

**REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIO HISTÓRICO EN MILWAUKEE, WI,
CUYO USO SE PROPONE CAMBIAR USANDO EL CÓDIGO DE PUERTO RICO**

Por:

Aleris M. Castañer Rodríguez

Proyecto sometido como parte de los requisitos para obtener el grado de

MAESTRÍA EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO
RECINTO UNIVERSITARIO DE MAYAGÜEZ

2013

Aprobado por:

José O. Guevara, Ph.D.
Presidente, Comité Graduado

Fecha

Ricardo López Rodríguez, Ph.D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Luis D. Aponte-Bermúdez, Ph.D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Agustín A. Irizarry- Rivera, Ph.D.
Representante Graduado

Fecha

Ismael Pagán Trinidad, MSCE
Director del Departamento de
Ingeniería Civil y Agrimensura

Fecha

ABSTRACT

The culture and development of a country are disclosed through the traditions of its people and infrastructure changes over time. Recently, it has been of considerable importance, the promotion of rehabilitating historic buildings to preserve the legacies of past generations while adapting them to serve a new use in accordance with current building codes regulations and requirements. This Project focuses on the rehabilitation of a historic building located in Milwaukee, WI, for which it was proposed a change in use as a repository for archives. In order to meet the seismic requirements per the International Building Code 2009 and the proposed new use, it was necessary to model and analyze the structural system in the elastic range, varying the loading conditions to which it would be exposed including loads resulting from the occurrence of an earthquake programmed for the city of Mayaguez, PR. Based on the results obtained from various analyses, certain structural elements had to be added to the building in order to increase its loads resistance. Additional recommendations were suggested as part of a complete evaluation of the necessary improvements needed for the structure to comply under the new use, while preserving its historical distinctiveness.

RESUMEN

La cultura y el desarrollo de un país se dan a conocer por medio de las tradiciones de sus habitantes y los cambios en su infraestructura a través del tiempo. Recientemente se ha promulgado la rehabilitación de edificios catalogados como históricos para conservar el legado de nuestros antepasados a la vez que se adaptan para nuevos usos de acuerdo a las exigencias de códigos de construcción utilizados en la actualidad. Este proyecto se enfoca en la rehabilitación de un edificio histórico localizado en Milwaukee, WI, al cual se le propone cambiar su uso como almacén permanente de archivos. Con el fin de cumplir con los requisitos sísmicos según el *International Building Code 2009*, fue necesario modelar y analizar la estructura en el rango elástico variando las condiciones de cargas a las que estaría expuesta según el uso propuesto y ante un evento sísmico programado para el área de Mayagüez, PR. Basado en los resultados obtenidos, ciertos elementos estructurales tuvieron que ser añadidos en toda la estructura para aumentar la resistencia a las cargas. Recomendaciones adicionales fueron sugeridas como parte de una evaluación completa de las mejoras necesarias para que la estructura pueda cumplir bajo el nuevo uso, preservando al mismo tiempo su identidad histórica.

A mi querida madre, Berna, quien con mucho amor, comprensión y sacrificio me ha ayudado a completar otro capítulo de mi vida. También, a mí querido padre, Luis, Q.E.P.D., a quien con mucho cariño y sinceridad prometí ser y dar lo mejor de mí cada día para convertirme en una gran profesional.

Infinitas gracias. Los Amo.

AGRADECIMIENTOS

Mi más profundo agradecimiento va dirigido primeramente a Dios con quien mantuve constante comunicación para que me llenara de fuerzas y me iluminara a lo largo de este proceso el cual me ha servido para crecer como persona y profesional. Agradezco grandemente al Presidente de mi Comité Graduado, Dr. José O. Guevara, por brindarme esta oportunidad y por su disponibilidad y paciencia al momento de aconsejarme y ayudarme mientras completaba mis estudios graduados y al encontrarme fuera de Puerto Rico desarrollando este proyecto. Mi sincera gratitud al Dr. Ricardo López y al Dr. Luis D. Aponte, miembros de mi Comité Graduado, por creer en mí y en las ganas que tenía de completar este proyecto favorablemente. También, le doy gracias al Director del Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, el Prof. Ismael Pagán Trinidad, por brindarme de su tiempo, su amistad y apoyo durante mis años como estudiante universitaria. No puedo dejar de mencionar y agradecer a un ser humano excepcional, quien con su empatía y sus consejos, me ayudó mucho a continuar hacia adelante en momentos difíciles, el Profesor Antonio Santos. A todos mis profesores que aportaron al crecimiento de mi intelectualidad y conocimiento ingenieril, Gracias.

A mis compañeros de trabajo en el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, Distrito de St. Louis, por su gran ayuda para obtener la información necesaria para completar este proyecto.

A mis padres, Berna y Luis, a quienes debo todo lo que soy hoy día, gracias por su amor y apoyo incondicional y por enseñarme que con humildad, perseverancia y Fe en Dios, todo es posible. Por último y no menos importantes, a toda mi familia y amistades cercanas, quienes han hecho de este camino uno ameno al regalarme su buen humor y su cariño como muestra de apoyo, ayudándome a mantenerme tranquila y positiva en todo momento.

TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE FOTOS	xv
1. INTRODUCCIÓN	2
2. REVISIÓN DE LITERATURA.....	5
2.1 Preservación de Edificios Históricos	5
2.2 Determinación de la importancia histórica del ‘Edificio 1’	6
2.3 Rehabilitación Sísmica de Edificios Históricos.....	8
2.4 Evaluaciones de edificios de mampostería afectados por terremotos.....	9
2.5 Materiales	11
2.6 Revisión de los requerimientos del Código	12
3. OBJETIVOS	14
4. METODOLOGÍA.....	15
4.1 Visita de Campo	16
4.2 Evaluación arquitectónica.....	17
4.3 Evaluación de las condiciones actuales	20
4.4 Evaluación estructural	31
4.5 Verificación de la necesidad de reforzar la estructura para resistir cargas gravitacionales mayores y cargas sísmicas, y reparaciones estructurales recomendadas	35
4.5.1 Detalles ilustrativos de lo que se está recomendando.....	36
4.6 Identificación de los cambios deseados a la estructura original	39
4.7 Verificación de la documentación existente del edificio original.....	40
5. DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIONES DEL ‘EDIFICIO 1’	42
5.1 Descripción del ‘Edificio 1’	42
5.2 Clasificaciones y requerimientos para el ‘Edificio 1’ según UBC 1949 y ASCE7-05.....	43
6. MODELO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS	44
6.1 Programas utilizados para el diseño y análisis del ‘Edificio 1’.....	44

6.2	Modelo estructural para los análisis del ‘Edificio 1’, para cargas gravitacionales y de terremoto en el rango elástico.....	45
6.3	Análisis de capacidad de viguetas de Madera	51
6.3.1	Condición No. 1 – Modelo 1: cargas muertas y vivas originales aplicadas (UBC 1949)...	51
6.3.2	Condición No. 2 – Modelo 1: cargas muertas originales y cargas vivas de uso propuesto aplicadas (UBC 1949 y ASCE7-05)	57
6.3.3	Condición No. 3 – Modelo 2: cargas vivas y muertas de uso propuesto aplicadas (ASCE7-05)	58
6.3.4	Condición No. 4: Modelo nuevo de la estructura sometido a cargas de terremoto	63
7.	RESULTADOS.....	66
7.1	Resultados del Análisis de viguetas bajo Condición No.1	66
7.2	Resultados del Análisis de viguetas bajo Condición No. 2	71
7.3	Resultados Análisis de viguetas bajo Condición No. 3	75
7.4	Rehabilitación Sísmica	79
7.4.1	Parte I: Diseño de Columnas de Acero.....	81
7.4.2	Parte II: Diseño de Vigas de Acero	88
7.4.3	Partes III y IV: Substitución de paredes de carga interiores hechas de madera y ladrillo por paredes de concreto reforzado. Revestimiento en el interior de las paredes de carga exteriores con paredes de concreto reforzado.....	100
7.4.4	Parte IV: Diseño de zapatas para las Columnas y Paredes nuevas.....	105
7.4.4.1	Diseño de zapatas para las Columnas nuevas	105
7.4.4.2	Diseño de zapatas para las Paredes nuevas	112
7.4.4.3	Modelos de secciones y vistas en plano de diseños de las zapatas para columnas y paredes nuevas	120
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	123
9.	BIBLIOGRAFIA	127
	APÉNDICE A: FOTOS ADICIONALES TOMADAS POR PERSONAL DEL USACE-DISTRITO DE ST. LOUIS, MO, DURANTE SU VISITA A LA ESTRUCTURA (2010).....	131
	APÉNDICE B: RESULTADOS DEL DISEÑO DE PAREDES DE CONCRETO EN ETABS	136
	APÉNDICE C: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL REALIZADA POR PERSONAL DEL USACE-DISTRITO DE ST. LOUIS, MO, PARA EL ‘EDIFICIO 1’ LOCALIZADO EN MILWAUKEE, WI.	Error! Bookmark not defined.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Diferencias en requerimientos que exigen los Códigos UBC 1949 y ASCE7-05 para analizar una estructura ante diferentes condiciones de carga	43
Tabla 2. Propiedades de los materiales principales de construcción según UBC, ASCE7-05 y otras fuentes	44
Tabla 3. Condiciones aplicadas a cada modelo.....	49
Tabla 4. Cargas vivas aplicadas a cada área en el Modelo 1 según el uso original del 'Edificio 1' utilizando valores del UBC 1949	52
Tabla 5. Distribución de materiales y pesos por piso para estructura original según el UBC 1949	52
Tabla 6. (cont.) Distribución de materiales y pesos por piso para estructura original según el UBC 1949	53
Tabla 7. Esfuerzos unitarios permisibles para madera de roble rojo y blanco según UBC 1949	55
Tabla 8. Cargas vivas aplicadas a cada área en el Modelo 1 según el uso propuesto del 'Edificio 1' utilizando valores obtenidos del ASCE7-05	57
Tabla 9. Distribución de materiales y pesos por piso para estructura rehabilitada según el ASCE7-05.....	61
Tabla 10. (cont.)Distribución de materiales y pesos por piso para estructura rehabilitada según el ASCE7-05	62
Tabla 11. Diseño sísmico realizado en Excel según ASCE7-05.....	63
Tabla 12. (cont.) Diseño sísmico realizado en Excel según ASCE7-05 y Peso total de la estructura	64
Tabla 13. (cont.) Diseño sísmico realizado en Excel según ASCE7-05: Peso sísmico de la estructura	65
Tabla 14. (cont.) Diseño sísmico realizado en Excel según ASCE7-05: Distribución vertical de Fuerzas Sísmicas	65
Tabla 15. Cargas vivas y muertas aplicadas a cada área del piso del Sótano según en UBC 1949	66
Tabla 16. Resultados del análisis de las viguetas en el piso 1 bajo la condición número 1	67
Tabla 17. Resultados del análisis de las viguetas en el piso 2 bajo la condición número 1	68
Tabla 18. Resultados del análisis de las viguetas en el piso del ático bajo la condición número 1	69
Tabla 19. Cargas vivas y muertas aplicadas a cada área del piso del Sótano según el UBC 1949	71

Tabla 20. Resultados del análisis de las viguetas en el piso 1 bajo la condición número 2.....	72
Tabla 21. Resultados del análisis de las viguetas en el piso 2 bajo la condición número 2.....	73
Tabla 22. Resultados del análisis de las viguetas en el piso del ático bajo la condición número 2	74
Tabla 23. Cargas vivas y muertas aplicadas a cada área del piso del Sótano según el ASCE7-05.....	75
Tabla 24. Resultados del análisis de las viguetas en el piso 1 bajo la condición número 3.....	76
Tabla 25. Resultados del análisis de las viguetas en el piso 2 bajo la condición número 2.....	77
Tabla 26. Resultados del análisis de las viguetas en el piso del ático bajo la condición número 3	78
Tabla 27. Cargas vivas y muertas aplicadas por columna en el Sótano.....	83
Tabla 28. Cargas vivas y muertas aplicadas por columna en el piso 1	83
Tabla 29. Cargas vivas y muertas aplicadas por columna en el piso 2	83
Tabla 30. Cargas vivas y muertas totales calculadas en Excel vs. Cargas Axiales totales obtenidas en ETABS.....	84
Tabla 31. Elementos cuadrados tipo HSS escogidos para cada columna por piso según la carga axial total que deberían resistir	85
Tabla 32. Tamaño de elemento HSS, peso y cantidad total de columnas por tamaño y largo y peso total de acero en columnas en Sótano	86
Tabla 33. Tamaño de elemento HSS, peso, cantidad total de columnas por tamaño largo y peso total de acero en columnas en piso 1	86
Tabla 34. Tamaño de elemento HSS, peso, cantidad total de columnas por tamaño largo y peso total de acero en columnas en piso 2	87
Tabla 35. Total de columnas necesarias para la rehabilitación peso y largo total de acero en columnas ...	87
Tabla 36. Cómputos realizados en Excel para el diseño de cada viga en Sótano tomando en consideración los momentos y cortantes máximos	92
Tabla 37. Resultados para momento y cortante obtenidos de ETABS para el diseño de cada viga en Sótano	92
Tabla 38. Cómputos realizados en Excel para el diseño de cada viga en piso 1 tomando en consideración los momentos y cortantes máximos	93
Tabla 39. Resultados para momento y cortante obtenidos en ETABS para el diseño de cada viga en piso 1	93

Tabla 40. Cómputos realizados en Excel para el diseño de cada viga en piso 2 tomando en consideración los momentos y cortantes máximos	94
Tabla 41. Resultados para momento y cortante obtenidos en ETABS para el diseño de cada viga en piso 2	94
Tabla 42. Cómputos realizados en Excel para el diseño de cada viga en Sótano tomando en consideración la deflexión máxima de cada elemento	96
Tabla 43. Resultados para deflexión obtenidos en ETABS para el diseño de cada viga en Sótano	96
Tabla 44. Cómputos realizados en Excel para el diseño de cada viga en piso 1 tomando en consideración la deflexión máxima de cada elemento	97
Tabla 45. Resultados para deflexión obtenidos en ETABS para el diseño de cada viga en piso 1	97
Tabla 46. Cómputos realizados en Excel para el diseño de cada viga en piso 2 tomando en consideración la deflexión máxima de cada elemento	98
Tabla 47. Resultados para deflexión obtenidos en ETABS para el diseño de cada viga en piso 2.....	98
Tabla 48. Cantidad total de vigas implementadas en la rehabilitación de la estructura y peso y largo total de acero en vigas	99
Tabla 49. Parámetros utilizados para el diseño de zapatas para las columnas	105
Tabla 50. Cómputos realizados en Excel para la determinación del tamaño de zapata para las columnas nuevas	106
Tabla 51. Cálculos realizados en Excel para la verificación por cortante en las zapatas para cada columna	108
Tabla 52. Cálculos realizados en Excel para la verificación por punzonamiento en las zapatas para cada columna.....	109
Tabla 53. Cálculos realizados en Excel para la verificación por flexión en las zapatas para cada columna	110
Tabla 54. Tabla A.4: Áreas de grupos de Varillas Estándares en pulgadas cuadradas	110
Tabla 55. (cont.) Cálculos realizados en Excel para la verificación por flexión en las zapatas para cada columna.....	111
Tabla 56. Cómputos para la determinación de tamaño de zapata para las paredes nuevas.....	113
Tabla 57. (cont.) Cómputos para la determinación de tamaño de zapata para las paredes nuevas	114

Tabla 58. Cálculos para la verificación por cortante para el tamaño de Zapata escogido para las zapatas de las paredes nuevas	115
Tabla 59. (cont.) Cálculos para la verificación por cortante para el tamaño de Zapata escogido par alas zapatas de las paredes nuevas	116
Tabla 60. Cálculos para la verificación por flexión para el tamaño de Zapata escogido para las zapatas de las paredes nuevas	118
Tabla 61. Cálculos para la verificación por flexión para el tamaño de Zapata escogido para las zapatas de las paredes nuevas	119

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Detalle de conexión entre vigueta y tablón de madera en pared de carga exterior.....	36
Figura 2. Detalle de posible conexión entre paneles de madera para revestimiento de piso y paredes exteriores o interiores y viguetas	37
Figura 3. Detalle de posible conexión adicional entre las viguetas de madera y las vigas de acero.....	37
Figura 4. Procedimiento para reparar las grietas en el mortero entre los ladrillos exteriores: (1) Socavar material de mortero suelto y agrietado con un cincel y un martillo, (2) limpiar el área con cepillo y agua y (3) aplicar mortero nuevo con una paleta de punta.....	37
Figura 5. Detalle de posible método de impermeabilización de las paredes de la fundación para evitar filtración de agua desde el exterior al sótano del edificio.....	38
Figura 6. Detalle de posible conexión entre revestimiento de paredes de concreto y paredes de piedra de la fundación.....	38
Figura 7. Detalle de posible conexión entre viguetas de madera y revestimiento con paredes de concreto reforzado	38
Figura 8. Planos por piso indicando los materiales originales y localización de elementos estructurales y otros detalles utilizados para crear el modelo 1	46
Figura 9. Planos por piso indicando los usos actuales de cada área	47
Figura 10. Tamaños de viguetas que forman el marco estructural de los pisos en cada nivel de la estructura.....	48
Figura 11. Modelo de ETABS con viguetas y vigas de madera y columnas en acero.....	49
Figura 12. Plano con reorganización de espacios interiores en el piso del Sótano	59
Figura 13. Plano con reorganización de espacios interiores en el piso 1	59
Figura 14. Plano con reorganización de espacios interiores en el piso 2.....	59
Figura 15. Planos indicando materiales y localización de elementos estructurales añadidos a la estructura para complementar el sistema resistente a cargas axiales.....	60
Figura 16. Plano del piso 1 dividido entre la Sección 1 y Sección 2	71
Figura 17. Planos indicando materiales y localización de elementos estructurales implementados para la rehabilitación sísmica.....	80

Figura 18. Numeración de columnas más críticas que fueron diseñadas.....	81
Figura 19. Modelo de ETABS con columnas añadidas	81
Figura 20. Ejemplo de resultados de cargas axiales (kips) para las columnas 1, 2 y 3 obtenidos en ETABS	84
Figura 21. Esquema de vigas por piso en ETABS. Ejemplo con vigas 1 y 2.	88
Figura 22. Numeración de vigas añadidas al Sótano	89
Figura 23. Numeración de vigas añadidas al Piso 1.....	89
Figura 24. Numeración de vigas añadidas al Piso 2.....	89
Figura 25. Ejemplo de secciones finales para las vigas 1-10 para el piso del Sótano.....	90
Figura 26. Ejemplo de resultados para Momento 3-3 (k-ft) obtenidos en ETABS para las vigas 1 y 2 de cada piso	90
Figura 27. Representación de resultados del modelo de ETABS con columnas de acero y paredes del sótano e interiores en concreto. El color rojo en las columnas indica fallas por exceso de esfuerzos.	101
Figura 28. Modelo de ETABS con paredes exteriores e interiores en concreto reforzado.	101
Figura 29. Representación de resultados del modelo de ETABS con columnas de acero y paredes exteriores e interiores en concreto. El color azul claro indica un tamaño de columna favorable.	102
Figura 30. Planos con identificación de las paredes nuevas, añadidas o reemplazadas, para las cuales se diseñaron zapatas nuevas	112
Figura 31. Sección del diseño de zapata para una de las columnas	120
Figura 32. Vista en plano de la base de una de las columnas	120
Figura 33. Sección de pared de la fundación existente hecha de mampostería de piedra. (Izquierda) Ejemplo de diseño de Zapata y pared (simple) en concreto reforzado para el revestimiento de las paredes de la fundación en el sótano. (Derecha).....	121
Figura 34. Sección del arreglo final de construcción entre el revestimiento y la pared de la fundación existente.	121
Figura 35. Sección del lado corto del edificio mostrando la adaptación de las zapatas de algunos de los elementos estructurales añadidos.	122
Figura 36. Vista en planta de las zapatas existentes que serian removidas y reemplazadas por zapatas nuevas hechas de concreto reforzado.....	122

Figura 37. Vista en planta de las zapatas que serian añadidas para soportar los elementos estructurales nuevos (todo espacio gris). 122

LISTA DE FOTOS

Foto 1. Vista de frente del 'Edificio 1'.....	3
Foto 2. Vista de fachada y alrededores del 'Edificio 1'	18
Foto 3. Entrada principal compuesta por balcón y pequeño recibidor.....	19
Foto 4. Pared al sur del edificio que muestra la arquitectura renacentista con gran cantidad de ventanas y detalles en ladrillo.....	19
Foto 5. Ventanas 'pozo' en el sótano del edificio	20
Foto 6. Una de las entradas exteriores con acceso al sótano.....	20
Foto 7. Evidencia del filtración de agua en una pared del sótano.....	21
Foto 8. Diferencia en materiales que componen el piso del sótano: parte en Madera y parte en Concreto	21
Foto 9. Evidencia de filtración de agua en piso de concreto del sótano	22
Foto 10. Interior de una de las Bóvedas en el sótano hecha con paredes y techo de ladrillo.....	22
Foto 11. Entrada a una de las bóvedas.....	23
Foto 12. Rociador de agua localizado solo en el sótano del edificio	23
Foto 13. Unión entre vigueta de madera sobre pared de ladrillo	24
Foto 14. Uniones entre viguetas de madera y fundación de mampostería.....	24
Foto 15. Uniones entre viga de madera y columna de ladrillo y viguetas de madera sobre viga	25
Foto 16. Unión entre viga de madera y pared de ladrillo.....	25
Foto 17. Interior de cuarto de oficina donde se notan los paneles y papeles decorativos en el techo y las paredes y las losetas sobre la madera del piso	26
Foto 18. Sub-piso de paneles de madera de arce puestos en forma diagonal y piso de madera con paneles tipo 'lengüeta y surco' ('tongue & groove').....	26
Foto 19. Grieta partiendo desde la esquina de una ventana hacia el techo en forma diagonal	27
Foto 20. Grieta partiendo desde la esquina de una puerta hacia el techo en forma diagonal.....	27
Foto 21. Viguetas de madera que forman el techo en una parte del edificio	28

Foto 22. Viguetas con marcas de filtración de agua por el techo	28
Foto 23. Tope de escaleras de escape en casos de incendios	29
Foto 24. Piso y barandas de la terraza.....	29
Foto 25. Detalles en ladrillo reparados con mortero	30
Foto 26. Reparación de grieta diagonal desde esquina de ventana en el exterior	30
Foto 27. Grieta en base de ladrillo que soporta una de las columnas de madera que forma el pórtico del balcón de entrada	31
Foto 28. Marco interior creado con viguetas y vigas de Madera de Roble y sub-pisos de Madera de Arce	32
Foto 29. Brecinas o "bridging" entre viguetas de madera para aumentar resistencia entre largos de viguetas mayores de 8 pies	32
Foto 30. Pared de ladrillo de una de las Bóvedas en el sótano	33
Foto 31. Tope de una de las dos columnas de acero en el sótano	33
Foto 32. Pared de fundación de mampostería de piedra (cal)	34
Foto 33. Pared de fundación de piedra con muestras de filtración de agua	34

1. INTRODUCCIÓN

En años recientes, ha cobrado mucha importancia la rehabilitación y renovación de edificios existentes y dada la escasez de espacio esta actividad está cogiendo auge. Este crecimiento ha hecho que tanto desarrolladores, ingenieros, arquitectos y contratistas estén involucrados en este proceso de reciclaje. El espíritu de este proceso es muchas veces para añadir espacio, para mejorar la seguridad, estabilidad y belleza del ambiente urbano a la vez que se conservan materiales y fuentes de energía.

Existen 3 factores que contribuyen al crecimiento en el proceso de reciclado de edificios viejos:

- a) Necesidad de espacio a un costo razonable.
- b) Disponibilidad de edificios viejos que están en condiciones aceptables.
- c) Incentivos de impuestos a través de la depreciación y costos de rehabilitación.
- d) Integridad cultural y social.

Los mayores problemas que se encuentran en los proyectos de renovación son:

- a) Cambio de uso de un edificio.
- b) Adaptación de un espacio existente para un nuevo uso a un costo razonable.
- c) Modificación de espacios con gran seguridad estructural.
- d) Acomodo de regulaciones de los códigos actuales con respecto a requerimientos mecánicos, eléctricos, de plomería y seguridad contra fuego.

A pesar de que hay muchas similitudes entre construcción nueva y rehabilitación, hay un número significativo de diferencias, estando entre ellas cambios de uso y características más restrictivas de los códigos de edificación nuevos.

Esta investigación se enfocó en la rehabilitación sísmica de un edificio histórico nombrado previamente 'Edificio 1', ubicado en la esquina del Bulevar General Wolcott y el Bulevar N. Mitchell, en Milwaukee, WI; edificio al cual se le propone cambiar su uso. El mismo tenía varios usos incluyendo oficinas administrativas, para lo cual se sigue utilizando parcialmente,

oficina de correo y cuartos dormitorios y el nuevo uso propuesto es como Almacén permanente de Archivos del Departamento de Asuntos de los Veteranos de los Estados Unidos.



Foto 1. Vista de frente del 'Edificio 1'

Dado que en Milwaukee, WI, la ocurrencia de eventos sísmicos es baja, el cambio de uso solo incidiría en el incremento de capacidad para cargas gravitacionales, sin embargo el presente trabajo considerará que la estructura está localizada en Mayagüez, Puerto Rico, y por lo tanto se hizo el plan de rehabilitación de acuerdo al código de diseño vigente en la isla y se analizó para cargas de terremoto utilizando un terremoto programado para el área de Mayagüez, Puerto Rico.

La estructura se modeló utilizando el programa de computadora ETABS (*Computers & Structures, Inc.* 2005) siguiendo las especificaciones de los planos “originales” y la información recopilada por personal del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE) Distrito de St. Louis, MO. Luego de modelar la estructura se analizó bajo condiciones diferentes incluyendo para cargas gravitacionales debido al uso original y luego para cargas gravitacionales debido al uso propuesto. Finalmente, se analizó en el rango elástico para cargas laterales causadas por un terremoto. En base a los resultados obtenidos se procedió a diseñar los elementos de soporte necesarios para resistir al aumento en cargas debido al nuevo uso y a cargas laterales producidas por la posible ocurrencia de un evento sísmico.

La realización de este proyecto tuvo como propósito principal el poder lograr un plan de rehabilitación sísmica adecuado para un edificio histórico que sirviera de guía para aplicar en proyectos de rehabilitación de edificios viejos o históricos existentes en Puerto Rico. Los manuales que contienen guías para tomar acción según el cambio de uso de una estructura o los daños causados por un terremoto son solo consejos y no adaptaciones obligatorias ya que cada caso es diferente. Aunque, en casos de rehabilitación de edificios históricos, siempre se deben seguir ciertas directrices y estándares para cumplir con las leyes de preservación de edificios históricos. Es por esto que el plan de rehabilitación recomendado en este proyecto provee posibles soluciones según la necesidad del 'Edificio 1' de resistir cargas gravitacionales y cargas laterales mayores a las que fue diseñado. Algunas de las recomendaciones son prácticas típicas en proyectos de rehabilitación y otras surgen de la necesidad de no alterar el exterior de la estructura para así conservar su esencia histórica.

2. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Preservación de Edificios Históricos

Preservar la cultura de un lugar es deber de todos sus habitantes y algunas maneras de lograrlo es conservando las tradiciones de sus antepasados, edificios históricos existentes, documentos de importancia, entre muchos otros patrimonios. La conservación de edificios se ha desarrollado, tanto como una ciencia, como una profesión particularmente desde el año 1970. (Weaver y Metero 1993) Es un tema de gran importancia tanto en Estados Unidos y Puerto Rico, como en el mundo entero.

La conservación de la herencia patrimonial es un proceso complicado que conlleva mucho tiempo de investigación y planificación de parte de todas las personas y grupos sociales interesados. Estas personas y grupos sociales incluyen personas dedicadas al conservacionismo, voluntarios, sociedades de conservación, funcionarios del patrimonio de departamentos de planificación urbana y rural, organismos culturales y federales, seguidos por los profesionales y contratistas y por último los dueños de las propiedades históricas. (Jokinen 1987) Cuando estos grupos se unen, crean un equipo de muchos profesionales, especialistas, expertos en operaciones y artesanos (Weaver y Metero 1993) que desean trabajar por un mismo fin, el cual es preservar la herencia para el enriquecimiento cultural y el disfrute de las presentes y futuras generaciones. Entre los cientos de recursos que pueden ser considerados como históricos se encuentran las casas, edificios de oficinas administrativas, “palacios” de justicia, fábricas, teatros, iglesias, ruinas, cementerios, jardines, puentes, represas, todo método de transporte, esculturas y monumentos y parques. (Weeks & Grimmer 1995).

Una de las razones principales para la conservación de edificios históricos es la posibilidad de rehabilitarlos para un nuevo uso. Una característica única de nuestro patrimonio arquitectónico reside en el hecho de que puede ser reciclado para llevar una vida útil y a menudo económicamente viable. (Jokinen 1987) A través de los años han surgido controversias con respecto a la construcción de un nuevo edificio versus rehabilitar uno existente. El costo de

volver a desarrollar una estructura sólida, en la mayoría de los casos, iguala el costo de su sustitución por un nuevo edificio. (Jokinen 1987) ¿Pero cuál es el costo de lo intangible? , ¿Qué precio le podemos poner a nuestra herencia? se pregunta el autor del libro *Canadian Heritage Preservation*, Eric P. Jokinen. (Jokinen 1987) Desde el punto de vista económico parte la decisión de rehabilitar una estructura aunque también influyen otros factores como la disponibilidad de materiales para remplazo, profesionales con conocimiento y experiencia en conservación de, en este caso, edificios, y el impacto social. Por otro lado, Jokinen enfatiza que a pesar de los posibles argumentos que pueden resultar de rehabilitar un edificio, y aunque sea una labor intensa, esto a su vez crea excelentes oportunidades de empleo. La mayoría de los trabajos de rehabilitación a edificios se basan en capturar la esencia del exterior restaurándola para que luzca como la original y siga sirviendo su propósito. De igual manera, el sistema de diseño y los interiores tienen que cumplir con los requisitos para poder servir para otro uso en un futuro. Cada acción que implica una intervención física sobre el recurso o el compromiso de este tipo de intervención debe ser cuidadosamente considerada y probada con los más altos estándares profesionales y técnicos antes de que se realice la misma efectivamente. (Weaver y Metero 1993)

2.2 Determinación de la importancia histórica del ‘Edificio 1’

Los edificios históricos son importantes por la historia, arquitectura, o cultura del área donde se encuentren y requieren consideración especial. En el año 1966 el Congreso de los Estados Unidos aprobó la Ley Nacional de Conservación Histórica (NHPA) y con esta se estableció el Registro Nacional de Lugares Históricos (RNLH). La NHPA es aplicada por la agencia del Servicio de Parques Nacionales (SNP) la cual forma parte de las agencias gubernamentales dirigidas por el Departamento del Interior de dicho país. El DOI, por sus siglas en inglés, es el departamento del gobierno de los Estados Unidos encargado de manejar y conservar la mayoría de las tierras y propiedades federales y recursos naturales.

En Puerto Rico, el SNP le atribuye la responsabilidad de ejecutar, administrar el programa del RNLH y catalogar los edificios históricos como tal a la Oficina Estatal de

Conservación Histórica. Por lo tanto, ya que la OECH recibe fondos federales y del SNP, esta debe cumplir con requerimientos administrativos locales y federales al igual que con las especificaciones que se rigen por la NHPA en los Estados Unidos.

El Registro Nacional de Lugares Históricos cuenta con unas guías para evaluar y nominar propiedades que adquieren importancia histórica durante el paso de los años. Los criterios de evaluación principales toman en consideración la calidad e importancia arquitectónica, arqueológica, ingenieril y cultural de las propiedades nominadas y la integridad de sus diseños, ubicación, materiales y mano de obra. También, la asociación con eventos de gran contribución histórica o con personas importantes del pasado, la incorporación de características distintivas de un tipo, período, o método de construcción, la representación de un maestro o de una entidad significativa y distinguible cuyos componentes pueden carecer de distinción individual o la posesión de altos valores artísticos, entre muchos otros criterios dependiendo de las propiedades o elementos.

El “Edificio 1” fue incluido en el Registro Nacional de Lugares Históricos por su integridad cultural para el condado de Milwaukee, al formar parte, por más de 100 años, de una comunidad de edificios construidos a finales de siglo 19 para brindar servicios médicos y generales a soldados veteranos después de la Guerra Civil en Estados Unidos. También, por resaltar el estilo renacentista por medio de la construcción con mampostería y detalles únicos en ladrillo y madera.

El Secretario del Interior es responsable por establecer estándares profesionales y proveer consejos para la conservación y protección de todo recurso cultural listado en el Registro Nacional de Lugares Históricos. (Weeks & Grimmer 1995) Es por esto que se crea un manual, *The Secretary of the Interior’s Standards for the Treatment of Historic Properties*, con los estándares y las directrices que se deben seguir para los diferentes tratamientos a los cuales un recurso histórico podría ser expuesto: preservación, rehabilitación, restauración y reconstrucción.

Cabe señalar que estos estándares sólo son regulatorios para proyectos que reciben fondos federales, de lo contrario, están destinados solamente a servir como guías generales para trabajo a realizarse en cualquier edificio histórico. (Weeks & Grimmer 1995) Este proyecto se enfocará en el tratamiento de rehabilitación con aplicación para un nuevo uso. Los estándares de *Rehabilitación* reconocen la necesidad de alterar o añadir a un edificio histórico para satisfacer su uso continuo o nuevo, manteniendo el carácter histórico del mismo. (Weeks & Grimmer 1995)

2.3 Rehabilitación Sísmica de Edificios Históricos

A pesar de los adelantos tecnológicos, científicos no han logrado encontrar una manera de predecir el momento en que un evento sísmico pueda ocurrir en cualquier lugar del mundo. Sin embargo, estudios en el área de la ingeniería estructural han dado a conocer prácticas y recomendaciones para reforzar y rehabilitar estructuras, ya sean históricas o no, para que no sufran daños significativos por la incidencia de un terremoto.

La ocurrencia de un terremoto puede ocasionar desde daños leves hasta destrucciones a gran escala dependiendo de la intensidad del terremoto y los métodos de construcción de las estructuras. Luego de un terremoto se evalúan las acciones que deben tomarse dependiendo el grado de daño de cada estructura. Estas acciones son reparación, restauración y rehabilitación sísmica ('retrofitting'). Según el *Manual de Guías para Reparar, Restaurar y Reforzar Edificios de Mampostería en áreas de Jammu y Kashmir afectadas por Terremotos* (Arya & Agarwal 2006) estas acciones se definen como: reparación - arreglos superficiales y terminaciones, restauración - restaurar la fuerza perdida de elementos estructurales y rehabilitación sísmica - aumento en la resistencia sísmica de un edificio existente para que sea más seguro ante la recurrencia de terremotos en un futuro.

2.4 Evaluaciones de edificios de mampostería afectados por terremotos

Las guías mencionadas anteriormente toman como referencia los daños y la destrucción masiva que ocasionó un terremoto de 7.4 de magnitud en octubre 8 de 2005 en áreas de los estados de Jammu y Kashmir en India. La mayoría de las estructuras altamente afectadas estaban edificadas con piedra, ladrillo, madera y mortero de fango. Las causas principales de daños incluyen construcción pobre, curación inadecuada de los ladrillos y el mortero, utilización de mortero de fango y la ausencia de elementos estructurales que resistan cargas de terremotos como riostras o refuerzo con paredes de hormigón.

Los daños observados más destacados fueron grietas en paredes y losas, caídas de porciones de paredes y techos y colapso completo de estructuras. El rango de acciones determinadas para atender estas fallas cubrió desde relleno de grietas con mortero y lechada adecuada, sustitución o reforzamiento de techos con tirantes horizontales, amarres adicionales y laminado, reforzamiento de paredes, pisos y fundaciones con diferentes elementos estructurales o ladrillos fabricados para mayor resistencia, riostras, vigas y columnas.

Los edificios típicos hechos de mampostería de ladrillos en los Estados Unidos no tienen refuerzos con varillas de acero. Aunque actualmente los códigos de construcción en Estados Unidos permiten la construcción de edificios con paredes de mampostería sin refuerzo en áreas de actividad sísmica muy baja, en décadas pasadas se construían en todas partes del país hasta en áreas sujetas a terremotos de alta intensidad. (FEMA P-774, 2009) Este tipo de situaciones representan una gran amenaza ante la ocurrencia de un terremoto y los tres riesgos más importantes son:

1. Riesgo de lesiones o muertes
2. Reparaciones costosas
3. Suspensión de uso y cierre de la estructura

El tipo de edificio de mampostería más común en Estados Unidos, como es el caso del “Edificio 1”, se construye de paredes de ladrillos con marco estructural de madera. Las paredes exteriores de ladrillo y a veces algunas interiores resisten las cargas que transfieren las vigas de los pisos y el techo. Estas paredes usualmente consisten de una capa exterior de ladrillo adherida a una pared de apoyo, en este caso de madera.

Debido a los numerables casos de daños a distritos históricos por eventos sísmicos, se han ido creando programas para reducir riesgos principalmente a través del refuerzo o rehabilitación sísmica. Afortunadamente, estos programas han ayudado a que ciudades se restablezcan y mantengan la integridad histórica de sus edificios de manera segura.

Edificios históricos de mampostería no reforzada son muy vulnerables ante eventos sísmicos pues sus paredes son débiles y no resisten adecuadamente las fuerzas laterales, carecen de ductilidad y son pesadas, causando altas fuerzas de inercia por su gran masa. También, apenas hay conexiones entre el diafragma y las paredes, haciendo que la estructura sea muy flexible. (FEMA P-774, 2009)

Diferentes opciones para mitigar daños incluyen demolición total de la estructura o de elementos con riesgo a colapsar, cambio de uso para el cual la estructura fue diseñada a uno de nivel menor, reforzar con elementos estructurales como anclajes y riostras, y añadir y mejorar las conexiones entre los pisos o diafragmas y las paredes. Entre otras opciones se encuentra revestir los pisos y paredes añadiéndoles paneles de madera como “plywood” para aumentar su rigidez. Instalación de columnas, vigas y particiones interiores nuevas son otra solución para soportar cargas en caso de que las paredes de carga fallen. Un método muy popular en años recientes es la utilización de dispositivos de aislamiento sísmico. Estos se integran a las fundaciones para que absorban gran mayoría de las cargas y disipen la energía que pudiera ocasionar grandes daños a la estructura. Otras técnicas incluyen, pero no se limitan a, tratamientos superficiales con concreto, los cuales afectan la apariencia histórica, e inyección de mortero o resina en grietas.

