

**Comportamiento Estructural de Edificios Industriales Típicos Propiedad de  
PRIDCO Sujeto a Cargas de Viento y Terremoto**

Por:

Jorge A. Rivera Cruz

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

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

en

**INGENIERÍA CIVIL**

**UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO**

**RECINTO UNIVERSITARIO DE MAYAGUEZ**

2015

Aprobado por:

\_\_\_\_\_  
José O. Guevara, PhD  
Presidente Comité Graduado

\_\_\_\_\_  
Fecha

\_\_\_\_\_  
Ali Saffar, PhD  
Miembro Comité Graduado

\_\_\_\_\_  
Fecha

\_\_\_\_\_  
Luis D. Aponte Bermúdez, PhD  
Miembro Comité Graduado

\_\_\_\_\_  
Fecha

\_\_\_\_\_  
Ricardo R. López Rodríguez, PhD  
Miembro Comité Graduado

\_\_\_\_\_  
Fecha

\_\_\_\_\_  
Ismael Pagán Trinidad, MSCE  
Director del Departamento

\_\_\_\_\_  
Fecha

\_\_\_\_\_  
Juan A. Ortíz, PhD  
Representante de Estudios Graduados

\_\_\_\_\_  
Fecha

## **Abstract**

Typical industrial buildings owned by PRIDCO are used by various industries and are located all over the island of Puerto Rico. Many of them were abandoned and are in the process of deterioration. The government of Puerto Rico aims to encourage the establishment of industries in these facilities and it is required to evaluate whether they meet with the new code regulations, because many of these structures were designed in the 1970s when code requirements on wind required a basic wind speed of 117 miles per hour and earthquake loads requirements were minimum. For that reason these structures are in danger of failing in a natural disaster.

The main purpose of this project is to analyze and verify the structural design of several structures located in Mayagüez which are property of PRIDCO. The verification will be performed using the codes used when the construction took place and then will be evaluated using the current code regulations and then recommendations to strengthen the structures and comply with the new load requirements will be presented.

## Resumen

Los edificios industriales típicos cuyo dueño es PRIDCO son utilizados por diversas industrias y están localizados en toda la isla de Puerto Rico. Muchos de ellos fueron abandonados y están en proceso de deterioro. El Gobierno de Puerto Rico tiene como meta incentivar la creación de industrias que puedan utilizar estas facilidades y es necesario evaluar si cumplen con las nuevas regulaciones del código debido a que muchas de estas estructuras fueron diseñadas en la década de 1970, cuando los requisitos del código para viento requerían una velocidad básica de diseño de 117 millas por hora y para las cargas sísmicas los requerimientos eran mínimos. Por esa razón estas estructuras están en peligro de fallar en un desastre natural.

El objetivo principal de este proyecto es analizar y verificar el diseño estructural de varias estructuras localizadas en Mayagüez propiedad de PRIDCO. La verificación se realizará utilizando los códigos que se utilizaron cuando la construcción se realizó y luego utilizando las regulaciones de los códigos vigentes. Finalmente se presentaran recomendaciones para fortalecer las estructuras y cumplir con los nuevos requisitos de carga.

**© Jorge A. Rivera Cruz 2015**

## **Dedicatoria**

A mi madre y a mi padre que gracias a los valores que me han inculcado desde niño hoy soy un gran ser humano y un gran profesional, a mis hermanas pues también me han guiado por buen camino, y a mis familiares y amigos que de una forma u otra me han ayudado a lo largo de mi vida.

## **Agradecimientos**

Primeramente le agradezco a Dios por haberme dado las herramientas para llegar a donde he llegado, Él es el motor de todo en nuestras vidas. Estaré eternamente agradecido con mi comité graduado especialmente con el Dr. José Guevara que me llevó de la mano en todo momento, un gran ser humano. Agradezco a los miembros de mi comité y a todos los profesores que me han brindado sus conocimientos para poder llegar a ser el gran profesional que soy hoy en día, y al personal de PRIDCO por la ayuda brindada durante todo este tiempo.

## Tabla de Contenido

Tabla de Contenido .....	vii
Lista de Tablas .....	xii
Lista de Figuras.....	xvii
Abreviaturas y Símbolos .....	xxi
Capítulo 1. Introducción .....	1
1.1 Alcance del Proyecto.....	1
1.2 Objetivos .....	2
1.3 Justificación.....	3
Capítulo 2. Revisión de Literatura .....	4
Capítulo 3. Metodología .....	7
3.1 Introducción.....	7
3.2 Estructura Típica No. 1.....	8
3.3 Estructura Típica No. 2.....	11
3.4 Reglamento de Planificación No. 7 enmendado en 1968.....	20
3.4.1 Introducción.....	20
3.4.2 Condiciones Generales .....	20
3.4.2.1 Cálculo de Cargas Muertas .....	21
3.4.2.2 Cálculo de Cargas Vivas .....	21
3.4.2.3 Cálculo de Cargas de Viento.....	21

3.4.2.4 Cálculo de Cargas de Terremoto .....	22
3.5 Reglamento de Planificación No. 7 enmendado en 1987.....	26
3.5.1 Introducción.....	26
3.5.2 Condiciones Generales .....	26
3.5.2.1 Cálculo de Cargas Muertas.....	28
3.5.2.2 Cálculo de Cargas Vivas .....	28
3.5.2.3 Cálculo de Cargas de Viento.....	28
3.5.2.4 Cálculo de Cargas de Terremoto .....	31
3.6 Puerto Rico Building Code 2011 .....	35
3.6.1 Introducción.....	35
3.6.2 Condiciones Generales .....	35
3.6.2.1 Cálculo de Cargas Muertas.....	36
3.6.2.2 Cálculo de Cargas Vivas .....	37
3.6.2.3 Cálculo de Cargas de Viento.....	37
3.6.2.4 Cálculo de Cargas de Terremoto .....	45
3.7 Estándares de Factory Mutual .....	51
3.7.1 Introducción.....	51
3.7.2 Condiciones Generales .....	52
Capítulo 4. Resultados .....	53
4.1 Introducción.....	53

4.2 Reglamento de Planificación No. 7 enmendado en 1968.....	53
4.2.1 Evaluación Estructural.....	53
4.2.1.1 Estructura Típica No. 1.....	53
4.2.1.1.1 Análisis Estructural.....	53
4.2.1.1.2 Verificación del Diseño Estructural.....	57
4.2.1.2 Estructura Típica No. 2.....	68
4.2.1.2.1 Análisis Estructural.....	68
4.2.1.2.2 Verificación del Diseño Estructural.....	72
4.3 Reglamento de Planificación No. 7 Enmendado en 1987 .....	78
4.3.1 Evaluación Estructural.....	78
4.3.1.1 Estructura Típica No. 1.....	79
4.3.1.1.1 Análisis Estructural.....	79
4.3.1.1.2 Verificación Diseño Estructural.....	86
4.3.1.2 Estructura Típica No. 2.....	94
4.3.1.2.1 Análisis Estructural.....	94
4.3.1.2.2 Verificación del Diseño Estructural.....	101
4.4 Puerto Rico Building Code 2011 .....	107
4.4.1 Evaluación Estructural.....	107
4.4.1.1 Estructura Típica No. 1.....	108
4.4.1.1.1 Análisis Estructural.....	108

4.4.1.1.2 Verificación del Diseño Estructural .....	118
4.4.1.2 Estructura Típica No. 2.....	132
4.4.1.2.1 Análisis Estructural.....	132
4.4.1.2.2 Verificación del Diseño Estructural .....	143
4.5 Estándares de Factory Mutual .....	152
4.5.1 Evaluación Estructural.....	152
4.5.1.1 Análisis Estructural.....	152
4.5.1.2 Verificación Estructural.....	152
Capítulo 5. Discusión de Resultados.....	153
5.1 Introducción.....	153
5.2 Análisis Estructural.....	153
5.2.1 Cargas Muertas.....	153
5.2.2 Cargas Vivas.....	153
5.2.3 Cargas de Viento.....	153
5.2.4 Cargas de Terremoto .....	154
5.3 Verificación del Diseño Estructural.....	155
Capítulo 6. Conclusiones .....	157
6.1 Conclusiones Generales .....	157
6.2 Conclusiones Específicas .....	158
6.2.1 Estructura Típica No. 1.....	158

6.2.2 Estructura Típica No. 2.....	160
Referencias .....	163
Apéndice A. Planos y Modelo de ETABS de la Estructura Tipica No. 1.....	165
Apéndice B. Planos y Modelo de ETABS de la Estructura Tipica No. 2.....	169

## Lista de Tablas

Tabla 1: Presión de viento medida desde el nivel promedio del terreno de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	22
Tabla 2: Coeficiente numérico ( $K$ ) de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968).....	23
Tabla 3: Presión básica de viento medida desde el nivel promedio del terreno de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	30
Tabla 4: Factor de importancia de acuerdo al ASCE 7-05 .....	41
Tabla 5: Factor de importancia de acuerdo al ASCE 7-05 .....	46
Tabla 6: Valor de carga viva para la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	54
Tabla 7: Presión de viento medida desde el nivel promedio del terreno para la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	55
Tabla 8: Presión de viento medida para el techo de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	55
Tabla 9: Peso de la estructura típica no. 1 .....	57
Tabla 10: Propiedades de la viga crítica de la estructura típica no. 1 .....	58
Tabla 11: Propiedades de la columna crítica de la estructura típica no. 1 .....	64
Tabla 12: Valores de carga viva para la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	69

Tabla 13: Presión de viento medida desde el nivel promedio del terreno para la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación no. 7 (1968).....	70
Tabla 14: Presión de viento medida para el techo de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	70
Tabla 15: Peso de la estructura típica no. 2.....	71
Tabla 16: Propiedades de la viga crítica de la estructura típica no. 2 .....	72
Tabla 17: Propiedades de la columna crítica de la estructura típica no. 2 .....	74
Tabla 18: Valores de carga viva para la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	80
Tabla 19: Coeficientes de presión para la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	81
Tabla 20: Presión básica de diseño para la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	82
Tabla 21: Presión de viento para diseñar para la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	83
Tabla 22: Peso de la estructura típica no. 1 .....	85
Tabla 23: Propiedades de la viga crítica de la estructura típica no. 1 .....	86
Tabla 24: Propiedades de la columna crítica de la estructura típica no. 1 .....	90
Tabla 25: Valores de carga viva para la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	95

Tabla 26: Coeficientes de presión para la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	96
Tabla 27: Presión básica de diseño para la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	97
Tabla 28: Presión de viento para diseñar para la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	97
Tabla 29: Peso de la estructura típica no. 2 .....	100
Tabla 30: Propiedades de la viga crítica de la estructura típica no. 2 .....	101
Tabla 31: Propiedades de la columna crítica de la estructura típica no. 2 .....	103
Tabla 32: Valores de carga viva para la estructura típica no. 1 de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011” .....	109
Tabla 33: Coeficiente de presión de velocidad para la estructura típica no. 1 de acuerdo al ASCE 7-05 .....	111
Tabla 34: Dirección del viento para la estructura típica no. 1 .....	112
Tabla 35: Coeficiente de presión externa para la estructura típica no. 1 de acuerdo al ASCE 7-05 .....	113
Tabla 36: Presión de velocidad de viento para la estructura típica no. 1 de acuerdo al ASCE 7-05 .....	113
Tabla 37: Presión de diseño para la estructura típica no. 1 de acuerdo al ASCE 7-05	114
Tabla 38: Presión de diseño neta del viento para componentes del techo en la estructura típica no. 1 de acuerdo al ASCE 7-05 .....	115

Tabla 39: Peso de la estructura típica no. 1 .....	118
Tabla 40: Propiedades de la viga crítica de la estructura típica no. 1 .....	119
Tabla 41: Propiedades de la columna crítica de la estructura típica no. 1 .....	123
Tabla 42: Propiedades del “poreter” .....	128
Tabla 43: Presión de diseño neta del viento para componentes del techo en la estructura típica no.1 de acuerdo al ASCE 7-05 .....	128
Tabla 44: Presión de diseño neta del viento para componentes del techo en la estructura típica no. 1 de acuerdo al ASCE 7-05 .....	130
Tabla 45: Valores de carga viva para la estructura típica no. 2 de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011” .....	134
Tabla 46: Coeficiente de presión de velocidad para la estructura típica no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05 .....	135
Tabla 47: Dirección del viento para la estructura típica no. 2.....	136
Tabla 48: Coeficiente de presión externa para la estructura típica no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05 .....	137
Tabla 49: Presión de velocidad de viento para la estructura típica no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05 .....	138
Tabla 50: Presión de diseño para la estructura típica no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05	138
Tabla 51: Presión de diseño neta del viento para componentes del techo en la estructura típica no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05 .....	139
Tabla 52: Peso de la estructura típica no. 2 .....	142

Tabla 53: Propiedades de la viga crítica de la estructura típica no. 2 .....	143
Tabla 54: Propiedades de la columna crítica de la estructura típica no. 2 .....	145
Tabla 55: Presión de diseño neta del viento para componentes del techo en la estructura típica no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05 .....	150
Tabla 56: Velocidades de diseño de 3 segundos de ráfaga .....	154
Tabla 57: Cortante Basal.....	155
Tabla 58: Resumen de las verificaciones de diseño para la estructura típica no. 1 ....	156
Tabla 59: Resumen de las verificaciones de diseño para la estructura típica no. 2....	156
Tabla 60: Estimado de costo preliminar para la estructura típica no. 1 .....	160
Tabla 61: Estimado de costo preliminar para la estructura típica no. 2.....	162

## Lista de Figuras

Figura 1: Vista general de la estructura típica no. 1 .....	8
Figura 2: Ampliación hecha a la estructura típica no. 1 .....	9
Figura 3: Vista de planta de la estructura típica no. 1 .....	10
Figura 4: Vista general de la estructura típica no. 2 .....	11
Figura 5: Vista de planta de la estructura típica no. 2 .....	12
Figura 6: Vista general de la estructura no. 3.....	13
Figura 7: Vista general de la estructura no. 4.....	14
Figura 8: Vista general de la estructura no. 5.....	15
Figura 9: Vista general de la estructura no. 6.....	16
Figura 10: Vista general de la estructura no. 7.....	17
Figura 11: Vista general de la estructura no. 8.....	18
Figura 12: Vista general de la estructura no. 9.....	19
Figura 13: Diagrama de momento para la viga crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	58
Figura 14: Cálculo de la localización del centroide usando el método de la sección transformada para el momento negativo.....	59
Figura 15: Cálculo de la localización del centroide usando el método de la sección transformada para el momento positivo .....	61
Figura 16: Diagrama de cortante para la viga crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	63

Figura 17: Diagrama de carga axial para la columna crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	65
Figura 18: Diagrama de momento en la dirección 'x' para la columna crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	65
Figura 19: Diagrama de momento en la dirección 'y' para la columna crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	66
Figura 20: Diagrama de momento para la viga crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	73
Figura 21: Diagrama de cortante para la viga crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	73
Figura 22: Diagrama de carga axial para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	75
Figura 23: Diagrama de momento en la dirección 'x' para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	75
Figura 24: Diagrama de momento en la dirección 'y' para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	76
Figura 25: Diagrama de momento para la viga crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	87
Figura 26: Diagrama de cortante para la viga crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación no. 7 (1987) .....	88
Figura 27: Diagrama de interacción para la columna crítica de la estructura típica no.1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	91

Figura 28: Diagrama de momento para la viga crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	102
Figura 29: Diagrama de cortante para la viga crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987) .....	102
Figura 30: Diagrama de carga axial para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	104
Figura 31: Diagrama de momento en la dirección 'x' para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	104
Figura 31: Diagrama de momento en la dirección 'y' para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968) .....	105
Figura 31: Diagrama de momento para la viga crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al "Puerto Rico Building Code 2011" .....	119
Figura 32: Diagrama de cortante para la viga crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al "Puerto Rico Building Code 2011" .....	121
Figura 33: Diagrama de Interacción para la columna crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al "Puerto Rico Building Code 2011" .....	124
Figura 34: Diagrama de momento para la viga crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al "Puerto Rico Building Code 2011" .....	143
Figura 35: Diagrama de cortante para la viga crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al "Puerto Rico Building Code 2011" .....	144
Figura 36: Diagrama de carga axial para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al "Puerto Rico Building Code 2011" .....	145

Figura 38: Diagrama de momento en la dirección 'x' para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al "Puerto Rico Building Code 2011" .....	146
Figura 37: Diagrama de momento en la dirección 'y' para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al "Puerto Rico Building Code 2011" .....	146
Figura 39: Detalle de la capa de hormigón con malla de refuerzo (Guevara, 2013) ...	159
Figura 40: Detalle de la capa de hormigón con malla de refuerzo (Guevara, 2013) ...	162
Figura 41: Modelo de ETABS de la estructura típica no. 1.....	168
Figura 42: Modelo de ETABS de la estructura típica no. 2.....	172

## Abreviaturas y Símbolos

$a$  = profundidad equivalente usando el rectángulo de Whitney

$A$  = área de la sección de acero

$A_e$  = área efectiva del hormigón en cortante de la zapata

$A_g$  = área total de la sección

$A_s$  = área de acero en tensión

$A_{sreq}$  = área de acero en tensión requerida

$A_v$  = área de acero en cortante

$A'_s$  = área de acero en compresión

$A'_{sreq}$  = área de acero en compresión requerida

$b$  = ancho de la cara en compresión del elemento en flexión

$b_c$  = ancho de la columna

$b_o$  = dimensión de la sección crítica en la zapata

$C$  = fuerza en compresión

$d$  = distancia de la fibra extrema en compresión del hormigón a el centroide del refuerzo en tensión

$d_{hb}$  = diámetro del acero transversal

$d_{lb}$  = diámetro del acero longitudinal

$f_a$  = carga axial de servicio dividida por el área de la sección

$F_a$  = esfuerzo axial permitido en la ausencia de momento

$f_b$  = esfuerzo generado por el momento de servicio

$F_b$  = esfuerzo generado por momento permitido en la ausencia de carga axial

$f_c$  = esfuerzo del concreto en la fibra extrema en compresión bajo condiciones de servicio

$f_s$  = esfuerzo admisible en el refuerzo vertical

$f_t$  = esfuerzo en tensión del área de acero transformada en concreto equivalente

$f_y$  = esfuerzo de cedencia del acero

$f'_c$  = esfuerzo máximo del hormigón en compresión a los 28 días

$h$  = profundidad de la sección

$in$  = pulgadas

$in^2$  = pulgadas cuadradas

$in^3$  = pulgadas al cubo

$k$  = kilo libras

$ksi$  = kilo libras por pulgada cuadrada

$k-ft$  = kilo libras - pie lineal

$lb$  = libras

$M_b = M_s$  = momento de servicio

$M_n = M_p = M_r$  = momento nominal

$mph$  = millas por hora

$M_R$  = momento resistente

$M_u$  = momento último

$M_w$  = momento admisible

$n$  = razón del módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del hormigón

$\rho_g$  = razón del refuerzo vertical y el área total en la columna

$pie^2$  = pies cuadrados

$plf$  = libras por pie lineal

$P_n$  = Carga axial nominal

$P_o$  = carga axial admisible

$P_R$  = carga axial resistente

$P_s$  = carga axial de servicio

$\rho_{si}$  = libras por pulgada cuadrada

$\rho_{sf}$  = libras por pie cuadrado

$P_u$  = carga axial última

$pulg^2$  = pulgadas cuadradas

$s$  = espaciado de aros

$S$  = módulo de elasticidad de la sección de acero

$seg$  = segundos

$s_{req}$  = espaciado de aros requeridos

$T$  = fuerza en tensión

$V_c$  = contribución del hormigón en cortante

$V_{max}$  = fuerza cortante máxima

$V_n$  = cortante nominal

$V_R$  = fuerza cortante resistente

$V_s$  = contribución de los aros en cortante

$V_s$  = fuerza cortante de servicio

$V_w$  = fuerza cortante admisible

$w$  = peso

$z$  = altura medida desde nivel del terreno

$\phi$  = factor de reducción de capacidad

# **Capítulo 1. Introducción**

## **1.1 Alcance del Proyecto**

Este proyecto contempla realizar una investigación para evaluar si los edificios que son propiedad de PRIDCO y que fueron diseñados usando códigos previos al código actual de Puerto Rico cumplen con los requisitos del “Puerto Rico Building Code 2011”, nuevo código de edificación de Puerto Rico que utiliza el “International Building Code 2009” (IBC-09) el cual hace referencia a su vez al “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures of the American Society of Civil Engineers 2005” (ASCE 7-05). Además se usarán los estándares de “Factory Mutual”, una compañía norteamericana global líder en la materia de prevención de pérdidas para grandes corporaciones en el mundo. Esta investigación se realizará como parte de los requisitos para obtener el grado de Maestro de Ingeniería en Ingeniería Civil.

Las estructuras evaluadas fueron nueve y luego de verificar los sistemas estructurales se pudo determinar que predominaban dos prototipos típicos a los cuales se les verificará si cumplen con los requisitos actuales de diseño. Los prototipos típicos tienen dos sistemas estructurales distintos, uno con un sistema de techo compuesto de “poreter” y viguetas prefabricadas de hormigón que descansan en pórticos de hormigón, y otro con un sistema de techo compuesto por planchas de acero galvanizado y viguetas de acero que descansan en pórticos de acero.

## 1.2 Objetivos

El objetivo de esta investigación es analizar y verificar el diseño de dos estructuras típicas propiedad de PRIDCO. Para ello se realizarán las siguientes actividades:

- Inspeccionar los edificios propiedad de PRIDCO localizados en Mayagüez y seleccionar las estructuras típicas.
- Modelar, analizar y verificar el diseño de las estructuras típicas tanto para los elementos de techo y ventanas como para el sistema estructural completo incluyendo las cimentaciones, utilizando la información existente de los planos proporcionados por PRIDCO.
- Analizar y verificar el diseño de las estructuras típicas utilizando el Reglamento de Planificación No. 7 de 1968.
- Analizar y verificar el diseño de las estructuras típicas utilizando el Reglamento de Planificación No. 7 de 1987.
- Analizar y verificar el diseño de las estructuras típicas utilizando el “Puerto Rico Building Code 2011”, código actual de Puerto Rico.
- Analizar y verificar el diseño de las estructuras típicas utilizando los estándares de “Factory Mutual”.
- De no cumplir con los requisitos del código actual, plantear recomendaciones para que cumplan con las nuevas cargas.

### **1.3 Justificación**

Los edificios industriales típicos cuyo dueño es PRIDCO son utilizados por diversas industrias y están localizados en toda la isla de Puerto Rico. Muchos de ellos fueron abandonados y están en proceso de deterioro, y El Gobierno de Puerto Rico tiene como meta incentivar la creación de industrias que puedan utilizar estas facilidades. Sin embargo la mayoría de estas estructuras fueron diseñadas antes de 1987, fecha en la que se enmendó el Reglamento de Planificación No. 7 de 1968 tomando en cuenta las recomendaciones y provisiones establecidas por el “Uniform Building Code” (UBC), haciendo más estricto los requisitos de cargas de viento y terremoto. Por lo tanto estas estructuras podrían no soportar huracanes y terremotos de gran magnitud. Posteriormente en 1999 se implementaron los requisitos del ASCE 7-95 para cargas de viento y el UBC-97 para cargas de terremoto. Actualmente se utiliza el “Puerto Rico Building Code 2011” que utiliza el IBC-09 que hace referencia al ASCE 7-05 para cargas de viento y terremoto que por cierto incrementan la velocidad básica de diseño usada en 1987, de 110 millas por hora “fastest mile” a 145 millas por hora para un periodo de 3 segundos de ráfaga. Estos cambios hacen que las cargas de diseño sean mayores y que posiblemente estructuras diseñadas con códigos previos no cumplan con dichos parámetros. Los resultados de esta investigación servirán para poder determinar si una estructura propiedad de PRIDCO es segura o qué tipo de mejoras se deben hacer para que pueda ser utilizada por alguna industria.

## Capítulo 2. Revisión de Literatura

La industria de la construcción de Estados Unidos y Puerto Rico se rige por códigos de construcción que mitigan los daños que pueden producirse en las edificaciones por el impacto de un evento natural como un huracán o terremoto. Con el pasar del tiempo se han enmendado las regulaciones del código de edificación de Puerto Rico para atemperarse a las características de nuestra zona, mejorando la resistencia y calidad de las estructuras.

En el 1954 se crea el Reglamento de Planificación No. 7 y sirve como código hasta el 1999 con pocas enmiendas en 1968, y enmiendas sustanciales para cargas de viento y terremoto en 1987. Desde el 1987 la Isla cuenta con un estricto código que garantiza la seguridad de la vida humana y calidad de la infraestructura. Es en la enmienda de 1987 al Reglamento de Planificación No. 7 que se modificaron los requisitos de diseño para vientos huracanados y se añaden parámetros más estrictos para el análisis sísmico.

Luego del paso del Huracán Hugo que azotó al País en el 1989 con vientos máximos aproximados de 104 millas por hora y el Huracán Georges en 1998 con vientos máximos aproximados de 115 millas por hora, el gobierno comenzó a trabajar en la implantación de un código más estricto. En 1999 se adopta el “Puerto Rico Building Code 1999” que usa como referencia el UBC-97 para todas las cargas excepto para las de viento, para las cuales se adoptan del ASCE 7-95. Dichas referencias fueron enmendadas por el Comité de Códigos bajo la Administración de Reglamentos y Permisos (ARPE) para que fuera más efectivo en nuestra zona y cónsono con los

reglamentos norteamericanos. La adopción del UBC fue un requisito de FEMA para continuar con las ayudas económicas por desastres naturales en Puerto Rico.

En el 2011 se adopta el “Puerto Rico Building Code 2011” para sustituir el UBC-97 implementado en el 1999. Este código hace referencia al IBC-09 y otros códigos que publica el “International Code Council” (ICC). Estos son los siguientes: “International Residential Code”, “International Existing Building Code”, “International Fire Code”, “International Mechanical Code”, “International Energy Conservation Code”, “International Private Sewage Disposal Code”, “International Fuel Gas Code” y el “International Plumbing Code”. Todos estos cambios estuvieron a cargo de la Oficina de Gerencia de Permisos (OGPE), antiguo ARPE. Entre los principales cambios están los parámetros de diseño para cargas de viento, como por ejemplo la velocidad básica de diseño que aumentó de 125 a 145 millas por hora, por lo que las nuevas estructuras y sus elementos serán más fuertes ante un huracán. Estos cambios surgen como consecuencia de la actualización de los mapas de velocidad de diseño. Además se incluye en el nuevo código parámetros de diseño para el impacto de objetos en ventanas y puertas exteriores en un área dentro de una milla de la zona costera, y se incluyen las cargas de viento en letreros estableciendo nuevos parámetros para que el diseño sea más riguroso. En el área sísmica, con la ocurrencia de terremotos que siguen originando grandes daños se hicieron cambios importantes en el código incorporando nuevos parámetros y normas para cada zona, y evaluando la peligrosidad de los terrenos de acuerdo a las características que puedan incrementar la aceleración sísmica de las estructuras. El código actual hace referencia al ASCE 7-05, sin embargo el ASCE 7 se actualiza constantemente y actualmente el código más reciente es el

ASCE 7-10. Aunque dicho código no se ha adoptado en Puerto Rico es meritorio mencionarlo ya que surgieron varios cambios en comparación con el ASCE 7-05 como la velocidad básica de diseño para Puerto Rico. Dicha velocidad ahora no es uniforme para todo Puerto Rico, varía de 150 a 170 millas por hora. Estos cambios surgen a raíz de cambios en la metodología para la preparación de los mapas de velocidad de diseño debido a los grandes cambios climáticos y la alta incidencia de huracanes de gran intensidad en los últimos años.

