulg. Cuad]	Evaluación
C1	C-1	2.64	6.46	Rev
C2	C-1	2.64	10.52	Rev
C3	C-1	2.64	10.37	Rev
C4	C-1	2.64	10.48	Rev
C5	C-1	2.64	10.39	Rev
C6	C-1	2.64	10.30	Rev
C7	C-1	2.64	10.50	Rev
C8	C-1	2.64	10.31	Rev
C9	C-1	2.64	10.39	Rev
C10	C-1	2.64	10.48	Rev
C11	C-1	2.64	10.40	Rev

En las paredes de la escuela de San Sebastián se encontraron diferencias muy marcadas entre el refuerzo especificado en los planos de construcción y el diseño según el análisis de ETABS. La Tabla 4.5 muestra la evaluación entre los resultados del diseño y lo que especifica en los planos de

construcción para las paredes del primer nivel. Según este análisis, y al igual que las vigas y columnas, las paredes de esta escuela tampoco son capaces de resistir adecuadamente las cargas laterales para mantener la estructura en el rango elástico.

Tabla 4.5 Evaluación de la razón de refuerzo longitudinal en las paredes del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-99

Nombre en ETABS	Razón de Refuerzo Especificada en Planos	Razón de Refuerzo Requerida en el Análisis	Evaluación
w1	0.003	0.006	Rev
w2	0.003	0.011	Rev
w3	0.003	0.004	Rev
w4	0.003	0.003	OK

Para las paredes diseñadas con el código ACI 318-05 la evaluación resultó favorable en términos de resistir la carga lateral según se puede apreciar en la Tabla 4.6. Esto demuestra que el código más reciente resulta ser menos conservador.

Tabla 4.6 Evaluación de la razón de refuerzo longitudinal en las paredes del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-05

Nombre en ETABS	Razón de Refuerzo Especificada en Planos	Razón de Refuerzo Requerida en el Análisis	Evaluación
w1	0.003	0.0025	OK
w2	0.003	0.0025	OK
w3	0.003	0.0025	OK
w4	0.003	0.0025	OK

Al igual que para el refuerzo longitudinal, se realizó una evaluación del refuerzo transversal, el cual demostró que no hubo problemas significativos con las vigas y columnas, sin embargo, esto no fue así para las paredes. La Tabla

4.7 muestra esta evaluación para el refuerzo transversal en las paredes con el código del 1999 mientras que la Tabla 4.8 muestra esto mismo resultados para el código del 2005. Se observó que en dos de las cuatro paredes no se pudo realizar el diseño y por esto aparecen las siglas de “O/S” y en las que sí se logró realizar, el resultado de la razón de refuerzo fue demasiado alto como para ser aceptable.

Tabla 4.7 Evaluación de la razón de refuerzo transversal en las paredes del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-99

Nombre en ETABS	Razón de Refuerzo Especificada en Planos	Razón de Refuerzo Requerida en el Análisis	Evaluación
w1	0.003	0.18	Rev
w2	0.003	0.39	Rev
w3	0.003	O/S	Rev
w4	0.003	O/S	Rev

Tabla 4.8 Evaluación de la razón de refuerzo transversal en las paredes del primer nivel de la escuela de San Sebastián para el código ACI 318-05

Nombre en ETABS	Razón de Refuerzo Especificada en Planos	Razón de Refuerzo Requerida en el Análisis	Evaluación
w1	0.003	0.180	Rev
w2	0.003	0.180	Rev
w3	0.003	0.180	Rev
w4	0.003	0.180	Rev

En base a estos resultados obtenidos surge la necesidad de proponer alguna medida de rehabilitación para esta estructura que le permita tener un comportamiento dentro del rango elástico. En la Sección 4.3 se muestran estas medidas aplicadas de rehabilitación en detalle y sus resultados.

4.2.2 Resultados para la escuela de Cataño

A diferencia de la escuela de San Sebastián los resultados para la escuela de Cataño no muestran una condición tan severa en el requerimiento de refuerzo para el código ACI 318-99 pero los requerimientos de acero son mayores a los especificados en los planos de construcción. Al evaluar la escuela de Cataño por el código ACI 318-05, cumplió con la demanda de acero requerida para el diseño elástico con excepción de algunas vigas. En las Tablas 4.9 y 4.10 se ilustran los resultados obtenidos para el refuerzo longitudinal de algunas de las vigas de la escuela de Cataño para los códigos del 1999 y 2005 respectivamente.

Tabla 4.9 Evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas del primer nivel de la escuela de Cataño para el código ACI 318-99

Nombre	I.D. en el Plano	Refuerzo Especificado en Planos [Pulg. Cuad.]			Refuerzo Requerido del Análisis [Pulg. Cuad.]			Evaluación		
		Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
B5	FB-3	2.37	0.62	2.37	0.75	0.18	0.56	ok	ok	ok
		4	4	4	0.37	0.54	0.28	ok	ok	ok
B6	FB-4	2.37	0.62	2.37	0.36	0.44	1.4	ok	ok	ok
		4	4	4	0.18	0.53	0.9	ok	ok	ok
B7	FB-5	2.37	0.62	2.37	2.36	1.34	6.09	Rev	Rev	Rev
		4	4	4	1.13	3.95	3.89	ok	ok	ok
B8	2-S4	0.62	0.62	0.62	0.05	1.92	1.59	ok	Rev	Rev
		0.62	0.62	0.62	0.05	1.88	1.61	ok	Rev	Rev
B9	1-S4	0.62	0.62	0.62	0.19	1.86	1.82	ok	Rev	Rev
		0.62	0.62	0.62	0.18	1.88	1.8	ok	Rev	Rev

Tabla 4.10 Evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas del primer nivel de la escuela de Cataño para el código ACI 318-05

Nombre	I.D. en el Plano	Refuerzo Especificado en Planos [Pulg. Cuad.]			Refuerzo Requerido del Análisis [Pulg. Cuad.]			Evaluación		
		Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
B5	FB-3	2.37	0.62	2.37	0.94	0.34	1.06	ok	ok	ok
		4	4	4	0.49	1.15	0.69	ok	ok	ok
B6	FB-4	2.37	0.62	2.37	0.95	0.31	0.96	ok	ok	ok
		4	4	4	0.62	1.06	0.62	ok	ok	ok
B7	FB-5	2.37	0.62	2.37	0.94	0.31	0.96	ok	ok	ok
		4	4	4	0.60	1.06	0.63	ok	ok	ok
B8	2-S4	0.62	0.62	0.62	0.94	0.31	0.95	Rev	ok	Rev
		0.62	0.62	0.62	0.61	1.06	0.62	ok	Rev	ok
B9	1-S4	0.62	0.62	0.62	0.95	0.31	0.94	Rev	ok	Rev
		0.62	0.62	0.62	0.62	1.07	0.60	ok	Rev	ok

Los resultados para las columnas de la escuela de Cataño muestran un problema serio de requerimiento de refuerzo cuando son diseñados para resistir las cargas elásticas con el código del 1999, sin embargo esto no es así para el diseño con el del 2005. En las Tabla 4.11 y 4.12 se muestran estos resultados para los códigos del 1999 y 2005 respectivamente.

Tabla 4.11 Evaluación del refuerzo longitudinal para las columnas de la escuela de Cataño para el código ACI 318-99

Nombre en ETABS	I.D. en el Plano	Refuerzo Especificado en Planos [Pulg. Cuad]	Refuerzo Requerido del Análisis [Pulg. Cuad]	Evaluación
C1	I-3	3.16	2.88	ok
C2	I-5	3.16	2.88	ok
C3	I-7	3.16	4.26	Rev
C4	I-9	3.16	5.44	Rev
C5	I-11	3.16	7.44	Rev
C6	I-13	3.16	8.62	Rev
C7	I-15	3.16	14.58	Rev
C8	I-17	3.16	7.11	Rev
C9	I-18	3.16	5.39	Rev
C10	19-C	3.16	13.46	Rev
C11	20-C	3.16	6.17	Rev

Tabla 4.12 Evaluación del refuerzo longitudinal para las columnas de la escuela de Cataño para el código ACI 318-05

Nombre en ETABS	I.D. en el Plano	Refuerzo Especificado en Planos [Pulg. Cuad]	Refuerzo Requerido del Análisis [Pulg. Cuad]	Evaluación
C1	I-3	3.16	3.96	Rev
C2	I-5	3.16	2.88	ok
C3	I-7	3.16	2.88	ok
C4	I-9	3.16	2.88	ok
C5	I-11	3.16	2.88	ok
C6	I-13	3.16	2.88	ok
C7	I-15	3.16	2.88	ok
C8	I-17	3.16	2.88	ok
C9	I-18	3.16	2.88	ok
C10	19-C	3.16	2.88	ok
C11	20-C	3.16	2.88	ok

Finalmente se realizó la evaluación de la razón de refuerzo longitudinal para las paredes para la escuela de Cataño y los resultados se ilustran en las Tablas 4.13 y 4.14. La mayoría de las paredes cumple con los requerimientos de refuerzo que necesita esta estructura para mantenerse en el rango elástico. Pese a que la escuela cumple con los requerimientos de diseño para el ACI 318-05, se decidió rehabilitar basado tanto en los resultados del código ACI 318-99 como en la deficiencias de los requerimientos de ductilidad.

Tabla 4.13 Evaluación de la razón de refuerzo longitudinal en las paredes del primer nivel de la escuela de Cataño para el código ACI 318-99

Nombre en ETABS	Razón de Refuerzo Especificada en Planos	Razón de Refuerzo Requerida en el Análisis	Evaluación
w1	0.003	0.003	ok
w2	0.003	0.003	ok
w3	0.003	0.003	ok
w5	0.003	0.003	ok
w6	0.003	0.009	Rev
w7	0.003	0.005	Rev
w8	0.003	0.003	ok
w9	0.003	0.004	Rev
w10	0.003	0.003	ok
w11	0.003	0.003	ok
w12	0.003	0.004	Rev

Tabla 4.14 Evaluación de la razón de refuerzo longitudinal en las paredes del primer nivel de la escuela de Cataño para el código ACI 318-05

Nombre en <i>ETABS</i>	Razón de Refuerzo Especificada en Planos	Razón de Refuerzo Requerida en el Análisis	Evaluación
VV1	0.003	0.0066	Rev
VV2	0.003	0.0036	Rev
VV3	0.003	0.0025	ok
VV5	0.003	0.0025	ok
VV6	0.003	0.0025	ok
VV7	0.003	0.0025	ok
VV8	0.003	0.0025	ok
VV9	0.003	0.0025	ok
w10	0.003	0.0025	ok
w11	0.003	0.0025	ok
w12	0.003	0.0026	ok

4.2.3 Resultados para el Hospital de la Concepción

El análisis elástico del Hospital de la Concepción fue realizado a la estructura completa para el código ACI 318-05. Para propósitos de ilustración de resultados se hizo énfasis en dos pórticos que resultaron ser los más críticos de la estructura. Los pórticos, según enumerados en el programa *ETABS* son el “F” y el “N” los cuales se ilustran en las Figuras 4.4 y 4.5. Los pórticos en la dirección perpendicular no mostraron una demanda de acero considerable como para ser considerados, razón por la cual se están considerando los pórticos en una sola dirección.

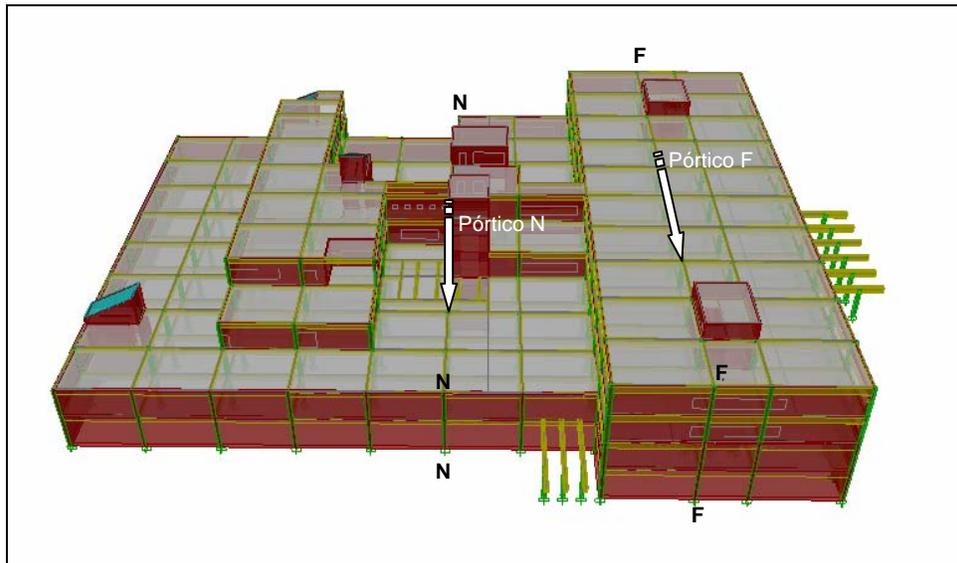


Figura 4.5 Modelo en *ETABS* con la identificación de los pórticos “F” y “N”

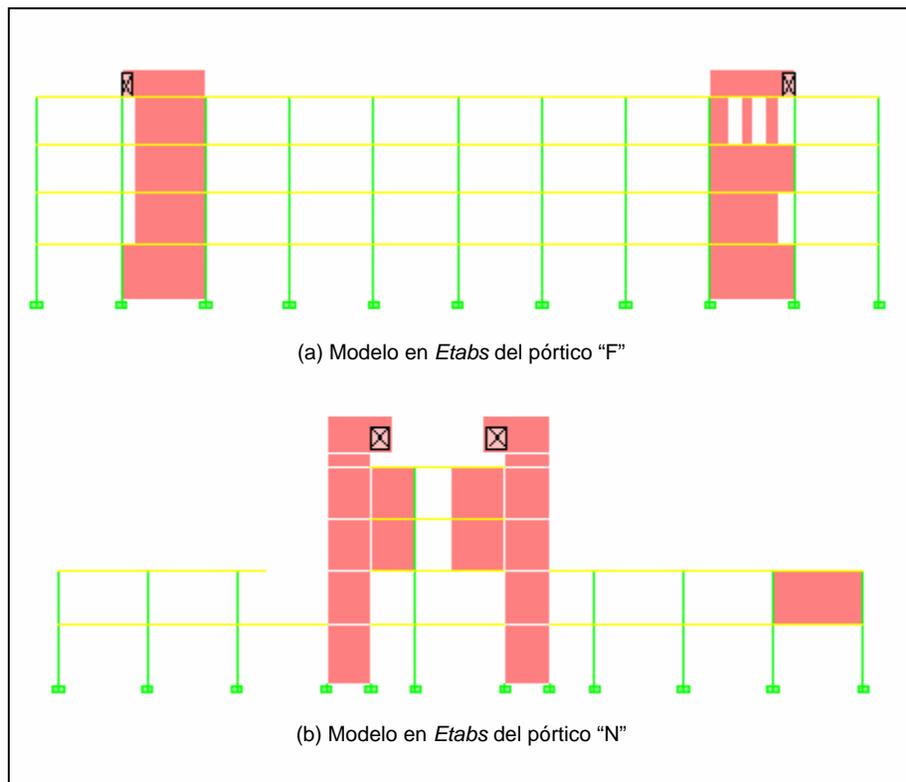


Figura 4.4 Pórticos “F” y “N” del Hospital de la Concepción

Los resultados correspondientes al Hospital de la Concepción muestran una tendencia totalmente diferente de los resultados para las escuelas. El requerimiento de refuerzo para resistir la carga lateral elástica de los elementos del hospital sobrepasa levemente las cuantías de acero especificada en los planos de construcción. En las Tablas 4.15 y 4.16 se ilustra el resultado de la evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas y columnas del pórtico “F” en las cuales se puede observar que esta estructura no tiene problemas en soportar la carga lateral manteniéndose en el rango elástico.

Tabla 4.15 Evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas del pórtico “F” del Hospital de la Concepción

Nivel	Refuerzo Especificado en Planos [Pulg. Cuad.]			Refuerzo Requerido del Análisis [Pulg. Cuad.]			Evaluación		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
1 ^{ro}	3.74	1.2	3.74	0.431	0.107	0.426	ok	ok	ok
	1.8	1.8	1.8	0.214	0.181	0.212	ok	ok	ok
2 ^{do}	3.74	1.2	3.74	0.396	0.098	0.382	ok	ok	ok
	1.8	1.8	1.8	0.197	0.179	0.19	ok	ok	ok
3 ^{ro}	2.46	1.58	2.46	0.21	0.081	0.325	ok	ok	ok
	1.8	1.8	1.8	0.105	0.175	0.162	ok	ok	ok
4 ^{to}	2.46	1.58	2.46	0.122	0.068	0.273	ok	ok	ok
	1.8	1.8	1.8	0.105	0.208	0.136	ok	ok	ok

Tabla 4.16 Evaluación del refuerzo longitudinal para las columnas del pórtico “F” del Hospital de la Concepción

Nivel	I.D. en el Plano	Refuerzo Especificado en Planos [Pulg. Cuad.]	Refuerzo Requerido del Análisis [Pulg. Cuad.]	Evaluación
1 ^{ro}	Tipo II	15.96	5.76	ok
2 ^{do}	Tipo II	7.18	5.76	ok
3 ^{ro}	Tipo II	7.18	3.24	ok
4 ^{to}	Tipo II	7.18	3.24	ok

Según el análisis solamente en algunas de las paredes del primer nivel se puede observar que el requerimiento de refuerzo sobrepasa el refuerzo

especificado en los planos de construcción. Esto, aunque fue un buen índice del comportamiento de la estructura para soportar la carga lateral, no pudo ser considerado como un comportamiento que se mantendría íntegramente dentro del rango elástico. En las Tablas 4.17 y 4.18 se encuentran los resultados para la evaluación del acero longitudinal y transversal de las paredes para el pórtico “F”.