Investigaciones hechas en Umbría, Italia, sobre edificios afectados por el terremoto Umbría-Marche ocurrido en el 1997, demuestran el comportamiento de edificios históricos sin reforzar y edificios históricos que aún estaban en proceso de rehabilitación luego del terremoto ocurrido hacía veinticinco años. Además de notar las fallas usuales, se percataron de que muchas de estas fallas, especialmente en los edificios recientemente reforzados, ocurrieron por el poco conocimiento de los materiales, es decir, elección y aplicación inadecuada de la técnica de rehabilitación. (Penazzi et al. 2001)

Por otro lado, terremotos en Turquía y Taiwán en el año 1999 dieron paso a investigaciones sobre otros tipos de mitigaciones para rehabilitar una estructura como la integración de materiales compuestos para mejorar el rendimiento de elementos estructurales. Entre estos resaltan el recubrimiento de columnas, vigas y paredes con plástico reforzado con fibra de carbono y el remplazo o recubrimiento de paredes con concreto reforzado con fibras.

2.5 Materiales

El proceso de rehabilitar un edificio histórico es un trabajo muy arduo y podría resultar peligroso por muchas razones incluyendo el trabajar con materiales dañinos para la salud de los seres humanos como lo son el asbesto y las pinturas con plomo.

La madera es uno de los materiales más importantes en la historia de la construcción dado a su versatilidad ya sea como unidad estructural o elemento decorativo. Es un material que conlleva de un mantenimiento delicado ya que tiene mayor riesgo de deteriorarse debido a su estructura natural. En el 'Edificio 1' la madera es el material que predomina, formando la mayor parte del sistema estructural. Para este proyecto se tomarán en consideración las propiedades de dos tipos de madera, arce y roble rojo del norte. Ambas maderas son duras y pesadas, poseen rigidez y flexión intermedia y alta resistencia a la trituración, abrasión y desgaste.

Entre las técnicas más antiguas en la construcción se encuentra la mampostería lo cual incluye la utilización de materiales como piedra, ladrillo y terracota. Para unir estos elementos se utilizaba y aún se utiliza el mortero y el concreto, mezclas que, a través del tiempo, han evolucionado, mejorando así sus propiedades, el fácil acceso y su aplicación en construcciones en el presente. Aunque la mampostería sea de los materiales de mayor duración, es también muy susceptible a daños ya sea por mal mantenimiento o técnicas de reparación impropias o métodos de limpieza abrasivos. (Weeks & Grimmer 1995)

Con el propósito de rehabilitar la estructura del “Edificio 1” de manera efectiva y apropiada para resistir mayores cargas gravitacionales al servir como almacén permanente de archivos del Departamento de Asuntos al Veterano, se renovarán diferentes aspectos en el interior y se añadirán vigas y columnas de acero en el sistema como primera fase del plan de rehabilitación. También se reemplazarán las paredes de carga interiores de ladrillo sin reforzar por paredes de concreto reforzadas con acero. Por último, se utilizará concreto para el diseño de las zapatas de los elementos estructurales nuevos, incluyendo el reemplazo de las zapatas de las columnas y las paredes de la fundación existentes. Estos elementos se añadirán como parte de la segunda fase del plan de rehabilitación para que el “Edificio 1” pueda resistir cargas laterales inducidas por un evento sísmico.

2.6 Revisión de los requerimientos del Código

Muchos edificios, particularmente las estructuras históricas, fueron diseñados sin seguir estrictas regulaciones para resistir terremotos y usaron materiales de construcción vulnerables a daño sísmico. Otras estructuras pueden ser vulnerables por daños causados debido al deterioro que sufrieron por causas diversas, tales como sismos previos, fuego, vapor, asentamientos, corrosión o alteraciones. La mayoría de las edificaciones incluyendo apartamentos, edificios comerciales, industriales o edificios públicos fueron construidos sin las provisiones adecuadas de ductilidad o sin adecuado arriostramiento lateral o sistema de membrana conectados a los elementos verticales del edificio.

Las provisiones actuales para las estructuras históricas están basadas en una posición pasiva, asumiendo que los edificios muchas veces ya han estado sujetos a terremotos pasados a menos que se hayan observado daños severos debido a terremotos o acciones del medio ambiente como corrosión y los códigos no exigen reforzamiento de dichas estructuras hasta que el dueño decide remodelar o cambiar el uso del edificio. Si la magnitud de los cambios propuestos excede ciertos niveles, entonces la porción de la estructura o todo el edificio debe de rehabilitarse.

Actualmente, el “Edificio 1” sigue funcionando como espacio para oficinas administrativas por lo que no había sido necesario rehabilitar puesto que su continuo uso no sobrepasaba los límites de carga para los que había sido diseñado originalmente. Ahora que se le propone cambiar su uso, las cargas aumentan y pasa de ser una estructura con cuartos dormitorio y oficinas a ser parcialmente almacén y parcialmente oficinas administrativas con mayor equipo para el manejo de archivos. Esto hace que cambie también su categoría de ocupación para efectos del análisis sísmico.

Para el modelo de la estructura y los análisis del edificio en su fase original, debido al año en que fue construido, 1895, se usaron los requerimientos y las regulaciones dictadas por el UBC 1949 (PCOBC 1949) y ASCE7-05 (ASCE/SEI 2006) para determinar las cargas muertas y vivas mínimas y las combinaciones de cargas a ser sometido bajo su uso actual y el uso propuesto respectivamente.

Para la rehabilitación sísmica se tomaron en consideración los criterios de diseño del código de Puerto Rico que actualmente se rige por el IBC-09 y que a su vez utiliza el ASCE7-05 para determinar los parámetros para el análisis debido a cargas de terremoto. También se usó el Manual de Construcción con Acero (AISC, Inc. 2011) para escoger las secciones de acero más eficientes para la rehabilitación sísmica al igual que el Código del ‘*American Concrete Institute*’, ACI 318-08, para el diseño y análisis de las paredes de concreto y el diseño de zapatas de concreto tanto para las columnas como para las paredes.

3. OBJETIVOS

Los objetivos principales de este proyecto son primeramente familiarizarse con los requisitos especiales que conlleva una renovación de un edificio histórico y aplicar estos conceptos para lograr un diseño adecuado para la rehabilitación sísmica del ‘Edificio1’. Para ello se realizará un análisis al modelo original sometido a las cargas vivas y muertas impuestas por el diseño original y luego otro análisis al modelo original sometido a las cargas vivas y muertas impuestas por el cambio de uso propuesto para verificar si el edificio está en condiciones adecuadas para funcionar como almacén permanente de archivos. Según estos resultados, se tomarán medidas necesarias para que la estructura pueda resistir a mayores cargas según el cambio de uso propuesto. A partir de estos cambios y en dicha condición, se realizará un análisis elástico para cargas laterales para observar los cambios en esfuerzos demostrados por ETABS luego de someter al modelo a parámetros de un evento sísmico programado para el área de Mayagüez, Puerto Rico. Por último, se evaluarán los resultados de dicho análisis para llevar a cabo un plan de rehabilitación sísmica para el edificio sin olvidar su integridad histórica, pero cumpliendo con los requerimientos de códigos de diseño vigentes en Puerto Rico.

4. METODOLOGÍA

La metodología para lograr los objetivos trazados se dividió específicamente en los siguientes puntos:

- Familiarizarse con los requerimientos especiales que conlleva una renovación de un edificio histórico y la rehabilitación sísmica.
- Recopilar todo documento existente del ‘Edificio 1’, refiérase a escritos y planos.
- Estudiar y entender todo escrito que contenga análisis y evaluaciones realizadas a la estructura con anticipación.
- Estudiar y entender los planos y dibujos originales.
- Identificar todo material utilizado en el diseño y construcción del edificio para poder modelarlo de la manera más precisa posible de acuerdo a planos y dibujos originales preparados en el siglo 19.
- Modelar el edificio utilizando el programa de diseño y análisis de estructuras, ETABS, de acuerdo a los planos y dibujos originales e información extraída de las evaluaciones del personal del Cuerpo de Ingenieros, Distrito de St. Louis, MO.
- Realizar análisis al modelo sometido a las cargas vivas y muertas para su diseño original.
- Realizar análisis al modelo original, pero sometido a las cargas vivas y muertas para su uso propuesto.
- Determinar y diseñar el esquema de columnas y vigas de acero y cualquier otro elemento estructural necesario que mejor se adapte para la rehabilitación del edificio para el cambio de uso propuesto.
- Modificar el modelo del edificio en ETABS adaptando esquema diseñado para soportar las cargas del uso propuesto y a su vez para la rehabilitación sísmica.
- Realizar análisis elástico luego de someter al modelo modificado a un evento sísmico programado para el área de Mayagüez, Puerto Rico.
- Observar cambios en esfuerzos en los elementos estructurales demostrados por ETABS y tomar las medidas necesarias para que el edificio resista las cargas laterales inducidas por el evento sísmico.

- Comprobar que el diseño del sistema de rehabilitación cumple con las exigencias del nuevo uso propuesto para el edificio.
- Hacer recomendaciones adicionales según la evaluación de los resultados obtenidos durante el transcurso de la realización de este proyecto.

Estos puntos se transformaron en fases que incluyen las tareas requeridas para lograr los objetivos trazados. Algunas fases de la evaluación estructural se realizaron con ayuda del personal del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE) del Distrito de St. Louis, MO. El reporte previo preparado conjuntamente con el Cuerpo de Ingenieros incluye una lista preliminar que se utilizó como referencia para estimar el costo de la renovación del edificio con el propósito de compararlo con los estimados de otros dos edificios históricos que estaban bajo investigación para poder seleccionar el edificio que cumpliera con los requisitos económicos y de espacio requeridos para funcionar como almacén permanente de archivos del Departamento de Asuntos al Veterano.

A continuación se presentan los detalles de cada fase y las tareas llevadas a cabo para completar las mismas.

4.1 Visita de Campo

La visita de campo se condujo llevando a cabo una inspección visual con enfoque en los detalles de construcción y condiciones existentes del edificio. En esta fase se identificó el tipo y edad de la edificación, su configuración interior y elementos estructurales que sirven para absorber las cargas gravitacionales y cargas laterales. Con los detalles recopilados se preparó un análisis y una evaluación preliminar del sistema estructural y de la condición actual de la edificación observando principalmente lo siguiente:

- Evaluación de espacios interiores para determinar la efectividad de servir como almacén permanente de archivos bajo el cumplimiento de estándares federales para espacios designados para este tipo de uso.

- Deterioro debido a la edad de la estructura y estado general de todo elemento estructural que forma el sistema de la estructura.
- Daños previos y reparaciones hechas como resultado de movimientos de la fundación (asentamientos).
- Añadiduras en el exterior o interior de la estructura para cumplir con códigos de seguridad. (ej.: ADA)
- Deficiencias por:
 - a) Corrosión
 - b) Variaciones en humedad y cambios termales.
 - c) Fuego
 - d) Terremotos

4.2 Evaluación arquitectónica

El diseño arquitectónico original del “Edificio 1” estuvo a cargo de Henry C. Koch, quien promovió el estilo renacentista, popular durante su año de construcción, 1896, por medio de la utilización del ladrillo como material expuesto en la fachada y el exterior en general. También proporcionó un gran número de ventanas y el diseño del balcón amplio en la entrada soportando una terraza superior con columnas gruesas.

La estructura compone un área total de 14,082 pies cuadrados con dimensiones de 110 x 49 pies, un total de tres pisos incluyendo el sótano y en adición un pequeño ático que eventualmente no tendría ninguna utilidad.

A continuación se presenta una lista de otros detalles y aspectos principales del ‘Edificio 1’ que contribuyen a la evaluación arquitectónica:

- Usos anteriores: oficinas administrativas, oficina de correo, cuartos dormitorios.
- Uso actual: oficinas administrativas.

- Torre con reloj y dos ventanas que sobresalen del techo.
- Material principal del marco estructural e interior del edificio: Madera
 - Sistema resistente a cargas verticales: paredes de carga exteriores de madera cubiertas con ladrillo sobre fundación de piedra, marco interior compuesto de vigas y viguetas de madera, columnas de madera, ladrillo y acero en el sótano.
 - Sistema resistente a cargas laterales: paredes de carga exteriores de madera y paredes de mampostería de cuatro bóvedas en el interior; dos en el sótano y dos directamente sobre éstas en el primer piso.
- Fundación: piedra y ladrillo
- Losas (pisos): sótano – concreto (mayoría) y madera; primer y segundo piso – madera.
- Entradas y salidas: balcón seguido por un pequeño recibidor que da paso al vestíbulo. Rampas de concreto añadidas luego para proveer acceso a personas impedidas.
- No posee elevador. Escaleras en el interior dan acceso a cada piso. Varias entradas en el exterior dan acceso al sótano también.
- Terraza en el segundo piso sobre balcón de entrada.



Foto 2. Vista de fachada y alrededores del 'Edificio 1'



Foto 3. Entrada principal compuesta por balcón y pequeño recibidor

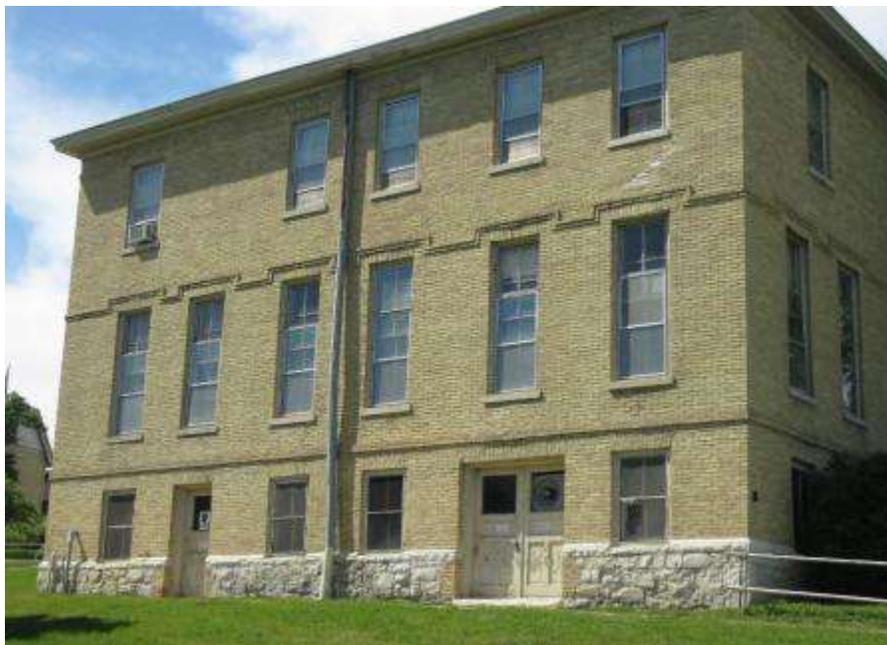


Foto 4. Pared al sur del edificio que muestra la arquitectura renacentista con gran cantidad de ventanas y detalles en ladrillo



Foto 5. Ventanas 'pozo' en el sótano del edificio



Foto 6. Una de las entradas exteriores con acceso al sótano

4.3 Evaluación de las condiciones actuales

Las condiciones actuales del 'Edificio 1' muestran gran deterioro y varias deficiencias debido a los daños sufridos a través del tiempo por la exposición a lluvias, temblores y uso continuo desde su construcción hasta el presente.

Empezando por el sótano, la mayor parte del piso es de concreto excepto algunas áreas que tienen piso de madera aparentemente sobre tierra pues estaba esponjado. No se notaron grietas en las paredes de la fundación por lo que se concluyó que no había evidencia de asentamiento diferencial. Sin embargo, sí se notó evidencia de filtración de agua en 95% de las paredes de la fundación, incluyendo las de ambas bóvedas, y saturación del piso.



Foto 7. Evidencia del filtración de agua en una pared del sótano



Foto 8. Diferencia en materiales que componen el piso del sótano: parte en Madera y parte en Concreto



Foto 9. Evidencia de filtración de agua en piso de concreto del sótano



Foto 10. Interior de una de las Bóvedas en el sótano hecha con paredes y techo de ladrillo



Foto 11. Entrada a una de las bóvedas



Foto 12. Rociador de agua localizado solo en el sótano del edificio

El primer piso es de madera en su mayoría y no muestra ningún daño estructural o por fatiga. Las viguetas están sobre la fundación, apoyadas directamente en la mampostería de piedra, sin amarres notables entre ellas y la fundación. No se notaron conexiones positivas entre el sistema estructural de madera y las paredes de carga de ladrillo ni las columnas. Se notaron grietas en las paredes cubiertas con yeso, sugiriendo mayor rigidez de parte del sistema resistente a cargas laterales y que las paredes de ladrillos de las bóvedas en el primer piso añaden fuerza adicional contra estas cargas.



Foto 13. Unión entre vigueta de madera sobre pared de ladrillo



Foto 14. Uniones entre viguetas de madera y fundación de mampostería



Foto 15. Uniones entre viga de madera y columna de ladrillo y viguetas de madera sobre viga



Foto 16. Unión entre viga de madera y pared de ladrillo



Foto 17. Interior de cuarto de oficina donde se notan los paneles y papeles decorativos en el techo y las paredes y las losetas sobre la madera del piso



Foto 18. Sub-piso de paneles de madera de arce puestos en forma diagonal y piso de madera con paneles tipo 'lengüeta y surco' ('tongue & groove')

En el segundo piso hay grietas de tamaños significativos en las paredes cubiertas con yeso especialmente alrededor de las ventanas, las puertas y a lo largo de las paredes de carga. Predominan las grietas que comienzan en las esquinas de los elementos ya mencionados, sugiriendo rigidez inadecuada del sistema resistente a cargas laterales en estas áreas. No se notó hundimiento de la madera del piso.



Foto 19. Grieta partiendo desde la esquina de una ventana hacia el techo en forma diagonal



Foto 20. Grieta partiendo desde la esquina de una puerta hacia el techo en forma diagonal

Por último, las viguetas que forman el marco estructural del techo no están adecuadamente aguantadas con los suficientes clavos y decoloración de la madera sugiere que ha habido filtraciones significativas de agua pero ningún daño estructural. No se notó hundimiento de la madera del techo y la torre con el reloj que se encuentra en el centro de la estructura parece no estar bien amarrada al techo tampoco.



Foto 21. Viguetas de madera que forman el techo en una parte del edificio



Foto 22. Viguetas con marcas de filtración de agua por el techo

Deficiencias en el exterior incluyen inadecuadas condiciones estructurales de las escaleras para escape en caso de incendios y de la baranda del balcón en la parte frontal. No se notaron amarres entre los bloques de ladrillo aunque aparentaban estar estable; detalles hechos con ladrillos alrededor de las ventanas parecían haber sido reparados con mortero. Se observaron grietas diagonales desde las esquinas de las ventanas sugiriendo falla por cortante.



Foto 23. Tope de escaleras de escape en casos de incendios



Foto 24. Piso y barandas de la terraza



Foto 25. Detalles en ladrillos reparados con mortero



Foto 26. Reparación de grieta diagonal desde esquina de ventana en el exterior



Foto 27. Grieta en base de ladrillo que soporta una de las columnas de madera que forma el pórtico del balcón de entrada

Las bases de las columnas del pórtico de entrada también contienen grietas diagonales y se recomendó removerlas y reemplazarlas.

En términos generales, la estructura fue construida siguiendo los planos originales y con el tiempo se le añadieron terminaciones que contribuyeron a la estética pero no al sistema estructural resistente a cargas laterales. Ver APENDICE A para más fotos.

4.4 Evaluación estructural

Esta fase se divide en dos sub-fases:

La primera sub-fase incluye una evaluación preliminar de la integridad del sistema estructural, el lateral y el vertical para determinar si el edificio está en condiciones adecuadas para resistir las cargas designadas por los códigos actuales para el uso propuesto.

El sistema estructural diseñado para resistir las cargas verticales se compone de las paredes exteriores que funcionan como paredes de carga, el marco interior del edificio compuesto por viguetas y vigas de madera, paredes de carga interiores y columnas de madera, ladrillo y acero. Actualmente las paredes exteriores de madera y las paredes de las bóvedas en el

interior, hechas con mampostería de ladrillo, son los únicos elementos del edificio que están participando como sistema resistente a las cargas laterales.



Foto 28. Marco interior creado con viguetas y vigas de Madera de Roble y sub-pisos de Madera de Arce



Foto 29. Brecinas o "bridging" entre viguetas de madera para aumentar resistencia entre largos de viguetas mayores de 8 pies



Foto 30. Pared de ladrillo de una de las Bóvedas en el sótano



Foto 31. Tope de una de las dos columnas de acero en el sótano

Para completar la evaluación preliminar, personal del USACE, Distrito de St. Louis, MO, utilizó el ASCE/SEI 31-03 *Seismic Evaluation of Existing Buildings*. Esta determinó que la resistencia a las cargas laterales de las paredes exteriores de madera al igual que el sistema estructural de madera en el interior, aún aparentando estar en condiciones aceptables, no están

adecuados para resistir cargas verticales ni laterales pre determinadas por los códigos de diseño actuales. La deficiencia principal para llegar a esta conclusión fue la falta de conexiones necesarias entre miembros estructurales contiguos. Esta deficiencia aplica para miembros estructurales en ambos pisos y el marco interior del techo.

La fundación tampoco está en condiciones adecuadas ya que ha sufrido daños significativos debido a las filtraciones de agua atravesando la mampostería de piedra y ladrillo hacia el interior del sótano, deteriorando las uniones hechas con mortero y otros elementos estructurales.



Foto 32. Pared de fundación de mampostería de piedra (cal)



Foto 33. Pared de fundación de piedra con muestras de filtración de agua

La segunda sub-fase se desarrolló modelando el 'Edificio 1' en ETABS y realizando un análisis cada uno configurado con variaciones en las condiciones de exposición:

Condición #1: análisis de la estructura original sometida a las cargas para las cuales fue diseñada.

Condición #2: análisis de la estructura original, pero aplicando las cargas a las cuales estaría sometida bajo el uso propuesto.

Condición #3: análisis de la estructura luego de redistribuir los espacios y ser rehabilitada para resistir las cargas muertas y vivas del uso propuesto.

Condición #4: análisis de la estructura de la condición #3 al exponerla a un evento sísmico utilizando parámetros y cálculos relativos a la ocurrencia de un terremoto en Mayagüez, PR.

4.5 Verificación de la necesidad de reforzar la estructura para resistir cargas gravitacionales mayores y cargas sísmicas, y reparaciones estructurales recomendadas

Las evaluaciones anteriormente presentadas proveyeron la información necesaria para decidir sobre la viabilidad de rehabilitar el edificio para ser utilizado como almacén permanente de archivos del Departamento de Asuntos de los Veteranos de los Estados Unidos y asimismo para resistir cargas de terremoto y de viento.

Según los resultados preliminares de las evaluaciones mencionadas anteriormente, la mayoría de los miembros estructurales y paredes no están en condiciones adecuadas ni son suficientes para resistir las cargas determinadas por los códigos actuales asociadas al cambio de uso del edificio ni cargas laterales asociadas a un posible evento sísmico principalmente porque carecen de conexiones adecuadas entre miembros estructurales de diferentes materiales, por el deterioro causado por la continua filtración de agua por las paredes de mampostería de piedras y ladrillos en el sótano y por las viguetas de madera del techo. También por la falta de rigidez requerida por las paredes de carga exteriores ya que son de madera y ni esta ni el ladrillo decorativo aportan a la resistencia a cargas laterales.

Por tanto, se recomiendan las siguientes mitigaciones para que este cumpla con los requerimientos de diseño del nuevo uso:

1. Mejorar las conexiones entre las viguetas y el marco estructural para establecer continuidad en las rutas de carga.
2. Reparaciones con mortero para tratar las grietas en los ladrillos en el exterior y los ladrillos que aparentan estar despegados.
3. Reparaciones con mortero en las juntas de los elementos de mampostería de la fundación para arreglar el deterioro causado por filtraciones de agua.
4. Impermeabilización de la fundación para limitar las filtraciones de agua hacia el interior del sótano.
5. Revestimiento del piso con tablas de madera nuevas.
6. Adición de vigas y columnas de acero para transmitir favorablemente las cargas gravitacionales mayores y sísmicas desde cada piso hacia la fundación de la estructura.
7. Reconstrucción de las paredes de las bóvedas con concreto reforzado.
8. Revestimiento con paredes de concreto en la parte interior de las paredes de carga exteriores.
9. Fundaciones nuevas para las columnas de acero y todas las paredes de concreto.

4.5.1 Detalles ilustrativos de lo que se está recomendando

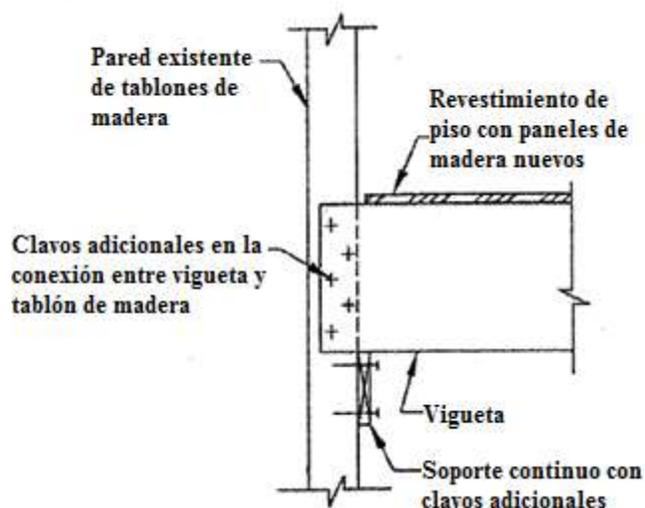


Figura 1. Detalle de conexión entre viga y tablero de madera en pared de carga exterior

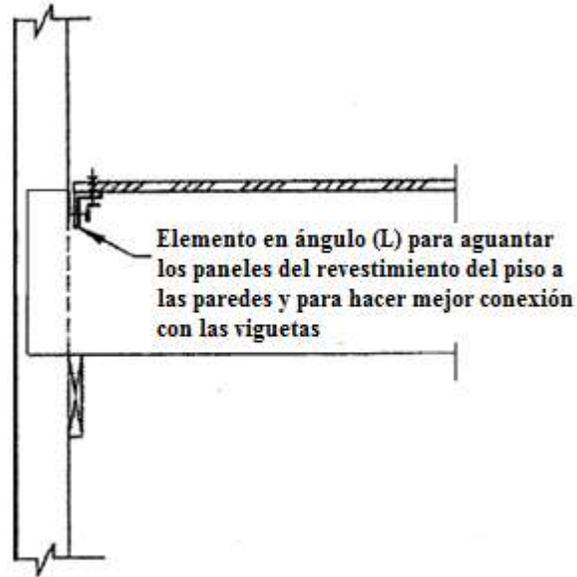


Figura 2. Detalle de posible conexión entre paneles de madera para revestimiento de piso y paredes exteriores o interiores y viguetas

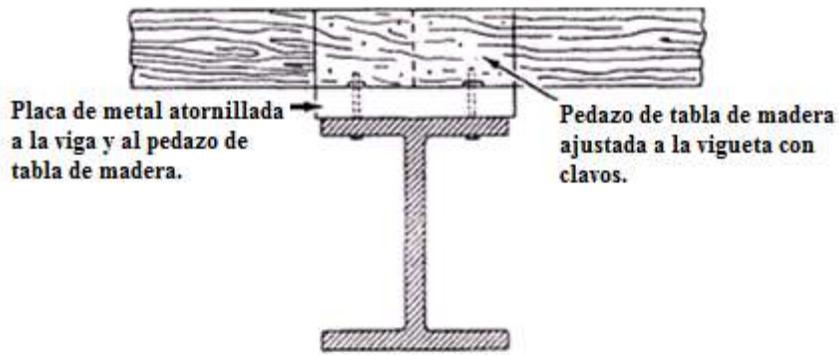


Figura 3. Detalle de posible conexión adicional entre las viguetas de madera y las vigas de acero

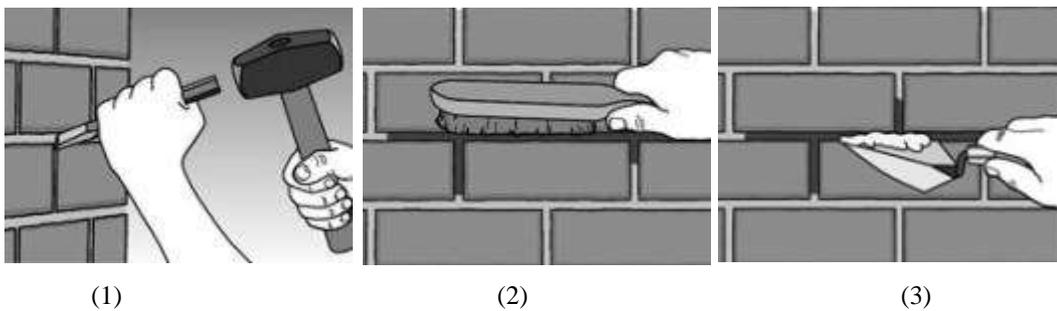


Figura 4. Procedimiento para reparar las grietas en el mortero entre los ladrillos exteriores: (1) Socavar material de mortero suelto y agrietado con un cincel y un martillo, (2) limpiar el área con cepillo y agua y (3) aplicar mortero nuevo con una paleta de punta

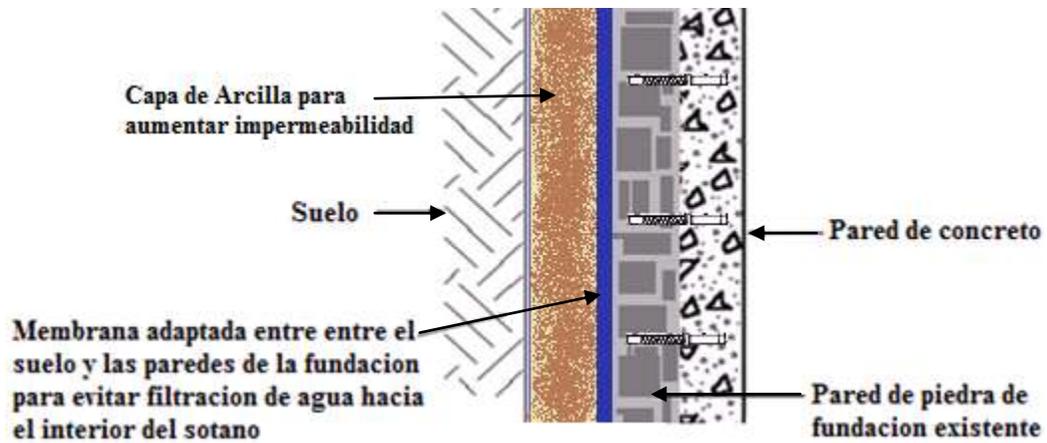


Figura 5. Detalle de posible método de impermeabilización de las paredes de la fundación para evitar filtración de agua desde el exterior al sótano del edificio

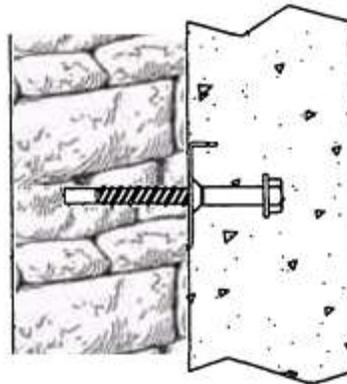


Figura 6. Detalle de posible conexión entre revestimiento de paredes de concreto y paredes de piedra de la fundación



Figura 7. Detalle de posible conexión entre viguetas de madera y revestimiento con paredes de concreto reforzado

4.6 Identificación de los cambios deseados a la estructura original

En adición a las reparaciones estructurales, se recomendaron modificar ciertos aspectos no estructurales del edificio para servir su nuevo propósito. A continuación una lista de estas modificaciones:

1. Reorganizar los espacios interiores para que la parte izquierda de cada piso sirva de área administrativa e incluya espacios de oficinas, área de procesamiento de archivos, áreas de trabajo e investigaciones y baños. La parte derecha de cada piso serviría como almacenamiento para los archivos. El resto de los espacios de ambos pisos serviría como pasillos y escaleras.
2. Habilitar y reservar el sótano para artículos altamente sensitivos y unidades de almacenamiento de alta densidad. Dejar espacio para guardar equipos mecánicos, eléctricos y de plomería y para servicios de limpieza del edificio.
3. Se propone localizar un elevador para facilitar el acceso a los dos pisos y el sótano.
4. Remodelar las escaleras para cumplir con los requisitos de emergencias y bomberos.
5. Reemplazar todas las ventanas con unidades altamente eficientes y añadirles aislamiento térmico utilizando toldos de lona para controlar la temperatura y la entrada de luz natural.
6. Mejorar accesibilidad en la entrada principal al edificio reemplazando las rampas y los escalones para que cumplan con los requisitos de la ADA. Las rampas que se habían construido están muy empinadas y no se pueden utilizar cómodamente.
7. Poner cerraduras adicionales en todas las puertas que dan al exterior y en los cuartos de almacenamiento de archivos.
8. Proveer un sistema de aire acondicionado controlado para mantener una temperatura y humedad designada para no afectar los materiales y archivos guardados a través de todo el edificio.
9. Añadir elementos de aislamiento térmico a las paredes interiores y exteriores, a todos los techos y al ático para controlar las condiciones ambientales en el interior del edificio.
10. Reemplazar sistema de aspersores en el sótano y añadir nuevos en el primer y segundo piso.

11. Reemplazar sistema de alumbrado con nuevas lámparas equipadas con filtros para controlar las luces ultravioletas y proteger las colecciones y archivos.
12. Re-direccionar el sistema de alambrado eléctrico existente e instalar nuevo para acomodar computadoras, copiadoras y líneas telefónicas.

Se debe tener en cuenta que, además de rehabilitar la estructura para resistir cargas sísmicas según el nuevo uso propuesto, se debe preservar y restaurar la calidad histórica del edificio por lo que a todas las modificaciones mencionadas anteriormente se le añade la proposición de remover elementos no originales del edificio y reemplazarlos utilizando técnicas modernas y materiales que representen la época en que fue construido el edificio. Elementos no originales a ser removidos incluyen las rampas de concreto y el marco de madera del vestíbulo al frente de la entrada principal.

4.7 Verificación de la documentación existente del edificio original

No se tuvo acceso a los planos originales del “Edificio 1” creados en el 1895 para realizar los análisis y las evaluaciones descritas previamente. Se desconoce si los planos originales aún existen. Sin embargo, en los años 1935 y 1954, la compañía MATZKE realizó visitas a la estructura y recrearon los planos los cuales fueron luego revisados en los años 1964 y 1972, siendo estos los que actualmente sirven de referencia como los planos “originales” del “Edificio 1”.

Tras una entrevista telefónica, según el Sr. Garrett Fleming, ingeniero estructural del Cuerpo de Ingenieros y uno de los encargados de este proyecto en el distrito de St. Louis, MO, el “Edificio 1” se encuentra prácticamente en sus condiciones de construcción originales, coincidiendo con los planos revisados. Entiende que desde su construcción, exceptuando leves cambios estéticos, no se le han hecho cambios estructurales, refiérase a mejoras al marco estructural, a su fundación y a adiciones de elementos que sirvan para resistir cargas sísmicas.

Actualmente, partes del “Edificio 1”, diseñado durante el resurgimiento renacentista y construido para servir como Sede y Oficina Central de la Rama del Noroeste del Hogar Nacional para los Soldados Voluntarios con Discapacidad (‘Headquarters Building’), son ocupadas por oficinas de organizaciones que brindan diversidad de servicios al Veterano.

5. DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIONES DEL ‘EDIFICIO 1’

5.1 Descripción del ‘Edificio 1’

El ‘Edificio 1’ está compuesto por tres niveles que incluyen el sótano, dos pisos regulares sobre este y el techo. El sótano tiene una altura de 8 pies, con piso en su mayoría de concreto y varias columnas de ladrillo reforzado y acero. Las paredes del sótano, hechas en piedra, crean la fundación de la estructura. Sobre estas descansan las paredes exteriores hechas en madera de roble y ladrillo decorativo adjunto. El primer y el segundo nivel tienen una altura de 11 pies mientras que el techo, en su punto más alto mide 7.5 pies para una altura total ‘h’ de 37.5 pies. Los pisos de ambos niveles y el techo son en madera de arce sobre un marco estructural que está compuesto principalmente por viguetas de madera de roble.

A esta estructura se le considera Histórica por su integridad en la comunidad de Milwaukee, WI, ofreciendo variedad de servicios a veteranos de los Estados Unidos, desde el 1895. Su importancia en la actualidad recae en la posibilidad de ser rehabilitada para un nuevo uso.

Las modelaciones presentadas en este proyecto permitieron analizar la estructura en el rango elástico para diferentes condiciones de carga y en base a los resultados obtenidos se pudo diseñar la rehabilitación sísmica incluyendo el refuerzo mediante vigas y columnas de acero, el revestimiento con paredes de concreto en el interior del edificio y paredes de carga de concreto adicionales, al igual que zapatas nuevas para cada elemento estructural añadido y el reemplazo de algunas existentes.

5.2 Clasificaciones y requerimientos para el ‘Edificio 1’ según UBC 1949 y ASCE7-05

En esta sección se presentan algunas de las diferencias entre los requerimientos que exigía el código UBC 1949 y por lo que se deja llevar uno de los códigos actuales, ASCE7-05, para la clasificación de los edificios y por ende los diferentes parámetros a considerar a la hora de analizar una estructura para diferentes condiciones de carga.