En adición a los códigos actuales, la mayoría de los proyectos financiados por El Gobierno Federal de los Estados Unidos deben cumplir con los estándares de “Factory Mutual”, una compañía norteamericana global líder en la materia de prevención de pérdidas para grandes corporaciones en el mundo dentro del mercado de propiedades en alto riesgo de protección. Dicha compañía tiene su campo de investigación y desarrollo en los Estados Unidos donde conducen pruebas desde cómo se queman los materiales hasta evaluar como los componentes de la construcción reaccionan frente a desastres naturales como un terremoto o huracán. Entre los parámetros más importantes está el usar 175 millas por hora como velocidad básica de diseño para el análisis y diseño de cargas de viento en una estructura. De cumplir con los estándares, “Factory Mutual” asegura que la estructura seguirá en condiciones óptimas luego de un desastre natural o accidente.

## **Capítulo 3. Metodología**

### **3.1 Introducción**

Este capítulo describe las estructuras típicas propiedad de PRIDCO utilizadas en el proyecto y los códigos de análisis utilizados. Durante un año se hicieron varias inspecciones de campo y se seleccionaron preliminarmente nueve edificios deshabitados propiedad de PRIDCO ubicados en Mayagüez. Luego de evaluar los planos de construcción y haber visitado los edificios se pudo determinar que predominaban dos prototipos típicos a los que se modelaron y analizaron utilizando el programa ETABS con los códigos de 1968, 1987, códigos vigentes de construcción de Puerto Rico y los estándares de “Factory Mutual”. Para las cargas muertas se utilizó la información provista en los planos y los datos obtenidos durante la inspección de campo. Para el cómputo de las cargas vivas, de viento y terremoto en el código vigente se utilizó “Puerto Rico Building Code 2011” que utiliza el IBC-09 que hace referencia al ASCE 7-05. La verificación de diseño se realizó utilizando los manuales de diseño del “American Concrete Institute” (ACI) para la estructura de hormigón y los manuales de diseño del “American Institute of Steel Construction” (AISC) para la estructura de acero.

### 3.2 Estructura Típica No. 1

La estructura principal es de hormigón y consiste de un sistema de techo compuesto de “poreter” y viguetas prefabricadas de hormigón que descansan en pórticos de hormigón. En adicción a la estructura principal existe una estructura de acero que se construyó posteriormente que se compone de dos ampliaciones de las cuales una está parcialmente colapsada. Cada ampliación consiste de un sistema de techo compuesto por planchas de acero galvanizado y viguetas de acero que descansan en pórticos de acero. En las Figuras 1 y 2 se observa una vista general de la estructura.

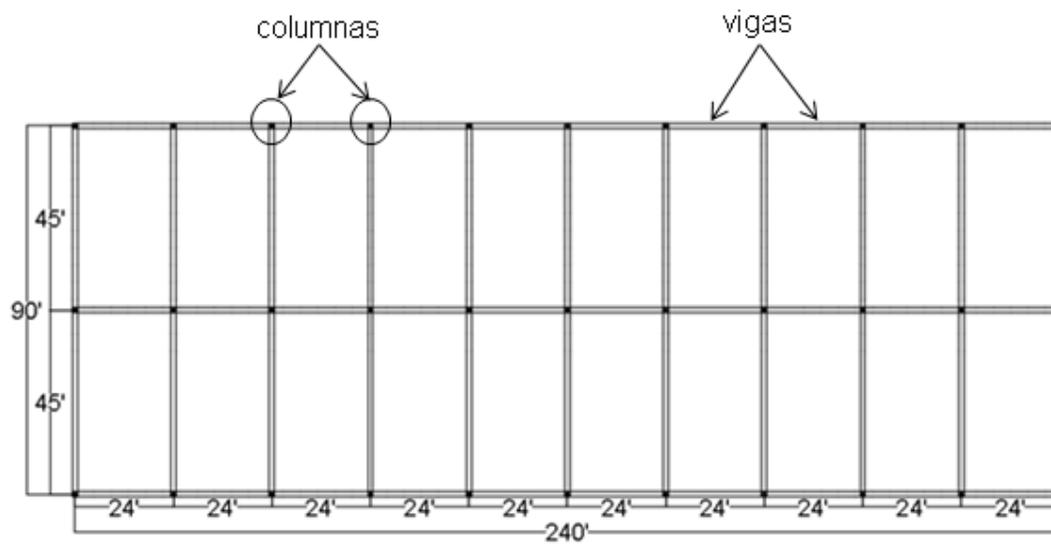


**Figura 1: Vista general de la estructura típica no. 1**



**Figura 2: Ampliación hecha a la estructura típica no. 1**

Se evaluaron los planos existentes, se confrontó con la información obtenida en el campo y se pudo observar que lo construido coincide con lo indicado en los planos. La estructura principal mide 240 pies de largo, 90 pies de ancho, 17 pies de altura y el espaciamiento entre pórticos es de 24 pies. En la Figura 3 se muestra una vista de planta con la distribución de vigas y columnas de la estructura, y sus dimensiones.



**Figura 3: Vista de planta de la estructura típica no. 1**

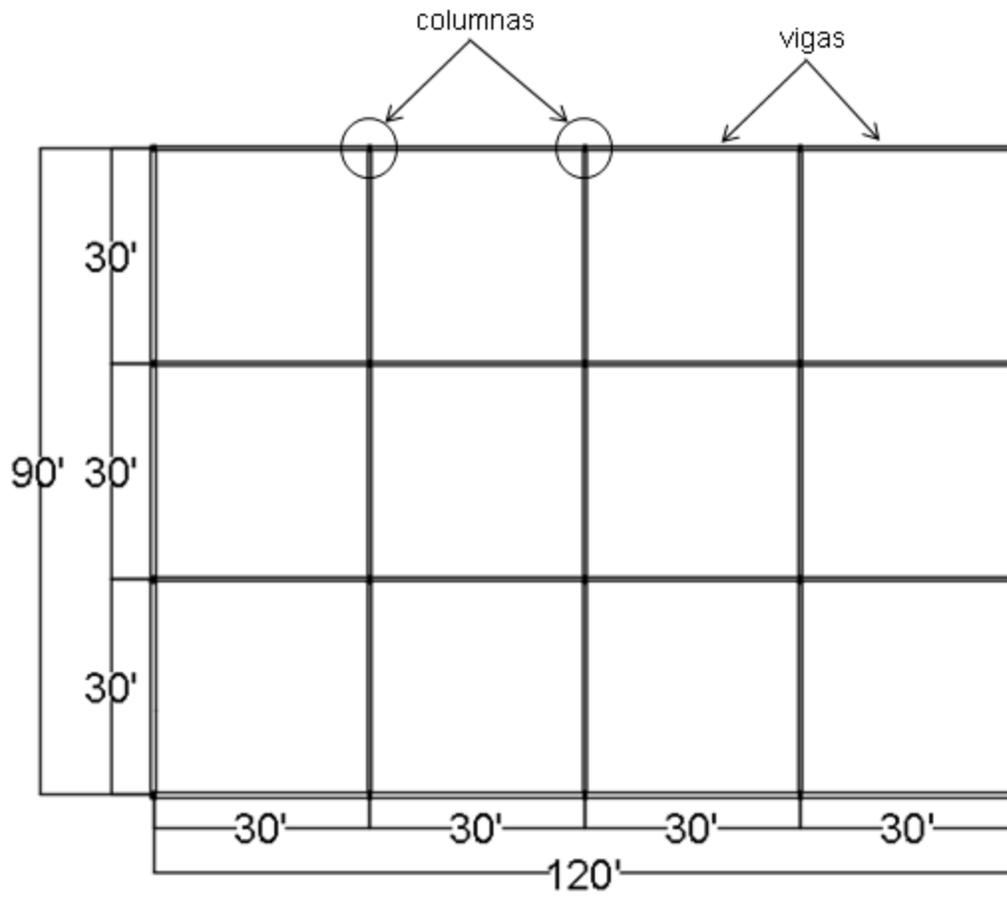
### 3.3 Estructura Típica No. 2

La estructura es de acero y consiste de un sistema de techo compuesto de planchas de acero galvanizado y viguetas de acero que descansan en pórticos de acero. En las Figura 4 se observa una vista general de la estructura.



**Figura 4: Vista general de la estructura típica no. 2**

Se evaluaron los planos existentes, se confrontó con la información obtenida en el campo y se pudo observar que lo construido coincide con lo indicado en los planos. La estructura principal mide 120 pies de largo, 90 pies de ancho, 17 pies de altura y el espaciamiento entre pórticos es de 30 pies. En la Figura 5 se muestra una vista de planta con la distribución de vigas y columnas de la estructura, y sus dimensiones.



**Figura 5: Vista de planta de la estructura típica no. 2**

A continuación se detallan las estructuras que no fueron seleccionadas para el análisis pero si se le realizó la inspección de campo. Para propósitos del informe dichas estructuras se enumeraron del 3 al 9.

**a) Estructura No. 3**

La estructura es de acero y consiste de un sistema de techo compuesto de planchas de acero galvanizado y viguetas de acero que descansan en pórticos de acero. En la Figura 6 se observa una vista general de la estructura.



**Figura 6: Vista general de la estructura no. 3**

#### **b) Estructura No. 4**

La estructura es de hormigón y consiste de un sistema de techo compuesto de “poreter” y viguetas prefabricadas de hormigón que descansan en pórticos de hormigón. En la Figura 7 se observa una vista general de la estructura.



**Figura 7: Vista general de la estructura no. 4**

### **c) Estructura No. 5**

La estructura es de hormigón y consiste de un sistema de techo compuesto de vigas prefabricadas de hormigón tipo 'T' reforzadas con viguetas de acero lo que indica que hubo algún problema, y descansan en pórticos de hormigón. En adicción la estructura cuenta con una extensión de acero que se encuentra totalmente destruida. En la Figura 8 se observa una vista general de la estructura.



**Figura 8: Vista general de la estructura no. 5**

#### **d) Estructura No. 6**

La estructura es de hormigón y consiste de un sistema de techo compuesto de “poreter” y viguetas prefabricadas de hormigón que descansan en pórticos de hormigón. En la Figura 9 se observa una vista general de la estructura.



**Figura 9: Vista general de la estructura no. 6**

### e) Estructura No. 7

La estructura es de hormigón y consiste de un sistema de techo compuesto de “poreter” y viguetas prefabricadas de hormigón que descansan en pórticos de hormigón. En la Figura 10 se observa una vista general de la estructura.



**Figura 10: Vista general de la estructura no. 7**

#### **f) Estructura No. 8**

La estructura es de hormigón y consiste de un sistema de techo compuesto de “poreter” y viguetas prefabricadas de hormigón que descansan en pórticos de hormigón. En la Figura 11 se observa una vista general de la estructura.



**Figura 11: Vista general de la estructura no. 8**

**g) Estructura No. 9**

La estructura es de acero y consiste de un sistema de techo compuesto de planchas de acero galvanizado y viguetas de acero que descansan en pórticos de acero. En la Figura 12 se observa una vista general de la estructura.



**Figura 12: Vista general de la estructura no. 9**

## **3.4 Reglamento de Planificación No. 7 enmendado en 1968**

### **3.4.1 Introducción**

En 1968 se hace una enmienda al Reglamento de Planificación No. 7 de 1954 y se establecen guías de diseño de ingeniería y arquitectura. Este reglamento se enmienda en 1987 para implementar de manera más rigurosa los requerimientos de cargas de viento y terremoto. La teoría de diseño se basaba en “Working Stress Method” para hormigón y “Allowable Stress Design” para acero, y los códigos de diseño utilizados eran el ACI 318-63 para hormigón y el AISC de 1963 para acero.

### **3.4.2 Condiciones Generales**

Todo edificio tenía que tener la resistencia adecuada para resistir cargas muertas, cargas vivas, presión de viento, fuerzas horizontales causadas por terremotos y las cargas debidas a impacto a que eran sometidas sin que ninguno de los elementos sobrepasaran los esfuerzos permitidos.

#### **a) Combinaciones de Cargas**

Según las normas del reglamento, las siguientes combinaciones de carga se aplicaban en el análisis de una estructura:

- carga muerta más carga viva
- carga muerta más carga viva más viento o terremoto, permitiendo un aumento de  $1/3$  en esfuerzos permisibles

Para cargas laterales se usaba la carga resultante de viento o terremoto que produjera mayores esfuerzos.

### **3.4.2.1 Cálculo de Cargas Muertas**

Para estimar las cargas muertas se presumía los pesos de los materiales y construcciones especificados en el Artículo IV-A-2.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968.

### **3.4.2.2 Cálculo de Cargas Vivas**

Para el diseño de las estructuras se utilizaban las cargas vivas más altas que se esperaban en la estructura de acuerdo al uso u ocupación de acuerdo a la Tabla IV-A-3.1 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968.

### **3.4.2.3 Cálculo de Cargas de Viento**

Para el cálculo de las presiones de viento no se tomaba en consideración parámetros importantes como: presión interna de la estructura, factor de topografía y factor de importancia de la estructura. Solo se brindaba las presiones de acuerdo a la altura del edificio sin mencionar la velocidad básica de diseño. En la Tabla 1 se muestran los valores que se utilizaban en el diseño de edificios para resistir la presión horizontal y vertical causada por vientos huracanados. La presión se aplicaba a toda la superficie en contacto con el viento presumiendo que el viento podía venir en cualquier dirección.

**Tabla 1: Presión de viento medida desde el nivel promedio del terreno de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

Zona de Altura (pies)	Presión del Viento (psf)
menos de 30	35
30 a 49	45
50 a 99	55
sobre 100	70

Todas las paredes exteriores eran diseñadas para resistir las presiones indicadas en la Tabla 1 dirigidas lo mismo hacia dentro que hacia afuera, y los techos eran diseñados para resistir cargas dirigidas hacia afuera y perpendicular a la superficie igual a 1.25 veces las cargas horizontales indicadas en la Tabla 1. Para el diseño de edificios en zonas costeras El Oficial de Permisos podía requerir presiones de viento más altas que las especificadas en la Tabla 1.

#### **3.4.2.4 Cálculo de Cargas de Terremoto**

En el cálculo de las fuerzas producidas por un terremoto el reglamento era muy limitado y no había requisitos de ductilidad. Todo edificio era diseñado y construido para resistir las fuerzas laterales mínimas que se presumía actuaban concurrente en la dirección de cada uno de los ejes. A continuación se detalla el procedimiento para calcular el cortante basal y sus parámetros.

### a) Coeficiente Numérico (*K*)

El coeficiente numérico estaba basado en el tipo o arreglo de elemento resistente del edificio. A continuación se muestran las definiciones y en la Tabla 2 se muestran los coeficientes numéricos.

- Armazón especial; sistema estructural que se compone de elementos interconectados, dichos elementos no pueden ser paredes de cortante.
- Armazón especial para cargas verticales; armazón especial diseñado para resistir todas las cargas verticales.
- Armazón resistente a momentos flectores; armazón especial para cargas verticales cuyos elementos y juntas son capaces de resistir cargas laterales de diseño por medio de momentos flectores.
- Sistema de caja; sistema estructural sin armazón especial que resista fuerzas verticales. En este sistema las fuerzas laterales requeridas son resistidas por paredes de cortante.

**Tabla 2: Coeficiente numérico (*K*) de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

Tipo o Arreglo de Elementos Resistentes	<i>K</i>
Edificio con sistema de armazón especial	1.00
Edificio con sistema de caja	1.33
Edificio con un armazón especial resistente a momentos flectores, que sea capaz de resistir un mínimo de 25% de la fuerza lateral requerida	0.80
Edificio con un armazón especial resistente a momentos flectores, que sea capaz de resistir un mínimo de 100% de la fuerza lateral requerida	0.67
Otras estructuras que no sean edificios	1.50

### **b) Periodo Fundamental de Vibración del Edificio ( $T$ )**

El periodo del edificio se calculaba de forma sencilla y no tomaba en consideración el tipo de suelo, se calculaba utilizando la ecuación 1.

$$T = \frac{0.05 \times H}{\sqrt{D}} \text{ (seg)} \quad (1)$$

Para edificios con un armazón especial resistente a momentos flectores que fuera capaz de resistir un mínimo de 100% de la fuerza lateral requerida, el periodo se calculaba utilizando la ecuación 2.

$$T = 0.10 \times N \text{ (seg)} \quad (2)$$

donde:

$H$  = altura de edificio (pies),

$D$  = dimensión del edificio en la dirección de la fuerza aplicada (pies), y

$N$  = número de pisos del edificio.

### **c) Coeficiente Numérico para Esfuerzos Cortantes en la Base ( $C$ )**

El coeficiente numérico para esfuerzos cortantes en la base se calculaba utilizando la ecuación 3. Para edificios de uno o dos pisos se utilizaba 0.05 como coeficiente.

$$C = \frac{0.0225}{\sqrt[3]{T}} \quad (3)$$

donde:

$T$  = periodo fundamental de vibración del edificio (seg).

#### **d) Cortante Basal ( $V$ )**

El cortante basal o fuerza lateral total se calculaba utilizando la ecuación 4.

$$V = K \times C \times W (k) \quad (4)$$

donde:

$K$  = coeficiente numérico,

$C$  = coeficiente numérico para esfuerzos cortantes en la base, y

$W$  = Peso total de la estructura ( $k$ ).

#### **e) Fuerza Lateral por Piso ( $F_x$ )**

La fuerza lateral total o cortante basal ( $V$ ) se distribuía por piso utilizando la ecuación 5.

$$F_x = \frac{V \times W_x \times h_x}{\sum W_h} (k) \quad (5)$$

donde:

$V$  = cortante basal ( $k$ ),

$W_x$  = peso del edificio por piso ( $k$ ),

$h_x$  = altura del piso (pies), y

$\sum W_h$  = la suma de todos los productos  $W_x \times h_x$  (k-ft).

Edificios de uno o dos pisos tenían una distribución uniforme. Donde la razón de altura a la anchura de un sistema resistente a fuerzas laterales fuera igual o mayor de 5 a 1, el 10% de la fuerza total ( $V$ ) se aplicaba como una fuerza concentrada en el piso superior y el restante conforme a la ecuación 5.

### **3.5 Reglamento de Planificación No. 7 enmendado en 1987**

#### **3.5.1 Introducción**

El Reglamento de Planificación No. 7 se enmienda en 1987 y estuvo en vigor hasta 1999. Esta enmienda se realizó tomando en cuenta las recomendaciones y provisiones del UBC lo que resultó en cambios en el cómputo de cargas de viento y terremoto para un análisis más seguro. La teoría de diseño se basaba en “Strength Design Method” para hormigón y “Allowable Stress Design” para acero, y los códigos de diseño utilizados eran el ACI 318-83 para hormigón y el AISC de 1978 para acero.

#### **3.5.2 Condiciones Generales**

Todo edificio o estructura era diseñado para resistir, de acuerdo a las limitaciones de esfuerzo y resistencia provistas en el reglamento, las cargas muertas, cargas vivas, cargas especiales, la presión de viento y las fuerzas causadas por terremoto. Las cargas de impacto también eran consideradas.

### a) Combinaciones de Cargas

Según las normas del reglamento, las siguientes combinaciones de carga se aplicaban en el análisis de una estructura:

- muerta más viva en pisos y techos
- muerta más viva en pisos más viento o terremoto permitiendo un aumento de 1/3 en esfuerzos permisibles

Si la carga calculada debido a viento era mayor que la carga de terremoto multiplicada por un factor igual a  $(R/2)$ , donde  $(R)$  era el factor de reducción por ductilidad, se utilizaba dichas carga para el diseño. Esta reducción de ductilidad solo se podía realizar si se seguían los parámetros de ductilidad requeridos.

Debido a que la teoría de diseño para hormigón era “Strength Design Method”, las combinaciones de carga para hormigón eran establecidas por el ACI 318-83. A continuación se muestran las combinaciones:

$$1.4D + 1.7L$$

$$0.75 \times (1.4D + 1.7L + 1.7W)$$

$$0.9D + 1.3W$$

$$0.75 \times (1.4D + 1.7L + 1.87E)$$

$$0.9D + 1.43E$$

donde:

D = carga muerta,

L = carga viva,

W = carga de viento, y

E = carga de terremoto.

### **3.5.2.1 Cálculo de Cargas Muertas**

Para estimar las cargas muertas se presumía los pesos de los materiales y construcciones de acuerdo la Tabla IV-A-2.1 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987.

### **3.5.2.2 Cálculo de Cargas Vivas**

Para el diseño de las estructuras se utilizaban las cargas vivas más altas que se esperaban en la estructura de acuerdo al uso u ocupación de acuerdo a la Tabla IV-A-3.1a del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987.

### **3.5.2.3 Cálculo de Cargas de Viento**

Para el cálculo de las presiones de viento no se tomaba en consideración parámetros importantes como: presiones internas de la estructura y factor de topografía. En esta enmienda si se toma en consideración el factor de importancia de la estructura. A continuación se detalla el procedimiento para calcular las presiones de viento y sus parámetros.

#### **a) Velocidad del Viento (V)**

Aunque se brindaban las presiones de viento por altura del edificio se diseñaba para una velocidad básica de viento de 110 millas por hora “fastest mile”.

### **b) Factor de Importancia ( $I$ )**

En orden de preservar la salud y seguridad del público en general, se usaba un factor de importancia de 1.15 para facilidades esenciales que debían estar seguras y usables después de un huracán tales como: hospitales, cárceles y otras facilidades médicas. Se utilizaba un factor de 1 para las demás estructuras.

### **c) Factor de Componente ( $K$ )**

El factor de componente se utilizaba para el diseño de elementos de cubierta, tanto en paredes como en techos. Para elementos de estructuras livianas este factor era 1.30 y para las demás estructuras 1.

### **d) Coeficiente de Presión ( $C_q$ )**

El coeficiente de presión dependía del método que se utilizaba para el diseño y la parte de la estructura. El método de fuerzas normales se utilizaba para diseñar pórticos a dos aguas y estructuras livianas hasta tres pisos de altura, y el método de área proyectada se utilizaba para diseñar estructuras de más de tres pisos en general con la excepción de pórticos a dos aguas y estructuras sensitivas a efectos dinámicos. En las Tablas IV-A-6.4a, IV-A-6.4b y IV-A-6.5a del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987 se muestran los valores de dichos coeficientes.

### **e) Presiones Básicas de Viento ( $q$ )**

En la Tabla 3 se muestran los valores que se utilizaban para presiones básicas de viento que variaban con la altura y consideraban el factor de ráfaga.

**Tabla 3: Presión básica de viento medida desde el nivel promedio del terreno de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

Altura sobre el terreno adyacente (pies)	Presión del Viento (psf)
0-20	20
20-40	33
40-60	39
60-100	42
100-150	48
150-200	51
200-300	57
300-400	62

**f) Presión de Viento para Diseñar ( $p$ )**

Las presiones de viento a cualquier altura para el diseño de edificios o estructuras se determinaban utilizando la ecuación 6.

$$p = C_q \times I \times K \times q \text{ (psf)} \quad (6)$$

donde:

$C_q$  = coeficiente de presión para el edificio o parte de estos bajo consideración,

$I$  = factor de importancia,

$K$  = factor de componente, y

$q$  = presión básica de viento (*psf*).

### **3.5.2.4 Cálculo de Cargas de Terremoto**

En el cálculo de las fuerzas producidas por un terremoto el reglamento era más estricto y seguro en comparación con la enmienda anterior, tomaba en consideración factores del suelo entre otros y para el análisis dinámico se proveían dos espectros de diseño. Todo edificio era diseñado y construido para resistir las fuerzas laterales mínimas que se presumía actuaba no independientemente de la dirección de cada uno de los ejes principales con una ductilidad aceptable. A continuación se detalla el procedimiento para calcular el cortante basal y sus parámetros.

#### **a) Coeficiente Numérico ( $K$ )**

Para poder seleccionar un coeficiente numérico se tenía que identificar qué tipo de sistema estructural tenía la estructura. Los tipos de sistemas estructurales son: paredes de cortante, pórticos arriostrados, pórticos, combinado, dual, pórticos resistentes a momento y tanques. En la Tabla IV-A-7.4 (1) del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987 se muestran los valores.

#### **b) Factor de Importancia ( $I$ )**

En orden de preservar la salud y seguridad del público en general, se usaba un factor de importancia de 1.5 para facilidades esenciales. Facilidades donde se agrupaban más de 300 personas usaban como factor 1.25. Además se utilizaba un factor de 1 para las demás estructuras.

**c) Coeficiente Numérico (Z)**

El coeficiente numérico establecido en este reglamento era 0.6 para la isla Puerto Rico.

**d) Periodo Fundamental de Vibración del Edificio (T)**

El periodo se establecía utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes mediante un análisis debidamente sustanciado. En ausencia de la determinación indicada anteriormente el periodo se calculaba utilizando la ecuación 7.

$$T = C_t \times h_n^{3/4} \text{ (seg)} \quad (7)$$

donde:

$C_t = 0.035$  para pórticos de acero y  $0.025$  para pórticos de hormigón, y

$h_n =$  altura de la estructura (pies).

**e) Coeficiente Numérico (C)**

El coeficiente numérico para esfuerzos cortantes en la base se calculaba utilizando la ecuación 8 o la ecuación 9, y no podía ser mayor de 0.10.

$$C = \frac{1}{15 \times T} \text{ Para } T < 1.0 \text{ seg} \quad (8)$$

$$C = \frac{1}{15 \times T^{2/3}} \text{ Para } T \geq 1.0 \text{ seg} \quad (9)$$

donde:

$T$  = periodo fundamental de vibración de la estructura (seg).

#### **f) Coeficiente Numérico para Considerar la Iteración de Suelo-Estructura (S)**

Los efectos de las condiciones de subsuelo en la respuesta de la estructura se establecían basados en la Tabla IV-A-7.4 (3) del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987 para así determinar el coeficiente. En la ausencia de una investigación de suelo el valor se tomaba como 1.5.