Tabla 4.17 Evaluación del refuerzo longitudinal para las paredes del pórtico “F” del Hospital de la Concepción

Nivel	Razón de Refuerzo Especificada en Planos	Razón de Refuerzo Requerida en el Análisis	Evaluación
1 ^o	0.0033	0.0047	Rev
2 ^{do}	0.0033	0.0025	ok
3 ^o	0.0033	0.0025	ok
4 ^{to}	0.0033	0.0025	ok

Tabla 4.18 Evaluación del refuerzo transversal para las paredes del pórtico “F” del Hospital de la Concepción

Nivel	Razón de Refuerzo Especificada en Planos	Razón de Refuerzo Requerida en el Análisis	Evaluación
1 ^o	0.0033	0.0044	Rev
2 ^{do}	0.0033	0.0044	Rev
3 ^o	0.0033	0.003	ok
4 ^{to}	0.0033	0.0024	ok

Dado que las paredes del hospital del primer nivel no fueron capaces de resistir la carga lateral manteniéndose en el rango elástico, fue necesario aplicar

medidas de rehabilitación para que la estructura pudiese cumplir con este requerimiento.

4.3 Rehabilitación sísmica de las estructuras

La rehabilitación sísmica consiste en proveer a la estructura elementos estructurales específicamente diseñados para resistir estas cargas laterales y de esta manera conseguir que la estructura se mantenga en el rango elástico cuando resiste las cargas laterales. Tomando en cuenta, en base a los resultados obtenidos, que ninguna de las tres estructuras logró mantenerse en el rango elástico, surgió la necesidad de aplicar medidas de rehabilitación para alcanzar el comportamiento que se espera de edificios de tal importancia.

Se evaluaron al menos dos alternativas para implementar la rehabilitación sísmica en las estructuras. Una de las alternativas consistía en el engrosamiento y reforzamiento de los elementos estructurales existentes para aumentar su capacidad de carga. La otra alternativa de rehabilitación era incorporar a la estructura paredes de hormigón reforzado y crucetas de acero estructural que resistieran las cargas laterales. Luego de un análisis en el que se consideró tanto las razones prácticas como económicas se optó por implementar la alternativa de paredes de hormigón reforzado y crucetas de acero estructural para las escuelas y el engrosamiento de las paredes del perímetro combinado con crucetas en la parte frontal del Hospital de la Concepción.

Una de las razones para la selección de estas alternativas fue que la incorporación de estos elementos interferiría al mínimo con la arquitectura existente y el funcionamiento de las estructuras. También se encontró que tanto económicamente como constructivamente estas alternativas fueron mucho más viables.

En las Secciones 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3 se explica en detalle como se implementaron las medidas de rehabilitación sísmica para la escuela de San Sebastián, de Cataño y el Hospital de la Concepción respectivamente.

4.3.1 Rehabilitación sísmica para la escuela de San Sebastián

Tomando en cuenta la distribución de ventanas, puertas, pasillos, salones y otros elementos arquitectónicos de la escuela de San Sebastián se propuso utilizar crucetas de acero estructural en el lado de las ventanas y paredes de hormigón reforzado en el lado opuesto de las crucetas con el fin de minimizar los efectos de torsión.

El primer paso para la selección de los elementos estructurales fue encontrar el espesor de la pared de hormigón reforzado que pudiera soportar la carga lateral. Para esto se utilizó el programa de *SAP2000* en donde se modeló solamente la pared con la carga lateral correspondiente aplicada. En la Figura 4.6 se ilustra el modelo en *SAP2000* de la pared de hormigón con la carga

aplicada. Según el análisis para la pared de hormigón con la carga lateral obtenida del análisis de *ETABS* aplicada de 381.77 kips el espesor de la pared resultante debía ser de 8 pulgadas permitiendo una deformación lateral promedio de 0.42 pulgadas en la parte superior.

El segundo paso para la selección de elementos estructurales de rehabilitación fue encontrar una sección de acero estructural adecuada que igualara la capacidad de carga lateral de la pared de hormigón reforzado.

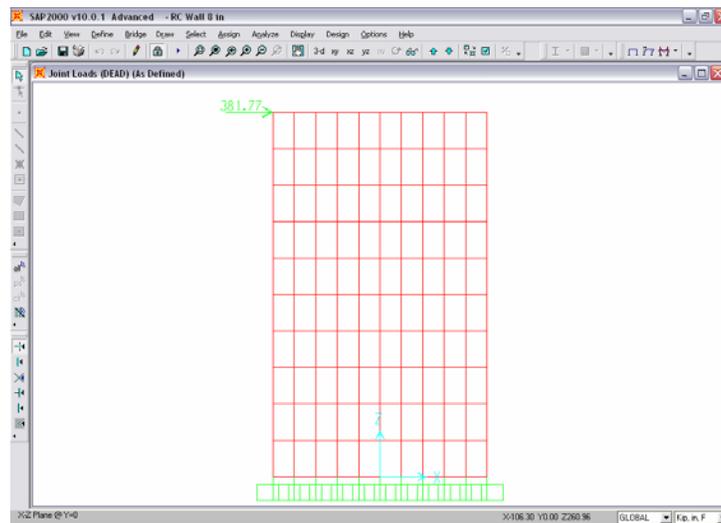


Figura 4.5 Modelo en SAP2000 de la pared de hormigón reforzado para la rehabilitación sísmica

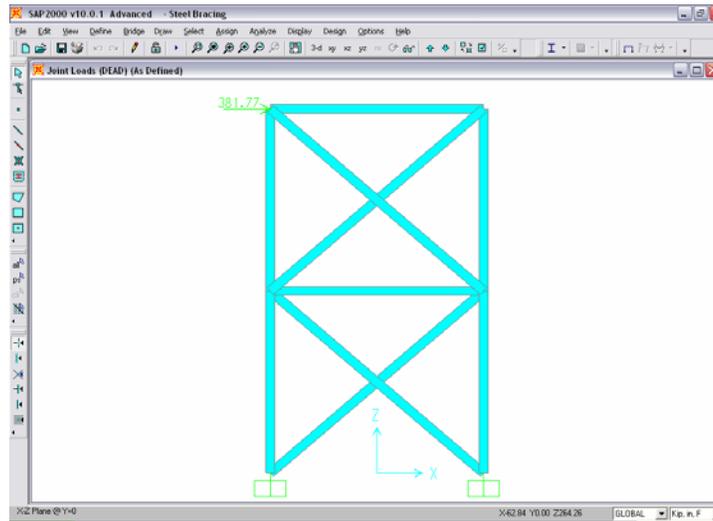


Figura 4.6 Modelo en SAP2000 del sistema de crucetas de acero HSS6x6x1/4 para la rehabilitación sísmica

Se seleccionó la sección tubular de $HSS6 \times 6 \times \frac{1}{4}$ por razones tanto estructurales, arquitectónicas y constructivas. En la Figura 4.7 se muestra el modelo creado en *SAP2000* para la configuración de acero con la sección tubular de acero. Según el análisis, esta sección permitió una deformación lateral de 0.47 pulgadas en la parte superior lo cual está muy cerca de la deformación de la pared de hormigón. Esto evita que la estructura sufra algún tipo de torsión cuando los elementos estén colocados a ambos lados de la estructura.

Luego de haber definido las propiedades de los elementos para la rehabilitación sísmica, éstos fueron incluidos en el modelo de la escuela de San Sebastián. La Figura 4.8 ilustra una vista en planta de la escuela de San

Sebastián con el plan de la ubicación de los elementos estructurales para la rehabilitación.

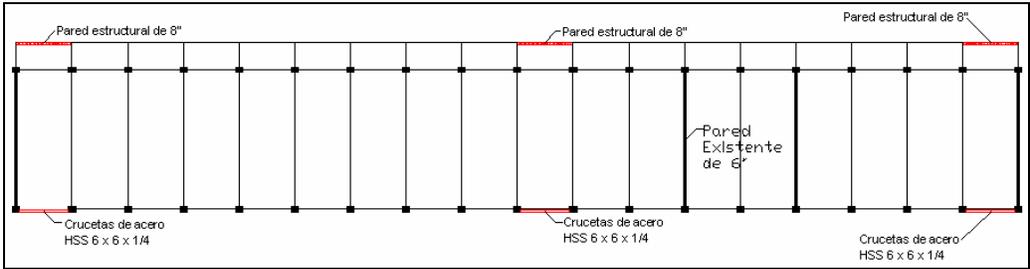


Figura 4.7 Vista en planta de los elementos estructurales para la rehabilitación de la escuela de San Sebastián

La Figura 4.9 muestra el modelo en *ETABS* que incluye los elementos para la rehabilitación sísmica.

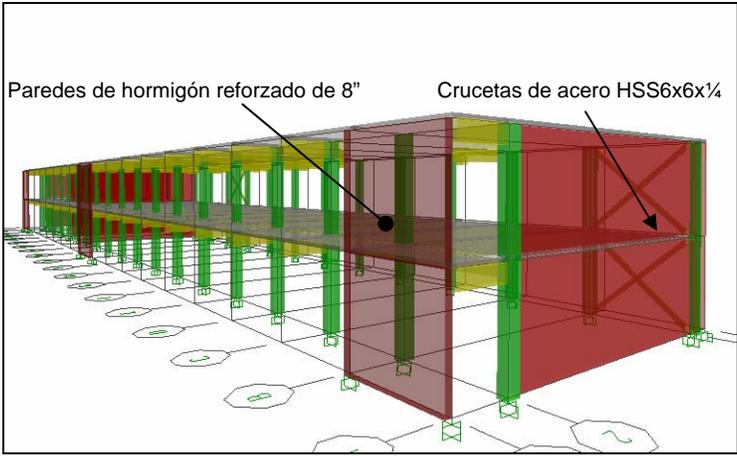


Figura 4.8 Modelo de la escuela de San Sebastián que incluye los elementos para la rehabilitación sísmica

La escuela fue analizada nuevamente con la implementación de los elementos de rehabilitación para corroborar que las medidas implementadas cumplieron su propósito. La Figura 4.10 ilustra el resultado del diseño para los

mismos elementos que se muestran en la Figura 4.1 en donde se puede observar una reducción sustancial en el requerimiento de refuerzo luego de haber implementado la rehabilitación sísmica en la escuela de San Sebastián.

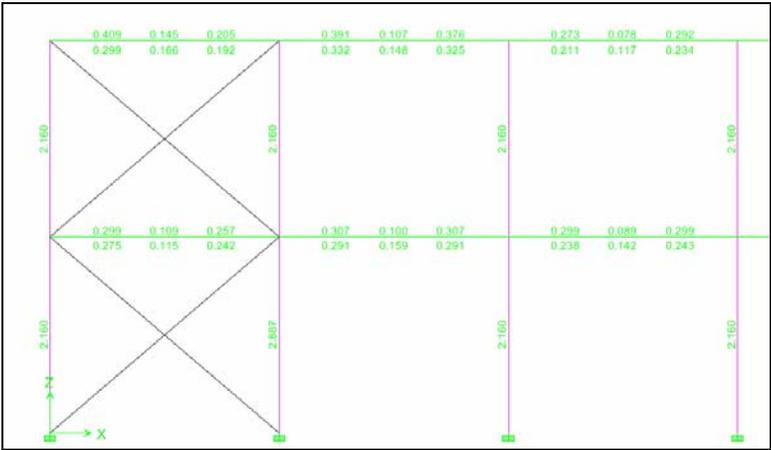


Figura 4.9 Resultados del diseño elástico luego de la rehabilitación para la escuela de San Sebastián

Para corroborar la efectividad de los nuevos elementos se preparó la hoja de cálculo de la Tabla 4.1 con los nuevos resultados del requerimiento de refuerzo. La Tabla 4.19 muestra los resultados de la evaluación para la escuela de San Sebastián rehabilitada, en donde se pudo corroborar la reducción de la demanda de refuerzo. El resto de las vigas, las columnas y las paredes de la escuela que no se muestran en la Tabla 4.19 también tuvieron resultados igualmente favorables en donde en muchos de ellos se redujo la demanda de acero de refuerzo al mínimo.

Tabla 4.19 Evaluación del refuerzo longitudinal para las vigas del primer nivel de la escuela de San Sebastián luego de la rehabilitación

Nombre	I.D. en el Plano	Refuerzo Especificado en Planos [Pulg. Cuad.]			Refuerzo Requerido del Análisis [Pulg. Cuad.]			Evaluación		
		Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
B18	FB-2	0.93	0.62	0.93	0.299	0.109	0.257	ok	ok	ok
		0.62	0.62	0.62	0.275	0.115	0.242	ok	ok	ok
B19	FB-3	0.93	1.24	0.93	0.307	0.100	0.307	ok	ok	ok
		0.62	0.62	0.62	0.291	0.159	0.291	ok	ok	ok
B20	FB-3	0.93	0.62	0.93	0.299	0.089	0.299	ok	ok	ok
		0.62	0.62	0.62	0.238	0.142	0.243	ok	ok	ok
B21	FB-3	0.93	0.62	0.93	0.299	0.090	0.299	ok	ok	ok
		0.62	0.62	0.62	0.243	0.141	0.242	ok	ok	ok
B22	FB-3	0.93	0.62	0.93	0.299	0.090	0.299	ok	ok	ok
		0.62	0.62	0.62	0.243	0.141	0.242	ok	ok	ok

Evaluación del impacto de la rehabilitación en la fundación

Con la incorporación de los elementos para resistir las cargas laterales en la estructura surgió la necesidad de realizar un análisis de esfuerzos para evaluar el impacto en la fundación existente. El cálculo de los esfuerzos en la fundación existente fue obtenido utilizando los datos de los planos de construcción, los resultados del análisis de *ETABS* y la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I} \quad (4.1)$$

donde:

P : Carga axial

A : Área de la fundación

M : Momento por flexión en la fundación

c : Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro

I : Momento de inercia de la fundación

Para fines de la evaluación se creó una hoja de cálculo la cual se ilustra en la Tabla 4.20.

Tabla 4.20 Análisis de esfuerzo en la fundación luego de la rehabilitación de la escuela de San Sebastián

	b [pie]	h [pie]						
Fundacion#1	5	5						
Fundacion#2	6.25	6.25						
σ_{allow} [lb/pie²]	2500							
Fundacion	P Axial [lb]	Momento [lb'pie]	P/(h'b) [lb/pie²]	6M/(b'h²) [lb/pie²]	Esfuerzo + [lb/pie²]	Cumple ?	Esfuerzo - [lb/pie²]	Cumple ?
F#1	47,716	23,094	1,909	1,108	3,017	no	800	si
F#1	49,381	22,843	1,975	1,096	3,072	no	879	si
F#1	46,426	22,830	1,857	1,096	2,953	no	761	si
F#1	43,381	22,836	1,735	1,096	2,831	no	639	si
F#1	49,824	22,829	1,993	1,096	3,089	no	897	si
F#1	43,605	22,848	1,744	1,097	2,841	no	647	si
F#1	45,051	23,063	1,802	1,107	2,909	no	695	si
F#1	43,065	23,195	1,723	1,113	2,836	no	609	si
F#1	61,741	33,551	2,470	1,610	4,080	no	859	si
F#1	49,999	23,096	2,000	1,109	3,109	no	891	si
F#1	57,923	33,523	2,317	1,609	3,926	no	708	si
F#1	43,298	22,969	1,732	1,103	2,834	no	629	si
F#1	45,249	23,091	1,810	1,108	2,918	no	702	si
F#2	63,100	11,699	1,615	288	1,903	si	1,328	si
F#2	64,415	11,575	1,649	284	1,933	si	1,365	si
F#2	62,036	11,578	1,588	285	1,873	si	1,304	si
F#2	59,088	11,580	1,513	285	1,797	si	1,228	si
F#2	65,103	11,578	1,667	285	1,951	si	1,382	si
F#2	59,432	11,575	1,521	284	1,806	si	1,237	si
F#2	59,972	11,709	1,535	288	1,823	si	1,248	si
F#2	56,698	11,857	1,451	291	1,743	si	1,160	si
F#2	85,047	23,498	2,177	577	2,755	no	1,600	si
F#2	61,111	11,873	1,564	292	1,856	si	1,273	si
F#2	88,798	23,496	2,273	577	2,851	no	1,696	si
F#2	58,244	11,728	1,491	288	1,779	si	1,203	si
F#2	60,804	11,686	1,557	287	1,844	si	1,269	si

Los resultados de este análisis demostraron que los elementos nuevos tuvieron un impacto perjudicial para la fundación existente por lo que fue necesario rehabilitarla para aumentar su capacidad. La rehabilitación de la fundación consistió en aumentar su tamaño y proveer refuerzo adicional y de anclaje a la fundación existente para asegurar que se comporte como un solo elemento. En adición a esto fue necesaria la colocación de pilotes en las zapatas de las paredes de hormigón reforzado.

4.3.2 Rehabilitación sísmica para la escuela de Cataño

Se sugirió realizar la misma rehabilitación sísmica de la escuela de San Sebastián para la escuela de Cataño debido a que su similitud en la configuración estructural. La decisión de rehabilitar la escuela se le atribuye tanto a la falta de requerimientos de ductilidad como a la demanda de acero del análisis elástico para el código ACI 318-99 al ser el caso más crítico. La Figura 4.11 muestra la vista en planta de la escuela de Cataño con el plan de la ubicación de los elementos estructurales para la rehabilitación.