El ASCE7-05 también incluye provisiones para el análisis sísmico dependiendo de la Categoría de Diseño Sísmico o SDC (D en este caso), mientras que la versión del UBC 1949 no considera medidas suficientes para el diseño de edificios resistentes a cargas de terremotos, pero si promueve la importancia de protección contra fuegos.

Tabla 1. Diferencias en requerimientos que exigen los Códigos UBC 1949 y ASCE7-05 para analizar una estructura ante diferentes condiciones de carga

Requerimientos	Códigos	
	UBC 1949	ASCE7-05
Categoría de ocupación	B = edificio sin tarima con carga de ocupantes menor de 300	II = toda estructura que no clasifique bajos las otras categorías. Baja amenaza a la vida humana en caso de fallas.
Tipo de Construcción	Tipo V = Marco de Madera	Madera, Concreto, Acero
Area de piso permisible	6000 pies cuadrados	N/A
Niveles máximos	3	N/A
Zona de fuego	No se pudo determinar	N/A
Clasificación de terreno	No se pudo determinar	D = propiedades desconocidas

6. MODELO ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS

6.1 Programas utilizados para el diseño y análisis del ‘Edificio 1’

El programa utilizado para modelar y analizar la estructura fue ETABS V.9 (*Computers & Structures*, Inc. 2005), en adición, para realizar una variedad de cálculos necesarios para el análisis de resultados, Excel (Microsoft Office, 2007). Se utilizó ETABS para crear un modelo en 3-D que representara la estructura bajo estudio y fuera analizada en el rango elástico. ETABS le facilita al usuario todas las opciones necesarias para poder trabajar con los materiales más comunes en la construcción actual, acero y hormigón, pero también da espacio para manejar parámetros y propiedades de otros materiales como la madera, el ladrillo y la piedra. Además de servir como instrumento de modelación, este programa se utilizó para analizar la estructura bajo las diferentes condiciones de exposición a las que sería sometida.

La Tabla 2 incluye los parámetros que ETABS requiere como valores de entrada para reconocer cada material utilizado en un modelo. Estos valores describen las propiedades principales que ETABS toma en cuenta para el diseño efectivo de los elementos adaptados a un modelo. El acero y el concreto son materiales que forman parte permanente del programa e incluye estas propiedades automáticamente. Ahora, los valores para piedra, madera y ladrillo tuvieron que ser añadidos.

Tabla 2. Propiedades de los materiales principales de construcción según UBC, ASCE7-05 y otras fuentes

Propiedades de los materiales principales de construcción según UBC, ASCE 7-05 y otras fuentes					
Material	Densidad (kips/ft ³)	Peso unitario (lbs/ft ³)	Módulo de elasticidad (lbs/in ²)	Razón de Poisson	Coefficiente de expansión termal
Ladrillo	0.0047	150	1500000	0.2	3.1 E-6
Concreto	0.0047	150	3600000	0.2	5.50E-06
Limestone (cal)	0.0050	160	1250000	0.22	3.30E-06
Arce (Maple)	0.0012	38**	1500000	0.76*	1.52E-05
Roble (Oak)	0.0014	46	1500000	0.56*	2.96E-06

*Para efectos de ETABS debe ser menor de 0.5, por lo que se utilizó 0.49
**Promedio entre arce duro y blanco

Los resultados obtenidos con ETABS fueron comparados con los obtenidos por medio de las tablas creadas en Excel. Estas tablas sustituyen los cálculos ‘a mano’ que normalmente se realizarían para revisar que los resultados obtenidos con el programa de análisis, en este caso ETABS, sean correctos. Con el uso de tablas también se determinaron los tamaños de las zapatas para las nuevas columnas de acero y las paredes de concreto.

6.2 Modelo estructural para los análisis del ‘Edificio 1’, para cargas gravitacionales y de terremoto en el rango elástico

Se crearon, principalmente, dos modelos en ETABS para evaluar el comportamiento y determinar la capacidad de la estructura al aplicársele diferentes condiciones de carga. El primer modelo presenta la configuración original y actual del edificio, mientras que el segundo modelo presenta la nueva configuración de espacios y la rehabilitación propuesta para resistir cargas gravitacionales mayores y cargas inducidas por un terremoto.

El modelo de la estructura original se hizo siguiendo los planos de construcción originales. La Figura 8 muestra los materiales originales y localización de elementos estructurales y otros detalles utilizados para crear el modelo 1 y la Figura 9 describe los usos actuales de cada área del ‘Edificio 1’. Más adelante, en las secciones 6.3.3 y 7.4 se presentan figuras con detalles del modelo 2.

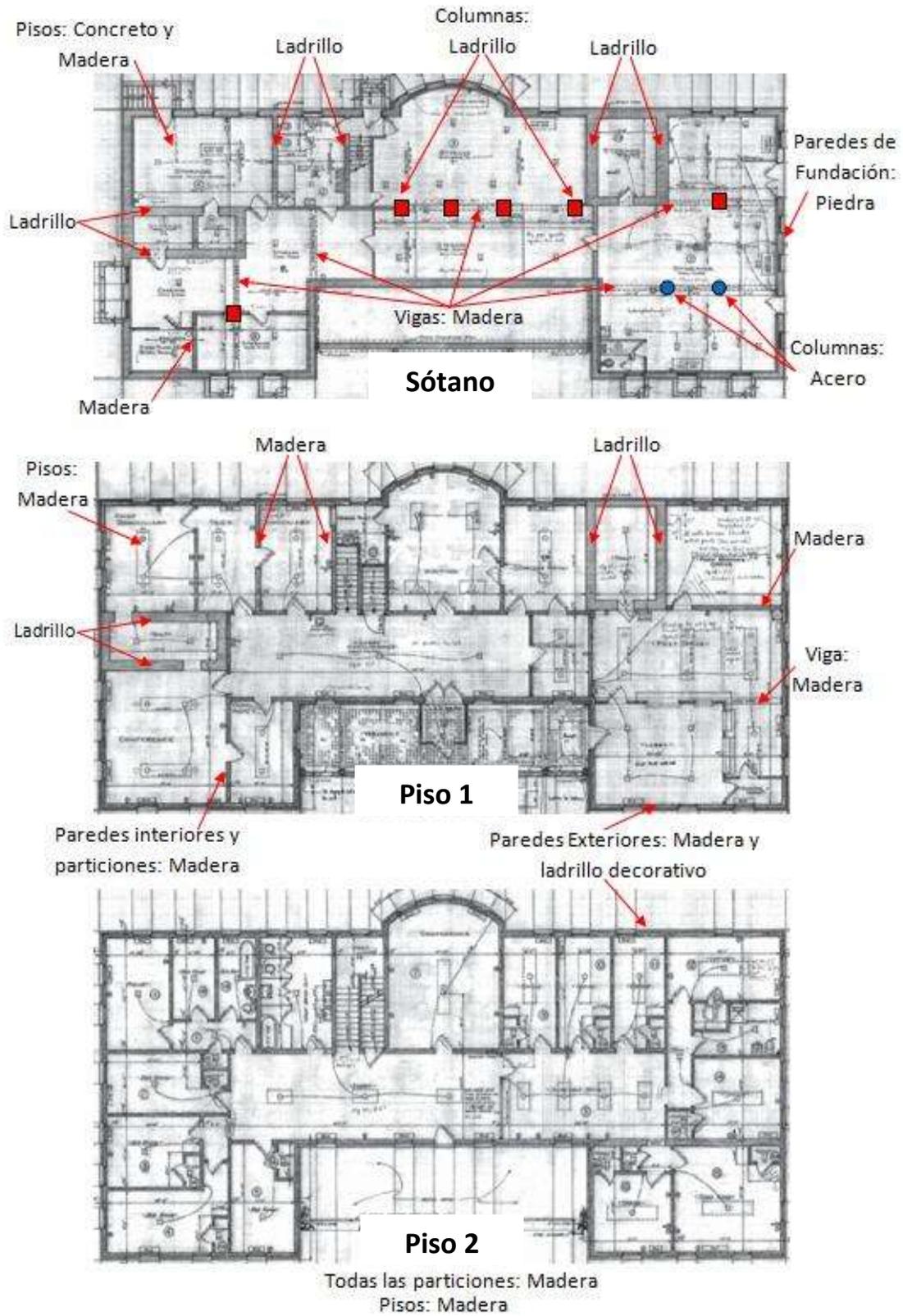


Figura 8. Planos por piso indicando los materiales originales y localización de elementos estructurales y otros detalles utilizados para crear el modelo 1

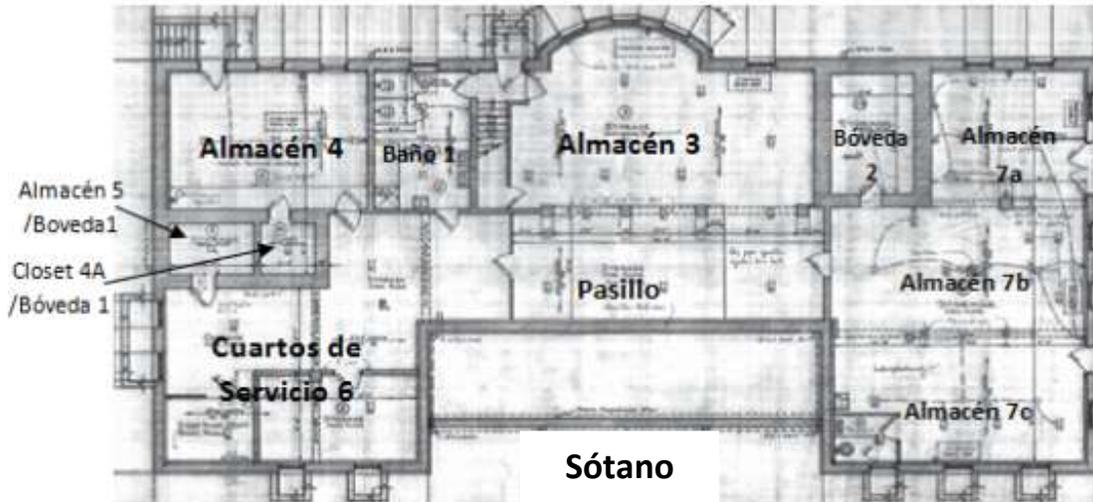


Figura 9. Planos por piso indicando los usos actuales de cada área

En la Figura 10 se indican los tamaños de las viguetas que forman el marco estructural de los pisos en cada nivel de la estructura. Las mismas fueron diseñadas y asignadas a los modelos utilizados según los tamaños y las direcciones indicadas en los planos de construcción. Inclusive, las cargas muertas, vivas y de nieve tuvieron que ser aplicadas directamente en las viguetas ya que al aplicarlas en la madera de los pisos, estas no estaban siendo transferidas a las viguetas ni a los otros elementos estructurales.

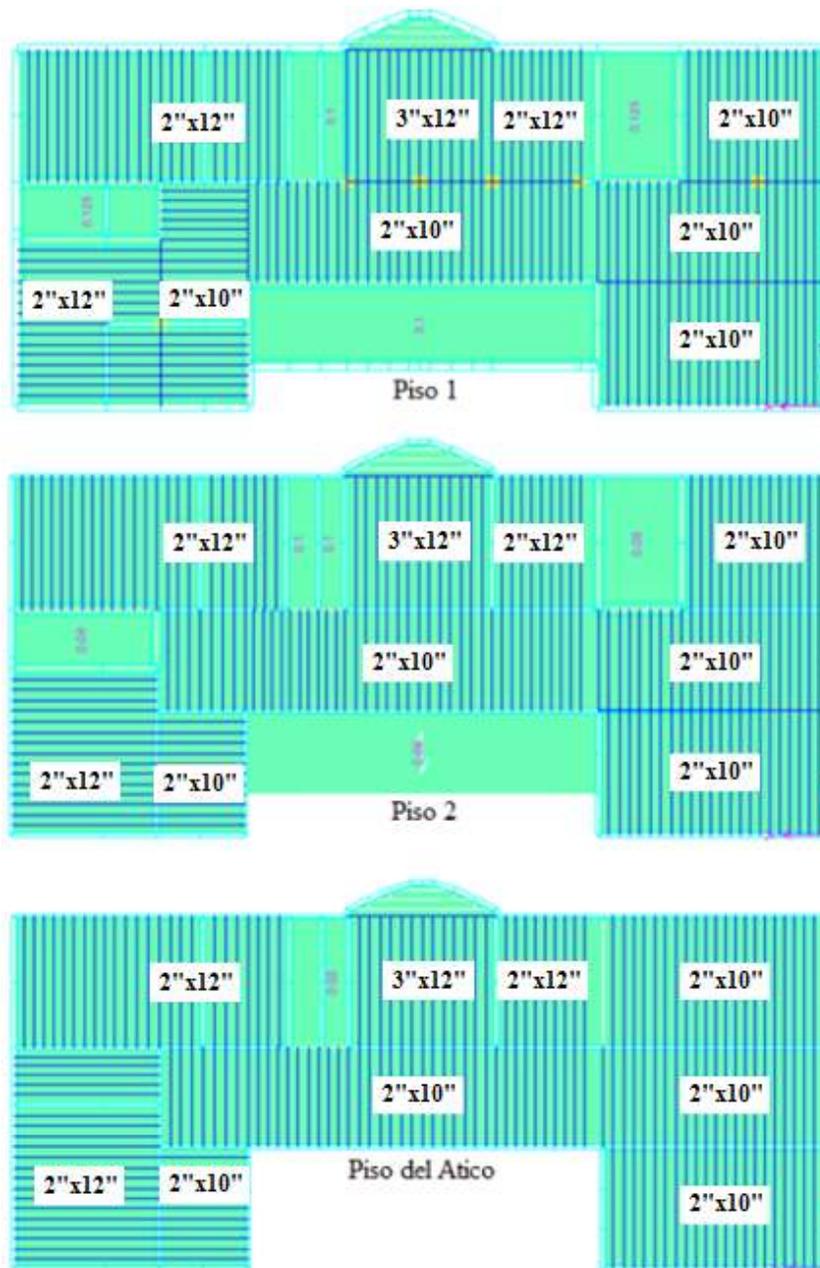


Figura 10. Tamaños de viguetas que forman el marco estructural de los pisos en cada nivel de la estructura

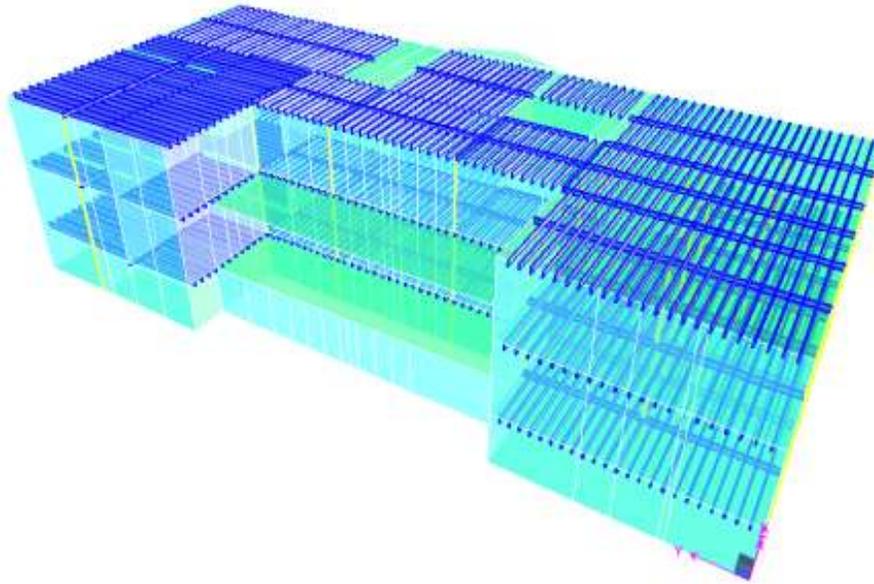


Figura 11. Modelo de ETABS con viguetas y vigas de madera y columnas en acero.

La Tabla 3 muestra las condiciones aplicadas a cada modelo. Las primeras tres condiciones exponen a la estructura solo a las cargas muertas, cargas vivas, cargas de nieve y presiones de viento según las provisiones del UBC 1949. Con la aplicación de las primeras tres condiciones solo se pretendía evaluar el comportamiento de las viguetas y la efectividad de las vigas de aumentarles la capacidad de resistencia ante cargas gravitacionales mayores.

Tabla 3. Condiciones aplicadas a cada modelo

MODELO	
Condición	Análisis
1	
#1	Analiza la estructura original sometida a las cargas para las cuales fue diseñada.
#2	Analiza la estructura original, pero aplicando las cargas a las cuales estaría sometida bajo el uso propuesto.
2	
#3	Analiza la estructura luego de redistribuir los espacios y ser rehabilitada para resistir las cargas muertas y vivas del uso propuesto.
#4	Analiza la estructura de la condición #3 al exponerla a un evento sísmico utilizando parámetros designados a la ocurrencia de un terremoto en Mayagüez, P.R.

Ya que este código no provee combinaciones de carga, se utilizaron las combinaciones de diseño para cargas de servicio utilizadas en dicha época. Las combinaciones fueron las siguientes:

$$\begin{aligned} &1.0D \\ &1.0D+1.0L \\ &1.0D+0.75L \\ &1.0D+0.75L+0.75S \\ &1.0D+0.75W \\ &1.0D+0.75L+0.75W \\ &1.0D+0.75L+0.75S+0.75W \end{aligned}$$

Donde:

D = carga muerta

L= carga viva

S = carga de nieve

W = presión de viento (El UBC 1949 requiere que, para la carga de viento, se le aplique una presión mínima de 15 libras por pie cuadrado a porciones de las paredes que se proyecten verticalmente y midan menos de 60 pies sobre el nivel del suelo.)

El modelo 2 también se utilizó para aplicar la condición #4 la cual incluye las cargas de terremoto en ambas direcciones, 'X' y 'Y' y las presiones de viento calculadas según el código ASCE7-05 para la nueva categoría de ocupación de la estructura. A pesar de que este modelo, bajo la condición #3 incluyó una rehabilitación preliminar que consistió en añadir vigas y columnas de acero, paredes interiores nuevas hechas en concreto y revestimiento del sótano con paredes de concreto, se le aplicaron las mismas combinaciones de carga para analizar los elementos en acero mediante la filosofía de Diseño de Esfuerzos Permisibles o ASD para ser consistente con el análisis de las viguetas de madera.

Se creó un último modelo utilizando la plataforma del modelo 2 para poder diseñar y analizar las paredes de concreto aplicando las combinaciones de carga para el Diseño por Factores de Carga y Resistencia o LRFD:

1.4D
1.2D+1.6L
1.2D+0.5L
1.2D+1.6W+0.5L
1.2D+1.0E+0.5L
0.9D+1.0E

Las variables representan los mismos factores que las combinaciones anteriores excepto ‘E’ que representa las cargas por Terremoto.

6.3 Análisis de capacidad de viguetas de Madera

El propósito de dividir el análisis de viguetas en condiciones variables es para tener una mejor visión de los efectos que las cargas tienen en el marco estructural de los pisos para resistir las cargas según se fueran cambiando los usos de los espacios y así tener una idea de las medidas de rehabilitación que se fueran a implementar.

6.3.1 Condición No. 1 – Modelo 1: cargas muertas y vivas originales aplicadas (UBC 1949)

La condición número 1 expuso al modelo de la estructura a las cargas originales para las cuales el ‘Edificio 1’ fue construido en el 1895. Para este análisis se consideraron regulaciones, requerimientos y valores obtenidos de los siguientes capítulos del UBC 1949: Capítulo 25-MADERA, Capítulo 31-CONSTRUCCIÓN DE PISOS y el Capitulo 32-CONSTRUCCIÓN DE TECHOS.

El modelo de la estructura en ETABS fue creado con la mayor semejanza posible a la escala real. A este se le asignaron las dimensiones y los materiales pertinentes a la estructura en su estado original de acuerdo a la información extraída de los planos de construcción. Las

cargas vivas fueron aplicadas según cada espacio interior siguiendo los valores descritos en la Tabla No. 23-A – Cargas Vivas. (UBC 1949, Sec. 2304)

Tabla 4. Cargas vivas aplicadas a cada área en el Modelo 1 según el uso original del 'Edificio 1' utilizando valores del UBC 1949

CARGA VIVA EDIFICIO ORIGINAL - CARGAS USO ORIGINAL (UBC 1949)			
ID	TIPO DE ESPACIO	UBC 49	Carga por pie lineal
1	Oficinas	50	67
2	Lobby/pasillos	100	133
3	S.Conferencia	50	67
4	Cuartos dormitorios	40	53
5	S.Clases	40	53
6	Barandas	80	psf
7	Terraza ('deck')		
8	Atico	20	27
9	Almacen (liviano)	125	psf
10	Baños	50	67
11	Balcón	100	psf
12	Salón de espera	100	133
13	Escaleras	100	psf
14	Nieve	10	13

Las cargas muertas fueron calculadas según los pesos de los materiales utilizados en cada piso. (UBC 1949, Apéndice, pág. 256)

Tabla 5. Distribución de materiales y pesos por piso para estructura original según el UBC 1949

DISTRIBUCIÓN DE MATERIALES Y PESOS POR PISO PARA ESTRUCTURA ORIGINAL (UBC 1949)			
Elementos	Material	Espesor (in)	Carga Muerta (lbs/ft²)
SÓTANO			
Losas			
Areas de concreto	Concreto	10	
Areas de madera		2 (sumatoria)	
piso madera tope	Arce	1x12	4
sub-piso	Arce	3/4	3
Ladrillo	Ladrillo-arcilla	4	
Paredes			
Interiores	Ladrillo-arcilla	8	
Bovedas	Ladrillo-arcilla	19	
Fundación	Piedra-limestone	18	
Columnas			
Cuadradas	Ladrillo-arcilla	17x17	
Cilíndricas	Acero	9 diametro	
Alfombra			1
Losetas de barro sobre 1/2" de mortero			16

Tabla 6. (cont.) Distribución de materiales y pesos por piso para estructura original según el UBC 1949

PISO UNO			
Losas			
Areas de madera		2	
piso madera tope	Arce	1x12	4
sub-piso	Arce	3/4	3
Vigas	Roble (oak)	10x12	
Viguetas	Roble (oak)	2x10 @ 16	6
		2x12 @ 16	7
		3x12 @ 16	7
Losetas de asfalto			1
Linoleo			1
Losetas de barro sobre 1/2" de mortero			16
Paredes			
particiones (roble)	"studs", listones de madera y mortero	2x4 ; 3/4 ; 1 (7.5")	16
exteriores (roble)	"studs", listones de madera y mortero, revestimiento (T&G)	2x6 ; 1/2 ; 1/2 ; 1	20
Misce	mech/elec/etc.		6
PISO DOS			
Losas			
Areas de madera			
piso madera tope	Arce	1x12	4
sub-piso	Arce	3/4	3
lath & plaster			8
paneles acusticos (debajo de listones y mortero)			1
Viguetas	Roble (oak)	2x10 @ 16	6
		2x12 @ 16	7
		3x12 @ 16	7
Paredes			
particiones (roble)	"studs", listones y mortero - dos lados	2x4 - (5.5")	12
Misce	mech/elec/etc.		6
TECHO			
Piso			
piso madera tope	Arce	1x12	4
sub-piso	Arce	1	3
lath & plaster			8
Revestimiento (techo)	Arce	1x5	4
Viguetas	Roble (oak)	2x10 @ 16	6
Rafters (viguetas en 45grados)	Roble (oak)	2x8 @ 16	6
Tejas	Asfalto		2
Misce	mech/elec/etc.		6

Los planos de construcción no proveyeron toda la información necesaria para determinar el tipo de madera utilizado para las viguetas que componen el marco estructural de los tres pisos y el techo del 'Edificio 1'. El juicio ingenieril y la visita al campo por parte del personal del Cuerpo de Ingenieros componen la fase más importante en la determinación del tipo de madera utilizado para las viguetas y los listones de madera de las paredes interiores y exteriores de la estructura.

Las evaluaciones visuales durante la visita al campo determinaron que debido a la falta de daños visibles por flexión o fatiga en estos elementos, el tipo de madera debía ser uno con propiedades distintivas de una madera resistente y pesada como la madera del Roble. Además, este tipo de madera era y sigue siendo uno de los más producidos en los Estados Unidos para la construcción por lo que como opción conservadora se decidió utilizar sus propiedades en ETABS para los análisis de las viguetas y para la modelación de estas y de las paredes interiores y exteriores del 'Edificio 1'.

La madera es un material que siempre había sido diseñado y analizado usando la filosofía de Diseño de Esfuerzos Permisibles o ASD. En años recientes se añadió la metodología de Diseño por Factor de Cargas y Resistencia o LRFD al Manual de Especificaciones de Diseño Nacional para la Construcción en Madera (AWC 2005) o NDS por sus siglas en inglés. Por lo tanto, el análisis de viguetas se realizó por ASD, siguiendo algunos ejemplos de referencia encontrados en el ASD/LRFD Manual de Ejemplos de Diseño con Madera Estructural (AWC 2005), el cual forma parte del compendio del NDS.

Los valores comparativos para el análisis de viguetas de pisos se obtuvieron de la Tabla No. 25-A – Esfuerzos Unitarios Permisibles para elementos de Madera (UBC 1949, págs. 104-105) para madera de Roble Rojo y Blanco con un esfuerzo de flexión de $1450 \frac{lbs}{in^2}$.

Tabla 7. Esfuerzos unitarios permisibles para madera de roble rojo y blanco según UBC 1949

Esfuerzos Unitarios Permisibles	lbs/in ²
Fb	1450
Ft	1450
Fv	120
Fc perp.	600
Fc	1050
E	1500000

Donde:

Fb = esfuerzo permisible por flexión paralela al grano.

Ft = esfuerzo permisible por tensión paralela al grano.

Fv = esfuerzo permisible por cortante máximo horizontal.

Fc perp. = esfuerzo permisible por compresión perpendicular al grano.

Fc = esfuerzo permisible por compresión paralela al grano.

E = módulo de elasticidad.

A continuación se presenta una lista con las ecuaciones utilizadas para el análisis de viguetas:

1. Módulo de la sección: $Sx = \frac{bh^3}{6}$ (Eq.1.6.3)

2. Esfuerzo por flexión: $F'b = \frac{\text{Momento aplicado}}{Sx*1000}$ (Eq.2.6.3)

3. Revisión por momento: $F'b < Fb = 1450 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2}$

4. Esfuerzo por cortante: $F'v = \frac{3*\text{Cortante aplicado}*1000}{2*bh}$ (Eq.3.6.3)

5. Revisión por cortante: $F'v < Fv = 120 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2}$

6. Momento de Inercia: $I = \frac{bh^3}{12}$ (Eq.4.6.3)

7. Deflexión máxima: $\Delta = \frac{5*w*L^4}{384*E*I}$ (Eq.5.6.3)

(Carga para deflexión: $w = \text{Carga Viva} + \text{Carga Muerta del Yeso solamente}$)

8. Deflexión permisible: $\Delta = \frac{L}{360}$ (Eq.6.6.3)

9. Revisión por deflexión: $\Delta_{max.} < \Delta_{perm.}$

10. Largo de apoyo mínimo: $l = \sqrt{\frac{P}{F_c \text{ perp}}}$ (Eq.7.6.3)

($P = \frac{w*L}{2}$; Carga para P: $w = \text{Carga Viva} + \text{Carga Muerta}$)

6.3.2 Condición No. 2 – Modelo 1: cargas muertas originales y cargas vivas de uso propuesto aplicadas (UBC 1949 y ASCE7-05)

Este análisis se condujo siguiendo las regulaciones y requerimientos exigidos por el UBC 1949 tal como en el caso anterior, pero considerando los valores descritos en la Tabla 4-1 del código ASCE7-05 para cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas. Las cargas muertas asignadas fueron las mismas que se aplicaron bajo la condición número 1.

Tabla 8. Cargas vivas aplicadas a cada área en el Modelo 1 según el uso propuesto del 'Edificio 1' utilizando valores obtenidos del ASCE7-05

CARGA VIVA EDIFICIO ORIGINAL - CARGAS USO NUEVO (ASCE7-05)				
ID	TIPO DE ESPACIO	ASCE 7-05	Cargas por division de piso	Carga por pie lineal
1	Oficinas	50	100	133
2	Procesamiento	100	100	133
3	"Scanning"	100	100	133
4	Investigacion	100	100	133
5	Baños	50	100	133
6	Almacen	125	125	psf
7	Archivos	150	150	200
8	Documentos	150	150	200
9	Exhibicion	150	150	200
10	Lobby	100	100	133
11	Pasillos	100	100	133
12	Escaleras	100	100	psf
13	Atico	40	40	53
14	Terraza	80	80	psf
15	Nieve	10	10	13

La condición de exposición número 2 añade hasta más del doble de las cargas del diseño original a algunas de las áreas por el cambio de uso propuesto tras la nueva división de espacios interiores. La nueva reorganización de espacios incluye las áreas más críticas para el almacenamiento de archivos, áreas de trabajo para el manejo y procesamiento de los archivos, así como áreas de investigación y reproducción de documentos.

Los pisos uno y dos fueron divididos en dos secciones, una de $100 \frac{lbs}{ft^2}$ y la otra de $150 \frac{lbs}{ft^2}$ para que fuera más fácil la aplicación de cargas vivas y para observar, de manera

conservadora, las diferencias abruptas en los esfuerzos alcanzados por los elementos. Las cargas vivas aplicadas al sótano serían diferentes debido a la designación de almacenamiento de alta densidad, o almacenamiento pesado, en algunas áreas y almacenamiento liviano en otras, como para los cuartos de servicio.

6.3.3 Condición No. 3 – Modelo 2: cargas vivas y muertas de uso propuesto aplicadas (ASCE7-05)

En muchas ocasiones los cambios de uso de una estructura podría no afectar su desempeño siempre y cuando el uso propuesto no sobrepase los límites de cargas para los cuales fue diseñada la estructura originalmente. En otros casos, como el de este proyecto, el uso propuesto aumenta la carga distribuida de la mayoría de las áreas por lo que los resultados favorecen una rehabilitación.

Como parte de la rehabilitación de la estructura, se planteó una reorganización de espacios interiores y adición de vigas y columnas en acero para complementar el sistema resistente a cargas axiales (Ver Figuras 12-14). El modelo de ETABS fue ajustado para proporcionar los espacios nuevos, pasando a ser un edificio con oficinas y cuartos dormitorios en su mayoría, a espacios para procesar documentos y realizar investigaciones, un área común de almuerzo, baños en los tres pisos, salón de espera para visitantes, oficinas más amplias y el ala derecha completa para el almacenamiento de archivos. Este modelo también provee un espacio designado para colocar un elevador y tener mayor y más fácil acceso a cada piso, ya sea de personal como de alta densidad de documentos y equipo.

Las vigas y las columnas que forman parte del nuevo modelo (Figura 15) en esta etapa provienen de un análisis realizado siguiendo los requerimientos del Manual para Construcción en Acero (AISC, Inc. 2005) para diseños de elementos en compresión (columnas) y vigas (tensión). Se siguió la filosofía de ASD y se escogieron elementos que cumplieran con los momentos, cortantes y deflexiones permisibles para vigas y resistencia a carga axial para columnas.

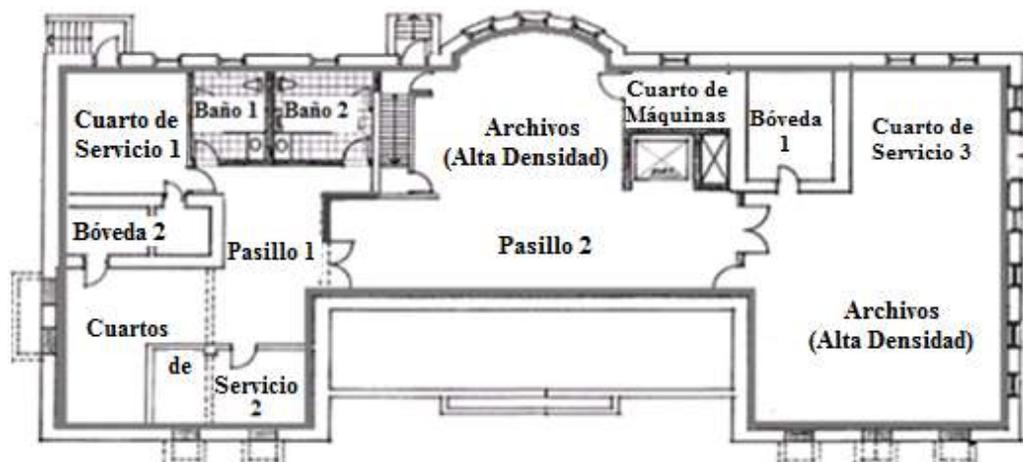


Figura 12. Plano con reorganización de espacios interiores en el piso del Sótano

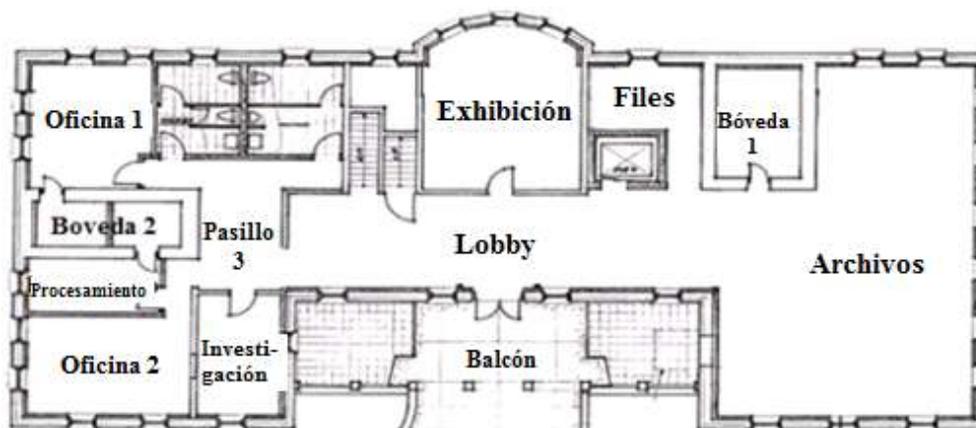


Figura 13. Plano con reorganización de espacios interiores en el piso 1

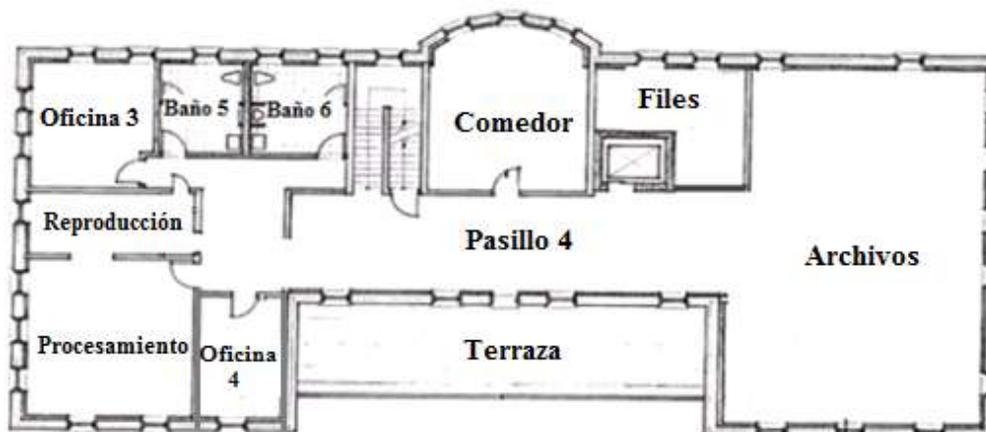


Figura 14. Plano con reorganización de espacios interiores en el piso 2

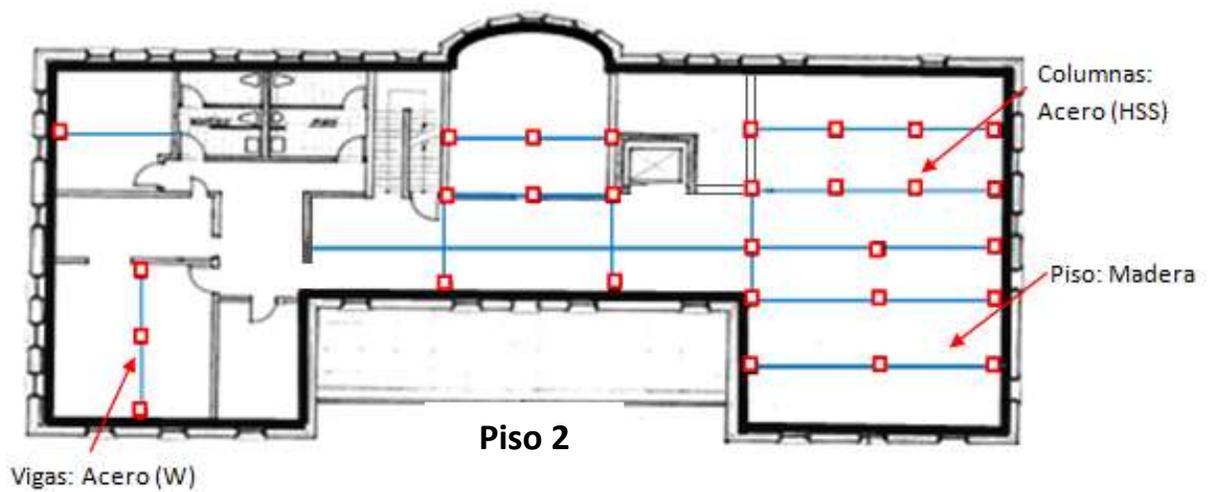
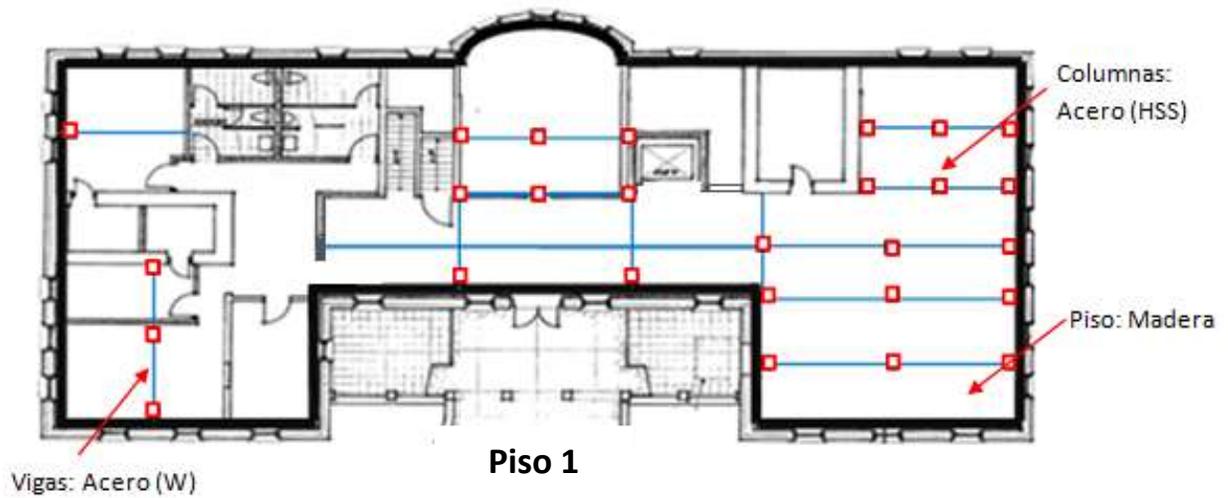
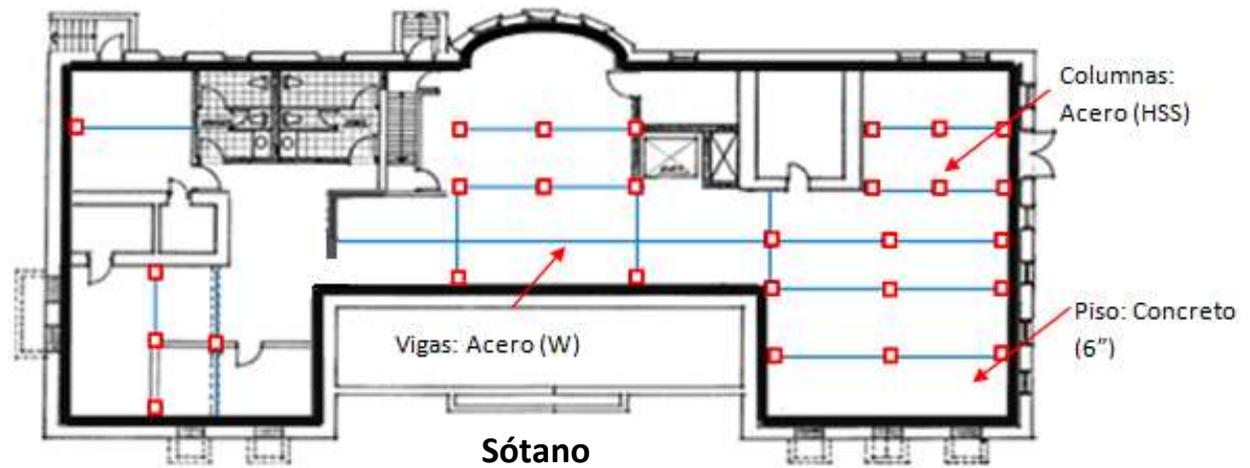


Figura 15. Planos indicando materiales y localización de elementos estructurales añadidos a la estructura para complementar el sistema resistente a cargas axiales

Las cargas aplicadas a este modelo provienen de los valores para cargas vivas descritos por el ASCE7-05 y las cargas muertas calculadas según los pesos de los materiales utilizados para la rehabilitación del 'Edificio 1'. En este caso, las cargas vivas fueron aplicadas según el uso específico de cada área y no de forma general como bajo la condición número 2. Las Tablas 9 y 10 describen los pesos de los materiales utilizados por piso, mientras que las tablas con los resultados (en la Sección 7. RESULTADOS) muestran la distribución de cargas vivas según el área.