#### **g) Factor de Ductilidad (R)**

El factor de ductilidad dependía de la capacidad de deformación inelástica de la estructura o de sus componentes sin pérdida considerable de su capacidad. Si se cumplía con los requisitos necesarios de ductilidad el cortante basal se podía reducir por dicho factor. Los valores de reducción o factores de ductilidad se muestran en la Tabla IV-A-7.9 (1) del Reglamento de Planificación No.7 de 1987. Dicho factor no se utilizaba para el cálculo original del cortante basal.

#### **h) Cortante Basal (V)**

El cortante basal o fuerza lateral total se calculaba utilizando la ecuación 10. El producto del coeficiente numérico para esfuerzos cortantes en la base (C) y el coeficiente numérico para considerar la iteración de Suelo-Estructura (S) no podía ser mayor que 0.14.

$$V = Z \times I \times K \times C \times S \times W (k) \quad (10)$$

donde:

$Z$  = coeficiente numérico,

$I$  = factor de importancia,

$K$  = coeficiente numérico,

$C$  = coeficiente numérico,

$S$  = coeficiente numérico para considerar la iteración de suelo-estructura, y

$W$  = peso total de la estructura ( $k$ ).

### i) Fuerza Lateral por Piso ( $F_x$ )

La fuerza lateral total o cortante basal ( $V$ ) se distribuía por piso utilizando la ecuación 11.

$$F_x = \frac{(V - F_t) \times W_x \times h_x}{\sum(W_i \times h_i)} (k) \quad (11)$$

$$F_t = 0.07 \times T \times V \text{ Para } T > 0.7 \text{ seg}$$

$$F_t = 0 \text{ Para } T \leq 0.7 \text{ seg}$$

donde:

$V$  = cortante basal ( $k$ ),

$F_t$  = carga concentrada en el tope de la estructura ( $k$ ),

$W_x$  = peso del edificio por piso ( $k$ ),

$h_x$  = altura del piso (pies),

$\sum (W_i \times h_i)$  = la suma de los todos los productos  $W_x \times h_x$  (k-ft), y

$T$  = periodo fundamental de vibración de la estructura (seg).

## **3.6 Puerto Rico Building Code 2011**

### **3.6.1 Introducción**

En el 2011 se adopta el “Puerto Rico Building Code 2011” que sustituye el UBC de 1997 por el IBC-09 y otros códigos que publica el “International Code Council” (ICC). Estos son: “International Residential Code”, “International Existing Building Code”, “International Fire Code”, “International Mechanical Code”, “International Energy Conservation Code”, “International Private Sewage Disposal Code”, “International Fuel Gas Code” y el “International Plumbing Code”. Todo estos cambios estuvieron a cargo de la Oficina de Gerencia de Permisos (OGPE), antiguo ARPE. En el cómputo de cargas el código se refiere al ASCE 7-05, y los códigos de diseño son el ACI 318-08 para hormigón y el AISC-14 para acero.

### **3.6.2 Condiciones Generales**

Esta norma establece los requisitos mínimos de carga para el diseño de edificios y otras estructuras que están sujetos a los requisitos de los códigos de construcción. Las cargas y combinaciones de cargas adecuadas han sido desarrolladas para ser utilizadas en conjunto.

### a) Combinaciones de Carga

Según las normas del ASCE 7-05, las siguientes combinaciones de carga se aplican en el análisis de una estructura:

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L$$

$$1.2D + 0.8W$$

$$1.2D + 1.6W + 1.0L$$

$$1.2D + 1.0E + 1.0L$$

$$0.9D + 1.6W$$

$$0.9D + 1.0E$$

donde:

D = carga muerta,

L = carga viva,

W = carga de viento, y

E = carga de terremoto.

#### 3.6.2.1 Cálculo de Cargas Muertas

Las cargas muertas consisten en el peso de todos los materiales de construcción incorporados al edificio, incluyendo pero no limitado a paredes, pisos, techos, escaleras, particiones, acabados, revestimientos, elementos arquitectónicos y

estructurales, y el equipo del servicio fijo incluyendo el peso de las grúas. La Tabla C3-1 del ASCE 7-05 incluye la mayoría de los valores.

### **3.6.2.2 Cálculo de Cargas Vivas**

El ASCE 7-05 define como carga viva a la carga producida por el uso y la ocupación del edificio u otra estructura que no incluye la construcción o cargas ambientales, tales como la carga de viento, carga de nieve, carga de lluvia, carga de terremoto, inundación de carga o carga muerta. La Tabla 4-1 del ASCE 7-05 muestra los valores de carga viva uniformemente distribuida y concentrada por lugar de la estructura. En la Sección 1607 del “Puerto Rico Building Code 2011” se enmienda el valor de carga viva del ASCE 7-05.

### **3.6.2.3 Cálculo de Cargas de Viento**

Para el análisis de cargas de viento el código se refiere al ASCE 7-05. En el área de viento el código toma en consideración la importancia de la estructura, altura, tipo de topografía del terreno y presión interna; lo que hace un análisis seguro y preciso. El ASCE 7-05 explica tres métodos para calcular las cargas de viento que son los siguientes: simplificado, analítico y túnel de viento. Más adelante se discutirá el método analítico. El código trabaja varios tipos de estructuras incluyendo los sistemas principales resistentes a las fuerzas de viento (MWFRS), y componentes y revestimientos.

La presión de viento que se determine para cualquier estructura; abierta, cerrada o parcialmente cerrada no deben ser menor que 10 libras por pie cuadrado. A esta

presión de viento se le debe multiplicar por el área del edificio o estructura proyectada en el plano vertical a la dirección del viento.

La velocidad del viento es medida en 3 segundos de ráfaga y se considera que se encuentra a 33 pies encima de la superficie del suelo; altura a la que se realizan todas las mediciones meteorológicas para ser consistente. A esta altura se asume una velocidad constante y no se verá afectada por accidentes geográficos ni obstrucciones generadas por el hombre. De esta manera se asegura una velocidad real del viento.

El ASCE 7-05 divide a las edificaciones de acuerdo a la altura y si un edificio es cerrado, parcialmente cerrado o abierto. Las estructuras de baja altura son aquellas que tienen una altura menor o igual a 60 pies. Estructuras abiertas son aquellas que el área total de las aberturas de la pared que recibe la presión del viento excede del 80% del área total de la pared que recibe la presión del viento como se muestra en la ecuación 12.

$$A_o \geq 0.8A_g \quad (12)$$

donde:

$A_o$  = área total de aberturas en la pared que recibe la presión del viento ( $pie^2$ ), y

$A_g$  = área total de la pared donde se identifica el  $A_o$  ( $pie^2$ ).

Los edificios parcialmente cerrados son aquellos que el área total de las aberturas en la pared que recibe la presión del viento es mayor a un 10% del área total de las aberturas de todo el edificio según la ecuación 13, o el área de las aberturas de la pared que recibe la presión del viento excede 4 pies cuadrados o 1% del área total de la pared según la ecuación 14. Además el porcentaje de aberturas de la pared debe ser menor al 20% según la ecuación 15.

$$A_o > 1.10A_{oi} \quad (13)$$

$$A_o > 4 \text{ pies cuadrados o } A_o > 0.01A_g \quad (14)$$

$$\frac{A_{oi}}{A_{gi}} \leq 0.20 \quad (15)$$

donde:

$A_o$  = área total de aberturas en la pared que recibe la presión del viento ( $pie^2$ ),

$A_{oi}$  = suma de las áreas de aberturas de todo el edificio incluyendo el área de la pared que recibe la presión del viento sin incluir  $A_o$  ( $pie^2$ ),

$A_g$  = área total de la pared ( $pie^2$ ), y

$A_{gi}$  = suma de las áreas de aberturas de todo el edificio incluyendo el área de la pared que recibe la presión del viento sin incluir  $A_g$  ( $pie^2$ ).

El método analítico provee presiones de viento a la estructura principal resistente a las cargas de viento (MWFRS), y para componentes y revestimientos en edificios y otras estructuras. A continuación se detalla dicho método y sus parámetros.

#### **a) Velocidad del Viento (V)**

La velocidad del viento usada en los cálculos ha sido generada por varios análisis después de procesar los datos de velocidad de viento recolectados por anemómetros en todo los Estados Unidos. Mediante este proceso se ha generado un mapa de velocidad de viento para todo el territorio de los Estados Unidos. Es muy importante conocer que la velocidad de viento que los anemómetros generan tiene 3 segundos de ráfaga de viento a una altura de 33 pies. En la Figura 6-1 del ASCE 7-05

se muestra el mapa con las velocidades de viento. Dicho mapa se generó teniendo en cuenta un periodo de retorno de 50 años.

### **b) Factor de Dirección ( $K_d$ )**

El factor de dirección toma en cuenta la forma de la edificación, ya que la respuesta ante cargas de viento varía con respecto a la configuración de la estructura. Este factor solo se tomará en cuenta cuando se realice una combinación de carga, de lo contrario el factor es igual a uno.

### **c) Factor de Importancia ( $I$ )**

El factor de importancia le da prioridad y seguridad a las estructuras de acuerdo al uso y el peligro que ocurriría si estas estructuras fallaran. A continuación se detalla la clasificación y en la Tabla 4 se muestran los factores.

- Categoría I; agrupa edificaciones que representan un peligro mínimo a la vida humana si estas fallaran, como edificaciones agrícolas y estructuras menores.
- Categoría II; agrupa edificaciones que no están dentro de las categorías I, III o IV.
- Categoría III; agrupa a edificaciones importantes y que generarían un peligro si dichas estructuras fallaran. Dentro de este grupo tenemos edificios que agrupan a más de 300 personas en un mismo lugar y estructuras importantes como: centros de salud, plantas de tratamiento de agua y estructuras de generación eléctrica.

- Categoría IV; agrupa estructuras de suma importancia como: hospitales, estaciones de bomberos, refugios y torres de control entre otras.

**Tabla 4: Factor de importancia de acuerdo al ASCE 7-05**

Categoría	Regiones no propensas a huracanes y Alaska ( $V = 85$ a $100$ mph)	Regiones propensas a huracanes ( $V > 100$ mph)
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

#### **d) Exposición**

La exposición que tienen las estructuras trata de una distribución de las edificaciones dependiendo de la cantidad de obstáculos que tienen alrededor. A continuación se detallan los tipos de exposición:

- Exposición B; trata de estructuras rodeadas por una superficie de terreno urbano o suburbano donde los espacios libres son muy escasos. Debe además prevalecer la dirección del viento por lo menos unos 2600 pies o 20 veces la altura de la edificación.
- Exposición C; trata de estructuras que no se adapten a las condiciones de la Exposición B o D.
- Exposición D; trata de estructuras rodeadas por terreno sin obstáculos, donde la exposición de las estructuras es máxima, como es el caso de

edificaciones cercanas al mar sin ningún obstáculo artificial o natural que le ayude a soportar la fuerza del viento. Además debe prevalecer la dirección del viento por lo menos 5000 pies o 20 veces la altura del edificio de distancia. Conjuntamente la dirección del viento en sotavento debe extenderse 600 pies atrás de la estructura y la superficie que precede a la edificación debe tener construcciones cercanas o superficies planas con obstáculos menores a 30 pies de altura.

**e) Coeficiente de Presión de Velocidad ( $K_z$ )**

El coeficiente de presión de velocidad toma en cuenta el efecto producido por el viento cuando este asciende en altura. Este efecto produce un aumento en la velocidad del viento. En la Tabla 6.3 del ASCE 7-05 se muestran los valores.

**f) Factor de Topografía ( $K_{zt}$ )**

El factor de topografía considera la variación en velocidad producida por los accidentes geográficos. Para terreno llano el factor de topografía es uno.

**g) Factor de Efecto de Ráfaga ( $G$ )**

El factor de efecto de ráfaga se toma en consideración debido a que el código toma como duración de la ráfaga de velocidad 3 segundos. Para estructuras rígidas el factor es 0.85.

**h) Coeficiente de Presión Interna ( $GC_{pi}$ )**

El coeficiente de presión interna depende si un edificio es cerrado, parcialmente cerrado o abierto. En la Figura 6.5 del ASCE 7-05 se muestran los valores.

### **i) Coeficiente de Presión Externa ( $C_p$ )**

El coeficiente presión externa depende de la forma de la estructura, está dado en las Figuras 6-6, 6-7 y 6-8 del ASCE 7-05.

### **j) Presión de Viento ( $q$ )**

Este valor se debe evaluar a la altura ( $z$ ) de la edificación y se calcula utilizando la ecuación 16.

$$q = 0.00256 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \times I \text{ (psf)} \quad (16)$$

donde:

$K_z$  = coeficiente de presión de velocidad,

$K_{zt}$  = factor de topografía,

$K_d$  = factor de dirección,

$V$  = velocidad del viento (*mph*), y

$I$  = factor de importancia.

El coeficiente de 0.00256 se obtiene de la ecuación de energía cinética que toma en consideración la densidad del aire ( $\rho$ ). A continuación se muestra dicha ecuación.

$$q = \frac{1}{2} \times \rho \times V^2$$

### k) Presión de Diseño ( $p$ )

La presión de diseño se puede determinar de varias maneras; dependiendo de la altura, flexibilidad de la estructura, o si el diseño es para un sistema principal (MWFRS) o para componentes y revestimientos. Para estructuras cerradas y parcialmente cerradas se debe tomar en cuenta los signos, es decir, la presión que actúa hacia la superficie de la estructura tiene un signo positivo (+) y negativo (-) cuando las presiones de viento se alejan de la superficie de la estructura que resiste las cargas de viento. Para un diseño conservador en una estructura rígida la presión de diseño se calcula utilizando la ecuación 17.

$$p = q \times G \times C_p - q_i \times (GC_{pi}) \text{ (psf)} \quad (17)$$

donde:

$q = q_z$  para paredes de barlovento evaluadas a la altura 'z' del edificio (psf),

$q_z =$  presión de velocidad del viento evaluada a una altura 'z' (psf),

$q = q_h$  para paredes de sotavento, paredes laterales y techos evaluadas a la altura 'z' del edificio (psf),

$q_h =$  presión de velocidad del viento evaluada a la altura promedio de la estructura (psf),

$G =$  factor de efecto de ráfaga,

$C_p =$  coeficiente de presión externa,

$q_i = q_h$  (psf), y

$GC_{pi}$  = coeficiente de presión interna.

### 3.6.2.4 Cálculo de Cargas de Terremoto

Para el análisis de cargas de terremoto el código se refiere al ASCE 7-05. En el área sísmica el código es muy estricto considerando factores como categoría de ocupación y aceleraciones espectrales. El ASCE 7-05 explica tres procedimientos para calcular las cargas de terremoto, un análisis estático y dos dinámicos. El análisis estático es el método de fuerza equivalente lateral y los dos análisis dinámicos son: análisis espectral y análisis “time history”. Más adelante se discutirá el método de fuerza equivalente lateral.

El código toma como referencia mapas que proveen aceleraciones picos del terreno causadas por un terremoto medido en un periodo de 50 años de recurrencia con una probabilidad de 2%. La estructura debe ser capaz de proporcionar una resistencia adecuada, rigidez y la energía de disipación suficiente para resistir los movimientos sísmicos de diseño dentro de los límites prescritos de la deformación y la demanda de fuerza. A continuación se detalla el método de fuerza equivalente lateral y sus parámetros.

#### **a) Factor de Importancia (*I*)**

El factor de importancia le da prioridad y seguridad a las estructuras de acuerdo al uso y el peligro que ocurriría si estas estructuras fallaran. A continuación se detalla la clasificación y en la Tabla 5 se muestran los factores.

- Categoría I; agrupa edificaciones que representan un peligro mínimo a la vida humana si estas fallaran, como edificaciones agrícolas y estructuras menores.
- Categoría II; agrupa edificaciones todas las edificaciones que no están dentro de las categorías I, III o IV.
- Categoría III; agrupa a edificaciones importantes y que generarían un peligro si dichas estructuras fallaran. Dentro de este grupo tenemos edificios que agrupan a más de 300 personas en un mismo lugar y estructuras importantes como: centros de salud, plantas de tratamiento de agua y estructuras de generación eléctrica.
- Categoría IV; agrupa estructuras de suma importancia como: hospitales, estaciones de bomberos, refugios y torres de control entre otras.

**Tabla 5: Factor de importancia de acuerdo al ASCE 7-05**

Categoría	<i>I</i>
I, II	1
III	1.25
IV	1.5

**b) Aceleraciones Máximas Espectrales ( $S_S$ ,  $S_1$ )**

Los parámetros ( $S_S$ ) y ( $S_1$ ) también se conocen como aceleraciones máximas de mapa. Estos se obtienen de mapas provistos por el Servicio Geológico de los Estados Unidos. Son mapas de contorno de aceleraciones para un sismo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años y con un 5% de amortiguamiento crítico en la

estructura. Debido a que se debe interpolar en los mapas creados por el ASCE 7-05 para Puerto Rico, el “Puerto Rico Building Code 2011” sustituyó dichos mapas por unos más específicos con los valores ya tabulados por pueblo. Se muestran en las Figuras 1 y 2 del “Puerto Rico Building Code 2011”.

**c) Parámetros de Sitio ( $F_a$ ,  $F_v$ )**

Los parámetros ( $F_a$ ) y ( $F_v$ ) se conocen como coeficientes de sitio, se usan para tener en cuenta el tipo de suelo y las aceleraciones espectrales. En las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 del ASCE 7-05 se muestran los valores.

**d) Aceleraciones Espectrales de Diseño ( $S_{DS}$ ,  $S_{D1}$ )**

Los coeficientes ( $S_{DS}$ ) y ( $S_{D1}$ ) se conocen como aceleraciones espectrales de diseño donde ( $S_{DS}$ ) se conoce como la aceleración espectral de diseño para periodos cortos específicamente 0.2 segundos y ( $S_{D1}$ ) se conoce como la aceleración espectral de diseño para periodos largos igual a 1 segundo, y se utilizan para construir el espectro de diseño. Estos coeficientes toman en cuenta la sismicidad de la zona y el tipo de suelo en los primeros 100 pies debajo de la estructura. Los parámetros ( $S_{DS}$ ) y ( $S_{D1}$ ) se calculan utilizando las ecuaciones 18 y 19 respectivamente.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times F_a S_s \quad (18)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times F_v S_1 \quad (19)$$

donde:

$F_a$  = coeficiente de sitio de periodo corto,

$S_S$  = aceleración máxima espectral para periodo corto,

$F_v$  = coeficiente de sitio de periodo largo, y

$S_l$  = aceleración máxima espectral para periodo largo.

### **e) Coeficiente de Modificación de Resistencia ( $R$ )**

Conocido como el factor de reducción por ductilidad, constituye uno de los parámetros de mayor importancia en el cómputo de las cargas sísmicas inelásticas utilizadas en el proceso de diseño o evaluación estructural de un edificio.

Las estructuras disipan energía y pueden activar tres recursos esenciales a saber: la ductilidad, la sobre resistencia y la redundancia. Dicho factor se basa en estos recursos y se utiliza para reducir la intensidad de las cargas elásticas usadas para el diseño a niveles inelásticos. En la Tabla 12.2-1 del ASCE 7-05 se muestran los coeficientes para cada sistema estructural.

### **f) Periodo Natural de la Estructura ( $T$ )**

El periodo natural de una estructura es el tiempo en segundos que es necesario para completar un ciclo o una onda sísmica. Depende de la altura, sistema estructural empleado, el tipo de material utilizado, el uso de la edificación y sus proporciones geométricas, y puede verse afectado por un terremoto.

Cuando una estructura reacciona ante un movimiento severo del terreno esta empieza a agrietarse o a deformarse, por lo que la estructura empieza a incrementar su periodo de vibración. En el peor de los casos, el nuevo periodo de la estructura se puede asemejar al periodo del movimiento del suelo y ambos entrar en resonancia, lo que podría ser fatal para la estructura afectada. En la ecuación 20 se muestra el cálculo del periodo de una estructura.

$$T = C_T \times (h_n)^x \text{ (seg)} \quad (20)$$

donde:

$C_T$  = coeficiente estructural del periodo (ASCE 7-05 Tabla 12.8-2),

$h_n$  = altura de la estructura (pies), y

$x$  = coeficiente estructural del periodo (ASCE 7-05 Tabla 12.8-2).

### **g) Coeficiente de Respuesta Sísmica ( $C_S$ )**

El coeficiente de respuesta sísmica se calcula utilizando la ecuación 21 y no debe exceder los valores dados por las ecuaciones 22 o 23. Además no debe ser menor a 0.01.

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}} \quad (21)$$

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T \times \frac{R}{I}} \text{ Para } T \leq T_L \quad (22)$$

$$C_S = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2 \frac{R}{I}} \text{ Para } T \geq T_L \quad (23)$$

donde:

$S_{DS}$  = aceleración espectral de diseño para periodos cortos,

$R$  = coeficiente de modificación de resistencia,

$I$  = factor de importancia,

$S_{D1}$  = aceleración espectral de diseño para periodos largos,

$T$  = periodo natural de la estructura (seg), y

$T_L$  = periodo largo de transición (seg) (ASCE 7-05 Figura 22-19).

#### **h) Cortante Basal (V)**

La fuerza lateral total o cortante basal (V) se calcula utilizando la ecuación 24.

$$V = C_S \times W (k) \quad (24)$$

donde:

$C_S$  = coeficiente de respuesta sísmica, y

$W$  = peso total de la estructura (k).

### i) Fuerza Lateral por Piso ( $F_x$ )

La fuerza lateral total o cortante basal ( $V$ ) se distribuye por piso utilizando la ecuación 25.

$$F_x = V \frac{(W_x \times h_x)^k}{\sum W_N} \quad (25)$$

donde:

$V$  = cortante basal ( $k$ ),

$W_x$  = peso del edificio por piso ( $k$ ),

$h_x$  = altura del piso (pies)

$K$  = exponente relativo al periodo de la estructura (ASCE 7-05 Sección 12.8.3), y

$\sum W_N$  = la suma de los productos del numerador ( $k-ft$ ).

## 3.7 Estándares de Factory Mutual

### 3.7.1 Introducción

“Factory Mutual” es una compañía norteamericana global, líder en la materia de prevención de pérdidas para grandes corporaciones en el mundo. Dicha compañía tiene su campo de investigación y desarrollo en los Estados Unidos donde conducen pruebas desde cómo se queman los materiales hasta evaluar como los componentes de la construcción reaccionan frente a desastres naturales como un terremoto o huracán. De cumplir con sus estándares, “Factory Mutual” te asegura que la estructura seguirá en condiciones óptimas luego de un desastre natural o accidente.

### **3.7.2 Condiciones Generales**

Para el análisis de cargas de viento el código se refiere al ASCE 7-05. La compañía es más estricta en algunos parámetros como el usar 175 millas por hora como velocidad básica de diseño para el análisis y diseño de una estructura.

Para el análisis de cargas de terremoto y otras cargas el código se refiere al ASCE 7-05 sin cambios significativos.

## **Capítulo 4. Resultados**

### **4.1 Introducción**

En este capítulo se resume el análisis y la verificación de diseño de las dos estructuras típicas propiedad de PRIDCO. Se utilizó el Reglamento de Planificación No. 7 de 1968 y 1987, y el “Puerto Rico Building Code 2011”. Además se utilizaron los estándares de “Factory Mutual” para el análisis y la verificación de diseño en ambas estructuras.

### **4.2 Reglamento de Planificación No. 7 enmendado en 1968**

#### **4.2.1 Evaluación Estructural**

Se realizó una evaluación estructural para las dos estructuras típicas propiedad de PRIDCO para determinar el efecto de las cargas. El análisis se basó principalmente en el Reglamento de Planificación No. 7 de 1968 para cargas de viento y de terremoto. También se utilizó el Reglamento de Planificación No. 7 de 1968 para calcular las cargas muertas y vivas. Finalmente, las estructuras se modelaron usando ETABS y se verificó si cumplen con dicho código.

##### **4.2.1.1 Estructura Típica No. 1**

###### **4.2.1.1.1 Análisis Estructural**

###### **a) Combinaciones de Carga**

Según las normas del Reglamento, las siguientes combinaciones de carga se aplicaban en el análisis de una estructura:

- carga muerta más carga viva

- carga muerta más carga viva más viento o terremoto, permitiendo un aumento de 1/3 en esfuerzos permisibles

Cuando las cargas resultantes por viento produjeran mayores esfuerzos, esas cargas se usaban en lugar de las cargas debido a terremotos.

### **b) Cargas Muertas**

Para estimar las cargas muertas se presumía los pesos de los materiales y construcciones (Artículo IV-A-2.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968).

### **c) Cargas Vivas**

Para el diseño de las estructuras se utilizaban las cargas vivas más altas que se esperaban en la estructura de acuerdo al uso u ocupación (Tabla IV-A-3.1 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968). En la Tabla 6 se muestra el valor de carga viva.

**Tabla 6: Valor de carga viva para la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

Uso	Carga Viva ( <i>psf</i> )
Techo	20

#### **d) Cargas de Viento**

El análisis de cargas debido al viento se basó en las especificaciones del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968. (Artículo IV-A-5.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968).

- **Presión de Viento**

En la Tablas 7 y 8 se muestran las presiones de viento para la estructura típica no. 1 según la Tabla IV-A-5.2 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968.

**Tabla 7: Presión de viento medida desde el nivel promedio del terreno para la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

Zona de Altura (pies)	Presión del Viento ( <i>psf</i> )
17	35

**Tabla 8: Presión de viento medida para el techo de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

Zona	Presión del Viento ( <i>psf</i> )
Techo	43.75

- **Fuerza Lateral del Viento ( $F_v$ )**

La fuerza lateral del viento para cada dirección se obtuvo multiplicando la presión de viento por el área de la estructura proyectada en el plano vertical a la dirección del viento.

$$F_v = P \times A \text{ (k)}$$

$$F_{v1} = \frac{35 \times 240 \times \frac{17}{2}}{1000} = 71.40 \text{ k}$$

$$F_{v2} = \frac{35 \times 90 \times \frac{17}{2}}{1000} = 26.78 \text{ k}$$

**e) Cargas de Terremoto**

El análisis de cargas sísmicas se basó en las especificaciones del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968. (Artículo IV-A-5.0 del Reglamento de Planificación No.7 de 1968)

- **Coficiente Numérico ( $K$ )**

Para un tipo de arreglo armazón especial (Tabla IV-A-5.3d (1) del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968).

$$K = 1$$

- **Coefficiente Numérico para Esfuerzos Cortantes en la Base (C)**

Para todos los edificios de uno o dos pisos (Artículo IV-A-5.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968).

$$C = 0.05$$

- **Peso de la Estructura (W)**

**Tabla 9: Peso de la estructura típica no. 1**

Piso	Peso ( <i>k</i> )
1	1351

- **Cortante Basal (V)**

$$V = K \times C \times W \text{ (k)}$$

$$V = 1 \times 0.05 \times 1351 = 67.55 \text{ k}$$

- **Fuerza Lateral por Piso ( $F_x$ )**

Como la estructura es de un piso, la fuerza lateral total (V) se distribuyó uniformemente. No se tomó en consideración el efecto de torsión.