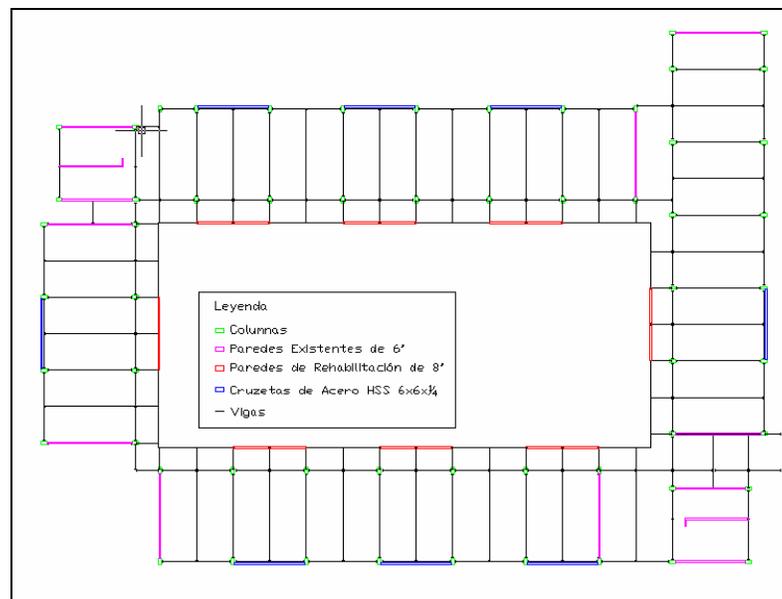


Figura 4.10 Vista en planta de los elementos estructurales para la rehabilitación de la escuela de Cataño

A diferencia de la escuela de San Sebastián, en donde la rehabilitación resultó en una reducción sustancial en la demanda de requerimiento de acero, para la escuela de Cataño no fue efectiva con respecto a mantener la estructura

bajo el rango elástico para algunos elementos siguiendo el código ACI 318-99. La Tabla 4.21 muestra el resultado de la evaluación del requerimiento de refuerzo para las columnas luego de la rehabilitación en la que se puede apreciar la reducción. Esta reducción se dio esencialmente en aquellos elementos que estaban junto a los nuevos elementos de rehabilitación.

Tabla 4.21 Evaluación del refuerzo longitudinal para las columnas del primer nivel de la escuela de Cataño luego de la rehabilitación

Nombre en ETABS	I.D. en el Plano	Refuerzo Especificado en Planos [Pulg. Cuad]	Refuerzo Requerido del Análisis [Pulg. Cuad]	Evaluación
C1	I-3	3.16	5.99	ok
C2	I-5	3.16	2.88	ok
C3	I-7	3.16	4.23	Rev
C4	I-9	3.16	4.44	Rev
C5	I-11	3.16	3.90	Rev
C6	I-13	3.16	2.88	ok
C7	I-15	3.16	5.39	Rev
C8	I-17	3.16	2.88	ok
C9	I-18	3.16	2.88	ok
C10	19-C	3.16	5.98	Rev
C11	20-C	3.16	5.01	Rev

Ante esta situación para la escuela de Cataño se optó por tomar una segunda medida de rehabilitación al edificio la cual consistió en separar las cuatro estructuras. Con esta medida se consiguió la independencia de las cuatro estructuras en términos estructurales que logró no solo una reducción al mínimo de la demanda de acero para mantener la estructura en el rango elástico sino una reducción en la cantidad de elementos de rehabilitación. En la Figura 4.12 se ilustra la vista en planta de las modificaciones realizadas al edificio de la escuela de Cataño en la que se muestra la localización de las separaciones y la reubicación de algunos elementos de rehabilitación.

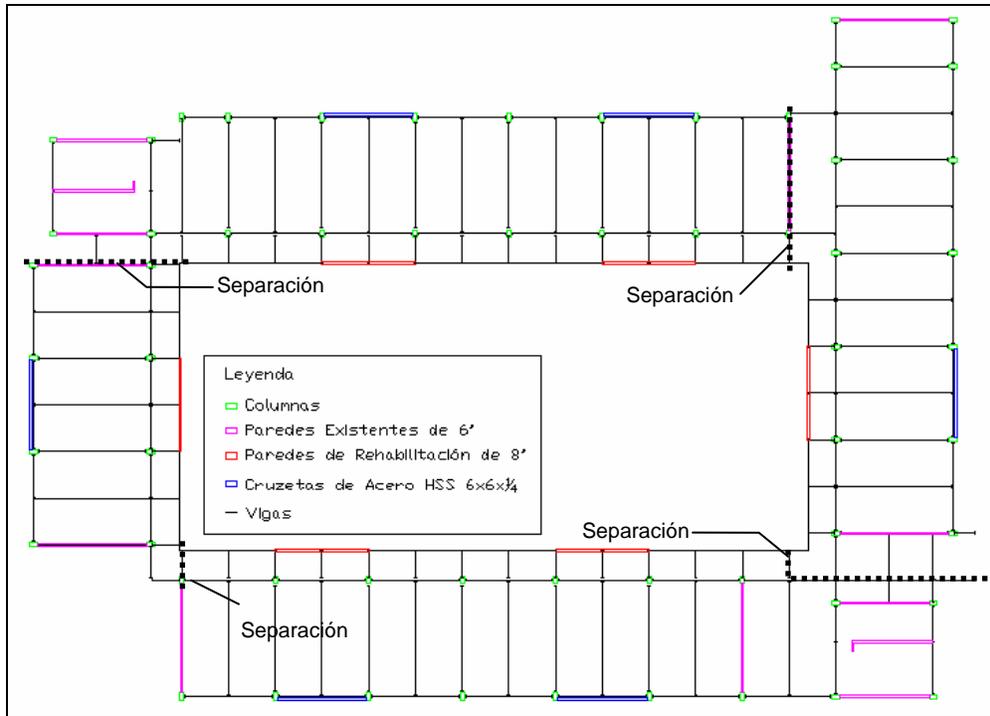


Figura 4.11 Vista en planta de la escuela de Cataño con las modificaciones a la rehabilitación.

Evaluación del impacto de la rehabilitación en la fundación

Según los planos de construcción la fundación de la escuela de Cataño se compone de zapatas individuales colocadas sobre pilotes. Esto es un indicativo claro de que el suelo tiene muy poca resistencia por lo que sería necesaria la rehabilitación a la fundación.

Aunque la escuela de San Sebastián originalmente no contaba con pilotes en la fundación, la evaluación demostró que si eran necesarios para

soportar los esfuerzos que se generan en la fundación con los elementos de rehabilitación.

4.3.3 Rehabilitación sísmica para el Hospital de la Concepción

La rehabilitación sísmica para el Hospital de la Concepción se diseñó tomando en cuenta varios factores que afectan particularmente este tipo de edificios. Uno de los factores más importantes es el hecho de que el hospital necesita mantenerse en funcionamiento durante la rehabilitación. Por esta razón se optó por proveer los elementos de rehabilitación hacia la parte exterior del edificio. De esta manera se verían afectados al mínimo los servicios que se prestan dentro del hospital.

Se optó por engrosar las paredes del primer nivel en el exterior de todo el perímetro del edificio excepto en la parte frontal donde se colocaron crucetas de acero estructural para no interferir con la arquitectura del edificio. Según el análisis para el Hospital de la Concepción fue necesario engrosar las paredes hasta 10 pulgadas y en la parte frontal del edificio se utilizaron crucetas de acero estructural tubulares HSS $12 \times 12 \times \frac{1}{4}$. La Figura 4.13 muestra la vista en planta del primer nivel con las implementaciones de los elementos de rehabilitación.

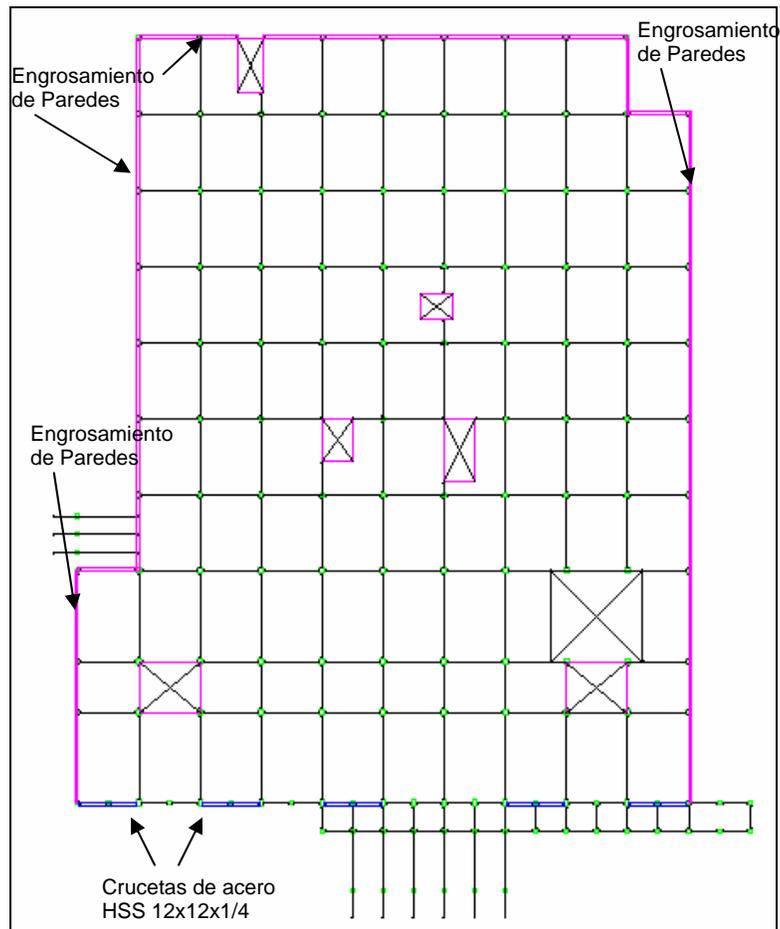


Figura 4.12 Vista en planta de los elementos estructurales para la rehabilitación del Hospital de la Concepción

Con estos elementos de rehabilitación se analizó nuevamente el hospital para corroborar su efectividad prestando atención especial a aquellos elementos que tenían una alta demanda de acero como las paredes de las escaleras principales en el pórtico “F”. La Figura 4.14 muestra el modelo en *ETABS* del hospital que incluye los elementos de rehabilitación.

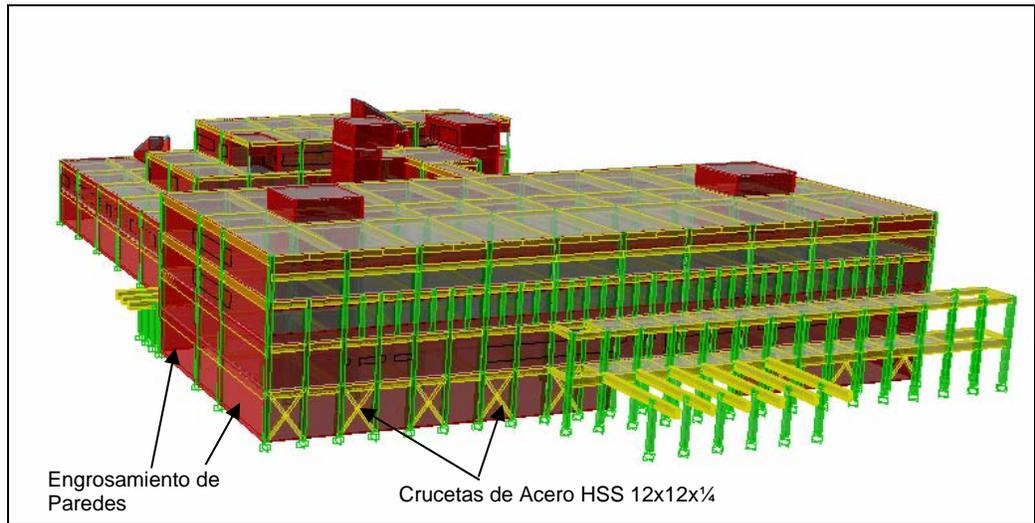


Figura 4.13 Modelo en *ETABS* del Hospital de la Concepción con los elementos de rehabilitación

Los resultados del requerimiento de acero transversal y longitudinal de las paredes luego de la rehabilitación se muestran en la Tabla 4.22. Esta tabla compara con los resultados que se ilustran en las Tablas 4.17 y 4.18 de la Sección 4.2.3 en la cual se puede notar la reducción en la demanda.

Tabla 4.22 Evaluación del refuerzo transversal y longitudinal para las paredes luego de la rehabilitación del Hospital de la Concepción

Nivel	REFUERZO TRANSVERSAL			REFUERZO LONGITUDINAL		
	Razón de Refuerzo Especificada en Planos	Razón de Refuerzo Requerida en el Análisis	Evaluación	Razón de Refuerzo Especificada en Planos	Razón de Refuerzo Requerida en el Análisis	Evaluación
1 ^{ro}	0.0033	0.0030	ok	0.0033	0.0025	ok
2 ^{do}	0.0033	0.0030	ok	0.0033	0.0025	ok
3 ^{ro}	0.0033	0.0030	ok	0.0033	0.0025	ok
4 ^{to}	0.0033	0.0024	ok	0.0033	0.0025	ok

Evaluación del impacto de la rehabilitación en la fundación

La fundación del Hospital de la Concepción consiste en una combinación de zapatas continuas y superficiales con vigas de amarres. Básicamente las zapatas continuas se encuentran en el área “A” (ver Figura 3.7) soportando las paredes laterales y en la parte frontal y área “B” se encuentran las zapatas superficiales. Según los planos de construcción el suelo debía tener una capacidad permisible de 5,000 libras por pies cuadrados. Se preparó una hoja de cálculo para evaluar la fundación contando con los nuevos elementos tal y como se realizó para las escuelas. Los resultados para la fundación en los ejes que comprenden el perímetro del hospital se muestran en las Tablas 4.23, 4.24, 4.25 y 4.26.

Tabla 4.23 Resultados del análisis de la fundación para el eje “A” del Hospital de la Concepción

Area A: Eje A								
	b	h						
	[pie]	[pie]						
Fundación #1	14.5	14.5						
Fundación #2	16.5	10						
$\sigma_{\text{so}} [\text{lb}/\text{pie}^2]$	5000							
Fundación	Axial [lb]	Momento [lb*pie]	P/(h*b) [lb/pie ²]	6M/(b*h ²) [lb/pie ²]	Esfuerzo+ [lb/pie ²]	Cumple? [ok/no]	Esfuerzo - [lb/pie ²]	Cumple? [ok/no]
F#2	483,066	90,392	2,928	329	3,256	ok	2,599	ok
F#1	204,400	140,244	972	276	1,248	ok	696	ok
F#1	208,476	124,169	992	244	1,236	ok	747	ok
F#1	211,261	120,617	1,005	237	1,242	ok	767	ok
F#1	216,263	120,528	1,029	237	1,266	ok	791	ok
F#1	228,315	121,398	1,086	239	1,325	ok	847	ok
F#1	230,879	123,458	1,098	243	1,341	ok	855	ok
F#1	229,863	126,033	1,093	248	1,341	ok	845	ok
F#1	225,461	128,426	1,072	253	1,325	ok	820	ok
F#1	208,846	135,997	993	268	1,261	ok	726	ok
F#2	517,766	92,647	3,138	337	3,475	ok	2,801	ok

Tabla 4.24 Resultados del análisis de la fundación para los ejes “1” y “11” del Hospital de la Concepción

Area A: Ejes 1 & 11								
	b	h						
	[pie]	[pie]						
Fundación #3	103.5	8						
$\sigma_{m,}$ [lb/pie ²]	5000							
Fundación	Axial [lb]	Momento [lb*pie]	P/(h*b) [lb/pie ²]	6M/(b*h ²) [lb/pie ²]	Esfuerzo+ [lb/pie ²]	Cumple? [ok/no]	Esfuerzo - [lb/pie ²]	Cumple? [ok/no]
F#3	11,485,176	278,454,074	13,871	252,223	266,094	no	-238,352	no

El análisis indica que las medidas de rehabilitación trajeron como consecuencia esfuerzos adicionales en la fundación existente. La fundación afectada fue la del área “B” debido a que sus dimensiones eran mucho más pequeñas que las del área “A”. La solución a este problema consistió en convertir las zapatas superficiales en continuas y proveer refuerzo de anclaje para asegurar la transferencia de esfuerzos a los elementos existentes.

Tabla 4.25 Resultados del análisis de la fundación para los ejes “2” y “11” del Hospital de la Concepción

Area B: Ejes 2 & 11								
	b	h						
	[pie]	[pie]						
Fundación #4	8	6						
Fundación #5	8	8						
Fundación #6	10	10						
$\sigma_{m,}$ [lb/pie ²]	5000							
Fundación	Axial [lb]	Momento [lb*pie]	P/(h*b) [lb/pie ²]	6M/(b*h ²) [lb/pie ²]	Esfuerzo+ [lb/pie ²]	Cumple? [ok/no]	Esfuerzo - [lb/pie ²]	Cumple? [ok/no]
F#4	356,844	255,220	7,434	5,317	12,751	no	2,117	ok
F#4	417,022	244,097	8,688	5,085	13,773	no	3,603	ok
F#4	277,106	231,189	5,773	4,816	10,589	no	957	ok
F#4	287,851	231,249	5,997	4,818	10,815	no	1,179	ok
F#4	310,235	215,072	6,463	4,481	10,944	no	1,983	ok
F#4	209,663	188,145	4,368	3,920	8,288	no	448	ok
F#4	320,469	230,338	6,676	4,799	11,475	no	1,878	ok
F#4	206,466	202,207	4,301	4,213	8,514	no	89	ok
F#4	321,621	237,626	6,700	4,951	11,651	no	1,750	ok
F#4	191,140	212,809	3,982	4,434	8,416	no	-451	ok
F#4	329,630	234,653	6,867	4,889	11,756	no	1,979	ok
F#6	483,927	267,269	4,839	1,604	6,443	no	3,236	ok
F#5	330,958	146,650	5,171	1,719	6,890	no	3,453	ok
F#5	505,915	149,363	7,905	1,750	9,655	no	6,155	no
F#5	387,319	164,767	6,052	1,931	7,983	no	4,121	ok

Tabla 4.26 Resultados del análisis de la fundación para el eje "L" del Hospital de la Concepción

Area B: Eje L								
	b	h						
	[pie]	[pie]						
Fundación #4	8	6						
Fundación #5	8	8						
Fundación #6	10	10						
$\sigma_{m.}$ [lb/pie ²]	5000							
Fundación	Axial [lb]	Momento [lb·pie]	P/(h·b) [lb/pie ²]	6M/(b·h ²) [lb/pie ²]	Esfuerzo+ [lb/pie ²]	Cumple? [ok/no]	Esfuerzo - [lb/pie ²]	Cumple? [ok/no]
F#6	506,992	187,265	5,070	1,124	6,194	no	3,946	ok
F#5	392,748	173,006	6,137	2,027	8,164	no	4,109	ok
F#5	541,209	155,423	8,456	1,821	10,278	no	6,635	no
F#4	233,608	227,721	4,867	4,744	9,611	no	123	ok
F#4	282,380	257,559	5,883	5,366	11,249	no	517	ok
F#4	293,880	252,979	6,123	5,270	11,393	no	852	ok
F#4	294,653	246,579	6,139	5,137	11,276	no	1,002	ok
F#4	294,921	249,829	6,144	5,205	11,349	no	939	ok
F#4	296,355	218,885	6,174	4,560	10,734	no	1,614	ok
F#5	416,637	117,980	6,510	1,383	7,893	no	5,127	no

4.3.4 Detalles estructurales y especificaciones para la rehabilitación sísmica

Como parte de la incorporación de los elementos para la rehabilitación sísmica a las estructuras se prepararon los detalles estructurales de refuerzo y anclaje siguiendo las especificaciones y requerimientos de diseño del código ACI 318-05 para asegurar el comportamiento adecuado de los elementos.