Tabla 9. Distribución de materiales y pesos por piso para estructura rehabilitada según el ASCE7-05

DISTRIBUCIÓN DE MATERIALES Y PESOS POR PISO PARA ESTRUCTURA REHABILITADA (ASCE7-05)			
Elementos	Material	Espesor (in)	Carga Muerta (lbs/ft²)
SÓTANO			
Losas			
Areas de concreto	Concreto nuevo	6	
Paredes			
Interiores (banos)	Concreto	8	
Bovedas	Concreto	8	
Fundacion	Piedra-cal	18	
Revestimiento de fundacion	Concreto	8	
Cuarto de maquinaria	Concreto	8	
Elevador	Concreto	8	
Particiones			15
Columnas	Acero	diferentes	
Losetas (piso bano)			10
Rociador de agua ("Sprinkler System")			3
PISO 1			
Pisos de madera			
piso nuevo madera	Madera	3/4	3
revestimiento-simple (todo piso de madera incluyendo banos)	Gypsum	1	4
pisos bovedas	Concreto	6	
Paredes			
Bovedas	Concreto	8	
Interiores	Madera	2"x4" "studs"+revest. doble de 1/2" (6")	8
Vigas	Acero	diferentes	10
Columnas	Acero		
Viguetas	Roble (oak)	2x10 @ 16	6
		2x12 @ 16	7
		3x12 @ 16	7
Losetas (piso bano, sobre gypsum)			10
Particiones			15
Misce	mech/elec/etc.		6
Rociador de agua ("Sprinkler System")	incl. en misce		3

Tabla 10. (cont.)Distribución de materiales y pesos por piso para estructura rehabilitada según el ASCE7-05

PISO 2			
Losas			
Areas de madera			
piso nuevo madera	Madera	3/4	3
revestimiento-doble (arriba y abajo)	Gypsum	1	8
pisos bovedas	Concreto	6	
Paredes			
Interiores	Madera	2"x4" "studs"+revest. doble de 1/2" (6")	8
Vigas	Acero	diferentes	10
Columnas	Acero		
Viguetas	Roble (oak)	2x10 @16	6
		2x12 @16	7
		3x12 @16	7
Losetas (piso bano, sobre gypsum)			10
Particiones			15
Misce	mech/elec/etc.		6
Rociador de agua ("Sprinkler System")	incl. en misce		3
TECHO			
Piso			
piso nuevo madera	Madera	1/2	2
revestimiento-doble (arriba y abajo)	Gypsum	1	8
Revestimiento (techo)			5
Viguetas	Roble (oak)	2x10 @16	6
Rafters (viguetas en 45grados)	Roble (oak)	2x8 @ 16	6
Tejas	Asfalto		3
Misce	mech/elec/etc.		6
Rociador de agua ("Sprinkler System")	incl. en misce		3
Insulador			2

6.3.4 Condición No. 4: Modelo nuevo de la estructura sometido a cargas de terremoto

La condición número 4 expuso al modelo nuevo a cargas de terremotos automáticamente calculadas por ETABS luego de aplicarle al programa los parámetros determinados según las especificaciones de los capítulos 11 y 12 del ASCE7-05 para la ocurrencia de eventos sísmicos en Mayagüez, PR. Aunque ETABS calcula las cargas que serían aplicadas a cada piso en su centro de masa, los cálculos también fueron realizados en Excel como se muestra en las próximas tablas para tener un conocimiento aproximado del peso total y peso sísmico de la estructura y la distribución vertical de fuerzas sísmicas y el cortante por piso.

Tabla 11. Diseño sísmico realizado en Excel según ASCE7-05

DISEÑO SISMICO SEGUN ASCE7-05		
CAPITULO 11		
11.4.1 Parametros de aceleracion S_s y S_1 utilizando aceleraciones de respuestas espectrales para 0.2 y 1 s. (Referencias: ASCE7-05, Fig. 22.6 y programa del USGS con coordenadas especificas para el Pueblo de Mayaguez, PR)		
	$S_s =$	1.157
	$S_1 =$	0.375
11.4.2 Clasificacion de terreno Condiciones y propiedades del terreno desconocidas = D		
11.4.3 Coeficientes de terreno y parametros de aceleracion de respuesta espectral para periodos de 0.2 (S_{MS}) y 1s (S_{M1}) (g)		
	$S_{MS} = F_a * S_s =$	1.200
	$S_{M1} = F_v * S_1 =$	0.619
(interpolando para terreo Clase D y $S_s = 1.157g$)	$F_a =$	1.0372
(interpolando para terreo Clase D y $S_1 = 0.375g$)	$F_v =$	1.65
11.4.4 Parametros de diseno de aceleracion espectral		
	$S_{DS} = 2/3 * S_{MS} =$	0.800
	$S_{D1} = 2/3 * S_{M1} =$	0.413
11.4.5 Espectro de respuesta de diseno		
Periodo fundamental aproximado =	$T_a =$	$C_t * (h_n)^x$ (12.8.2.1)
	$C_t =$	0.02 (Tabla 12.8.2)
	$x =$	0.75 (Tabla 12.8.2)
	$h_n =$	30
	$T_a =$	0.256372204
	$T_o = 0.2 * (S_{D1}/S_{D1}) =$	0.103121528
	$T_s = S_{D1}/S_{DS} =$	0.515607641
	$T_L =$	12 (Para Puerto Rico segun Fig. 22-19)
	$T_o < T_a < T_s$	Por lo tanto: $S_a = S_{DS}$
11.5 Factor de Importancia y Categoria ocupacional		
	Categoria ocupacional =	II
	Factor de importancia =	1
11.6 Categoria de Diseno Sismico (SDC) (Basado en S_s y la Categoria ocupacional) $0.5 \leq S_s$ y II Por lo tanto, SDC = D		

El peso total de la estructura se calculó tomando en consideración los elementos estructurales de madera, ladrillo y concreto y las particiones en el interior de los baños. También, se añadió el peso contribuyente de los ladrillos decorativos adjuntos en la parte de afuera de las paredes de madera exteriores de los pisos uno y dos.

Tabla 12. (cont.) Diseño sísmico realizado en Excel según ASCE7-05 y Peso total de la estructura

CAPITULO 12

Coeficiente de Modificación de respuesta:

R =	5
-----	---

12.8 Procedimiento para Fuerzas Laterales Equivalentes

12.8.1 Cortante en la Base, $V = C_s * W$

$C_s = S_{D1} / (R/I) =$	0.160005387
--------------------------	-------------

Revision: OK	Cs No mayor de =	$C_s = S_{D1} / (T*(R/I)) =$	0.321797756	(Para $T \leq T_L$)
	Cs No menor de =	$C_s = 0.01$	ok	
	($C_s > 0.01, ASCE7-10$)	$C_s = 0.044 * S_{D1} * I =$	0.035201185	

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA:

Paredes Exteriores con ladrillo decorativo			
PISO	Ancho tributario (ft)	Peso ladrillo (lbs/ft ²)	Total (lbs/ft)
SOTANO(STORY1)	10	48	480
PISO 1(STORY 2)	11	48	528
PISO 2(STORY 3/TECHO)	5.5	48	264
Baños			
PISO	Particiones (lbs/ft ²)	Area (ft ²)	Total (lbs)
SOTANO(STORY1)	15	415.8	6237
PISO 1(STORY 2)	15	415.8	6237
Paredes Elevador			
PISO	γ (lbs/ft ³)	Volumen (ft)	Total (lbs)
SOTANO(STORY1)	150	200	30000
PISO 1(STORY 2)	150	220	33000
PISO 2(STORY 3/TECHO)	150	110	16500
Paredes Bovedas			
SOTANO(STORY1)	150	626	93940
PISO 1(STORY 2)	150	689	103334
Paredes Exteriores			
SOTANO(STORY1)	150	788	118130
PESO POR PISO			
PISO	Carga Muerta (lbs/ft ²)	(lbs)	kips
PISO 2(STORY 3/TECHO)	38	286441	286
PISO 1(STORY 2)	37	501858	502
SOTANO(STORY1)	33	571985	572
PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA		1360283	1360

Tabla 13. (cont.) Diseño sísmico realizado en Excel según ASCE7-05: Peso sísmico de la estructura

W - PESO SISMICO DE LA ESTRUCTURA

PISO	Carga Viva (lbs/ft ²)	(lbs)	kips
PISO 2(STORY 3/TECHO)	40	332747	333
PISO 1(STORY 2)	150	564330	564
SOTANO(STORY1)	150	653747	654
PESO SISMICO TOTAL DE LA ESTRUCTURA		1550824	1551

Tabla 14. (cont.) Diseño sísmico realizado en Excel según ASCE7-05: Distribución vertical de Fuerzas Sísmicas

12.8.3 Distribución Vertical de Fuerzas Sísmicas

$F_x = C_{vx} * V$; donde $C_{vx} = [w_x * (h_x)^k] / \sum w_i * (h_i)^k$ y $k=1$

PISO	w _x (kips)	(h _x) ^k (ft)	w _i *(h _i) ^k (K-ft)	C _{vx}	V (kips)	F _x (kips)	Cortante por piso (kips)
Atico/Techo (Story3)	333	30	9982	0.38	248.14	95.51	95.51
Piso 2 (Story 2)	564	19	10722	0.41	248.14	102.59	198.10
Piso 1 (Story 1)	654	8	5230	0.20	248.14	50.04	248.14
TOTAL			25935			248.14	

El análisis basado en esta condición resultaría en la primera revisión de capacidad de los elementos estructurales en acero implementados para soportar las cargas descritas en la condición número 3. Todos los parámetros se mantuvieron igual incluyendo las combinaciones de carga para ASD.

7. RESULTADOS

7.1 Resultados del Análisis de viguetas bajo Condición No.1

Los resultados obtenidos del análisis de las viguetas bajo la condición no. 1 cumplieron con las expectativas, al todas cumplir con los requerimientos de momento, cortante y deflexión, excepto algunas viguetas que mostraron no cumplir con los largos permisibles estipulados por el UBC 1949 como se muestra en la columna bajo ‘Largo Permissible (UBC 1949)’ en las Tablas 16 y 17. En esos casos se le restó importancia a la falta de cumplimiento ya que el modelo de ETABS no es un modelo cien por ciento a escala en comparación con la estructura real, por lo que los largos no son exactamente iguales. Además, el ‘Edificio 1’ contiene refuerzos cruzados de madera cada 8 pies en cada área donde los largos de viguetas sobrepasan los 8 pies, cumpliendo así con uno de los requerimientos del UBC 1949 para el diseño de pisos con viguetas de madera, añadiendo soporte entre largos mayores de los permisibles.

El piso del sótano fue asignado con las cargas vivas designadas para cada tipo de área que lo compone. Como se ve en la Tabla 15, el sótano mayormente servía de almacén liviano, bóvedas, pasillos y baños. Las cargas muertas aplicadas a ciertas áreas se debieron a la colocación de alfombra sobre el piso del ‘almacén 4’ y las losetas y las particiones permanentes en el área de ‘baño 1’.

Tabla 15. Cargas vivas y muertas aplicadas a cada área del piso del Sótano según en UBC 1949

ID AREA	Carga Viva (lbs/ft ²)	Carga Muerta (lbs/ft ²)
SOTANO		
cuarto de servicio 4	125	1
almacen 5/boveda1	125	
closet 4a/boveda1	125	
cuartos de servicio 6	125	
pasillo	100	
baño 1	50	26
cuarto de servicio 3	125	
boveda 2	125	
almacen 7a	125	
almacen 7b	125	
almacen 7c	125	

Tabla 16. Resultados del análisis de las viguetas en el piso 1 bajo la condición número 1

ID AREA	Carga Viva (lbs/ft^2)	Carga Viva (lbs/ft)	Carga Muerta (lbs/ft^2)	Carga Muerta ₁ (lbs/ft)	Dimension vigueta (in)		Sx (in^3)	Largo de vigueta (ft)	Momento 3-3 (Mapp.)(k-in)	F'b (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Mom. ₂
PISO 1											
Ofic. Jefe/Secret.	50	67	21	28	2	12	48	17.99	49.23	1025.63	OK
S. Conferencias	50	67	14	19	2	12	48	19.375	52.74	1098.75	OK
	50	67	14	19	2	12	48	11.958	20.09	418.54	OK
	50	67	14	19	2	12	48	7.42	7.73	161.04	OK
Ofic. Asistente	50	67	14	19	2	10	33.3	11.835	19.41	582.30	OK
Lobby	100	133	14	19	2	10	33.3	13.723	43.83	1314.90	OK
Ofic. Asist. Jefe	50	67	14	19	2	12	48	17.99	44.91	935.63	OK
Salon de Espera	80	107	14	19	3	12	72	17.99	65.93	915.69	OK
Ofic. Consejero	50	67	14	19	2	12	48	17.99	44.91	935.63	OK
Oficina de correo	50	67	14	19	2	10	33.3	17.99	44.3	1329.00	OK
Correo	50	67	14	19	2	10	33.3	13.723	25.57	767.10	OK
Lobby de Correo	100	133	14	19	2	10	33.3	16.77	66	1980.00	No cumple
Secretaria2	50		14	19	cae como parte del lobby en el modelo						
Escaleras	100		~		N/A			N/A	N/A		
Boveda 1	125		6		N/A			N/A	N/A		
Boveda 2	125		6		N/A			N/A	N/A		
Balcon	100		16								

67

Cortante 2-2 (Vapp.)(kips)	F'v (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Cortante	Carga para deflex. ₃ (lbs/ft)	Mom. De Inercia (in^4)	Modulo de Elasticidad (lbs/in^2)	Δmax (in)	Deflexión permisible (in)	Check Deflexión	Largo permisible ₄ (UBC 49) (ft)	Check Largo perm. ₅	Min. Longitud de apoyo (in.)
0.92	57.5	OK	78	288	1500000	0.42	0.60	OK	20.08	OK	0.60
0.91	56.875	OK	78	288	1500000	0.57	0.65	OK	20.08	OK	0.60
0.56	35	OK	78	288	1500000	0.08	0.40	OK	20.08	OK	0.47
0.35	21.875	OK	78	288	1500000	0.01	0.25	OK	20.08	OK	0.37
0.55	41.25	OK	78	167	1500000	0.14	0.39	OK	16.67	OK	0.46
1.09	81.75	OK	111	167	1500000	0.35	0.46	OK	16.67	OK	0.66
0.84	52.5	OK	78	288	1500000	0.42	0.60	OK	20.08	OK	0.58
1.24	51.67	OK	118	432	1500000	0.43	0.60	OK	24.92	OK	0.69
0.84	52.5	OK	78	288	1500000	0.42	0.60	OK	20.08	OK	0.58
0.83	62.25	OK	61	167	1500000	0.58	0.60	OK	16.67	No cumple	0.57
0.63	47.25	OK	78	167	1500000	0.25	0.46	OK	16.67	OK	0.50
1.33	99.75	OK	111	167	1500000	0.79	0.56	No cumple	16.67	No cumple	0.73

Tabla 17. Resultados del análisis de las viguetas en el piso 2 bajo la condición número 1

ID AREA	Carga Viva (lbs/ft^2)	Carga Viva (lbs/ft)	Carga Muerta (lbs/ft^2)	Carga Muerta ₁ (lbs/ft)	Dimension vigueta (in)		Sx (in^3)	Largo de vigueta (ft)	Momento 3-3 (Mapp.)(k-in)	F'b (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Mom. 2
PISO 2											
Cuarto 1	40	53	35	47	2	12	48	17.99	51.62	1075.42	OK
cuarto 3 y 4	40	53	27	36	2	12	48	19.375	54.43	1133.96	OK
cuarto 5	40	53	21	28	2	10	33.3	11.835	18.36	550.80	OK
baño 2	50	67	31	41	2	12	48	17.99	55.46	1155.42	OK
lobby	100	133	22	29	2	10	33.3	13.723	46.6	1398.00	OK
S. Conferencias 7	50	67	22	29	3	12	72	17.99	51.54	715.83	OK
oficina 8	50	67	22	29	2	10	33.3	13.723	28.33	849.90	OK
oficinas 9y10	50	67	31	41	2	12	48	17.99	55.46	1155.42	OK
oficina 12/baño	50	67	33	44	2	10	33.3	17.99	56.28	1688.40	No cumple
oficina 14	50	67	25	33	2	10	33.3	13.723	29.44	883.20	OK
S.clases 15	40	53	25	33	2	10	33.3	16.77	38.49	1154.70	OK
oficina 16	50	67	25	33	2	10	33.3	16.77	44.33	1329.90	OK
cuarto 2	40		6		piso es techo de concreto de boveda						
oficina 11	50		16		piso es techo de concreto de boveda						
escaleras	100				N/A			N/A	N/A		
Terraza (deck)	80		15								

68

Cortante 2-2 (Vapp.)(kips)	Fv (lbs/in^2) (cortante perm.)	Check Cortante	Carga para deflex. 3 (lbs/ft)	Mom. De Inercia (in^4)	Modulo de Elasticidad (lbs/in^2)	Δmax (in)	Deflexión permisible (in)	Check Deflexión	Largo permisible 4 (UBC 49) (ft)	Check Largo perm. 5	Min. Longitud de apoyo (in.)
0.97	60.63	OK	64	288	1500000	0.35	0.60	OK	18.25	OK	0.62
0.94	58.75	OK	64	288	1500000	0.47	0.65	OK	18.25	No cumple	0.61
0.52	39.00	OK	64	167	1500000	0.11	0.39	OK	15.17	OK	0.45
0.91	56.88	OK	78	288	1500000	0.42	0.60	OK	18.25	OK	0.64
1.16	87.00	OK	111	167	1500000	0.35	0.46	OK	15.17	OK	0.68
0.97	40.42	OK	78	432	1500000	0.28	0.60	OK	18.25	OK	0.61
0.70	52.50	OK	78	167	1500000	0.25	0.46	OK	15.17	OK	0.53
1.04	65.00	OK	78	288	1500000	0.42	0.60	OK	18.25	OK	0.64
1.06	79.50	OK	61	167	1500000	0.58	0.60	OK	15.17	No cumple	0.65
0.73	54.75	OK	78	167	1500000	0.25	0.46	OK	15.17	OK	0.54
0.77	57.75	OK	64	167	1500000	0.46	0.56	OK	15.17	No cumple	0.56
0.89	66.75	OK	78	167	1500000	0.55	0.56	OK	15.17	No cumple	0.60

Tabla 18. Resultados del análisis de las viguetas en el piso del ático bajo la condición número 1

ID AREA (Áreas bajo) TECHO	Carga Viva (lbs/ft ²)	Carga Viva (lbs/ft)	Carga Muerta (lbs/ft ²)	Carga Muerta ₁ (lbs/ft)	Dimension vigueta (in)		Sx (in ³)	Largo de vigueta (ft)	Momento 3-3 (Mapp.)(k-in)	F'b (lbs/in ²) (esfuerzo)	Check Mom. ₂
cuarto1	20	27	33	44	2	10	33.3	17.99	38.54	1156.20	OK
cuarto2	20	27	33	44	2	10	33.3	19.375	45.26	1357.80	OK
cuarto 3 y 4	20	27	33	44	2	10	33.3	19.375	45.26	1357.80	OK
cuarto 5	20	27	33	44	2	10	33.3	11.835	16.89	506.70	OK
lobby	20	27	33	44	2	10	33.3	13.723	22.25	667.50	OK
baño 2	20	27	33	44	2	10	33.3	17.99	38.54	1156.20	OK
conference	20	27	33	44	2	10	33.3	17.99	38.54	1156.20	OK
oficinas 9 y 10	20	27	33	44	2	10	33.3	17.99	38.54	1156.20	OK
oficina 11	20	27	33	44	2	10	33.3	17.99	38.54	1156.20	OK
oficina 12/baño	20	27	33	44	2	10	33.3	17.99	38.54	1156.20	OK
secret.	20	27	33	44	2	10	33.3	13.723	22.25	667.50	OK
oficina 14	20	27	33	44	2	10	33.3	13.723	22.25	667.50	OK
S.clases 15	20	27	33	44	2	10	33.3	16.77	33.49	1004.70	OK
oficina 16	20	27	33	44	2	10	33.3	16.77	33.49	1004.70	OK

69

Cortante 2-2 (Vapp.)(kips)	Fv (lbs/in ²) (cortante perm.)	Check Cortante	Carga para deflex. ₃ (lbs/ft)	Mom. De Inercia (in ⁴)	Modulo de Elasticidad (lbs/in ²)	Δmax (in)	Deflexión permisible (in)	Check Deflexión	Largo permisible ₄ (UBC 49) (ft)	Check Largo perm. ₅	Min. Longitud de apoyo (in.)
0.72	54	OK	38	167	1500000	0.36	0.60	OK	25.00	OK	0.53
0.78	58.5	OK	38	167	1500000	0.48	0.65	OK	25.00	OK	0.55
0.78	58.5	OK	38	167	1500000	0.48	0.65	OK	25.00	OK	0.55
0.48	36	OK	38	167	1500000	0.07	0.39	OK	25.00	OK	0.43
0.55	41.25	OK	38	167	1500000	0.12	0.46	OK	25.00	OK	0.46
0.72	54	OK	38	167	1500000	0.36	0.60	OK	25.00	OK	0.53
0.72	54	OK	38	167	1500000	0.36	0.60	OK	25.00	OK	0.53
0.72	54	OK	38	167	1500000	0.36	0.60	OK	25.00	OK	0.53
0.72	54	OK	38	167	1500000	0.36	0.60	OK	25.00	OK	0.53
0.72	54	OK	38	167	1500000	0.36	0.60	OK	25.00	OK	0.53
0.55	41.25	OK	38	167	1500000	0.12	0.46	OK	25.00	OK	0.46
0.55	41.25	OK	38	167	1500000	0.12	0.46	OK	25.00	OK	0.46
0.67	50.25	OK	38	167	1500000	0.27	0.56	OK	25.00	OK	0.51
0.67	50.25	OK	38	167	1500000	0.27	0.56	OK	25.00	OK	0.51

1 No incluye peso propio de viguetas, ETABS lo calcula y lo añade directamente. Aprox. 6 para 2x10, 7 para 2x12, 8 para 3x12 (todos en $\frac{lbs}{ft}$). Estas tablas usan 7 para 3x12.

2 Para la revisión de momento, se escogió un esfuerzo permisible para Roble de $1450 \frac{lbs}{in^2}$ como un valor conservador de esfuerzos permisibles aceptables y disponibles en la época bajo: Tabla No. 25.-A, pag.104-105, UBC49. Lo mismo aplica para la revisión de cortante.

3 "Miembros de madera aguantando techos con yeso deben ser proporcionados para que su deflexión bajo carga viva y carga muerta exclusiva del peso de yeso, no exceda de $\frac{L}{360}$." Sec.2520, pág. 117, UBC49.

4 Los largos permisibles fueron obtenidos de la Tabla No.31-A, pag.188, Sec.3105, UBC49. Referencia para la construcción de pisos de viguetas de madera.

5 Las que muestran que no cumple, cumplen pues no se modelaron las riostras de madera tipo "brecinas" cada 8 pies en largos de viguetas mayores a 8 pies. "Colocar brecinas entre viguetas de piso es crítico para la resistencia estructural del piso. Brecinas colocadas adecuadamente distribuyen la carga en el piso a otras viguetas, previniendo que los pisos sufran danos por flacidez y chirridos debido a la torsión y el pandeo de las viguetas del piso." (<http://www.renovation-headquarters.com/floor-joist%20bridging.htm>) Además, estos largos son aproximados, tomados del modelo de ETABS, en donde no están incluidas las "brecinas" y los largos de las áreas pueden incluir hasta un largo de soporte del ancho de la pared de donde están soportadas las viguetas.

7.2 Resultados del Análisis de viguetas bajo Condición No. 2

La condición número 2 expuso al ‘Edificio 1’ a las cargas muertas para las que fue diseñado originalmente, pero aplicando cargas vivas de $100 \frac{lbs}{in^2}$ y $150 \frac{lbs}{in^2}$ (excepto el sótano). Los valores de cargas vivas se determinaron dividiendo los pisos 1 y 2 en dos secciones, SECCIÓN 1 y SECCIÓN 2, y escogiendo la carga mayor determinada para a un área específica y aplicándola a la sección completa. Esto se hizo para lograr un análisis conservador y poder ver los cambios en esfuerzos que podrían surgir en los elementos a raíz del cambio de uso de los espacios interiores.

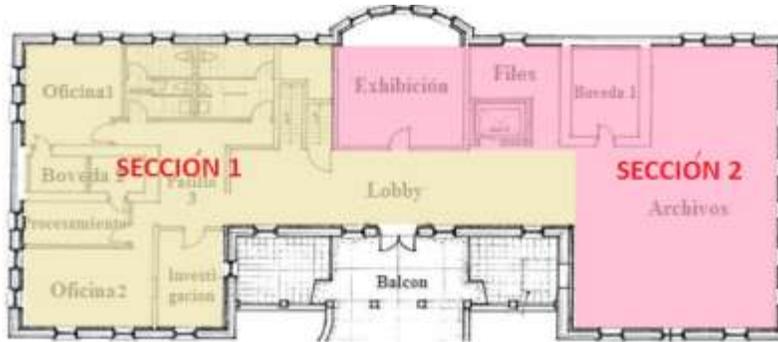


Figura 16. Plano del piso 1 dividido entre la Sección 1 y Sección 2

Las Tablas 20-22 muestran como la mayoría de las viguetas no cumplieron con los esfuerzos permisibles para momento, cortante y deflexión. Estas tablas incluyen los valores para la longitud mínima de apoyo de las viguetas en cada extremo de apoyo y se encuentran entre un poco menos de media pulgada y una pulgada como se muestra bajo las columnas nombradas ‘Min. Longitud de apoyo (in)’.

Tabla 19. Cargas vivas y muertas aplicadas a cada área del piso del Sótano según el UBC 1949

ID AREA	Carga Viva (lbs/ft ²)	Carga Muerta (lbs/ft ²)
SOTANO		
cuarto de servicio 4	125	1
almacen 5/boveda1	125	
closet 4a/boveda1	125	
cuartos de servicio 6	125	
pasillo	100	
baño 1	50	26
cuarto de servicio 3	125	
boveda 2	125	
almacen 7a	125	
almacen 7b	125	
almacen 7c	125	

Tabla 20. Resultados del análisis de las viguetas en el piso 1 bajo la condición número 2

ID AREA	Carga Viva (lbs/ft^2)	Carga Viva (lbs/ft)	Carga Muerta (lbs/ft^2)	Carga Muerta ₁ (lbs/ft)	Dimension vigueta (in)		Sx (in^3)	Largo de vigueta (ft)	Momento 3-3 (Mapp.)(k-in)	F'b (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Mom. 2
PISO 1											
Ofic. Jefe/Secret.	100	133	21	28	2	12	48	17.99	80.87	1684.79	No cumple
S. Conferencias	100	133	14	19	2	12	48	19.38	89.9	1872.92	No cumple
	100	133	14	19	2	12	48	11.96	34.25	713.54	OK
	100	133	14	19	2	12	48	7.42	13.17	274.38	OK
Ofic. Asistente	100	133	14	19	2	10	33.3	11.84	33.28	998.40	OK
Lobby	100	133	14	19	2	10	33.3	13.72	43.83	1314.90	OK
Ofic. Asist. Jefe	100	133	14	19	2	12	48	17.99	76.56	1595.00	No cumple
Salon de Espera	150	200	14	19	3	12	72	17.99	110.52	1535.00	No cumple
Ofic. Consejero	150	200	14	19	2	12	48	17.99	108.68	2264.17	No cumple
Oficina de correo	150	200	14	19	2	10	33.3	17.99	108.07	3242.10	No cumple
Correo	150	200	14	19	2	10	33.3	13.72	62.37	1871.10	No cumple
Lobby de Correo	150	200	14	19	2	10	33.3	16.77	93.91	2817.30	No cumple
Secretaria2	100		14	19	cae como parte del lobby en el modelo						
Escaleras	100		~		N/A			N/A	N/A		
Boveda 1	125		6		N/A			N/A	N/A		
Boveda 2	125		6		N/A			N/A	N/A		
Balcon	100		16								

Cortante 2-2 (Vapp.)(kips)	F'v (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Cortante	Carga para deflex. 3 (lbs/ft)	Mom. De Inercia (in^4)	Modulo de Elasticidad (lbs/in^2)	Δmax (in)	Deflexión permisible (in)	Check Deflexión	Largo permisible segun Mapp. (ft)	Largo permisible 4 (UBC 49) (ft)	Check Largo perm. 5	Min. Longitud de apoyo (in.)
1.52	95	OK	144	288	1500000	0.79	0.60	No cumple	17.90	20.08	OK	0.78
1.55	96.875	OK	144	288	1500000	1.06	0.65	No cumple	19.41	20.08	OK	0.78
0.95	59.375	OK	144	288	1500000	0.15	0.40	OK	11.98	20.08	OK	0.62
0.59	36.875	OK	144	288	1500000	0.02	0.25	OK	7.43	20.08	OK	0.49
0.94	70.5	OK	144	167	1500000	0.25	0.39	OK	11.85	16.67	OK	0.61
1.09	81.75	OK	144	167	1500000	0.46	0.46	No cumple	13.60	16.67	OK	0.66
1.44	90	OK	144	288	1500000	0.79	0.60	No cumple	17.92	20.08	OK	0.76
2.04	85	OK	211	432	1500000	0.77	0.60	No cumple	18.07	24.92	OK	0.90
2.04	127.5	No cumple	211	288	1500000	1.15	0.60	No cumple	17.92	20.08	OK	0.90
2.03	152.25	No cumple	211	167	1500000	1.99	0.60	No cumple	17.91	16.67	No cumple	0.90
1.55	116.25	OK	211	167	1500000	0.67	0.46	No cumple	13.60	16.67	OK	0.79
1.89	141.75	No cumple	211	167	1500000	1.50	0.56	No cumple	16.69	16.67	No cumple	0.87

Tabla 21. Resultados del análisis de las viguetas en el piso 2 bajo la condición número 2

ID AREA	Carga Viva (lbs/ft^2)	Carga Viva (lbs/ft)	Carga Muerta (lbs/ft^2)	Carga Muerta ₁ (lbs/ft)	Dimension vigueta (in)		Sx (in^3)	Largo de vigueta (ft)	Momento 3-3 (Mapp.)(k-in)	F'b (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Mom. 2
PISO 2											
Cuarto 1	100	133	28	37	2	12	48	17.99	85.19	1774.79	No cumple
cuarto 3 y 4	100	133	20	27	2	12	48	19.375	94.41	1966.88	No cumple
cuarto 5	100	133	14	19	2	10	33.3	11.835	33.28	998.40	OK
baño 2	100	133	24	32	2	12	48	17.99	82.79	1724.79	No cumple
lobby	100	133	15	20	2	10	33.3	13.723	44.11	1323.30	OK
S. Conferencias 7	100	133	14	19	3	12	72	17.99	110.52	1535.00	No cumple
oficina 8	100	133	15	20	2	10	33.3	13.723	62.65	1879.50	No cumple
oficinas 9y10	150	200	24	32	2	12	48	17.99	114.91	2393.96	No cumple
oficina 12/baño	150	200	26	35	2	10	33.3	17.99	115.74	3472.20	No cumple
oficina 14	150	200	18	24	2	10	33.3	13.723	63.75	1912.50	No cumple
S.clases 15	150	200	18	24	2	10	33.3	16.77	96	2880.00	No cumple
oficina 16	150	200	18	24	2	10	33.3	16.77	96	2880.00	No cumple
cuarto 2	100		6		piso es techo de concreto de boveda						
oficina 11	150		16		piso es techo de concreto de boveda						
escaleras	100				N/A			N/A	N/A		
Terraza (deck)	80		15								

Cortante 2-2 (Vapp.)(kips)	F'v (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Cortante	Carga para deflex. 3 (lbs/ft)	Mom. De Inercia (in^4)	Modulo de Elasticidad (lbs/in^2)	Δmax (in)	Deflexión permisible (in)	Check Deflexión	Largo permisible segun Mapp. (ft)	Largo permisible 4 (UBC 49) (ft)	Check Largo perm. 5	Min. Longitud de apoyo (in.)
1.60	100	OK	144	288	1500000	0.79	0.60	No cumple	17.88	18.25	OK	0.80
1.62	101.25	OK	144	288	1500000	1.06	0.65	No cumple	19.41	18.25	No cumple	0.80
0.94	70.5	OK	144	167	1500000	0.25	0.39	OK	11.85	15.17	OK	0.61
1.55	96.875	OK	144	288	1500000	0.79	0.60	No cumple	17.90	18.25	OK	0.79
1.09	81.75	OK	144	167	1500000	0.46	0.46	No cumple	13.59	15.17	OK	0.66
2.07	86.25	OK	144	432	1500000	0.52	0.60	OK	21.53	18.25	OK	0.76
1.09	81.75	OK	144	167	1500000	0.46	0.46	No cumple	16.19	15.17	OK	0.66
2.16	135	No cumple	211	288	1500000	1.15	0.60	No cumple	17.90	18.25	OK	0.93
2.17	162.75	No cumple	211	167	1500000	1.99	0.60	No cumple	17.91	15.17	No cumple	0.93
1.58	118.5	OK	211	167	1500000	0.67	0.46	No cumple	13.59	15.17	OK	0.79
1.93	144.75	No cumple	211	167	1500000	1.50	0.56	No cumple	16.68	15.17	No cumple	0.88
1.93	144.75	No cumple	211	167	1500000	1.50	0.56	No cumple	16.68	15.17	No cumple	0.88

Tabla 22. Resultados del análisis de las viguetas en el piso del ático bajo la condición número 2

ID AREA (Áreas bajo) TECHO	Carga Viva (lbs/ft ²)	Carga Viva (lbs/ft)	Carga Muerta (lbs/ft ²)	Carga Muerta ₁ (lbs/ft)	Dimensión vigueta (in)		Sx (in ³)	Largo de vigueta (ft)	Momento 3-3 (Mapp.)(k-in)	F'b (lbs/in ²) (esfuerzo)	Check Mom. ₂
cuarto1	40	53	26	35	2	10	33.3	17.99	45.26	1357.80	OK
cuarto2	40	53	26	35	2	10	33.3	19.375	53.15	1594.50	No cumple
cuarto 3 y 4	40	53	26	35	2	10	33.3	19.375	53.15	1594.50	No cumple
cuarto 5	40	53	26	35	2	10	33.3	11.835	19.83	594.90	OK
lobby	40	53	26	35	2	10	33.3	13.723	26.12	783.60	OK
baño 2	40	53	26	35	2	10	33.3	17.99	45.26	1357.80	OK
conference	40	53	26	35	2	10	33.3	17.99	45.26	1357.80	OK
oficinas 9 y 10	40	53	26	35	2	10	33.3	17.99	45.26	1357.80	OK
oficina 11	40	53	26	35	2	10	33.3	17.99	45.26	1357.80	OK
oficina 12/baño	40	53	26	35	2	10	33.3	17.99	45.26	1357.80	OK
secret.	40	53	26	35	2	10	33.3	13.723	26.12	783.60	OK
oficina 14	40	53	26	35	2	10	33.3	13.723	26.12	783.60	OK
S.clases 15	40	53	26	35	2	10	33.3	16.77	39.33	1179.90	OK
oficina 16	40	53	26	35	2	10	33.3	16.77	39.33	1179.90	OK

Cortante 2-2 (Vapp.)(kips)	F'v (lbs/in ²) (esfuerzo)	Check Cortante	Carga para deflex. ₃ (lbs/ft)	Mom. De Inercia (in ⁴)	Modulo de Elasticidad (lbs/in ²)	Δmax (in)	Deflexión permisible (in)	Check Deflexión	Largo permisible segun Mapp. (ft)	Largo permisible ₄ (UBC 49) (ft)	Check Largo perm. ₅	Min. Longitud de apoyo (in.)
0.85	63.75	OK	64	167	1500000	0.61	0.60	No cumple	17.92	25.00	OK	0.58
0.91	68.25	OK	64	167	1500000	0.82	0.65	No cumple	19.42	25.00	OK	0.60
0.91	68.25	OK	64	167	1500000	0.82	0.65	No cumple	19.42	25.00	OK	0.60
0.56	42	OK	64	167	1500000	0.11	0.39	OK	11.86	25.00	OK	0.47
0.65	48.75	OK	64	167	1500000	0.21	0.46	OK	13.61	25.00	OK	0.51
0.85	63.75	OK	64	167	1500000	0.61	0.60	No cumple	17.92	25.00	OK	0.58
0.85	63.75	OK	64	167	1500000	0.61	0.60	No cumple	17.92	25.00	OK	0.58
0.85	63.75	OK	64	167	1500000	0.61	0.60	No cumple	17.92	25.00	OK	0.58
0.85	63.75	OK	64	167	1500000	0.61	0.60	No cumple	17.92	25.00	OK	0.58
0.65	48.75	OK	64	167	1500000	0.21	0.46	OK	13.61	25.00	OK	0.51
0.65	48.75	OK	64	167	1500000	0.21	0.46	OK	13.61	25.00	OK	0.51
0.79	59.25	OK	64	167	1500000	0.46	0.56	OK	16.70	25.00	OK	0.56
0.79	59.25	OK	64	167	1500000	0.46	0.56	OK	16.70	25.00	OK	0.56

7.3 Resultados Análisis de viguetas bajo Condición No. 3

El modelo 2 bajo la condición número 3 incluye la primera parte de la rehabilitación del ‘Edificio 1’ la cual consiste de una reorganización de espacios interiores para poder funcionar como almacén permanente de archivos además de espacios para realizar otras funciones necesarias para el manejo de los documentos. La rehabilitación también incluye una renovación de algunos elementos actuales que han sufrido algún tipo de daño a través del tiempo como los paneles de madera de los pisos existentes y las tejas en el techo, al igual que el reemplazo de tuberías y utilidades eléctricas ya deterioradas.