#### **4.2.1.1.2 Verificación del Diseño Estructural**

##### **a) Verificación de Vigas**

Para la verificación de las vigas de hormigón se siguieron los requisitos del ACI 318-63, y se utilizó ETABS para obtener los diagramas de cortante y momento. En la Tabla 10 se muestran las propiedades de la viga crítica.

- **Propiedades**

**Tabla 10: Propiedades de la viga crítica de la estructura típica no. 1**

Propiedades	
$f'_c$	4 ksi
$f_y$	60 ksi
$n$	8
$b$	14"
$h$	28"
$d$	26.5"
$d'$	2.5"
$l$	45'
$A_s$	4 #9
$A'_s$	5 #9
Aros	#4 @ 6"

- **Verificación por Flexión**

A continuación se muestra la verificación de la viga crítica por flexión. Controlo la combinación de cargas que incluye las cargas de viento por lo que el código permite un aumento de 33% en la capacidad de la viga. En la Figura 13 se muestra el diagrama de momento para la viga crítica obtenido de ETABS.



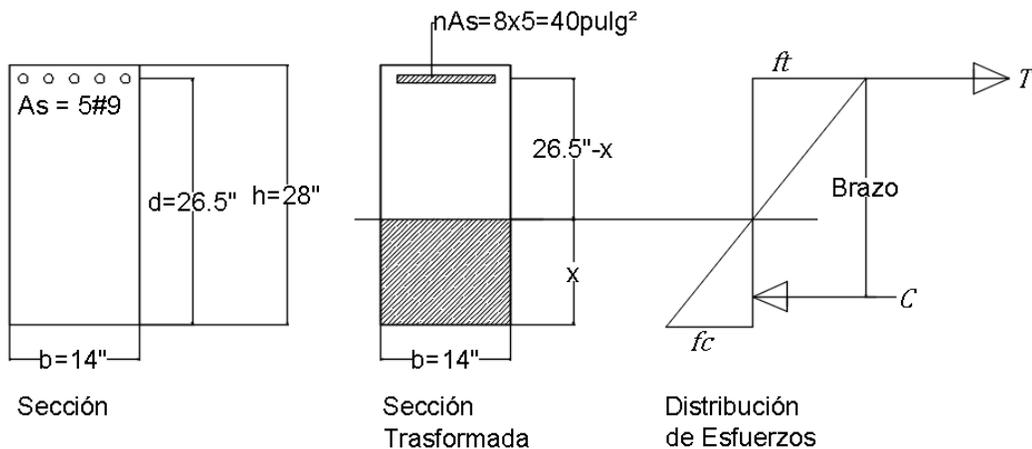
**Figura 13: Diagrama de momento para la viga crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

$$M_s^- = -287.24 \text{ k} - ft$$

$$M_s^+ = 157.14 \text{ k} - ft$$

- **Momento Negativo**

Se determinó la localización del eje neutro 'x' buscando el primer momento de área en compresión y tensión alrededor del eje neutro. Se usó el método de la sección transformada. En la Figura 14 se detalla el método.



**Figura 14: Cálculo de la localización del centroide usando el método de la sección transformada para el momento negativo**

$$\frac{1}{2} \times 14 \times x^2 = 40 \times (26.5 - x)$$

$$x = 9.78''$$

Se determinó la distribución de esfuerzos aplicable por relación de triángulos semejantes.

$$f_t = 24000 \text{ psi (ACI 318 – 63 Sección 1003)}$$

$$f_c = 1800 \text{ psi (ACI 318 – 63 Tabla 1002 (a))}$$

$$f_t \text{ actual} = 1800 \times \left( \frac{26.5 - 9.78}{9.78} \right) = 3077.30 \text{ psi}$$

$$f_t \text{ admisible} = \frac{f_t}{n}$$

$$f_t \text{ admisible} = \frac{24000}{8} = 3000 \text{ psi}$$

$$f_t \text{ actual} > f_t$$

Se utilizó el “Stress-Solid Internal-Couple Method” para buscar el momento admisible ( $M_w$ ) de la sección.

$$T = f_t \text{ admisible} \times n \times A_s$$

$$T = 3000 \times 8 \times 5 = 120000 \text{ psi}$$

$$M_w = \frac{120000 \times \left( 26.5 - \frac{9.78}{3} \right)}{1000 \times 12} = 232.40 \text{ k - ft}$$

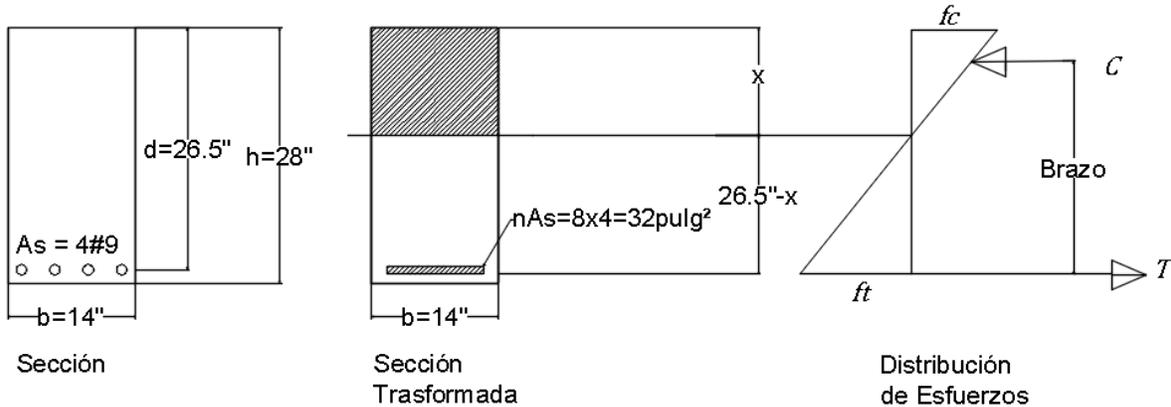
El código permite aumentar la capacidad un 33%.

$$M_w = 232.40 \times 1.33 = 309.09 \text{ k - ft}$$

$$M_w > M_s \therefore OK$$

- **Momento Positivo**

Se determinó la localización del eje neutro 'x' buscando el primer momento de área en compresión y tensión alrededor del eje neutro. Se usó el método de la sección transformada. En la Figura 15 se detalla el método.



**Figura 15: Cálculo de la localización del centroide usando el método de la sección transformada para el momento positivo**

$$\frac{1}{2} \times 14 \times x^2 = 32 \times (26.5 - x)$$

$$x = 8.96''$$

Se determinó la distribución de esfuerzos aplicable por relación de triángulos semejantes.

$$f_t = 24000 \text{ psi (ACI 318 – 63 Sección 1003)}$$

$$f_c = 1800 \text{ psi (ACI 318 – 63 Tabla 1002 (a))}$$

$$f_t \text{ actual} = 1800 \times \left( \frac{26.5 - 8.96}{8.96} \right) = 3523.66 \text{ psi}$$

$$f_t \text{ admisible} = \frac{f_t}{n}$$

$$f_t \text{ admisible} = \frac{24000}{8} = 3000 \text{ psi}$$

$$f_t \text{ actual} > f_t \text{ admisible}$$

Se utilizó el “Stress-Solid Internal-Couple Method” para buscar el momento admisible ( $M_w$ ) de la sección.

$$T = f_t \text{ admisible} \times n \times A_s$$

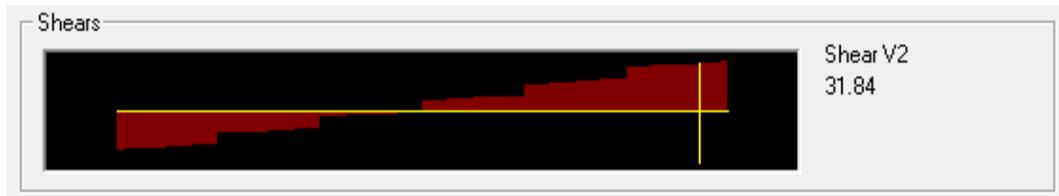
$$T = 3000 \times 8 \times 4 = 96000 \text{ psi}$$

$$M_w = \frac{96000 \times \left( 26.5 - \frac{8.96}{3} \right)}{1000 \times 12} = 188.11 \text{ k-ft}$$

$$M_w > M_s \therefore OK$$

- **Verificación por Cortante**

A continuación se muestra la verificación de la viga crítica por cortante. Controlo la combinación de cargas que incluye las cargas de viento por lo que el código permite un aumento de 33% en la capacidad de la viga. En la Figura 16 se muestra el diagrama de cortante a una distancia ( $d$ ) de la cara de la columna para la viga crítica obtenido de ETABS.



**Figura 16: Diagrama de cortante para la viga crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

$$V_s = 31.84 \text{ k}$$

$$V_c = 1.1\sqrt{f'_c} \times b \times d \text{ (ACI 318 – 63 Sección 1201)}$$

$$V_c = \frac{1.1\sqrt{4000} \times 14 \times 26.5}{1000} = 25.81 \text{ k}$$

El código permite aumentar la capacidad un 33%

$$V_c = 25.81 \times 1.33 = 34.33 \text{ k}$$

$$V_c > V_s \therefore OK$$

### **b) Verificación de Columnas**

Para la verificación de las columnas de hormigón se siguieron los requisitos del ACI 318-63, y se utilizó ETABS para obtener los diagramas de carga axial y momento. En la Tabla 11 se muestran las propiedades de la columna crítica.

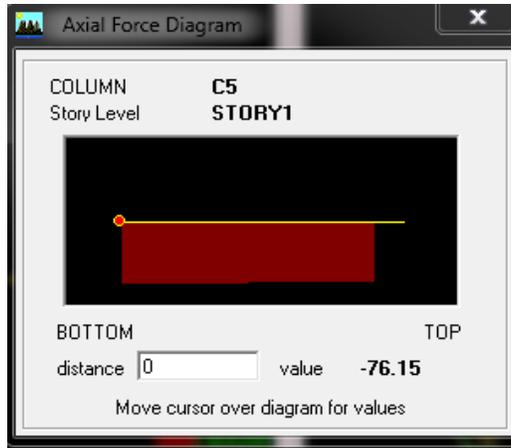
- **Propiedades**

**Tabla 11: Propiedades de la columna crítica de la estructura típica no. 1**

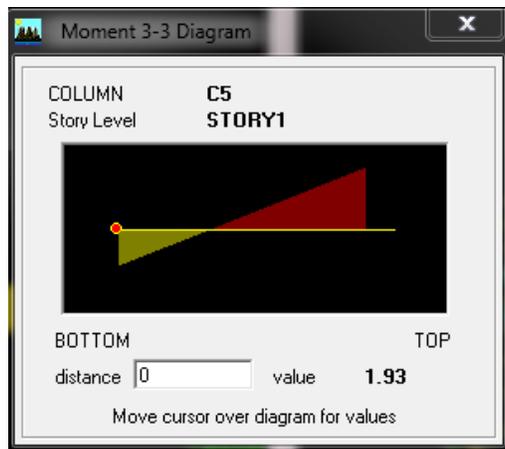
Propiedades	
$f'_c$	4 ksi
$f_y$	60 ksi
$b$	14"
$h$	14"
$d$	11"
$d'$	3"
$A_s$	4 #9
Aros	#3 @ 6"

- **Verificación por Carga Axial y Momento Biaxial**

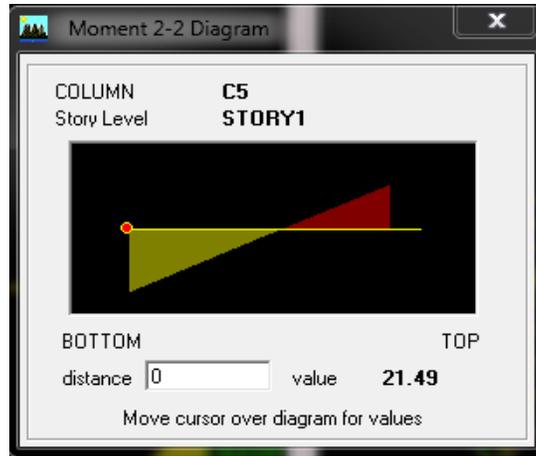
A continuación se muestra la verificación de capacidad de la columna crítica. Controlo la combinación de cargas que incluye las cargas de viento por lo que el código permite un aumento de 33% en la capacidad de la columna. En las Figuras 17, 18 y 19 se muestran los diagramas de carga axial y momento obtenidos de ETABS.



**Figura 17: Diagrama de carga axial para la columna crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**



**Figura 18: Diagrama de momento en la dirección 'x' para la columna crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**



**Figura 19: Diagrama de momento en la dirección 'y' para la columna crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

$$P_s = 76.15 \text{ k}$$

$$M_{bx} = 1.93 \text{ k} - \text{ft}$$

$$M_{by} = 21.49 \text{ k} - \text{ft}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{M_{bx}}{F_b} + \frac{M_{by}}{F_b} < 1 \text{ (ACI 318 - 63 Ecuación 14 - 9)}$$

$$f_a = \frac{P_s}{A_g}$$

$$f_a = \frac{76.15}{14 \times 14} = 0.39 \text{ ksi}$$

$$F_a = 0.34 \times (1 + p_g \times m) \times f'_c \text{ (ACI 318 - 63 Ecuación 14 - 10)}$$

$$F_a = 0.34 \times \left(1 + \frac{4}{14 \times 14} \times \frac{60}{0.85 \times 4}\right) \times 4 = 1.85 \text{ ksi}$$

$$F_b = M_o = 0.40 \times A_s \times f_y \times (d - d') \text{ (ACI 318 - 63 Ecuación 14 - 12)}$$

$$F_b = M_o = \frac{0.40 \times 4 \times 60 \times (11 - 3)}{12} = 64.00 \text{ k} - ft$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{M_{bx}}{F_b} + \frac{M_{by}}{F_b} = \frac{0.39}{1.85} + \frac{1.93}{64} + \frac{21.49}{64} = 0.57$$

$$0.60 < 1 \therefore OK$$

### c) Verificación de la Fundación

Para la verificación de la fundación se siguieron los requisitos del ACI 318-63, y se utilizó ETABS para obtener la reacción vertical crítica en la columna. El tipo de fundación es zapata superficial de hormigón armado 24" x 24" con un espesor de 9" para cada columna.

- **Verificación por Cortante en una Dirección**

Se utilizó como cortante último la reacción vertical crítica ( $R_z$ ) en la columna. A continuación se muestra la verificación por cortante en una dirección.

$$R_z = 95.99 \text{ k}$$

$$A_e = \frac{b_o}{2} - \frac{b_c}{2} - d$$

$$A_e = \frac{24}{2} - \frac{12}{2} - 5 = 1 \text{ pulg}^2$$

$$V_{max} = \frac{R_z}{A_g}$$

$$V_{max} = \frac{95.99}{24 \times 24} = 0.17 \text{ ksi}$$

$$V_s = V_{max} \times A_e$$

$$V_s = 0.17 \times 24 \times (12 - (6 + 5)) = 4.08 \text{ k}$$

$$V_w = 2 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \text{ (ACI 318 - 63 Sección 1207)}$$

$$V_w = \frac{2 \times \sqrt{4000} \times 24 \times 5}{1000} = 15.18 \text{ k}$$

$$V_w > V_s \therefore OK$$

## 4.2.1.2 Estructura Típica No. 2

### 4.2.1.2.1 Análisis Estructural

#### a) Combinaciones de Cargas

Según las normas del Reglamento, las siguientes combinaciones de carga se aplicaban en el análisis de una estructura:

- carga muerta más carga viva
- carga muerta más carga viva más viento o terremoto, permitiendo un aumento de 1/3 en esfuerzos permisibles

Cuando las cargas resultantes por viento produjeran mayores esfuerzos, esas cargas se usaban en lugar de las cargas debido a terremotos.

#### b) Cargas Muertas

Para estimar las cargas muertas se presumía los pesos de los materiales y construcciones (Artículo IV-A-2.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968).

### c) Cargas Vivas

Para el diseño de las estructuras se utilizaban las cargas vivas más altas que se esperaban en la estructura de acuerdo al uso u ocupación (Tabla IV-A-3.1 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968). En la Tabla 12 se muestra el valor de carga viva.

**Tabla 12: Valores de carga viva para la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

Uso	Carga Viva ( <i>psf</i> )
Techo	20

### d) Cargas de Viento

El análisis de cargas debido al viento se basó en las especificaciones del Reglamento de Planificación No.7 de 1968 (Artículo IV-A-5.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968).

- **Presión de Viento**

En la Tablas 13 y 14 se muestra la presión de viento para la estructura típica no. 2 según la Tabla IV-A-5.2 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968.

**Tabla 13: Presión de viento medida desde el nivel promedio del terreno para la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación no. 7 (1968)**

Zona de Altura (pies)	Presión del Viento (psf)
17	35

**Tabla 14: Presión de viento medida para el techo de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

Zona	Presión del Viento (psf)
Techo	43.75

- **Fuerza Lateral del Viento ( $F_v$ )**

La fuerza lateral del viento para cada dirección se obtuvo multiplicando la presión de viento por el área de la estructura proyectada en el plano vertical a la dirección del viento.

$$F_v = P \times A (k)$$

$$F_{v1} = \frac{35 \times 120 \times \frac{17}{2}}{1000} = 35.70 k$$

$$F_{v2} = \frac{35 \times 90 \times \frac{17}{2}}{1000} = 26.78 k$$

### e) Cargas de Terremoto

El análisis de cargas sísmicas se basó en las especificaciones del Reglamento de Planificación No.7 de 1968 (Artículo IV-A-5.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1968).

- **Coeficiente Numérico ( $K$ )**

Para un tipo de arreglo armazón especial (Tabla IV-A-5.3d (1) del Reglamento de Planificación No.7 de 1968).

$$K = 1$$

- **Coeficiente Numérico para Esfuerzos Cortantes en la Base ( $C$ )**

Para todos los edificios de uno o dos pisos (Artículo IV-A-5.0 del Reglamento de Planificación No.7 de 1968).

$$C = 0.05$$

- **Peso de la Estructura ( $W$ )**

**Tabla 15: Peso de la estructura típica no. 2**

Piso	Peso ( $k$ )
1	65.78

- **Cortante Basal (V)**

$$V = K \times C \times W (k)$$

$$V = 1.0 \times 0.05 \times 65.78 = 3.29 K$$

- **Fuerza Lateral por Piso ( $F_x$ )**

Como la estructura es de un piso la fuerza lateral total (V) se distribuyó uniformemente. No se tomó en consideración el efecto de torsión.

#### 4.2.1.2.2 Verificación del Diseño Estructural

##### a) Verificación de Vigas

Para la verificación de las vigas de acero se siguieron los requisitos del AISC-73, y se utilizó ETABS para obtener los diagramas de cortante y momento. En la Tabla 16 se muestran las propiedades de la viga crítica.

- **Propiedades**

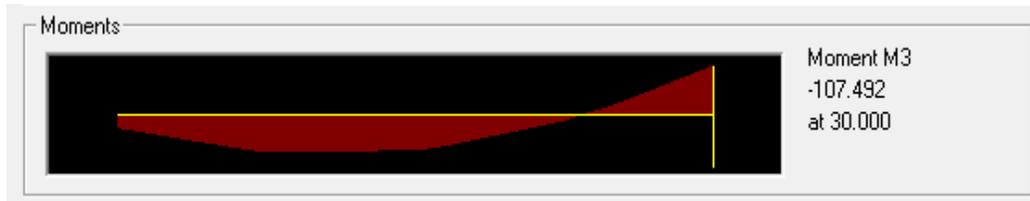
**Tabla 16: Propiedades de la viga crítica de la estructura típica no. 2**

Propiedades	
Dimensión	W 16x36
Grado	A-36

- **Verificación por Flexión**

A continuación se muestra la verificación de la viga crítica por flexión. Controlo la combinación de cargas que incluye las cargas de viento por lo que el código permite un

aumento de 33% en la capacidad de la viga. En la Figura 20 se muestra el diagrama de momento para la viga crítica obtenido de ETABS.



**Figura 20: Diagrama de momento para la viga crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

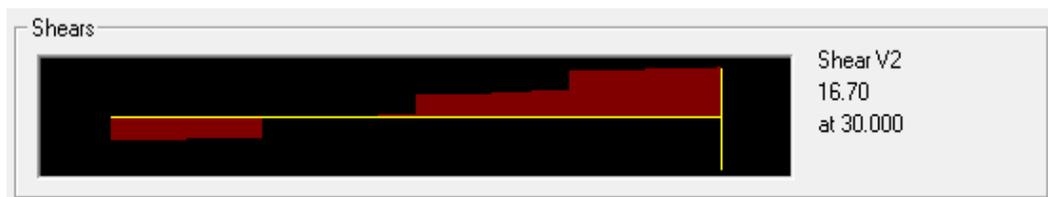
$$M_s = 107.49 \text{ k} - \text{ft}$$

$$M_R = 113 \text{ k} - \text{ft} \text{ (AISC - 73 Página 2 - 10)}$$

$$M_R > M_s \therefore OK$$

- **Verificación por Cortante**

A continuación se muestra la verificación de la viga crítica por cortante. Controlo la combinación de cargas que incluye las cargas de viento por lo que el código permite un aumento de 33% en la capacidad de la viga. En la Figura 21 se muestra el diagrama de cortante para la viga crítica obtenido de ETABS.



**Figura 21: Diagrama de cortante para la viga crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

$$V_s = 16.70 k$$

$V_R = 113 k$ , Para una restricción lateral de 8 pies (AISC – 73 Página 2 – 40)

$$V_R > V_s \therefore OK$$

#### d) Verificación de Columnas

Para la verificación de las columnas de acero se siguieron los requisitos del AISC-73, y se utilizó ETABS para obtener los diagramas de carga axial y momento. En la Tabla 17 se muestran las propiedades de la columna crítica.

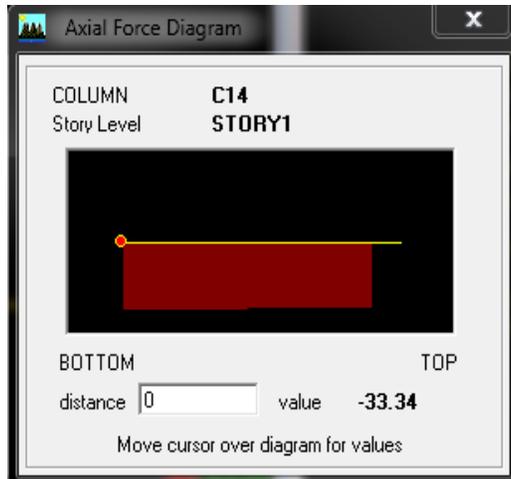
- **Propiedades**

**Tabla 17: Propiedades de la columna crítica de la estructura típica no. 2**

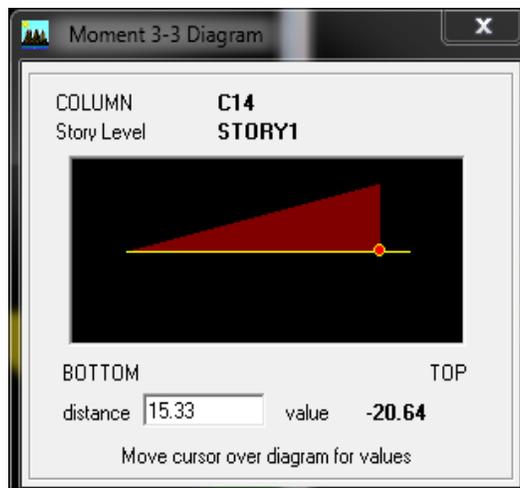
Propiedades	
Dimensión	W 8x24
Grado	A-36
A	7.08 in <sup>2</sup>
S <sub>x</sub>	5.63 in <sup>3</sup>
S <sub>y</sub>	20.90 in <sup>3</sup>

- **Verificación por Carga Axial y Momento**

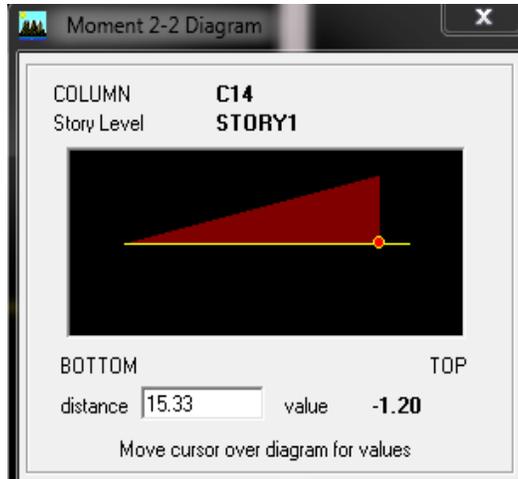
A continuación se muestra la verificación de capacidad de la columna crítica. Controlo la combinación de cargas que incluye las cargas de viento por lo que el código permite un aumento de 33% en la capacidad de la columna. En las Figuras 22, 23 y 24 se muestran los diagramas de carga axial y momento obtenidos de ETABS.



**Figura 22: Diagrama de carga axial para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**



**Figura 23: Diagrama de momento en la dirección 'x' para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**



**Figura 24: Diagrama de momento en la dirección 'y' para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

$$P_s = 33.34 \text{ k}$$

$$M_{sx} = 20.64 \text{ k} - ft$$

$$M_{sy} = 1.20 \text{ k} - ft$$

$$P_R = 66 \text{ k}, \text{ Para } KL = 17 \text{ (AISC - 73 Página 3 - 21)}$$

$$M_R = 42 \text{ k} - ft \text{ (AISC - 73 Página 2 - 11)}$$

$$\frac{f_a}{0.6f_y} + \frac{f_{bx}}{F_b} + \frac{f_{by}}{F_b} \leq 1 \text{ (AISC - 73 Ecuación 1.6 - 2)}$$

$$f_a = \frac{P_s}{A}$$

$$f_a = \frac{33.34}{7.08} = 4.71 \text{ ksi}$$

$$f_b = \frac{M_s}{S}$$

$$f_{bx} = \frac{20.64 \times 12}{20.90} = 11.85 \text{ ksi}$$

$$f_{by} = \frac{1.20 \times 12}{5.63} = 2.56 \text{ ksi}$$

$$F_b = 0.66 \times f_y \text{ (AISC - 73 Sección 1.5.1.4.1)}$$

$$F_b = 0.66 \times 36 = 23.76 \text{ ksi}$$

$$\frac{f_a}{0.6 \times f_y} + \frac{f_{bx}}{F_b} + \frac{f_{by}}{F_b} = \frac{4.71}{0.6 \times 36} + \frac{11.85}{23.76} + \frac{2.56}{23.76} = 0.82$$

$$0.82 < 1 \therefore OK$$

### e) Verificación de la Fundación

Para la verificación de la fundación se siguieron los requisitos del ACI 318-63, y se utilizó ETABS para obtener la reacción vertical crítica en la columna. El tipo de fundación es zapata superficial de hormigón armado 24" x 24" con un espesor de 9" para cada columna.