Debido a que las escuelas son prácticamente iguales en términos estructurales los detalles que se presentan aplican a las dos estructuras. La Figura 4.15 muestra los detalles estructurales para la pared de rehabilitación en elevación para las escuelas de San Sebastián y Cataño.

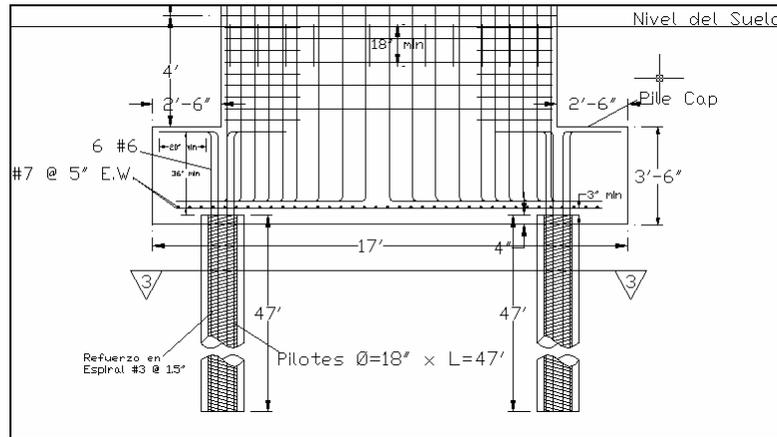


Figura 4.15 Detalles estructurales de la fundación para la pared de rehabilitación de las escuelas de San Sebastián y Cataño

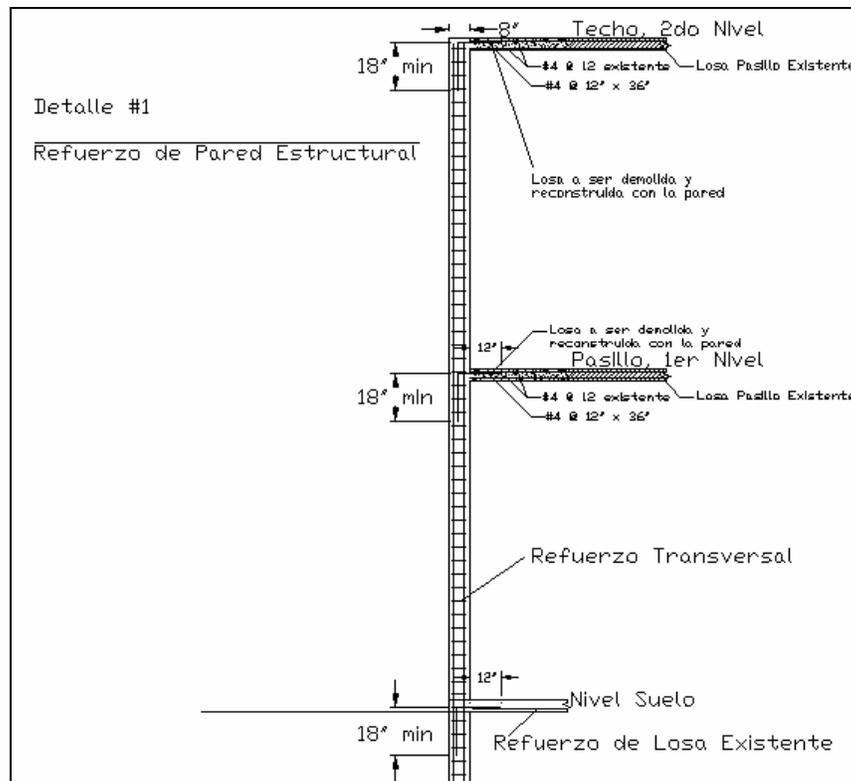


Figura 4.16 Detalle estructural #1 para el anclaje y refuerzo para la pared de rehabilitación de las escuelas de San Sebastián y Cataño

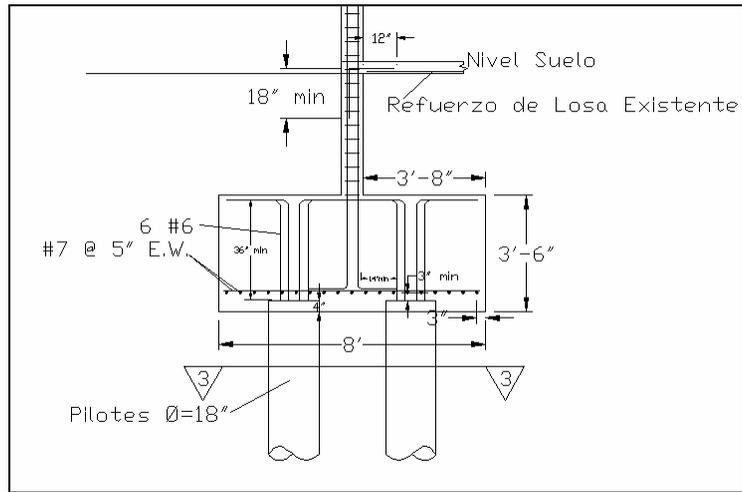


Figura 4.17 Detalle para la fundación de la pared de rehabilitación de las escuelas de San Sebastián y Cataño

La Figura 4.19 muestra el detalle estructural #2 según ilustrado en la Figura 4.15. Este detalle va orientado a la vista en planta de la fundación con la ubicación de los micropilotes y el refuerzo longitudinal y transversal de la pared de rehabilitación.

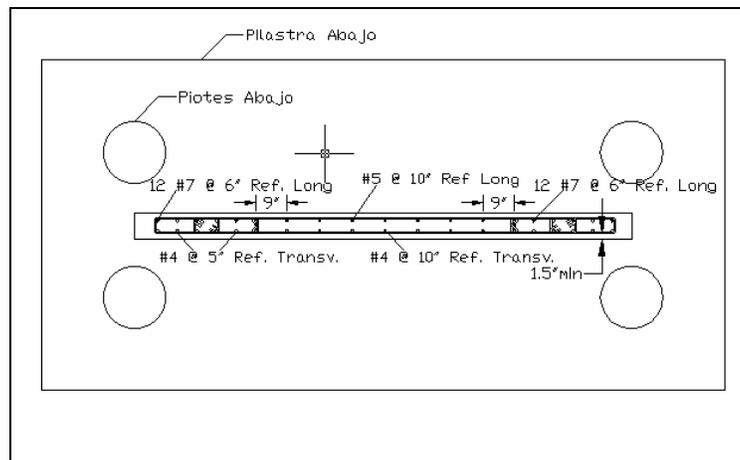


Figura 4.18. Detalle estructural #2 para el refuerzo longitudinal y transversal de la pared de las escuelas de San Sebastián y Cataño

La Figura 4.20 muestra el detalle estructural #3 que ilustra un corte seccional de los pilotes para ilustrar el detalle de refuerzo y sus dimensiones.

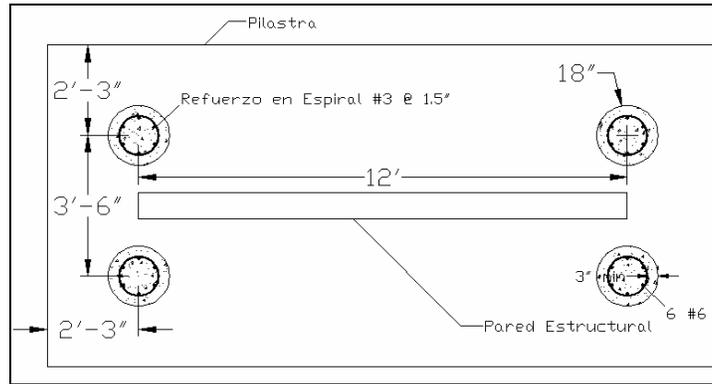


Figura 4.19 Detalle estructural #3 para los detalles de ubicación y refuerzo para los micropilotes de las escuelas de San Sebastián y Cataño

A continuación en la Figura 4.21 se muestran los detalles estructurales y especificaciones de anclaje para las crucetas de acero utilizadas en las escuelas de San Sebastián y Cataño.

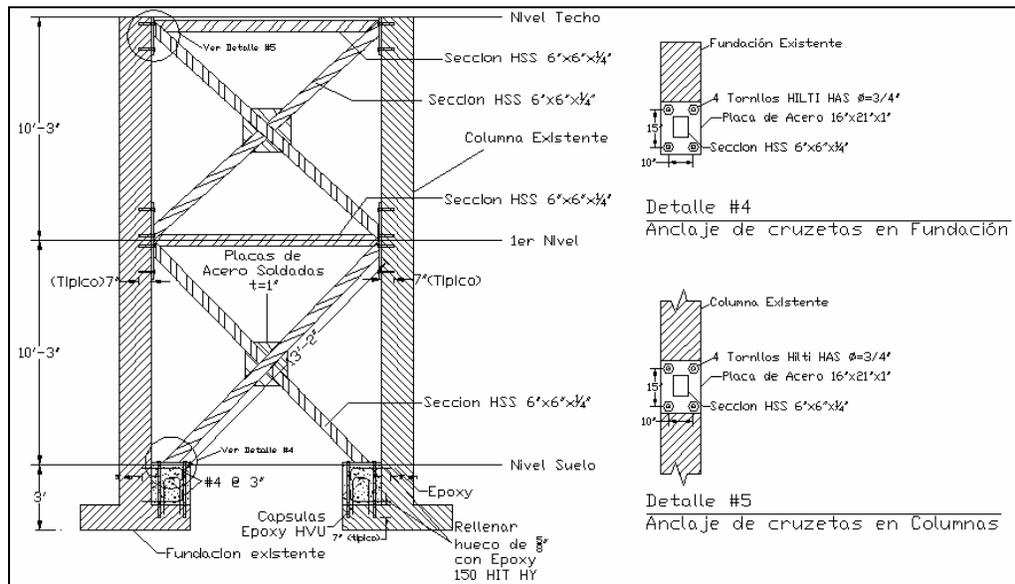


Figura 4.20 Detalles estructurales para las crucetas de acero de la rehabilitación de las escuelas de San Sebastián y Cataño

Los detalles estructurales de los elementos del Hospital de la Concepción para la pared de rehabilitación y la cruceta de acero se muestran en las Figuras 4.22 y 4.23 respectivamente.

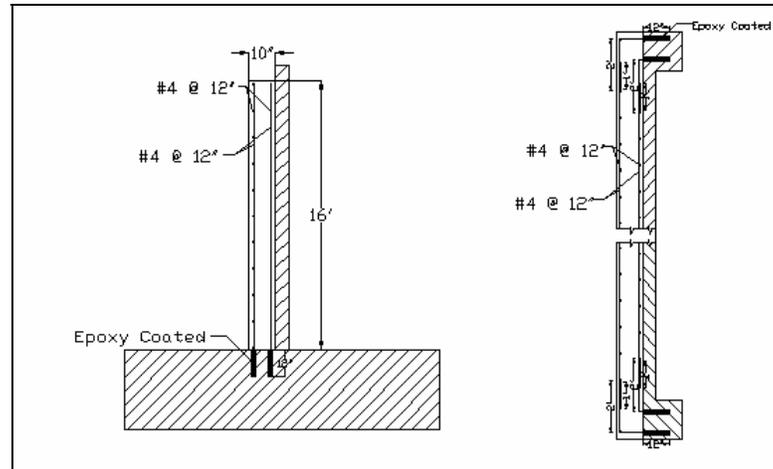


Figura 4.21 Detalles estructurales para la pared de rehabilitación del Hospital de la Concepción

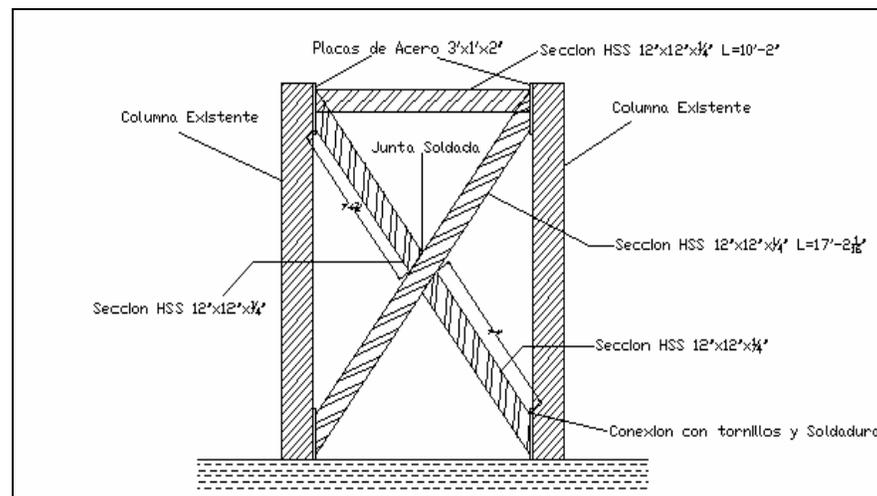


Figura 4.22 Detalles estructurales para la cruceta de acero de la rehabilitación para el Hospital de la Concepción

Como parte de las medidas de rehabilitación para el Hospital de la Concepción también se incluyeron los detalles estructurales para la modificación de la fundación en el Área "B". La Figura 4.24 ilustra estos detalles que incluyen el acero de refuerzo, las nuevas dimensiones, el anclaje con la estructura existente y la remoción del suelo para realizar la rehabilitación.

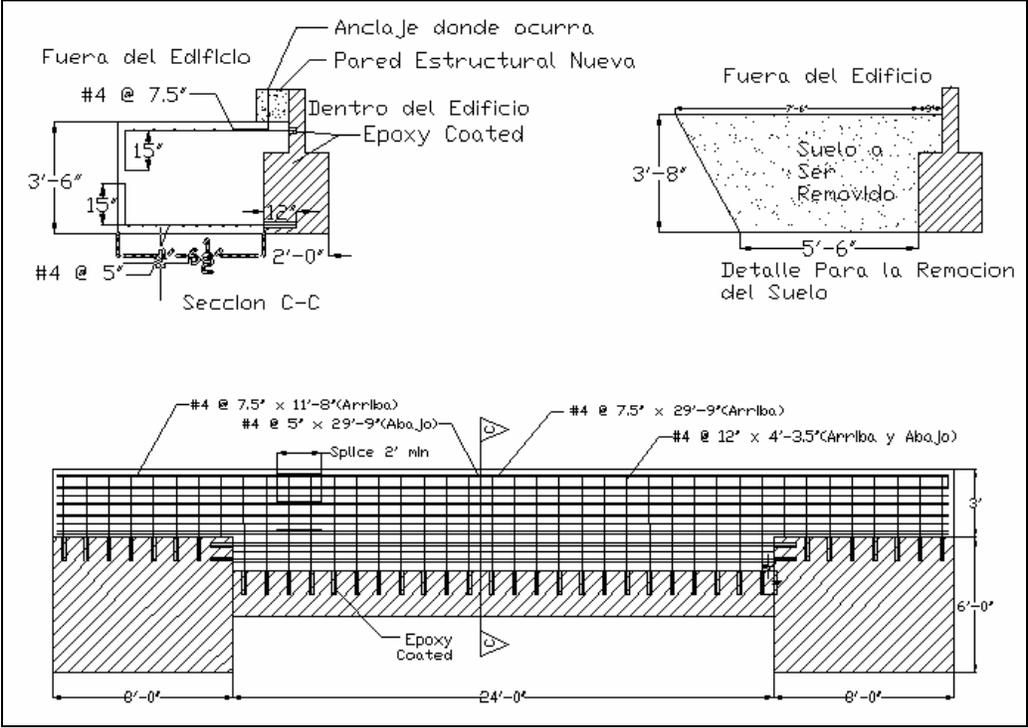


Figura 4.23 Detalles estructurales para la rehabilitación de la fundación del Hospital de la Concepción

4.4 Resultados del análisis no lineal del terremoto esperado

Los modelos para las escuelas de San Sebastián, Cataño y el Hospital de la Concepción fueron creados en el programa *Perform 3D* siguiendo el procedimiento discutido en la Sección 3.4 para el análisis no lineal del terremoto esperado para las estructuras. Es importante señalar que este análisis fue realizado para las estructuras originales sin rehabilitación. Los resultados que se presentan en esta sección para describir el daño de las estructuras están basados en la cantidad de deformación que recibieron los elementos cuando fueron sometidos al registro de aceleraciones. También fue definida una deformación que representa el colapso de la estructura para poder identificar si alguna de estas estructuras corría tal riesgo. A continuación se muestran los resultados para este análisis individualmente para cada estructura.

4.4.1 Resultados para la escuela de San Sebastián

El primer paso para modelar la escuela de San Sebastián fue crear los elementos de acuerdo a sus propiedades mecánicas, configuración de acero dimensiones y condiciones de borde las cuales se obtuvieron de los planos de construcción. Con estos parámetros se crearon las curvas de momento-rotación que definen el comportamiento de estos elementos y por consiguiente el comportamiento de la estructura. Se crearon hojas de cálculo para obtener los parámetros utilizando las ecuaciones de la Sección 3.4 y el documento de FEMA

356. La Tabla 4.27 muestra el resultado del cómputo de los parámetros que definen esta curva para la viga FB-1 de la escuela de San Sebastián la cual se muestra en la Figura 4.25. Si alguna de las columnas llegase a la deformación definida como “b” en esta gráfica significaría el colapso de esta columna y por consiguiente de la estructura. Sucesivamente se obtuvieron estos parámetros para todos los elementos estructurales que componen la escuela de San Sebastián.