Las cargas muertas se calcularon según los pesos de los materiales utilizados para las renovaciones y las cargas vivas se designaron para cada espacio según su uso propuesto utilizando los valores descritos por el ASCE7-05. Fue necesario añadir vigas y columnas de acero tipo ‘I’ para reducir los largos de las viguetas existentes y redirigir en mejor proporción las cargas axiales mayores hacia la fundación del edificio.

Los resultados de este análisis muestran el comportamiento de las viguetas al estar soportadas por las vigas y columnas de acero las cuales se diseñaron para resistir las determinadas cargas vivas y muertas del uso propuesto incluyendo la carga muerta de las viguetas.

Tabla 23. Cargas vivas y muertas aplicadas a cada área del piso del Sótano según el ASCE7-05

ID AREA	Carga Viva (lbs/ft ²)	Carga Muerta (lbs/ft ²)
SOTANO		
Cuarto de servicio 1	125	
Bodega 2	250	
Cuartos de servicio 2	125	
Baño 1	50	25
Baño 2	50	25
Pasillo 1	100	
Archivos (Alta Dens.)	250	
Cuarto de Maquinas	300	
Bodega 1	250	
Pasillo 2	100	
Cuarto de servicio 3	125	
Archivos (Alta Dens.)	250	

Tabla 24. Resultados del análisis de las viguetas en el piso 1 bajo la condición número 3

ID AREA	Carga Viva (lbs/ft^2)	Carga Viva (lbs/ft)	Carga Muerta (lbs/ft^2)	Carga Muerta ₁ (lbs/ft)	Dimension vigueta (in)		Sx (in^3)	Largo de vigueta (ft)	Momento 3-3 (Mapp.)(k-in)	F'b (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Mom. ₂
PISO 1											
Oficina 1	50	67	26	35	2	12	48.0	17.99	30.88	643.33	OK
Procesamiento	100	133	26	35	2	12	48.0	14.25	30.67	638.96	OK
Oficina 2	50	67	26	35	2	12	48.0	19.37	36.64	763.33	OK
Investigacion	100	133	26	35	2	12	48.0	11.84	36.64	763.33	OK
Pasillo 3	100	133	26	35	2	10	33.3	11.84	36.64	1099.20	OK
baño 3	50	67	51	68	2	12	48.0	17.99	37.6	783.33	OK
baño 4	50	67	51	68	2	12	48.0	17.99	38.23	796.46	OK
Lobby	100	133	26	35	2	10	33.3	13.72	40.92	1227.60	OK
Exhibición	150	200	26	35	3	12	72.0	17.99	32.79	455.42	OK
Files	150	200	26	35	2	12	48.0	9.00	28.27	588.96	OK
Archivos	150	200	26	35	2	10	33.3	16.77	29.82	894.60	OK
Archivos	150	200	26	35	2	10	33.3	13.72	20.3	609.00	OK
Archivos	150	200	26	35	2	10	33.3	17.99	24.56	736.80	OK
Escaleras	100						N/A		N/A		
Bodega 1	125		9				N/A		N/A		
Bodega 2	125		9				N/A		N/A		
Balcon	100		16 (loseta con yeso)				N/A		N/A		

76

Cortante 2-2 (Vapp.)(kips)	F'v (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Cortante	Carga para deflex. ₃ (lbs/ft)	Mom. De Inercia (in^4)	Modulo de Elasticidad (lbs/in^2)	Δmax (in)	Deflexión permisible (in)	Check Deflexión	Largo permisible segun Mapp.	Min. Longitud de apoyo
0.75	46.875	OK	67	288	1500000	0.36	0.90	OK	13.68	0.62
1.15	71.875	OK	133	288	1500000	0.29	0.71	OK	10.81	0.71
0.80	50	OK	67	288	1500000	0.49	0.97	OK	15.02	0.65
1.03	64.375	OK	133	288	1500000	0.14	0.59	OK	11.81	0.64
1.03	77.25	OK	133	167	1500000	0.24	0.59	OK	11.85	0.64
1.11	69.375	OK	67	288	1500000	0.36	0.90	OK	13.30	0.71
1.15	71.875	OK	67	288	1500000	0.36	0.90	OK	13.30	0.71
1.10	82.5	OK	133	167	1500000	0.43	0.69	OK	12.49	0.69
1.14	47.5	OK	200	432	1500000	0.73	0.90	OK	9.51	0.93
1.09	68.125	OK	200	288	1500000	0.07	0.45	OK	8.83	0.66
1.09	81.75	OK	200	167	1500000	1.42	0.84	No cumple	9.09	0.90
0.87	65.25	OK	200	167	1500000	0.64	0.69	OK	7.50	0.81
1.20	90	OK	200	167	1500000	1.89	0.90	No cumple	8.25	0.93

Tabla 25. Resultados del análisis de las viguetas en el piso 2 bajo la condición número 2

ID AREA	Carga Viva (lbs/ft^2)	Carga Viva (lbs/ft)	Carga Muerta (lbs/ft^2)	Carga Muerta ₁ (lbs/ft)	Dimension vigueta (in)		Sx (in^3)	Largo de vigueta (ft)	Momento 3-3 (Mapp.)(k-in)	F'b (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Mom. ₂
PISO 2											
Oficina 3	50	67	30	40	2	12	48	17.99	31.89	664.38	OK
Reproducción	100	133	30	40	2	12	48	14.25	32.67	680.63	OK
Procesamiento	100	133	30	40	2	12	48	19.37	38.02	792.08	OK
Oficina 4	50	67	30	40	2	12	48	11.84	23.82	496.25	OK
Pasillo 4	100	133	30	40	2	10	33	11.84	37.69	1130.70	OK
baño 5	50	67	55	73	2	12	48	17.99	36.97	770.21	OK
baño 6	50	67	55	73	2	12	48	17.99	39	812.50	OK
Lobby	100	133	30	40	2	10	33	13.723	42	1260.00	OK
Comedor	100	133	30	40	3	12	72	17.99	26.44	367.22	OK
Files	150	200	30	40	2	12	48	9	28.86	601.25	OK
Archivos	150	200	30	40	2	10	33.3	16.77	29.66	889.80	OK
Archivos	150	200	30	40	2	10	33.3	13.72	21.64	649.20	OK
Archivos	150	200	30	40	2	10	33.3	17.99	24	720.00	OK
escaleras	100				N/A			N/A	N/A		
Terraza (deck)	80		15	(revestimiento, metal, misce, roceador de agua)							

Cortante 2-2 (Vapp.)(kips)	F'v (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Cortante	Carga para deflex. ₃ (lbs/ft)	Mom. De Inercia (in^4)	Modulo de Elasticidad (lbs/in^2)	Δmax (in)	Deflexión permisible (in)	Check Deflexión	Largo permisible segun Mapp.	Min. Longitud de apoyo
0.78	48.75	OK	67	288	1500000	0.36	0.90	OK	13.65	0.64
1.15	71.875	OK	133	288	1500000	0.29	0.71	OK	10.99	0.72
1.12	70	OK	133	288	1500000	0.98	0.97	No cumple	11.86	0.84
0.67	41.875	OK	67	288	1500000	0.07	0.59	OK	11.82	0.52
1.06	79.5	OK	133	167	1500000	0.24	0.59	OK	11.84	0.65
1.14	71.25	OK	67	288	1500000	0.36	0.90	OK	12.95	0.73
1.19	74.375	OK	67	288	1500000	0.36	0.90	OK	13.30	0.73
1.11	83.25	OK	133	167	1500000	0.43	0.69	OK	12.50	0.70
0.91	37.92	OK	133	432	1500000	0.48	0.90	OK	9.89	0.81
1.11	69.375	OK	200	288	1500000	0.07	0.45	OK	8.83	0.67
1.12	84	OK	200	167	1500000	1.42	0.84	No cumple	8.97	0.91
0.93	69.75	OK	200	167	1500000	0.64	0.69	OK	7.66	0.82
1.22	91.5	OK	200	167	1500000	1.89	0.90	No cumple	8.06	0.94

Tabla 26. Resultados del análisis de las viguetas en el piso del ático bajo la condición número 3

ID AREA (Areas bajo) TECHO	Carga Viva (lbs/ft^2)	Carga Viva (lbs/ft)	Carga Muerta (lbs/ft^2)	Carga Muerta ₁ (lbs/ft)	Dimension vigüeta (in)		Sx (in^3)	Largo de vigüeta (ft)	Momento 3-3 (Mapp.)(k-in)	F'b (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Mom. ₂
Oficina 3	40	53	32	43	2	10	33.3	17.99	20.45	613.50	OK
Reproducción	40	53	32	43	2	10	33.3	19.375	15.76	472.80	OK
Procesamiento	40	53	32	43	2	10	33.3	19.375	19.53	585.90	OK
Oficina 4	40	53	32	43	2	10	33.3	11.84	21.51	645.30	OK
Pasillo 4	40	53	32	43	2	10	33.3	11.84	21.51	645.30	OK
baño 5	40	53	32	43	2	10	33.3	17.99	18.46	553.80	OK
baño 6	40	53	32	43	2	10	33.3	17.99	18.46	553.80	OK
Lobby	40	53	32	43	2	10	33.3	13.723	27.49	824.70	OK
Comedor	40	53	32	43	2	10	33.3	17.99	10.07	302.10	OK
Files	40	53	32	43	2	10	33.3	9	11.93	357.90	OK
Elevador	40	53									
Archivos	40	53	32	43	2	10	33.3	16.77	17.24	517.20	OK
Archivos	40	53	32	43	2	10	33.3	13.72	9.76	292.80	OK
Archivos	40	53	32	43	2	10	33.3	17.99	10.68	320.40	OK

Cortante 2-2 (Vapp.)(kips)	F'v (lbs/in^2) (esfuerzo)	Check Cortante	Carga para deflex. ₃ (lbs/ft)	Mom. De Inercia (in^4)	Modulo de Elasticidad (lbs/in^2)	Δmax (in)	Deflexión permisible (in)	Check Deflexión	Largo permisible segun Mapp.	Min. Longitud de apoyo
0.60	45	OK	53	167	1500000	0.50	0.90	OK	11.56	0.61
0.69	51.75	OK	53	167	1500000	0.68	0.97	OK	10.15	0.63
0.67	50.25	OK	53	167	1500000	0.68	0.97	OK	11.30	0.63
0.61	45.75	OK	53	167	1500000	0.09	0.59	OK	11.86	0.49
0.61	45.75	OK	53	167	1500000	0.09	0.59	OK	11.86	0.49
0.63	47.25	OK	53	167	1500000	0.50	0.90	OK	10.98	0.61
0.86	64.5	OK	53	167	1500000	0.50	0.90	OK	10.98	0.61
0.69	51.75	OK	53	167	1500000	0.17	0.69	OK	13.40	0.53
0.55	41.25	OK	53	167	1500000	0.50	0.90	OK	8.11	0.61
0.46	34.5	OK	53	167	1500000	0.03	0.45	OK	8.83	0.43
0.54	40.5	OK	53	167	1500000	0.38	0.84	OK	10.62	0.58
0.38	28.5	OK	53	167	1500000	0.17	0.69	OK	7.99	0.53
0.50	37.5	OK	53	167	1500000	0.50	0.90	OK	8.35	0.61

7.4 Rehabilitación Sísmica

Una rehabilitación sísmica se sugiere cuando un edificio no se encuentra en condiciones adecuadas para resistir cargas laterales que provienen de un terremoto. Varios arreglos se pueden adaptar a una estructura para mejorar su desempeño, dependiendo de las necesidades. Para efectos de este proyecto, las consideraciones más importantes para la rehabilitación del ‘Edificio 1’ fueron el marco estructural de madera y la falta de elementos estructurales en el interior para resistir cargas axiales y laterales. También se tomó en cuenta el deterioro sufrido a través de los años y por el cual los elementos existentes tampoco estarían en condiciones adecuadas para resistir cargas gravitacionales mayores.

Como se había mencionado anteriormente, aunque la estructura se encuentra en Milwaukee, WI, donde la actividad sísmica es muy baja, el proyecto se basa en el análisis y rehabilitación de esta utilizando los parámetros y códigos actualmente utilizados en Puerto Rico, donde la actividad sísmica es alta.

Varios elementos estructurales se tuvieron que añadir a través de toda la estructura por lo que la rehabilitación sísmica se dividió en cuatro partes:

1. Diseño de columnas de acero para resistir mayores cargas axiales.
2. Diseño de vigas de acero para transmitir las cargas gravitacionales y laterales a las columnas.
3. Sustitución de paredes de carga interiores hechas de madera y ladrillo por paredes de concreto reforzado. Revestimiento en el interior de las paredes de carga exteriores con paredes de concreto reforzado.
4. Diseño de zapatas para las columnas y paredes nuevas.

La Figura 17 muestra todos los elementos que se implementaron para la rehabilitación sísmica. Para efectos de las paredes de ladrillo reforzado, estas se modelaron como paredes de concreto de 8 pulgadas en ETABS para, eventualmente, poder diseñar las zapatas de las paredes nuevas.

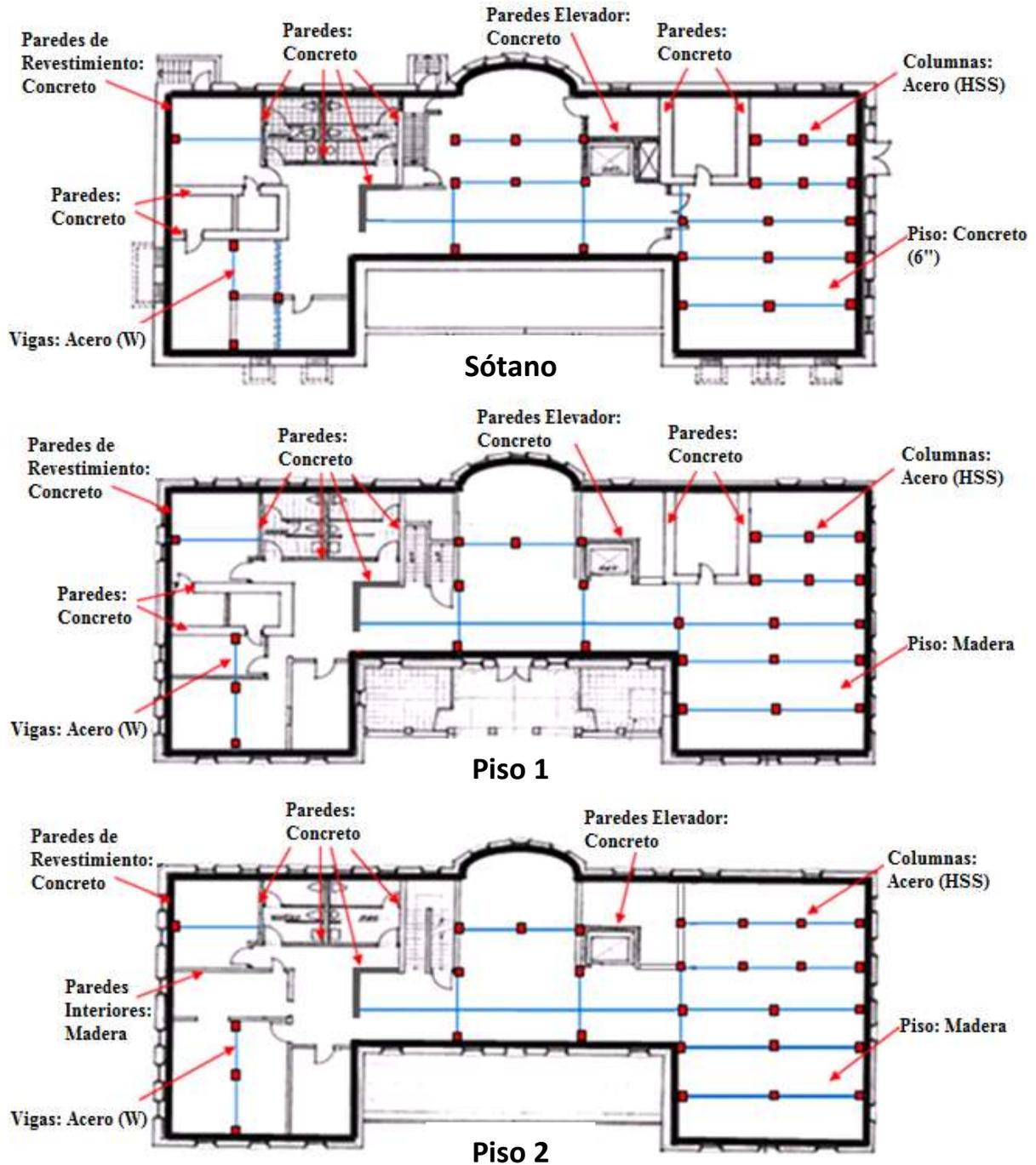


Figura 17. Planos indicando materiales y localización de elementos estructurales implementados para la rehabilitación sísmica

7.4.1 Parte I: Diseño de Columnas de Acero

El diseño del 'Edificio 1' y por tanto, su condición actual, incluye varias columnas de ladrillo reforzado y acero en el nivel del sótano de la estructura. Estas columnas, por su deterioro debido a la humedad concentrada a ese nivel, no se encuentran en condiciones estructuralmente adecuadas como para funcionar bajo un nuevo uso el cual induciría más del doble de las cargas para las cuales fueron diseñadas. Es por esto que se decidió eliminar estas columnas y añadir columnas nuevas tanto en el sótano como en los pisos superiores a este. La Figura 18 indica con números sólo las columnas más críticas y de las cuales los resultados se tomaron en consideración para los diseños de zapatas para las columnas nuevas.

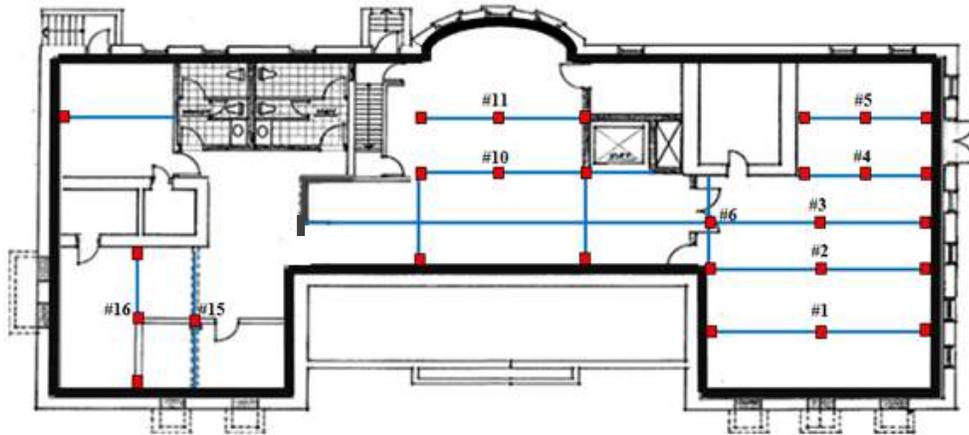


Figura 18. Numeración de columnas más críticas que fueron diseñadas

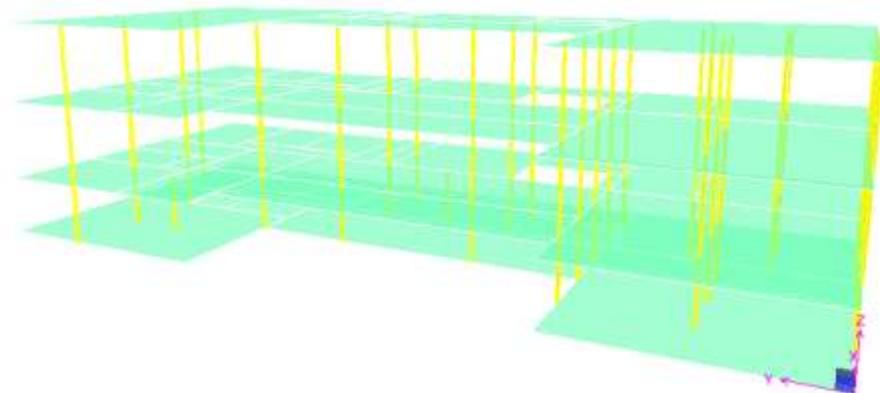


Figura 19. Modelo de ETABS con columnas añadidas

Los cálculos para obtener las cargas axiales por columna se basaron en la multiplicación de las cargas muertas y vivas por el área tributaria de cada columna. Ejemplos se basan en los cálculos para la columna 1 en el nivel del sótano.

$$\begin{aligned} \text{Carga muerta (kips)} &= \frac{\text{Carga muerta} \left(\frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2} \right) \times \text{Area Tributaria (ft}^2\text{)}}{1000} = \frac{32 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2} \times 129.55 \text{ ft}^2}{1000} \\ &= 4.1 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga viva (kips)} &= \frac{\text{Carga viva} \left(\frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2} \right) \times \text{Area Tributaria (ft}^2\text{)}}{1000} = \frac{150 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2} \times 129.55 \text{ ft}^2}{1000} \\ &= 19.4 \text{ kips} \end{aligned}$$

Las cargas totales se calcularon de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Carga Muerta Total (kips)} &= CM \text{ (kips)Col. 1, Sótano} + CM \text{ (kips) Col. 1, PISO 1} \\ &+ CM \text{ (kips)Col. 1, PISO 2} = 4.1 K + 4.7 K + 4.9 K = 13.7 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga Viva Total (kips)} &= CV \text{ (kips)Col. 1, Sótano} + CV \text{ (kips) Col. 1, PISO 1} + CV \text{ (kips)Col. 1, PISO 2} \\ &= 19.4K + 19.4K + 5.2K = 44.0 \text{ kips} \end{aligned}$$

(CM = Carga muerta, CV = Carga Viva)

Por último la carga total axial se calculó sumando la carga muerta total más la carga viva total:

$$\text{Carga muerta total} + \text{Carga viva total} = 13.7 + 44.0 = 57.7 \text{ kips}$$

Tabla 27. Cargas vivas y muertas aplicadas por columna en el Sótano

SOTANO									
ID	Carga Muerta (lbs/ft ²)	Carga Viva (lbs/ft ²)	At (ft ²)	H=L (ft)	Combinación (lbs/ft ²)	P (lbs)	P (Kips)	Carga Muerta (kips)	Carga Viva (kips)
1	32	150	129.55	10	182	23577.8	23.6	4.1	19.4
2	32	150	114.33	10	182	20808.1	20.8	3.7	17.1
3	32	150	105.99	10	182	19289.6	19.3	3.4	15.9
4	32	150	78.22	10	182	14236.0	14.2	2.5	11.7
5	32	150	88.78	10	182	16158.1	16.2	2.8	13.3
6	32	100	102.01	10	132	13465.1	13.5	3.3	10.2
10	32	150	78.54	10	182	14293.7	14.3	2.5	11.8
11	32	150	89.14	10	182	16223.6	16.2	2.9	13.4
15	33	100	94.24	10	133	12533.3	12.5	3.1	9.4
16	33	100	108.86	10	133	14478.3	14.5	3.6	10.9

Tabla 28. Cargas vivas y muertas aplicadas por columna en el piso 1

PISO 1									
ID	Carga Muerta (lbs/ft ²)	Carga Viva (lbs/ft ²)	At (ft ²)	H=L (ft)	Combinación (lbs/ft ²)	P (lbs)	P (Kips)	Carga Muerta (kips)	Carga Viva (kips)
1	36	150	129.55	13	186	24096.0	24.1	4.7	19.4
2	36	150	114.33	13	186	21265.4	21.3	4.1	17.1
3	36	150	105.99	13	186	19713.6	19.7	3.8	15.9
4	36	150	78.22	13	186	14548.9	14.5	2.8	11.7
5	36	150	88.78	13	186	16513.2	16.5	3.2	13.3
6	36	100	102.01	13	136	13873.1	13.9	3.7	10.2
11	37	100	89.14	13	137	12212.2	12.2	3.3	8.9
15	37	100	94.24	13	137	12910.2	12.9	3.5	9.4
16	37	100	108.86	13	137	14913.7	14.9	4.0	10.9

Tabla 29. Cargas vivas y muertas aplicadas por columna en el piso 2

PISO 2									
ID	Carga Muerta (lbs/ft ²)	Carga Viva (lbs/ft ²)	At (ft ²)	H=L (ft)	Combinación (lbs/ft ²)	P (lbs)	P (Kips)	Carga Muerta (kips)	Carga Viva (kips)
1	38	40	129.548	13	78	10104.8	10.1	4.9	5.2
2	38	40	114.33	13	78	8917.7	8.9	4.3	4.6
3	38	40	105.987	13	78	8267.0	8.3	4.0	4.2
4	38	40	122.441	13	78	9550.4	9.6	4.7	4.9
5	38	40	138.973	13	78	10839.9	10.8	5.3	5.6
6	38	40	102.008	13	78	7956.6	8.0	3.9	4.1
11	38	40	89.1405	13	78	6953.0	7.0	3.4	3.6
15	38	40	94.2351	13	78	7350.3	7.4	3.6	3.8
16	38	40	108.859	13	78	8491.0	8.5	4.1	4.4

Las cargas axiales también se obtuvieron de ETABS. La columna definida ‘Total Carga Axial (kips)’ en la Tabla 30 muestra cómo los valores obtenidos en Excel son coherentes con los resultados bajo la columna ‘Carga Axial ETABS’.

Tabla 30. Cargas vivas y muertas totales calculadas en Excel vs. Cargas Axiales totales obtenidas en ETABS

ID	Carga Muerta Total (kips)	Carga Viva Total (kips)	Total Carga Axial (kips)	Carga Axial ETABS
1	13.7	44.0	57.8	58.9
2	12.1	38.9	51.0	50.1
3	11.2	36.0	47.3	47.8
4	10.0	28.4	38.3	20.9
5	11.3	32.2	43.5	41.3
6	10.8	24.5	35.3	28.4
10	2.5	11.8	14.3	8.6
11	9.5	25.9	35.4	39.9
15	10.2	22.6	32.8	30.2
16	11.8	26.1	37.9	35.5

Se escogieron elementos cuadrados tubulares HSS del Manual de Acero que cumplieran con las resistencias demandadas para las cargas axiales obtenidas según ASD. Normalmente se utilizan secciones HSS mayor en área que las de 3”x3” por lo que se escogieron secciones HSS 4”x4” con gruesos que varían desde 1/8 a 3/8 de pulgada. Se asumió $K=1$ y L = largo de la columna en escala real.

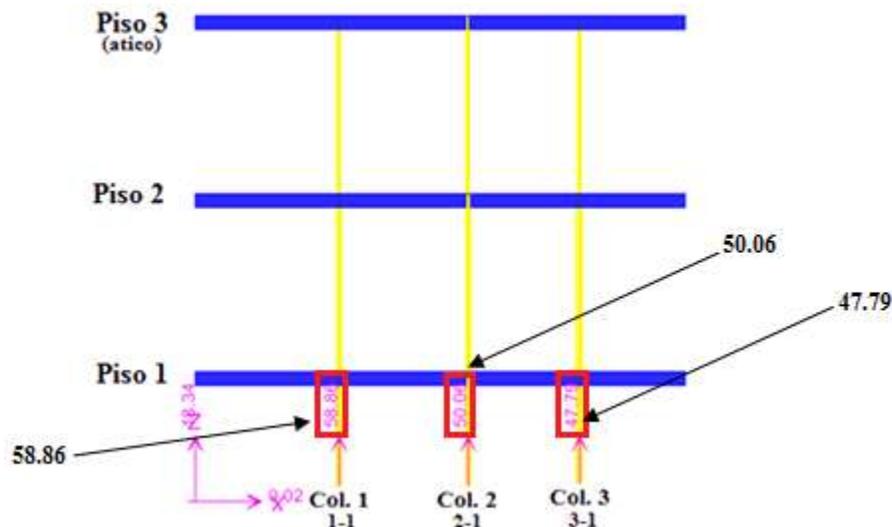


Figura 20. Ejemplo de resultados de cargas axiales (kips) para las columnas 1, 2 y 3 obtenidos en ETABS

Las cargas axiales presentadas bajo la columna ‘P Total (kips)’ de la Tabla 31 se obtuvieron de ETABS para cada columna por piso.

Tabla 31. Elementos cuadrados tipo HSS escogidos para cada columna por piso según la carga axial total que deberían resistir

ID-Piso	Elemento (HSS)	P Total (kips)	P_n/Ω_c (kips)	KL (ft)	Revisión
1-1	4x4x1/4	58.9	61.1	10	OK
1-2	4x4x3/16	32.8	36	13	OK
1-3	4x4x1/8	9.6	36	13	OK
2-1	4x4x1/4	50.0	61.1	10	OK
2-2	4x4x3/16	30.0	36	13	OK
2-3	4x4x1/8	10.0	25.2	13	OK
3-1	4x4x1/4	47.7	61.1	10	OK
3-2	4x4x3/16	28.0	36	13	OK
3-3	4x4x1/8	8.3	25.2	13	OK
4-1	4x4x1/8	20.7	33	10	OK
4-2	4x4x1/8	12.3	25.2	13	OK
4-3	4x4x1/8	6.3	25.2	13	OK
5-1	4x4x3/16	43.5	47.6	10	OK
5-2	4x4x3/16	27.4	36	13	OK
5-3	4x4x1/8	8.0	25.2	13	OK
6-1	4x4x1/8	23.0	33	10	OK
6-2	4x4x1/8	11.0	25.2	13	OK
6-3	4x4x1/8	4.0	25.2	13	OK
10-1	4x4x1/4	42.1	61.1	10	OK
11-1	4x4x1/4	45.4	61.1	10	OK
11-2	4x4x3/16	25.4	36	13	OK
11-3	4x4x1/8	10.0	25.2	13	OK
15-1	4x4x1/8	32	33	10	OK
16-1	4x4x1/4	45	61.1	10	OK
16-2	4x4x3/8	45	61.5	13	OK
16-3	4x4x1/8	22	25.2	13	OK

Las próximas tablas (32-35) se crearon para tener una mejor idea de la distribución de los tamaños de los elementos tubulares HSS utilizados en cada piso, las cantidades de la misma sección a ser utilizadas para columnas cercanas y sus pesos y largos individuales. También se incluyen tablas que resumen estos valores y en donde se pueden observar la cantidad total de columnas y el largo y peso del acero por piso.

Tabla 32. Tamaño de elemento HSS, peso y cantidad total de columnas por tamaño y largo y peso total de acero en columnas en Sótano

ID	Elemento (HSS)	Peso (lb/ft)	Cantidad	Largo (ft)
1-1	4x4x1/4	12.2	3	10
2-1	4x4x1/4	12.2	3	10
3-1	4x4x1/4	12.2	2	10
4-1	4x4x1/8	6.45	3	10
5-1	4x4x3/16	9.4	3	10
6-1	4x4x1/8	6.45	1	10
10-1	4x4x1/4	12.2	5	10
11-1	4x4x1/4	12.2	3	10
15-1	4x4x1/8	6.45	1	10
16-1	4x4x1/4	12.2	4	10

Elemento(HSS)	Cantidad	Largo Total (ft)	Peso Total (lbs)
4X4X1/4	20	200	2440
4x4x3/16	3	30	366
4x4x1/8	5	50	32.25
TOTAL=	28	280	2838.25

Tabla 33. Tamaño de elemento HSS, peso, cantidad total de columnas por tamaño largo y peso total de acero en columnas en piso 1

ID	Elemento (HSS)	Peso (lb/ft)	Cantidad	Largo (ft)
1-2	4x4x3/16	9.4	3	13
2-2	4x4x3/16	9.4	3	13
3-2	4x4x3/16	9.4	2	13
4-2	4x4x1/8	6.45	3	13
5-2	4x4x3/16	9.4	3	13
6-2	4x4x1/8	6.45	1	13
10-2	4x4x3/16	9.4	4	13
11-2	4x4x3/16	9.4	3	13
16-2	4x4x3/8	17.2	4	13

Elemento(HSS)	Cantidad	Largo Total (ft)	Peso Total (lbs)
4x4x3/16	18	234	2199.6
4x4x1/8	4	52	25.8
4x4x3/8	4	52	68.8
TOTAL=	26	338	2294.2

Tabla 34. Tamaño de elemento HSS, peso, cantidad total de columnas por tamaño largo y peso total de acero en columnas en piso 2

ID	Elemento (HSS)	Peso (lb/ft)	Cantidad	Largo (ft)
1-3	4x4x1/8	6.45	3	13
2-3	4x4x1/8	6.45	3	13
3-3	4x4x1/8	6.45	2	13
4-3	4x4x1/8	6.45	4	13
5-3	4x4x1/8	6.45	4	13
6-3	4x4x1/8	6.45	1	13
10-3	4x4x1/8	6.45	4	13
11-3	4x4x1/8	6.45	3	13
16-3	4x4x1/8	6.45	4	13

Elemento(HSS)	Cantidad	Largo Total (ft)	Peso Total
4x4x1/8	28	364	2347.8
TOTAL=	28	364	2347.8

Tabla 35. Total de columnas necesarias para la rehabilitación peso y largo total de acero en columnas

TOTAL DE COLUMNAS	82 #
PESO TOTAL DE COLUMNAS	7480.25 lb.
	7.48 K
LARGO TOTAL EN COLUMNAS	982 ft.

7.4.2 Parte II: Diseño de Vigas de Acero

Las vigas existentes también están ubicadas en el sótano y son de madera con dimensiones de 10"x12" según los planos de construcción. Estas vigas también serían eliminadas y substituidas por vigas nuevas de acero tipo I. El diseño de las vigas también se hizo de acuerdo a los parámetros de la filosofía ASD y siguiendo las especificaciones del Manual de Acero para vigas simples encontradas en la Tabla 3-23, pag.3-211.

Tras computar los momentos y cortantes máximos se escogieron las secciones de acero preliminares con límite elástico (F_y) de 50 kips por pulgada cuadrada, para aplicar al modelo en ETABS. Estas, en su mayoría, cumplieron para resistir las combinaciones de cargas muertas y vivas aplicadas de acuerdo con el uso propuesto y designado para cada área según el ASCE7-05. Luego se calcularon las deflexiones máximas con los que las secciones escogidas tendrían que cumplir. Pocas no cumplieron por deflexión y se cambiaron por la próxima sección de mayor peso por unidad.