- **Verificación por Cortante en una Dirección**

Se utilizó como cortante último la reacción vertical crítica ( $R_z$ ) en la columna. A continuación se muestra la verificación por cortante en una dirección.

$$R_z = 35.80 \text{ k}$$

$$A_e = \frac{b_o}{2} - \frac{b_c}{2} - d$$

$$A_e = \frac{24}{2} - \frac{12}{2} - 5 = 1 \text{ pulg}^2$$

$$V_{max} = \frac{R_z}{A_g}$$

$$V_{max} = \frac{35.8}{24 \times 24} = 0.06 \text{ ksi}$$

$$V_s = V_{max} \times A_e$$

$$V_s = 0.06 \times 24 \times (12 - (6 + 5)) = 1.44 \text{ k}$$

$$V_w = 2 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \text{ (ACI 318 - 63 Sección 1207)}$$

$$V_w = \frac{2 \times \sqrt{4000} \times 24 \times 5}{1000} = 15.18 \text{ k}$$

$$V_w > V_s \therefore OK$$

### 4.3 Reglamento de Planificación No. 7 Enmendado en 1987

#### 4.3.1 Evaluación Estructural

Se realizó una evaluación estructural para las dos estructuras típicas propiedad de PRIDCO para determinar el efecto de las cargas. El análisis se basó principalmente en Reglamento de Planificación No. 7 de 1987 para cargas de viento y de terremoto. También se utilizó el Reglamento de Planificación No. 7 para calcular las cargas muertas y vivas. Finalmente, la estructuras se modelaron usando ETABS y se verificó si cumple con dicho código.

### 4.3.1.1 Estructura Típica No. 1

#### 4.3.1.1.1 Análisis Estructural

##### a) Combinaciones de Cargas

Debido a que la teoría de diseño para hormigón era “Strength Design Method”, las combinaciones de carga eran establecidas por el ACI-318-83. A continuación se muestran las combinaciones:

$$1.4D + 1.7L$$

$$0.75 \times (1.4D + 1.7L + 1.7W)$$

$$0.9D + 1.3W$$

$$0.75 \times (1.4D + 1.7L + 1.87E)$$

$$0.9D + 1.43E$$

donde:

D = carga muerta,

L = carga viva,

W = carga de viento, y

E = carga de terremoto.

##### b) Cargas Muertas

Para estimar las cargas muertas se presumía los pesos de los materiales y construcciones (Tabla IV-A-2.1 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987).

### c) Cargas Vivas

Para el diseño de las estructuras se utilizaban las cargas vivas más altas que se esperaban en la estructura de acuerdo al uso u ocupación (Tabla IV-A-3.1a del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987). En la Tabla 18 se muestra el valor de carga viva.

**Tabla 18: Valores de carga viva para la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

Uso	Carga Viva ( <i>psf</i> )
Techo	40

### d) Cargas de Viento

El análisis de carga debido al viento se basó en las especificaciones del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987 (Artículo IV-A-6.0 del Reglamento de Planificación No.7 de 1987).

- **Velocidad del Viento (*V*)**

Se diseñaba para una velocidad básica de viento de 110 millas por hora (Artículo IV-A-6.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987).

- **Factor de Importancia ( $I$ )**

Para estructuras cuya ocupación era de menos de 300 personas (Artículo IV-A-6.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987).

$$I = 1$$

- **Factor de Componente ( $K$ )**

Para elementos de estructuras no livianas (Artículo IV-A-6.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987).

$$K = 1$$

- **Coefficiente de Presión ( $C_p$ )**

Se utilizó el Método de Fuerzas Normales (Tabla IV-A-6.4a del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987). En la Tabla 15 se muestran los valores de los coeficientes de presión.

**Tabla 19: Coeficientes de presión para la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

Descripción	$C_p$
Pared de Barlovento	0.8 hacia adentro
Pared de Sotavento	0.5 hacia afuera
Techo Plano	0.7 hacia afuera

Para elementos y componentes del techo plano de la estructura (Tabla IV-A-6.5a del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987).

$$C_p = 1.1 \text{ hacia afuera}$$

- **Presión Básicas de Diseño**

Para el cálculo de la presión de viento se utilizaba la Tabla IV-A-6.3a del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987. En la Tabla 20 se muestra la presión básica de diseño.

**Tabla 20: Presión básica de diseño para la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

Altura sobre el terreno adyacente (pies)	Presión del Viento (psf)
17	30

- **Presión de Viento para Diseñar ( $p$ )**

$$p = C_p \times I \times K \times q \text{ (psf) (Ecuación IV - A)}$$

– 6.3a del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987)

**Tabla 21: Presión de viento para diseñar para la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

Descripción	$p$ (psf)
Pared de Barlovento	24 hacia adentro
Pared de Sotavento	15 hacia afuera
Techo Plano	21 hacia afuera
Elementos del Techo	33 hacia afuera

**e) Cargas de Terremoto**

El análisis de cargas sísmicas se basó en las especificaciones del Reglamento de Planificación No.7 de 1987 (Artículo IV-A-7.0 del Reglamento de Planificación No.7 de 1987).

- **Coefficiente Numérico ( $K$ )**

El tipo de sistema estructural es pórtico pero no tiene paredes de cortante (Tabla IV-A-7.4 (1) del Reglamento de Planificación No.7 de 1987).

$$K = 1.75$$

- **Factor de Importancia ( $I$ )**

Para estructuras cuya ocupación era de menos de 300 personas (Tabla IV-A-7.4 (2) del Reglamento de Planificación No.7 de 1987).

$$I = 1$$

- **Coeficiente Numérico (Z)**

El coeficiente numérico (Z) era igual a 0.6 para la isla Puerto Rico.

- **Periodo Fundamental de Vibración del Edificio (T)**

$$T = C_t \times h_n^{3/4} (\text{seg}) (\text{Ecuación } - 7.0(3A) \text{ del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987})$$

donde:

$h_n$  = altura de la estructura (pies),

$h_n = 17$  pies, y

$C_t = 0.025$  para pórticos de hormigón.

$$T = 0.025 \times 17^{3/4} = 0.21 \text{ seg}$$

- **Coeficiente Numérico (C)**

$$C = \frac{1}{15 \times T} \text{ Para } T$$

$\leq 1 \text{ seg}$  (Ecuación IV – A

– 7.0 (2A) del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987)

$$C = \frac{1}{15 \times 0.21} = 0.32$$

Controla el valor máximo,  $C = 0.10$  (Artículo IV-A-7.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987).

- **Coefficiente Numérico para considerar la iteración de Suelo-Estructura (S)**

Los efectos de las condiciones de subsuelo en la respuesta de la estructura se establecían basados en la Tabla IV-A-7.4 (3) del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987. En la ausencia de una investigación de suelo el valor se tomaba como 1.5.

- **Factor de Ductilidad (R)**

El tipo de sistema estructural no se enumeraba en el reglamento (Tabla IV-A-7.9 (1) del Reglamento de Planificación No.7 de 1987).

$$R = 1.5$$

- **Peso de la Estructura (W)**

**Tabla 22: Peso de la estructura típica no. 1**

Piso	Peso (k)
1	1351

- **Cortante Basal (V)**

$$V = Z \times I \times K \times C \times S \times W (k)$$

$$C \times S = 0.10 \times 1.15 = 0.15$$

Controla  $C \times S = 0.14$  (Artículo IV-A-7.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987).

$$V = 0.6 \times 1 \times 1.75 \times 0.14 \times 1351 = 198.60 k$$

- **Fuerza Lateral por Piso ( $F_x$ )**

Como la estructura es de un piso la fuerza lateral total ( $V$ ) se distribuyó uniformemente. No se tomó en consideración el efecto de torsión.

#### 4.3.1.1.2 Verificación Diseño Estructural

##### a) Verificación de Vigas

Para la verificación de las vigas de hormigón se siguieron los requisitos del ACI 318-83, y se utilizó ETABS para obtener los diagramas de cortante y momento. En la Tabla 23 se muestran las propiedades de la viga crítica.

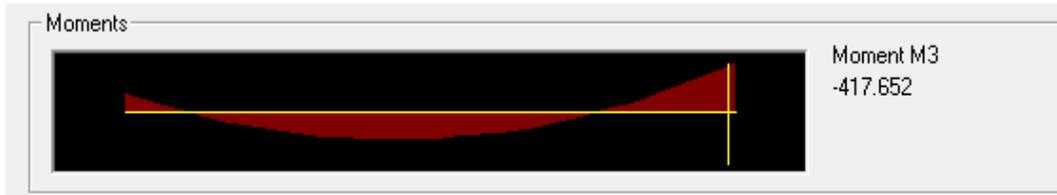
- **Propiedades**

**Tabla 23: Propiedades de la viga crítica de la estructura típica no. 1**

Propiedades	
$f'_c$	4 ksi
$f_y$	60 ksi
$n$	8
$b$	14"
$h$	28"
$d$	26.5"
$d'$	2.5"
$l$	45'
$A_s$	4 #9
$A'_s$	5 #9
Aros	#4 @ 6"

- **Verificación por Flexión**

A continuación se muestra la verificación de la viga crítica por flexión. En la Figura 24 se muestra el diagrama de momento para la viga crítica obtenido de ETABS.



**Figura 25: Diagrama de momento para la viga crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

$$M_u^- = -417.65 \text{ k} - \text{ft}$$

$$M_u^+ = 232.65 \text{ k} - \text{ft}$$

- **Momento Negativo**

$$a = \frac{A'_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{5 \times 60}{0.85 \times 4 \times 14} = 6.30''$$

$$\phi M_n = \phi \times A'_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi = 0.9 \text{ (ACI 318 - 83 Sección 9.3.2.1)}$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 \times 5 \times 60 \times \left(26.5 - \frac{6.30}{2}\right)}{12} = 525.38 \text{ k} - \text{ft}$$

$$\phi M_n > M_u \therefore OK$$

- **Momento Positivo**

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{4 \times 60}{0.85 \times 4 \times 14} = 5.04"$$

$$\phi M_n = \phi \times A'_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

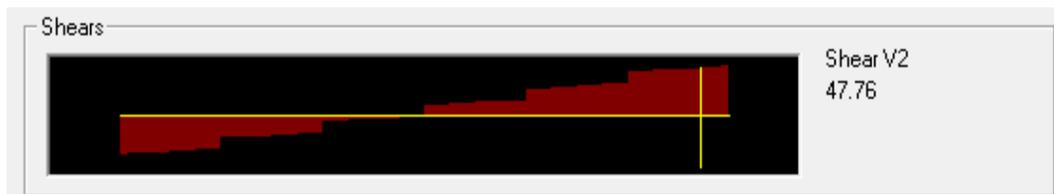
$$\phi = 0.9 \text{ (ACI 318 - 83 Sección 9.3.2.1)}$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 \times 4 \times 60 \times \left(26.5 - \frac{5.04}{2}\right)}{12} = 431.64 \text{ k - ft}$$

$$\phi M_n > M_u \therefore OK$$

- **Verificación por Cortante**

A continuación se muestra la verificación de la viga crítica por cortante. En la Figura 25 se muestra el diagrama de cortante a una distancia ( $d$ ) de la cara de la columna para la viga crítica obtenido de ETABS.



**Figura 26: Diagrama de cortante para la viga crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al Reglamento de Planificación no. 7 (1987)**

$$V_u = 47.76 k$$

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} \times b \times d \text{ (ACI 318 – 83 Ecuación 11 – 3)}$$

$$V_c = \frac{2 \times \sqrt{4000} \times 14 \times 26.5}{1000} = 46.93 k$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$$

$$V_s = \frac{0.4 \times 60 \times 26.5}{6} = 106.00 k$$

$$\phi = 0.85 \text{ (ACI 318 – 83 Sección 9.3.2.3)}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0.85 \times (46.93 + 106.00) = 129.99 k$$

$$\phi(V_c + V_s) > V_u \therefore OK$$

- **Espaciado de Aros**

$$s_{req} = \frac{d}{4} \text{ (ACI 318 – 83 Sección 11.5.4.3)}$$

$$s_{req} = \frac{26.5}{4} = 6"$$

$$s = s_{req} \therefore OK$$

## **b) Verificación de Columnas**

Para la verificación de las columnas de hormigón se siguieron los requisitos del ACI 318-83, y se utilizó ETABS para obtener los valores de carga axial y momento. En la Tabla 24 se muestran las propiedades de la columna crítica.

- **Propiedades**

**Tabla 24: Propiedades de la columna crítica de la estructura típica no. 1**

Propiedades	
$f'_c$	4 ksi
$f_y$	60 ksi
$b$	14"
$h$	14"
$d$	11"
$d'$	3"
$A_s$	4 #9
Aros	#3 @ 6"

- **Verificación por Carga Axial y Momento Biaxial**

Se utilizó la Teoría de Bresler para la verificación de capacidad de la columna tomando en cuenta la carga axial y momento biaxial, y ETABS para obtener los valores de la carga axial crítica y los momentos críticos de la sección.

$$P_u = 117.70 \text{ k}$$

$$M_{ux} = 25.73 \text{ k} - \text{ft}$$

$$M_{uy} = 80.72 \text{ k} - \text{ft}$$

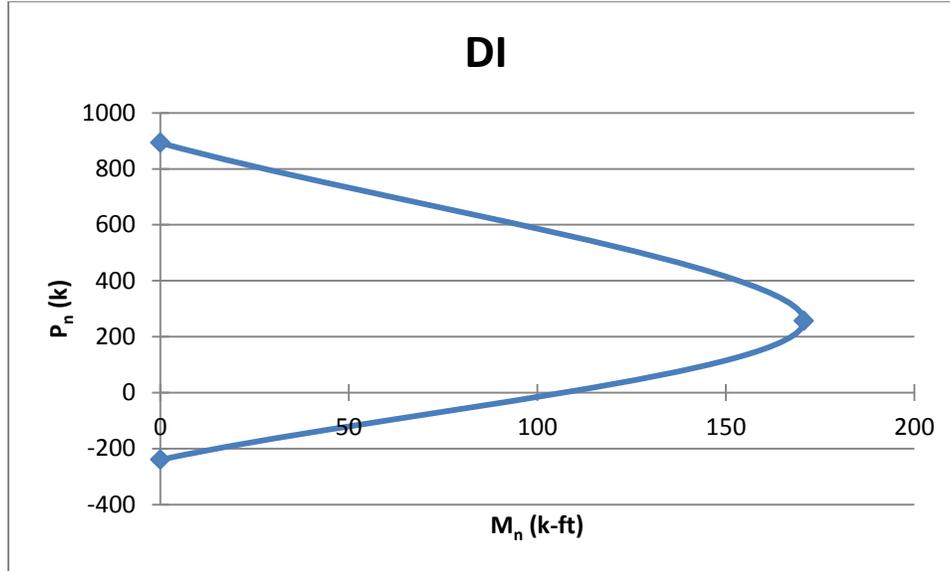
$$P_o = 0.85 \times f'_c (A_g - A_s) + A_s \times f_y \text{ (ACI 318 - 83 Sección 10.3)}$$

$$P_o = 0.85 \times 4(14 \times 14 - 4) + 4 \times 60 = 892.80 \text{ k}$$

$$P_{o(max)} = 0.80 \times [0.85 \times f'_c (A_g - A_s) + A_s \times f_y] \text{ (ACI 318 - 83 Ecuación 10 - 2)}$$

$$P_{o(max)} = 0.80 \times [0.85 \times 4(14 \times 14 - 4) + 4 \times 60] = 714.24 \text{ k}$$

En la Figura 26 se muestra el Diagrama de Interacción (DI) para la columna crítica.



**Figura 27: Diagrama de interacción para la columna crítica de la estructura típica no.1 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

Del diagrama de interacción se obtuvieron las cargas axiales nominales usando las excentricidades críticas en cada dirección.

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

$$e_x = \frac{25.17 \times 12}{117.70} = 2.57''$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

$$e_y = \frac{80.72 \times 12}{117.70} = 8.23''$$

$$P_{nx} = 689.46 \text{ k}$$

$$P_{ny} = 232.72 \text{ k}$$

$$P_{nx} < P_{o(max)} \therefore OK$$

$$P_{ny} < P_{o(max)} \therefore OK$$

$$\frac{1}{P_i} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

$$\frac{1}{P_i} = \frac{1}{689.46} + \frac{1}{232.72} - \frac{1}{892.80}$$

$$P_i = P_n = 216.11 \text{ k}$$

$$\phi = 0.7 \text{ (ACI 318 – 83 Sección 9.3.2)}$$

$$\phi P_n = 0.70 \times 216.11 = 151.28 \text{ k}$$

$$\phi P_n > P_u \therefore OK$$

- **Espaciado de Aros**

$$s_{req} = \frac{d}{4} \text{ (ACI 318 – 83 Sección 11.5.4.3)}$$

$$s_{req} = \frac{26.5}{4} = 6''$$

$$s = s_{req} \therefore OK$$

## f) Verificación de la Fundación

Para la verificación de la fundación se siguieron los requisitos del ACI 318-83, y se utilizó ETABS para obtener la reacción vertical crítica en la columna. El tipo de fundación es zapata superficial de hormigón armado 24" x 24" con un espesor de 9" para cada columna.

- **Verificación por Cortante en una Dirección**

Se utilizó como cortante último la reacción vertical crítica ( $R_z$ ) en la columna. A continuación se muestra la verificación por cortante en una dirección.

$$R_z = 95.99 \text{ k}$$

$$A_e = \frac{b_o}{2} - \frac{b_c}{2} - d$$

$$A_e = \frac{24}{2} - \frac{12}{2} - 5 = 1 \text{ pulg}^2$$

$$V_{max} = \frac{R_z}{A_g}$$

$$V_{max} = \frac{95.99}{24 \times 24} = 0.17 \text{ ksi}$$

$$V_u = V_{max} \times A_e$$

$$V_u = 0.17 \times 24 \times (12 - (6 + 5)) = 4.00 \text{ k}$$

$$V_c = \phi \times 2 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \text{ (ACI 318 - 83 Ecuación 11 - 36)}$$

$$\phi = 0.85 \text{ (ACI 318 – 83 Sección 9.3.2.3)}$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times 2\sqrt{4000} \times 24 \times 5}{1000} = 12.90 \text{ k}$$

$$\phi V_c > V_u \therefore OK$$

## 4.3.1.2 Estructura Típica No. 2

### 4.3.1.2.1 Análisis Estructural

#### a) Combinaciones de Cargas

- muerta más viva en pisos y techos
- muerta más viva en pisos más viento o terremoto permitiendo un aumento de 1/3 en esfuerzos permisibles

Si la carga calculada debido a viento era mayor que la carga de terremoto multiplicada por un factor igual a  $(R/2)$ , donde  $(R)$  es el factor de ductilidad, se utilizaba dichas carga para el diseño. Esta reducción de ductilidad solo se podía hacer si se seguían los parámetros de ductilidad requeridos.

#### b) Cargas Muertas

Para estimar las cargas muertas se presumía los pesos de los materiales y construcciones (Tabla IV-A-2.1 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987).

#### c) Cargas Vivas

Para el diseño de las estructuras se utilizaban las cargas vivas más altas que se esperaban en la estructura de acuerdo al uso u ocupación (Tabla IV-A-3.1a del

Reglamento de Planificación No. 7 de 1987). En la Tabla 25 se muestra el valor de carga viva.

**Tabla 25: Valores de carga viva para la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

Uso	Carga Viva ( <i>psf</i> )
Techo	40

#### **d) Cargas de Viento**

El análisis de carga debido al viento se basó en las especificaciones del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987 (Artículo IV-A-6.0 del Reglamento de Planificación No.7 de 1987).

- **Velocidad del Viento (*V*)**

Se diseñaba para una velocidad básica de viento de 110 millas por hora (Artículo IV-A-6.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987).

- **Factor de Importancia (*I*)**

Para estructuras cuya ocupación era de menos de 300 personas (Artículo IV-A-6.0 del Reglamento de Planificación No.7 de 1987)

$$I = 1$$

- **Factor de Componente ( $K$ )**

Para elementos de estructuras livianas (Artículo IV-A-6.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987).

$$K = 1.3$$

- **Coefficiente de Presión ( $C_p$ )**

Se utilizó el Método de Fuerzas Normales (Tabla IV-A-6.4a del Reglamento de Planificación No.7 de 1987). En la Tabla 26 se muestran los coeficientes de presión.

**Tabla 26: Coeficientes de presión para la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

Descripción	$C_p$
Pared de Barlovento	0.8 hacia adentro
Pared de Sotavento	0.5 hacia afuera
Techo Plano	0.7 hacia afuera

Para elementos y componentes del techo plano de la estructura.

$$C_p = 1.1 \text{ hacia afuera (Tabla IV - A}$$

– 6.5a del Reglamento de Planificación No.7 de 1987)

- **Presión Básicas de Diseño ( $q$ )**

Para el cálculo de la presión de viento se utilizaba la Tabla IV-A-6.3a del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987. En la Tabla 27 se muestra la presión básica de diseño.

**Tabla 27: Presión básica de diseño para la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

Altura sobre el terreno adyacente (pies)	Presión del Viento (psf)
17	30

- **Presión de Viento para Diseñar ( $p$ )**

$$p = C_p \times I \times K \times q \text{ (psf) (Ecuación IV - A)}$$

– 6.3a del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987)

**Tabla 28: Presión de viento para diseñar para la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

Descripción	$p$ (psf)
Pared de Barlovento	24 hacia adentro
Pared de Sotavento	15 hacia afuera
Techo Plano	21 hacia afuera
Elementos del Techo	43 hacia afuera

- **Fuerza Lateral del Viento ( $F_v$ )**

La fuerza lateral del viento se obtuvo multiplicando la presión de viento por el área de la estructura proyectada en el plano vertical a la dirección del viento.

$$F_v = P \times A \text{ (k)}$$

$$F_{v1} = \frac{(24 + 15) \times 120 \times \frac{17}{2}}{1000} = 39.78 \text{ k}$$

$$F_{v2} = \frac{(24 + 15) \times 90 \times \frac{17}{2}}{1000} = 29.84 \text{ k}$$

### e) Cargas de Terremoto

El análisis de cargas sísmicas se basó en las especificaciones del Reglamento de Planificación No.7 de 1987 (Artículo IV-A-7.0 del Reglamento de Planificación No.7 de 1987).

- **Coefficiente numérico (K)**

El tipo de sistema estructural es pórtico pero no tiene paredes de cortante (Tabla IV-A-7.4 (1) del Reglamento de Planificación No.7 de 1987)

$$K = 1.75$$

- **Factor de Importancia (I)**

Para estructuras cuya ocupación era de menos de 300 personas (Tabla IV-A-7.4 (2) del Reglamento de Planificación No.7 de 1987).

$$I = 1$$

- **Coefficiente Numérico (Z)**

El coeficiente numérico (Z) era igual a 0.6 para la isla Puerto Rico.

- **Periodo Fundamental de Vibración del Edificio (T)**

$$T = C_t \times h_n^{3/4} \text{ (seg) (Ecuación IV - A)}$$

– 7.0 (3A) del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987)

donde:

$h_n$  = altura de la estructura (pies),

$h_n = 17$  pies, y

$C_t = 0.035$  para pórticos de acero.

$$T = 0.035 \times 17^{3/4} = 0.29 \text{ seg}$$

- **Coficiente Numérico (C)**

$$C = \frac{1}{15 \times T} \text{ Para } T$$

$\leq 1 \text{ seg}$  (Ecuación IV - A)

– 7.0 (2A) del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987)

$$C = \frac{1}{15 \times 0.29} = 0.23$$

Controla el valor máximo,  $C = 0.10$  (Artículo IV-A-7.0 del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987).

- **Coefficiente Numérico para considerar la iteración de Suelo-Estructura (S)**

Los efectos de las condiciones de subsuelo en la respuesta de la estructura se establecían basados en la Tabla IV-A-7.4 (3) del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987. En la ausencia de una investigación de suelo el valor se tomaba como 1.5.

- **Factor de Ductilidad (R)**

El tipo de sistema estructural no se enumeraba en el reglamento (Tabla IV-A-7.9 (1) del Reglamento de Planificación No.7 de 1987).

$$R = 1.5$$

- **Peso de la Estructura (W)**

**Tabla 29: Peso de la estructura típica no. 2**

Piso	Peso (k)
1	65.77

- **Cortante Basal (V)**

$$V = Z \times I \times K \times C \times S \times W (k)$$

$$C \times S = 0.10 \times 1.15 = 0.15$$

Controla  $C \times S = 0.14$  (Artículo IV-A-7.0 del Reglamento de Planificación No.7 de 1987).

$$V = 0.6 \times 1 \times 1.75 \times 0.14 \times 65.77 = 9.67 k$$

- **Fuerza Lateral por Piso ( $F_x$ )**

Como la estructura es de un piso la fuerza lateral total ( $V$ ) se distribuyó uniformemente. No se tomó en consideración el efecto de torsión.

#### **4.3.1.2.2 Verificación del Diseño Estructural**

##### **a) Verificación de Vigas**

Para la verificación de las vigas de acero se siguieron los requisitos del AISC-73, y se utilizó ETABS para obtener los diagramas de cortante y momento. En la Tabla 30 se muestran las propiedades de la viga crítica.

- **Propiedades**

**Tabla 30: Propiedades de la viga crítica de la estructura típica no. 2**

Propiedades	
Dimensión	W 16x36
Grado	A-36

- **Verificación por Flexión**

A continuación se muestra la verificación de la viga crítica por flexión. Controlo la combinación de cargas que incluye las cargas de viento por lo que el código permite un aumento de 33% en la capacidad de la viga. En la Figura 27 se muestra el diagrama de momento para la viga crítica obtenido de ETABS.



**Figura 28: Diagrama de momento para la viga crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

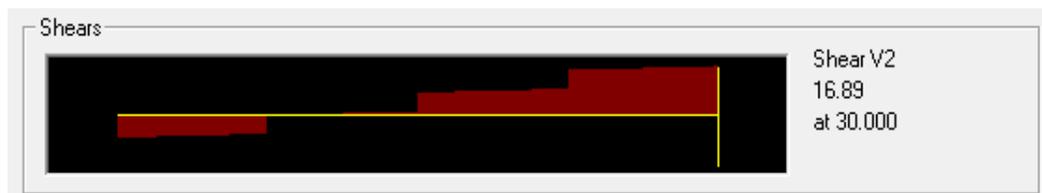
$$M_s = 109.78 \text{ k} - \text{ft}$$

$$M_R = 113 \text{ k} - \text{ft} \text{ (AISC - 73 Página 2 - 10)}$$

$$M_R > M_s \therefore \text{OK}$$

- **Verificación por Cortante**

A continuación se muestra la verificación de la viga crítica por cortante. Controlo la combinación de cargas que incluye las cargas de viento por lo que el código permite un aumento de 33% en la capacidad de la viga. En la Figura 28 se muestra el diagrama de momento para la viga crítica obtenido de ETABS.