Tabla 4.27 Hoja de cálculo para los parámetros de la curva de momento rotación de la viga FB-1 de la escuela de San Sebastián

L	B	H	d	Ig	Ec	Icr	fr	Mcr
[in]	[in]	[in]	[in]	[in ⁴]	ksi	[in ⁴]	[ksi]	[k*in]
360	12	18.5	16	6.33E+03	3200	2.22E+03	0.410792	281.1871
Propiedades de Refuerzo				Parametros de FEMA 356				
	As	My	My	le	θy	a	d	b
	[in ²]	[k*ft]	[k*in]	[in ⁴]	[rad]	[rad]	[rad]	[rad]
Bot	2 #7	95.8	1112.4	2.28E+03	0.009	0.019	0.022	0.024
Top	4 #7, 2 #8	236.1	2833.2	2.22E+03	0.024	0.029	0.112	0.124

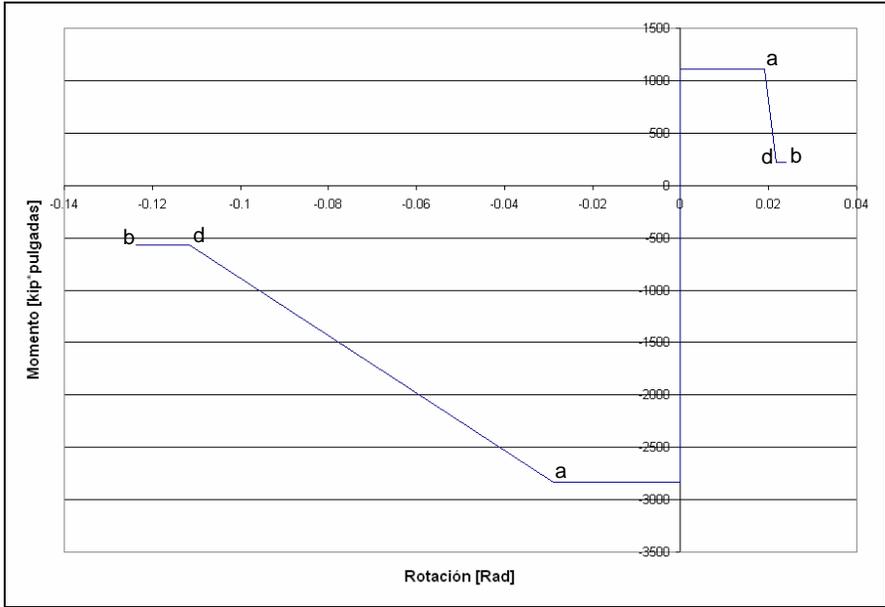


Figura 4.24 Curva de momento-rotación para la viga FB-1 de la escuela de San Sebastián

La Figura 4.26 muestra el modelo en *Perform-3D* de esta escuela. La geometría fue importada desde *ETABS* ya que ambos programas son capaces de compartir esta información.

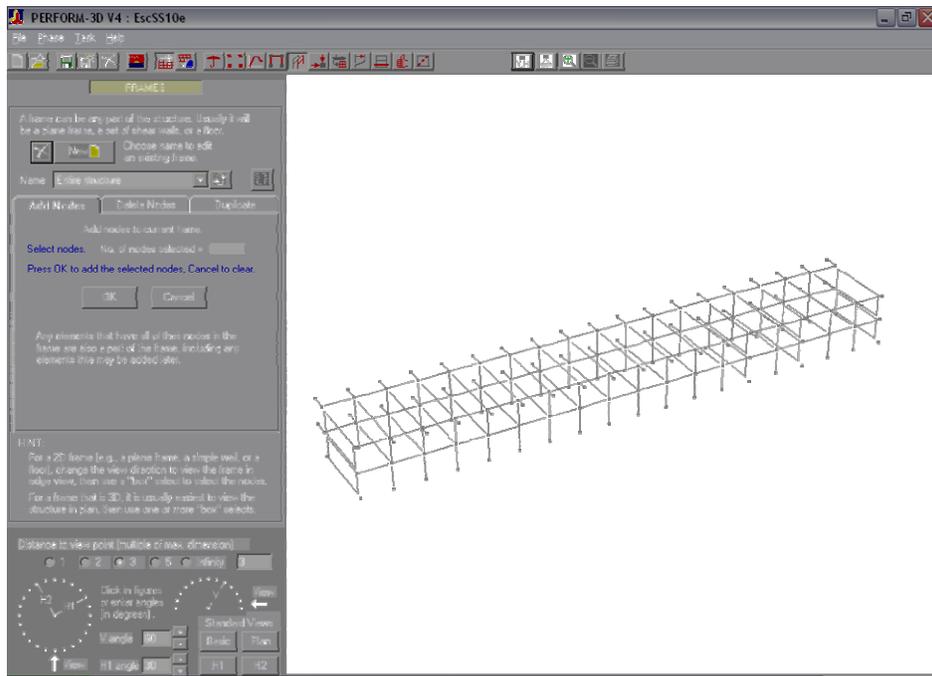


Figura 4.25 Modelo de la escuela de San Sebastián en *Perform 3D*

Luego de haber asignado a esta geometría las propiedades de cada elemento, el sismo, orientación de elementos, condiciones de borde y otros parámetros se ejecutó el análisis de la estructura. En la Figura 4.27 se observa la escuela de San Sebastián luego del análisis con los elementos de diferentes colores los cuales representan la cantidad de deformación con respecto a la deformación máxima de cada elemento.

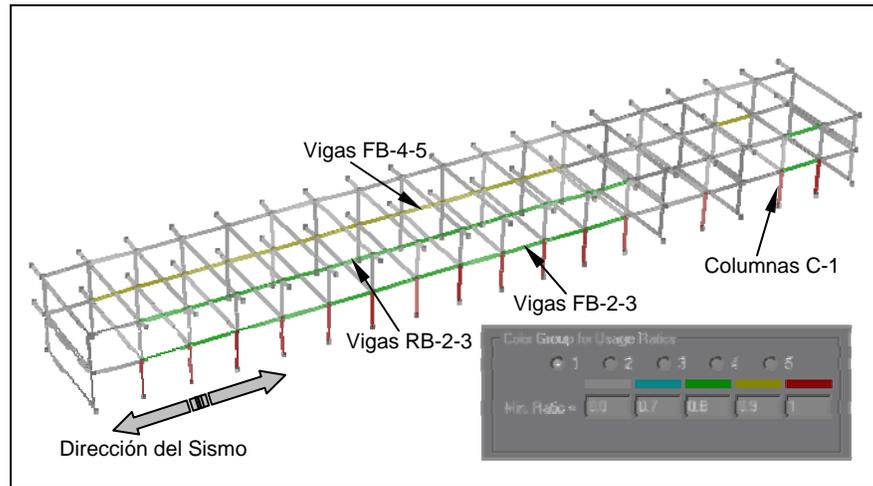


Figura 4.26 Resultados del índice de daños para los elementos de la escuela de San Sebastián

Las columnas del primer nivel (C-1) de la escuela llegaron a obtener una deformación que alcanzó el punto de colapso en la curva de momento rotación. El punto de colapso fue alcanzado luego de haber transcurrido 8.44 segundos del sismo con una intensidad máxima de 0.46g. La Figura 4.28 muestra el registro de aceleraciones de la Figura 3.10 en donde se marcan tanto el punto de la magnitud de aceleración máxima como el de colapso de la escuela. Es importante señalar que el análisis fue realizado para ambas direcciones del sismo pero la dirección que se ilustra en la Figura 4.27 fue la que causó los daños significativos debido a que las paredes proveían rigidez en la dirección perpendicular.

Para el momento de colapso de la escuela de San Sebastián la deformación en términos de rotación alcanzada por las columnas C-1 se ilustra

en la Figura 4.29. El punto marcado en la gráfica indica la rotación en donde se detuvo el análisis.

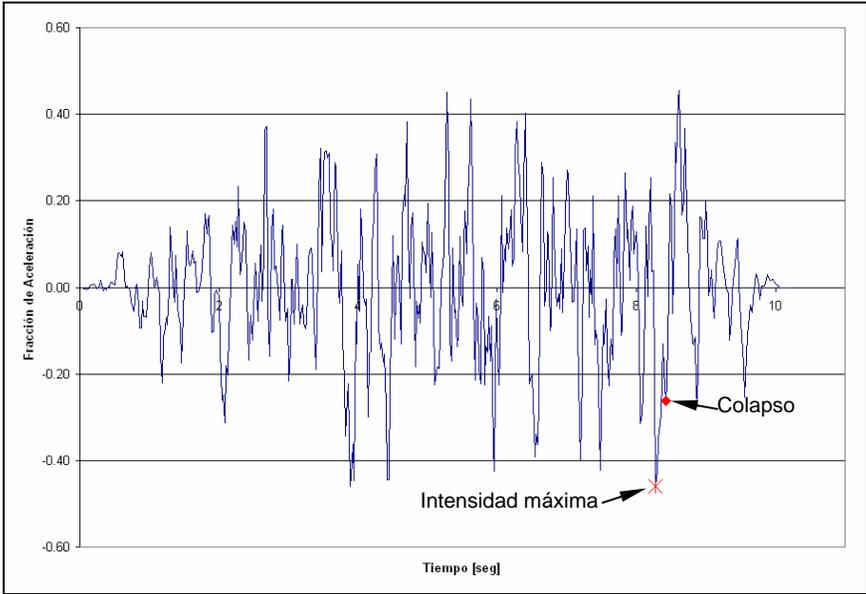


Figura 4.27 Magnitud máxima y punto de colapso en el registro de aceleraciones para la escuela de San Sebastián

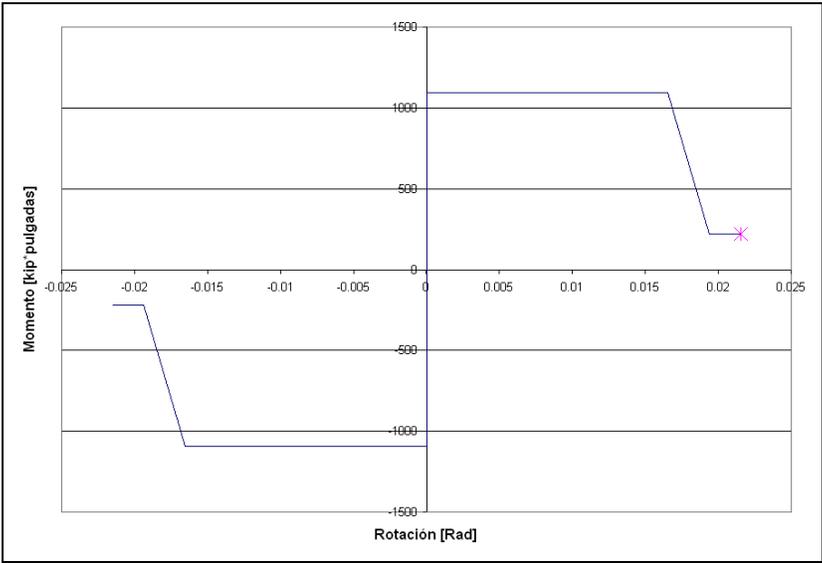


Figura 4.28 Rotación máxima alcanzada por la columna C-1 de la escuela de San Sebastián

Las vigas que unen los pórticos del primer y segundo nivel (FB-2-3, FB-4-5 y RB-2-3) llegaron a una deformación del 80%, 90% y 80% respectivamente de la deformación máxima. En las Figuras 4.30, 4.31 y 4.32 se ilustran las curvas de momento-rotación para estas vigas con el punto máximo alcanzado de deformación al momento del colapso. El resto de los elementos de la escuela sufrieron deformaciones que no se encuentran en la escala de la leyenda, pero no necesariamente fueron deformaciones pequeñas.

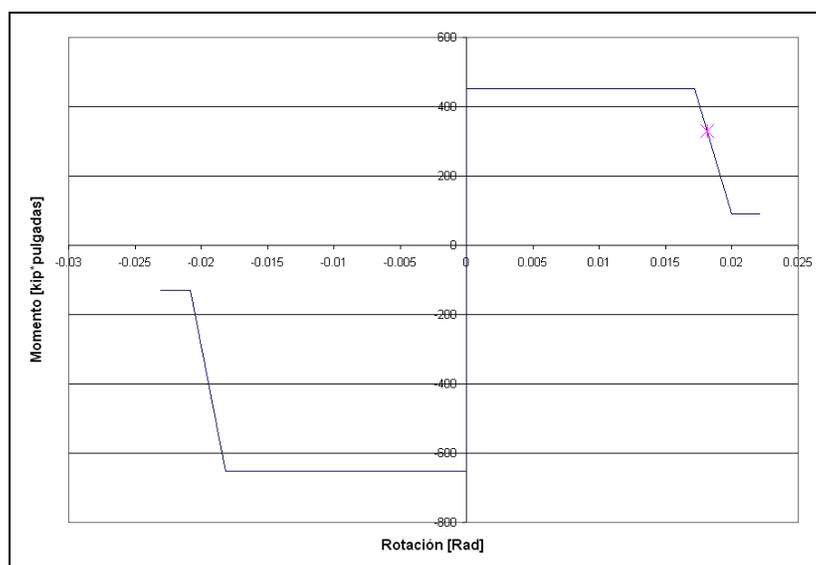


Figura 4.29 Rotación máxima alcanzada en la curva de momento rotación de la viga FB-2-3 de la escuela de San Sebastián

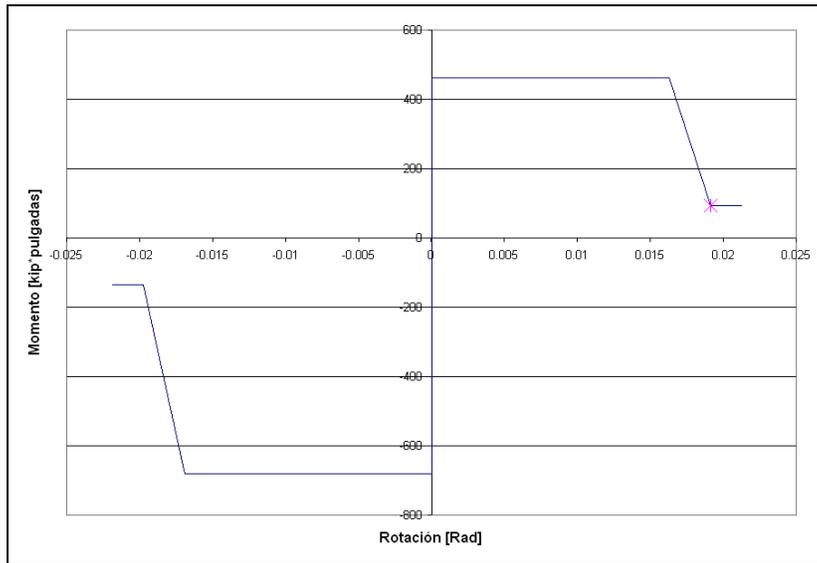


Figura 4.30 Rotación máxima alcanzada en la curva de momento rotación de la viga FB-4-5 de la escuela de San Sebastián

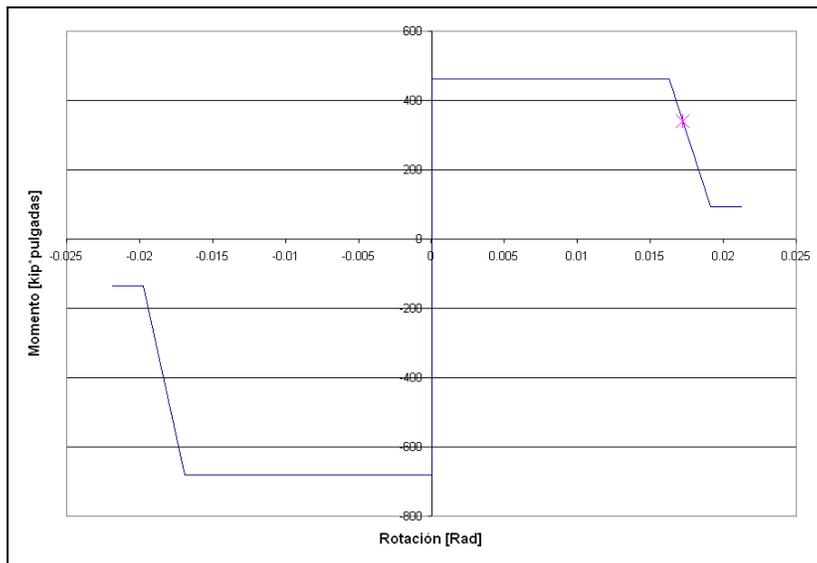


Figura 4.31 Rotación máxima alcanzada en la curva de momento rotación de la viga RB-2-3 de la escuela de San Sebastián

Dado que la escuela de San Sebastián llegó al punto de colapso cuando fue sometida al registro de aceleraciones surgió la necesidad de verificar por medio del análisis no lineal del evento sísmico la efectividad de los elementos de rehabilitación. La Figura 4.33 muestra el modelo de la escuela de San Sebastián luego de ser analizada incluyendo las paredes en la dirección que sufrió el colapso. Según este análisis cuando se incluyeron los elementos de rehabilitación en la estructura no sólo se evita el colapso sino que los únicos elementos que alcanzan la deformación luego de cedencia son las vigas RB-2-3.