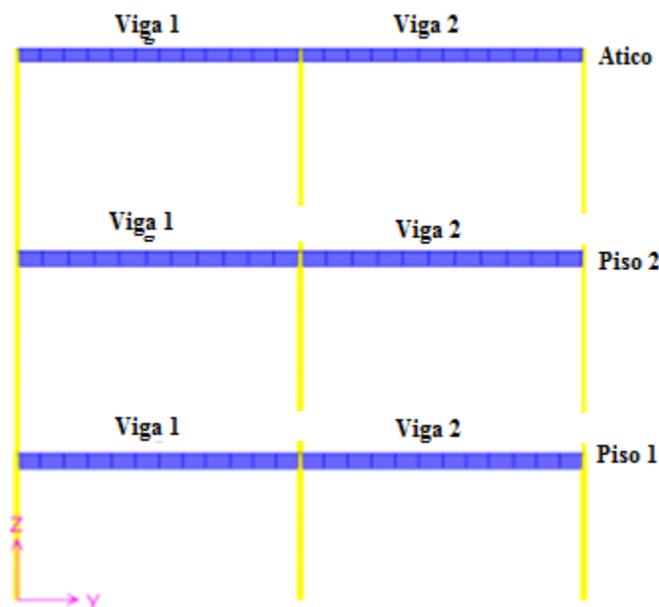


Figura 21. Esquema de vigas por piso en ETABS. Ejemplo con vigas 1 y 2.

Las próximas tres figuras (22-24) ilustran la numeración utilizada para identificar cada viga. Las tablas con los cálculos también identifican la localización de cada viga por área.

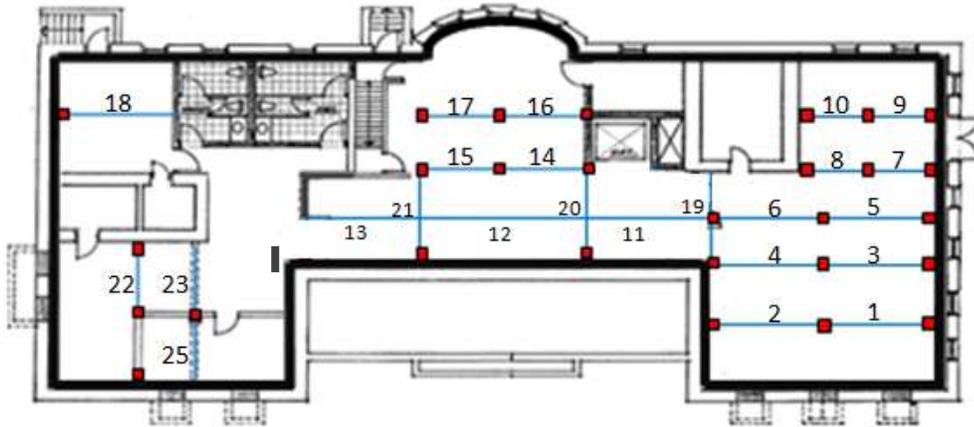


Figura 22. Numeración de vigas añadidas al Sótano

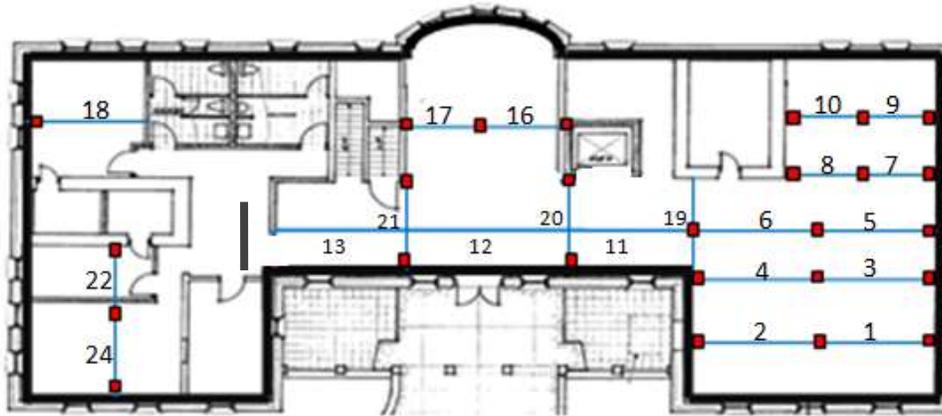


Figura 23. Numeración de vigas añadidas al Piso 1

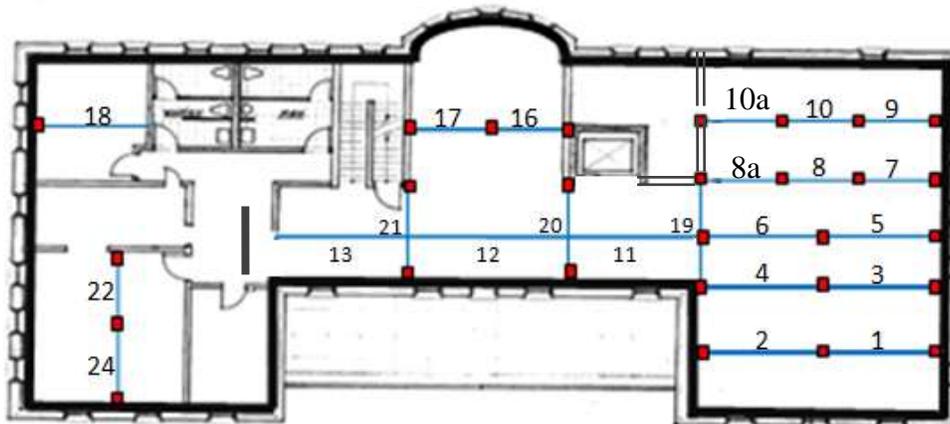


Figura 24. Numeración de vigas añadidas al Piso 2

Luego de aplicar al modelo las secciones tipo I que conforman el grupo de vigas designado para transmitir las cargas laterales, se utilizó una aplicación del programa ETABS que revisa y/o diseña las secciones asignadas. De acuerdo a esta revisión, casi todas las secciones asignadas cumplieron favorablemente. La aplicación facilita ver los resultados para las que no cumplen y permite hacer cambios interactivos a las secciones. Se define interactivo ya que al momento de cambiar una sección, el programa automáticamente revisa la sección nueva y detalla un resultado nuevo. De esta manera es posible cambiar las secciones hasta obtener resultados que cumplan con las cargas de diseño sin tener que analizar todo el modelo nuevamente.

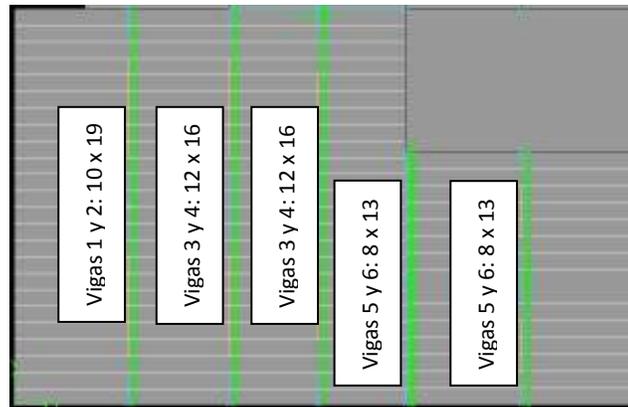


Figura 25. Ejemplo de secciones finales para las vigas 1-10 para el piso del Sótano

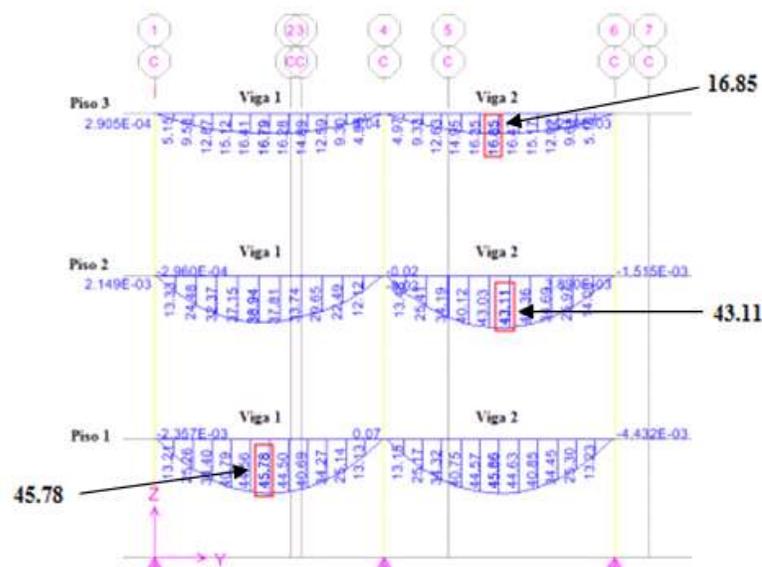


Figura 26. Ejemplo de resultados para Momento 3-3 (k-ft) obtenidos en ETABS para las vigas 1 y 2 de cada piso

El caso de vigas simples sujetas a carga uniformemente distribuida provee las siguientes fórmulas para calcular los momentos, cortantes y deflexiones máximas. Ejemplos se basan en los cálculos para la viga 1 en el nivel del sótano.

$$w = \text{Combinación de cargas} \left(\frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2} \right) \times \text{Ancho Tributario (ft)} = 182 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2} \times 8.385 \text{ ft}$$

$$= 1526.1 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}}$$

$$\text{Momento máximo} = \frac{wl^2}{8} = \frac{1526.1 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} \times (15.45 \text{ ft})^2}{8 \times 1000} = 45.5 \text{ kips} - \text{ft}$$

$$Mu < \frac{Mp}{\Omega b} = OK$$

$$\text{Cortante máximo} = \frac{wl}{2} = \frac{1526.1 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} \times 15.45 \text{ ft}}{2 \times 1000} = 11.8 \text{ kips}$$

$$Vu < \frac{Vn}{\Omega v} = OK$$

$$\text{Deflexión máxima } (\Delta) = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times \frac{1526.1 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}}}{12 \text{ in}} \times (15.45 \text{ ft} \times 12 \text{ in})^5}{384 \times 29000 \text{ ksi} \times 103 \text{ in}^4} = 0.65 \text{ in}$$

$$\text{Deflexión máxima } (\Delta) < \frac{L}{240} = OK$$

Tabla 36. Cálculos realizados en Excel para el diseño de cada viga en Sótano tomando en consideración los momentos y cortantes máximos

SOTANO																
Viga	Area	Carga Viva (lbs/ft^2)	Carga Muerta (lbs/ft^2)	Combo (lbs/ft^2)	Ancho de area (ft)	Ancho Trib. (ft)	Largo (ft)	w (lbs/ft)	Mmax (K-ft)	Vmax (kips)	Elemento	Mp/Qb (K/ft)	Check Mom.	Vnx/Qv (kips)	Check Cortante	Comentarios
1 y 2	Archivos (AD)	150	32	182	16.77	8.385	15.45	1526.1	45.5	11.8	W 12X16	50.1	OK	52.8	OK	*no cumplió por mom en ETABS. Cambio a 10x19
3 y 4	Archivos (AD)	150	32	182	14.8	7.4	15.45	1346.8	40.2	10.4	W 12X16	50.1	OK	52.8	OK	
5 y 6	Archivos (AD)	150	32	182	13.72	6.86	15.45	1248.5	37.3	9.6	W 12X16	50.1	OK	52.8	OK	
7 y 8	C. Servicio 3	150	32	182	15.85	7.925	9.87	1442.4	17.6	7.1	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
9 y 10	C. Servicio 3	150	32	182	17.99	8.995	9.87	1637.1	19.9	8.1	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
11	Pasillo 2	100	32	132	13.72	6.86	14.29	905.5	23.1	6.5	W 8X15	33.9	OK	39.7	OK	*8x13 no cumplió por deflex.
12	Pasillo 2	100	32	132	13.72	6.86	19.81	905.5	44.4	9.0	W12x19	61.6	OK	57.2	OK	*12x16 no cumplió por deflex.
13	Pasillo 2	100	32	132	13.72	6.86	13.52	905.5	20.7	6.1	W 8X15	33.9	OK	39.7	OK	*8x15 para ser consistente
14 y 15	Archivos (AD)	150	33	183	15.85	7.925	9.91	1450.3	17.8	7.2	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
16 y 17	Archivos (AD)	150	33	183	17.99	8.995	9.91	1646.1	20.2	8.2	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
18	C. Servicio 1	50	33	83	17.99	8.995	14.25	746.6	19.0	5.3	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
19	Pasillo 2	150	32	182	25.46	12.73	13.72	2316.9	54.5	15.9	W12x19	61.6	OK	52.8	OK	
20	Pasillo 2	100	32	132	24.2	12.1	13.72	1597.2	37.6	11.0	W 12X16	50.1	OK	52.8	OK	*no cumplió por mom en ETABS. Cambio a 10x19
21	Pasillo 2	100	32	132	23.43	11.715	13.72	1546.4	36.4	10.6	W 12X16	50.1	OK	52.8	OK	*no cumplió por mom en ETABS. Cambio a 10x19
24	Pasillo 24	100	32	132	25.35	12.675	5.72	1673.1	6.8	4.8	W 12X16	50.1	OK	52.8	OK	
22 y 23	C. Servicio 2	100	33	133	19.37	9.685	11.48	1288.1	21.2	7.4	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
25	C. Servicio 2	100	33	133	19.37	9.685	11	1288.1	19.5	7.1	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	

92

Tabla 37. Resultados para momento y cortante obtenidos de ETABS para el diseño de cada viga en Sótano

SOTANO		Resultados Diseño ETABS						
Viga	Elemento Diseño ETABS	M 3-3 (kip-in)	Mapp (k-ft)	Mp/Qb (K/ft)	Check Mom.	V 2-2 (kips)	Vnx/Qv (kips)	Check Cortante
1 y 2	W10x19	550.4	45.9	53.9	OK	11.8	51.2	OK
3 y 4	W12X16	495.4	41.3	50.1	OK	9.8	52.8	OK
5 y 6	W12X16	428.0	35.7	50.1	OK	9.3	52.8	OK
7 y 8	W8X13	220.0	18.3	28.4	OK	4.4	36.8	OK
9 y 10	W8X13	250.4	20.9	28.4	OK	9.3	36.8	OK
11	W8X15	125.4	10.4	33.9	OK	3.8	39.7	OK
12	W12X19	148.0	12.3	61.6	OK	3.0	57.2	OK
13	W8X15	132.0	11.0	33.9	OK	4.0	39.7	OK
14 y 15	W8X13	0.0	0.0	28.4	OK	0.0	36.8	OK
16 y 17	W8X13	239.0	19.9	28.4	OK	9.2	36.8	OK
18	W8X13	138.7	11.6	28.4	OK	3.6	36.8	OK
19	W12X19	38.6	3.2	61.6	OK	0.8	52.8	OK
20	W10X19	287.7	24.0	53.9	OK	4.2	51.2	OK
21	W10X19	290.1	24.2	53.9	OK	4.2	51.2	OK
24	W12X16	16.4	1.4	50.1	OK	1.7	52.8	OK
22 y 23	W8X13	18.5	1.5	28.4	OK	1.6	36.8	OK
25	W8X13	241.0	20.1	28.4	OK	9.0	36.8	OK

Tabla 38. Cálculos realizados en Excel para el diseño de cada viga en piso 1 tomando en consideración los momentos y cortantes máximos

PISO 1																
Viga	Area	Carga Viva (lbs/ft^2)	Carga Muerta (lbs/ft^2)	Combo (lbs/ft^2)	Ancho de area (ft)	Ancho Trib. (ft)	Largo (ft)	w (lbs/ft)	Mmax (K-ft)	Vmax (kips)	Elemento	Mp/Qb (K/ft)	Check Mom.	Vnx/Qv (kips)	Check Cortante	Comentarios
1 y 2	Archivos	150	36	186	16.77	8.385	15.45	1559.6	46.5	12.0	W 12X16	50.1	OK	52.8	OK	*no cumplió por mom en ETABS. Cambio a 10x19
3 y 4	Archivos	150	36	186	14.8	7.4	15.45	1376.4	41.1	10.6	W 12X16	50.1	OK	52.8	OK	
5 y 6	Archivos	150	36	186	13.72	6.86	15.45	1276.0	38.1	9.9	W 12X16	50.1	OK	52.8	OK	
7 y 8	Archivos	150	36	186	15.85	7.925	9.87	1474.1	17.9	7.3	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
9 y 10	Archivos	150	36	186	17.99	8.995	9.87	1673.1	20.4	8.3	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
11	Lobby	100	36	136	13.72	6.86	11.92	933.0	16.6	5.6	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
12	Lobby	100	36	136	13.72	6.86	19.81	933.0	45.8	9.2	W 12X19	61.6	OK	57.2	OK	*12x16 no cumplió por deflex.
13	Lobby	100	36	136	13.72	6.86	13.52	933.0	21.3	6.3	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
16 y 17	Exhibición	100	37	137	17.99	8.995	9.91	1232.3	15.1	6.1	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
18	Oficina 1	50	37	87	17.99	8.995	14.25	782.6	19.9	5.6	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
19	Lobby	150	36	186	25.46	12.73	13.72	2367.8	55.7	16.2	W12x19	61.6	OK	52.8	OK	
20	Lobby	100	36	136	24.2	12.1	13.72	1645.6	38.7	11.3	W 12X16	50.1	OK	52.8	OK	*no cumplió por mom en ETABS. Cambio a 10x19
21	Lobby	100	36	136	23.43	11.715	13.72	1593.2	37.5	10.9	W 12X16	50.1	OK	34.8	OK	*no cumplió por mom en ETABS. Cambio a 10x19
22	Oficina 2	50	37	87	19.37	9.685	11.48	842.6	13.9	4.8	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
24	Oficina 2	50	37	87	19.37	9.685	11	842.6	12.7	4.6	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	

Tabla 39. Resultados para momento y cortante obtenidos en ETABS para el diseño de cada viga en piso 1

PISO 1								
Viga	Elemento Diseño ETABS	Resultados Diseño ETABS						
		M 3-3 (kip-in)	Mapp (k-ft)	Mp/Qb (K/ft)	Check Mom.	V 2-2 (kips)	Vnx/Qv (kips)	Check Cortante
1 y 2	W10x19	517.5	43.1	53.9	OK	11.0	51.2	OK
3 y 4	W12X16	463.5	38.6	50.1	OK	9.1	52.8	OK
5 y 6	W12X16	395.9	33.0	50.1	OK	8.6	52.8	OK
7 y 8	W8X13	200.0	16.7	28.4	OK	3.4	36.8	OK
9 y 10	W8X13	237.0	19.8	28.4	OK	7.5	36.8	OK
11	W8X13	113.0	9.4	28.4	OK	2.6	36.8	OK
12	W12X19	155.0	12.9	61.6	OK	3.1	57.2	OK
13	W8X13	124.0	10.3	28.4	OK	3.8	36.8	OK
16 y 17	W8X13	167.2	13.9	28.4	OK	6.6	36.8	OK
18	W8X13	144.9	12.1	28.4	OK	3.8	36.8	OK
19	W12X19	88.3	7.4	61.6	OK	0.2	52.8	OK
20	W10X19	288.5	24.0	53.9	OK	4.2	51.2	OK
21	W10X19	291.4	24.3	53.9	OK	4.3	51.2	OK
22	W8X13	64.0	5.3	28.4	OK	0.7	36.8	OK
24	W8X13	235.0	19.6	28.4	OK	8.3	36.8	OK

Tabla 40. Cálculos realizados en Excel para el diseño de cada viga en piso 2 tomando en consideración los momentos y cortantes máximos

PISO 2																
Viga	Area	Carga Viva (lbs/ft^2)	Carga Muerta (lbs/ft^2)	Combo (lbs/ft^2)	Ancho de area (ft)	Ancho Trib. (ft)	Largo (ft)	w (lbs/ft)	Mmax (K-ft)	Vmax (kips)	Elemento	Mp/Qb (K/ft)	Check Mom.	Vnx/Qv (kips)	Check Cortante	Comentarios
1 y 2	Archivos	40	38	78	16.77	8.385	15.45	654.0	19.5	5.1	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
3 y 4	Archivos	40	38	78	14.8	7.4	15.45	577.2	17.2	4.5	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
5 y 6	Archivos	40	38	78	13.72	6.86	15.45	535.1	16.0	4.1	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
7, 8 y 8a	Archivos	40	38	78	15.85	7.925	11.17	618.2	9.6	3.5	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
9, 10 y 10a	Archivos	40	38	78	17.99	8.995	11.17	701.6	10.9	3.9	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
11	Lobby	40	38	78	13.72	6.86	11.92	535.1	9.5	3.2	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
12	Lobby	40	38	78	13.72	6.86	19.81	535.1	26.2	5.3	W 12X16	50.1	OK	52.8	OK	
13	Lobby	40	38	78	13.72	6.86	13.52	535.1	12.2	3.6	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
16 y 17	Comedor	40	38	78	17.99	8.995	9.91	701.6	8.6	3.5	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
18	Oficina 3	40	38	78	17.99	8.995	14.25	701.6	17.8	5.0	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
19	Lobby	40	38	78	25.46	12.73	13.72	992.9	23.4	6.8	W 8X15	33.9	OK	39.7	OK	*8x13 no cumplió por deflex.
20	Lobby	40	38	78	24.2	12.1	13.72	943.8	22.2	6.5	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
21	Lobby	40	38	78	23.43	11.715	13.72	913.8	21.5	6.3	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
22	Proces.	40	38	78	19.37	9.685	11.48	755.4	12.4	4.3	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	
24	Proces.	40	38	78	19.37	9.685	11	755.4	11.4	4.2	W 8X13	28.4	OK	36.8	OK	

94

Tabla 41. Resultados para momento y cortante obtenidos en ETABS para el diseño de cada viga en piso 2

PISO 2		Resultados Diseño ETABS						
Viga	Elemento Diseno ETABS	M 3-3 (kip-in)	Mapp (k-ft)	Mp/Qb (K/ft)	Check Mom.	V 2-2 (kips)	Vnx/Qv (kips)	Check Cortante
1 y 2	W8x13	202.4	16.9	28.4	OK	4.4	36.8	OK
3 y 4	W8X13	240.8	20.1	28.4	OK	4.8	36.8	OK
5 y 6	W8X13	165.6	13.8	28.4	OK	3.8	36.8	OK
7, 8 y 8a	W8X13	115.7	9.6	28.4	OK	3.2	36.8	OK
9, 10 y 10a	W8X13	142.0	11.8	28.4	OK	4.4	36.8	OK
11	W8X13	48.7	4.1	28.4	OK	1.0	36.8	OK
12	W12X16	42.7	3.6	50.1	OK	1.0	52.8	OK
13	W8X13	59.6	5.0	28.4	OK	2.0	36.8	OK
16 y 17	W8X13	111.0	9.3	28.4	OK	4.1	36.8	OK
18	W8X13	162.0	13.5	28.4	OK	4.4	36.8	OK
19	W8X15	37.6	3.1	33.9	OK	0.4	39.7	OK
20	W8X13	108.0	9.0	28.4	OK	1.7	36.8	OK
21	W8X13	112.4	9.4	28.4	OK	1.8	36.8	OK
22	W8X13	149.0	12.4	28.4	OK	1.2	39.7	OK
24	W8X13	266.0	22.2	28.4	OK	7.9	39.7	OK

Como se mencionó anteriormente, primero se calcularon los momentos y cortantes máximos, para que según estos resultados se escogieran las secciones y poder entonces tomar en consideración las dimensiones de estas y calcular las deflexiones máximas según sus módulos.

Las secciones que no cumplieron por deflexión se enfatizan en los comentarios que aparecen en las tablas aquí provistas. También se indican los cambios necesarios para que las secciones cumplan para todos los requerimientos. Por ejemplo, al no cumplir una sección (para deflexión máxima) previamente seleccionada con los momentos y cortantes máximos, se volvió a las tablas de momentos y cortantes, se cambió y se volvió a revisar. Esto muestra un análisis simultáneo que expone el comportamiento de las vigas al cambiar las secciones.

Tabla 42. Cómputos realizados en Excel para el diseño de cada viga en Sótano tomando en consideración la deflexión máxima de cada elemento

SOTANO													
Viga	W	Peso (lb/ft)	Largo (ft)	Cantidad	Largo Total (ft)	Peso Total (lbs)	w (lbs/ft)	I (in ⁴)	Δmax (in)	L/240 (in)	Check Deflexión	Elemento	Comentarios
1 y 2	12	16	15.45	2	30.90	494.40	1526.1	103.00	0.65	0.77	OK	W 12X16	
3 y 4	12	16	15.45	2	30.90	494.40	1346.8	103.00	0.58	0.77	OK	W 12X16	
5 y 6	12	16	15.45	2	30.90	494.40	1248.5	103.00	0.54	0.77	OK	W 12X16	
7 y 8	8	13	9.87	2	19.74	256.62	1442.4	39.60	0.27	0.49	OK	W 8X13	
9 y 10	8	13	9.87	2	19.74	256.62	1637.1	39.60	0.30	0.49	OK	W 8X13	
11	8	13	14.29	1	14.29	185.77	905.5	39.60	0.74	0.71	No Cumple	W 8X13	*8x13 no cumplió, cambió a 8x15
12	12	16	19.81	1	19.81	316.96	905.5	103.00	1.05	0.99	No Cumple	W 12X16	*12x16 no cumplió, cambió a 12x19
13	8	13	13.52	1	13.52	175.76	905.5	48.00	0.49	0.68	OK	W 8X13	*cambio 8x13 a 8 x15 igual que 11
14 y 15	8	13	9.91	2	19.82	257.66	1450.3	48.00	0.23	0.50	OK	W 8X13	
16 y 17	8	13	9.91	2	19.82	257.66	1646.1	39.60	0.31	0.50	OK	W 8X13	
18	8	13	14.25	1	14.25	185.25	746.6	39.60	0.60	0.71	OK	W 8X13	
19	12	16	13.72	1	13.72	219.52	2316.9	103.00	0.62	0.69	OK	W 12X16	*12x16 no cumplió en ETABS, cambió a 12x19
20	12	16	13.72	1	13.72	219.52	1597.2	103.00	0.43	0.69	OK	W 12X16	
21	12	16	5.72	1	5.72	91.52	1546.4	103.00	0.01	0.29	OK	W 12X16	
22 y 23	8	13	11.48	2	22.96	298.48	1288.1	39.60	0.44	0.57	OK	W 8X13	
25	8	13	11	1	11.00	143.00	1288.1	39.60	0.37	0.55	OK	W 8X13	
TOTAL=				24	300.81	4347.54							

96

Tabla 43. Resultados para deflexión obtenidos en ETABS para el diseño de cada viga en Sótano

SOTANO	Resultados Diseño ETABS							
Viga	Elemento Diseño ETABS	W	Peso (lb/ft)	I (in ⁴)	Δmax (in)	L/240 (in)	Check Deflexión	Peso Total (lbs)
1 y 2	W10x19	10	19	96.30	0.70	0.77	OK	587.1
3 y 4	W12X16	12	16	103.00	0.58	0.77	OK	494.4
5 y 6	W12X16	12	16	103.00	0.54	0.77	OK	494.4
7 y 8	W8X13	8	13	39.60	0.27	0.49	OK	256.6
9 y 10	W8X13	8	13	39.60	0.30	0.49	OK	256.6
11	W8X15	8	15	48.00	0.61	0.71	OK	214.4
12	W12X19	12	19	130.00	0.83	0.99	OK	376.4
13	W8X15	8	15	48.00	0.49	0.68	OK	202.8
14 y 15	W8X13	8	13	39.60	0.27	0.50	OK	257.7
16 y 17	W8X13	8	13	39.60	0.31	0.50	OK	257.7
18	W8X13	8	13	39.60	0.60	0.71	OK	185.3
19	W12X19	12	19	130.00	0.49	0.69	OK	260.7
20	W10X19	10	19	96.30	0.46	0.69	OK	260.7
21	W10X19	10	19	96.30	0.01	0.29	OK	108.7
22 y 23	W8X13	8	13	39.60	0.44	0.57	OK	298.5
25	W8X13	8	13	39.60	0.37	0.55	OK	143.0
TOTAL =								4654.8

Tabla 44. Cómputos realizados en Excel para el diseño de cada viga en piso 1 tomando en consideración la deflexión máxima de cada elemento

PISO 1													
Viga	W	Peso (lb/ft)	Largo (ft)	Cantidad	Largo Total (ft)	Peso Total (lbs)	w (lbs/ft)	I (in ⁴)	Δmax (in)	L/240 (in)	Check Deflexion	Elemento	Comentarios
1 y 2	12	16	15.45	2	30.90	494.40	1559.6	103.00	0.67	0.77	OK	W 12X16	
3 y 4	12	16	15.45	2	30.90	494.40	1376.4	103.00	0.59	0.77	OK	W 12X16	
5 y 6	12	16	15.45	2	30.90	494.40	1276.0	103.00	0.55	0.77	OK	W 12X16	
7 y 8	8	13	9.87	2	9.87	256.62	1474.1	39.60	0.27	0.49	OK	W 8X13	
9 y 10	8	13	9.87	2	19.74	256.62	1673.1	39.60	0.31	0.49	OK	W 8X13	
11	8	13	11.92	1	11.92	154.96	933.0	39.60	0.37	0.60	OK	W 8X13	
12	12	16	19.81	1	19.81	316.96	933.0	103.00	1.08	0.99	No Cumple	W 12X16	*12x16 no cumplió, cambió a 12x19
13	8	13	13.52	1	13.52	175.76	933.0	39.60	0.61	0.68	OK	W 8X13	
16 y 17	8	13	9.91	2	19.82	257.66	1232.3	39.60	0.23	0.50	OK	W 8X13	
18	8	13	14.25	1	14.25	185.25	782.6	39.60	0.63	0.71	OK	W 8X13	
19	12	16	13.72	1	13.72	219.52	2367.8	103.00	0.63	0.69	OK	W 12X16	*12x16 no cumplió en ETABS, cambió a 12x19
20	12	16	13.72	1	13.72	219.52	1645.6	103.00	0.44	0.69	OK	W 12X16	
21	12	16	13.72	1	13.72	219.52	1593.2	103.00	0.43	0.69	OK	W 12X16	
22	8	13	11.48	1	11.48	149.24	1326.8	39.60	0.45	0.57	OK	W 8X13	
24	8	13	11	1	11	143	1326.8	39.60	0.38	0.55	OK	W 8X13	
TOTAL=				23	299.37	4702.29							

Tabla 45. Resultados para deflexión obtenidos en ETABS para el diseño de cada viga en piso 1

PISO 1								
Resultados Diseño ETABS								
Viga	Elemento Diseño ETABS	W	Peso (lb/ft)	I (in ⁴)	Δmax (in)	L/240 (in)	Check Deflexión	Peso Total (lbs)
1 y 2	W10x19	10	19	96.30	0.72	0.77	OK	587.1
3 y 4	W12X16	12	16	103.00	0.59	0.77	OK	494.4
5 y 6	W12X16	12	16	103.00	0.55	0.77	OK	494.4
7 y 8	W8X13	8	13	39.60	0.27	0.49	OK	256.6
9 y 10	W8X13	8	13	39.60	0.31	0.49	OK	256.6
11	W8X13	8	13	39.60	0.37	0.60	OK	155.0
12	W12X19	12	19	130.00	0.86	0.99	OK	376.4
13	W8X13	8	13	39.60	0.61	0.68	OK	175.8
16 y 17	W8X13	8	13	39.60	0.23	0.50	OK	257.7
18	W8X13	8	13	39.60	0.63	0.71	OK	185.3
19	W12X19	12	19	130.00	0.50	0.69	OK	260.7
20	W10X19	10	19	96.30	0.47	0.69	OK	260.7
21	W10X19	10	19	96.30	0.45	0.69	OK	260.7
22	W8X13	8	13	39.60	0.45	0.57	OK	149.2
24	W8X13	8	13	39.60	0.38	0.55	OK	143.0
TOTAL =								4977.9

Tabla 46. Cálculos realizados en Excel para el diseño de cada viga en piso 2 tomando en consideración la deflexión máxima de cada elemento

PISO 2													
Viga	W	Peso (lb/ft)	Largo (ft)	Cantidad	Largo Total (ft)	Peso Total (lbs)	w (lbs/ft)	I (in ⁴)	Δmax (in)	L/240 (in)	Check Deflexion	Elemento	Comentarios
1 y 2	8	13	15.45	2	30.90	401.70	654.0	39.60	0.73	0.77	OK	W 8X13	
3 y 4	8	13	15.45	2	30.90	401.70	577.2	39.60	0.64	0.77	OK	W 8X13	
5 y 6	8	13	15.45	2	30.90	401.70	535.1	39.60	0.60	0.77	OK	W 8X13	
7, 8 y 8a	8	13	11.17	3	33.51	435.63	618.2	39.60	0.19	0.56	OK	W 8X13	
9, 10 y 10a	8	13	11.17	3	33.51	435.63	701.6	39.60	0.21	0.56	OK	W 8X13	
11	8	13	11.92	1	11.92	154.96	535.1	39.60	0.21	0.60	OK	W 8X13	
12	12	16	19.81	1	19.81	316.96	535.1	103.00	0.62	0.99	OK	W 12X16	
13	8	13	13.52	1	13.52	175.76	535.1	39.60	0.35	0.68	OK	W 8X13	
16 y 17	8	13	9.91	2	19.82	257.66	701.6	39.60	0.13	0.50	OK	W 8X13	
18	8	13	14.25	1	14.25	185.25	701.6	39.60	0.57	0.71	OK	W 8X13	
19	8	13	13.72	1	13.72	178.36	992.9	39.60	0.69	0.69	No Cumple	W 8X13	*8x13 no cumplió, cambió a 8x15
20	8	13	13.72	1	13.72	178.36	943.8	39.60	0.66	0.69	OK	W 8X13	
21	8	13	13.72	1	13.72	178.36	913.8	39.60	0.63	0.69	OK	W 8X13	
22	8	13	11.48	1	11.48	149.24	755.4	39.60	0.26	0.57	OK	W 8X13	
24	8	13	11	1	11.00	143	755.4	39.60	0.22	0.55	OK	W 8X13	
TOTAL=				25	336.78	4497.00							

98

Tabla 47. Resultados para deflexión obtenidos en ETABS para el diseño de cada viga en piso 2

PISO 2		Resultados Diseño ETABS						
Viga	Elemento Diseño ETABS	W	Peso (lb/ft)	I (in ⁴)	Δmax (in)	L/240 (in)	Check Deflexión	Peso Total (lbs)
1 y 2	W8x13	8	13	39.60	0.73	0.77	OK	401.7
3 y 4	W8x13	8	13	39.60	0.64	0.77	OK	401.7
5 y 6	W8x13	8	13	39.60	0.60	0.77	OK	401.7
7, 8 y 8a	W8x13	8	13	39.60	0.19	0.56	OK	435.6
9, 10 y 10a	W8x13	8	13	39.60	0.21	0.56	OK	435.6
11	W8x13	8	13	39.60	0.21	0.60	OK	155.0
12	W12x16	12	16	103.00	0.62	0.99	OK	317.0
13	W8x13	8	13	39.60	0.35	0.68	OK	175.8
14	W12x16	12	16	103.00	0.72	0.99	OK	317.0
15b	W8x13	8	13	39.60	0.57	0.71	OK	185.8
16 y 17	W8x13	8	13	39.60	0.13	0.50	OK	257.7
18	W8x13	8	13	39.60	0.57	0.71	OK	185.3
19	W8x15	8	15	48.00	0.57	0.69	OK	205.8
20	W8x13	8	13	39.60	0.66	0.69	OK	178.4
21	W8x13	8	13	39.60	0.63	0.69	OK	178.4
24	W8x15	8	15	48.00	0.57	0.69	OK	0.0
22	W8x13	8	13	39.60	0.26	0.57	OK	149.2
24	W8x13	8	13	39.60	0.22	0.55	OK	143.0
TOTAL =								4524.4

Tabla 48. Cantidad total de vigas implementadas en la rehabilitación de la estructura y peso y largo total de acero en vigas

Peso total de acero (lbs)	14157.11 lb.
Peso total de acero (kips)	14.16 K
Largo total de acero	936.96 ft.
Numero total de vigas	72 #

Es importante enfatizar que estos resultados solo están basados en la aplicación de las cargas muertas y vivas solamente.

7.4.3 Parte III: Substitución de paredes de carga interiores hechas de madera y ladrillo por paredes de concreto reforzado. Revestimiento en el interior de las paredes de carga exteriores con paredes de concreto reforzado

La implementación de los elementos estructurales previamente descritos es solo una parte de la rehabilitación del 'Edificio 1'. El próximo paso se basó en la capacidad de estos elementos y las paredes existentes de madera y ladrillo a resistir cargas provenientes de un terremoto.

Al modelo 2 se le aplicaron las cargas de un terremoto programado para el área de Mayagüez, PR. ETABS aplica las cargas al centro de masa de cada piso automáticamente según el código que se escoja y los parámetros que se indiquen en el programa que correspondan al área en cuestión. Estos parámetros se detallan en la sección 6.3.4.

Ya que ETABS no reconoce las paredes de madera como aportación a la resistencia de cargas laterales en la estructura debido a un evento sísmico, fue necesario alterar el modelo 2 previo a reconocer los efectos individuales de las vigas y columnas añadidas.

Las opciones disponibles para rehabilitar edificios históricos no son muy amplias ya que hay que preservar su integridad, sin alterar mucho su estilo, especialmente lo que se divisa desde el exterior. Por esta razón no sería posible trabajar con cambios en las paredes exteriores para no afectar la incorporación de los ladrillos decorativos que forman parte de esta estructura actualmente. Las ranuras entre ladrillos simplemente serían reparadas con mortero; instrumentos especiales se utilizan para desgranar el mortero existente donde se han creado grietas entre los ladrillos y colocar mortero nuevo para soporte y terminaciones limpias.

Es por estas razones que la opción más eficiente para rehabilitar la estructura, proveyendo mayor resistencia a las cargas laterales, sería la sustitución de paredes interiores en madera y ladrillo por paredes en concreto y revestimiento del interior de las paredes de carga exteriores igualmente con paredes de concreto.

De primera instancia la idea era revestir solo las paredes de la fundación con paredes de concreto, pero una corrida preliminar en el programa con este cambio resultó en fallas de las columnas y vigas en cada nivel, por lo que se decidió revestir las paredes exteriores de todos los pisos de igual forma.

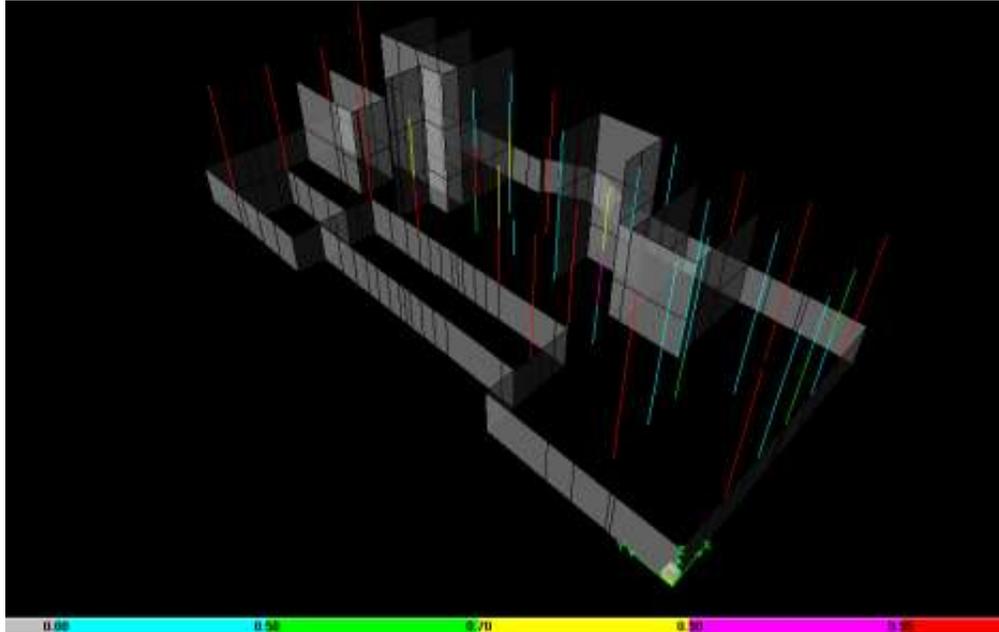


Figura 27. Representación de resultados del modelo de ETABS con columnas de acero y paredes del sótano e interiores en concreto. El color rojo en las columnas indica fallas por exceso de esfuerzos.

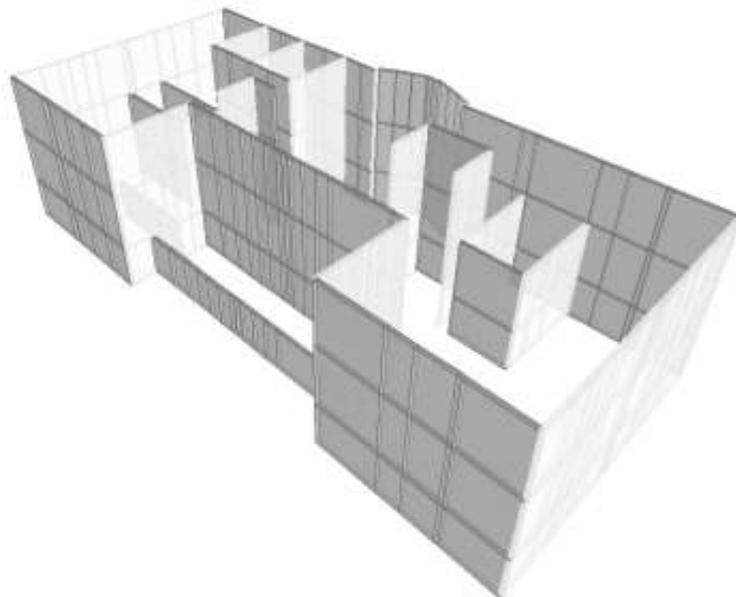


Figura 28. Modelo de ETABS con paredes exteriores e interiores en concreto reforzado.

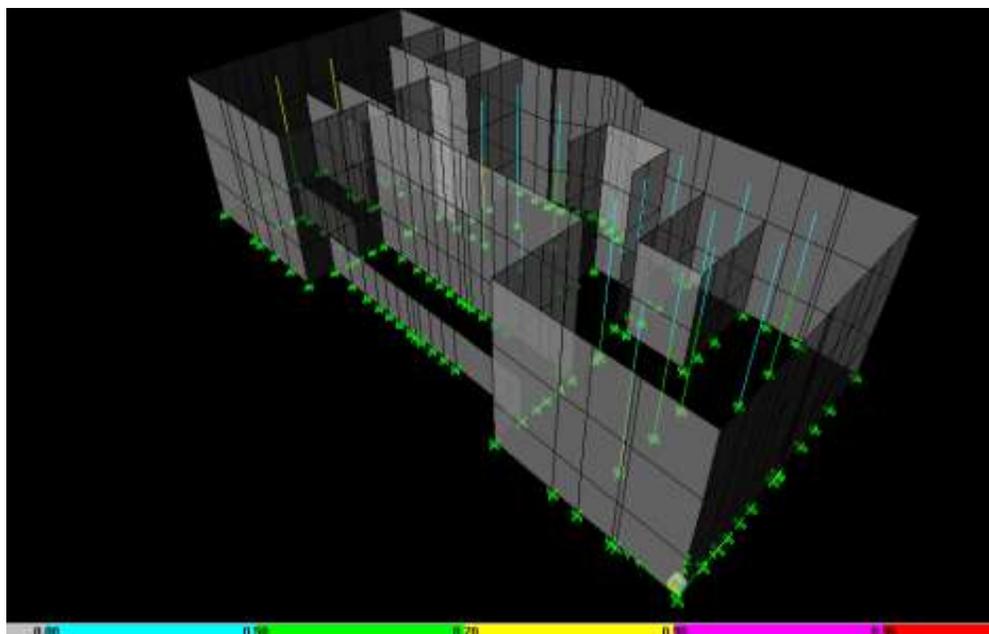


Figura 29. Representación de resultados del modelo de ETABS con columnas de acero y paredes exteriores e interiores en concreto. El color azul claro indica un tamaño de columna favorable.

En sección 7.4.4.2 se presentan las tablas creadas para el diseño de las zapatas para las paredes nuevas añadidas en esta parte. Las tablas 56, 58 y 60 incluyen el momento en la base causado por el terremoto (Me) factorizado entre 1.4 (Mu) y las cargas vivas y muertas actuando en estas (PL y PD , respectivamente) que se obtuvieron de ETABS para completar las verificaciones necesarias para el diseño en concreto y el refuerzo en acero en cada una desde el piso del sótano hasta el techo del nivel 2 (piso del ático). Los rectángulos azules rodeando Me y Mu y los rectángulos verdes rodeando PL y PD reflejan estos valores.

También, en el APENDICE B, se incluyen los resultados obtenidos de ETABS para el diseño del refuerzo en acero para cada pared. Se puede ver cómo el refuerzo es igual desde el piso 1 hasta el techo ya que se consideró el momento en la base igual para toda la pared. Esto refleja una cantidad conservadora de acero en todas las paredes.

Ejemplo: Diseño de pared de concreto reforzada con varillas de acero

$$\text{Ancho de pared} = h = 8\text{ in} \rightarrow \text{espesor mínimo nivel 1} = \frac{lu}{16} = \frac{8 * 12}{16} = 6 < 8" \text{ OK,}$$

$$\text{espesor mínimo otros niveles} = \frac{11 * 12}{16} = 8.25 \approx 8 \text{ in. OK}$$

$$\text{Largo de pared} = lw = 48.48 \text{ ft}$$

$$\text{Altura de pared} = hw = 30 \text{ ft}$$

$$PD = 177 \text{ kips, PD adicional} = 38.2$$

$$PL = 81.5 \text{ kips}$$

$$\frac{Pu}{1.4} = 1.2PD_{\text{total}} + 1.6PL = 278 \text{ kips}$$

$$Me = 610 \text{ k} - \text{ft}$$

$$Me = \frac{Mu}{1.4} = 436 \text{ k} - \text{ft}$$

$$Vu = 60.34 \text{ kips (ETABS)}$$

$$d = 0.8 * lw = 0.8 * 48.48 \text{ ft} = 38.78 \text{ ft}$$

Revisiones para cortante:

$$Vc = 2\lambda\sqrt{f'c} * hd = (2 * 1 * \sqrt{4000\text{psi}} * 8\text{in} * 38.78\text{ft} * 12\text{in})/1000 = 471 \text{ kips}$$

$$\phi Vc = 0.75 * 471 \text{ kips} = 353 \text{ kips} > Vu \therefore \text{OK}$$

$$Vu \leq Acv\sqrt{f'c} = Acv = 8\text{in} * 48.48\text{ft} * 12\text{in} = \frac{4654\text{in}^2 * \sqrt{4000\text{psi}}}{1000} = 294\text{kips};$$

Aunque Vu sea menor, se usaran $\rho_t = 0.0025$ y

$\rho_l = 0.0025$ para las razones mínimas de acero verticales y horizontales.

$$Vu < 2Acv\lambda\sqrt{f'c} = \frac{(4654 \text{ in}^2) * 2 * 1 * \sqrt{4000\text{psi}}}{1000} = 1176 \text{ kips} \therefore \text{sólo una camada de acero}$$

$$Vn = Acv (\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho t * f_y); \alpha_c = 3 \text{ para } \frac{h_w}{l_w} = \frac{30}{48.48} = 0.62 < 1.5$$

$$\therefore Vn = 4654 * \frac{(3 * 1 * \sqrt{4000\text{psi}} + 0.0025 * 60000\text{psi})}{1000} = 1581 \text{ kips}$$

$$\phi Vn = 0.75 * 1581 \text{ kips} = 1185 \text{ kips} > Vu \therefore OK$$

$$\phi Vn < \phi 10Acv\sqrt{f'c} = \frac{0.75 * 10 * 4654 \text{ in}^2 * \sqrt{4000\text{psi}}}{1000} = 2208 \text{ kips} \therefore OK$$

$$Av = Ah = \rho * s * h = 0.0025 * 12 \text{ in} * 8 \text{ in} = 0.24 \text{ in}^2$$

$$\text{usar varillas \#4, } An = 0.20 \text{ in}^2$$

$$\text{razon de acero en pared por pie} = \frac{0.20 \text{ in}^2}{48.48 \text{ ft}} = 0.0042$$

colocar 1#4 cada 12in.

Revisión para verificar la necesidad de elementos de borde:

$$Pu \leq 0.10Ag * f'c = 0.10 * 8 \text{ in} * 48.48 \text{ ft} * 12 \text{ in} * 4 \text{ ksi} = 1861 \text{ kips} \therefore OK$$

$$\frac{Mu}{Vu * lw} \leq 1.0 = \frac{436 \text{ K} - \text{ft}}{60.34 \text{ kips} * 48.48 \text{ ft}} = 0.15 \leq 1.0 \therefore OK$$

$$Vu \leq 3Acv\sqrt{4000\text{psi}} = \frac{3 * 4654 \text{ in}^2 * \sqrt{4000\text{psi}}}{1000} = 833 \text{ kips} > 60.34 \text{ kips}$$

$\therefore OK$, no necesita elementos de borde

7.4.4 Parte IV: Diseño de zapatas para las Columnas y Paredes nuevas

7.4.4.1 Diseño de zapatas para las Columnas nuevas

El diseño de las zapatas para las columnas se realizó siguiendo las provisiones del Capítulo 15 del ACI 318-08 para el diseño de zapatas aisladas. Los parámetros utilizados se presentan en la Tabla 49. Se escogió una resistencia en compresión del concreto de $4000 \frac{lbs}{in^2}$, mientras que para la presión de suelo permisible se asumieron $3000 \frac{lbs}{ft^2}$. También se asumió la altura del suelo sobre el tope de la zapata, $h_s = 4$ pies.

Tabla 49. Parámetros utilizados para el diseño de zapatas para las columnas

Parametros Utilizados		
$\gamma_c =$	150	lbs/ft ³
$f'_c =$	4000	psi
$F_y =$	60000	psi
$\gamma_s =$	110	lbs/ft ³
Capacidad de sustentacion del suelo = $\sigma =$	3000	lbs/ft ²
$h_s =$	4	ft
varillas #4, $d_b =$	0.5	in
Recubrimiento =	3	in
columna interior $\alpha =$	40	

El primer paso consistió en determinar el área de las zapatas, en este caso, cuadradas, dividiendo la suma de las cargas vivas y muertas sin factorizar entre la capacidad de sustentación del suelo:

$$A_{base} = \frac{P_{total}}{\sigma}$$

Luego se calculó un grosor preliminar de la zapata, h , considerando el mayor de los valores obtenidos para la longitud de desarrollo por compresión de las varillas de la base de la columna:

$$l_{dc} = 0.2 \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \quad ; \quad l_{dc} = (0.0003 f_y) d_b$$

$$h = l_{dc} + 2d_b + 3in$$

El recubrimiento que aplica para estos casos es de 3 pulgadas ya que se trata de “concreto puesto sobre y permanentemente expuesto al suelo”. (ACI318-08, Sección 7.7.1, pág. 91)

Tabla 50. Cómputos realizados en Excel para la determinación del tamaño de zapata para las columnas nuevas

DETERMINACION DE TAMANO DE ZAPATA								
ID COLUMNA	PD (kips)	PL (kips)	PD+PL (kips)	A=P/σ (ft ²)	a=b (ft)	Ldc (in.)	Ldc >= (in)	Espesor Preliminar 'h' (in)
1	13.7	44.0	57.7	19.2	5	9.5	9	13.5
2	12.1	38.9	51.0	17.0	5	9.5	9	13.5
3	11.2	36.0	47.3	15.8	4	9.5	9	13.5
4	10.0	28.4	38.3	12.8	4	9.5	9	13.5
5	11.3	32.2	43.5	14.5	4	9.5	9	13.5
6	10.8	24.5	35.3	11.8	4	9.5	9	13.5
10	2.5	11.8	14.3	4.8	3	9.5	9	13.5
11	9.5	25.9	35.4	11.8	4	9.5	9	13.5
15	10.2	22.6	32.8	10.9	4	9.5	9	13.5
16	11.8	26.1	37.9	12.6	4	9.5	9	13.5

DETERMINACION DE TAMANO DE ZAPATA (cont.)									
ID COLUMNA	HSS	A (HSS) (in ²)	lado (in)	PDs adicional (kips)	PDc adicional (kips)	PD add. (kips)	Ptotal (kips)	Area final (ft ²)	a=b=l (ft)
1	4x4x1/4	3.37	4	11.0	4.2	15.2	72.9	24.3	5
2	4x4x1/4	3.37	4	11.0	4.2	15.2	66.2	22.1	5
3	4x4x1/4	3.37	4	7.0	2.7	9.7	57.0	19.0	5
4	4x4x3/16	2.58	4	7.0	2.7	9.7	48.1	16.0	5
5	4x4x3/16	2.58	4	7.0	2.7	9.7	53.2	17.7	5
6	4x4x3/16	2.58	4	7.0	2.7	9.7	45.0	15.0	4
10	4x4x1/4	3.37	4	3.9	1.5	5.5	19.8	6.6	3
11	4x4x1/4	3.37	4	7.0	2.7	9.7	45.1	15.0	4
15	4x4x1/4	3.37	4	7.0	2.7	9.7	42.5	14.2	4
16	4x4x1/4	3.37	4	7.0	2.7	9.7	47.6	15.9	4

Entre las otras provisiones que se toman en cuenta son las verificaciones de la capacidad del concreto de la zapata por cortante, “punching shear” o punzado por cortante y por flexión. Con esta última se determina el área de acero necesaria para proveer el refuerzo adecuado para resistir al momento creado entre las presiones del suelo y las cargas transmitidas a la zapata.

En el caso de la verificación por cortante, se utilizan las cargas y los momentos factorizados, para conseguir los esfuerzos actuando en el fondo de la zapata. Ya que estas columnas no crean momentos, este se consideró igual a 0 k-ft para estos cálculos, descartando así la segunda parte de la ecuación.

$$\sigma_u = \frac{Pu}{A} \mp \frac{Mu}{S} ; \sigma_1 = \frac{Pu}{A} + \frac{Mu}{S} , \sigma_2 = \frac{Pu}{A} - \frac{Mu}{S}$$

$$Pu = 1.2DL + 1.6LL$$

$$S = \frac{I}{c} ; I = \frac{bh^3}{12} , c = \frac{h}{2}$$

Se conoce que el cortante máximo ocurre a una distancia $\frac{d}{2}$ desde la cara de la columna donde:

$$d = h - \text{recubrimiento} - d_b$$

Luego de calcular la presión en 'd', se obtuvo el cortante máximo a esa distancia y se comparó con el cortante nominal o resistencia al esfuerzo cortante nominal del concreto, $V_u < \phi V_n = \phi V_c$; $\phi = 0.75$. Al cumplir este requerimiento para todas las zapatas, 'd' no cambió y se prosiguió con la verificación por punzado por cortante.

$$q_d = \left(\frac{b}{2} + \frac{\text{lado col.}}{2} + d \right) * \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{b} \right) + \sigma_2$$

$V_u = p_d * \text{área efectiva}$; $p_d = \text{presión promedio entre presión máx y } q_d$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.75) * 2 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$b_w = \text{largo} * \text{grosor del área donde actúa el cortante} = b * h$$

Tabla 51. Cálculos realizados en Excel para la verificación por cortante en las zapatas para cada columna

VERIFICACION POR CORTANTE											
ID COLUMNA	Pu (kips)	σu parte1 (ksf)	σu1 (ksf)	σu2 (ksf)	d (in)	Presion 'q' en d (ksf)	q promedio (ksf)	Vu (kips)	φVn=φVc	Revision1 para d	a=b=l (ft)
1	105.1	4.204	4.204	4.204	10.0	4.204	4.204	31.5	56.9	OK	5
2	95.0	3.800	3.800	3.800	10.0	3.800	3.800	28.5	56.9	OK	5
3	82.8	3.313	3.313	3.313	10.0	3.313	3.313	24.8	56.9	OK	5
4	69.0	2.761	2.761	2.761	10.0	2.761	2.761	20.7	56.9	OK	5
5	76.8	3.071	3.071	3.071	10.0	3.071	3.071	23.0	56.9	OK	5
6	63.8	3.989	3.989	3.989	10.0	3.989	3.989	16.0	45.5	OK	4
10	28.4	3.159	3.159	3.159	10.0	3.159	3.159	4.7	34.2	OK	3
11	64.5	4.030	4.030	4.030	10.0	4.030	4.030	16.1	45.5	OK	4
15	60.1	3.755	3.755	3.755	10.0	3.755	3.755	15.0	45.5	OK	4
16	67.6	4.224	4.224	4.224	10.0	4.224	4.224	16.9	45.5	OK	4

En la verificación por “punching shear” se evalúa la resistencia al esfuerzo cortante nominal del concreto factorizada utilizando tres ecuaciones, de las cuales controla el resultado menor y se compara con el cortante último V_u .

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d;$$

β = razón de lado corto y lado largo de la columna = 1 (cuadrada)

$b_o d$ = área por donde se transmite el cortante

b_o = perímetro de sección crítica

λ = 1 para concreto liviano

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d;$$

α_s = 40 para col. interiores

$$V_c = 4\lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_u = p_d (b^2 - b_o^2)$$

Tabla 52. Cálculos realizados en Excel para la verificación por punzado por cortante en las zapatas para cada columna

VERIFICACION POR "PUNCHING SHEAR"							Controla menor					
ID COLUMNA	q promedio (ksf)	HSS	A (HSS) (in ²)	largo un lado HSS (in.)	Vu (kips)	bo*d (in ²)	Vc1 (kips)	Vc2 (kips)	Vc3 (kips)	Controla	φVc (kips)	Revision2 para d
1	4.204	4x4x1/4	3.37	4	99.4	560	212.5	134.1	141.7	134.1	100.6	Ok
2	3.800	4x4x1/4	3.37	4	89.8	560	212.5	134.1	141.7	134.1	100.6	Ok
3	3.313	4x4x1/4	3.37	4	78.3	560	212.5	134.1	141.7	134.1	100.6	Ok
4	2.761	4x4x3/16	2.58	4	65.3	560	212.5	134.1	141.7	134.1	100.6	Ok
5	3.071	4x4x3/16	2.58	4	72.6	560	212.5	134.1	141.7	134.1	100.6	Ok
6	3.989	4x4x3/16	2.58	4	58.4	560	212.5	111.3	141.7	111.3	83.5	Ok
10	3.159	4x4x1/4	3.37	4	24.1	560	212.5	93.6	141.7	93.6	70.2	Ok
11	4.030	4x4x1/4	3.37	4	59.0	560	212.5	111.3	141.7	111.3	83.5	Ok
15	3.755	4x4x1/4	3.37	4	55.0	560	212.5	111.3	141.7	111.3	83.5	Ok
16	4.224	4x4x1/4	3.37	4	61.8	560	212.5	111.3	141.7	111.3	83.5	Ok

El requerimiento $\phi Vc > Vu$ cumplió para todas las columnas por lo que no hubo necesidad de cambiar 'd' y se prosiguió con la revisión por flexión.

La verificación por flexión consiste en calcular el momento máximo en la zapata el cual ocurre en la cara de la columna. Luego de calcular el momento último, se utilizó el método de la resistencia nominal, Rn , con el cual se halla un porcentaje de acero, ρ , que debe ser mayor que el mínimo determinado para losas, 0.0018 y menor que el porcentaje de fluencia del acero, 0.005.

$$Mu = (q_{promedio}) * \left(\frac{l^2}{2}\right) * b + (\sigma_1 - q_{promedio}) * \left(\frac{l^2}{6}\right) * b;$$

$$l = \text{largo efectivo} = (b - \text{ancho col.})$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2}; \phi = 0.9$$

$$Rn = \rho f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho f_y}{0.85 f'_c}\right); \text{usar 'solve' para hallar '}\rho'$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_t$$

$$As = \rho b d$$

Tabla 53. Cálculos realizados en Excel para la verificación por flexión en las zapatas para cada columna

VERIFICACION POR FLEXION (cont.)								
ID COLUMNA	Mu (k-ft)	Mu (k-ft/ft)	Rn (ksi)	ρ	As (in ²)	ρ min	ρ que controla	As min
1	57.2	11.4	0.1272	0.0022	1.32	0.0018	0.0022	1.32
2	51.7	10.3	0.1149	0.002	1.2	0.0018	0.002	1.2
3	45.1	9.0	0.1002	0.0017	1.02	0.0018	0.0018	1.08
4	37.6	7.5	0.0835	0.0014	0.84	0.0018	0.0018	1.08
5	41.8	8.4	0.0929	0.0016	0.96	0.0018	0.0018	1.08
6	26.8	6.7	0.0745	0.0013	0.624	0.0018	0.0018	0.864
10	8.4	2.8	0.0312	0.0005	0.18	0.0018	0.0018	0.648
11	27.1	6.8	0.0753	0.0013	0.624	0.0018	0.0018	0.864
15	25.2	6.3	0.0701	0.0012	0.576	0.0018	0.0018	0.864
16	28.4	7.1	0.0789	0.0013	0.624	0.0018	0.0018	0.864

La mayoría de los porcentos de acero conseguidos a través de Rn , fueron menores a ρ_{min} , por lo que ρ_{min} , controló el diseño, mientras que otros porcentos fueron mayores y estos a su vez controlaron los diseños correspondientes.

Se utilizó la Tabla 54 para determinar la cantidad de varillas necesarias para cumplir con el acero requerido por flexión.

Tabla 54. Áreas de grupos de Varillas Estándar en pulgadas cuadradas

No. de varilla	Áreas de Grupos de Varillas Estándar (in. ²)												
	Cantidad de varillas												
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
4	0.39	0.58	0.78	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96	2.16	2.36	2.55	2.75
5	0.61	0.91	1.23	1.53	1.84	2.15	2.45	2.76	3.07	3.37	3.68	3.99	4.30
6	0.88	1.32	1.77	2.21	2.65	3.09	3.53	3.98	4.42	4.86	5.30	5.74	6.19
7	1.20	1.80	2.41	3.01	3.61	4.21	4.81	5.41	6.01	6.61	7.22	7.82	8.42
8	1.57	2.35	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	8.64	9.43	10.21	11.00
9	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
10	2.53	3.79	5.06	6.33	7.59	8.86	10.12	11.39	12.66	13.92	15.19	16.45	17.72
11	3.12	4.68	6.25	7.81	9.37	10.94	12.50	14.06	15.62	17.19	18.75	20.31	21.87
14	4.50	6.75	9.00	11.25	13.50	15.75	18.00	20.25	22.50	24.75	27.00	28.25	31.50
18	8.00	12.00	16.00	20.00	24.00	28.00	32.00	36.00	40.00	44.00	48.00	52.00	56.00

Tabla 55. (cont.) Cálculos realizados en Excel para la verificación por flexión en las zapatas para cada columna

VERIFICACION POR FLEXION (cont.)						
ID COLUMNA	Cantidad de Varillas #4	a=b=l	Espaciamento max (in)	Ld (in)	Espacio disponible (in)	Revision Ld
1	8	5	8	11.4	28	OK
2	8	5	8	11.4	28	OK
3	6	5	11	11.4	28	OK
4	6	5	11	11.4	28	OK
5	6	5	11	11.4	28	OK
6	5	4	11	11.4	22	OK
10	4	3	10	11.4	16	OK
11	5	4	11	11.4	22	OK
15	5	4	11	11.4	22	OK
16	5	4	11	11.4	22	OK

Por último, el largo de desarrollo se calculó con la siguiente fórmula según las provisiones del Capítulo 12 del ACI318-08:

$$l_d = \left(\frac{3}{40} * \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} * \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{C_b + \frac{K_{tr}}{d_b}} \right) d_b ;$$

$$C_b + \frac{K_{tr}}{d_b} = 2.5$$

$$\Psi_s = 0.8 \text{ para varillas \#4, } \quad y \quad \Psi_t, \Psi_e = 1$$

7.4.4.2 Diseño de zapatas para las Paredes nuevas

El diseño de las zapatas para las paredes nuevas se realizó de la misma manera y con los mismos parámetros que el diseño de las zapatas para las columnas excepto algunas provisiones. Las ilustraciones en la Figura 30 muestran la identificación de las paredes nuevas a las que se le diseñaron las zapatas.

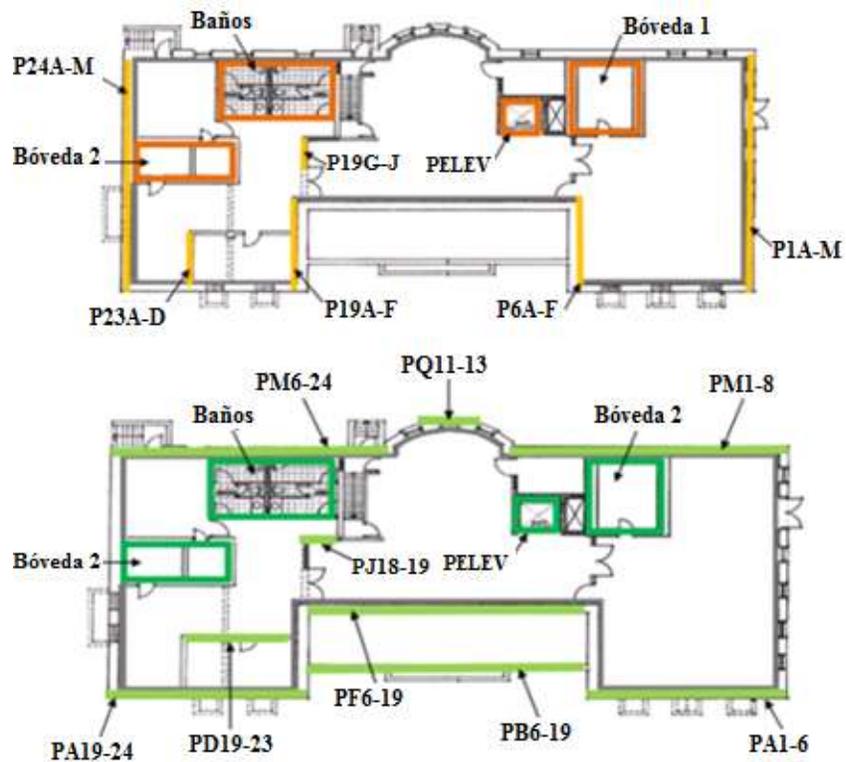


Figura 30. Planos con identificación de las paredes nuevas, añadidas o reemplazadas, para las cuales se diseñaron zapatas nuevas

En el caso de las paredes, estas sí transmiten momento, M_u , por lo que se utilizó el momento causado por el terremoto M_e , obtenido de ETABS, factorizado entre 1.4 al igual que la combinación de carga, $\frac{P_u}{1.4}$. Además, para determinar el espesor preliminar de las zapatas se asumió un tamaño de varilla en la zapata de 1 pulgada de diámetro, varillas #8, a diferencia del diseño para las zapatas de las columnas donde se asumió el uso de varillas #4 con $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro.

Tabla 56. Cálculos para la determinación de tamaño de zapata para las paredes nuevas

DETERMINACION DE TAMAÑO DE ZAPATA												
ID PARED	PD (kips)	PL (kips)	largo de pared (ft)	PD (k/ft)	PL (k/ft)	Me (k-ft)	Me/1.4 (k-ft)	PD+PL (k/ft)	ancho (ft)	Ldt (in.)	Espesor Preliminar 'h' (in)	grosor de pared, t (in)
P1A-M	177.0	81.5	48.48	3.7	1.7	610	436	5.3	1.8	9.5	14.5	8
BOVEDA 1	155.0	96.5	18	8.6	5.4	385	275	14.0	4.7	9.5	14.5	8
P6A-F	67.4	45.0	16.77	4.0	2.7	153	109	6.7	2.2	9.5	14.5	8
PELEV	133.7	75.8	9	14.9	8.4	128	91	23.3	7.8	9.5	14.5	8
BANOS	252.3	60.3	14	18.0	4.3	362	259	22.3	7.4	9.5	14.5	8
P19A-F	39.3	28.9	16.77	2.3	1.7	150	107	4.1	1.4	9.5	14.5	8
P19G-J	59.7	27.2	8	7.5	3.4	36	26	10.9	3.6	9.5	14.5	8
BOVEDA 2	149.0	76.4	8	18.6	9.6	262	187	28.2	9.4	9.5	14.5	8
OFICINA P23-A-D	28.7	21.9	11	2.6	2.0	63	45	4.6	1.5	9.5	14.5	8
P24A-M	161.8	32.6	48.48	3.3	0.7	649	458	4.0	1.3	9.5	14.5	8
PA1-6	113.0	47.9	30.9	3.7	1.5	237	169	5.2	1.7	9.5	14.5	8
PA19-24	102.2	22.3	31.21	3.3	0.7	236	169	4.0	1.3	9.5	14.5	8
PB6-19	59.1	15.3	47.62	1.2	0.3	128	91	1.6	0.5	9.5	14.5	8
PD-19-23	39.2	30.2	19.25	2.0	1.6	61	44	3.6	1.2	9.5	14.5	8
BOVEDA 2 (y)	149.0	76.4	19.37	7.7	3.9	261	186	11.6	3.9	9.5	14.5	8
PF6-19	187.2	121.3	47.62	3.9	2.5	521	360	6.5	2.2	9.5	14.5	8
PJ18-19	28.5	22.0	5.55	5.1	4.0	10.26	7	9.1	3.0	9.5	14.5	8
BOVEDA 1	155.0	96.5	11.2	13.8	8.6	384	274	22.5	7.5	9.5	14.5	8
BANOS	252.3	60.3	22.5	11.2	2.7	361.6	258	13.9	4.6	9.5	14.5	8
PM1-8	155.7	57.0	45.2	3.4	1.3	335	239	4.7	1.6	9.5	14.5	8
PM6-24	163.0	31.1	44.7	3.6	0.7	330	236	4.3	1.4	9.5	14.5	8
PQ11-13		21.0	20	3.8	1.1	55	39	4.8	1.6	9.5	14.5	8

Tabla 57. (cont.) Cómputos para la determinación de tamaño de zapata para las paredes nuevas

DETERMINACION DE TAMANO DE ZAPATA (cont.)							
ID PARED	PDs adicional (kips)	PDc adicional (kips)	PD add. (kips)	Ptotal (k/ft)	ancho (ft)	ancho =b (ft)	Area (ft^2)
P1A-M	23.7	15.6	39.3	297.8	99.3	10	484.8
BOVEDA 1	31.6	15.2	46.8	298.3	99.4	10	180
P6A-F	11.6	6.8	18.4	130.8	43.6	7	117.39
PELEV	28.1	12.6	40.7	250.2	83.4	10	90
BANOS	41.7	18.9	60.6	373.2	124.4	12	168
P19A-F	5.1	4.1	9.2	77.4	25.8	6	100.62
P19G-J	10.4	5.2	15.6	102.5	34.2	6	48
BOVEDA 2	30.7	13.6	44.3	269.7	89.9	10	80
OFICINA P23-A-D	4.2	3.1	7.2	57.8	19.3	5	55
P24A-M	14.3	11.7	26.0	220.4	73.5	9	436.32
PA1-6	14.5	9.7	24.2	185.1	61.7	8	247.2
PA19-24	9.1	7.5	16.6	141.1	47.0	7	218.47
PB6-19	-3.1	4.5	1.4	75.9	25.3	6	285.72
PD-19-23	4.5	4.2	8.7	78.2	26.1	6	115.5
BOVEDA 2 (y)	27.4	13.6	41.0	266.4	88.8	10	193.7
PF6-19	31.3	18.6	49.9	358.4	119.5	11	523.82
PJ18-19	5.8	3.0	8.8	59.2	19.7	5	27.75
BOVEDA 1	33.6	15.2	48.8	300.3	100.1	11	123.2
BANOS	39.2	18.9	58.1	370.7	123.6	12	270
PM1-8	17.9	12.8	30.8	243.5	81.2	10	452
PM6-24	15.4	11.7	27.1	221.1	73.7	9	402.3
PQ11-13	8.2	5.8	14.0	110.1	36.7	7	140

Tabla 58. Cómputos para la verificación por cortante para el tamaño de Zapata escogido para las zapatas de las paredes nuevas

VERIFICACION POR CORTANTE										
ID PARED	Pu (kips)	Pu/1.4 (kips)	σ neta factorizada (k/ft ²)	Mu (k-ft)	S=l/c	σ_u parte1 (ksf)	σ_u parte2 (ksf)	σ_u1 (ksf)	σ_u2 (ksf)	d (in)
P1A-M	390.0	279	0.804	436	3917.2	0.6	0.11	0.686	0.463	10.487
BOVEDA 1	396.6	283	2.203	275	540.0	1.6	0.51	2.083	1.065	10.487
P6A-F	174.9	125	1.490	109	328.1	1.1	0.33	1.398	0.731	10.487
PELEV	330.6	236	3.673	91	135.0	2.6	0.68	3.301	1.946	10.487
BANOS	471.9	337	2.809	259	392.0	2.0	0.66	2.666	1.347	10.487
P19A-F	104.5	75	1.038	107	281.2	0.7	0.38	1.123	0.361	10.487
P19G-J	133.9	96	2.790	26	64.0	2.0	0.40	2.395	1.591	10.487
BOVEDA 2	354.2	253	4.428	187	106.7	3.2	1.75	4.917	1.408	10.487
OFICINA P23-A-D	78.1	56	1.420	45	100.8	1.0	0.45	1.461	0.568	10.487
P24A-M	277.5	198	0.636	458	3525.5	0.5	0.13	0.584	0.324	10.487
PA1-6	241.3	172	0.976	169	1273.1	0.7	0.13	0.830	0.564	10.487
PA19-24	178.2	127	0.816	169	1136.4	0.6	0.15	0.731	0.434	10.487
PB6-19	97.2	69	0.340	91	2267.7	0.2	0.04	0.283	0.203	10.487
PD-19-23	105.9	76	0.917	44	370.6	0.7	0.12	0.773	0.537	10.487
BOVEDA 2 (y)	350.2	250	1.808	186	625.3	1.3	0.30	1.590	0.993	10.487
PF6-19	478.6	342	0.914	360	4157.4	0.7	0.09	0.739	0.566	10.487
PJ18-19	79.9	57	2.878	7	25.7	2.1	0.29	2.341	1.770	10.487
BOVEDA 1	399.0	285	3.239	274	230.0	2.3	1.19	3.506	1.121	10.487
BANOS	468.9	335	1.737	258	1012.5	1.2	0.26	1.496	0.985	10.487
PM1-8	315.0	225	0.697	239	3405.1	0.5	0.07	0.568	0.427	10.487
PM6-24	277.8	198	0.691	236	2997.1	0.5	0.08	0.572	0.415	10.487

Tabla 59. (cont.) Cálculos para la verificación por cortante para el tamaño de Zapata escogido par alas zapatas de las paredes nuevas

VERIFICACION POR CORTANTE (cont.)												
ID PARED	Presion, q en d (ksf)	q promedio (ksf)	Vu (kips)	$\phi V_n = \phi V_c$ (kips)	Revision1 para d	Espesor nuevo (in)	d nueva (in)	q en d nueva (ksf)	q promedio nueva (ksf)	Vu (kips)	$\phi V_n = \phi V_c$ (kips)	Revision 2 para d
P1A-M	0.601	0.644	24.4	119.4	OK	18.0	14.5	0.609	0.647	22.4	164.9	OK
BOVEDA 1	1.697	1.890	71.7	119.4	OK	18.0	14.5	1.731	1.907	66.0	164.9	OK
P6A-F	1.179	1.288	20.7	83.6	OK	18.0	14.5	1.211	1.304	17.9	115.4	OK
PELEV	2.787	3.044	115.5	119.4	OK	18.0	14.5	2.832	3.067	106.1	164.9	OK
BANOS	2.139	2.403	138.2	143.3	OK	18.0	14.5	2.176	2.421	129.6	197.9	OK
P19A-F	0.895	1.009	10.8	71.6	OK	18.0	14.5	0.937	1.030	9.0	99.0	OK
P19G-J	2.155	2.275	24.5	71.6	OK	18.0	14.5	2.199	2.297	20.1	99.0	OK
BOVEDA 2	3.586	4.252	161.3	119.4	cambiar d	18.0	14.5	3.703	4.310	149.1	164.9	OK
OFICINA P23-A-D	1.230	1.345	8.7	59.7	OK	18.0	14.5	1.290	1.375	6.6	82.5	OK
P24A-M	0.489	0.537	15.9	107.4	OK	18.0	14.5	0.499	0.542	14.4	148.4	OK
PA1-6	0.737	0.784	17.5	95.5	OK	18.0	14.5	0.748	0.789	15.5	131.9	OK
PA19-24	0.634	0.683	11.0	83.6	OK	18.0	14.5	0.648	0.690	9.5	115.4	OK
PB6-19	0.259	0.271	2.9	71.6	OK	18.0	14.5	0.264	0.273	2.4	99.0	OK
PD-19-23	0.702	0.737	7.9	71.6	OK	18.0	14.5	0.715	0.744	6.5	99.0	OK
BOVEDA 2 (y)	1.363	1.476	56.0	119.4	OK	18.0	14.5	1.383	1.486	51.4	164.9	OK
PF6-19	0.672	0.705	33.3	131.3	OK	18.0	14.5	0.677	0.708	30.8	181.4	OK
PJ18-19	2.194	2.268	14.7	59.7	OK	18.0	14.5	2.232	2.287	11.0	82.5	OK
BOVEDA 1	2.575	3.041	143.6	131.3	cambiar d	18.0	14.5	2.647	3.077	134.0	181.4	OK
BANOS	1.292	1.394	80.2	143.3	OK	18.0	14.5	1.306	1.401	75.0	197.9	OK
PM1-8	0.515	0.541	20.5	119.4	OK	18.0	14.5	0.519	0.544	18.8	164.9	OK
PM6-24	0.514	0.543	16.1	107.4	OK	18.0	14.5	0.520	0.546	14.5	148.4	OK

Se puede apreciar cómo para las bóvedas, se nos indica que el grosor de la zapata no sería adecuado por lo que se tendría que cambiar 'd', que a la vez cambiaría 'h', para que el concreto cumpla con la resistencia al cortante. Por lo tanto, se decidió cambiar el grosor de todas las paredes para mantener consistencia a pesar de que las demás cumplieron.

La verificación por flexión también se realizó utilizando Rn , para obtener el porcentaje de acero actual, y luego verificándolo para que sea mayor que el porcentaje mínimo requerido pero menor que 3/8 del porcentaje de acero balanceado:

$$\rho_{bal} > \rho_{actual} > \rho_{min}$$

También, durante la verificación por flexión se estimó que el cambio de grosor de todas las zapatas fue favorable ya que las que cumplieron por cortante, no cumplirían por flexión con un grosor menor de 18 pulgadas. Algunas cantidades de varillas se tuvieron que aumentar para que el espaciamiento mínimo de 18 pulgadas cumpliera.

Tabla 60. Cómputos para la verificación por flexión para el tamaño de Zapata escogido para las zapatas de las paredes nuevas

VERIFICACION POR FLEXION (cont.)												
ID PARED	Mu (k-ft)	Rn	ρ actual	ρ min	Revision ρ actual > ρ min	ρ bal.	0.4* ρ	Revision 0.4 ρ bal. > ρ actual	As (in ²)	a (in)	ϕ Mn (kips-ft)	Revision de Momento
P1A-M	435.7	0.2307	0.004	0.0018	OK	0.0285	0.0114	OK	6.95	1.023	437.3	OK
BOVEDA 1	275.0	0.1456	0.0025	0.0018	OK	0.0285	0.0114	OK	4.35	0.639	277.1	OK
P6A-F	109.3	0.0827	0.0014	0.0018	0.0018	0.0285	0.0114	OK	2.19	0.460	140.5	OK
PELEV	91.4	0.0484	0.0008	0.0018	0.0018	0.0285	0.0114	OK	3.13	0.460	200.8	OK
BANOS	258.6	0.1141	0.002	0.0018	OK	0.0285	0.0114	OK	4.17	0.511	267.2	OK
P19A-F	107.1	0.0945	0.0016	0.0018	0.0018	0.0285	0.0114	OK	1.88	0.460	120.5	OK
P19G-J	25.7	0.0227	0.0004	0.0018	0.0018	0.0285	0.0114	OK	1.88	0.460	120.5	OK
BOVEDA 2	187.1	0.0991	0.0017	0.0018	0.0018	0.0285	0.0114	OK	3.13	0.460	200.8	OK
OFICINA P23-A-D	45.0	0.0476	0.0008	0.0018	0.0018	0.0285	0.0114	OK	1.56	0.460	100.4	OK
P24A-M	458.0	0.2204	0.005	0.0018	OK	0.0285	0.0114	OK	9.56	1.278	595.8	OK
PA1-6	169.3	0.1120	0.0019	0.0018	OK	0.0285	0.0114	OK	2.64	0.486	169.4	OK
PA19-24	168.6	0.1275	0.0022	0.0018	OK	0.0285	0.0114	OK	2.68	0.562	171.1	OK
PB6-19	91.4	0.0807	0.0014	0.0018	0.0018	0.0285	0.0114	OK	1.88	0.460	120.5	OK
PD-19-23	43.6	0.0384	0.0006	0.0018	0.0018	0.0285	0.0114	OK	1.88	0.460	120.5	OK
BOVEDA 2 (y)	186.4	0.0987	0.0017	0.0018	0.0018	0.0285	0.0114	OK	3.13	0.460	200.8	OK
PF6-19	360.0	0.1733	0.003	0.0018	OK	0.0285	0.0114	OK	5.74	0.767	364.1	OK
PJ18-19	7.3	0.0078	0.00013	0.0018	0.0018	0.0285	0.0114	OK	1.56	0.460	100.4	OK
BOVEDA 1	274.3	0.1320	0.0025	0.0018	OK	0.0285	0.0114	OK	4.78	0.639	304.8	OK
BANOS	258.3	0.1140	0.002	0.0018	OK	0.0285	0.0114	OK	4.17	0.511	267.2	OK
PM1-8	239.3	0.1267	0.0024	0.0018	OK	0.0285	0.0114	OK	4.17	0.614	266.2	OK
PM6-24	235.7	0.1387	0.0024	0.0018	OK	0.0285	0.0114	OK	3.75	0.614	239.6	OK

Tabla 61. Cómputos para la verificación por flexión para el tamaño de Zapata escogido para las zapatas de las paredes nuevas

VERIFICACION POR FLEXION (cont.)				
ID PARED	Cantidad de Varillas #8	Espaciamiento max. (in)	Ld (in)	Largo Provisto (in)
P1A-M	9	14.3	28	56
BOVEDA 1	8	16.3	28	56
P6A-F	6	15.6	28	38
PELEV	8	16.3	28	56
BANOS	9	17.3	28	68
P19A-F	5	16.5	28	32
P19G-J	5	16.5	28	32
BOVEDA 2	8	16.3	28	56
OFICINA P23-A-D	4	18.0	28	26
P24A-M	10	11.3	28	50
PA1-6	6	18.0	28	44
PA19-24	6	15.6	28	38
PB6-19	5	16.5	28	32
PD-19-23	5	16.5	28	32
BOVEDA 2 (y)	8	16.3	28	56
PF6-19	8	18.0	28	62
PJ18-19	4	18.0	28	26
BOVEDA 1	8	18.0	28	62
BANOS	9	17.3	28	68
PM1-8	8	16.3	28	56
PM6-24	7	17.0	28	50

7.4.4.3 Modelos de secciones y vistas en plano de diseños de las zapatas para columnas y paredes nuevas

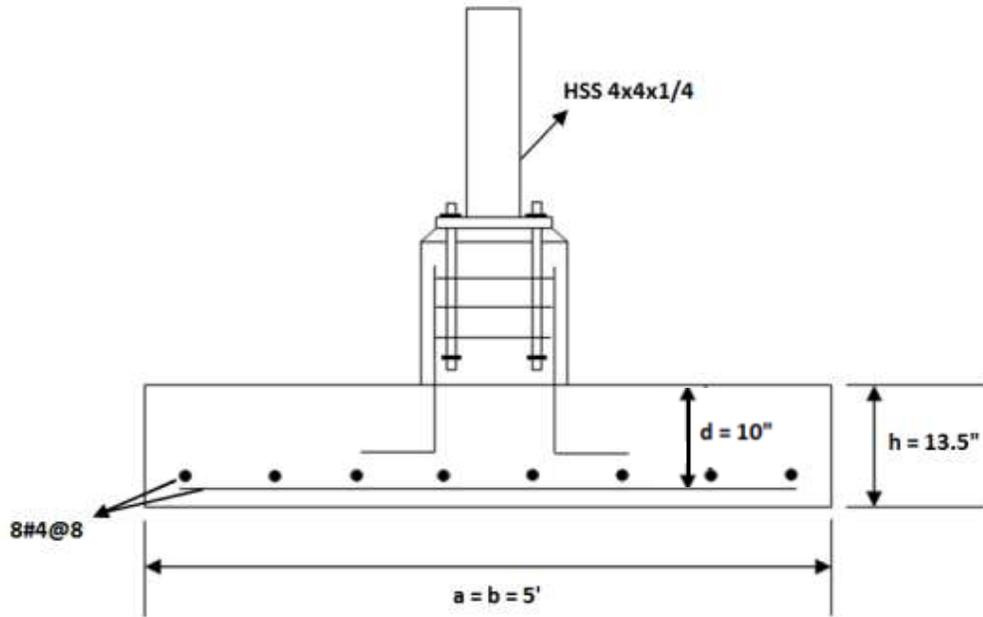


Figura 31. Sección del diseño de zapata para una de las columnas

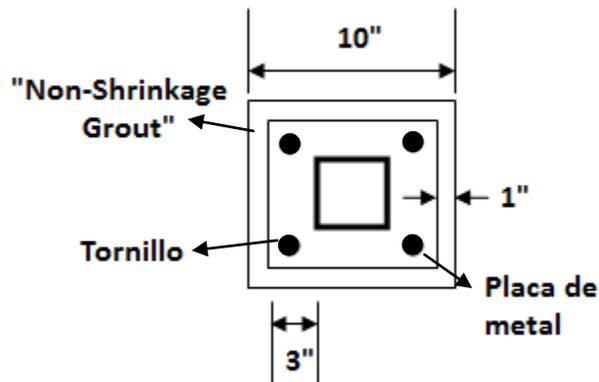


Figura 32. Vista en plano de la base de una de las columnas

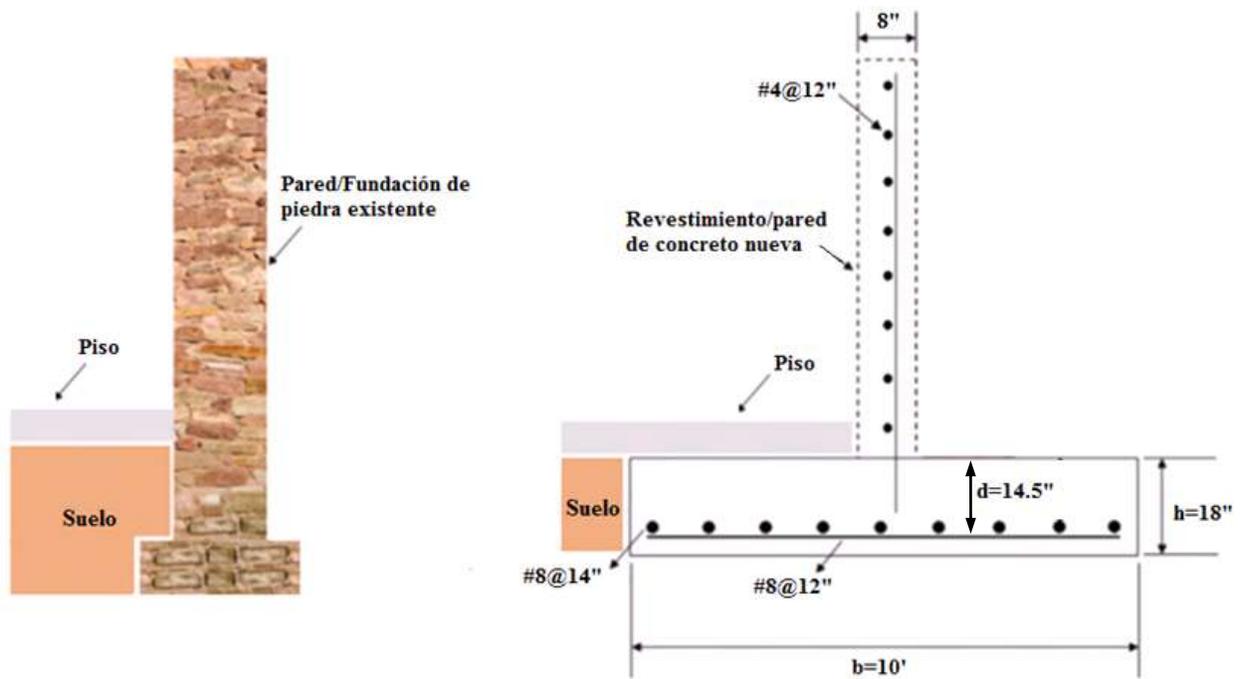


Figura 33. Sección de pared de la fundación existente hecha de mampostería de piedra. (Izquierda) Ejemplo de diseño de Zapata y pared (simple) en concreto reforzado para el revestimiento de las paredes de la fundación en el sótano. (Derecha)

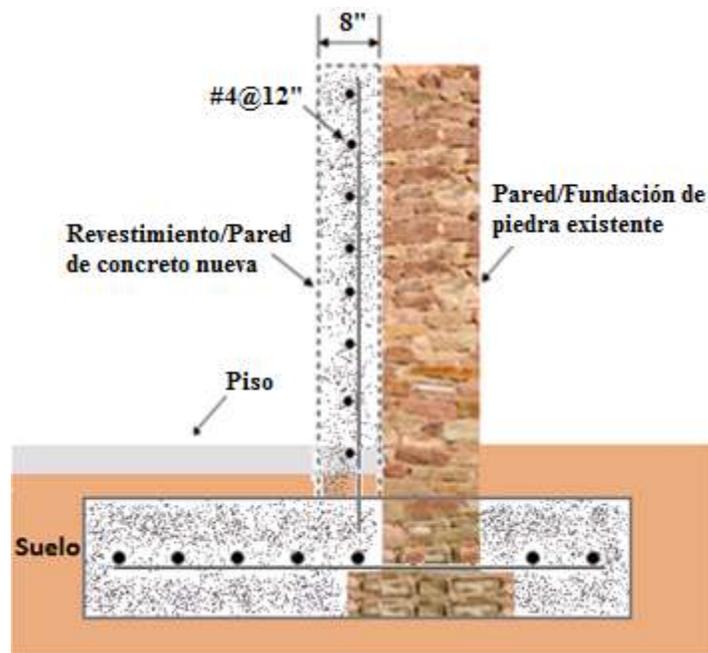


Figura 34. Sección del arreglo final de construcción entre el revestimiento y la pared de la fundación existente.

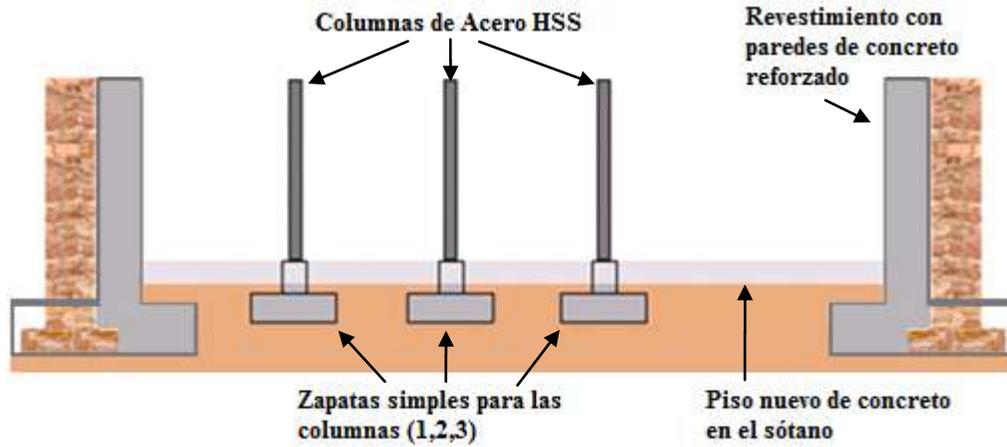


Figura 35. Sección del lado corto del edificio mostrando la adaptación de las zapatas de algunos de los elementos estructurales añadidos.

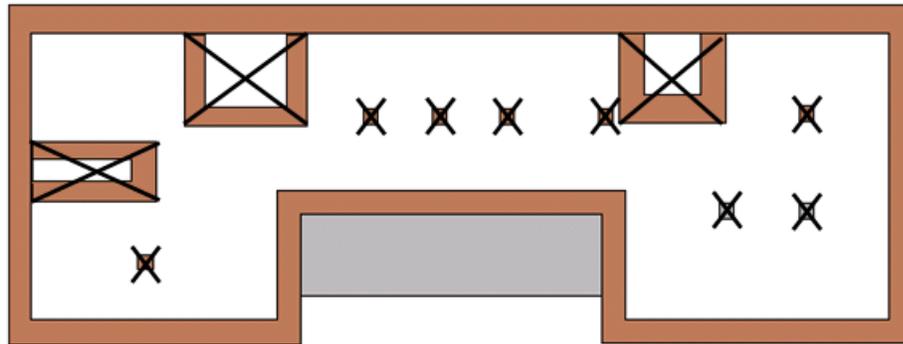


Figura 36. Vista en planta de las zapatas existentes que serian removidas y reemplazadas por zapatas nuevas hechas de concreto reforzado.

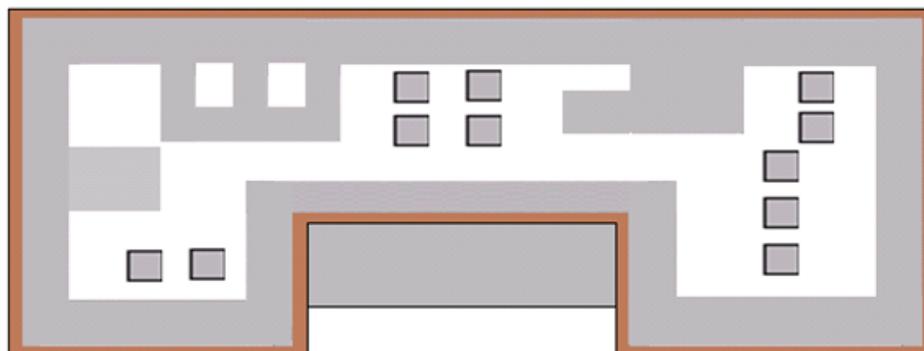


Figura 37. Vista en planta de las zapatas que serian añadidas para soportar los elementos estructurales nuevos (todo espacio gris).

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Este proyecto tuvo como objetivo principal familiarizarse con los requisitos especiales que conlleva una renovación de un edificio histórico y crear un plan de rehabilitación sísmica para el ‘Edificio 1’ luego de analizar el comportamiento de los elementos estructurales que lo componen al ser sometidos a diferentes condiciones de cargas ante la proposición de un posible cambio de uso de la estructura. También, tras ser evaluados para resistir cargas de un terremoto programado para el área de Mayagüez, PR, donde la actividad sísmica es de un nivel ‘alto’ en comparación con el nivel ‘bajo’ en su localidad actual, Milwaukee, WI.

El programa ETABS fue utilizado para crear dos modelos de la estructura que serían evaluados en el rango elástico bajo diferentes condiciones de cargas axiales y laterales. El modelo 1 fue expuesto a dos condiciones que incluyeron la combinación de cargas muerta y viva según su construcción y uso original desde el año 1895 y la combinación de carga muerta original y carga viva según el uso propuesto. El segundo modelo fue expuesto a la combinación de carga muerta incluyendo las reparaciones estéticas y las modificaciones estructurales para soportar cargas axiales mayores y carga viva según el cambio de uso propuesto. Una cuarta condición fue aplicada al modelo 2 para evaluar los cambios en esfuerzos en los elementos estructurales añadidos debido a la posible ocurrencia de un evento sísmico.

Tras evaluar los resultados obtenidos de los análisis bajo cada una de las cuatro condiciones, se concluyó lo siguiente:

1. El marco estructural, constituido principalmente por viguetas y paredes exteriores de madera y las paredes de las bóvedas hechas de mampostería de ladrillo, son los únicos elementos actuando para la resistencia de cargas axiales y laterales.
2. Los elementos descritos en el punto 1 no son suficientes y no están en condiciones adecuadas para resistir cargas muertas y vivas mayores de las que fueron diseñados

- para su uso original debido a daños por deterioro y por falta de conexiones positivas en las uniones y apoyos entre ellos.
3. Una renovación de elementos no estructurales que se encuentran deteriorados (subpisos y paredes interiores, ambos de madera) y modificaciones y mejoras en las conexiones entre elementos estructurales serían suficiente para rehabilitar la estructura para seguir su función actual.
 4. La adición de columnas y vigas en acero fue primordial para la primera etapa de rehabilitación ya que se acortaron los largos de las viguetas, creando así un mayor número de apoyos y rutas de cargas desde cada piso hacia las zapatas y permitiendo que estas cumplan para esfuerzos por momentos y cortantes y deflexiones máximas bajo la condición número 3 la cual expuso al modelo a las cargas muertas y vivas designadas por el uso propuesto: almacén permanente de archivos.
 5. El revestimiento de las paredes de la fundación con paredes de concreto reforzado añadió resistencia adicional para soportar las cargas axiales mayores dado el cambio de uso propuesto.
 6. Los elementos en acero y el revestimiento mencionado en el punto 4 no fueron suficientes para resistir cargas laterales inducidas por un terremoto programado para un área de alta actividad sísmica como Mayagüez, P.R. por lo que fue necesario el reemplazo de las paredes de ladrillos de las bóvedas por paredes de concreto reforzado y la adición de paredes de concreto reforzado para las divisiones de los baños en los tres pisos.
 7. Aun con los métodos de rehabilitación ya mencionados, según los resultados de ETABS para los esfuerzos calculados en algunas vigas y columnas, muchas fallarían en caso de un evento sísmico de alta intensidad como el programado para la zona de Mayagüez, PR.

8. En dicha condición, las paredes de carga exteriores del piso 1 y el piso 2, hechas en madera y ladrillo decorativo, no aportarían en nada a la resistencia de cargas laterales.
9. Según las sugerencias hechas por el personal del Cuerpo de Ingenieros del Distrito de St. Louis, el revestimiento con “plywood” en el interior de las paredes de carga exteriores hechas de madera, sería suficiente para renovarlas y crear mejor estabilidad entre cada piso y el diafragma de la estructura. Sin embargo, esto sería en el caso en que la estructura fuera analizada en Milwaukee, WI, donde la actividad sísmica es baja.
10. En el caso de este proyecto, el modelo fue analizado aplicando parámetros consistentes con posibles cargas provenientes de un terremoto en el área de Mayagüez, PR. Estos parámetros los aplicó ETABS directamente al escoger el ASCE7-05 en el programa para el análisis debido a cargas de terremoto. Por lo tanto, en ETABS no fue posible analizar la estructura de la manera sugerida en el punto 9 ya que las paredes de madera y en este caso el revestimiento con paneles de “plywood”, no aportarían significativamente a la resistencia de cargas laterales. Fue necesario modelar las paredes exteriores de los pisos 1 y 2 como paredes de concreto reforzado en continuidad con el revestimiento de las paredes de la fundación. De esta manera, los elementos en acero cumplieron con los esfuerzos permisibles.
11. Se diseñaron zapatas nuevas para cada elemento estructural añadido en el plan de rehabilitación sísmica. Las zapatas fueron diseñadas individualmente para cada elemento como zapatas simples para columnas y paredes, pero se entiende que se podrían adaptar otros diseños como zapatas combinadas rectangulares en el caso de tener varias columnas añadidas en un área común como el caso del área específica que serviría como almacén de archivos.
12. La reorganización de espacios para adaptar la estructura a sus nuevos usos provee para colocar un elevador, para el cual se modelaron las paredes que sostendrían los rieles, pero se necesitaría un análisis más detallado para poder implementarlo como

parte de la rehabilitación. El análisis debería incluir las cargas que se estarían transfiriendo desde los rieles por donde correría el elevador hacia las paredes. Para este análisis se puede consultar con cualquier compañía de diseño de elevadores para que provean las especificaciones correspondientes al tipo de elevador que se estaría acomodando en la estructura. De todas formas, en el caso que dicho análisis no fuese favorable, sería necesario añadir paredes de carga en el mismo lugar para ayudar en la resistencia a cargas laterales.

Como conclusión final, es importante enfatizar que este proyecto se llevó a cabo tratando de representar la estructura del ‘Edificio 1’ con modelos diseñados lo más semejante posible a la estructura real. Por ello se entiende que los resultados obtenidos son bastante asertivos con lo que pudiese ser el comportamiento de la estructura bajo las diferentes condiciones de cargas gravitacionales y laterales que se le aplicaron. No obstante, para concretizar un trabajo de esta magnitud sería necesario realizar otros estudios incluyendo un estimado de costos para evaluar la viabilidad de rehabilitar la estructura bajo estudio para soportar cargas de terremoto sin poner en riesgo su integridad histórica.

El plan sugerido a través de este proyecto para la rehabilitación sísmica del ‘Edificio 1’ estuvo limitado por varios factores como el estatus histórico de este y el corto alcance para modelar y analizar el mismo con extensión de detalles utilizando el programa ETABS. Por tanto, se recomienda el estudio de otros posibles métodos de rehabilitación sísmica para el ‘Edificio 1’ que pudiesen ser igual o más efectivos en la transferencia de cargas. Evaluaciones y comparaciones entre otros posibles métodos de rehabilitación sísmica podrían significar ahorros en tiempo y dinero, representando una ruta más fácil para determinar la mejor opción que se podría adaptar a una estructura histórica.

9. BIBLIOGRAFIA

American Concrete Institute, 2008. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-08) and Commentary. ACI. Michigan, USA.

American Society of Civil Engineers. 2006. Minimum Design Loads for Buildings and other Structures. ASCE Standard-ASCE/SEI 7-05. ASCE. USA.

American Forest & Paper Association-American Wood Council, 2006. ANSI/AF&PA NDS National Design Specifications for Wood Construction ASD/LRFD with Commentary and Supplement: Design values for Wood Construction 2005 Edition, Washington, D.C., USA.

American Forest & Paper Association-American Wood Council, 2006. ASD/LRFD Examples, Structural Wood Design Solved Example Problems 2005 Edition. Washington, D.C., USA.

Anand, Prof. Arya S. y Ankush Agarwal. *Guidelines for Repair, Restoration and Retrofitting of Masonry Buildings in Earthquake affected areas of Jammu & Kashmir*. National Disaster Management Division, Ministry of Home Affairs, Government of India, New Delhi, January 2006.

Breyer, Donald E., Kelly E. Cobeen, Kenneth J. Fridley, David G. Pollock. August 2003. Design of Wood Structures-ASD. 5th Edition. McGraw-Hill, USA.

Cheung, Moe, Simon Foo, Jacques Granadino. *Seismic Retrofit of Existing Buildings: Innovative Alternatives*. Public Works & Government Services Canada. Canada.

Computers and Structures, Inc., 2005. ETABS, Version 9. Berkeley, California, USA.

ElGawady, M., P. Lestuzzi, M. Badoux. 2004. *A Review of Conventional Seismic Retrofitting Techniques for URM*. 13th International Brick and Block Masonry Conference. Amsterdam, Netherlands.

Fanella, David A., Basile G. Rabbat, 2002. *Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications*. Notes on ACI 318-02. 8th Edition. Portland Cement Association, USA.

Federal Emergency Management Agency. *Unreinforced Masonry Buildings and Earthquakes: Developing Successful Risk Reduction Programs, FEMA P-774*. Washington, D.C: FEMA, October 2009.

Federal Emergency Management Agency. *Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Chapter 5 – Type W1: Wood Light Frames, FEMA 547*. Washington, D.C: FEMA, October 2006.

Gonzalez Sola, Luis. 2007. *Retrofitting of R/C Structures on Gravity Columns using Inverted-Y Steel Brecinas*. Tesis M.S. University of Puerto Rico, Mayaguez Campus, PR.

Hernández González, José R. 2007. *Diseño Elástico y Análisis No Lineal para Terremoto Esperado de Edificios de Alta Importancia Ocupacional Sometidos a Cargas Sísmicas en Puerto Rico*. Tesis M.E. Universidad de Puerto Rico, Mayagüez Campus, PR.

International Code Council, Inc, 2009. *International Building Code*. USA.

Jokinen, Eric P. 1987. *Canadian Heritage Preservation*, Lone Pine Publishing, Canada, 7-10 pp.

Lazzarini, Daniel, Prof. Peter Laursen y Prof. Cole McDaniel. *Out-of-plane Seismic Performance of Unreinforced Masonry Walls Retrofitted with Unbonded Post-tensioning Tendons*. Abstract. California Polytechnic State University, San Luis Obispo, CA.

Machnikowski, Tomas. Home Building in Vancouver, Observations and Comments by Tomas Machnikowski, <http://studio-tm.com/constructionblog/?cat=237>.

Oficina Estatal de Conservación Histórica , Oficina del Gobernador – State Historic Preservation Office, Office of the Governor. 2012. Conservación Histórica.
www2.pr.gov/agencias/oech/Pages/ConservacionHistorica.aspx

Pacific Coast Building Officials Conference, 1949. Uniform Building Code. USA.

Penazzi, D., M.R. Valluzzi, A. Saisi, L. Binda, C. Modena. *Repair and Strengthening of Historic Masonry Buildings in Seismic Areas*. Supported by SSN (National Seismic Service)

TinyTIMBERS. 2012. Red Oak Physical Properties. http://tinytimbers.com/specie_roak.htm

TinyTIMBERS. 2012. Maple Wood http://tinytimbers.com/specie_hmaple.htm

U.S. Army Corps of Engineers y MCX. *Evaluation of Potential Archives Storage Facilities for the U.S. Department of Veterans Affairs Vol. 1*, STL District, Architectural-Archaeological Report Series No.9, July 2010.

U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey Center. 2012.
<http://geohazards.usgs.gov/designmaps/us/application.php>.

Weaver, Martin E. y F.G. Matero. 1993. *Conserving Buildings: A Guide to Techniques and Materials*. John Wiley & Sons, Inc., Canada, vii-3 pp.

Weeks, Kay D. y Anne E. Grimmer. 1995. *The Secretary of the Interior's Standard for the Treatment of Historic Properties with Guidelines for Preserving, Rehabilitating, Restoring & Reconstructing Historic Buildings*. U.S. Department of the Interior, National Park Service, Cultural Resource Stewardship and Partnerships, Heritage Preservation Services, Washington D.C., publisher notes-4 pp.

Wight, James K., James G. MacGregor, 2008. *Reinforced Concrete, Mechanics & Design*. 5th Edition. Prentice Hall, USA.

**APÉNDICE A: FOTOS ADICIONALES TOMADAS POR PERSONAL DEL USACE-
DISTRITO DE ST. LOUIS, MO, DURANTE SU VISITA A LA ESTRUCTURA (2010)**



A. 1. Fundación de piedra y paredes de ladrillo



A. 2. Diferentes conexiones entre vigas, viguetas y columnas



A. 3. Detalle de pared de piedra y piso de concreto



A. 4. Elementos estructurales del piso 1 incluyendo misceláneos, viguetas y piso de madera



A. 5. Muestras de deterioro en diferentes partes de los techos y pisos



A. 6. Detalle de deterioro de columna de Madera del balcón



A. 7. Grieta desde esquina de puerta y detalle de falta de anclaje suficiente entre viguetas diagonales del techo



A. 8. Mejoras en los ladrillos exteriores con mortero y grieta en marco de concreto de ventana

**APÉNDICE B: RESULTADOS DEL DISEÑO DE PAREDES DE CONCRETO EN
ETABS**

Piso	ID Pared	Localización	Edge bar	End bar	Espaciamiento (in.)	Razon de Acero Requerida	Razon de Acero actual	Pier	Cortante Av (in^2/ft)	
Techo	PELEV	Top	#5	#5	12	0.0025	0.0068	T 1	0.24	
								T 2	0.24	
								T 3	0.24	
		Bot	#5	#5	12	0.0025	0.0068	B 1	0.24	
								B 2	0.24	
								B 3	0.24	
	2	PELEV	Top	#5	#5	12	0.0025	0.0068	T 1	0.24
									T 2	0.24
									T 3	0.24
			Bot	#5	#5	12	0.0025	0.0068	B 1	0.24
									B 2	0.24
									B 3	0.24
1	PELEV	Top	#5	#5	12	0.0025	0.0068	T 1	0.24	
								T 2	0.24	
								T 3	0.24	
		Bot	#5	#5	12	0.0025	0.0068	B 1	0.24	
								B 2	0.24	
								B 3	0.24	
Techo	P1A-M	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24	
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24	
	2	P1A-M	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
			Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
	1	P1A-M	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
			Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
	2	BOVEDA1	Top	#6	#6	12	0.0025	0.0094	T 1	0.24
									T 2	0.24
									T 3	0.24
			Bot	#6	#6	12	0.0025	0.0094	B 1	0.24
									B 2	0.24
									B 3	0.24
1		BOVEDA1	Top	#6	#6	12	0.0025	0.0094	T 1	0.24
									T 2	0.24
									T 3	0.24
			Bot	#6	#6	12	0.0025	0.0094	B 1	0.24
									B 2	0.24
									B 3	0.24
Techo	P6A-F	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0045	T 1	0.24	
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0045	B 1	0.24	
	2	P6A-F	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0045	T 1	0.24
			Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0045	B 1	0.24
	1	P6A-F	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0045	T 1	0.24
			Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0045	B 1	0.24

B. 1. Resultados para el diseño de paredes en ETABS

2	BANOS	Top	#6	#6	12	0.0025	0.0095	T 1	0.24	
			#6	#6	12	0.0025	0.0095	T 2	0.24	
		Bot	#6	#6	12	0.0025	0.0095	T 3	0.24	
			#6	#6	12	0.0025	0.0095	T 4	0.24	
	BANOS	Top	#6	#6	12	0.0025	0.0095	B 1	0.24	
			#6	#6	12	0.0025	0.0095	B 2	0.24	
		Bot	#6	#6	12	0.0025	0.0095	B 3	0.24	
			#6	#6	12	0.0025	0.0095	B 4	0.24	
1	BANOS	Top	#6	#6	12	0.0025	0.0095	T 1	0.24	
			#6	#6	12	0.0025	0.0095	T 2	0.24	
	Bot	#6	#6	12	0.0025	0.0095	T 3	0.24		
		#6	#6	12	0.0025	0.0095	T 4	0.24		
1	BANOS	Top	#6	#6	12	0.0025	0.0095	B 1	0.24	
			#6	#6	12	0.0025	0.0095	B 2	0.24	
	Bot	#6	#6	12	0.0025	0.0095	B 3	0.24		
		#6	#6	12	0.0025	0.0095	B 4	0.24		
2	P19-G-J	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0047	T 1	0.24	
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0047	B 1	0.24	
1	P19-G-J	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0047	T 1	0.24	
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0047	B 1	0.24	
2	P19-A-F	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0045	T 1	0.24	
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0045	B 1	0.24	
1	P19-A-F	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0045	T 1	0.24	
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0045	B 1	0.24	
2	BOVEDA2	Top	#5	#5	12	0.0025	0.0067	T 1	0.24	
			#5	#5	12	0.0025	0.0067	T 2	0.24	
			#5	#5	12	0.0025	0.0067	T 3	0.24	
	1	BOVEDA2	Bot	#5	#5	12	0.0025	0.0067	B 1	0.24
				#5	#5	12	0.0025	0.0067	B 2	0.24
				#5	#5	12	0.0025	0.0067	B 3	0.24
1	OFICINA P23-A-D	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0045	T 1	0.24	
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0045	B 1	0.24	

B. 2. (cont.) Resultados para el diseño de paredes en ETABS

Techo	P24-A-M	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
2	P24-A-M	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
1	P24-A-M	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
Techo	PA-1-6	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
2	PA-1-6	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
1	PA-1-6	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
Techo	PA-19-24	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
2	PA-19-24	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
1	PA-19-24	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
1	PB-6-19	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
1	OFICINA PD-19-23	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
Techo	PF-6-19	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
2	PF-6-19	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
1	PF-6-19	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
Techo	PJ-18-19	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0053	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0053	B 1	0.24
2	PJ-18-19	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0053	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0053	B 1	0.24
1	PJ-18-19	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0053	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0053	B 1	0.24
Techo	PM-1-8	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0042	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0042	B 1	0.24
2	PM-1-8	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0042	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0042	B 1	0.24
1	PM-1-8	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0042	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0042	B 1	0.24
Techo	PM-16-24	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
2	PM-16-24	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24
1	PM-16-24	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.24

B. 3. (cont.) Resultados para el diseño de paredes en ETABS

2	PQ-11-13	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.241
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 2	0.24
	PQ-11-13	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 3	0.241
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.241
		Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 2	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 3	0.241
1	PQ-11-13	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 1	0.241
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 2	0.24
	PQ-11-13	Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	T 3	0.241
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 1	0.241
		Top	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 2	0.24
		Bot	#4	#4	12	0.0025	0.0043	B 3	0.241

B. 4. (cont.) Resultados para el diseño de paredes en ETABS