**Figura 29: Diagrama de cortante para la viga crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1987)**

$$V_s = 16.89 \text{ k}$$

$V_R = 113 k$ , Para una restricción lateral de 8 pies (AISC – 73 Pagina 2 – 40)

$$V_R > V_s \therefore OK$$

### b) Verificación de Columnas

Para la verificación de las columnas de acero se siguieron los requisitos del AISC-73, y se utilizó ETABS para obtener los diagramas de carga axial y momento. En la Tabla 31 se muestra las propiedades de la columna crítica.

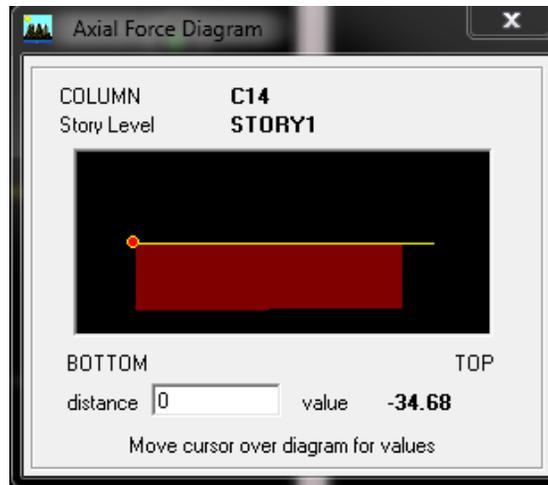
- **Propiedades**

**Tabla 31: Propiedades de la columna crítica de la estructura típica no. 2**

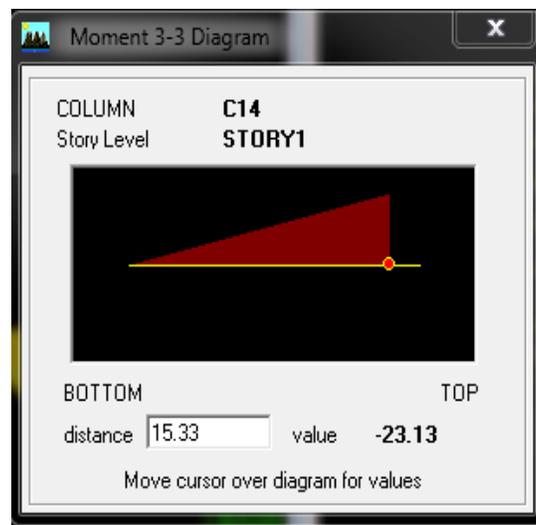
Propiedades	
Dimensión	W 8X24
Grado	A-36
A	7.08 in <sup>2</sup>
S <sub>x</sub>	5.63 in <sup>3</sup>
S <sub>y</sub>	20.90 in <sup>3</sup>

- **Verificación por Carga Axial y Momento**

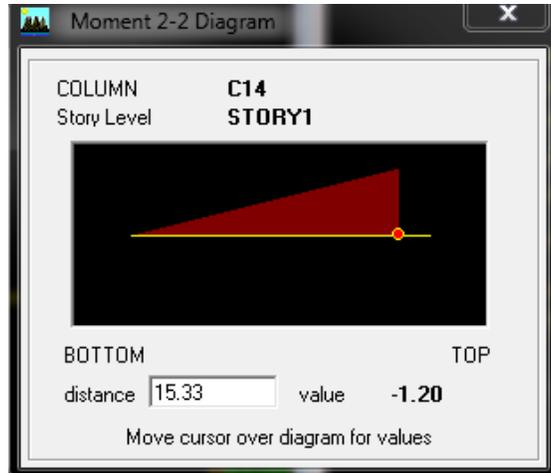
A continuación se muestra la verificación de capacidad de la columna crítica. Controlo la combinación de cargas que incluye las cargas de viento por lo que el código permite un aumento de 33% en la capacidad de la viga. En las Figuras 30, 31 y 32 se muestran los diagramas de carga axial y momento obtenido de ETABS.



**Figura 30: Diagrama de carga axial para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**



**Figura 31: Diagrama de momento en la dirección 'x' para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**



**Figura 31: Diagrama de momento en la dirección 'y' para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al Reglamento de Planificación No. 7 (1968)**

$$P_s = 34.68 \text{ k}$$

$$M_{sx} = 23.13 \text{ k} - ft$$

$$M_{sy} = 1.20 \text{ k} - ft$$

$$P_R = 66 \text{ k}, \text{ Para } KL = 17 \text{ (AISC - 73 Página 3 - 21)}$$

$$M_R = 42 \text{ k} - ft \text{ (AISC - 73 Página 2 - 11)}$$

$$\frac{f_a}{0.6f_y} + \frac{f_{bx}}{F_b} + \frac{f_{by}}{F_b} \leq 1 \text{ (AISC - 73 Ecuación 1.6 - 2)}$$

$$f_a = \frac{P_s}{A_g}$$

$$f_a = \frac{34.68}{7.08} = 4.90 \text{ ksi}$$

$$f_b = \frac{M_s}{S}$$

$$f_{bx} = \frac{23.13 \times 12}{20.90} = 13.28 \text{ ksi}$$

$$f_{by} = \frac{1.20 \times 12}{5.63} = 2.56 \text{ ksi}$$

$$F_b = 0.66 \times f_y \text{ (AISC - 73 Sección 1.5.1.4.1)}$$

$$F_b = 0.66 \times 36 = 23.76 \text{ ksi}$$

$$\frac{f_a}{0.6 \times f_y} + \frac{f_{bx}}{F_b} + \frac{f_{by}}{F_b} = \frac{4.90}{0.6 \times 36} + \frac{13.28}{23.76} + \frac{2.56}{23.76} = 0.89$$

$$0.89 < 1 \therefore OK$$

### c) Verificación de la Fundación

Para la verificación de la fundación se siguieron los requisitos del ACI 318-83, y se utilizó ETABS para obtener la reacción vertical crítica en la columna. El tipo de fundación es zapata superficial de hormigón armado 24" x 24" con un espesor de 9" para cada columna.

- **Verificación por Cortante en una Dirección**

Se utilizó como cortante último la reacción vertical crítica ( $R_z$ ) en la columna. A continuación se muestra la verificación por cortante en una dirección.

$$R_z = 34.68 \text{ k}$$

$$A_e = \frac{b_o}{2} - \frac{b_c}{2} - d$$

$$A_e = \frac{24}{2} - \frac{12}{2} - 5 = 1 \text{ pulg}^2$$

$$V_{max} = \frac{R_z}{A_g}$$

$$V_{max} = \frac{34.68}{24 \times 24} = 0.06 \text{ ksi}$$

$$V_u = V_{max} * A_e$$

$$V_u = 0.06 \times 24 \times (12 - (6 + 5)) = 1.44 \text{ k}$$

$$\phi V_c = \phi \times 2 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \text{ (ACI 318 - 83 Ecuación 11 - 36)}$$

$$\phi = 0.85 \text{ (ACI 318 - 83 Sección 9.3.2.3)}$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times 2 \times \sqrt{4000} \times 24 \times 5}{1000} = 12.90 \text{ k}$$

$$\phi V_c > V_u \therefore OK$$

## 4.4 Puerto Rico Building Code 2011

### 4.4.1 Evaluación Estructural

Se realizó una evaluación estructural para las dos estructuras típicas propiedad de PRIDCO para determinar el efecto de cargas. El análisis se basó principalmente en el "Puerto Rico Building Code 2011" que utiliza el IBC-09 que a su vez utiliza el ASCE 7-05 para cargas de viento y de terremoto. También se utilizó el "Puerto Rico Building Code 2011" para calcular las cargas muertas y vivas. Finalmente, las estructuras se modelaron usando ETABS y se verificó si cumplen con dicho código.

## 4.4.1.1 Estructura Típica No. 1

### 4.4.1.1.1 Análisis Estructural

#### a) Combinaciones de Cargas

Usando las normas del ASCE 7-05 las siguientes combinaciones de carga se aplicaron en el análisis:

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L$$

$$1.2D + 0.8W$$

$$1.2D + 1.6W + 1.0L$$

$$1.2D + 1.0E + 1.0L$$

$$0.9D + 1.6W$$

$$0.9D + 1.0E$$

donde:

D = carga muerta,

L = carga viva,

W = carga de viento, y

E = carga de terremoto.

### **b) Cargas Muertas**

De acuerdo con el ASCE 7-05 las cargas muertas consisten en el peso de todos los materiales de construcción en el edificio. Esto incluye las paredes, pisos, techos, escaleras, tabiques de construcción, acabados, revestimientos, y otros elementos arquitectónicos y estructurales. (ASCE 7-05 Tabla C3-1)

### **c) Cargas Vivas**

El análisis de cargas vivas se basa en las especificaciones del ASCE 7-05 que define las cargas vivas como las cargas máximas esperadas por el uso o la ocupación de la estructura. En la Sección 1607 del “Puerto Rico Building Code 2011” se enmienda el valor de carga viva del ASCE 7-05. En la Tabla 32 se muestra el valor de carga viva.

**Tabla 32: Valores de carga viva para la estructura típica no. 1 de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011”**

Uso	Carga Viva ( <i>psf</i> )
Techo	40

### **d) Cargas de Viento**

El análisis de carga debido al viento se basó en las especificaciones del ASCE 7-05. Se utilizó el procedimiento analítico para la estructura y el método simplificado para los componentes de la estructura (ASCE 7-05 Sección 6.2).

- **Velocidad Básica de Diseño ( $V$ )**

Para la zona de Puerto Rico (ASCE 7-05 Figura 6-1).

$$V = 145 \text{ mph}$$

- **Factor de Dirección ( $K_d$ )**

Para una estructura principal que resiste toda la fuerza del viento (ASCE 7-05 Tabla 6-4).

$$K_d = 0.85$$

- **Factor de Importancia ( $I$ )**

La estructura cumple con los requisitos para la ocupación de Categoría II (edificios y otras construcciones que no sean clasificados como categoría I, III o IV ASCE 7-05 Tabla 1.1). Usando Categoría II y  $V > 100 \text{ mph}$  (ASCE 7-05 Tabla 6-1).

$$I = 1.00$$

- **Exposición**

La estructura se encuentra en una zona urbana y de muchas obstrucciones por lo que se clasifica en Exposición B (ASCE 7-05 Sección 6.5.6.3).

- **Coefficiente de Presión de Velocidad ( $K_z$ )**

Para obtener el coeficiente de presión de velocidad se siguieron las recomendaciones del ASCE 7-05 Tabla 6-3. En la Tabla 33 se muestran los coeficientes de presión de velocidad.

**Tabla 33: Coeficiente de presión de velocidad para la estructura típica no. 1 de acuerdo al ASCE 7-05**

Altura sobre el terreno (pies)	$K_z$
10	0.7
17	0.7

- **Factor de Topografía ( $K_{zt}$ )**

Para topografía homogénea (ASCE 7-05 Sección 6.5.7.2).

$$K_{zt} = 1.0$$

- **Factor de Efecto de Ráfaga ( $G$ )**

Puesto que el edificio se considera como una estructura rígida (ASCE 7-05 Sección 6.5.8.1).

$$G = 0.85$$

- **Coefficiente de Presión Interna ( $GC_{pi}$ )**

Para edificios cerrados (ASCE 7-05 Figura 6-5).

$$GC_{pi} = -0.18$$

$$GC_{pi} = +0.18$$

- **Dirección del Viento**

**Tabla 34: Dirección del viento para la estructura típica no. 1**

Dirección	1	2
Ancho (B) (pies)	240	90
Largo (L) (pies)	90	240
Altura (h) (pies)	17	17
h/L	0.19	0.07
L/B	0.38	2.67

- **Coefficiente de Presión Externa ( $C_p$ )**

Para obtener el coeficiente de presión externa se siguieron las recomendaciones del ASCE 7-05 Figura 6-6. En la Tabla 35 se muestran los coeficientes de presión externa.

**Tabla 35: Coeficiente de presión externa para la estructura típica no. 1 de acuerdo al ASCE 7-05**

Dirección del Viento	1	2
barlovento	0.8	0.8
sotavento	-0.5	-0.27
laterales	-0.7	-0.7
techo(0 a h/2)	-0.9	-0.9
	-0.18	-0.18
techo(h/2 a h)	-0.9	-0.9
	-0.18	-0.18
techo(h a 2h)	-0.5	-0.5
	-0.18	-0.18
techo(> 2h)	-0.3	-0.3
	-0.18	-0.18

- **Presión de Velocidad de Viento ( $q$ )**

Este valor se debe evaluar a la altura 'z' de la edificación utilizando la ecuación

11.

$$q = 0.00256 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \times I \text{ (psf)} \text{ (ASCE 7 - 05 Ecuación 6 - 15)}$$

**Tabla 36: Presión de velocidad de viento para la estructura típica no. 1 de acuerdo al ASCE 7-05**

Altura sobre el terreno (pies)	$q$ (psf)
10	32.03
17	32.03

- **Presión de Diseño ( $p$ )**

$$p = q \times G \times C_p - q_i \times (GC_{pi}) \text{ (psf) (ASCE 7 - 05 Ecuación 6 - 17)}$$

**Tabla 37: Presión de diseño para la estructura típica no. 1 de acuerdo al ASCE 7-05**

Dirección del Viento	1 ( $GC_{pF}=+0.18$ )	1 ( $GC_{pF}=-0.18$ )	1 ( $GC_{pF}=+0.18$ )	2 ( $GC_{pi} = -0.18$ )
barlovento	18.41	31.67	18.41	31.67
sotavento	-22.28	-9.02	-20.22	-6.96
laterales	-28.54	-15.28	-28.54	-15.28
techo(0 a h/2)	-34.80	-21.55	-34.80	-21.55
	-12.26	0.99	-12.26	0.99
techo(h/2 a h)	-34.80	-21.55	-34.80	-21.55
	-12.26	0.99	-12.26	0.99
techo(h a 2h)	-22.28	-9.02	-22.28	-9.02
	-12.26	0.99	-12.26	0.99
techo(> 2h)	-16.02	-2.76	-16.02	-2.76
	-12.26	0.99	-12.26	0.99

- **Factor de Ajuste por Exposición y Altura ( $\lambda$ )**

$$\lambda = 1 \text{ (ASCE 7 - 05 Figura 6 - 3)}$$

- **Presión de Diseño Neta del Viento ( $p_{net}$ )**

Para obtener la presión de diseño neta para componentes del techo se siguieron las especificaciones del ASCE 7-05 Figura 6.3. En la Tabla 38 se muestra los valores.

**Tabla 38: Presión de diseño neta del viento para componentes del techo en la estructura típica no. 1 de acuerdo al ASCE 7-05**

Zona	1	2, 3
$p_{net}$ (psf)	34.6	41.0

**e) Cargas de Terremoto**

EL análisis debido a cargas sísmicas se basó en las especificaciones del ASCE 7-05 Sección 11. Se utilizó el método de fuerza equivalente lateral.

- **Categoría de Ocupación**

La estructura cumple con los requisitos para la ocupación de Categoría II (edificios y otras construcciones que representan peligro para la vida humana en el caso de falla, ASCE 7-05 Tabla 1.1).

- **Factor de Importancia ( $I$ )**

Debido a que la ocupación de la estructura es categoría II (ASCE 7-05 Tabla 11.5-1).

$$I = 1.00$$

- **Aceleraciones Máximas Espectrales ( $S_s$ ,  $S_1$ )**

Para el pueblo de Mayagüez.

$$S_s = 1.14 \text{ (ASCE 7 - 05 Figura 22 - 13)}$$

$$S_1 = 0.38 \text{ (ASCE 7 - 05 Figura 22 - 13)}$$

- **Propiedades de Suelo**

Las propiedades del suelo son desconocidos en el lugar, por lo tanto la clasificación recomendada por el ASCE 7-05 es D (ASCE 7-05 Sección 11.4.2 y Sección 20.3).

- **Aceleraciones Espectrales de Diseño ( $S_{DS}$ ,  $S_{D1}$ )**

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times F_A S_s \text{ (ASCE 7 - 05 Ecuación 11.4 - 3)}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times F_v S_1 \text{ (ASCE 7 - 05 Ecuación 11.4 - 4)}$$

$$F_A = 1.044 \text{ (ASCE 7 - 05 Tabla 11.4 - 1)}$$

$$F_v = 1.64 \text{ (ASCE 7 - 05 Tabla 11.4 - 2)}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 1.044 \times 1.14 = 0.79$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 1.64 \times 0.38 = 0.42$$

- **Coefficiente de Modificación de Resistencia ( $R$ )**

Para pórticos ordinarios de hormigón resistentes a momento (ASCE 7-05 Tabla 12.2-1).

$$R = 3$$

- **Periodo Natural de la Estructura ( $T$ )**

$$T = C_t \times (h_n)^x \text{ (seg) (ASCE 7 - 05 Ecuación 12.8 - 7)}$$

donde:

$$C_t = 0.016 \text{ (ASCE 7-05, Tabla 12.8-2),}$$

$$x = 0.9 \text{ (ASCE 7-05, Tabla 12.8-2), y}$$

$$h_n = 17 \text{ pies.}$$

$$T = 0.016 \times (17)^{0.9} = 0.20 \text{ seg}$$

- **Coefficiente de Respuesta Sísmica ( $C_s$ )**

El coeficiente de respuesta sísmica está dado por la ecuación 24 y no debe exceder el los valores dados por las ecuaciones 25 o 26. Además no debe ser menor a 0.01.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}} \text{ (ASCE 7 - 05 Ecuación 12.8 - 2)}$$

$$C_s = \frac{0.79}{\frac{3}{1.00}} = 0.26$$

- **Peso de la Estructura ( $W$ )**

**Tabla 39: Peso de la estructura típica no. 1**

Piso	Peso ( $k$ )
1	1351

- **Cortante Basal ( $V$ )**

$$V = C_s \times W (k) \text{ (ASCE 7 - 05 Ecuación 12.8 - 1)}$$

$$V = 0.26 \times 1351 = 351.26 (k)$$

- **Fuerza Lateral Total ( $V$ )**

Como la estructura es de un piso la fuerza lateral total ( $V$ ) se distribuyó uniformemente. No se tomó en consideración el efecto de torsión.

#### **4.4.1.1.2 Verificación del Diseño Estructural**

##### **a) Verificación de Vigas**

Para la verificación de las vigas de hormigón se siguieron los requisitos del ACI 318-08, y se utilizó ETABS para obtener los diagramas de cortante y momento. En la Tabla 40 se muestran las propiedades de la viga crítica.

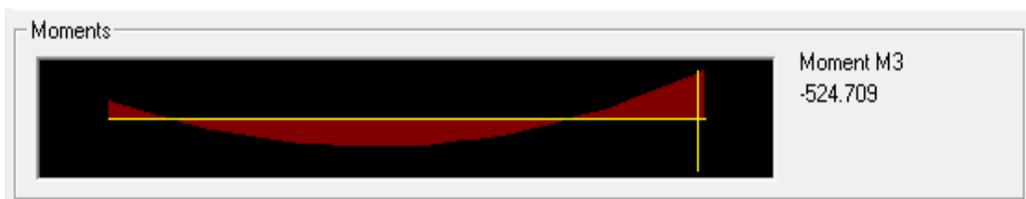
- **Propiedades**

**Tabla 40: Propiedades de la viga crítica de la estructura típica no. 1**

Propiedades	
$f'_c$	4 ksi
$f_y$	60 ksi
$n$	8
$b$	14"
$h$	28"
$d$	26.5"
$d'$	2.5"
$l$	45'
$A_s$	4 #9
$A'_s$	5 #9
Aros	#4 @ 6"

- **Verificación por Flexión**

A continuación se muestra la verificación de la viga crítica por flexión. En la Figura 31 se muestra el diagrama de momento para la viga crítica obtenido de ETABS.



**Figura 31: Diagrama de momento para la viga crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011”**

$$M_u = -524.71 \text{ k} - ft$$

$$M_u = 252.56 \text{ k} - ft$$

- **Momento Negativo**

$$a = \frac{A'_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{5 \times 60}{0.85 \times 4 \times 14} = 6.30''$$

$$\phi M_n = \phi \times A'_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi = 0.9 \text{ (ACI 318 - 08 Sección 9.3.2.1)}$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 \times 5 \times 60 \times \left(26.5 - \frac{6.30}{2}\right)}{12} = 525.38 \text{ k - ft}$$

$$\phi M_n > M_u \therefore OK$$

- **Momento Positivo**

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{4 \times 60}{0.85 \times 4 \times 14} = 5.04''$$

$$\phi M_n = \phi \times A'_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

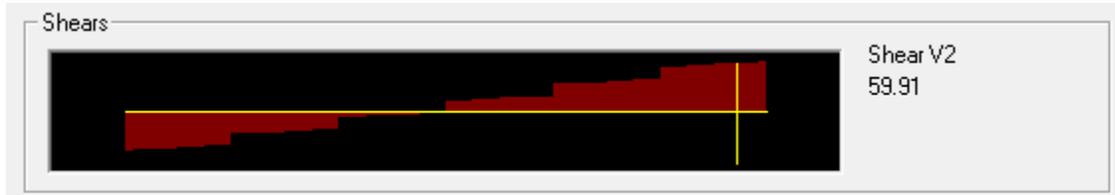
$$\phi = 0.9 \text{ (ACI 318 - 08 Sección 9.3.2.1)}$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 \times 4 \times 60 \times \left(26.5 - \frac{5.04}{2}\right)}{12} = 431.64 \text{ k - ft}$$

$$\phi M_n > M_u \therefore OK$$

- **Verificación por Cortante**

A continuación se muestra la verificación de la viga crítica por cortante. En la Figura 32 se muestra el diagrama de cortante a una distancia ( $d$ ) de la cara de la columna para la viga crítica obtenido de ETABS.



**Figura 32: Diagrama de cortante para la viga crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011”**

$$V_u = 59.91 \text{ k}$$

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} \times b \times d \text{ (ACI 318 – 08 Ecuación 11 – 3)}$$

$$V_c = \frac{2 \times \sqrt{4000} \times 14 \times 26.5}{1000} = 46.93 \text{ k}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \text{ (ACI 318 – 08 Ecuación 11 – 15)}$$

$$V_s = \frac{0.4 \times 60 \times 26.5}{6} = 106.00 \text{ k}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (ACI 318 – 08 Sección 9.3.2.3)}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0.75 \times (46.93 + 106.00) = 114.70 \text{ k}$$

$$\phi(V_c + V_s) > V_u \therefore \text{OK}$$

- **Espaciamiento de Aros**

$$s_{req} = \frac{d}{2} \text{ (ACI 318 – 08 Sección 11.4.5.1)}$$

$$s_{req} = \frac{26.5}{2} = 13.25"$$

$$s_{req} = 24" \text{ (ACI 318 – 08 Sección 11.4.5.1)}$$

- **Espaciamiento de Aros para Zona Sísmica**

$$s_{req} = \frac{d}{4} \text{ (ACI 318 – 08 Sección 21.5.3.2)}$$

$$s_{req} = \frac{26.5}{4} = 6.63"$$

$$s_{req} = 8 \times d_{lb} \text{ (ACI 318 – 08 Sección 21.5.3.2)}$$

$$s_{req} = 8 \times \frac{9}{8} = 9"$$

$$s_{req} = 24 \times d_{hb} \text{ (ACI 318 – 08 Sección 21.5.3.2)}$$

$$s_{req} = 24 \times \frac{4}{8} = 12"$$

$$s_{req} = 12" \text{ (ACI 318 – 08 Sección 21.5.3.2)}$$

$$s > s_{req} \therefore OK$$

## b) Verificación de Columnas

Para la verificación de las columnas de hormigón se siguieron los requisitos del ACI 318-08, y se utilizó ETABS para obtener los valores de carga axial y momento. En la Tabla 41 se muestran las propiedades de la columna crítica.

- **Propiedades**

**Tabla 41: Propiedades de la columna crítica de la estructura típica no. 1**

Propiedades	
$f'_c$	4
$f_y$	60
$b$	14"
$h$	14"
$d$	11"
$d'$	3"
$A_s$	4 #9
Aros	#3 @ 6"

- **Verificación por Carga Axial y Momento Biaxial**

Se utilizó la Teoría de Bresler para la verificación de capacidad de la columna tomando en cuenta la carga axial y momento biaxial, y ETABS para obtener la carga axial crítica y los momentos críticos para la sección.

$$P_u = 137.95 \text{ k}$$

$$M_{ux} = 30.59 \text{ k} - ft$$

$$M_{uy} = 86.59 \text{ k} - ft$$

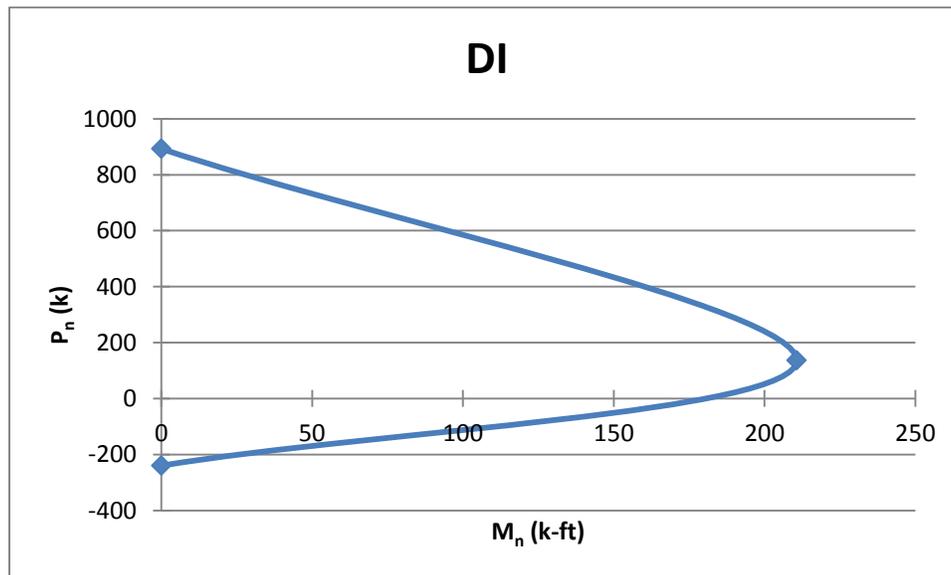
$$P_o = 0.85 \times f'_c(A_g - A_s) + A_s \times f_y \text{ (ACI318 - 08 Sección 10.3)}$$

$$P_o = 0.85 \times 4(14 \times 14 - 4) + 4 \times 60 = 892.80 \text{ k}$$

$$P_{o(max)} = 0.80 \times [0.85 \times f'_c(A_g - A_s) + A_s \times f_y] \text{ (ACI318 - 08 Ecuación 10 - 2)}$$

$$P_{o(max)} = 0.80 \times [0.85 \times 4(14 \times 14 - 4) + 4 \times 60] = 714.24 \text{ k}$$

A continuación se muestra el Diagrama de Interacción (DI) para la columna crítica.