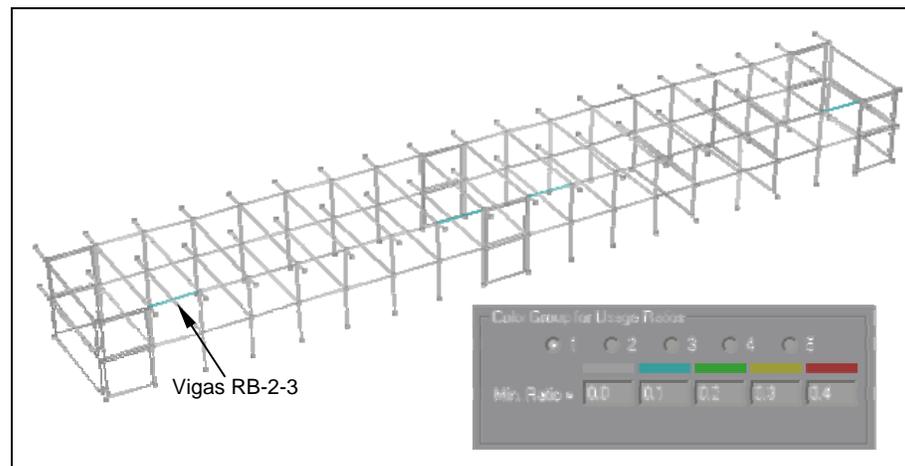


Figura 4.32 Resultados del índice de daños para los elementos de la escuela de San Sebastián incluyendo los elementos de rehabilitación

4.4.2 Resultados para la escuela de Cataño

Según el análisis para esta escuela el daño es muy leve comparado con la escuela de San Sebastián. Los daños más sobresalientes fueron observados en 4 vigas que sirven de enlace entre dos estructuras según se muestra en el recuadro de la Figura 4.34.

La deformación máxima se encuentra entre el 1% y el 2% de la deformación última lo cual no representa una cantidad significativa. En la Figura 4.35 se muestra el recuadro de la Figura 4.34 ampliado para estas vigas que sufrieron daño más allá de cedencia. Cabe señalar que las 4 vigas afectadas tienen un área seccional menor que el resto de las vigas de la estructura. Estos son elementos de 26 pulgadas de profundidad y 6 pulgadas de ancho, a diferencia de el resto de las vigas que son de al menos 12 pulgadas de ancho.

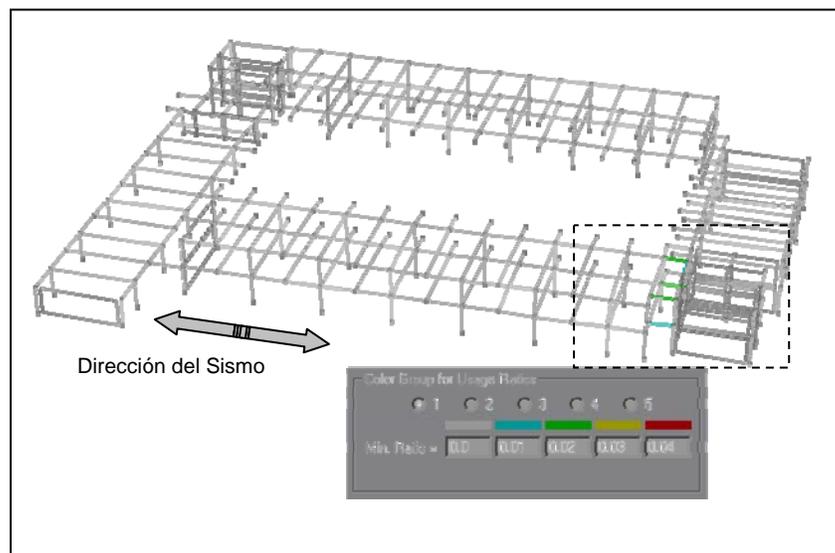


Figura 4.33 Resultados del índice de daños para los elementos de la escuela de Cataño

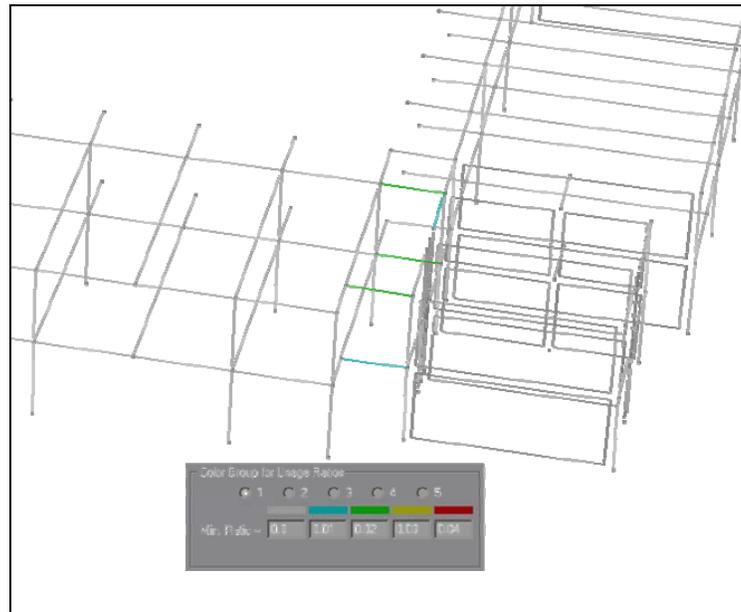


Figura 4.34 Vigas más afectadas como resultado del análisis no lineal del evento sísmico para la escuela de Cataño

A diferencia de la escuela de San Sebastián los resultados para el análisis no lineal del evento sísmico para la escuela de Cataño indican que la estructura no excede los momentos de diseño ante un evento sísmico. La razón principal para estos resultados radica en el hecho de que la escuela de Cataño cuenta con paredes en todas direcciones que logran soportar las cargas laterales y contrarrestar posibles efectos de torsión. De esta manera sólo los elementos más débiles, como lo son estas pequeñas vigas de enlace de la estructura, resultaron afectados. La Figura 4.36 muestra la rotación máxima alcanzada para la viga que alcanzó el 2% de deformación.

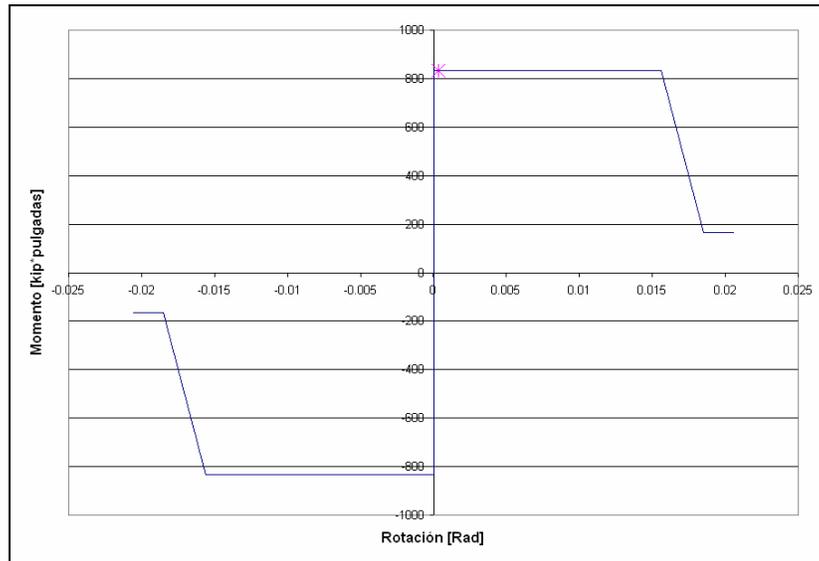


Figura 4.35 Rotación máxima alcanzada en la curva de momento rotación de la viga 6 x 26 de la escuela de Cataño

4.4.3 Resultados para el Hospital de la Concepción

El análisis no lineal del terremoto esperado para el Hospital de la Concepción fue representado por los dos pórticos más críticos de esta estructura en términos de la demanda de acero de refuerzo del análisis elástico. Estos dos pórticos contienen las paredes que forman los núcleos de las escaleras principales y los ascensores del hospital.

La Figura 4.37 muestra el esquema del índice de daños para el pórtico “F” del hospital el cual contiene las paredes que componen el núcleo de las escaleras principales del área “A” del hospital. El recuadro color gris muestra el índice de la razón de deformación identificada con un color diferente de acuerdo a la cantidad

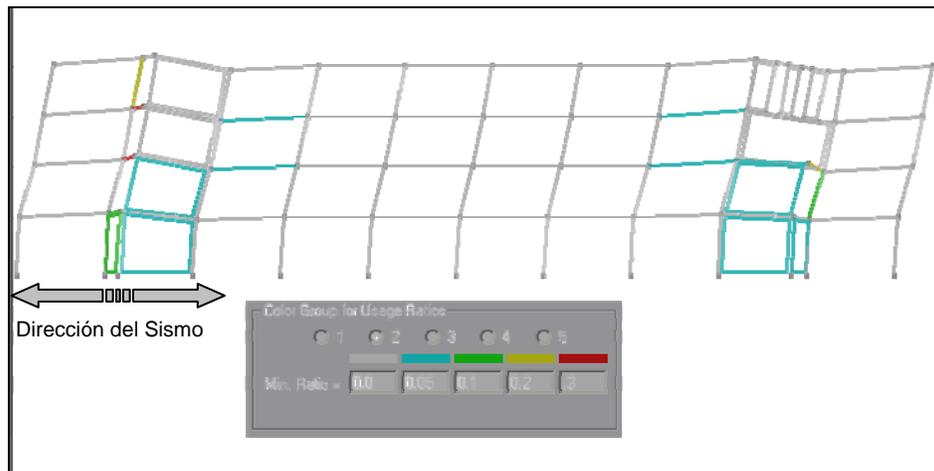


Figura 4.36 Esquema de daños para el Pórtico "F" del Hospital de la Concepción

El análisis demostró que en el pórtico "F" las paredes de los primeros dos niveles sufrieron deformaciones que sobrepasaron el límite de cedencia lo cual es muy similar al análisis elástico en donde la mayor demanda de acero se observó precisamente en estas mismas localizaciones. La deformación de las paredes es de 5% de la deformación última por flexión para ambos niveles. Este daño sin embargo resulta pequeño si se compara con los observados en las vigas que sirven de enlace entre las paredes y las columnas los cuales alcanzan hasta un 30% de la deformación máxima. Otros elementos que sufrieron algún daño significativo fueron algunas columnas del segundo nivel las cuales alcanzaron un 20% de la deformación última.

Para el pórtico "N", el cual contiene las paredes que componen el núcleo de los ascensores principales, el daño cuantificado luego de cedencia fue menor en términos de elementos afectados ya que sólo se observó en algunas vigas del pórtico. Sin embargo, la cantidad de daño para estas vigas alcanza el 40%

en algunas de ellas. La razón para el daño en estas vigas radica en la conexión de estas con las paredes al igual que para el pórtico "F". La Figura 4.38 muestra el esquema de la razón de daño para el pórtico "N".

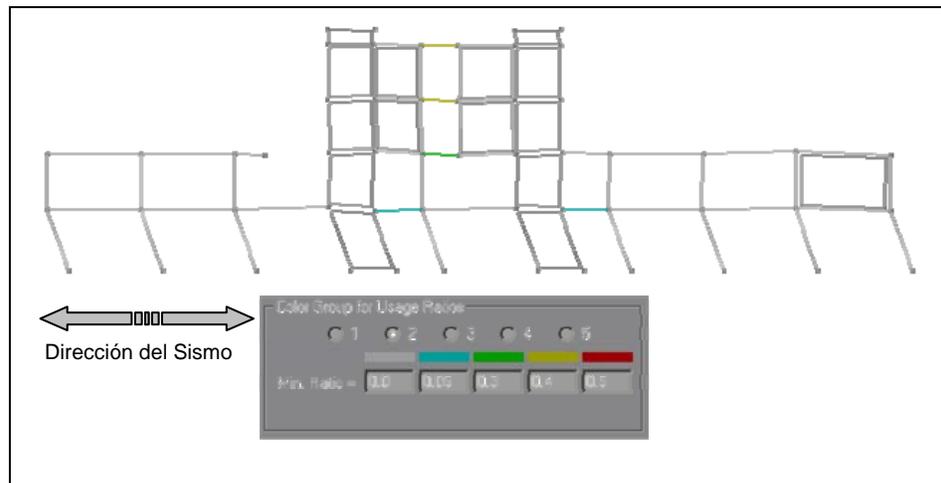


Figura 4.37 Esquema de daños para el Pórtico "N" del Hospital de la Concepción

CAPÍTULO 5:

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Este trabajo consistió en el estudio del comportamiento de edificios de alta importancia ocupacional sometidos a cargas laterales. El análisis se enfocó principalmente en el comportamiento en el rango lineal y no lineal de las estructuras. En base a los resultados del análisis lineal se determinó proponer medidas de rehabilitación tanto a los elementos de la estructura como a la fundación para llevar a la estructura al comportamiento elástico cuando éstos son sometidos a cargas laterales. Con el análisis no lineal se logró obtener el índice de daño individual para cada elemento estructural que compone la estructura cuando ésta fue sometida a un registro de aceleraciones creado artificialmente para Puerto Rico. La realización de este trabajo permitió obtener las siguientes conclusiones:

1. Según los planos de construcción de las escuelas, no se cumplen con los requerimientos de ductilidad debido a que fueron diseñadas antes de las implementaciones del diseño sismorresistente que entraron en vigor para el año 1987. Entre estas deficiencias se encuentra la ausencia de detalles para el anclaje del refuerzo, la falta de refuerzo transversal en zonas que se requiere confinamiento y el incumplimiento de las cuantías mínimas de refuerzo entre otras.

2. Los resultados del análisis elástico demostraron que es deseable contar con muros de corte en ambas direcciones de la estructura. Esto garantizará la respuesta lineal de la estructura cuando sea sometida a fuertes cargas laterales.
3. Los elementos de rehabilitación que se implementaron para llevar la estructura a mantenerse en el rango elástico cumplieron cabalmente con las expectativas de reducir la demanda de acero en los elementos. Sin embargo, es importante considerar en el análisis la estructura completa con los elementos de rehabilitación que se incorporan para asegurarse un comportamiento adecuado.
4. Es importante verificar los esfuerzos que los elementos de rehabilitación generaron sobre la fundación existente. Sin la rehabilitación de la fundación existente no hubiese sido posible obtener el comportamiento esperado de la estructura luego de la implementación de los elementos de rehabilitación sísmica.
5. La estructura moderna en términos de diseño estudiado el Hospital de la Concepción, estuvo muy cerca de obtener un desempeño adecuado para el análisis elástico lo cual también fue muy compatible con su evaluación de los requerimientos en los planos de construcción. Esto no fue así para las escuelas de San Sebastián que requería altas cantidades de refuerzo para mantenerse en el rango elástico debido a deficiencias adicionales en el tamaño de elementos que la hacían más vulnerable. Aunque la escuela de Cataño no fue capaz de resistir las cargas elásticas del código ACI 318-99 si fue capaz de resistir las del ACI 318-05.

6. El análisis no lineal del evento sísmico dejó al descubierto una serie de posibles escenarios que a primera vista y en ciertos casos hubiesen sido un poco más difícil predecir. A diferencia del análisis elástico, éste permitió evaluar todos los elementos individualmente por lo cual fue posible identificar las fallas específicas o particulares en las estructuras.
7. En la escuela de San Sebastián se pudo constatar que la presencia de paredes estructurales en una de las direcciones puede ser crucial para controlar los daños de la estructura.
8. El bajo índice de daño en el edificio de Cataño fue debido a una mejor disposición estructural y presencia de paredes en ambas direcciones. Además, los cuatro edificios que componen la escuela se ayudan entre sí en términos estructurales. Aunque el hecho de que los cuatro edificios estén unidos entre sí podría parecer perjudicial, la realidad es que resultó muy ventajoso en términos estructurales. Las cuatro estructuras cuentan con paredes estructurales que proveen rigidez en las direcciones principales horizontales del edificio las cuales resistieron las cargas laterales efectivamente.
9. El análisis no lineal del terremoto esperado para el Hospital de la Concepción demostró que las vigas conectadas a las paredes son las más afectadas ante un evento sísmico. Esto se debe principalmente a dos razones. La primera es la falta de refuerzo en la conexión entre la pared y las vigas. La segunda razón se debe al cambio abrupto en rigidez generado por el cambio de un elemento a otro.

10. Es importante señalar que las paredes de los niveles bajos, las cuales soportan la mayor cantidad de carga lateral, podrían ser diseñadas con un mayor espesor para evitar las deformaciones por cortante más allá de cedencia.

En base a los resultados obtenidos para el análisis elástico se logró constatar que los edificios de alta importancia ocupacional que fueron diseñadas sin los requisitos del código sismorresistente no están preparados para resistir cargas elásticas y mantenerse en funcionamiento durante y luego del evento sísmico. La escuela de San Sebastián no fue capaz de resistir las cargas elásticas para ambos códigos en los se le evaluó con sus requerimientos estructurales para la cuales fue diseñada. La escuela de Cataño por su parte si demostró resistir las cargas con el código del 2005 pero no para el del 1999 y se comportó adecuadamente en el rango elástico. Ambas escuelas tuvieron que ser rehabilitadas con elementos para resistir las cargas con el código ACI 318-99 y obtener un comportamiento dentro del rango elástico, aunque si se usa el ACI 318 05 no hubiese sido necesario rehabilitar la escuela de Cataño. En el caso del Hospital de la Concepción, a pesar que si tuvo demanda de acero mayor para las cargas elásticas, no fue mucho mayor que la especificada en los planos de construcción. Cabe señalar que estos resultados son en base a todas las premisas expuestas en este informe entre las cuales están los detalles estructurales de los planos, el perfil de suelo, las condiciones de borde, etc.

Para el análisis no lineal del evento sísmico esperado se demostró que en todas las estructuras hubo elementos que llegaron a la fluencia, sin embargo, sólo la escuela de San Sebastián llegó al punto de colapso debido a que no contaba con los elementos estructurales para evitar dicho resultado. Las estructuras de la escuela de Cataño y el Hospital de la Concepción resistieron el evento del sismo esperado sin llegar al colapso pero si sufrieron daños cuando llegaron a esfuerzos superiores a la fluencia específicamente en las paredes de los primeros dos niveles y algunas vigas conectadas a estas paredes. Tales daños muy bien pudieran significar la inutilización temporal de estas estructuras luego del evento sísmico.

A partir de los resultados de este estudio se recomienda ampliar esta investigación a otro tipo de estructuras de alta importancia ocupacional en Puerto Rico como:

- Estaciones de policía, bomberos.
- Hospitales antiguos.
- Torres de control en aeropuertos
- Facilidades de servicios de energía eléctrica y tanques de agua.