**Figura 33: Diagrama de Interacción para la columna crítica de la estructura típica no. 1 de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011”**

Del diagrama de interacción se obtuvieron las cargas axiales nominales usando las excentricidades críticas en cada dirección.

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

$$e_x = \frac{30.59 \times 12}{137.95} = 2.67''$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

$$e_y = \frac{86.59 \times 12}{137.95} = 7.53''$$

$$P_{nx} = 684.93 \text{ k}$$

$$P_{ny} = 299.28 \text{ k}$$

$$\frac{1}{P_i} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

$$\frac{1}{P_i} = \frac{1}{684.93} + \frac{1}{299.28} - \frac{1}{892.80}$$

$$P_i = P_n = 271.64 \text{ k}$$

$$\phi = 0.65 \text{ (ACI 318 – 08 Sección 9.3.2.2)}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 271.64 = 176.57 \text{ k}$$

$$\phi P_n > P_u$$

- **Espaciamiento de Aros**

$$s_{req} = \frac{d}{2}$$

$$s_{req} = \frac{11}{2} = 5.5''$$

$$s_{req} = 24''$$

- **Espaciamiento de Aros para Zona Sísmica**

$$s_{req} = \frac{h}{4} \text{ (ACI 318 – 08 Sección 21.6.4.3)}$$

$$s_{req} = \frac{14}{4} = 3.50''$$

$$s_{req} = 6 \times d_{bl} \text{ (ACI 318 – 08 Sección 21.6.4.3)}$$

$$s_{req} = 6 \times \frac{9}{8} = 6.75''$$

$s < s_{req} \therefore$  No cumple con el código

### c) Verificación de la Fundación

Para la verificación de la fundación se siguieron los requisitos del ACI 318-08, y se utilizó ETABS para obtener la reacción vertical crítica en la columna. El tipo de fundación es zapata superficial de hormigón armado 24" x 24" con un espesor de 9" para cada columna.

- **Verificación por Cortante en una Dirección**

Se utilizó como cortante último la reacción vertical crítica ( $R_z$ ) en la columna. A continuación se muestra la verificación por cortante en una dirección.

$$R_z = 125.55 \text{ k}$$

$$A_e = \frac{b_o}{2} - \frac{b_c}{2} - d$$

$$A_e = \frac{24}{2} - \frac{12}{2} - 5 = 1 \text{ pulg}^2$$

$$V_{max} = \frac{R_z}{A_g}$$

$$V_{max} = \frac{125.55}{24 \times 24} = 0.22 \text{ ksi}$$

$$V_u = V_{max} \times A_e$$

$$V_u = 0.22 \times 24 \times (12 - (6 + 5)) = 5.23 \text{ k}$$

$$\phi V_c = \phi \times 2 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \text{ (ACI 318 – 08 Ecuación 11 – 3)}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (ACI 318 – 08 Sección 9.3.2.3)}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 \times 2 \times \sqrt{4000} \times 24 \times 5}{1000} = 11.38 \text{ k}$$

$$\phi V_c > V_u \therefore OK$$

#### d) Verificación de los Componentes del Techo

Se verificaron los componentes del techo ya que pueden fallar bajo vientos huracanados.

- **Verificación del “Poreter”**

A continuación se muestra la verificación del diseño del “poreter” que es parte del sistema del techo de la estructura principal. En la Tabla 42 se muestran las propiedades del “poreter”.

- **Propiedades**

**Tabla 42: Propiedades del “poreter”**

Propiedades	
$h$	2"
$d$	1"
$l$	7.5'
$A_s$	#4 @12"

- **Pesos que Actúan Sobre el “Poreter”**

$$w_{dead} = 16 \text{ psf (ASCE 7 – 05 Tabla C3.1)}$$

$$w_{live} = 40 \text{ psf}$$

- **Presión de Diseño Neta del Viento ( $p_{net}$ )**

Para obtener las cargas de viento para los componentes del techo se siguieron las especificaciones del ASCE 7-05 Figura 6.3. En la Tabla 43 se muestran los valores.

**Tabla 43: Presión de diseño neta del viento para componentes del techo en la estructura típica no.1 de acuerdo al ASCE 7-05**

Zona	1	2,3
$p_{net30}$ (psf)	34.6	41.0

- Verificación de Cargas para el Diseño del “Poreter”

$$DL + LL$$

$$16 + 40 = 56 \text{ psf}$$

$$DL - WL$$

$$16 - 41.0 = -25.00 \text{ psf}$$

Controla combinación DL + LL

$$w_u = 1.2 \times w_{dead} + 1.6 \times w_{live}$$

$$w_u = 1.2 \times 16 + 1.6 \times 40 = 83.20 \text{ psf}$$

$$M_u = \frac{w_u \times l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{83.20 \times 7.5^2}{8 \times 1000} = 0.59 \text{ k} - \text{ft}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{0.20 \times 60}{0.85 \times 4 \times 12} = 0.29''$$

$$\phi M_n = \phi \times A'_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi = 0.9 \text{ (ACI 318 - 08 Sección 9.3.2.1)}$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 \times 0.20 \times 60 \times \left(1.00 - \frac{0.29}{2}\right)}{12} = 0.77 \text{ k} - \text{ft}$$

$$\phi M_n > M_u \therefore Ok$$

- **Verificación del “Metal Deck”**

A continuación se muestra la verificación del diseño del “metal deck” que es parte del sistema del techo de la extensión de la estructura.

- **Pesos que Actúan Sobre el “Metal Deck”**

$$w_{built-up} = 2.1 \text{ psf (ASCE 7 – 05 Tabla C3.1)}$$

$$w_{rigid\ insulation} = 1.5 \text{ psf (ASCE 7 – 05 Tabla C3.1)}$$

$$w_{metal\ deck} = 1.7 \text{ psf (Planchas Gage 22 tipo B United Steel Deck)}$$

$$w_{dead} = 5.30 \text{ psf (total)}$$

$$w_{live} = 40 \text{ psf}$$

- **Presión de Diseño Neta del Viento ( $p_{net}$ )**

Para obtener las carga de viento para los componentes del techo se siguieron las especificaciones del ASCE 7-05 Figura 6.3. En la Tabla 44 se muestran los valores.

**Tabla 44: Presión de diseño neta del viento para componentes del techo en la estructura típica no. 1 de acuerdo al ASCE 7-05**

Zona	1	2,3
$p_{net30}$ (psf)	34.6	41.0

- **Verificación de Cargas para Diseño de las Planchas**

$$DL + LL$$

$$5.30 + 40 = 45.30 \text{ psf}$$

$$DL - WL$$

$$5.30 - 41.0 = - 35.70 \text{ psf}$$

*Controla combinación DL + LL*

*Espaciamiento provisto = 7.5 pies*

*Espaciamiento máximo =*

*7.5 pies (Planchas Gauge 22 tipo B, condición del span triple, United Steel Deck)*

*Espaciamiento provisto = Espaciamiento máximo ∴ OK*

- **Verificación de las Viguetas del Techo**

A continuación se muestra la verificación del diseño de las viguetas que son parte del sistema del techo de la extensión de la estructura.

- **Pesos que Actúan Sobre las Viguetas**

$$w_{dead} = 5.30 \text{ psf}$$

$$w_{live} = 40 \text{ psf}$$

$$w_{add} = 5 \text{ psf}$$

$$w_{joist} = 9.7 \text{ plf (Tipo 22H7 = 22K7, Vulcraft, Steel Joists and Joist Girders)}$$

- **Verificación de Cargas para Diseño de las Viguetas**

$$w_{dead} + w_{live} = 5.30 + 5 + 40 = 50.30 \text{ psf} + w_{joist}$$

$$w_{dead} + w_{wind} = 5.30 + 5 - 41.0 = -30.70 \text{ psf} + w_{joist}$$

*Controla combinación DL + LL*

- **Requerimientos para las Viguetas**

*DL + LL*

$$w = (50.30) \times 7.5 + 9.7 = 386.95 \text{ plf}$$

*LL*

$$w = 40 \times 7.5 = 300.00 \text{ plf}$$

- **Capacidad de la Vigueta (espaciamiento = 30 pies)**

$$DL + LL = 413 \text{ plf (Vulcraft, Steel Joists and Joist Girders)} \therefore OK$$

$$LL = 295 \text{ plf (Vulcraft, Steel Joists and Joist Girders)} \therefore \text{Verificar deflexiones}$$

## **4.4.1.2 Estructura Típica No. 2**

### **4.4.1.2.1 Análisis Estructural**

#### **a) Combinaciones de Cargas**

Usando las normas del ASCE 7-05 las siguientes combinaciones de carga se aplicaron en el análisis:

1.4D

$$1.2D + 1.6 L$$

$$1.2D + 0.8W$$

$$1.2D + 1.6W + 1.0 L$$

$$1.2D + 1.0E + 1.0L$$

$$0.9D + 1.6W$$

$$0.9D + 1.0E$$

donde:

D = carga muerta,

L = carga viva,

W = carga de viento, y

E = carga de terremoto.

### **b) Cargas Muertas**

De acuerdo con el ASCE 7-05 las cargas muertas consisten en el peso de todos los materiales de construcción en el edificio. Esto incluye las paredes, pisos, techos, escaleras, tabiques de construcción, acabados, revestimientos, y otros elementos arquitectónicos y estructurales (ASCE 7-05 Tabla C3-1).

### **c) Cargas Vivas**

El análisis de cargas vivas se basó en las especificaciones del ASCE 7-05 que define las cargas vivas como las cargas máximas esperadas por el uso o la ocupación

de la estructura. En la Sección 1607 del “Puerto Rico Building Code 2011” se enmienda el valor de carga viva del ASCE 7-05. En la Tabla 45 se muestra el valor de carga viva.

**Tabla 45: Valores de carga viva para la estructura típica no. 2 de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011”**

Uso	Carga Viva (psf)
Techo	40

#### **d) Cargas de Viento**

El análisis de carga debido al viento se basó en las especificaciones del ASCE 7-05. Se utilizó el procedimiento analítico para la estructura y el método simplificado para los componentes de la estructura (Sección 6.2 ASCE 7-05).

- **Velocidad Básica de Diseño ( $V$ )**

Para la zona de Puerto Rico (ASCE 7-05 Figura 6-1).

$$V = 145 \text{ mph}$$

- **Factor de Dirección ( $K_d$ )**

Para una estructura principal que resiste toda la fuerza del viento (ASCE 7-05 Tabla 6-4).

$$K_d = 0.85$$

- **Factor de Importancia ( $I$ )**

La estructura cumple con los requisitos para la ocupación de Categoría II (edificios y otras construcciones que no sean clasificados como categoría I, III o IV ASCE 7-05 Tabla 1.1). Usando Categoría II y  $V > 100 \text{ mph}$  (ASCE 7-05 Tabla 6-1).

$$I = 1.00$$

- **Exposición**

La estructura se encuentra en una zona urbana y de muchas obstrucciones por lo que se clasifica como Exposición B (ASCE 7-05 Sección 6.5.6.3).

- **Coefficiente de Presión de Velocidad ( $K_z$ )**

Para obtener el coeficiente de presión de velocidad se siguieron las especificaciones del ASCE 7-05 Tabla 6-3. En la Tabla 46 se muestran los coeficientes de presión de velocidad.

**Tabla 46: Coeficiente de presión de velocidad para la estructura típica no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05**

Altura sobre el terreno (pies)	$K_z$
10	0.7
17	0.7

- **Factor de Topografía ( $K_{zt}$ )**

Para topografía homogénea (ASCE 7-05 Sección 6.5.7.2).

$$K_{zt} = 1.0$$

- **Factor de Efecto de Ráfaga ( $G$ )**

Puesto que el edificio se considera como una estructura rígida (ASCE 7-05 Sección 6.5.8.1).

$$G = 0.85$$

- **Coefficiente de Presión Interna ( $GC_{pi}$ )**

Para edificios cerrados (ASCE 7-05 Figura 6-5).

$$GC_{pi} = -0.18$$

$$GC_{pi} = +0.18$$

- **Dirección del Viento**

**Tabla 47: Dirección del viento para la estructura típica no. 2**

Dirección	1	2
Ancho (B) (pies)	120	90
Largo (L) (pies)	90	120
Altura (h) (pies)	17	17
h/L	0.19	0.14
L/B	0.75	1.33

- **Coefficiente de Presión Externa ( $C_p$ )**

Para obtener el coeficiente de presión externa se siguieron las especificaciones del ASCE 7-05 Figura 6-6. En la Tabla 48 se muestran los coeficientes de presión externa.

**Tabla 48: Coeficiente de presión externa para la estructura típica no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05**

Dirección del Viento	1	2
barlovento	0.8	0.8
sotavento	-0.5	-0.43
laterales	-0.7	-0.7
techo(0 a h/2)	-0.9	-0.9
	-0.18	-0.18
techo(h/2 a h)	-0.9	-0.9
	-0.18	-0.18
techo(h a 2h)	-0.5	-0.5
	-0.18	-0.18
techo(> 2h)	-0.3	-0.3
	-0.18	-0.18

- **Presión de Velocidad de Viento ( $q$ )**

Este valor se debe evaluar a la altura 'z' de la edificación por la ecuación 11.

$$q = 0.00256 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \times I \text{ (psf)} \text{ (ASCE 7 - 05 Ecuación 6 - 15)}$$

**Tabla 49: Presión de velocidad de viento para la estructura típica no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05**

Altura sobre el terreno (pies)	$q$ (psf)
10	32.03
17	32.03

- **Presión de Diseño ( $p$ )**

$$p = q \times G \times C_p - q_i \times (GC_{pi}) \text{ (psf)} \text{ (ASCE 7 - 05 Ecuación 6 - 17)}$$

**Tabla 50: Presión de diseño para la estructura típica no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05**

Dirección del Viento	1 ( $GC_{pf}=+0.18$ )	1 ( $GC_{pf}=-0.18$ )	2 ( $GC_{pf}=+0.18$ )	2 ( $GC_{pf}=-0.18$ )
barlovento	18.41	31.67	18.41	31.67
sotavento	-22.28	-9.02	-20.09	-6.83
laterales	-28.54	-15.28	-28.54	-15.28
techo(0 a h/2)	-34.80	-21.55	-34.80	-21.55
	-12.26	0.99	-12.26	0.99
techo(h/2 a h)	-34.80	-21.55	-34.80	-21.55
	-12.26	0.99	-12.26	0.99
techo(h a 2h)	-22.28	-9.02	-22.28	-9.02
	-12.26	0.99	-12.26	0.99
techo(> 2h)	-16.02	-2.76	-16.02	-2.76
	-12.26	0.99	-12.26	0.99

- **Factor de Ajuste por Exposición y Altura ( $\lambda$ )**

$$\lambda = 1 \text{ (ASCE 7 - 05 Figura 6 - 3)}$$

- **Presión de Diseño Neta del Viento ( $p_{net}$ )**

Para obtener la presión de diseño neta para componentes del techo se siguieron las especificaciones del ASCE 7-05 Figura 6.3. En la Tabla 51 se muestran los valores.

**Tabla 51: Presión de diseño neta del viento para componentes del techo en la estructura típica no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05**

Zona	1	2, 3
$p_{net}$ (psf)	34.6	41.0

#### **e) Cargas de Terremoto**

EL análisis debido a cargas sísmicas se basó en las especificaciones del ASCE 7-05 Sección 11. Se utilizó el método de fuerza equivalente lateral.

- **Categoría de Ocupación**

La estructura cumple con los requisitos para la ocupación de Categoría II (edificios y otras construcciones que representan peligro para la vida humana en el caso de falla, ASCE 7-05 Tabla 1.1).

- **Factor de Importancia ( $I$ )**

Debido a que la ocupación de la estructura es categoría II (ASCE 7-05 Tabla 11.5-1).

$$I = 1.00$$

- **Aceleraciones Máximas Espectrales ( $S_S$ ,  $S_1$ )**

Para el Pueblo de Mayagüez.

$$S_S = 1.14 \text{ (ASCE 7 - 05 Figura 22 - 13)}$$

$$S_1 = 0.38 \text{ (ASCE 7 - 05 Figura 22 - 13)}$$

- **Propiedades de Suelo**

Las propiedades del suelo son desconocidos en el lugar, por lo tanto la clasificación recomendada por la ASCE 7-05 es D (ASCE 7-05 Sección 11.4.2 y Sección 20.3).

- **Aceleraciones Espectrales de Diseño ( $S_{DS}$ ,  $S_{D1}$ )**

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times F_A S_S \text{ (ASCE 7 - 05 Ecuación 11.4 - 3)}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times F_V S_1 \text{ (ASCE 7 - 05 Ecuación 11.4 - 4)}$$

$$F_A = 1.044 \text{ (ASCE 7 - 05 Tabla 11.4 - 1)}$$

$$F_V = 1.64 \text{ (ASCE 7 - 05 Tabla 11.4 - 2)}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 1.044 \times 1.14 = 0.79$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 1.64 \times 0.38 = 0.42$$

- **Coeficiente de Modificación de Resistencia ( $R$ )**

Para pórticos ordinarios de acero resistentes a momento (ASCE 7-05 Tabla 12.2-1).

$$R = 3.5$$

- **Periodo Natural de la Estructura ( $T$ )**

$$T = C_t \times (h_n)^x \text{ (seg)} \text{ (ASCE 7 - 05 Ecuación 12.8 - 7)}$$

donde:

$C_t = 0.028$  (ASCE 7-05, Tabla 12.8-2),

$x = 0.8$  (ASCE 7-05, Tabla 12.8-2),

$h_n$  = altura de la estructura (pies), y

$h_n = 17$  pies.

$$T = 0.028 \times (17)^{0.8} = 0.27 \text{ seg}$$

- **Coeficiente de Respuesta Sísmica ( $C_S$ )**

El coeficiente de respuesta sísmica está dado por la Ecuación 24 y no debe exceder el los valores dados por las Ecuaciones 25 o 26. Además no debe ser menor a 0.01.

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}} \text{ (ASCE 7 - 05 Ecuación 12.8 - 2)}$$

$$C_S = \frac{0.79}{\frac{3.5}{1.00}} = 0.23$$

- **Peso de la Estructura ( $W$ )**

**Tabla 52: Peso de la estructura típica no. 2**

Piso	Peso ( $k$ )
1	65.77

- **Cortante Basal ( $V$ )**

$$V = C_S \times W (k) \text{ (ASCE 7 - 05 Ecuación 12.8 - 1)}$$

$$V = 0.23 \times 65.77 = 15.13 k$$

- **Fuerza Lateral Total ( $F_x$ )**

Como la estructura es de un piso la fuerza lateral total ( $V$ ) se distribuyó uniformemente. No se tomó en consideración el efecto de torsión.

#### 4.4.1.2.2 Verificación del Diseño Estructural

##### a) Verificación de Vigas

Para la verificación de las vigas de acero se siguieron los requisitos del AISC-14, y se utilizó ETABS para obtener los diagramas de cortante y momento. En la Tabla 53 se muestran las propiedades de la viga crítica.

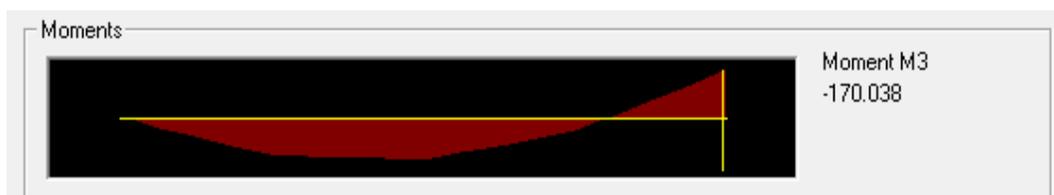
- **Propiedades**

**Tabla 53: Propiedades de la viga crítica de la estructura típica no. 2**

Propiedades	
Dimensión	W 16X36
Grado	A-36

- **Verificación por Flexión**

A continuación se muestra la verificación de la viga crítica por flexión. En la Figura 34 se muestra el diagrama de momento para la viga crítica obtenido de ETABS.



**Figura 34: Diagrama de momento para la viga crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011”**

$$M_u = 170.04 \text{ k} - \text{ft}$$

$$\phi_b M_{px} = 240 \text{ k} - ft \text{ (AISC - 14 Tabla 3 - 2)}$$

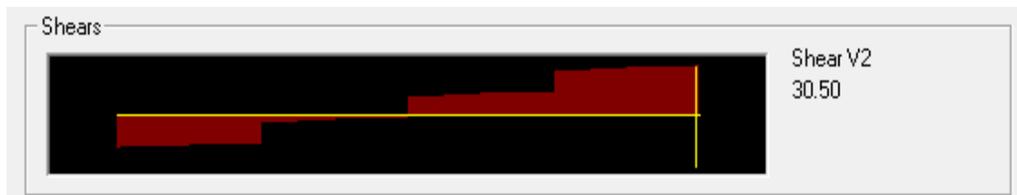
Para Grado A - 36

$$\phi_b M_{px} = 240 \times \frac{36}{50} = 172.80 \text{ k} - ft$$

$$\phi_b M_{px} > M_u \therefore OK$$

- **Verificación por Cortante**

A continuación se muestra la verificación de la viga crítica por cortante. En la Figura 35 se muestra el diagrama de cortante para la viga crítica obtenido de ETABS.



**Figura 35: Diagrama de cortante para la viga crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011”**

$$V_u = 30.50 \text{ k}$$

$$\phi_v V_{nx} = 141 \text{ k} \text{ (AISC - 14 Tabla 3 - 2)}$$

Para Grado A - 36

$$\phi_v V_{nx} = 141 \times \frac{36}{50} = 101.52 \text{ k}$$

$$\phi_v V_{nx} > V_u \therefore OK$$

## b) Verificación de Columnas

Para la verificación de los elementos de acero se siguieron los requisitos del AISC-14, y se utilizó ETABS para obtener los diagramas de carga axial y momento. En la Tabla 54 se muestran las propiedades de la columna crítica.

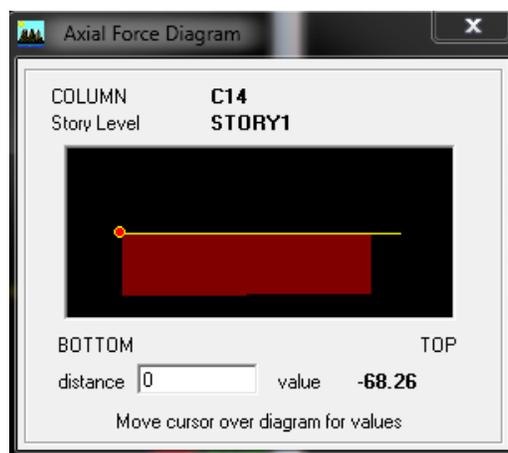
- **Propiedades**

**Tabla 54: Propiedades de la columna crítica de la estructura típica no. 2**

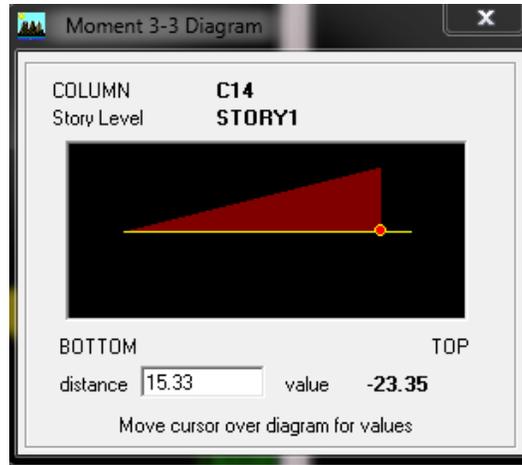
Propiedades	
Dimensión	W 8X24
Grado	A-36

- **Verificación por Carga Axial y Momento**

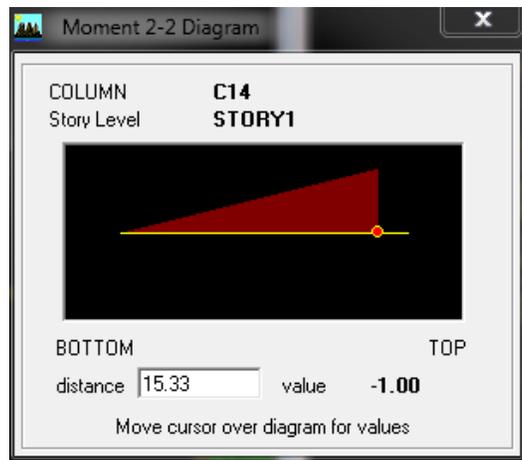
A continuación se muestra la verificación de capacidad de la columna crítica. En las Figuras 36, 37 y 38 se muestran los diagramas de carga axial y momento.



**Figura 36: Diagrama de carga axial para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011”**



**Figura 38: Diagrama de momento en la dirección 'x' para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al "Puerto Rico Building Code 2011"**



**Figura 37: Diagrama de momento en la dirección 'y' para la columna crítica de la estructura típica no. 2 de acuerdo al "Puerto Rico Building Code 2011"**

$$P_u = 68.13 \text{ k}$$

$$M_{ux} = 23.35 \text{ k} - \text{ft}$$

$$M_{uy} = 1.00 \text{ k} - \text{ft}$$

$$\phi_c P_n = 143 \text{ k}, \text{ Para } KL = 17 \text{ (AISC - 14 Tabla 4 - 1)}$$

Para Grado A – 36

$$\phi_c P_n = 143 \times \frac{36}{50} = 102.96 \text{ k}$$

$$\phi_b M_{px} = 86.6 \text{ k} - ft \text{ (AISC – 14 Tabla 3 – 2)}$$

Para Grado A – 36

$$\phi_b M_{px} = 86.6 \times \frac{36}{50} = 62.35 \text{ k} - ft$$

$$\phi_b M_{rx} = 54.9 \text{ k} - ft \text{ (AISC – 14 Tabla 3 – 2)}$$

Para Grado A – 36

$$\phi_b M_{rx} = 54.9 \times \frac{36}{50} = 39.53 \text{ k} - ft$$

$$\frac{P_u}{2 \times \phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{px}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{rx}} \leq 1$$

$$\frac{68.13}{2 \times 102.96} + \frac{23.35}{62.35} + \frac{1.00}{39.53} = 0.73$$

$$0.95 \leq 1 \therefore OK$$

### c) Verificación de la Fundación

Para la verificación de la fundación se siguieron los requisitos del ACI 318-08, y se utilizó ETABS para obtener la reacción vertical crítica en la columna. El tipo de fundación es zapata superficial de hormigón armado 24" x 24" con un espesor de 9" para cada columna.

- **Verificación por Cortante en una Dirección**

Se utilizó como cortante último la reacción vertical crítica ( $R_z$ ) en la columna. A continuación se muestra la verificación por cortante en una dirección.

$$R_z = 37.49 \text{ k}$$

$$A_e = \frac{b_o}{2} - \frac{b_c}{2} - d$$

$$A_e = \frac{24}{2} - \frac{12}{2} - 5 = 1 \text{ pulg}^2$$

$$V_{max} = \frac{R_z}{A_g}$$

$$V_{max} = \frac{37.49}{24 \times 24} = 0.07 \text{ ksi}$$

$$V_u = V_{max} \times A_e$$

$$V_u = 0.07 \times 24 \times (12 - (6 + 5)) = 1.68 \text{ k}$$

$$\phi V_c = \phi \times 2 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \text{ (ACI 318 - 08 Ecuación 11 - 3)}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (ACI 318 - 08 Sección 9.3.2.3)}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 \times 2 \times \sqrt{4000} \times 24 \times 5}{1000} = 11.38 \text{ k}$$

$$\phi V_c > V_u \therefore OK$$

#### d) Verificación de los Componentes del Techo

Se verificaron los componentes del techo de acero ya que pueden fallar bajo vientos huracanados.

- **Verificación del “Metal Deck”**

A continuación se muestra la verificación del diseño del “metal deck” que es parte del sistema del techo de la estructura.

- **Pesos que Actúan Sobre el “Metal Deck”**

$$w_{built-up} = 2.1 \text{ psf (ASCE 7 – 05 Tabla c3.1)}$$

$$w_{rigid\ insulation} = 1.5 \text{ psf (ASCE 7 – 05 Tabla c3.1)}$$

$$w_{metal\ deck} = 1.7 \text{ psf (Planchas Gage 22 tipo B United Steel Deck)}$$

$$w_{dead} = 5.30 \text{ psf (total)}$$

$$W_{live} = 40 \text{ psf}$$

- **Presión de Diseño Neta del Viento ( $p_{net}$ )**

Para obtener las cargas de viento para los componentes del techo se siguieron las especificaciones del ASCE 7-05 Figura 6.3. En la Tabla 55 se muestran los valores.

**Tabla 55: Presión de diseño neta del viento para componentes del techo en la estructura típica no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05**

Zona	1	2,3
$p_{net30}$ (psf)	34.6	41.0

- **Verificación de Cargas para Diseño de las Planchas**

$$DL + LL$$

$$5.30 + 40 = 45.30 \text{ psf}$$

$$DL - WL$$

$$5.30 - 41.0 = 35.70 \text{ psf}$$

*Controla combinación DL + LL*

*Espaciamiento provisto = 7.5 pies*

*Espaciamiento máximo*

*= 7.5 pies (Planchas Gauge 22 tipo B, condición del span triple, United Steel Deck)*

*Espaciamiento provisto = Espaciamiento maximo ∴ OK*

- **Verificación de las Viguetas del Techo**

A continuación se muestra la verificación del diseño de las viguetas que son parte del sistema del techo de la extensión de la estructura.

- **Pesos que Actúan Sobre las Viguetas**

$$w_{dead} = 5.30 \text{ psf}$$

$$w_{live} = 40 \text{ psf}$$

$$w_{add} = 5 \text{ psf}$$

$$w_{joist} = 9.7 \text{ plf (Tipo 22H7 = 22K7, Vulcraft, Steel Joists and Joist Girders)}$$

- **Verificación de Cargas para Diseño de las Viguetas**

$$w_{dead} + w_{live} = 5.30 + 5 + 40 = 50.30 \text{ psf} + w_{joist}$$

$$w_{dead} + w_{wind} = 5.30 + 5 - 41.0 = -30.70 \text{ psf} + w_{joist}$$

*Controla combinación DL + LL*

- **Requerimientos para las Viguetas**

*DL + LL*

$$w = (50.30) \times 7.5 + 9.7 = 386.95 \text{ plf}$$

*LL*

$$w = 40 \times 7.5 = 300.00 \text{ plf}$$

- **Capacidad de la Vigueta (espaciamiento = 30 pies)**

$$DL + LL = 413 \text{ plf (Vulcraft, Steel Joists and Joist Girders)} \therefore OK$$

$$LL = 295 \text{ plf (Vulcraft, Steel Joists and Joist Girders)} \therefore \text{Verificar deflexiones}$$

## **4.5 Estándares de Factory Mutual**

### **4.5.1 Evaluación Estructural**

Se realizó una evaluación estructural para las dos estructuras típicas propiedad de PRIDCO para determinar el efecto de cargas. El análisis se basó principalmente en los estándares de “Factory Mutual” para cargas de viento y terremoto que toma como referencia el ASCE 7-05. También se utilizó el ASCE 7-05 para calcular las cargas muertas y vivas. Finalmente, las estructuras se modelaron usando ETABS y se verificó si cumplen con los estándares.

#### **4.5.1.1 Análisis Estructural**

El único parámetro que cambió en relación con el ASCE 7-05 fue la velocidad de diseño, de 145 mph a 175 millas por hora.

#### **4.5.1.2 Verificación Estructural**

Luego del análisis con los estándares de “Factory Mutual”, las cargas de diseño para los elementos de las estructuras no cambiaron en comparación con el análisis realizado con el “Puerto Rico Building Code 2011”. Esto se debe a que la combinación de carga crítica para el análisis de las estructuras solo toma en consideración las cargas gravitatorias y no las cargas de viento debido al gran espaciamiento entre pórticos que resulta en un aumento en el área tributaria de carga gravitatoria para cada elemento estructural. Con estos estándares no se verificaron los elementos de cubierta.

## **Capítulo 5. Discusión de Resultados**

### **5.1 Introducción**

En este capítulo se discute el análisis y diseño estructural hecho con los diferentes códigos a las estructuras típicas. Para la carga de viento se hizo una conversión de presiones a velocidad de 3 segundos de ráfaga para así comparar la velocidad de diseño en los tres periodos de análisis y diseño.

### **5.2 Análisis Estructural**

#### **5.2.1 Cargas Muertas**

Debido a que las cargas muertas dependen del peso de los materiales, estas son las mismas para los tres periodos.

#### **5.2.2 Cargas Vivas**

El valor de carga viva para el techo usado en 1968 era 20 *psf* y tuvo un aumento a 40 *psf* del periodo de 1987 en adelante.

#### **5.2.3 Cargas de Viento**

Se realizó una conversión de las cargas de viento utilizadas en 1968 y 1987 a velocidad de 3 segundos de ráfaga utilizando la ecuación 19. Para ser conservadores todas las variables de la ecuación se igualaron a 1. La carga de viento para el ASCE 7-05 es 145 mph y 175 mph para los estándares de "Factory Mutual". En la Tabla 56 se muestran las conversiones.

**Tabla 56: Velocidades de diseño de 3 segundos de ráfaga**

Periodo	Presión de Viento ( <i>psf</i> )	Velocidad ( <i>mph</i> )	% de diferencia con el ASCE 7-05	% de diferencia con <i>Factory Mutual</i>
1968	35	117	19.00	33
1987	39	123	15.00	30

Como se muestra en la Tabla 56 hubo un aumento de 7 *mph* en la velocidad de 3 segundos de ráfaga de 1968 a 1987, lo que demuestra que ya en la enmienda al código en 1987 se tomaban más precauciones a la hora de analizar las cargas de viento para hacer el análisis más seguro. Cuando se comparan con el ASCE 7-05 el porcentaje de diferencia es de 19 y 15 respectivamente, lo que nos indica que el código actual es más seguro a la hora de diseñar una estructura. En cuanto a las recomendaciones de “Factory Mutual” el porcentaje de diferencia es de 33 y 30 respectivamente. Este aumento en la velocidad de diseño es debido a la alta incidencia de huracanes de gran intensidad en los últimos años que han ocasionado grandes daños estructurales.

#### **5.2.4 Cargas de Terremoto**

Se realizó una comparación de los cortantes basales para cada estructura y los tres periodos de diseño. El cortante basal para las estructuras típicas no. 1 y no. 2 de acuerdo al ASCE 7-05 fue 351.26 *k* y 15.13 *k* respectivamente. En la Tabla 57 se muestran los cortantes basales.

**Tabla 57: Cortante Basal**

Periodo	Estructura Típica	Cortante Basal (k)	% de diferencia con el ASCE 7-05
1968	No.1	67.55	81
	No.2	3.29	78
1987	No.1	198.60	43
	No.2	9.67	36

Como se muestra en la Tabla 57 hubo un aumento de 131 k y 6 k aproximadamente de 1968 a 1987, lo que demuestra que ya en la enmienda al código en 1987 se tomaban más precauciones a la hora de analizar las cargas de terremoto para hacer el análisis más seguro. Cuando se comparan los valores del periodo de 1968 con el ASCE 7-05 el porcentaje de diferencia es de 81 y 78 respectivamente, lo que demuestra que estructuras construidas antes de 1987 pueden fallar bajo un terremoto de gran intensidad ya que fueron diseñadas con una fuerza sísmica baja. Aunque el cortante basal en el periodo de 1987 aumentó considerablemente el porcentaje de diferencia es de 43 y 36 respectivamente en comparación con el ASCE 7-05. Esto se debe a cambios importantes en el código que incorporan nuevos parámetros debido a la ocurrencia de terremotos de gran intensidad que siguen originando grandes daños.

### **5.3 Verificación del Diseño Estructural**

Luego de la verificación de diseño para los periodos de 1968, 1987 y 2011, las estructuras en general cumplieron con los códigos de diseño. Solo la estructura típica no. 1 no cumplió con los requerimientos de aros para cortante en zona sísmica. En las

Tablas 58 y 59 se muestra un resumen de las verificaciones de diseño para cada sección de la estructura típica no. 1 y estructura típica no. 2 respectivamente.

**Tabla 58: Resumen de las verificaciones de diseño para la estructura típica no. 1**

Sección	Verificación	Código			
		1968	1987	2011	Factory Mutual
Viga	Momento Positivo	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	Momento Negativo	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	Cortante	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	Espaciado de aros	No aplica	Cumple	Cumple	Cumple
Columna	Compresión y Momento Biaxial (D.I.)	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	Espaciado de aros	No aplica	Cumple	No cumple	No cumple
Zapata	Cortante	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
Elementos de Cubierta	“Poreter”	No aplica	No aplica	Cumple	No se verifico
	“Metal Deck”	No aplica	No aplica	Cumple	No se verifico
	Viguetas	No aplica	No aplica	Cumple	No se verifico

**Tabla 59: Resumen de las verificaciones de diseño para la estructura típica no. 2**

Sección	Verificación	Código			
		1968	1987	2011	Factory Mutual
Viga	Momento	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	Cortante	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
Columna	Compresión y Momento Biaxial	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
Zapata	Cortante	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
Elementos de Cubierta	“Metal Deck”	No aplica	No aplica	Cumple	No se verifico
	Viguetas	No aplica	No aplica	Cumple	No se verifico

## **Capítulo 6. Conclusiones**

### **6.1 Conclusiones Generales**

En general las estructuras construidas bajo el Reglamento de Planificación No. 7 de 1968 y 1987 son seguras para resistir cargas muertas, cargas vivas y cumplen con los requisitos de carga de viento. El problema principal es que no se cumple con los requisitos de cargas de terremoto.

Estructuras construidas previas a la adopción del Reglamento de Planificación No.7 de 1987 pueden fallar en un terremoto ya que fueron diseñadas con una fuerza sísmica baja y carecen de la ductilidad necesaria requerida por los códigos vigentes. Estructuras esenciales tales como hospitales y escuelas construidas previas a la adopción del Reglamento de Planificación No. 7 de 1987 tienen un alto riesgo de daños significativos incluyendo colapso, y la utilización continua se pudiera ver afectada luego de un desastre natural ya que no están diseñadas como facilidades esenciales.

Sería beneficioso que El Gobierno de Puerto Rico implemente una ley donde toda estructura que no haya sido diseñada bajo los códigos del IBC se evalúe estructuralmente y en caso de que sea necesario se realice una rehabilitación total de la estructura, y que se aseguren que todas las estructuras nuevas cumplan con los parámetros de ductilidad pertinentes.

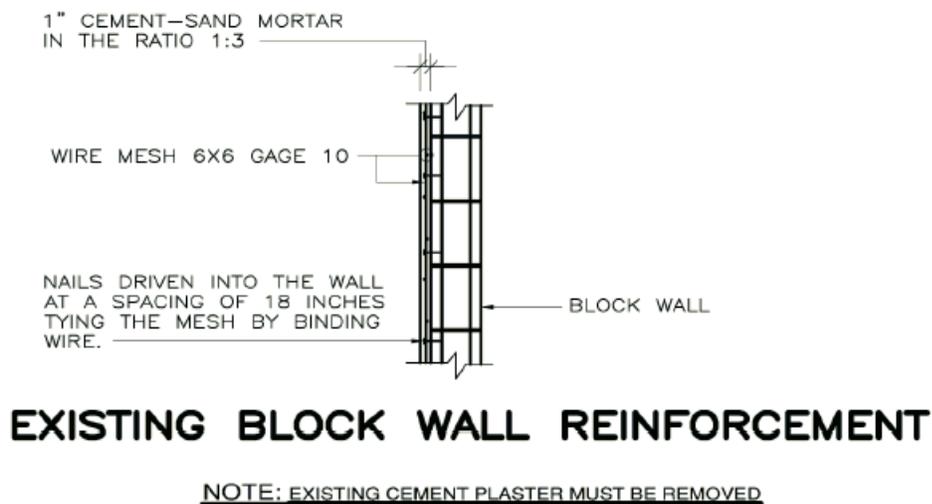
## 6.2 Conclusiones Específicas

### 6.2.1 Estructura Típica No. 1

Basado en la inspección y evaluación estructural realizada se tienen las siguientes conclusiones y recomendaciones para la estructura típica no. 1 de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011”.

- En general la estructura resiste cargas muertas, cargas vivas y cargas de viento. El problema principal es que no se cumple con los requisitos de cargas de terremoto.
- Como las viguetas tienen un arriostramiento horizontal en buenas condiciones esto hace que disminuyan las deflexiones en las viguetas, ya que dichas viguetas no cumplieron con el código.
- Se recomienda realizar un “As Built” estructural para corroborar los planos existentes.
- Se recomienda reemplazar las puertas y ventanas por unas que cumplan con las cargas de viento de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011”.
- Se recomienda verificar las viguetas y el arriostramiento horizontal del techo.
- Se recomienda verificar las conexiones y tornillos en el sistema del techo de la segunda ampliación, ya que aunque cumplen con el código vigente de 7.5 pies de espaciamiento entre viguetas esta distancia hace más propenso que fallen las conexiones y tornillos cuando la estructura este bajo los efectos de vientos huracanados.

- Se recomienda reconstruir el techo de la primera ampliación.
- Se recomienda mejorar el drenaje e impermeabilización del techo.
- Las columnas no cumplen con los requisitos para espaciamiento de aros lo que refleja que la estructura no tiene la ductilidad necesaria y el mecanismo de falla va a ser uno quebradizo. Como la edificación tiene paredes de bloque a vuelta redonda estas ayudarán a resistir la carga horizontales pero con daño significativo. Para mejorar la condición de las paredes de bloque se recomienda instalar una capa de hormigón con malla de refuerzo (“wire mesh”). En la Figura 39 se muestra el detalle de la capa de hormigón con malla de refuerzo.



**Figura 39: Detalle de la capa de hormigón con malla de refuerzo (Guevara, 2013)**

- En la Tabla 60 se detalla el estimado de costo preliminar para la rehabilitación de la estructura típica no. 1. El estimado total incluyendo seguros, arbitrios y costos de ingeniería fue de \$178922.17, que refleja

una disminución de aproximadamente \$2500000 en comparación con el costo de construir una estructura similar. Se utilizaron los parámetros del “RSMMeans Square Foot Costs 2013” y los precios del mercado nacional para obtener los costos unitarios totales incluyendo los gastos operacionales y ganancias.

**Tabla 60: Estimado de costo preliminar para la estructura típica no. 1**

Partida	Descripción	Cantidad	Unidades	Costo Unitario	Total (\$)
Hormigón	Colocación del “wire mesh” a las paredes de bloque	5940	ft <sup>2</sup>	16.00	95040.00
Acero	Demolición de viguetas y “metal deck”	2450	ft <sup>2</sup>	0.44	1078.00
	Viguetas y “metal deck”	2450	ft <sup>2</sup>	2.80	6860.00
Cubierta Exterior	Puertas de aluminio	3	puertas 3' x 7'	715.46	2146.38
	Ventanas de aluminio	10	ventanas 2' x 3'	442.49	4424.90
Protección	Impermeabilización del techo	21600	ft <sup>2</sup>	1.76	38016.00

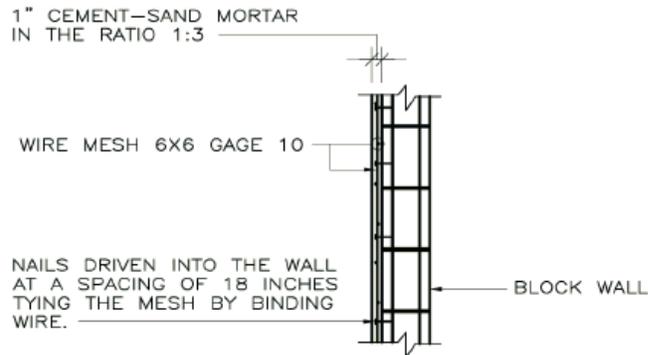
### 6.2.2 Estructura Típica No. 2

Basado en la inspección y evaluación estructural realizada se tienen las siguientes conclusiones y recomendaciones para la estructura típica no. 2 de acuerdo al “Puerto Rico Building Code 2011”.

- En general la estructura cumple con los requisitos del diseño. El problema principal es que la estructura fue construida con una carga de diseño

horizontal baja. Este problema se agrava al estar en una zona de alto riesgo sísmico y de alta incidencia de huracanes.

- Como las viguetas tienen un arriostramiento horizontal en buenas condiciones esto hace que disminuyan las deflexiones en las viguetas, ya que dichas viguetas no cumplieron con el código.
- Se recomienda verificar las viguetas y el arriostramiento horizontal del techo.
- Se recomienda verificar las conexiones y tornillos en el sistema del techo, ya que aunque cumplen con el código vigente de 7.5 pies de espaciamiento entre viguetas esta distancia hace más propenso que fallen las conexiones y tornillos cuando la estructura este bajo los efectos de vientos huracanados.
- Se recomienda mejorar el drenaje e impermeabilización del techo.
- Como la edificación tiene paredes de bloque a vuelta redonda, estas ayudarán a resistir la carga horizontales pero con daño significativo. Para mejorar la condición de las paredes de bloque se recomienda instalar una capa de hormigón con malla de refuerzo (“wire mesh”). En la Figura 40 se muestra el detalle de la capa de hormigón con malla de refuerzo.



## EXISTING BLOCK WALL REINFORCEMENT

NOTE: EXISTING CEMENT PLASTER MUST BE REMOVED

**Figura 40: Detalle de la capa de hormigón con malla de refuerzo (Guevara, 2013)**

- En la Tabla 61 se detalla el estimado de costo preliminar para la rehabilitación de la estructura típica no. 2. El estimado total incluyendo seguros, arbitrios y costos de ingeniería fue de \$96379.20, que refleja una disminución de aproximadamente \$1250000 en comparación con el costo de construir una estructura similar. Se utilizaron los parámetros del “RSMMeans Square Foot Costs 2013” y los precios del mercado nacional para obtener los costos unitarios totales incluyendo los gastos operacionales y ganancias.

**Tabla 61: Estimado de costo preliminar para la estructura típica no. 2**

Partida	Descripción	Cantidad	Unidades	Costo Unitario	Total (\$)
Hormigón	Colocación de “wire mesh” a las paredes de bloque	3780	ft <sup>2</sup>	16.00	60480.00
Protección	Impermeabilización del techo	10800	ft <sup>2</sup>	1.76	19008.00

## Referencias

ACI 318-63. (1963). Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mi

ACI 318-83. (1983). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mi

ACI 318-08. (2008). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mi

AISC-07 (1973). Steel Construction Manual, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL

AISC-14 (2011). Steel Construction Manual, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL

ASCE 7-05 (2006). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, VA

IBC-09 (2009). International Building Code, International Code Council, ICC, Washington, DC

Property Loss Prevention Data Sheets (2012). Earthquakes, Factory Mutual Insurance Company, Johnston, RI

Property Loss Prevention Data Sheets (2012). Wind Design, Factory Mutual Insurance Company, Johnston, RI

Puerto Rico Building Code (2011), Commonwealth of Puerto Rico, Regulation and Permits Administration, San Juan, P.R.

Reglamento de Planificación No.7 (1968), Junta de Planificación de Puerto Rico, San Juan, P.R.

Reglamento de Planificación No.7 (1987), Junta de Planificación de Puerto Rico, San Juan, P.R.

Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings  
1963, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL

Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings  
1978, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL

Steel Joists and Joist Girders, Vulcraft, Brigham City, UT

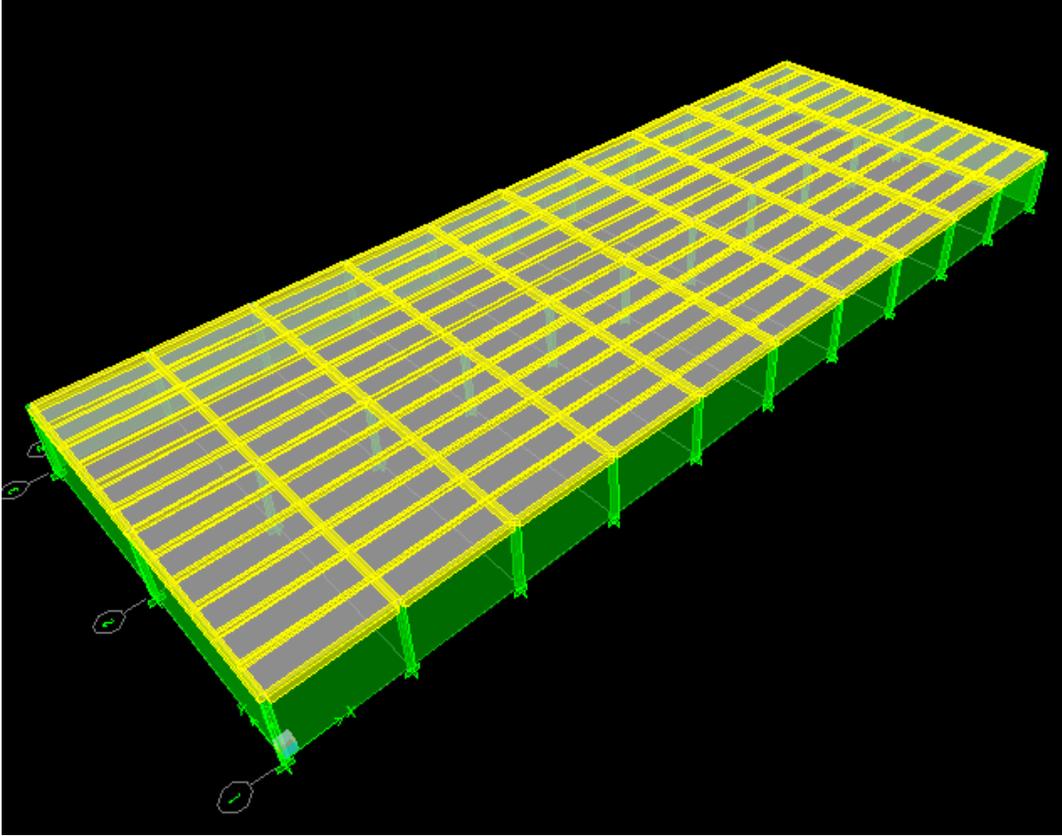
United Steel Deck, United Steel Deck Inc., South Plainfield, NJ

## **Apéndice A**

### **Planos y Modelo de ETABS de la Estructura Típica No. 1**







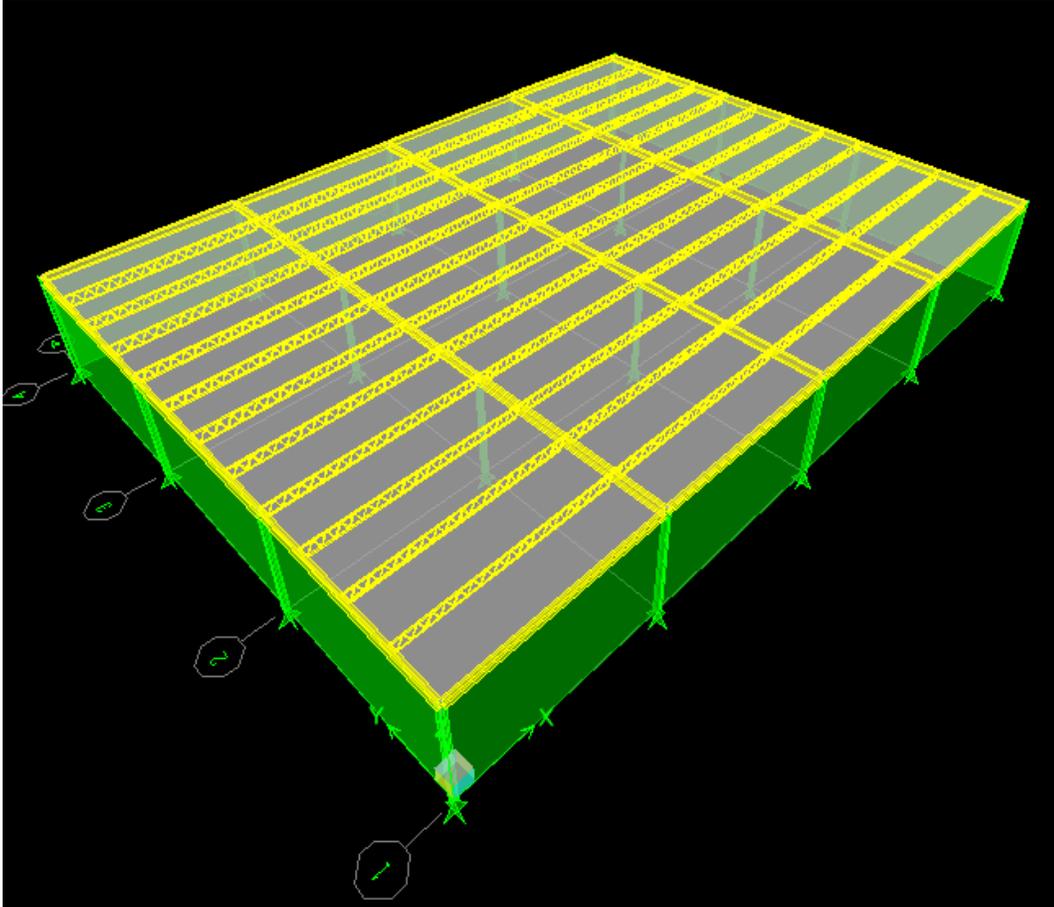
**Figura 41: Modelo de ETABS de la estructura típica no. 1**

## **Apéndice B**

### **Planos y Modelo de ETABS de la Estructura Típica No. 2**







**Figura 42: Modelo de ETABS de la estructura típica no. 2**