REFERENCIAS

American Concrete Institute. 1971, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-71, and Commentary, ACI 318R-71, ACI Committee 318 1971, Detroit, Michigan.

American Concrete Institute. 1983. Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-83, and Commentary, ACI 318R-83, ACI Committee 318 1983, Detroit, Michigan.

American Concrete Institute. 1999. Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-99, and Commentary, ACI 318R-99, ACI Committee 318 2005, Detroit, Michigan.

American Concrete Institute. 2005. Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-05, and Commentary, ACI 318R-05, ACI Committee 318 2005, Detroit, Michigan.

Aschheim M., Gülkan P. and Sezen H., 2000, "1999 Kocaeli, Turkey Earthquake Reconnaissance Report", *Earthquake Spectra*, Suplemento A para el Volumen 16, Diciembre, pp 237-279

Augenti N., Cosenza E., Dolce M. and Manfredi G., 2003. "Performance of School Buildings During the 2002 Molise, Italy Earthquake", *Earthquake Spectra*, Edición Especial I, Volumen 20, Julio, pp 257-270

Bracci, J.M., and Dooley, K., 2001., "Seismic Evaluation of Column-to-Beam Strength Ratios in Reinforced Concrete Frames", *ACI Structural Journal*, Noviembre-Diciembre, pp 81-89

Bracci, J.M., Reinhorn, A.M. and Mander, J.B., 1995. "Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Buildings Designed for Gravity Loads: Performance of Structural Model", *ACI Structural Journal*. Noviembre-Diciembre, pp 711-723

California Health and Safety Code, 2003, "The Alfred E. Alquist Hospital Facilities Seismic Safety Act", Division 107 Statewide Health Planning and Development, California, Parte 7, Capítulo 1, Artículos 1-9,

Chan, C. and Zou, Xiao., 2004. "Elastic and Inelastic Drift Performance Optimization for Reinforced Concrete buildings Under Earthquake Loads", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Abril, pp 929-948

Computers and Structures, Inc., 2005(a)., "ETABS Nonlinear Version 9.0.4", Berkeley, California.

Computers and Structures, Inc., 2006., "Perform 3D Version 4.0", Berkeley, California.

Computer and Structures, Inc., 2005(b)., "SAP2000 Advanced Version 10.0.1", Berkeley, California,

Computer and Structures, Inc., 2003., "Section Builder Version 8.1.0", Berkeley, California,

- Elwood, K.J., Moehle, J.P., 2005., "Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns", *ACI Structural Journal*, pp 578-587
- Fanella, D.A., Munshi, J.A., 1998 "Design of Concrete Buildings for Earthquake and Wind Forces", According to the 1997 Uniform Building Code, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, pp3-1 – 3-20.
- Federal Emergency Management Agency. 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, American Society of Civil Engineers, Washington, D.C.
- Fierro E. y Janney W., 2003, "2001 Southern Perú Earthquake Reconnaissance Report", *Earthquake Spectra*, Suplemento A para el Volumen 19, Enero, pp 145-154.
- French, C.W., Boroojerdi, A., 1989., "Contribution of R/C floor Slabs in Resisting Lateral Loads", *Journal of Structural Engineering*, pp 1-18.
- García, L.E. and Guevara, L.T. 2005, "The Captive- and Short-Column Effects", *Earthquake Spectra*, Febrero, pp 141-160
- Goel R. K., Poly C., Goyal A., 2002, "2001 Bhuj, India Earthquake Reconnaissance Report", *Earthquake Spectra*, Suplemento A para el Volumen 18, Julio, pp 175-184
- Han, S.W., Kwon, O. and Lee, L. H. 2004., "Evaluation of Seismic Performance of a Three-Story Ordinary Moment-Resisting Concrete Frame", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Febrero, pp 669-685
- Hsu, T. and Mansour, M.Y., 2005. "Stiffness, Ductility, and Energy Dissipation of RC Elements Under Cyclic Shear", *Earthquake Spectra*, Noviembre, pp 1093-1111
- Irizarry J., 1999, "Design Earthquakes and Design Spectra for Puerto Rico's Main Cities Based on Worldwide", Tesis de Maestría en Ciencias, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, pp-168
- Li, Y.R. and Jirsa, J.O., 1998. "Nonlinear Analyses of an Instrumented Structure Damaged in the 1994 Northridge Earthquake". *Earthquake Spectra*, Mayo, pp 265-283
- Levy, R., Lavan, O. and Rutenberg, A., 2005. "Seismic Design of Friction-Damped Braced Frames Based on Historical Records". *Earthquake Spectra*, Agosto, pp 761-776
- Municipio de Mayaguez., 2007. Mayaguez Evolucionaria, Terremoto 1918. http://www.mayaguezpr.gov/mayaguez_evolucionaria/historia/terremoto2.htm
- Mander, J. B., Priestley M. J. N. y Park R., 1984, "Seismic Design of Bridge Piers," Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury, Christchurch, New Zealand, pp. 442.
- Palermo, D. and Vecchio, F.J., 2002. "Behavior of Three-Dimensional Reinforced Concrete Shear Walls", *ACI Structural Journal*, Enero-Febrero, pp 81-89

Reid H., Taber S., 1919 "The Puerto Rico Earthquakes of October-November 1918". Bulletin of Seismological Society of America, Diciembre, Vol 9, pp 95-127

Sielaff, B., Nielsen, R. and Schmeckpeper, E. 2005. "Evolution of Design Code Requirements for Exterior Elements and Connections", *Earthquake Spectra*, pp 213-224

Searer, G. and Fierro, E., 2004. "Criticism of Current Seismic Design and Construction Practice in Venezuela: A Bleak Perspective". *Earthquake Spectra*, Noviembre, pp 1265-1278

Su, N., 2001. "Structural Evaluations of Reinforced Concrete Buildings Damaged by Chi-Chi Earthquake in Taiwan", *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, Agosto, pp119-128

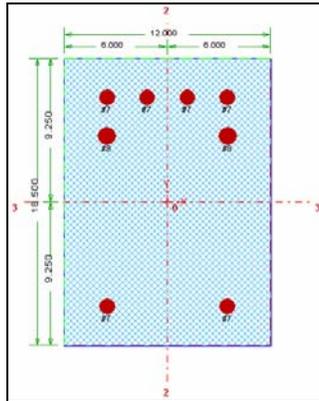
Uniform Building Code 1997, 1997. International Conference of Building Officials (ICBO), Edition, Pasadena, CA

Vecchio, F.J., Palermo, D., Solanki, H., 2002., "*Behavior of Three-Dimensional Reinforced Concrete Shear Wall*", ACI Structural Journal, pp837

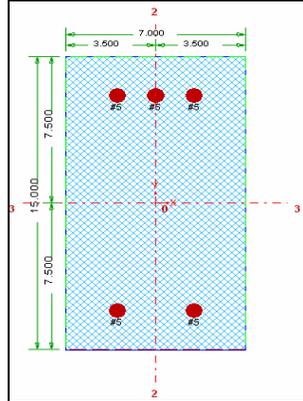
APÉNDICE A:
MODELACIÓN DE ELEMENTOS Y DATOS DE
SALIDA DE *SECTION BUILDER*

ELEMENTOS Y DATOS DE SALIDA DE LA ESCUELA DE SAN SEBASTIÁN

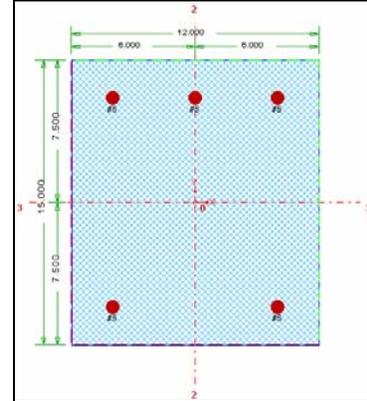
Secciones creadas para los extremos de los elementos en *Section Builder*



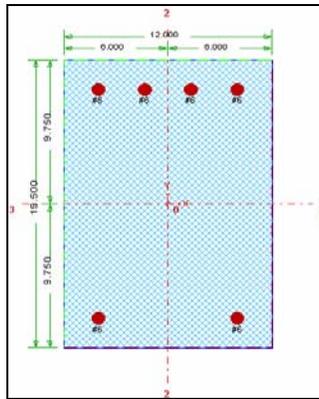
Viga FB-1



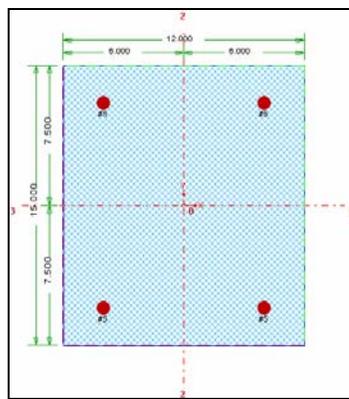
Viga FB-2-3



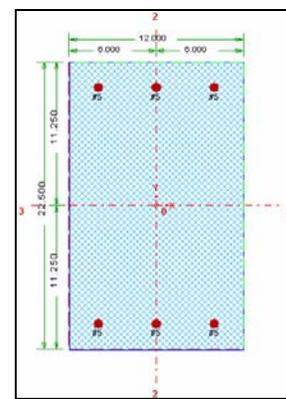
Viga FB 4-5



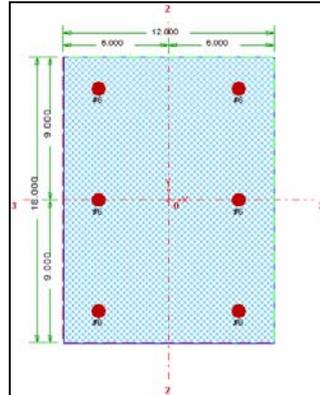
Viga RB-Prom



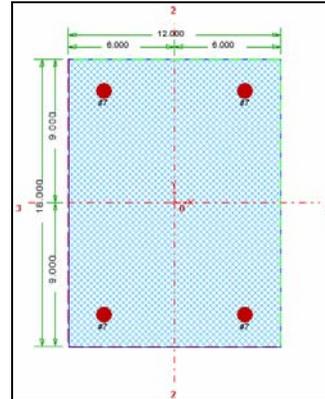
Viga RB 2-3



Viga RB 4-5



Columna C-1



Columna C-2

Propiedades de entrada y salida para *Section Builder*

Elemento	DATOS DE ENTRADA						DATOS DE SALIDA					
	f_c [ksi]	f_y [ksi]	ϵ_u [in/in]	E_c [ksi]	E_s [ksi]	S [in]	M_y Pos [k*in]	M_y Neg [k*in]	P_T [kip]	P_C [kip]	P_B [kip]	M_B [k*in]
FB-1	3	60	0.02	3200	29,000	12	1,112.40	2,698.80	-	-	-	-
FB 2-3	3	60	0.02	3200	29,000	12	446.40	640.80	-	-	-	-
FB 4-5	3	60	0.02	3200	29,000	12	464.40	674.40	-	-	-	-
RB Prom	3	60	0.02	3200	29,000	12	886.80	1,684.80	-	-	-	-
RB 2-3	3	60	0.02	3200	29,000	12	464.40	464.40	-	-	-	-
RB 4-5	3	60	0.02	3200	29,000	12	1,100.40	1,100.40	-	-	-	-
C-1	3	60	0.02	3200	29,000	6	1,038.00	1,038.00	144.95	393.89	140.82	1,258.80
C-2	3	60	0.02	3200	29,000	6	1,075.20	1,075.20	129.46	390.34	128.77	1,442.40

Donde:

f'_c : Capacidad en compresión del hormigón

f_y : Capacidad del acero de refuerzo

ϵ_u : Deformación unitaria última para el acero de refuerzo

E_c : Modulo de elasticidad del hormigón

E_s : Módulo de elasticidad del acero de refuerzo

S : Espaciamiento de aros

M_y Pos: Momento de cedencia positivo

M_y Neg: Momento de cedencia negativo

P_T : Carga axial máxima de tensión en el diagrama de interacción

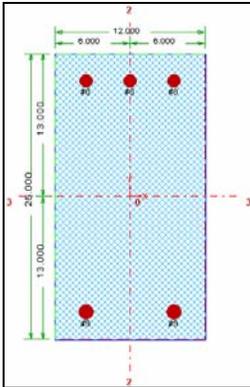
P_C : Carga axial máxima de compresión en el diagrama de interacción

P_B : Carga axial en el punto de balance del diagrama de interacción

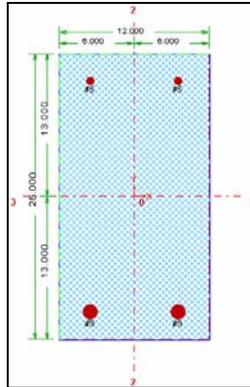
M_B : Momento de balance del diagrama de interacción

ELEMENTOS Y DATOS DE SALIDA DE LA ESCUELA DE CATAÑO

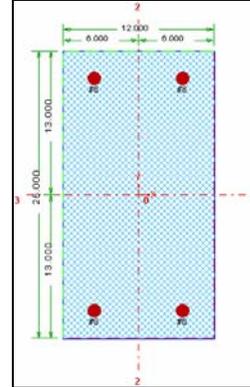
Secciones creadas para los extremos de los elementos en *Section Builder*



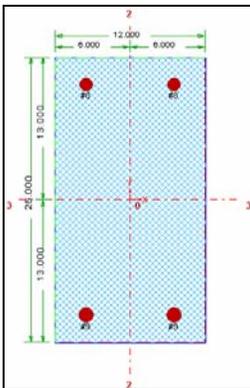
Viga 1F



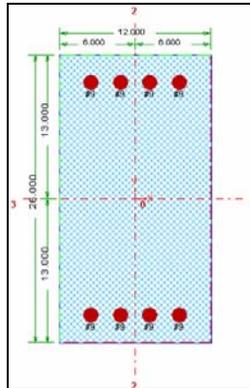
Viga 1F Mid



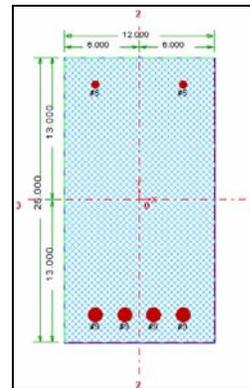
Viga 1RDer-Izq



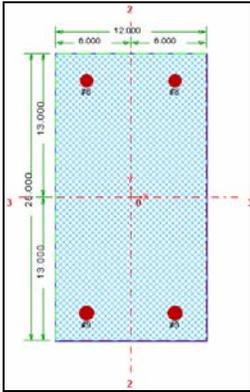
Viga 2-3RIzq



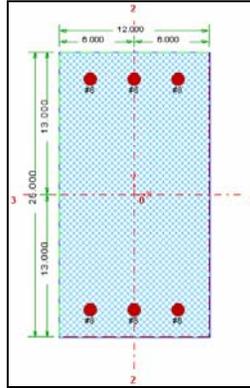
Viga 2F



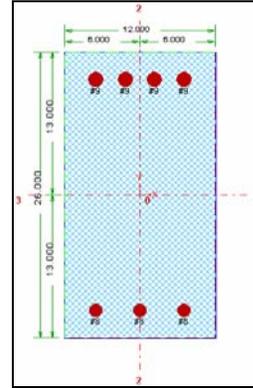
Viga 2FMid



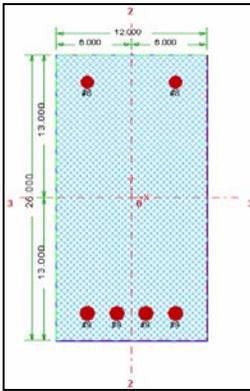
Viga 2Rlzq



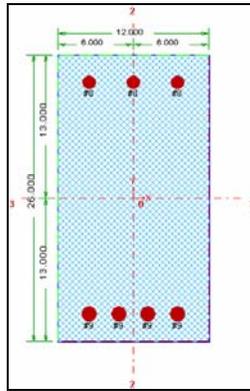
Viga 3Flzq



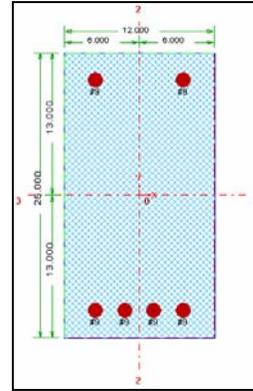
Viga 3FDer



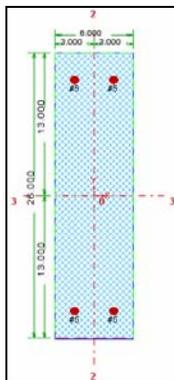
Viga 4Flzq



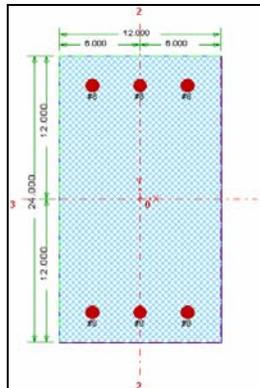
Viga 4R



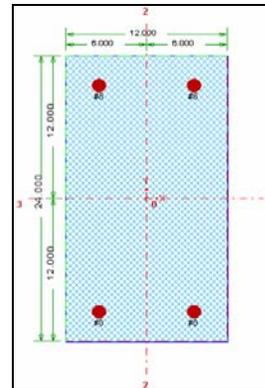
Viga 5Rlzq-Der



Viga B



Columna C-1



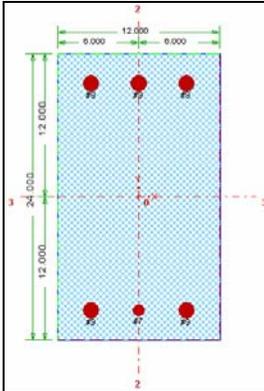
Columna C-2

Propiedades de entrada y salida para *Section Builder*

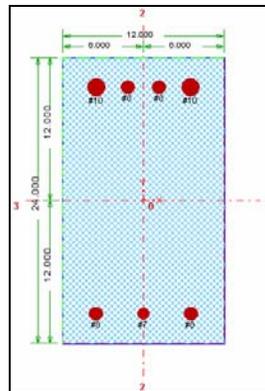
Elemento	DATOS DE ENTRADA						DATOS DE SALIDA					
	fc	fy	ϵ_u	E_c	E_s	S	M_y Pos	M_y Neg	P_T	P_c	P_B	M_B
	[ksi]	[ksi]	[in/in]	[ksi]	[ksi]	[in]	[k*in]	[k*in]	[kip]	[kip]	[kip]	[k*in]
1F	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,606.40	3,075.60	-	-	-	-
1F Mid	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,572.80	890.40	-	-	-	-
1RDer-Izq	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,094.00	2,094.00	-	-	-	-
2-3RIzq	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,590.80	2,096.40	-	-	-	-
2F	3	60	0.02	3200	29,000	3	4,935.60	4,935.60	-	-	-	-
2FMid	3	60	0.02	3200	29,000	3	4,746.00	906.00	-	-	-	-
2RIzq	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,590.80	2,096.40	-	-	-	-
3FIzq	3	60	0.02	3200	29,000	3	3,084.00	3,084.00	-	-	-	-
3FDer	3	60	0.02	3200	29,000	3	3,109.20	4,964.40	-	-	-	-
4FIzq	3	60	0.02	3200	29,000	3	4,833.60	2,096.40	-	-	-	-
4R	3	60	0.02	3200	29,000	3	4,964.40	3,109.20	-	-	-	-
5RIzq-Der	3	60	0.02	3200	29,000	3	4,906.80	2,602.80	-	-	-	-
B	3	60	0.02	3200	29,000	3	831.60	831.60	-	-	-	-
C-1	3	60	0.02	3200	29,000	12	2,796.00	2,796.00	289.91	818.77	233.44	4,578.00
C-2	3	60	0.02	3200	29,000	12	1,905.60	1,900.80	186.61	739.58	243.77	3,672.00

ELEMENTOS Y DATOS DE SALIDA DEL HOSPITAL DE LA CONCEPCIÓN

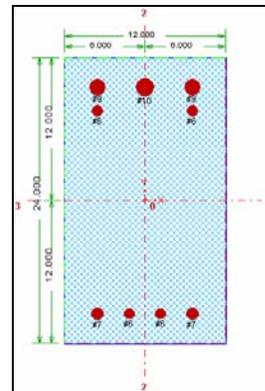
Secciones creadas para los extremos de los elementos en *Section Builder*



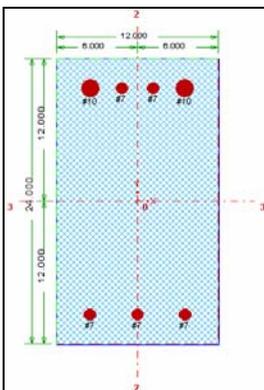
Viga FB9-1



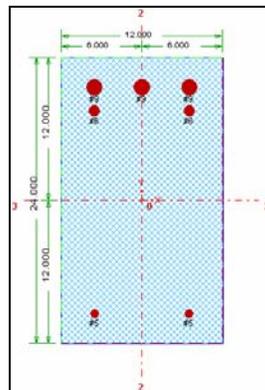
Viga FB9-2



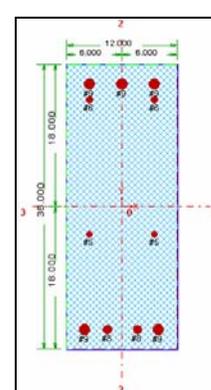
Viga FB9-3



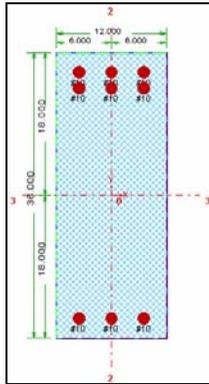
Viga FB9-4-7



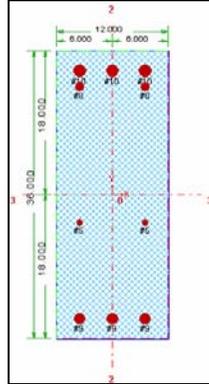
Viga FB9-8Left



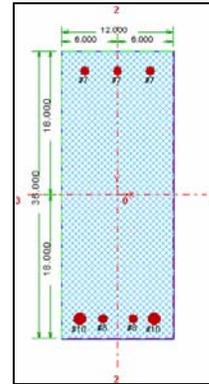
Viga FB9-8R



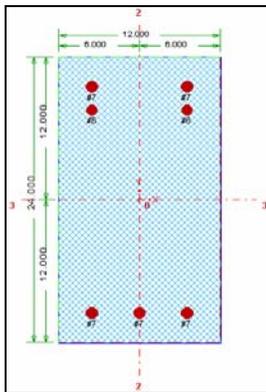
Viga FB9-9



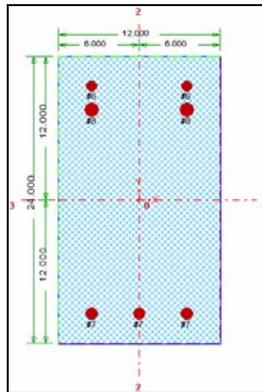
Viga FB9-10



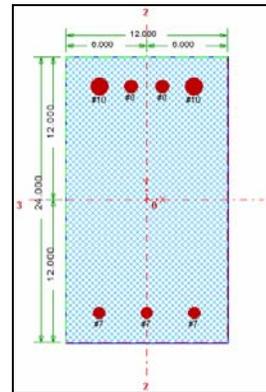
Viga FB9-11



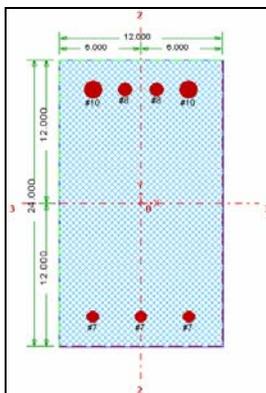
Viga FB11-1-11



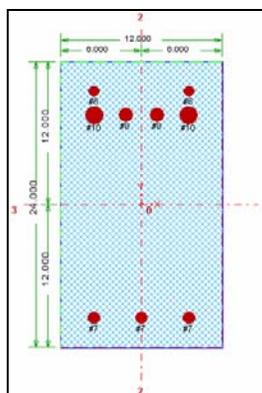
Viga FB11-2-4



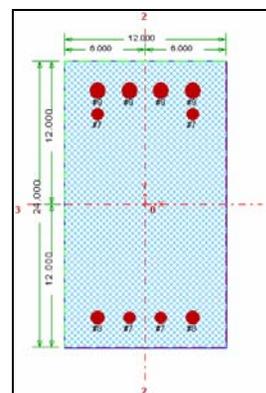
Viga FB11-3



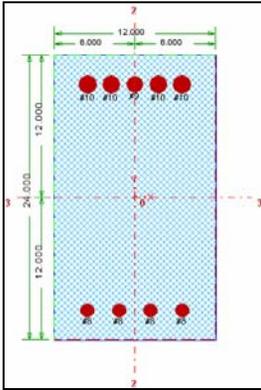
Viga FB11-7-8



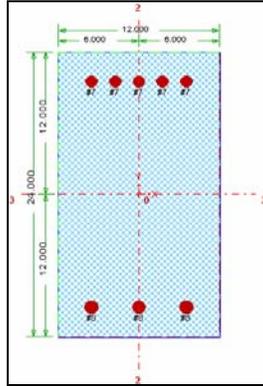
Viga FB11-10



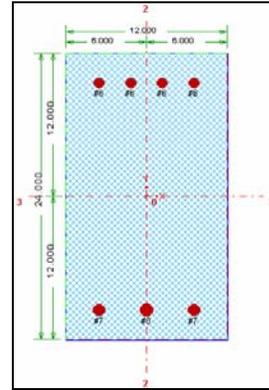
Viga FB20-2



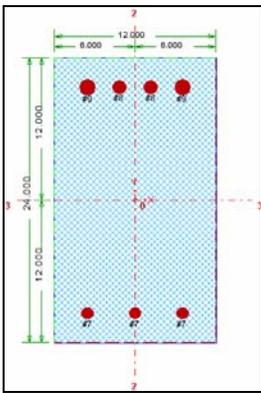
Viga FB20-3



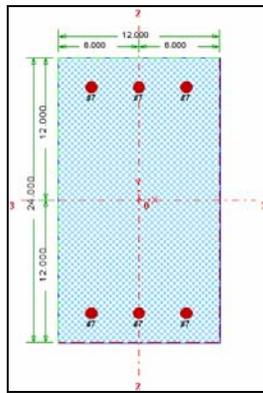
Viga FB20-4-6



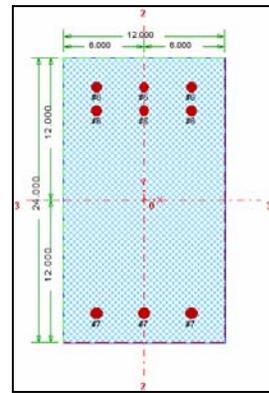
Viga FB20-5-7



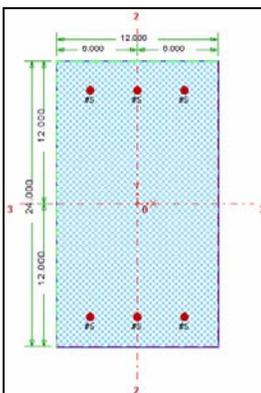
Viga FB20-11



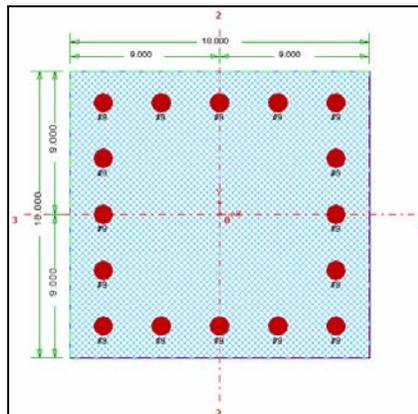
Viga FB36-6



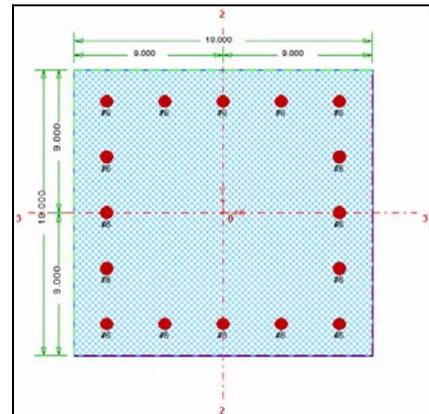
Viga FB36-6W



Viga 36-W6



Columna C-1



Columna C-2-4

Propiedades de entrada y salida para *Section Builder*

Elemento	DATOS DE ENTRADA						DATOS DE SALIDA					
	fc	fy	ϵ_u	E _c	E _s	S	M _y Pos	M _y Neg	P _T	P _c	P _B	M _B
	[ksi]	[ksi]	[in/in]	[ksi]	[ksi]	[in]	[k*in]	[k*in]	[kip]	[kip]	[kip]	[k*in]
FB9-1	3	60	0.02	3200	29,000	3	3,034.80	3,439.20	-	-	-	-
FB9-2	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,607.60	4,570.80	-	-	-	-
FB9-3	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,490.00	4,370.40	-	-	-	-
FB9-4-7	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,158.80	4,185.60	-	-	-	-
FB9-8Left	3	60	0.02	3200	29,000	3	831.60	3,945.60	-	-	-	-
FB9-8R	3	60	0.02	3200	29,000	3	7,116.00	7,188.00	-	-	-	-
FB9-9	3	60	0.02	3200	29,000	3	7,156.80	13,188.00	-	-	-	-
FB9-10	3	60	0.02	3200	29,000	3	6,300.00	9,649.20	-	-	-	-
FB9-11	3	60	0.02	3200	29,000	3	7,423.20	3,489.60	-	-	-	-
FB11-1-11	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,145.60	2,361.60	-	-	-	-
FB11-2-4	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,140.80	2,672.40	-	-	-	-
FB11-3	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,162.40	4,640.40	-	-	-	-
FB11-7-8	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,156.40	3,902.40	-	-	-	-
FB11-10	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,133.60	4,558.80	-	-	-	-
FB20-2	3	60	0.02	3200	29,000	3	3,270.00	5,572.80	-	-	-	-
FB20-3	3	60	0.02	3200	29,000	3	3,722.40	6,817.20	-	-	-	-
FB20-4-6	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,806.80	3,451.20	-	-	-	-
FB20-5-7	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,367.60	2,115.60	-	-	-	-
FB20-11	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,157.60	4,028.40	-	-	-	-
FB36-6	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,155.20	2,155.20	-	-	-	-
FB36-6W	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,145.60	2,870.40	-	-	-	-
FB36-6W6	3	60	0.02	3200	29,000	3	1,156.80	1,156.80	-	-	-	-
C 1	3	60	0.02	3200	29,000	3	5,304.00	5,304.00	957.93	1,435.32	264.37	6,247.20
C 2-4	3	60	0.02	3200	29,000	3	2,630.40	2,630.40	431.89	1,002.40	263.12	3,651.60

APÉNDICE B:
EJEMPLO DE CÁLCULO DE PARÁMETROS PARA
LA MODELACIÓN DE LA VIGA FB-1 EN EL
RANGO NO-LINEAL

Ejemplo de cálculos de la curva de momento-rotación para la viga FB-1 de la Escuela de San Sebastián

- Dimensiones de la sección:

$$b = 12" \quad h = 18.5" \quad L = 144"$$

- Parámetros correspondientes a la sección:

$$d = h - 2.5 = 16"$$

$$E_c = 57 \cdot \sqrt{3000} = 3,122 \approx 3,200 \text{ksi}$$

$$I_g = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \cdot 12 \cdot 18.5^3 = 6.33 \times 10^3 \text{in}^4$$

$$I_{cr} = 0.35I_g = 0.35 \cdot 6.33 \times 10^3 = 4.43 \times 10^3 \text{in}^4$$

$$f_r = 7.5\sqrt{f'_c} = \frac{(7.5)\sqrt{3000}}{1000} = 0.41 \text{ksi}$$

$$M_{cr} = fr \frac{bh^2}{6} = (0.41) \frac{12 \cdot 18.5^2}{6} = 281.19 \text{k} \cdot \text{in}$$

- Del análisis en *Section Builder* se obtiene la capacidad de la viga en flexión:

$$M_{yPos} = 1,112.40 \text{kip} \cdot \text{in}$$

$$M_{yNeg} = 2,698.80 \text{kip} \cdot \text{in}$$

- El momento de inercia efectivo :

$$I_ePos = \left(\frac{M_{cr}}{M_y}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_y}\right)^3\right] I_{cr} = \left(\frac{281.19}{1,112.40}\right)^3 \cdot 6.33 \times 10^3 + \left[1 - \left(\frac{281.19}{1,112.40}\right)^3\right] \cdot 4.43 \times 10^3 = 2.28 \times 10^3 \text{in}^4$$

$$I_eNeg = \left(\frac{M_{cr}}{M_y}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_y}\right)^3\right] I_{cr} = \left(\frac{281.19}{2,698.80}\right)^3 \cdot 6.33 \times 10^3 + \left[1 - \left(\frac{281.19}{2,698.80}\right)^3\right] \cdot 4.43 \times 10^3 = 2.22 \times 10^3 \text{in}^4$$

- Con el momento de inercia efectivo se obtienen los momentos de cedencia:

$$\theta_{yPos} = \frac{M_{yPos}}{6E_c I_ePos} L = \frac{1,112.40}{(6)(3,200)2.28 \times 10^3} 360 = 0.009 \text{rad}$$

$$\theta_{yNeg} = \frac{M_{yNeg}}{6E_c I_eNeg} L = \frac{2,698.80}{(6)(3,200)2.22 \times 10^3} 360 = 0.024 \text{rad}$$

- Se obtienen los parámetros para entrar en la tabla de FEMA 356 (ver figura 3.10)

Para el momento positivo:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1.20}{12 \cdot 16} = 0.00625$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{4.03}{12 \cdot 16} = 0.02099$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f_c'}{f_y} \left(\frac{87,000}{87,000 + f_y} \right) = \frac{(0.85)(0.85)(3,000)}{60,000} \left(\frac{87,000}{87,000 + 60,000} \right) = 0.02138$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.00625 - 0.02099}{0.02138} = -0.6894$$

Para el momento negativo:

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.00625 - 0.02099}{0.02138} = 0.6894$$

NC: Refuerzo transversal no cumple con la siguiente condición:

$$S \leq d/3 = 16/3 = 5.33 \therefore NC$$

$$S = 12''$$

- Escoger el renglón de la Tabla 6-7 de FEMA 356:

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams												
Conditions		Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³							
		Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians							
					Performance Level							
		Component Type		IO	Primary		Secondary					
LS	CP				LS	CP	LS	CP				
i. Beams controlled by flexure ¹												
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{I'}{b_w d_s f_c'}$										
≤ 0.0	C	≥ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05		
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04		
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03		
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02		
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03		
→ Positivo → ≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015		
→ Negativo → ≤ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015		
→ Negativo → ≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01		

De la tabla se obtiene:

Momento Positivo:

$$a = 0.01$$

$$b = 0.015$$

$$c = 0.20$$

Momento Negativo:

$$a = 0.005$$

$$b = 0.1$$

$$c = 0.20$$

- Utilizando los valores obtenidos de la Tabla 6-7 se obtienen los valores para la curva de fuerza-deformación (ver Figura 3.11) de FEMA 356 a partir de la deformación de cedencia:

Curva momento-rotación para momento positivo

$$\theta_a Pos = 0.009 + 0.01 = 0.019 rad$$

$$\theta_b Pos = 0.009 + 0.015 = 0.024 rad$$

$$M_c Pos = M_y Pos \times c = 1,112.40 \times .20 = 222.48 kip \cdot in$$

Curva momento-rotación para momento negativo

$$\theta_a Neg = 0.024 + 0.005 = 0.029 rad$$

$$\theta_b Neg = 0.024 + 0.1 = 0.124 rad$$

$$M_c Neg = M_y Neg \times c = 2,698.80 \times .20 = 539.76 kip \cdot in$$

- Finalmente se construye la curva de momento-curvatura a partir de los valores obtenidos la cual se utilizó para el modelo no lineal de este elemento:

