



UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
MAESTRIA EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

**EVALUACIÓN PROBABILÍSTICA DE LA
RESPUESTA SISMO-RESISTENTE EN PÓRTICOS DE
CONCRETO REFORZADO DE UN EDIFICIO
CONSTRUIDO DURANTE LA DÉCADA DE LOS
AÑOS 50**

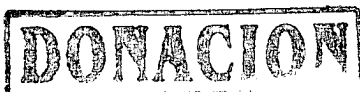
Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar al título de Magíster Scientiae en Ingeniería Estructural

Por:

Ing. Maira Carolina Gómez Nieto

Tutor: Prof. Carlos Quintero Febres

Co-Tutor: Prof. Angelo Marinilli



Mérida, Venezuela
Diciembre de 2008



Licencia Creative Commons:

Atribución No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



RESUMEN

En el presente trabajo de tesis se presentan los resultados de la evaluación probabilística de la respuesta sismorresistente en pórticos de concreto reforzado de un edificio construido durante la década de los años 50, analizando su comportamiento global y los mecanismos de falla desarrollados considerando solo posibles fallas por flexión, en vigas, y flexión-carga axial, en columnas a fin de desarrollar una metodología que nos permita, de forma racional, tener una idea de su estado actual y una herramienta para la toma de decisiones pertinentes. La investigación se basó en la recopilación de información existente (planos, memorias de cálculo, artículos, publicaciones, libros, etc) y levantamiento estructural. Para evaluar la capacidad del pórtico se realizó un análisis estático no lineal de "pushover" del modelo, variando las propiedades mecánicas de los materiales en función de veinticinco (25) datos de la resistencia a la compresión del concreto (f'_c) y el esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo (f_y), obtenidos con la aplicación del método de simulación Latino-Hipercúbico. El pórtico fue modelado según interpretación de los planos en geometría, cargas y diseño. De los resultados de cada análisis se interpretó la variación de los desplazamientos máximos en uno de los nodos del nivel 2 o techo (en el nodo 6), la capacidad global del pórtico, rotulación y resistencia de las columnas que alcanzaron el estado límite de colapso. Se observó, que cuando las propiedades mecánicas de ambos materiales están por debajo de los valores considerados en los cálculos, el comportamiento estructural frente a una sollicitación sísmica será deficiente y podemos esperar una baja capacidad global de la estructura con valores por debajo de los establecidos en las normas y códigos de diseño más actuales. Se evidenció que la debilidad del pórtico no solo depende de las propiedades de los materiales sino también del estado del arte de la época que ha mostrado ser insuficiente con respecto al estado del arte actual.



WWW.BDIGITAL.ULA.VE

"En una época de cambio radical, el futuro pertenece a los que siguen aprendiendo. Los que ya aprendieron se encuentran equipados para vivir en un mundo que ya no existe"

Eric Hoffer

iv

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



AGRADECIMIENTOS

A todos aquellos que directa e indirectamente han sido apoyo, orientación y estímulo para la culminación de mi Maestría en Ingeniería Estructural.

A mis profesores guías, Prof. Carlos Quintero Febres y Prof. Angelo Marinilli por brindarme el placer y la oportunidad de trabajar con ellos, en un proceso continuo de retroalimentación en la realización de este Trabajo de Grado.

Un agradecimiento muy especial a la persona que con gran visión y credibilidad en mis capacidades, incentivó de manera firme la idea de que comenzara la maestría, reafirmara y acrecentara mis conocimientos aprendiendo cada día más. A usted, Prof. Pether Inglessis, aunque físicamente ya no esté entre nosotros le aseguro que los estragos de sus buenos momentos siempre vivirán en nuestros corazones.

Quiero agradecer también a cada uno de mis profesores de esta maestría, si ellos no se preocuparan por enseñar y formar a las personas con gran pasión y responsabilidad, esto no hubiese sido posible: Julio Florez López, Francisco León, Pether Inglessis (q.e.p.d.), Orlando Ramírez, Hector Febres, Alexis López, Maria Elisa Elberg, Rafael Torres, Edward Thomson, Carlos Quintero Febres, Fernando Sarmiento, y William Lobo Quintero. Este triunfo es tan mío como de cada uno de ustedes.

A Dios, por darme la fortaleza y salud para poder continuar, y a mi familia que me brindó el tiempo y apoyo necesario para terminar.

Sinceramente a todos, Mil Gracias.



DEDICATORIA

Con todo mi corazón:

A MI MADRE: Amiga y compañera fiel de todos los buenos y malos momentos de mi vida, apoyo incondicional prestándome siempre su mejor disponibilidad, aunque no tuviera ni mínima ideas de cómo ella resolvería el favor que yo le pedía. Mi mano derecha. Ejemplo de fortaleza, lucha, mejora constante, crecimiento personal, amor, fe en lo que cada ser es y buena madre. Te adoro mami.

A MI PADRE: Por recordarme siempre que los seres humanos alcanzamos nuestros anhelos con constancia y sacrificio. Por ser guía en los momentos de cambio de mi vida aclarando siempre los puntos positivos y negativos, dejándome tomar mis decisiones. Por fortalecer mi espíritu de crecimiento profesional confiando siempre en mis capacidades. Te quiero papi.

A MI ESPOSO: El cual ha disfrutado esta tesis tanto como yo. Juntos como equipo con todas las implicaciones que tiene la unión en pareja, con mucha fuerza de voluntad, constancia y amor, lo hemos logrado mi cielo. Espero que la vida me dé salud para siempre estar a tu lado. Te amo.



TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	iii
PENSAMIENTO	iv
AGRADECIMIENTOS	v
DEDICATORIA	vi
LISTA DE TABLAS	x
LISTA DE FIGURAS	xii
SÍMBOLOS Y SIGLAS	xv
DEFINICIONES	xviii
INTRODUCCIÓN	1
 CAPITULO I. ASPECTOS GENERALES	
1.1 Formulación del problema	2
1.2 Objetivos del estudio	3
1.2.1 Objetivo general	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3 Metodología utilizada	4
1.4 Justificación e importancia del estudio	4
1.5 Organización del trabajo	5
 CAPITULO II. MARCO REFERENCIAL Y ASPECTOS CONCEPTUALES	
2.1 Antecedentes	6
2.2 Bases teóricas o estado del conocimiento.	8
2.2.1 Memoria de cálculo, planos estructurales e inspección.	8



2.2.2 Normas para el cálculo de edificios 1947 y sus complementos.	10
2.2.3 Investigación de las propiedades mecánicas del concreto y del acero. Evaluación de los ensayos de resistencia.	14
2.2.4 Tabla resumen de la investigación de las propiedades mecánicas del concreto y el acero. Evaluación de los ensayos de resistencia.	23
2.2.5 Métodos numéricos para la simulación de números aleatorios.	26
2.2.5.1 Método de Monte Carlo.	26
2.2.5.2 Método de Muestreo Latino-Hipercúbico (MLH).	28
2.2.6 Resistencia a la compresión y diagrama idealizado del concreto.	30
2.2.7 Resistencia a la tracción y diagrama idealizado del acero.	34
2.2.8 Diagrama de interacción uniaxial para columnas.	40
2.2.9 Diagrama de momento-curvatura para vigas.	43
2.2.10 Redistribución de esfuerzos en estructuras de concreto reforzado "rótulas plásticas"	55
2.2.11 Análisis estático no lineal Pushover	62

CAPITULO III. HIPÓTESIS, APLICACIÓN DE MÉTODOS DE SIMULACIÓN Y MODELO MATEMÁTICO

3.1 Hipótesis y aplicación de métodos de simulación.	64
3.1.1 Parámetros estadísticos de las variables aleatorias consideradas.	64
3.1.2 Aplicación del método de simulación Monte Carlo.	66
3.1.3 Aplicación del método de simulación Latino-Hipercúbico.	69
3.1.4 Tabla resumen de los pares de variable aleatoria con las que se analizará el modelo.	74
3.2 Modelo matemático.	75
3.2.1 Definición de la configuración estructural.	75
3.2.2 Geometría del pórtico.	77
3.2.3 Cargas sobre la estructura y análisis de carga.	78
3.2.4 Características de los materiales.	80
3.2.5 Generación de los diagramas momento-curvatura para los elemento viga.	81
3.2.6 Generación de los diagramas de interacción para los elemento columna.	84
3.2.7 Modelo matemático del pórtico estructural más solicitado y comprometido sísmicamente.	87



3.2.8 Combinaciones de carga.	87
3.2.9 Definición de las rótulas plásticas en el modelo.	89
3.2.10 Tipo de análisis en SAP 2000. V.11.	93

CAPITULO IV. RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.1 Numeración de los nodos en el modelo.	95
4.2 Tabla de resultados.	96
4.3 Capacidad de deformación.	101
4.4 Capacidad global del pórtico.	104
4.5 Rotulación.	106
4.6 Resistencia en columnas como elementos estructurales.	109
4.7 Análisis de los resultados.	111

CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones	114
Recomendaciones	116

REFERENCIAS	117
--------------------	-----

ANEXOS	120
---------------	-----



LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Coeficientes de trabajo admisibles en el concreto, tabla N° 18 de las normas para el cálculo de edificios, 1947.

Tabla 2.2 Coeficientes de trabajo admisibles en las armaduras, tabla N° 19 de las normas para el cálculo de edificios, 1947.

Tabla 2.3 Resumen de la Tabla 1, presentada en el artículo propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia, referido en el punto 5, del inciso 2.2.3.

Tabla 2.4 Copia de la Tabla VI.4 del manual del concreto estructural. Edición 2004/conforme con la norma COVENIN 1753:03, sobre factores de modificación de la desviación estándar cuando se disponen de menos de 30 ensayos consecutivos.

Tabla 2.5 Copia de la Tabla VI.5 del manual del concreto estructural. Edición 2004/conforme con la norma COVENIN 1753:03, sobre resistencia promedio de la resistencia del concreto cuando no se disponen de datos para establecer la desviación estándar.

Tabla 2.6 Copia de la Tabla XIV.6 del manual del concreto estructural. Edición 2004/conforme con la norma COVENIN 1753:2003, sobre valores de la desviación estándar que son de esperar en el concreto según el grado de control.

Tabla 2.7 Tabla resumen de la investigación de las propiedades mecánicas del concreto y el acero. Evaluación de los ensayos de resistencia.

Tabla 3.1 Parámetros estadísticos considerados para cada variable aleatoria según fuentes consultadas.

Tabla 3.2 Parámetros estadísticos específicos para las variables aleatorias del caso en estudio.

Tabla 3.3 Determinación del error entre los valores de los parámetros considerados en las Tablas 3.1 y 3.2 y los valores de los parámetros obtenidos con los 5000 valores simulados, para cada v.a.

Tabla 3.4 Definición de rangos para la variable aleatoria f'_c y valor representativo.

Tabla 3.5 Definición de rangos para la variable aleatoria f_y y valor representativo.



Tabla 3.6 Determinación del error entre los valores de los parámetros considerados en las Tablas 3.1 y 3.2 y los valores de los parámetros obtenidos con los 25 valores, para cada v.a. aplicando el método de simulación Latino-Hipercúbico.

Tabla 3.7 Pares de valores de las v.a., con los que se realizaran el análisis del modelo matemático.

Tabla 4.1 Resultados del modelo analizado para cada par de valores de las variables aleatorias f'_c y f_y .

Tabla 4.2 Desplazamientos máximos en el nodo 6 para los pares de valores que coincidieron con el valor de f'_c por debajo de $241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y f_y por debajo de $2292,12 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 4.3 Desplazamiento máximo en el nodo 6 para el par de valor que coincidió con el valor de f'_c por debajo de $241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y f_y por debajo de $2292,12 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 4.4 Desplazamiento máximo en el nodo 6 para el par de valor que coincidió con el valor de f'_c por arriba de $241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y f_y por debajo de $2292,12 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 4.5 Desplazamientos máximos en el nodo 6 para los pares de valores que coincidieron con el valor de f'_c por arriba de $241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y f_y por arriba de $2292,12 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 4.6 Valores de ductilidad global para los pares de valores (f'_c ; f_y) considerados para las cuatro posibilidades.



LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Alternativas para el desarrollo de normativas con base en la evaluación de la confiabilidad (Marek et.al.2001).

Figura 2.2 Explicación grafica del Método de simulación Monte Carlos.

Figura 2.3 Explicación grafica del Método de simulación Latino-Hipercúbico.

Figura 2.4 Curvas de esfuerzo-deformación para concreto cargado en compresión uniaxial. (Tomado de Newman & Newman, 1972).

Figura 2.5 Distribución de la resistencia del concreto. (Tomado de un estudio realizado por la escuela de Ingeniería Civil, de la Universidad de Costa Rica).

Figura 2.6 Curvas de frecuencia normal para coeficientes de variación de 10, 15 y 20 por ciento. (Tomado de ACI 214-77).

Figura 2.7 Modelo analítico, curva esfuerzo-deformación para concreto cargado en compresión uniaxial.

Figura 2.8 Muestra cilíndrica estándar que se usa para la prueba de tracción o tensión.

Figura 2.9 Curvas de esfuerzo – deformación, trazadas en dos diferentes escalas de esfuerzo y deformación.

Figura 2.10 Histograma de los valores medios de los esfuerzos de cedencia de los aceros de grado g- 40. (Tomado de: Artículo influencia de los aceros cubanos en el comportamiento sísmico de elementos de hormigón, 2005).

Figura 2.11 Modelo analítico bilineal con endurecimiento por deformación, curva esfuerzo-deformación para acero cargado en compresión uniaxial.

Figura 2.12 Curva de interacción nominal, flexión uniaxial y carga axial.

Figura 2.13 Deformaciones de un segmento de un elemento sometido a flexión.

Figura 2.14 Respuesta local: relaciones momento vs. curvaturas para vigas simplemente armadas. (a) Respuesta dúctil. (b) Respuesta frágil.



Figura 2.15 Diferentes idealizaciones de relaciones momento vs. curvaturas para secciones con falla primaria por tracción.

Figura 2.16 Evolución de los momentos flectores bajo carga creciente.

Figura 3.1 Histograma de frecuencia acumulada para la variable aleatoria $f'c$

Figura 3.2 Histograma de frecuencia acumulada para la variable aleatoria f_y

Figura 3.3 Estratificación de la FDA de las Variables Aleatorias (distribución tipo normal).

Figura 3.4 Componentes de configuración según la ubicación de los núcleos de circulación

Figura 3.5 Planta del edificio representativa, S/E.

Figura 3.6 Pórtico más representativo y comprometido ante una sollicitación sísmica, seleccionado para el desarrollo de esta evaluación probabilística.

Figura 3.7 Geometría de la pared de mampostería perimetral para fines de mural artístico.

Figura 3.8 Hoja Excel para la determinación del diagrama momento-curvatura de los elementos viga.

Figura 3.9 Explicación gráfica de como interpretar cada carga axial del diagrama de interacción y determinar los datos necesarios para definir las rótulas en SAP 2000, V.11.

Figura 3.10 Hoja Excel para la determinación del diagrama interacción de los elementos columna.

Figura 3.11 Modelo matemático del pórtico a ser utilizados para los análisis en SAP 2000, V.11.

Figura 3.12 Modelo matemático del pórtico con caso de combinación de cargas definido como gravitacional.

Figura 3.13 (a) y (b), Secciones transversales y diseño de las columnas del pórtico.

Figura 3.14 (a) y (b) Secciones longitudinales y diseño de las vigas entrepiso y techo.



Figura 3.15 Rótula izquierda (Eje B) Sección AA.

Figura 3.16 Rótula derecha (Eje C) Sección BB.

Figura 3.17 Rótula izquierda (Eje B) Sección CC.

Figura 3.18 Rótula derecha (Eje C) Sección DD.

Figura 3.19 Ubicación de las rotulas plásticas en el modelo matemático del pórtico a ser utilizados para los análisis en SAP 2000, V.11.

Figura 3.20 Distribución de las cargas laterales para el análisis estático no lineal de pushover y el caso de carga gravitacional.

Figura 4.1 Pórtico modelado con numeración de nodos.

Figura 4.2 Modelo matemático del pórtico con rótulas definidas para el análisis estático no lineal de pushover.



SÍMBOLOS Y SIGLAS

E_a : Módulo de elasticidad del Acero.

E_c : Módulo de elasticidad del Concreto.

R_{cr} : Compresión unitaria a la ruptura en cilindro de prueba.

$\mu_{f'c}$: Valor Medio de la variable aleatoria $f'c$

μ_{f_y} : Valor Medio de la variable aleatoria f_y

$\sigma_{f'c}$: Desviación típica de la variable aleatoria $f'c$

σ_{f_y} : Desviación típica de la variable aleatoria f_y

$V_{f'c}$: Coeficiente de variación de la variable aleatoria $f'c$

V_{f_y} : Coeficiente de variación de la variable aleatoria f_y

n : Relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del concreto.

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto

f_y : Esfuerzo de cedencia del acero

$\lambda_{f'c}$: Factor de sesgo de la variable aleatoria $f'c$

λ_{f_y} : Factor de sesgo de la variable aleatoria f_y

$v.a.$: Variables Aleatoria.

P_n : Carga Axial Nominal del diagrama de interacción de una columna

M_n : Momento Flector Nominal del diagrama de interacción de una columna

A_g : Área gruesa. Área de la sección transversal de la columna

A_{s_i} : Área de la capa de acero i



- d:** Altura de la sección menos el recubrimiento
- d_i :** Profundidad i se la capa de acero i
- P_c :** Resultante de compresión en el concreto
- F_{si} :** Fuerza de tracción i para la capa de acero i
- e:** Profundidad de la resultante de compresión en el concreto
- h:** Altura de la sección transversal de la columna.
- a:** Profundidad del bloque de compresión.
- c:** Profundidad del eje neutro.
- M_o :** Momento en el cual el valor de c hace $P_n = 0$.
- b:** Ancho de la viga
- h:** Altura de la viga
- ϵ_c :** Deformación del concreto
- ϵ_y :** Deformación de cedencia
- ϵ_o :** Deformación inicial para la cual se produce el esfuerzo máximo en el concreto
- ϵ_{uc} :** Deformación de rotura
- f_c :** Esfuerzo del concreto
- d'' :** Recubrimiento del acero longitudinal que se encuentra en el área sometida a compresión
- A_s :** Área de acero sometido a tracción
- A'_s :** Área de acero sometido a compresión



C: Resultante de compresión

C₁: Resultante de compresión por el concreto

C₂: Resultante de compresión por el acero sometido a compresión

T: Resultante de Tracción

z: Brazo del par interno. Distancia entre la fuerza de tensión y la de compresión.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



DEFINICIONES

Área de Oportunidad: Son aquellas en las que se pretende a la resolución de problemas pre-identificados de interés social y económico mediante la ejecución de proyectos de investigación o de capacitación específica al nivel de estudios superiores.

Coefficiente de Variación: Es uno de los parámetros que define una variable aleatoria cualquiera. Este parámetro se toma siempre positivo, aunque la media puede ser negativa.

$$V_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \geq 0 \quad \text{para} \quad (\mu_x \neq 0)$$

Confiabilidad Estructural: Se refiere a la probabilidad de cumplimiento de la estructura de sus funciones bajo condiciones de servicio dadas para un período predeterminado de tiempo sin sufrir daños considerables ó a la probabilidad de que la estructura no alcanzará un estado límite especificado, durante un tiempo determinado.

Desviación Típica: Si "X" es una variable aleatoria, la desviación típica es una medida de dispersión definida por:

$$\sigma_x = \sqrt{\sigma_x^2} \quad ; \quad \sigma_x \geq 0$$

Tal que σ_x^2 es la varianza de "X" y se obtiene:

$$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)^2 f_x(x) dx, \quad \text{para variables aleatorias continuas}$$

$$\sigma_x^2 = \sum_{all x_i} (x_i - \mu_x)^2 p_x(x_i), \quad \text{para variables aleatorias discreta}$$

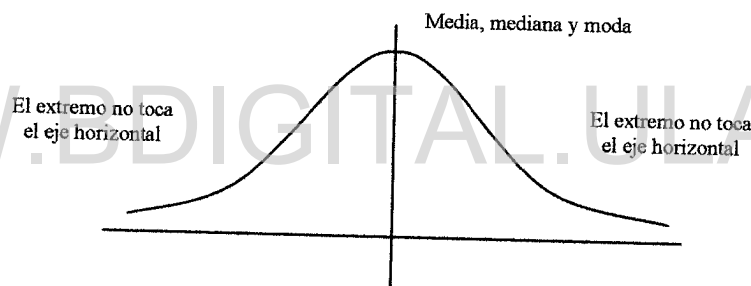
Nota: La desviación estándar ó típica y el coeficiente de variación miden de distinta manera el grado de incertidumbre que se tiene acerca de la variable.



Distribución de probabilidades: Modelo teórico que describe la forma en que varían los resultados de un experimento aleatorio. Lista de los resultados de un experimento con las probabilidades que se esperarían ver asociadas con cada resultado.

Distribución Normalizada: Es una distribución de una variable aleatoria continua y sus características son las siguientes:

- La curva tiene un solo pico, por consiguiente es unimodal. Presenta una forma de campana.
- La media de una población distribuida normalmente se encuentra en el centro de su curva normal.
- A causa de la simetría de la distribución normal de probabilidad, la mediana y la moda de la distribución también se hallan en el centro, por tanto en una curva normal, la media, la mediana y la moda poseen el mismo valor.



- Las dos colas (extremos) de una distribución normal de probabilidad se extienden de manera indefinida y nunca tocan el eje horizontal.
- El área total bajo la curva normal será de 1.00 por lo cual podemos considerar que las áreas bajo la curva son probabilidades.

Ductilidad: Capacidad que tiene un material estructural de resistir, sin fallar, deformaciones que lleven al material más allá del límite elástico, o límite donde las deformaciones son linealmente proporcionales al esfuerzo o fuerza aplicada.

Estado Límite: Se llama estado límite de una estructura a cualquier etapa de su comportamiento a partir de la cual su respuesta se considera inaceptable. Se distinguen dos tipos de estados límites. Aquellos relacionados con la seguridad los cuales se denominan estados límite de falla y corresponden a situaciones en las que la estructura sufre una falla total o parcial, o simplemente presenta daños que afectan su capacidad para resistir nuevas acciones.



Los otros estados límites se relacionan con aquellas situaciones que, aún sin poner en juego la seguridad de la estructura, afectan el correcto funcionamiento de la misma, éstos se denominan estados límites de servicio y comprenden las deflexiones, agrietamientos y vibraciones excesivas, así como el daño en elementos no estructurales de la edificación.

Evento: Cualquier sub-conjunto del espacio muestral. Puede incluir todo el espacio muestral o ser un conjunto vacío.

Función de densidad de probabilidad (FDP): Es una de las funciones básicas de una variable aleatoria y es posible definirla solo para variables aleatorias continuas. Sea "X" una variable aleatoria continua la FDP se define como:

$$f_x(x) = \frac{d}{dx} F_x(x)$$

Función de Distribución: Función que acumula probabilidades asociadas a una variable aleatoria.

Incertidumbre Estructural: Se refiere a que tan segura puede ser una estructura, cual es la probabilidad de falla. Las causas se pueden agrupar en:

- Causas humanas en el diseño, como por ejemplo: el uso de métodos aproximados (simplificación del problema), errores en los cálculos, problemas en la comunicación, cargas de diseño inadecuadas, etc.
- Causas humanas en la construcción, como por ejemplo: uso de materiales equivocados, malas conexiones, cambios en sitio sin análisis, etc.
- Causas en el uso, como por ejemplo: sobrecarga excesiva, inadecuado mantenimiento, sabotaje, cambio de uso, etc.
- Causas naturales, como por ejemplo: variación de las cargas, variación de las propiedades de los materiales, etc.

Existen tres tipos de Incertidumbre Estructural:

- Incertidumbres Físicas: variación natural de las cargas y de las resistencias
- Incertidumbres Estadísticas: insuficiente tamaño de la muestra, porque a mayor tamaño de la muestral, menor incertidumbre estadística.
- Incertidumbre en el Modelaje: por simplificaciones, condiciones de borde desconocidas, efectos desconocidos de otras variables, etc.



Índice de Falla o de confiabilidad: Un término equivalente a la probabilidad de falla es el índice de falla (β). Formalmente se define como el valor negativo de la variable normal tipificada correspondiente a la probabilidad de falla P_f . Por lo tanto, puede tomarse como definición de índice de falla siguiente expresión:

$$\beta = -\Phi_U^{-1}(P_f)$$

donde $\Phi_U^{-1}(p_f)$ es la función inversa de la distribución normal típica. El índice de falla β tal como se define en la ecuación es una medida de confiabilidad estructural que se utiliza con frecuencia en diferentes documentos internacionales.

Mecanismo de Colapso: Definimos el mecanismo cinemático de colapso como aquel en que la estructura posee, un número suficiente y en la posición adecuada de rótulas plásticas, que originan un mecanismo de un grado de libertad. Estado en el que las deformaciones del pórtico pueden continuar aumentando mientras las cargas externas permanecen constantes. Este mecanismo puede, o no, ser el que realmente produce la ruina de la estructura.

Modelo de Simulación: Conjunto de hipótesis acerca del funcionamiento del sistema expresado como relaciones matemáticas y/o lógicas entre los elementos del sistema.

Momento de Fisuración: También conocido como momento de agrietamiento, es el momento flector interno que produce grietas de tensión en el comportamiento del elemento, cuando la carga de tracción aumenta y se alcanza la resistencia a tracción del concreto. Estas grietas se propagan rápidamente hacia el eje neutro del elemento, el que a su vez se desplaza con agrietamiento progresivo. Como el concreto en la zona traccionada está agrietado es el acero quien resiste la totalidad de los esfuerzos a tracción de aquí en adelante. Este momento sirve para el cálculo de deflexiones de elementos viga.

Momento Nominal: Se entiende por resistencia nominal, aquella resistencia calculada multiplicando la fuerza de tensión, o la de compresión, por el brazo de par interno, z . La resistencia nominal no es afectada por factores de reducción especificados en los reglamentos ó códigos de diseño.

$$M_n = C \cdot z \quad \text{tal que, } z = d - (a/2)$$

Momento Resistente: El momento resistente es una magnitud geométrica calculable a partir de la forma y dimensiones de una sección transversal que representa la relación entre las



tensiones máximas sobre dicha sección transversal y el esfuerzo total aplicado sobre dicha sección. Al multiplicar el M_n por el factor ϕ indicado en los reglamentos o códigos de diseño se obtiene el momento resistente de diseño (ϕM_n).

Números Aleatorios: Para que un número sea aleatorio debe cumplir con:

- Deben tener igual probabilidad de ocurrencia.
- No debe existir correlación serial
- Se generan por tablas (Rand 1955), o por dispositivos especiales: ruleta. En la práctica se utilizan algoritmos y se generan números pseudo aleatorios.

Probabilidad de Falla: Para definir la probabilidad de falla (P_f), con propiedad se toma la hipótesis de que el comportamiento de una estructura puede ser descrito mediante un conjunto de variables básicas $X = [X_1, X_2, \dots, X_n]$ que atiende a las acciones, las propiedades mecánicas, los datos geométricos y los modelos de incertidumbre. Además se supone que el estado límite de una estructura (ya sea estado límite último, de servicio, de durabilidad o de fatiga) queda definido por la función de estado límite, habitualmente definida en forma implícita como:

$$Z(X) = 0$$

La función de estado límite $Z(X)$ debe definirse de tal modo que para un estado favorable (seguro) de la estructura, resulte positiva, y para un estado desfavorable (fallo), negativa.

Para la mayoría de los estados límite (últimos, de servicio, de durabilidad o de fatiga) la probabilidad de falla puede expresarse entonces como:

$$P_f = P\{Z(X) < 0\}$$

La probabilidad de falla P_f puede evaluarse en términos precisos si se describen las variables básicas $X = [X_1, X_2, \dots, X_n]$ mediante adecuados modelos probabilísticos (numéricos o analíticos). Tomando la hipótesis de que las variables básicas $X = [X_1, X_2, \dots, X_n]$ pueden describirse mediante una función de densidad de probabilidad conjunta independiente del tiempo $\phi_X(x)$, entonces la probabilidad de fallo P_f puede calcularse mediante la integral:

$$P_f = \int_{Z(X) < 0} \phi_X(x) dx$$



Cuando alguna de las variables básicas sea función del tiempo, en principio se requerirá utilizar procedimientos algo más elaborados. Sin embargo, en muchos de estos casos resulta posible transformar el problema en cuestión, en otro independiente del tiempo.

Probabilidad Condicional: Se llama probabilidad condicional o probabilidad condicionada, a la probabilidad de que un suceso se cumpla habiéndose cumplido ya otro. Se denota “probabilidad de A sabiendo que B se ha cumplido” de la siguiente manera:

$$p_B(A) \text{ ó } p(A|B)$$

Dicha probabilidad se calcula de la siguiente manera:

$$p_B(A) = \frac{p(A \cap B)}{p(B)}$$

Problema Determinístico: Se supone que los parámetros del problema son conocidos con certeza, aunque sea a su valor medio.

Problema Estocástico: No se conocen los valores de los parámetros del problema, solo sus distribuciones y habitualmente se supone que estas son discretas con un número finito de estados posibles. Actualmente no existen aplicaciones estándar o comerciales, potentes y confiables, para resolver problemas estocásticos. Los tipos de modelos que aparecen en programación lineal estocástica son motivados principalmente por problemas con decisiones de tipo aquí y ahora, decisiones previas bajo futuro incierto. Es decir, decisiones que deben tomarse basándose en información a priori, existente o supuesta, sobre situaciones futuras sin realizar observaciones adicionales.

Proceso de Simulación: Ejecución del modelo a través del tiempo en un ordenador para generar muestras representativas del comportamiento.

Punto de Desempeño: En el diseño por capacidad se busca que en la condición de falla, la estructura tenga una redistribución de resistencia que lleve a un mecanismo de falla conocido y deseable, generalmente uno diferente al de cortante. Una aplicación de este concepto es la condición de diseño de diversos reglamentos, donde se busca diseñar para el mecanismo de falla de vigas y no de columnas (columna fuerte, viga débil). El diseño por desempeño es uno de los tipos de diseño por capacidad, donde se busca que la estructura tenga un desempeño adecuado (determinando el punto de desempeño), medido a partir de variables específicas,



como por ejemplo la distorsión de entrepiso.

Punto de Diseño: La utilización del formato de código que utiliza Factores Parciales (FP) se basa en la identificación de los factores de carga y resistencia asociados al “punto de diseño”. El “punto de diseño” se define como la distancia mínima de la función de estado límite (ie. $G(R,S) = 0$) al origen en el espacio transformado. Ante la complejidad de la función de estado límite la solución se obtiene mediante el análisis de primer orden que es una aproximación lineal (por ejemplo series de Taylor) a la solución en el “punto de diseño”. Entonces, los Factores Parciales (FP) se obtienen en términos de la relación entre los valores nominales (o característicos) de carga o resistencia y el valor que tome la variable en el punto de diseño dentro del espacio real.

Resistencia: Es la capacidad útil de una estructura, o de sus miembros, para resistir cargas, dentro de unos límites de deformación establecidos. En el caso usual en que la revisión de la seguridad se hace por medios analíticos, conviene realizar la comparación a nivel de fuerzas internas; es decir, determinar por medio de un análisis estructural las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que un conjunto dado de acciones (cargas o solicitaciones) produce en las distintas secciones de los elementos y compararlos con los valores de esta fuerzas internas que la estructura, o cada sección de ella, es capaz de resistir.

Rigidez: Es la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.

Factor de Sesgo: Se define como la relación que existe entre los parámetros valor medio y el valor nominal de una variable. Sea X una variable aleatoria cualquiera:

$$\lambda_x = \mu_x / \text{Valor Nominal}$$

Simulación: Es el proceso de diseñar y desarrollar un modelo computarizado de un sistema o proceso y conducir experimentos con este modelo con el propósito de entender el comportamiento del sistema o evaluar varias estrategias con las cuales se puede operar el sistema (Shannon Robert).

Valor Medio: Si “ X ” es una variable aleatoria, el valor medio se define como:

$$\mu_x = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_x(x) dx, \text{ para la variable aleatoria continua}$$



$$\mu_x = \sum_{xi} x_i p_x(x_i), \text{ para variables aleatorias discretas}$$

En la aplicaciones prácticas, el análisis se basa en datos experimentales de las variables aleatorias, y no en la distribución real de las mismas, si tenemos un conjunto n de observaciones de la variable aleatoria "X" (X= x₁ ; x₂ ; x₃ ;..... x_n), entonces la media es aproximada con la media muestral:

$$\bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

El valor medio representa la posición del centroide del área bajo la curva que describe la probabilidad de una variable.

El valor medio de un parámetro de diseño puede diferir del valor nominal y una de las razones es, que algunas ecuaciones usadas en el diseño son sesgadas. En estos casos el factor de sesgo se usa para corregir el valor determinado mediante la ecuación de diseño tomando en cuenta el sesgo conocido de manera que la media estadística del parámetro de diseño refleje nuestro mejor conocimiento de lo que debería ser el parámetro.

Valor Nominal: El valor nominal es el valor del parámetro usado en el diseño. Puede ser diferente o igual al valor medio.

Valor Representativo: El valor representativo de una serie de medidas es el que pensamos que más se aproxima al valor real de dicha medida. Si realizamos una serie de medidas, el valor representativo será el valor medio de aquellas, excluyendo aquellos valores de los que tengamos constancia que se apartan del valor real.

Variable Aleatoria: Es aquella cuyo valor no puede ser fijado con precisión en el momento de tomar una decisión. Función que asigna a cada evento dentro del espacio muestral, un intervalo en el conjunto de los números reales. Si un experimento es repetido un sin número de veces en las mismas condiciones y los resultados son todos iguales, se dice que: "la variable en estudio es determinística". Si los resultados son todos diferentes, se dice que: "la variable en estudio es aleatoria".

En la ingeniería estructural no hay resultados determinísticos y por lo tanto, todos los resultados deben tratarse como aleatorios, y luego determinar si las variaciones observadas son lo suficientemente grandes como para afectar el problema planteado.



Variable Aleatoria Continua: Variable que toma un valor infinito de valores no numerables. Una variable aleatoria es continua si su conjunto de posibles valores es todo un intervalo de números; esto es, si para algún $a < b$, cualquier número x entre a y b es posible.

Variable Aleatoria Discreta: Una variable aleatoria es discreta si su conjunto de valores posibles es un conjunto discreto, toma un número finito o infinito de valores numerables.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



INTRODUCCIÓN

El diseño estructural tiene como objetivo proporcionar soluciones que por medio del aprovechamiento óptimo de los materiales, de las técnicas constructivas disponibles y cumpliendo con las restricciones impuestas por otros aspectos de un proyecto, den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la construcción y una seguridad adecuada contra la ocurrencia de algún tipo de falla.

Una evaluación probabilística permite introducir la variabilidad de las variables que intervienen en las solicitaciones impuestas a la estructura y de la resistencia de la misma, debido a las propiedades mecánicas de los materiales, cargas, procesos constructivos y método de cálculo.

Para la evaluación probabilística de una estructura existente, en este trabajo, se desarrolla una metodología basada en criterios de confiabilidad estructural, con la aplicación del método de simulación Latino-Hipercúbico, para simular la variación de las propiedades mecánicas de los materiales (f'_c y f_y), evaluando su estado actual ante una solicitación sísmica representada por medio del método del pushover, considerando que fue diseñada con códigos de diseño actualmente no vigentes.

Para el análisis de los modelos estructurales del pórtico se usó el programa de cálculo SAP 2000 V.11., que permite modelar las rótulas plásticas de una manera muy parecida a la condición real, disminuyendo los errores por aproximación del programa.



CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

En Venezuela la zona de mayor actividad sísmica corresponde a una franja de unos 100 Km de ancho definida por los sistemas montañosos de los Andes, Cordillera Central y Cordillera Oriental. A través de ellos se identifica el principal sistema de fallas sismogénicas del país formadas por las fallas de Boconó, San Sebastián y El Pilar. Además de este sistema de fallas, existen otros accidentes activos menores (por ejemplo: Oca-Ancón, Valera, La Victoria y Urica) capaces de producir sismos importantes. Las tres áreas de mayor riesgo sísmico son: Los Andes y la Sierra de Perijá, la región de Caracas y la región nororiental.

En estas áreas de mayor riesgo sísmico mencionadas existen numerosas estructuras construidas hace varias décadas, que fueron diseñadas con códigos de diseño menos exigentes que los actuales. Existe la inquietud por conocer el estado de esas edificaciones a fin de determinar su seguridad actual ante futuros eventos sísmicos, para ello se hace necesaria su evaluación desde el punto de vista estructural. Una evaluación racional de la seguridad de una estructura no puede hacerse determinísticamente, debido al carácter aleatorio de muchas de las variables implicadas, por ello se hace necesario plantear el problema de la seguridad estructural como un problema probabilístico.

La seguridad estructural como concepto está íntimamente relacionada con la confiabilidad estructural como disciplina de estudio, ya que, la seguridad estructural es uno

Licencia Creative Commons:

2

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



de los objetivos de la confiabilidad estructural.

Las aplicaciones de la confiabilidad estructural son numerosas y se centran en:

a. Diseño racional de nuevas estructuras: Para un mismo costo, diseñar estructuras más confiables o para un mismo nivel de confiabilidad, diseñar estructuras más económicas.

b. Evaluación probabilística de estructuras existentes: Confiabilidad como criterio racional de evaluación, a fin de decidir sobre: reparar, rehabilitar o remodelar, reemplazar.

c. Desarrollo de Códigos de Diseño: La mayoría de los códigos de diseño recientes están basados en modelos probabilísticos de cargas y resistencias.

El desarrollo de esta tesis se vio motivado por la aplicación (b), es decir, la evaluación probabilística de estructuras existentes, a fin de desarrollar una metodología que nos permita, de forma racional, tener una idea de su estado actual, y una herramienta para la toma de decisiones pertinentes.

1.2 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.2.1 Objetivo general

Desarrollo de una metodología para la evaluación probabilística de estructuras existentes.

Caso de estudio: Evaluación probabilística de la respuesta sismorresistente de un edificio de concreto reforzado construido en la década de los años 50, analizando su comportamiento global y los mecanismos de falla desarrollados considerando solo posibles fallas por flexión, en vigas, y flexión-carga axial, en columnas.

1.2.2 Objetivos específicos



1.2.2.1 Modelar el comportamiento estructural utilizando herramientas computacionales teniendo como base la información contenida en la memoria de cálculo y en los planos.

1.2.2.2 Evaluar la respuesta probabilística por medio de técnicas de simulación.

1.3 METODOLOGIA UTILIZADA

Para lograr el objetivo propuesto se siguió la siguiente metodología:

1.3.1 Determinación de las propiedades de los materiales utilizados según memoria de cálculo.

1.3.2 Aplicación del método de simulación Latino-Hipercúbico, para la simulación de las variables aleatorias f'_c y f_y .

1.3.3 Definición de la configuración estructural del edificio de concreto reforzado construido durante la década de los años 50, (tipo de construcción y comportamiento estructural).

1.3.4 Modelado del pórtico más comprometido ante un evento sísmico del edificio de concreto reforzado en estudio utilizando el programa SAP 2000 V.11.

1.3.5 Definición de las rótulas plásticas para cada par de valores de las variables aleatorias f'_c y f_y , obtenidos con la aplicación del método de simulación Latino-Hipercúbico.

1.3.6 Aplicación de un análisis estático no lineal de Pushover para cada modelo matemático obtenido al definir las rótulas plásticas para cada par de valores de las variables aleatorias f'_c y f_y .

1.3.7 Evaluación de la capacidad global de estructura, resistencia, capacidad de deformación y rotulación (mecanismos de falla).

1.4 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL ESTUDIO

El propósito de esta tesis es el plantear una metodología para la evaluación de estructuras existentes basada en criterios de confiabilidad estructural. A tal efecto, se evalúa el estado actual de una edificación de concreto reforzado diseñada y construida hacia 1950,



con códigos de diseño actualmente no vigentes, a fin de determinar su "seguridad" actual, reconociendo en esa evaluación el carácter no determinístico de la respuesta estructural debido a la variabilidad de los parámetros implicados en el análisis, principalmente las propiedades mecánicas de los dos materiales que conforman una estructura de concreto reforzado.

1.5 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

El trabajo realizado está organizado de la siguiente manera:

Capítulo I: Presenta una introducción al tema, con su formulación, objetivos y justificación.

Capítulo II: Contiene un resumen de la base de datos conceptuales donde pueden evidenciarse todo lo referente a la investigación de los parámetros estadísticos para la buena praxis de la metodología de evaluación basada en criterios de confiabilidad estructural y los conceptos característicos para la aplicación de un análisis estático no lineal de Pushover.

Capítulo III: Muestra las hipótesis consideradas en función de la aplicación de los conceptos e investigación de la base de datos del capítulo II, tanto en la parte de confiabilidad estructural como para el análisis estático no lineal de Pushover. Definición del modelo matemático completo para ser analizado en el programa SAP 2000 V.11.

Capítulo IV: Presenta la tabla de resultados, discusión y análisis de los resultados, tomando como parámetro de control el par I, de valores de las variables aleatorias.

Capítulo V: Finalmente este capítulo presenta las conclusiones que se desprenden de la evaluación probabilística realizada y algunas recomendaciones.



CAPÍTULO II

MARCO REFERENCIAL Y ASPECTOS CONCEPTUALES

2.1 ANTECEDENTES

En los códigos se especifican los requerimientos que debe satisfacer el diseño para alcanzar un nivel de seguridad mínimo aceptable para la sociedad. La definición de valores particulares está sustentada en análisis de confiabilidad. La calidad y precisión de dichos análisis define la eficiencia y la versatilidad de los códigos. En la Figura 2.1 se presentan las diferentes alternativas para el desarrollo de códigos de diseño con base en las características del análisis de confiabilidad.

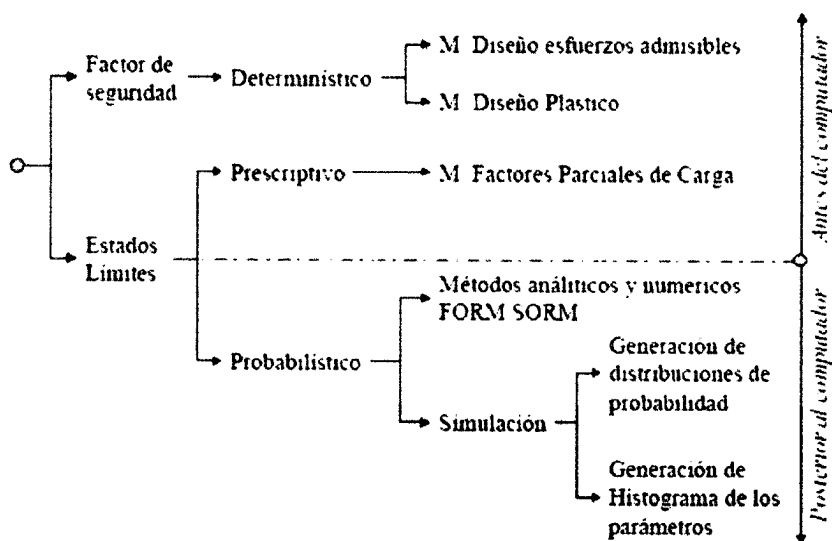


Figura 2.1 Alternativas para el desarrollo de normativas con base en la evaluación de la confiabilidad (Marek et.al.2001).



Durante buena parte del siglo XX, la mayoría de los códigos siguieron una aproximación a la seguridad fundamentalmente determinística. Por ejemplo: Se destacan el diseño bajo esfuerzos admisibles, que se utilizó durante mucho tiempo para el diseño de estructuras metálicas y el método de diseño plástico, restringido a un número muy pequeño de casos. A partir de los años 60, se cuestionó fuertemente la calidad y eficiencia de estos métodos y los desarrollos posteriores condujeron a lo que hoy en día se conoce como códigos semi-probabilísticos. Sin embargo, a pesar de su extensa utilización, frecuentemente se publican nuevos artículos que resaltan la necesidad de moverse a métodos basados completamente en estadística y probabilidad.

En la actualidad la gran mayoría de normativas siguen la filosofía de diseño con base en estados límites, también llamada Método de los Factores de Seguridad Parciales. La filosofía de estados límites tiene su fundamento en el análisis de primer orden (First Order Reliability Method "FORM", ver Figura 2.1). Este método depende de la determinación del "Punto de diseño", que está asociado a una medida de la seguridad del sistema. La aplicación del análisis FORM conjuntamente con la utilización de los procedimientos de calibración adecuados, condujo a la elaboración de los códigos de diseño actuales. Por motivos prácticos, en las normativas actuales el nivel de confiabilidad se expresa a través de factores parciales (que se han reducido al mínimo posible). A pesar de que los conceptos probabilísticos respaldan este esquema, el formato aparece ante los ojos del ingeniero en la práctica como completamente determinístico.

Una comparación entre diferentes normas, por ejemplo, el EUROCODE (ENV-1991-1, Eurocode 1, 1993), el código LRDF (AISC 1993), la norma canadiense (CISC 1974) y la norma alemana DIN (Kahlmeyer E., 1993) muestra que cada institución ha encontrado una alternativa diferente para definir su nivel de confiabilidad. Aunque todas utilizan factores parciales, se diferencian en las definiciones y análisis de cargas, resistencia, condiciones servicio, durabilidad y en la determinación de la reserva plástica de la estructura. Sin embargo, a pesar de las diferencias todas las normas tienen el mismo



formato para garantizar la confiabilidad. Aunque las normativas mencionadas representan el estado del arte en el diseño estructural, no han tenido en cuenta la evolución que ha tenido el análisis de la confiabilidad estructural durante los últimos años.

A finales de los años ochenta y principios de los noventa, la utilización del computador personal se convirtió en una herramienta del día a día del ingeniero, afectando directamente los métodos de análisis y diseño. Sin embargo, el cambio solo se ha reflejado en una mayor capacidad para manejar grandes volúmenes de información a altas velocidades. Aunque esto ha traído consigo grandes ventajas, no representa un cambio significativo en la ingeniería estructural. A manera de analogía, no es suficiente con colocarle una turbina a un globo para que mejore su rendimiento, se requiere cambiar el concepto de volar. De igual forma, es necesario revisar el concepto del diseño estructural de tal forma que los desarrollos computacionales sean parte de ese cambio.

Esta tesis pertenece al ámbito de la investigación probabilística debido a la necesidad de poseer un conocimiento práctico de esos métodos para saber en que medida afecta la variabilidad de las propiedades mecánicas de los materiales (concreto y acero) en estructuras de concreto armado diseñadas a principio de los años 50. En general, se cuenta desde hace ya varios años con registros que poseen un gran número de datos de distintos ensayos de materiales que se realizaron tratando de medir y buscar la verdadera resistencia de los mismos y de los cuales podemos obtener información relevante.

2.2 BASES TEORICAS O ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.2.1 Memoria de cálculo, planos estructurales e inspección

Al iniciar la búsqueda de información, la atención fue centrada en saber si se contaba con la Memoria de Cálculo y Planos Estructurales de la edificación de concreto



reforzado existente desde inicios de los años 50 que se pretendía tomar como modelo para el estudio de evaluación probabilística de la respuesta sismorresistente.

Favorablemente luego de la búsqueda se obtuvo copia de la Memoria de Cálculo, donde se hacía referencia al análisis de carga para entrepiso y techo, hipótesis para el cálculo, norma utilizada, diagramas de corte y momento generados de las solicitaciones que permitieron visualizar las reacciones y requerimientos para el análisis y diseño, análisis y diseño del elemento columna más solicitado por cada diferente sección transversal, análisis y diseño del elemento viga más solicitado por cada diferente sección transversal, verificaciones de resistencia y rigidez. También se encontró la resistencia a la compresión del concreto utilizada con un valor de ($f_c = 150 \text{ kgf/cm}^2$) y el esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo con un valor de ($f_y = 1200 \text{ kgf/cm}^2$). Dicha Memoria de Cálculo no muestra fecha, pero en sus referencias muestra la normativa utilizada para el cálculo: "NORMAS PARA EL CÁLCULO DE EDIFICIOS 1947", publicada por el MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (MOP), Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales, Caracas-Venezuela.

Los planos estructurales también fueron conseguidos tanto los de fachadas, planta, secciones transversales y secciones longitudinales como los planos de distribución del acero longitudinal y transversal. De esta manera la información para la definición de las rótulas plásticas estaba completa, siempre sujeta a la interpretación de la información leída en los planos. Los planos datan de Abril de 1952, emitidos para construcción y no presentan ninguna información de las propiedades de los materiales. Las secciones de los planos utilizadas para el modelo serán mostradas más adelante en el Capítulo III, sección 3.2.1 y 3.2.9.

La Inspección al sitio se realizó con la finalidad de comprobar y certificar si la información leída en los planos era real desde el punto de vista externo, debido a que por



ser una edificación de tipo artístico no se nos permitió tomar muestras testigo de la configuración estructural interna. Durante la inspección se midieron las columnas de ambos niveles y las vigas de diferentes pórticos escogidos al azar y se verificó que las dimensiones leídas en los planos coincidían con las construidas, se verificó que el tipo de construcción y comportamiento del sistema estructural estuviera tal cual se leía en los planos, que no hubiera sido reforzado ningún elemento estructural ni rehabilitado ninguna área, se verificó que las paredes perimetrales, destinadas en el diseño inicial a ser murales de obras artísticas, se construyeron y sí aportaban carga al sistema estructural, se verificaron las luces entre ejes y alturas de entre piso. La idea de verificar todas estas cosas en sitio fue en primer lugar estar seguros que la información que se leía en los planos era la realidad de la construcción y en segundo lugar, que de ser comprobado en los resultados de esta evaluación que el edificio necesita ser reforzado quede abierta un área de oportunidad para que futuros testistas le den continuidad a este trabajo.

2.2.2 Normas para el cálculo de edificios 1947 y sus complementos

Inicialmente, en la Normas para el Cálculo de Edificios 1947, para Venezuela, el diseño estructural se basaba en resistencia para acciones determinadas con métodos elásticos lineales. Se establecía que "todo edificio y cada una de sus partes debe ofrecer resistencia suficiente para soportar con seguridad las cargas permanentes y accidentales". Estos requisitos se complementaban con un Manual para el Cálculo de Edificios (M.O.P, 1945), para facilitar "el estudio y la revisión de los cálculos justificativos que deben acompañar a todo proyecto". Además, se contaba con las Normas para la Construcción de Edificios (M.O.P, 1944), instrumento que servía "para reglamentar la construcción de los edificios nacionales", creando una mística particular acerca de una inspección exigente sobre todo a las obras públicas.

Con respecto a construcciones de concreto armado, la Normas para el Cálculo de



Edificios 1947, especifica, que éstas debían basarse en las siguientes hipótesis:

- a) Una sección sometida a flexión simple o compuesta se conserva plana después de la flexión, despreciando la deformación producida por el esfuerzo cortante.
- b) El módulo de elasticidad del concreto a la compresión se conserva constante dentro de los límites de los coeficientes de trabajo, y la distribución de los esfuerzos de compresión en las secciones sometidas a flexión es rectilínea.
- c) En el cálculo de las secciones de cualquier parte de la construcción, así como para la distribución de los esfuerzos entre el concreto y el acero, la relación $E_a/E_c = n$, entre los módulos de elasticidad de acero y concreto, se tomara igual a los siguientes valores:

Para R_{cr} entre 100 y 150 kgf/cm² a los 28 días $n = 15$

Para R_{cr} entre 150 y 180 kgf/cm² a los 28 días $n = 12$

Para R_{cr} entre 180 y 270 kgf/cm² a los 28 días $n = 10$

- d) El momento resistente a las secciones sometidas a flexión en losas y vigas, se calculará despreciando la resistencia del concreto a la tracción. El momento de inercia para determinar las deformaciones en una estructura, o las incógnitas en las estructuras hiperestáticas, se tomará con la sección total; puede no tomarse en cuenta la sección de la armadura.
- e) La adherencia entre las armaduras y el concreto es perfecta, dentro de los límites de trabajo de los materiales. Cuando los dos materiales se someten a compresión o tracción simple, se desarrollan esfuerzos unitarios proporcionales a sus módulos de elasticidad.

En el inciso (b) de las referidas hipótesis se hace mención a uno de los conceptos más importantes para el cálculo de edificios en 1947 **"Coeficiente de Trabajo"**. El uso de los coeficientes de trabajo deja claro que para aquel entonces el cálculo era limitado por el



concepto de los esfuerzos admisibles del material, el cual consistía en afectar el valor real del límite de cedencia de los materiales por un coeficiente de minoración, obligando que el comportamiento de la estructura se mantuviera en el rango elástico. Esta norma hace mención de que cuando fueran practicados ensayos de laboratorio, los coeficientes de trabajo para el concreto se basarían en la tensión unitaria de ruptura a la compresión, R_{cr} , a los 28 días, adoptando como valor máximo los indicados en la Tabla 2.1, que es una copia exacta de la tabla N° 18 de la mencionada norma. Cuando no se hagan ensayos previos que permitan elegir el coeficiente de trabajo para el concreto, se adoptaran los indicados en el mismo cuadro, siempre que el concreto llene los requisitos especificados en las Normas para la Construcción de Edificios del Ministerio de Obras Públicas.

Para determinar los coeficientes de trabajo para las armaduras del concreto reforzado se usaba la Tabla 2.2, que es una copia exacta de la tabla N° 19 de la mencionada norma.

COEFICIENTES DE TRABAJO ADMISIBLES EN EL CONCRETO			
DESCRIPCION		Coeficiente de trabajo sin ensayos Kg/cm ²	Coeficiente de trabajo con ensayos Kg/cm ²
1) Columnas, cualesquiera en las cuales la menor dimensión transversal es inferior a 40 cm.; tomando en cuenta el coeficiente de pandeo K. (Véase N° 235)	R_{cc}	$\frac{35}{K}$	$\frac{0,35 R_{cr}}{K}$
Columnas, cualesquiera en las cuales la menor dimensión transversal es mayor de 40 cm. Se permitirá aumentar a los valores anteriores 1 Kg/cm ² por cada 5 cm. de exceso sobre dicha dimensión mínima	R	$\max \frac{40}{K}$	$\max \frac{60}{K}$ $\max \frac{70}{K}$
2) Flexión. a) Compresión en la fibra más alejada de la fibra neutra	R_{cc}	40	0,40 R_{cr}
b) Compresión, en la fibra más alejada, en la región contigua a los apoyos de las vigas continuas y en los nudos de los pórticos	R_{cc}	45	0,45 R_{cr}
3) Esfuerzos cortantes y torsión (véase para más explicaciones los Nos. 177 y 182)	R_{cs}	$\frac{4 \text{ Kg/cm}^2}{\max 12 \text{ Kg/cm}^2}$	0,04 R_{cr} $\max 16 \text{ Kg/cm}^2$

Tabla 2.1 Coeficientes de trabajo admisibles en el concreto, tabla N° 18 de las normas para el cálculo de edificios, 1947.



COEFICIENTES DE TRABAJO ADMISIBLES EN LAS ARMADURAS

U S O	Acero corriente Kg/cm ² .	Acero especial Kg/cm ² .
Armadura a la tracción.	1.200	1.400
Armadura al esfuerzo cortante	1.200	1.400
Estribos para absorber la torsión inclinados a 45°.	1.200	1.400
Estribos para absorber la torsión perpendiculares al eje de la pieza.	600	700

NOTA: Para poder usar el acero especial trabajando a 1.400 Kg/cm² se requiere un concreto con $R_{c,7}$ no inferior a 135 Kg/cm². Para poder usar acero con un coeficiente de trabajo mayor a 1.400 Kg/cm² se necesita un permiso especial.

Tabla 2.2 Coeficientes de trabajo admisibles en las armaduras, tabla N° 19 de las normas para el cálculo de edificios, 1947.

Comparando los datos obtenidos en la memoria de cálculo con los de la norma de 1947 para cálculo de edificios se pudo observar: en cuanto al valor de resistencia a la compresión del concreto f_c , no existe igualdad en los valores si comparamos con la columna coeficiente de trabajo sin ensayos, la memoria cita un valor de 150 kgf/cm² y al entrar a la Tabla 2.1, para determinar el valor de coeficiente de trabajo sin ensayos que sería una de las posibilidades con las que se compara este valor, el resultados es un valor muy bajo de coeficiente de trabajo para el concreto de 35 kgf/cm² (para $k = 1$). Analizando esta diferencia entre la norma de 1947 y la memoria de cálculo, es posible que el ingeniero calculista haya asumido utilizar la columna de la Tabla 2.1, coeficiente de trabajo con ensayos, para determinar el valor de f_c , concluyendo que se castigaba mucho la capacidad del concreto y como la idea era no sobrepasar el rango elástico decidió usar la resistencia última del concreto a los 28 días de algunos ensayos (información con la que contaba) y así poder usar una resistencia para el cálculo mayor que cumpliera con este requerimiento. En búsqueda de indicios que dieran una idea fuera de suposiciones de por qué esta diferencia, se revisó minuciosamente la memoria de cálculo para ver si una nota hacia referencia a este punto, pero no se obtuvieron resultados satisfactorios. De igual forma se comparó el valor



del esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo, observando que si existe igualdad en los valores, la memoria cita un valor de 1200 kgf/cm² para los cálculos y al entrar a la Tabla 2.2, para determinar el valor de coeficiente de trabajo que seria el que se compara con este valor, el resultado es un valor igual de 1200 kgf/cm².

Como es un estudio fundamentado en las probabilidades y estos valores de resistencia a la compresión del concreto y esfuerzo de cedencia del acero eran afectados por un considerable valor de minoración de su verdadera capacidad para la época, se implemento la búsqueda de más información fuera de la norma para el cálculo de edificios 1947 y la memoria de cálculo, como artículos publicados, conferencias y otros libros para tener suficiente bases que permitieran luego establecer los parámetros estadísticos que definirán las variables aleatorias que se usarían para la evaluación probabilística. Un resumen de esta búsqueda es presentado y detallado en los siguientes incisos 2.2.3 y 2.2.4.

2.2.3 Investigación de las propiedades mecánicas del concreto y el acero. Evaluación de los ensayos de resistencia.

De pretender desarrollar la evaluación probabilística de la respuesta sismorresistente en pórticos de concreto reforzado de un edificio construido durante la década de los años 50 surge la necesidad de definir de manera adecuada y más representativa a la realidad, los parámetros de las variables aleatorias (Valor Medio " μ ", Desviación típica " σ ", Coeficiente de variación " V ", factor de sesgo " λ " y tipo de distribución) consideradas, las cuales son: la resistencia a la compresión del concreto (f_c) y esfuerzo de cedencia del acero (f_y). Para lograr este objetivo se realizó una recopilación de información contenida en artículos publicados, artículos de conferencias, libros y cualquier documento basado en estudios estadísticos y ensayos de laboratorio sobre las propiedades mecánicas del concreto y el acero de refuerzo.



A continuación se narra una pequeña síntesis de cada documento que apporto de manera significativa al desarrollo de este estudio:

1. Artículo N° A-10 13 Estimación de la confiabilidad estructural de una edificación indispensable mediante análisis no lineales estáticos de pushover, de la Universidad de Concepción/ Departamento de Ingeniería Civil y la Asociación Chilena de Sismología e Investigación Antisísmica, presentado en el congreso chileno de sismología e ingeniería antisísmica IX jornadas, 16-19 de noviembre de 2005, por E.E. Muñoz-G, D.M. Ruiz-V y J.A. Prieto-S. Este trabajo resume los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica (física) del sistema estructural de una edificación indispensable usando técnicas de confiabilidad estructural. La información para la investigación fue tomada de estudios de patología de ensayos de laboratorio. El estudio se basó en un análisis estático no lineal de "pushover" del modelo estructural del edificio mediante la comparación de las curvas de capacidad con 12 espectros de respuesta con diferentes periodos de retorno. Mediante la comparación del cortante resistente de la edificación de las curvas de capacidad con las fuerzas originadas en los espectros se estimaron índices globales de falla. Así mismo se estimaron probabilidades de falla con base en el desplazamiento espectral en el punto de desempeño. Los valores de resistencia del concreto (f'_c) se determinaron con base a la referencia (Pietro, Amézquita et al, 2005), variado entre 14.38 Mpa y 43.76 Mpa, y en todos los casos se mantuvo constante el valor del esfuerzo de cedencia del acero en 420 Mpa. El E_c , se obtuvo mediante la ecuación 2.4 que fue tomada de la referencia (AIS, 1998), esta fórmula fue propuesta por (Amézquita 1995) y fue incluida en la norma sismorresistente colombiana, $E_c = 3900\sqrt{f'_c}$.

2. N° A04-02 Estimación de la incertidumbre aleatoria del punto de desempeño de una edificación esencial, de la Universidad de Concepción/ Departamento de Ingeniería Civil y la Asociación Chilena de Sismología e Investigación Antisísmica, presentado en el congreso chileno de sismología e ingeniería antisísmica IX jornadas, 16-19 de noviembre



porcentaje de las muestras (normalmente el 5%) pueda tener resistencias inferiores a la especificada, lo que da lugar a que la **resistencia media** de las muestras (**fm**) siempre sea mayor que la resistencia característica. Si se asume una distribución normalizada (campana de Gauss) de los ensayos de rotura de cilindros de concreto, la resistencia característica puede calcularse a partir de la resistencia media y la **desviación estándar (s)**, mediante la siguiente expresión:

$$f_c = f_m - 1.65s \quad (2.1)$$

La resistencia a la compresión de hormigones normales (210 - 280 kgf/cm²) y de mediana resistencia (350-420 kgf/cm²) está dominada por la relación agua/cemento (a menor relación agua/cemento mayor resistencia) y por el nivel de compactación (a mayor compactación mayor resistencia), pero también son factores importantes la cantidad de cemento (a mayor cantidad de cemento mayor resistencia) y la granulometría de los agregados (mejores granulometrías dan lugar a mayores resistencias).

4. Diseño y fabricación de hormigones, Capítulo 2 del libro Temas de Concreto Armado, Escuela Politécnica del Ejercito-Ecuador por Marcelo Romo Proaño, M.Sc. Este capítulo se desarrollo bajos lineamientos muy similares al anterior, evidencia haber realizado la tesis para luego publicar el libro. Habla de las características de los materiales y especificaciones técnicas del concreto, agregando también proceso de diseño y un punto muy importante en la variabilidad de la resistencia del concreto como lo es el "control en obra". Cita que en función al control de obra se determina la variabilidad de la resistencia del concreto, si el control es muy bueno, si es bueno $\sigma = 0,14\mu_{f_c}$, si es regular $\sigma = 0,21\mu_{f_c}$ y si es deficiente $\sigma = 0,28\mu_{f_c}$.

5. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia, Revista de Ingeniería y Ciencia, ISSN 1794-9165, volumen 1, número 1, páginas 67-76, marzo de



de 2005, por J.A. Prieto-S, E.E. Muñoz-G, D.M. Ruíz-V y A.M. Ramos-C. Este trabajo se centró en la determinación de la incertidumbre en el punto de desempeño de una edificación teniendo en cuenta, tanto la variabilidad de la demanda sísmica en términos de espectros de aceleración como la variabilidad en las curvas de capacidad de las edificaciones, por medio del análisis estático no lineal “push-over del modelo estructural del edificio. Para cuantificar esta incertidumbre, realizaron una modelación de Montecarlo, donde las variables del problema fueron la amenaza sísmica y la variabilidad en la resistencia del concreto. La función de densidad de probabilidad de la resistencia a la compresión del concreto f'_c es del tipo Log-Logistic, de acuerdo con los resultados obtenidos por Prieto *et al*, (2005). En el estudio desarrollado por Prieto *et al*, (2005), se tomaron los datos de los ensayos realizados por Amézquita (1995) para toda Colombia, y se analizaron en forma de probabilidad condicional. El condicionamiento de las funciones de densidad de probabilidad se basó en la resistencia de diseño (ciudad origen de los agregados pétreos). El trabajo realizado por Amézquita (1995) es la dirección de una secuencia de 12 proyectos de grado realizados por estudiantes de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana, donde el objetivo principal era generar una aproximación del módulo de elasticidad que represente mejor las características del concreto que se utiliza en diferentes ciudades de Colombia. En este trabajo se ensayaron 1922 cilindros.

3. Tesis de investigación sobre el diseño y fabricación de hormigones, Escuela Politécnica del Ejército – Ecuador, por Marcelo Romo Proaño, M.Sc. Esta tesis se centra en definir las características de los materiales (cemento, agregados, agua y aditivos) y especificaciones del concreto (resistencia, trabajabilidad, velocidad de fraguado y peso específico) para obtener una mezcla que posea un mínimo de determinadas propiedades tanto en estado fresco como endurecido, al menor costo de producción posible. En cuanto la resistencia del concreto que es el punto que aporta a esta investigación cita: la **resistencia característica** a la compresión de un concreto (f'_c), utilizada en diseño estructural, se mide en términos probabilísticos, definiéndose que solamente un pequeño



2005, por Victoria González, Juan Carlos Botero, Roberto Rochel, Julián Vidal y Martha Álvarez. Este artículo presenta resultados del análisis estadístico aplicado al estudio experimental que determina las propiedades mecánicas de aceros colombianos sometidos a cargas monotónicas de tracción. Se obtuvieron curvas típicas de esfuerzo-deformación que permiten caracterizar aceros nacionales estudiados haciendo énfasis en las variables que determinan el cambio de comportamiento del material. Se ensayaron 477 probetas de acero de diferentes marcas y diámetros. El tipo de distribución obtenida fue normal.

A continuación se muestra la fila de la Tabla 1 que muestra el artículo, que es la información que aporta a esta investigación:

Tabla 1: Valores estadísticos para el total de barras ensayadas

Variable	No. Datos	μ	σ	Mínimo	Máximo	v	Percentil 5	Percentil 95
$f_y (Mpa)$	467	470,30	25,25	419,93	538,804	0,054	431,2	522,93

Tabla 2.3 Resumen de la Tabla 1, presentada en el artículo propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia, referido en el punto 5, del inciso 2.2.3.

6. Propiedades del acero de refuerzo para el diseño de estructuras sismorresistentes, Boletín Técnico del IMME volumen 39 N° 1, aceptado: 20 de diciembre del 2000, por Enrique Castilla y Angelo Marinilli. En este trabajo se realiza un análisis estadístico para determinar las propiedades mecánicas más probables de las barras de acero empleadas para reforzar estructuras construidas en Venezuela. Para ello se analizan un importante número de datos de ensayos realizados sobre barras de acero de diversos diámetros, suministrados por las principales siderúrgicas del país. Los resultados fueron comparados con las exigencias establecidas por la normativa venezolana vigente (COVENIN 316-95). Con la información proveniente del ensayo de 880 barras del tipo N-60 y 446 barras W-60, se determinaron capacidades de vigas para hacerles los análisis estadísticos correspondientes.



Los resultados muestran que el valor medio del esfuerzo de cedencia del acero puede ser fácilmente estimada en $\mu_{fy} = 1,13 \times 4200$ (kgf/cm²) y que su esfuerzo último se estima en $F_{su} = 1,52 \times 4200$ (kgf/cm²). La desviación típica es determinable si se cuenta con los datos con los que fueron desarrollados los histogramas.

7. Libro: Forensic structural engineering handbook, Publicado por McGraw-Hill Professional, 2000, Autor Robert T. Ratay. Este libro hace referencia a: Methods of testing materials, components, and assemblies, presentando una tabla donde se refiere que para estructuras construidas entre 1930 a 1950 la resistencia a la compresión del concreto es: Baja 2000 psi, Usual 3000 psi y Alta 5000 psi. Tal que podemos considerar al valor nominal de f'_c igual a usual y el valor medio de f'_c como un promedio entre los valores (bajo, usual y alto), lo que sería igual a 3333 psi.

8. Manual del concreto estructural. Edición 2004/ conforme con la Norma COVENIN 1753:03, por Joaquín Porrero S., Carlos Ramos R., José Grases G. y Gilberto J. Velazco. Este libro en uno de sus capítulos referido al diseño de mezcla cita que la resistencia promedio requerida, también denominada resistencia del diseño de mezcla, no es otra cosa que la resistencia media esperada para el material a ser elaborado, valor que representan como F_{cr} . Dicen que como medida de seguridad, esa resistencia siempre debe superar la resistencia considerada por el proyectista, denominada resistencia de cálculo F_c . La diferencia entre F_{cr} y F_c , es función de la desviación estándar que denominan (σ) y depende de, si la desviación estándar es conocida o no.

Si se conoce la desviación estándar, la F_{cr} será la mayor de las calculadas por:

1. las formulas 2.2 y 2.3 para $F_c \leq 350$ kgf/cm², o;
2. las formulas 2.2 y 2.4 para $F_c > 350$ kgf/cm²



$$F_{cr} = F_c + 1,34\sigma \quad (2.2)$$

$$F_{cr} = F_c + 2,34\sigma - 35 \text{ kgf/cm}^2 \quad (2.3)$$

$$F_{cr} = 0,90F_c + 2,34\sigma \quad (2.4)$$

Nota: Si se disponen de menos de 30 ensayos, la desviación determinada se le aplicará un factor de modificación en función a la Tabla 2.4, que es una copia fiel de la Tabla VI.4 del Manual, página 134.

FACTORES DE MODIFICACIÓN PARA LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR CUANDO SE DISPONE DE MENOS DE 30 ENSAYOS CONSECUTIVOS

NÚMERO DE ENSAYOS (*)	FACTOR DE MODIFICACIÓN
< 15	Usar la Tabla VI.5
15	1,16
20	1,08
25	1,03
≥ 30	1,00

(*) Interpólese para valores intermedios del número de ensayos, cuando éste exceda 15.

Tabla 2.4 Copia de la Tabla VI.4 del manual del concreto estructural. Edición 2004/conforme con la norma COVENIN 1753:03, sobre factores de modificación de la desviación estándar cuando se disponen de menos de 30 ensayos consecutivos.

Si se desconoce la desviación estándar, la F_{cr} usar la Tabla 2.5, que es una copia fiel de la Tabla VI.5 del manual, página 134.

RESISTENCIA PROMEDIO A LA COMPRESIÓN REQUERIDA, F_{cr} , CUANDO NO SE DISPONE DE DATOS PARA ESTABLECER LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR (1)

RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA COMPRESIÓN F_c (kgf/cm ²)	RESISTENCIA REQUERIDA A LA COMPRESIÓN F_{cr} (kgf/cm ²)		
	CONTROL DE CALIDAD EXCELENTE	CONTROL DE CALIDAD INTERMEDIO	SIN CONTROL DE CALIDAD
Menor de 210 ⁽²⁾	$F_c + 45$	$F_c + 80$	$F_c + 130$
De 210 a 350	$F_c + 60$	$F_c + 95$	$F_c + 170$
Más de 350	$F_c + 75$	$F_c + 110$	$F_c + 210$

(1) En la Tabla XIV.6 se describen los diferentes grados de control.

(2) En áreas sísmicas F_c no será menor de 210 kgf/cm² (véase Sección 5.2.1 de la Norma COVENIN 1753).

Tabla 2.5 Copia de la Tabla VI.5 del manual del concreto estructural. Edición 2004/conforme con la norma COVENIN 1753:03, sobre resistencia promedio de la resistencia del concreto cuando no se disponen de datos para establecer la desviación estándar.



También, en otro de los capítulos de este manual referido a la evaluación de los ensayos de resistencia del concreto, se cita que la desviación estándar cuando no hay suficientes antecedentes se puede leer de la Tabla 2.6, que es una copia fiel de la Tabla XIV.6 del manual, página 338.

TABLA XIV.6

VALORES DE LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR QUE SON DE ESPERAR EN EL CONCRETO, SEGÚN EL GRADO DE CONTROL

DESCRIPCIÓN DEL GRADO DE CONTROL	σ (kgf/cm ²)
• Sin ningún control (Inaceptable en estructuras de edificaciones)	70
• Control visual de los agregados y rechazo de aquellos que aparentan muy mala calidad o que son muy diferentes de los que se están usando. Control visual de las mezclas por la trabajabilidad aparente (Control Pobre)	50
• Como en el anterior, pero se conocen las granulometrias de los agregados que se están usando por ensayos que se hicieron una vez, se es riguroso en el rechazo de agregados y se comprueban de vez en cuando los asentamientos de las mezclas con el Cono de Abrams (Control Intermedio)	40
• A cada lote de agregados se le determina algún índice granulométrico y de calidad, solo se aceptan los que estén dentro de ciertos límites pre-establecidos. Se controla la humedad de los agregados. Se tiene en cuenta la marca y lote de cemento. La dosificación es exclusivamente por peso, los sistemas de pesaje son automáticos y son calibrados ocasionalmente. El asentamiento con el Cono se mide sistemáticamente y se rechazan las mezclas que no estén dentro de ciertos límites. No se permite la adición de agua posterior al mezclado, ni el espesamiento de las mezclas por tiempo de espera (Control Bueno)	32
• Igual que el anterior pero con márgenes de aceptación muy estrictos. Uso de al menos tres agregados de granulometrias complementarias. Limitación de la humedad de los agregados en el momento de su uso y; además, correcciones por humedad, lote y marca de cemento y aditivo, efectuadas mediante ajustes en el diseño. Revisión y calibración de los equipos de forma periódica y sistemática (Control Excelente)	25

Tabla 2.6 Copia de la Tabla XIV.6 del manual del concreto estructural. Edición 2004/conforme con la norma COVENIN 1753:2003, sobre valores de la desviación estándar que son de esperar en el concreto según el grado de control.

9. Libro: Construcciones de hormigón armado de C. Kersten, Ediciones G. Gili, S.A., de 1948, referido al autor de este trabajo en consulta realizada a uno de los profesores del postgrado, Prof. William Lobo Quintero, de la Universidad de los Andes, Mérida-

Licencia Creative Commons:

21

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



Venezuela, donde se cita con respecto al acero: las cargas límites de extensión (cedencia), para acero dulce se tomaba entre 1800 y 2000 kgf/cm² y para aceros especiales de 2900 kgf/cm². El coeficiente de trabajo se tomaba en (4/5) del límite de extensión.

10. Libro: El concreto armado de R. Saliger, Editorial Labor S.A., 1953, referido al autor de este trabajo en consulta realizada a uno de los profesores del postgrado, Prof. William Lobo Quintero, de la Universidad de los Andes, Mérida-Venezuela, donde se cita con respecto al acero: hierro dulce R_s (cedencia plástica) = (2000-2800) kgf/cm² con R_b (rotura) en (3300-4000) kgf/cm² y Para Acero de alta resistencia, su esfuerzo de cedencia es (2400-3000) kgf/cm² y (3700-4500) kgf/cm², respectivamente.

11. Trabajo: Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318) de Nowak, A. and Szerszen, M. ACI Structural Journal, V.100, No. 3, May-June 2003, pp. 377-382, en este trabajo por estar definido de manera directa a la teoría de confiabilidad estructural, es posible encontrar conceptos como el coeficiente de variación y el factor de sesgo que se relacionan con los valores nominales, medios y desviación estándar de las variables aleatorias consideradas. Una de las partes (Part 1- Statistical Models for Resistance), revisada cita los siguientes valores: Con respecto a la esfuerzo de cedencia del acero f_y , se tiene un coeficiente de variación (C.V.) del 10% al 13%, para una variable con distribución tipo Normal. Para la resistencia a la compresión de concreto f'_c , se tiene un coeficiente de variación (C.V.) del 18%, para una variable con distribución tipo Normal. También refiere el factor de sesgo (λ) para ambas variables como: $\lambda_{f'_c} = 1.05$ y $\lambda_{f_y} = 1.13$.

Las relaciones entre los parámetros de las variables aleatorias, el factor de sesgo (λ) y coeficiente de variación (C.V.) se determinan en las siguientes expresiones:

$$\text{Valor Medio} = \text{C.V.} * \sigma \quad (2.5)$$

$$\lambda = \text{Valor medio} / \text{Valor Nominal.} \quad (2.6)$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



2.2.4 Tabla resumen de la investigación de las propiedades mecánicas del concreto y el acero. Evaluación de los ensayos de resistencia.

Artículo publicado, conferencia, libros ó estudios.	f'c Nominal	$\mu f'c$ Media	$\sigma f'c$ D. Típica	Tipo de v.a. f'c	Fy Nominal	μFy Media	σFy D. Típica	Tipo de v.a. Fy
Memoria de cálculo	150 kgf/cm ²				1200 kgf/cm ²			
Normas Para el Cálculo de Edificios 1947	Coefficiente de trabajo sin ensayos 35 kgf/cm ² . Rcr entre 100 y 150 kgf/cm ² a los 28 días n = 15				Coefficiente de trabajo 1200 kgf/cm ²			
No. A-10 13 Estimación de la confiabilidad estructural de una edificación indispensable mediante análisis no lineales estáticos de pushover	Determinados con base a la referencia (Prieto, Amézquita et al, 2005). $E_c = 3900 \sqrt{f'c}$, referido a la (AIS, 1999). F'c la variaron entre 14,38 Mpa a 43,76 Mpa				se mantuvo constante 420 Mpa.			

Tabla 2.7 Tabla resumen de la investigación de las propiedades mecánicas del concreto y el acero. Evaluación de los ensayos de resistencia.



Artículo publicado, conferencia, libros ó estudios.	f'_c Nominal	$\mu f'_c$ Media	$\sigma f'_c$ D. Típica	Tipo de v.a. f'_c	F_y Nominal	μF_y Media	σF_y D. Típica	Tipo de v.a. F_y
No. A-04-02 Estimación de la incertidumbre aleatoria del punto de desempeño de una edificación esencial				Log-Logistic. De acuerdo con los resultados obtenidos por prieto et, al (2005)				
Tesis de investigación sobre el Diseño y Fabricación de Hormigones	$f'_c = f_m - 1.65\sigma$ Tal que para concretos normales f'_c esta entre (210-280 kgf/cm ²)	Para concretos normales esta entre (350-420 kgf/cm ²)	$V = \text{Coef. De variación,}$ $V = \sigma / \text{Media}$ $\sigma = V * \text{Media}$	Normal				
Diseño y fabricación de Hormigón	Para un 5% de muestra que no alcance la resistencia especificada $f'_c = f_m - 1.65\sigma$	$f_m = f'_c + 1.65\sigma$ siempre será superior a la resistencia característica de diseño.	Variabilidad de f'_c en base al nivel de control en obra. Muy bueno: 0.07 f_m Bueno: 0.14 f_m Regular: 0.21 f_m Deficiente: 0.28 f_m	Normal				
Propiedades Mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia						470,30 Mpa	$V = 0.054$ $\sigma = 25.25$	Normal
Propiedades del acero de refuerzo para el diseño de estructuras sismorresistentes						(kgf/cm ²) $f_y = 1.13 \times 4200$ $f_{su} = 1.52 \times 4200$	Es calculable con los datos que generaron los histogramas	Normal

Continuación de la Tabla 2.7 Tabla Resumen de la investigación de las propiedades mecánicas del concreto y el acero. Evaluación de los ensayos de Resistencia



Artículo publicado, conferencia, libros ó estudios.	f'_c Nominal	$\mu f'_c$ Media	$\sigma f'_c$ D. Típica	Tipo de v.a. f'_c	F_y Nominal	μF_y Media	σF_y D. Típica	Tipo de v.a. F_y
Libro: Forensic Structural Engineering Handbook	Usual para los años 1930-1950 3000 psi = 210 kgf/cm ² aprox.	Promedio entre bajo, usual y alto: 3333 psi = 234 kgf/cm ² aprox.						
Manual del concreto estructural. Edición 2004/conforme con la Norma COVENIN 1753:2003	Valor de resistencia de cálculo o resistencia a compresión especificada en el proyecto	Ver Tabla 5 del punto 8 correspondiente al inciso II.2.3	Ver Tabla 6 del punto 8 correspondiente al inciso II.2.3					
Libro: Construcciones de Hormigón Armado de C. Kersten, Ediciones G. Gill, S.A., de 1948					Acero Dulce: se tomaba entre 1800 y 2000 kgf/cm ² y Acero Especial: 2900 kgf/cm ² . El coeficiente de trabajo se tomaba en (4/5) del límite de cedencia.			
Libro: El Hormigón Armado de R. Saliger, Editorial Labor S.A., 1953					Hierro dulce R_s (cedencia plástica) = (2000-2800) kgf/cm ² con R_b (rotura) en (3300-4000)kgf/cm ² . y para Acero de alta resistencia en (2400-3000) kgf/cm ² y (3700-4500)kgf/cm ² , respectivamente.			
Libro: Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318) de Nowak, A. and Szerszen, M.	λ = Valor medio / Valor Nominal $\lambda f'_c = 1.05$	λ = Valor medio / Valor Nominal	Valor Medio = C.V. $\times \sigma$ (C.V.) del 18%	Normal	λ = Valor medio / Valor Nominal $\lambda F_y = 1.13$	λ = Valor medio / Valor Nominal	Valor Medio = C.V. $\times \sigma$ (C.V.) del 10% al 13%	Normal

Continuación de la Tabla 2.7 Tabla Resumen de la investigación de las propiedades mecánicas del concreto y el acero. Evaluación de los ensayos de Resistencia



2.2.5 MÉTODOS NUMÉRICOS PARA LA SIMULACIÓN DE NÚMEROS ALEATORIOS.

2.2.5.1 Método de Monte Carlo

El método de Monte Carlo abarca una colección de técnicas que permiten obtener soluciones de problemas matemáticos o físicos haciendo experimentos con muestreos estadísticos en una computadora por medio de pruebas aleatorias repetidas. El método es aplicable a cualquier tipo de problema, ya sea estocástico o determinístico. En la práctica, las pruebas aleatorias se sustituyen por resultados de ciertos cálculos realizados con números aleatorios.

A veces la aplicación del método Monte Carlo se usa para analizar problemas que no tienen un componente aleatorio explícito; en estos casos un parámetro determinístico del problema se expresa como una distribución aleatoria y se simula dicha distribución.

La simulación de Monte Carlo también fue creada para resolver integrales que no se pueden resolver por métodos analíticos, para solucionar estas integrales se usaron números aleatorios. Posteriormente se utilizó para cualquier esquema que emplee números aleatorios, usando variables aleatorias con distribuciones de probabilidad conocidas, el cual es usado para resolver ciertos problemas, donde el tiempo no juega un papel importante. Es especialmente útil para realizar estudios estadísticos de la incertidumbre en problemas de ingeniería estructural, en donde las variables aleatorias están relacionadas por medio de ecuaciones no lineales.

El algoritmo de Simulación Monte Carlo Crudo o Puro está fundamentado en la generación de números aleatorios por el método de Transformación Inversa, el cual se basa en las distribuciones acumuladas de frecuencias.



El procedimiento de simulación de Monte Carlos se ilustra en la Figura 2.2.

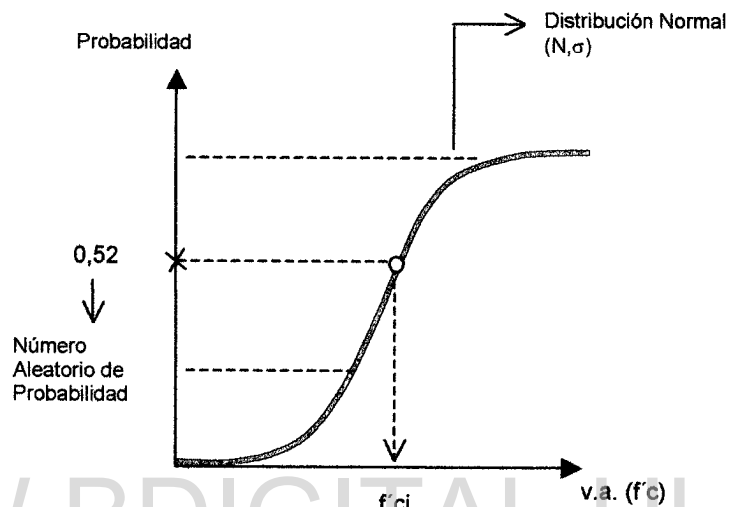


Figura 2.2 Explicación grafica del Método de simulación Monte Carlos

La descripción del Método Monte Carlo para los objetivos planteados en esta evaluación sería:

1. Generar aleatoriamente un valor de $f'c$ (Según el tipo de variable)
2. Guardar dicho valor de $f'c$
3. Detener el proceso, cuando se haya obtenido un número 'n' suficiente de valores para la variable aleatoria " $f'c$ ".
4. Generar aleatoriamente un valor de F_y (Según el tipo de variable)
5. Guardar dicho valor de F_y
6. Detener el proceso, cuando se haya obtenido un número 'n' suficiente de valores para la variable aleatoria " F_y ".
7. Elegir un par de valores ($f'c$, f_y) y sustituirlo en el modelo del pórtico.

Licencia Creative Commons:

27



8. Analizar el modelo del pórtico con el método de análisis no lineal de Pushover.
9. Guardar los resultados de cada análisis.
10. Evaluar las diferentes respuestas sismorresistentes en el pórtico.
11. Repetir los pasos 7 al 10 hasta que los 'n' pares de (f'_c , f_y) hayan sido utilizados.

2.2.5.2 Método de Muestreo Latino-Hipercúbico (MLH)

El método MLH es una técnica para reducir el número de simulaciones necesarias para obtener resultados razonables.

En este método el rango de posibles valores de cada variable aleatoria es “dividido” en estratos y se toma aleatoriamente un valor representativo (v.r.) del estrato.

Los valores representativos de cada estrato para las variables aleatorias se combinan entre sí de forma tal que cada v.r. es usado una sola vez en la simulación.

Supongamos que queremos simular valores de una variable aleatoria definida por:

$$Y = f(X_1, X_2, \dots, X_k)$$

1. Divida el rango de cada X_i en N intervalos.
2. Para cada variable X_i y cada uno de sus N intervalos, seleccione aleatoriamente un valor representativo del intervalo.
3. Luego de los pasos 1 y 2, tendremos N valores representativos para cada una de la K variables aleatorias y N^K combinaciones posibles de dichos v.r. Recordar que el objetivo del MLH es seleccionar N combinaciones de tal forma que cada v.r. se use una sola vez en las N combinaciones.



4. Para obtener la primera combinación, seleccione aleatoriamente uno de los v.r. para cada una de las K variables aleatorias. Para la siguiente combinación seleccione uno de los N-1 restantes v.r. para cada una de las K variables aleatorias y así sucesivamente hasta tener N combinaciones.
5. Sustituir cada una de las combinaciones de valores en el modelo del pórtico.
6. Analizar el modelo del pórtico con el método de análisis no lineal de Pushover.
7. Guardar los resultados de cada análisis.
8. Evaluar las diferentes respuestas sismorresistentes en el pórtico.
9. Repetir los pasos 6 al 8 hasta haber usado las N combinaciones.

El procedimiento de simulación Latino-Hipercúbico se ilustra en la Figura 2.3.

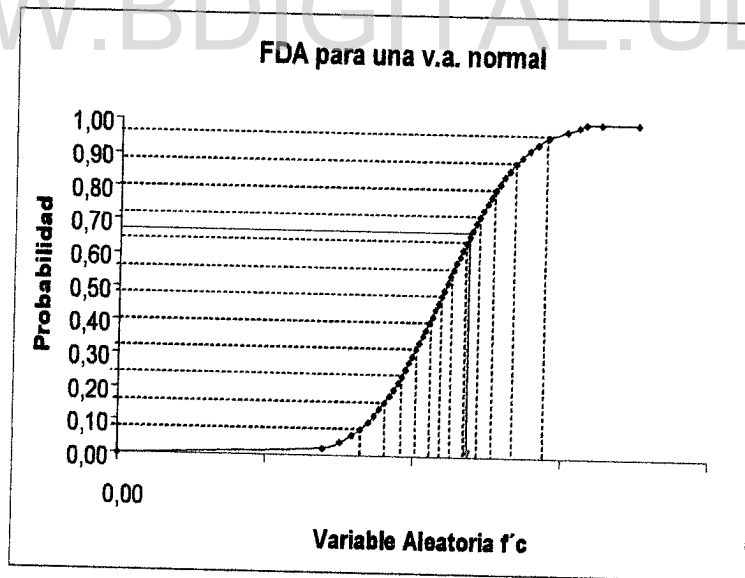


Figura 2.3 Explicación gráfica del Método de simulación Latino-Hipercúbico.



2.2.6 Resistencia a la compresión y diagrama idealizado del concreto

Generalmente, el término resistencia del concreto es aplicado a la resistencia a la compresión uniaxial del concreto, medido mediante una prueba de compresión de un cilindro estándar. Por conveniencia, otros parámetros de resistencia, tales como la resistencia a la tracción o al corte, son tomados en función de la resistencia a la compresión.

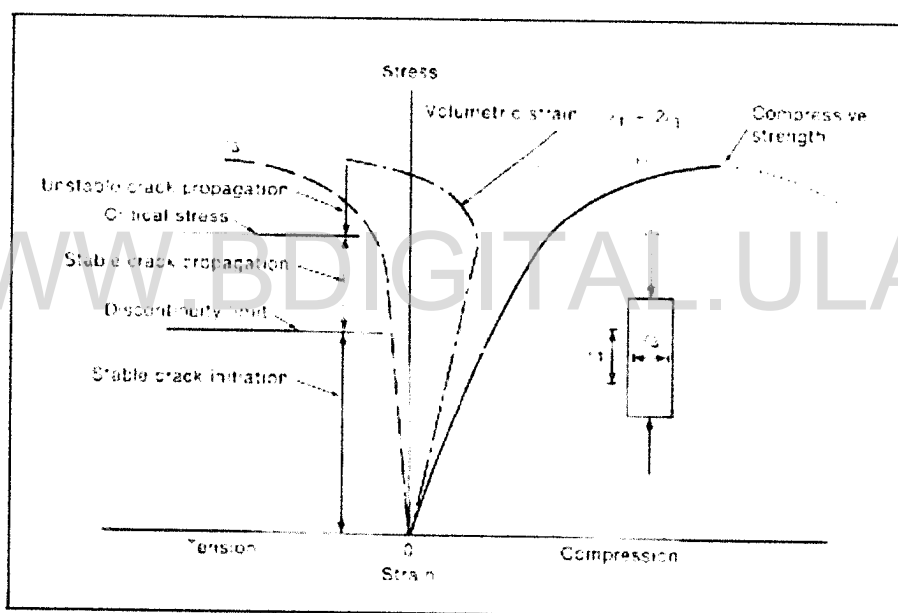


Figura 2.4 Curvas de esfuerzo-deformación para concreto cargado en compresión uniaxial. (Tomado de Newman & Newman, 1972)

Las correspondientes normas de cálculo de estructuras de concreto ofrecen relaciones de tipo empírico que correlacionan: la resistencia del concreto bajo los diversos estados de sollicitación, con el valor de la resistencia a la compresión simple. De aquí la gran importancia que tiene el conocer esta propiedad mecánica y la necesidad de definir criterios de interpretación.



Tan importante como la magnitud de las resistencias que pueda alcanzar el concreto, lo es la velocidad con que la adquiere.

Desde el momento en que los granos del cemento inician su proceso de hidratación comienzan las reacciones de endurecimiento, que se manifiestan primeramente con el atiesamiento del fraguado y continúan luego con evidente ganancia de resistencia, al principio de forma rápida y a medida que transcurre el tiempo, disminuyendo la velocidad.

En la mayoría de los países la edad normativa a la que se evalúa la resistencia en compresión es la de 28 días, aunque hay una importante tendencia para llevar esa fecha a la de 7 días. Es posible que sea necesario determinar esta resistencia en periodos de tiempo distinto a los 28 días, pero suele suceder solo como un propósito solamente informativo, solo en algunas ocasiones y de acuerdo a las características de la obra, esa determinación no es solo informativa, sino normativa, fijado así en las condiciones contractuales de la obra.

La edad de 28 días se eligió en los momentos en que se empezaba a estudiar a fondo la tecnología del concreto por razones técnicas y prácticas. Técnicas porque, a los 28 días, ya el desarrollo de resistencia esta adelantado en gran proporción y para la tecnología de la construcción esperar ese tiempo no afectaba significativamente la marcha de la obra. Práctica porque 28 es un múltiplo de los días de la semana y evita tener que ensayar en un día festivo, un concreto vaciado en un día laborable. Las razones técnicas han cambiado sustancialmente debido a los métodos constructivos actuales, 28 días puede significar un decisivo adelanto de la obra por encima de los volúmenes del concreto cuya calidad todavía no se conoce. Si no se han investigado con antelación los índices particulares del crecimiento de la resistencia de un concreto, resulta arriesgado y con frecuencia conduce a errores graves, el tratar de controlar un concreto con base a los resultados de los ensayos a edades tempranas. Si hay preocupación por la calidad que puede llegar alcanzar una mezcla cuando cumpla los 28 días es preferible elaborar, manejar y curar el concreto de



acuerdo con todos los conocidos principios de la buena práctica, pues ello es suficiente garantía de calidad. El ensayo a los 28 días servirá como una comprobación del buen trabajo efectuado. Es importante hacer referencia a que todos los valores de resistencias a la compresión del concreto investigados y resumidos en la Tabla 2.7, son a los 28 días.

En la Figura 2.5, se muestra la distribución de la resistencia del concreto, la cual es coincidente en todos los artículos y libros repasados durante la investigación del inciso 2.2.3 y que muestra claramente que es una distribución normal.

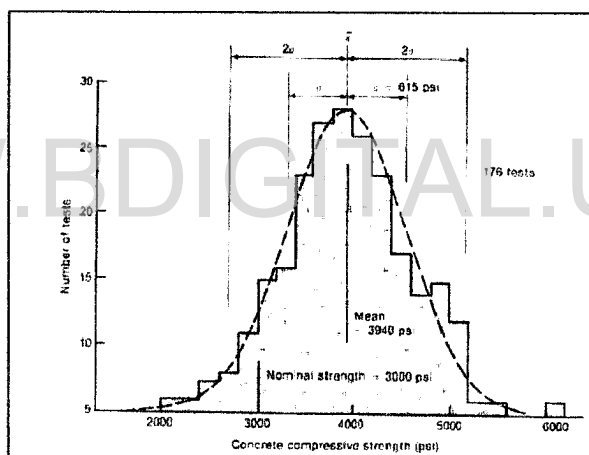


Figura 2.5 Distribución de la resistencia del concreto. (Tomado de un estudio realizado por la escuela de Ingeniería Civil, de la Universidad de Costa Rica.

La Figura 2.6, muestra tres curvas de distribución normal para diferentes valores de coeficiente de variación que servirán para validar la escogencia de los parámetros de la variable aleatoria f'_c , luego de la aplicación del método numérico de simulación. Esto se puede ver en detalle en el Capítulo III.

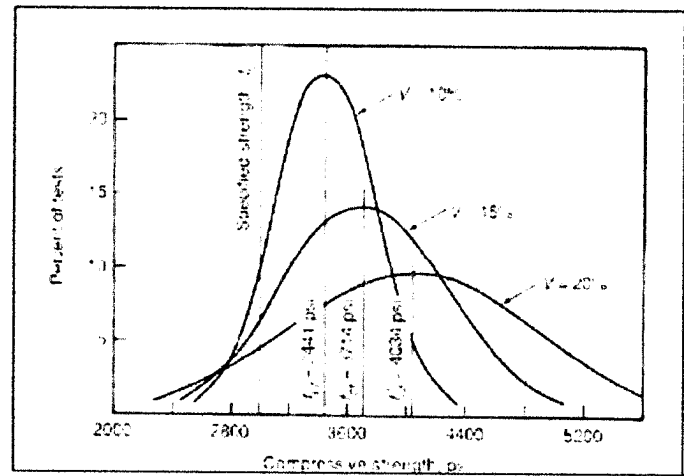


Figura 2.6 Curvas de frecuencia normal para coeficientes de variación de 10, 15 y 20 por ciento.
(Tomado de ACI 214-77)

El Diagrama Idealizado del concreto considerado para el desarrollo de esta tesis fue:

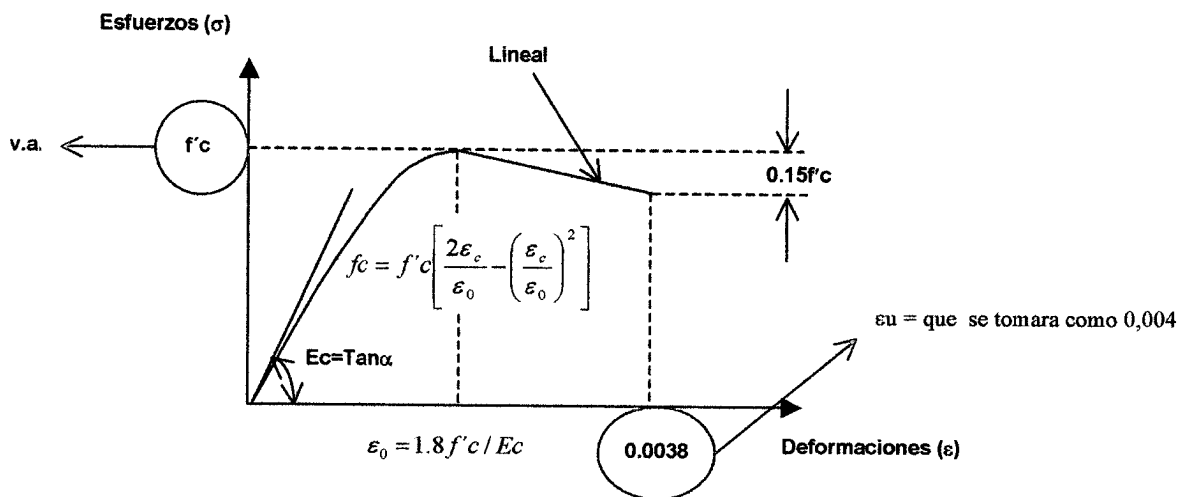


Figura 2.7 Modelo analítico, curva esfuerzo-deformación para concreto cargado en compresión uniaxial.

Como podemos observar en el modelo analítico adoptado, la deformación inicial del concreto ϵ_0 , queda definido en función de f'_c y E_c , tal que:

Licencia Creative Commons:

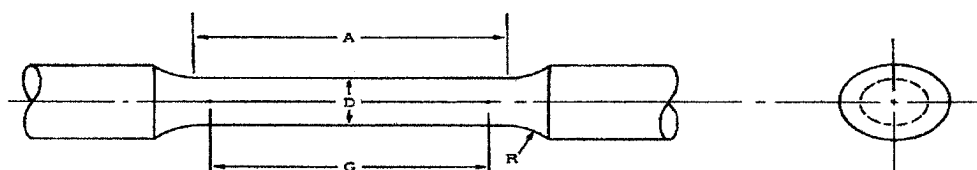


$$\varepsilon_0 = 1.8 \frac{f'_c}{E_c} \quad (2.7) \quad \text{y} \quad E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \quad (2.8) \quad \Rightarrow \quad \text{Las dos en f(v.a.)}$$

2.2.7 Esfuerzo de cedencia y diagrama idealizado del acero

La probeta de tensión redonda para metales dúctiles ASTM Estándar frecuentemente se hace de 0.505 plg de diámetro para tener una área seccional exactamente de 0.200 plg². Pueden utilizarse probetas más pequeñas, siempre y cuando el tramo de calibración sea de cuatro veces el diámetro de la probeta. Si se hace un adelgazamiento, la diferencia de diámetro entre los extremos y el centro del tramo de calibración, no debe exceder de 1% aproximadamente. Las ligeras variantes de estos tipos de probetas pueden encontrarse en varias especificaciones particulares.

En la Figura 2.8, se ilustra una muestra cilíndrica estándar como ejemplo que se usa para la prueba de tracción (o tensión). Los extremos de esta muestra, que se sujeta con soportes aserrados, tienen un acabado liso; para otros tipos de soportes se usan muestras con borde o rosca en los extremos. La muestra debe labrarse simétricamente a máquina a lo largo de su eje longitudinal, para que la carga esté distribuida uniformemente en el corte transversal.



Muestra estándar de tensión, cilíndrica de 1/2 pulgada. "A" tiene 2 1/4 pulgada como mínimo. "D" = 0.500 ± 0.010 plg. "G" = 2.000 ± 0.010 plg. R, es el radio del filete = 3/8 plg. Los extremos de la sección central pueden tener un diámetro 0.005 plg mayor que el diámetro central.

Figura 2.8 Muestra cilíndrica estándar que se usa para la prueba de tracción o tensión.
Reproducido de la referencia No. 02.



Las cargas se aplican ya sea mecánica o bien hidráulicamente en los dos tipos de maquinaria de pruebas existentes. El método mecánico de aplicar cargas tiene la ventaja de proporcionar un medio conveniente para controlar la velocidad de deformación, aunque por lo general se prefieren usar los sistemas hidráulicos, debido a sus capacidades mayores y a su costo más bajo. Las deformaciones se pueden medir en forma mecánica, eléctrica, electromecánica u óptica, la más utilizada es la mecánica con ayuda de un extensómetro.

Los datos consisten en las longitudes inicial y final, L_o y L_f , los diámetros inicial y final, D_o y D_f , y una serie de lecturas del extensómetro, en pulgadas y las lecturas de carga correspondientes, en libras. Las lecturas del extensómetro se convierten en lecturas de *deformación*, dividiéndolas entre 10, y las de carga se reducen a *esfuerzos*, dividiéndolas entre el área del corte transversal original; luego, se hace una gráfica del esfuerzo, en función de la deformación.

El límite proporcional es el esfuerzo máximo en que el esfuerzo y la deformación permanecen directamente proporcionales. El límite proporcional se determina mediante la curva de esfuerzo - deformación, trazando una línea recta tangente a la curva, en el origen, y anotando la primera desviación que tenga la curva de su linealidad. El valor obtenido para el límite proporcional, depende de la precisión de las mediciones de esfuerzo y linealidad y de la escala de la gráfica. Este valor no tiene gran aplicación en los cálculos de ingeniería.

El límite elástico es el esfuerzo máximo que puede soportar el material sin sufrir una deformación permanente. Para la determinación exacta del límite elástico se requiere que la carga aumente sucesivamente a esfuerzos mayores, seguidos de una descarga, y mediciones para detectar alguna deformación permanente. La determinación de su valor real, al igual que el límite proporcional, es una función que depende de la precisión de las mediciones. Este hecho y la dificultad de determinarlo con exactitud, limitan mucho su utilidad en la ingeniería.



Por debajo del límite elástico, la relación entre el esfuerzo y la deformación, en la carga y la descarga, puede considerarse idéntica, desde un punto de vista práctico. En consecuencia, no es necesario descargar una muestra para poder determinar la resistencia a punto cedente; más bien, se construye una línea paralela a la porción recta de la curva. La construcción se desplaza del origen de la curva en una cantidad igual a la deformación permanente especificada, (ver Figura 2.9). El esfuerzo en la intersección de la línea paralela con la curva de esfuerzo - deformación, es la resistencia a punto cedente. El desplazamiento que se usa con mayor frecuencia es a 0.2 % por ciento de la resistencia a punto cedente, o sea, 0.002 plg/plg. El esfuerzo de cedencia es una medida práctica del límite de la acción elástica; siempre es mayor que el límite elástico y no es tan sensible a errores en las mediciones de deformación, como lo es el límite elástico.

El punto de cedencia es una propiedad que tienen los aceros blandos no endurecidos y algunas otras aleaciones. Al igual que el esfuerzo de cedencia, es también una indicación del límite de la acción elástica. El punto de cedencia es un esfuerzo en el que se produce primero un aumento notable de deformación, sin que haya un aumento de esfuerzo. En efecto, por lo general, hay dos puntos de cedencia: uno superior y el otro inferior, como puede verse en la Figura 2.9. El punto superior de cedencia es el que generalmente se usa como el punto de cedencia. Este punto y el esfuerzo de cedencia son aproximadamente iguales.

El esfuerzo de cedencia (o tensión) es equivalente a la resistencia máxima que en la Figura 2.9 es referida como resistencia final y se calcula dividiendo la carga máxima soportada por la muestra entre el área de la sección transversal original de la misma.

La resistencia a la ruptura, o el esfuerzo de ruptura se determina dividiendo la carga soportada en el momento de la ruptura, entre el área de la sección transversal original de la muestra. Esta carga será inferior a la máxima, debido a que la sección transversal de la



muestra se reduce en forma drástica después de que se alcanza la carga máxima. La reducción de la sección transversal produce en la muestra un cuello semejante al de los relojes de arena y que se conoce como "adelgazamiento o agotamiento de la muestra".

La elongación en la ruptura se determina mediante $\Delta L/L_0$, en donde ΔL es el cambio en longitud, es decir, $L_f - L_0$, longitud final menos longitud inicial. La elongación o alargamiento se expresa casi siempre como porcentaje:

$$\% \text{ de elongación} = 100 \Delta L/L_0 \quad (2.9)$$

La reducción del área se expresa también como porcentaje y se calcula mediante:

$$\% \text{ de reducción de área} = 100 \Delta A/A_0, \quad (2.10)$$

en donde ΔA se encuentra por medio de $A_0 - A_f$, siendo A_0 el área original y A_f la final.

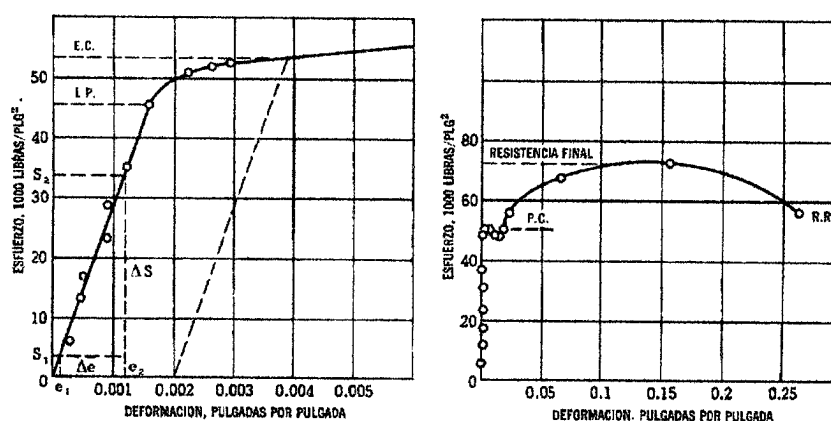


Figura 2.9 Curvas de esfuerzo – deformación, trazadas en dos diferentes escalas de esfuerzo y deformación. Reproducido de la referencia No. 02.



El módulo de elasticidad recibe también el nombre de rigidez del material. Este módulo en tensión se conoce como módulo de Young, y es la constante de proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación a esfuerzos inferiores al límite proporcional:

$$S = E.e \quad (2.11)$$

en donde S es el esfuerzo que conocemos como σ , e la deformación y E el módulo de elasticidad. E se encuentra (ver Figura 2.7) midiendo la pendiente de la porción recta de la curva de esfuerzo - deformación:

$$E = (S_1 - S_2) / (e_1 - e_2) \quad (2.12)$$

Si la curva del esfuerzo en función de la deformación pasa por 0, ó, en el origen y si su porción inicial es una línea perfectamente recta, entonces se puede determinar el módulo de elasticidad a partir de cualquier esfuerzo inferior al límite proporcional, y la deformación correspondiente, dividiendo sencillamente el esfuerzo entre la deformación.

Las probetas provenientes de barras, usualmente tienen el área seccional completa del producto que representan. Cuando resulta práctico, el tramo de calibración debe tener cuatro veces el diámetro de la probeta, aunque para tamaños de $\frac{1}{4}$ plg y menores, se usa frecuentemente un tramo de calibración de 10 plg.

En la Figura 2.10, se muestra la distribución del esfuerzo de cedencia del acero, dominante en los artículos y libros repasados durante la investigación del inciso 2.2.3 y que muestra claramente que es una distribución normal.

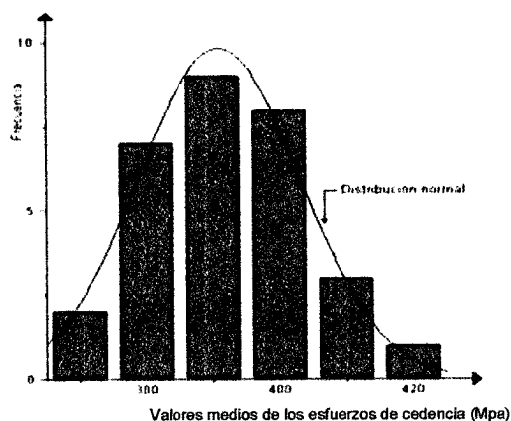


Figura 2.10 Histograma de los valores medios de los esfuerzos de cedencia de los aceros de grado g- 40. Reproducido de la referencia No. 30.

El Diagrama Idealizado del acero considerado para el desarrollo de esta tesis será:

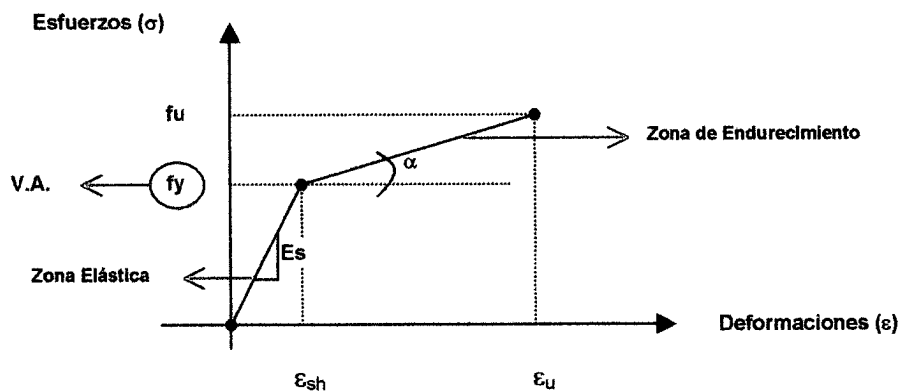


Figura 2.11 Modelo analítico bilineal con endurecimiento por deformación, curva esfuerzo-deformación para acero cargado en compresión uniaxial.



Zona Elástica:

$$f_y = E_s * \varepsilon_{sh} \quad (2.13) \quad \therefore \quad f_y(V.A.) = E_s * \varepsilon_{sh} \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_{sh} = \frac{f_y(V.A.)}{E_s} \quad (2.14)$$

Para $E_s = 2,1 \text{ E} + 10 \text{ kgf/m}^2$

Zona de Endurecimiento: Según investigaciones se considera la Norma Covenin 316:1995 que aplica a la ACI 318-95

$$f_u = 1.25 * f_y \quad (2.15) \quad \text{y} \quad \varepsilon_{u(prom)} = 12\% ; \quad \text{Tal que } f_u \text{ queda en función de } f_y.$$

La razón de usar un modelo bilineal con endurecimiento por deformación para el acero sin considerar el escalón de cedencia también conocido como plataforma de cedencia, se debió al análisis del comportamiento de acero ante cargas cíclicas en las dos direcciones "efecto Bauschinger". Si se carga una barra a tracción y luego a compresión, se observa que para hacer ceder la barra en uno de los sentidos y empezar a cargar en el otro, el acero pierde un punto de cedencia bien definido, comienza a ceder gradualmente a un esfuerzo mas bajo y ese comportamiento se repite en ciclos subsiguientes, en cualquiera de los sentidos, entonces los lazos histeréticos que se obtienen son redondeados en vez de cuadrados. Por esta razón en un análisis sísmico, el escalón de cedencia se define solo en la primera carga (una sola vez) y luego desaparece con la formación de los lazos histeréticos.

2.2.8 Diagrama de interacción uniaxial para columnas

Como se sabe la viga tiene una sola resistencia que es el momento resistente o momento nominal pero la columna no tiene una sola resistencia. En la columna la resistencia es función de la **Carga Axial**, entonces debemos usar para representar la

Licencia Creative Commons:

40



resistencia los diagramas de interacción, que consideran todas las posibles combinaciones de momento y carga axial donde falla una columna.

El Diagrama de Iteración se define como el lugar geométrico de todas las posibles combinaciones $(P_n; M_n)$ que producen la falla de una columna. A cada par $(P_n; M_n)$ corresponde un valor único de la profundidad del eje neutro. Sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal de la columna.

Los puntos principales que definen de diagrama de interacción son:

- **Compresión Pura (P_0):**

$$P_0 = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_g + \left(\sum_{i=1}^n A_{si} \right) \cdot f_y \quad (2.16)$$

- **Punto de Falla Balanceada ($P_{bal}; M_{bal}$):**

$$c_{bal} = \frac{6300}{6300 + f_y} d \quad (2.17)$$

Luego sustituir $c = c_{bal}$ en las ecuaciones de P_n y M_n , que por equilibrio de fuerzas se expresan:

$$P_n = P_c + \sum_{i=1}^n F_{si} \quad (2.18)$$

$$M_n = P_c \left(\frac{h}{2} - e \right) + \sum_{i=1}^n F_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (2.19)$$



Usando Whitney: $e = 0,5a$ Usando Hognestad: $e = 0,4372c$

- **Punto de Flexión Pura (M_0):**

Tantear valores de "c" hasta que $P_n=0$. Con el valor de "c" obtenido calcular:

$$M_0 = M_n.$$

- **Tracción Pura (T_0):**

$$T_0 = -\left(\sum_{i=1}^n A_{si}\right) \cdot f_y \quad (2.20)$$

Cualquier combinación de carga axial y de momento flector nominales, que defina un punto que caiga dentro de la curva de interacción ver Figura 2.12 (o sobre la curva de interacción), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones propuestas. Cualquier punto que quede por fuera de la curva determinará que la sección transversal es incapaz de resistir las solicitaciones especificadas.

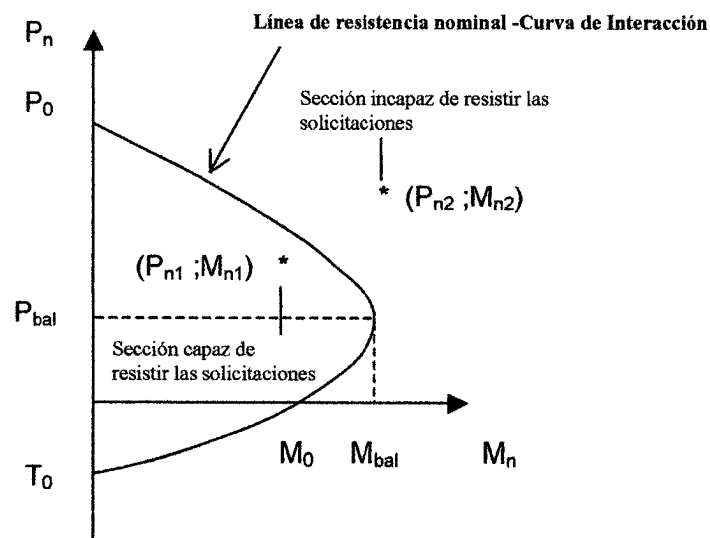


Figura 2.12 Curva de interacción nominal, flexión uniaxial y carga axial.

Licencia Creative Commons:

42



Es importante observar que la presencia de pequeñas cargas axiales de compresión (parte inferior de la curva de interacción), teóricamente puede tener un efecto beneficioso sobre el momento flector resistente de la columna (falta aún cuantificar el efecto del factor de reducción de capacidad para tener la visión completa). Este comportamiento poco usual se debe a que el concreto, sometido a esfuerzos de tracción por la flexión, se fisura en gran medida, y la presencia de cargas axiales de compresión pequeñas permite disminuir la sección transversal fisurada y aumentar la sección efectiva de trabajo del material.

La presencia de grandes cargas axiales (parte superior de la curva de interacción), por otro lado, disminuye considerablemente la capacidad resistente a la flexión de las columnas.

Para la elaboración de las curvas de interacción nominal, para una sección dada, se utiliza el siguiente procedimiento:

- Se definen diferentes posiciones del eje neutro
- Para cada posición del eje neutro se calculan las deformaciones unitarias en cada fibra de la pieza, tomando como base una deformación máxima en el concreto $\epsilon_u = 0,003$
- En función de las deformaciones en el acero y en el concreto se determinan los diagramas de esfuerzos en el concreto y la magnitud de los esfuerzos en el acero.
- Se calculan los momentos flectores centroidales y cargas axiales internos que, por equilibrio, deben ser iguales a los momentos flectores y cargas axiales externos solicitantes

2.2.9 Diagrama de momento-curvatura para vigas

La pregunta clave para definir el comportamiento, resistencia y deformación de elementos de concreto armado sometidos a flexión (vigas) es, ¿cómo debe ser la respuesta local para permitir un aceptable comportamiento global?. Para esto entonces es necesario que se estudie una curva de respuesta que exprese el comportamiento de la sección crítica,



ubicada en la mitad de la viga, y que contenga los tres parámetros de comportamiento: rigidez, resistencia y ductilidad. Para establecer una curva de respuesta, sea ésta local o global, se necesita de condiciones de equilibrio (estática), de condiciones cinemáticas (de compatibilidad de deformaciones) y de alguna relación que vincule el equilibrio con la cinemática (relaciones constitutivas). En resistencia de materiales se ha visto que para una sección de cualquier material en flexión la variable estática es el **momento flector**, M , y la variable cinemática la **curvatura**, ϕ . La relación entre ellos está dada por el factor EI , llamado factor de rigidez a flexión, donde E es el módulo de elasticidad del material e I es el momento de inercia de la sección. Estos conceptos se han visto hasta ahora en materiales homogéneos e isótropos: hay que ver cómo se extienden al concreto armado.

La Figura 2.13, muestra una porción de un elemento sometido a flexión, que bien podría ser el que corresponde a la sección crítica de una viga. Si admitimos que el esfuerzo axial P es insignificante o nulo, y que la porción de viga seleccionada es suficientemente pequeña como para admitir que el momento M es prácticamente igual en ambos extremos del elemento. El radio de curvatura R , la profundidad de eje neutro que en este caso se designa con kd , la deformación de compresión del concreto en la fibra extrema ϵ_c , y la del acero en tracción ϵ_s ; varían a lo largo de toda la viga. Para el elemento analizado de longitud dx la rotación θ entre sus extremos, se puede calcular como:

$$\theta = \frac{dx}{R} = \frac{\epsilon_c \cdot dx}{kd} = \frac{\epsilon_s \cdot dx}{d(1-k)} \quad (2.21)$$

Por lo que resulta:

$$\frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} \quad (2.22)$$

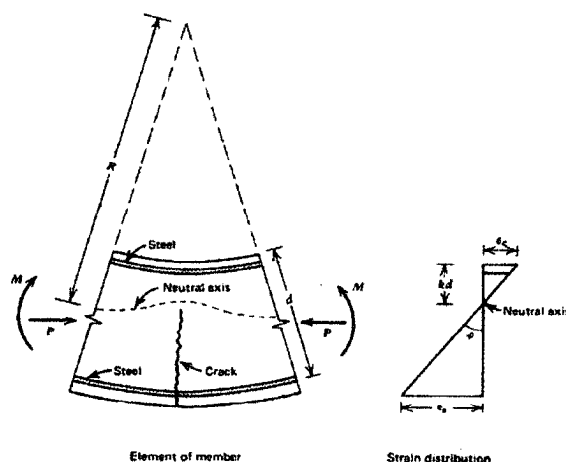


Figura 2.13 Deformaciones de un segmento de un elemento sometido a flexión.
Reproducido de la referencia No. 04.

Por otro lado, $1/R$, es decir, la inversa del radio de curvatura, es la curvatura del elemento, ϕ (la rotación por unidad de longitud), que resulta ser:

$$\phi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d} \quad (2.23)$$

Lo cual demuestra que la curvatura no es otra cosa que el gradiente del perfil de deformaciones del elemento en la sección considerada (o mejor dicho en el tramo de longitud considerado). Claramente se ve que la ecuación anterior es una relación cinemática, pura geometría y compatibilidad de deformaciones.

De resistencia de materiales se conoce además que las relaciones estáticas deben plantearse a partir del equilibrio del elemento analizado. Este equilibrio debe corresponder a las fuerzas exteriores entre sí (acciones y vínculos), acciones interiores entre sí (esfuerzos internos) y de acciones exteriores con esfuerzos internos. Para el equilibrio de estructuras en el plano, la estática impone las siguientes condiciones:



$$\Sigma X = 0 \quad \Sigma Y = 0 \quad \Sigma M = 0 \quad (2.24)$$

De estas, dos ecuaciones, la primera y la tercera son las de aplicación y que conviene tener presentes cuando se diseñe y analicen secciones de concreto armado a flexión. En una sección determinada, los esfuerzos internos inducidos de tracción y compresión, si no hay acción externa, deberán ser iguales y de sentido contrario, por lo cual deben cumplir ($\Sigma X = 0$). Sin embargo, por tratarse de flexión, las resultantes de los esfuerzos axiales por encima y por debajo del eje neutro no tendrán la misma recta de acción, en consecuencia entra a jugar la tercera de las ecuaciones de equilibrio ($\Sigma M = 0$), el equilibrio de momentos. En definitiva las ecuaciones estáticas serían:

$$C = T \quad (2.25)$$

es decir esfuerzos de Compresión iguales a los de Tracción, y:

$$C \cdot j_d = T \cdot j_d = M \quad (2.26)$$

La relación constitutiva en flexión se obtiene cuando se introducen las relaciones constitutivas de los materiales, aparece el módulo de Young por ser esfuerzos axiales los inducidos por flexión y entonces a partir de la ecuación de equilibrio de momentos:

$$M = \frac{f_{\max}}{kd} \cdot I \quad (2.27)$$

Se tiene que el esfuerzo máximo está relacionado con la deformación máxima (es lineal en el rango elástico, y proporcional a E por la ley de Hooke), por lo cual se puede escribir:

$$M = \frac{\varepsilon_{\max}}{kd} \cdot E \cdot I = \phi \cdot E \cdot I \quad (2.28)$$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



de donde entonces la rigidez a flexión, o factor de rigidez a flexión, se obtiene como:

$$E.I = \frac{M}{\varphi} \quad (2.29)$$

En definitiva, el problema de obtener una curva representativa del comportamiento local sería posible si a partir de la ecuación (2.23) se pudiera obtener la curvatura en la sección crítica y a partir de leer las cargas que actúan sobre la viga se pueda calcular, por simple estática, el momento flector en dicha sección y en cada instante cuando la carga exterior crece desde 0 hasta provocar la falla completa de la viga.

Si las deformaciones específicas, ϵ_c y ϵ_s , se miden alrededor de la sección crítica de una viga, sobre una longitud suficientemente corta, es posible encontrar la variable cinemática asociada a cada paso o incremento de carga. Notemos que conceptualmente hablando NO es posible encontrar la curvatura en una sección pues ésta se obtiene a partir de medir las deformaciones específicas en una distancia finita. Por ello lo que se obtiene son deformaciones específicas promedio, y por lo tanto, valores promedios de curvaturas asociadas.

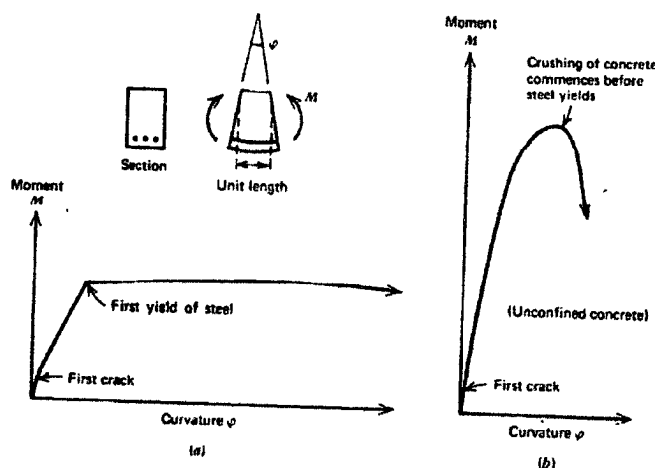


Figura 2.14 Respuesta local: relaciones momento vs. curvaturas para vigas simplemente armadas. (a) Respuesta dúctil. (b) Respuesta frágil. Reproducido de la referencia No. 04.



La Figura 2.14, muestra la relación Momento-Curvatura para la sección crítica de una viga. Donde en forma intuitiva podemos justificar los dos tipos de comportamiento local representados por las curvas, y que a su vez, para cada tipo de respuesta local se prevea la posible respuesta global.

Por ahora basta con aceptar que la viga es de concreto reforzado, y que por lo tanto, para hacer frente a las solicitaciones de flexión, que es positiva en este caso, es decir, con tracción en la cara inferior, donde se evidencian los siguientes mecanismos de resistencia:

- En la parte superior la sección está comprimida, por lo cual de estar armada correctamente, ambos acero y concreto van a poder trabajar en forma solidaria.
- En la parte inferior, dado que existen deformaciones inducidas de tracción por flexión, sólo a muy bajos valores de tensión ambos materiales trabajarán juntos.
- A partir de cierto instante, solamente el acero ubicado bajo el eje neutro podrá equilibrar al momento actuante.

De las observaciones anteriores, es claro que el primer hito importante en la respuesta de la sección crítica va a ser el agotamiento de la fibra extrema inferior del concreto en tracción, “first crack” en la Figura 2.14(a) y 2.14(b).

Con el aumento de la carga, las fisuras de tracción se propagan hacia arriba, y van progresivamente dejando “fuera de combate” al concreto en tracción a cierta distancia del eje neutro. Por obvias razones, conviene entonces ignorar, para este caso, los mecanismos de resistencia a tracción del concreto.

Para comprender los subsiguientes posibles estados límites que se producirán con el aumento de la carga externa, convengamos que queda entonces como mecanismos de resistencia para compresión el concreto junto con las barras de acero superiores, y para tracción las barras inferiores. Recordando las leyes constitutivas de los materiales, la falla



del concreto es por compresión (aplastamiento) cuando alcance su deformación máxima, alrededor de una deformación del 0.2 % (0.002) donde se produce el $\sigma_{\max}$, y cerca del doble de ésta, 0.4 % (0.004) para concreto sin confinar, momento en el que rompería por compresión estructural.

Por otro lado, el acero podría entrar en cedencia cerca de una deformación del 0.2 %, pero recién fallaría totalmente (rotura por tracción) a una deformación mayor del 10 %, es decir por lo menos 50 veces más allá del límite de cedencia. Por esta razón y porque el concreto no puede acompañar grandes deformaciones, el próximo estado límite se podría producir o por rotura del concreto por compresión o cedencia del acero en tracción.

Es claro que hay una gran diferencia entre estos dos tipos de “fallas”, si el concreto llega antes a la deformación por compresión que el acero al comienzo de cedencia, significa que, a menos que el concreto en compresión esté confinado por estribos a poca separación entre ellos, acá termina la historia de la viga, pues se produce su falla completa. Su representación $M-\phi$ sería del tipo de Figura 2.14.(b), como respuesta global, e induciría una respuesta global del tipo comportamiento frágil. Si en cambio, se le da la oportunidad al acero para que entre en cedencia por tracción antes de que el concreto alcance su límite de deformación, la sección crítica de la viga habrá alcanzado un estado límite que llamaremos cedencia del acero en tracción, y que realmente no implica una falla sino más bien “un logro”. Se alcanza el punto “first yielding of steel”, ver la Figura 2.14(a) y a partir de este estado, cualquier intento de incremento de cargas se traducirá en deformaciones plásticas importantes, y que puede o no implicar importantes variaciones de la resistencia mecánicas del acero en tracción ubicado en el nivel inferior, y de si existen otras capas de acero por encima de aquel. Se ve según la Figura 2.14(a), que la respuesta local es bastante dúctil, y esto va a inducir una respuesta global también dúctil. En teoría, para ciertas condiciones del diseño de la sección de la viga de concreto armado se cumplirá que en forma simultánea se alcance la deformación máxima del concreto en compresión y la del



acero en tracción. Este estado se llama de “falla balanceada”, y correspondería a una ductilidad de curvaturas igual a la unidad, ya que:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.30)$$

donde:

μ_{ϕ} = ductilidad de curvaturas.

ϕ_u = curvatura última

ϕ_y = curvatura de cedencia

y como para el estado de falla balanceado ambas curvaturas son iguales, la ductilidad es unitaria (no cero).

Conceptualmente, es obvio que, para dimensiones y características de los materiales determinadas, el resultado de obtener una falla frágil o dúctil estará asociada a la cantidad de armadura en tracción. Si la viga tiene mucha armadura en tracción, será muy difícil llevarla a la cedencia, por lo que el concreto fallaría antes por compresión. En la literatura se conoce este fenómeno como “falla primaria por compresión”, implica ductilidad menor que 1.0 (es decir NO tiene ductilidad), y este diseño debe evitarse si se necesita que la viga sea uno de los elementos que debe disipar energía durante un sismo. Por el contrario, si la viga tiene una armadura relativamente pequeña, digamos por ahora entre el 0.02 y 1.5 %, el acero con seguridad podrá fluir y la viga entrará en un comportamiento francamente plástico hasta que ocurra la falla por aplastamiento del concreto. Este tipo de falla se llama “falla primaria por tracción”, e implica una ductilidad mayor que 1.0. Obviamente, el umbral lo marca la falla balanceada, para lo cual existe una cuantía de acero balanceada.

En la práctica, la relación momento-curvatura para una sección con ductilidad, si bien es una función continua, se puede idealizar por medio de una relación trilineal como la indicada en la Figura 2.15(a). El primer punto corresponde a la fisuración del concreto por

Licencia Creative Commons:

50



tracción, el segundo a la cedencia del acero en tracción y el tercero a la máxima deformación del concreto en compresión. En la mayoría de los casos es suficiente con aproximar la curva real a una relación bi-lineal como las indicadas en las Figuras 2.15(b) y 2.15(c). El hecho real es que una vez que hayan ocurrido las fisuras, que es el caso más frecuente en las vigas bajo cargas de servicio, la relación $M-\phi$ es casi lineal desde carga cero hasta el inicio de cedencia. En consecuencia, las Figuras 2.15(b) y 2.15(c) representan en forma muy aceptable diagramas $M-\phi$ para vigas de comportamiento global dúctil pero que ya tenían una fisuración inicial.

En resumen, la ductilidad de curvatura μ_ϕ , se mide a nivel de, curvatura de la sección del elemento viga, cuando comienza a fluir al acero longitudinal y luego en la rotura, entonces para determinar la ductilidad local es necesario construir el diagrama momento-curvatura.

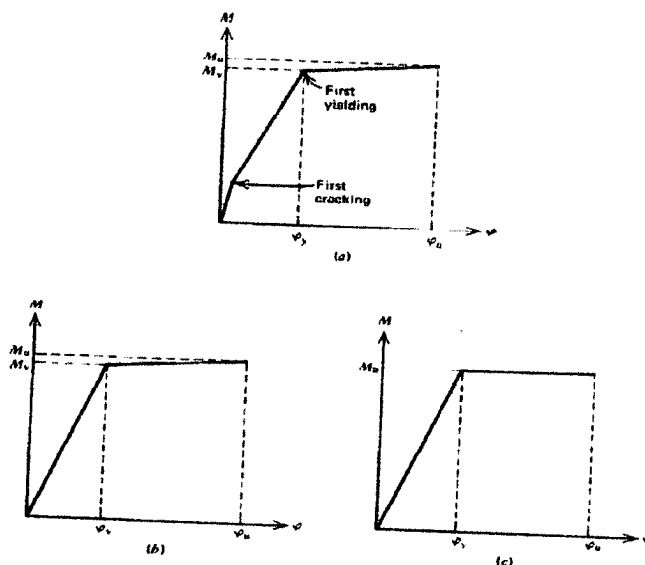


Figura 2.15 Diferentes idealizaciones de relaciones momento vs. curvaturas para secciones con falla primaria por tracción. Reproducido de la referencia No. 04.



A continuación se define la metodología general (usando Hognestad) para construir el diagrama momento-curvatura de una viga de concreto armado no confinado y por determinar la ductilidad de curvatura.

1. Definición de las resultantes de compresión cuando $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$:

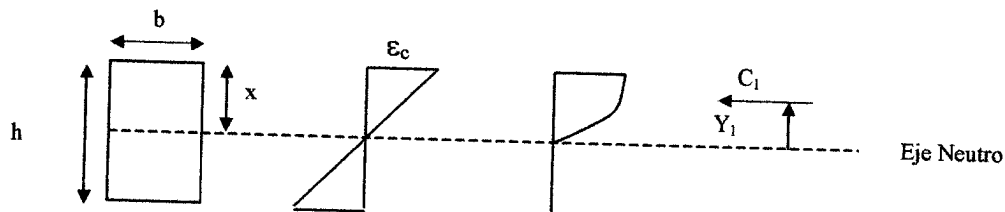
Sea:

$\epsilon_o = 0,002$ = Deformación inicial para la cual se produce el esfuerzo máximo en el concreto (σ_{max}).

$\epsilon_{cu} = 0,004$ = Deformación final para la cual se produce el esfuerzo de rotura en el concreto (σ_{max}).

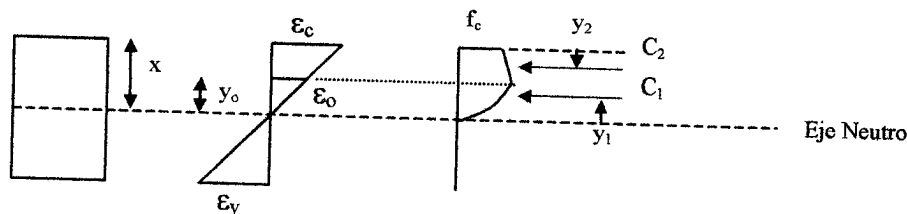
ϵ_c = Deformación cualquiera del concreto.

- Cuando $\epsilon_c < \epsilon_o$:



$$C_1 = \frac{b \cdot f_c'' \cdot x}{3 \cdot \epsilon_o^2} (3 \cdot \epsilon_c \cdot \epsilon_o - \epsilon_c^2) \quad (2.31) \quad ; \quad y_1 = \frac{x(8 - 3 \cdot \epsilon_c / \epsilon_o)}{4(3 - \epsilon_c / \epsilon_o)} \quad (2.32)$$

- Cuando $\epsilon_o < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$:



Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



$$C_1 = \frac{2}{3} f_c'' b x \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} \quad (2.33) ; \quad y_1 = \frac{5}{8} \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_c} x \quad (2.34) ; \quad f_c = f_c'' \left(1 - \frac{0,15(\varepsilon_c - \varepsilon_o)}{\varepsilon_o} \right) \quad (2.35)$$

$$C_2 = \frac{b x}{2 \varepsilon_c} (f_c + f_c'') (\varepsilon_c - \varepsilon_o) \quad (2.36) ; \quad y_2 = \frac{x(1 - \varepsilon_o / \varepsilon_c)(2 f_c'' + f_c)}{3(f_c + f_c'')} \quad (2.37)$$

Donde:

x = Profundidad del eje Neutro

$$f_c'' = 0,85 f_c \quad (2.38)$$

2. Definición de curvatura de cedencia (ϕ_y):

- Fijar $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ $\therefore$ $\varepsilon_y = \varepsilon_o = 0,002$, Calcular $T = A_s f_y$
- Escoger un valor de ε_c
- Calcular $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} d \quad (2.39)$
- Calcular $C = C_1$ o $C = C_1 + C_2$, dependiendo del valor de ε_c
- Calcular $\varepsilon_s' = \frac{(x - d'')}{x} \varepsilon_c \quad (2.40)$
- Calcular $f_s' = \varepsilon_s' E_s \quad (2.41)$; chequear $|f_s'| \leq f_y$
- Calcular $C_s' = A_s' f_s' \quad (2.42)$
- Calcular $C + C_s'$
- Repetir con nuevo valor de ε_c hasta que $C + C_s' = T \quad (2.43)$
- Calcular $\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - x} \quad (2.44)$

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



3. Definición de la Curvatura última (ϕ_u):

- $\epsilon_{cu} = 0,004$; escoger un valor de "c"
- Calcular $C = C_1 + C_2$

$$C_1 = \frac{1}{3} f_c'' . b . c \quad (2.45) \quad ; \quad C_2 = 0,4625 . f_c'' . b . c \quad (2.46)$$

- Calcular $\epsilon_s' = \frac{(c - d'')}{c} \epsilon_{cu} \quad (2.47)$
- Calcular $f_s' = \epsilon_s' . E_s \quad (2.48) \quad ; \quad \text{chequear } |f_s'| \leq f_y$
- Calcular $C_s' = A_s' . f_s' \quad (2.49)$
- Calcular $C + C_s'$
- Calcular $T = A_s . f_y \quad (2.50)$
- Repetir con nuevos valores de "c" hasta que $C + C_s' = T \quad (2.51)$
- Calcular $\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \quad (2.52)$

4. Calcular los valores de M asociados a los puntos anteriores con:

$$M_y = C_1(d - x + y_1) + C_2(d - y_2) + C_s'(d - d'') \quad (2.53)$$

$$M_n = C(d - 0,4372 . c) + C_s'(d - d'') \quad (2.54)$$

5. Para definir un punto cualquiera en el diagrama de momento curvatura se debe:

- Fijar ϕ
- Escoger "x"
- Calcular $\epsilon_c = \phi . x \quad (2.55)$
- Calcular $C = C_1 + C_2 \quad (2.56) \quad ; \quad \text{usando las expresiones correspondientes}$

Licencia Creative Commons:

54



- Calcular $\varepsilon_s = \varphi.(d - x)$ (2.57) ; $\varepsilon'_s = \varphi.(x - d'')$ (2.58)
- Calcular $f_s = \varepsilon_s.E_s$ (2.59) ; $f'_s = \varepsilon'_s.E_s$ (2.60)
- Chequear $|f_s| \leq f_y$ y $|f'_s| \leq f_y$
- Calcular $C'_s = A'_s.f'_s$ (2.61) ; $C + C'_s$
- Calcular $T = A_s.F_s$ (2.62)
- Repetir con un nuevo valor de "x" hasta que se cumpla
 $C + C'_s = T$ (2.63)
- Luego:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad (2.64)$$

$$M = C_1(d - x + y_1) + C_2(d - y_2) + C'_s(d - d'') \quad (2.65)$$

2.2.10 Redistribución de esfuerzos en estructuras de concreto armado "rótulas plásticas".

Como se ha referido, el cálculo de estructuras de concreto armado se ha venido realizando, tradicionalmente, considerando un comportamiento elástico y lineal de los materiales que lo componen. Este comportamiento ideal, junto con otras hipótesis referentes a la deformación de la estructura, ha permitido desarrollar el análisis elástico-lineal, que es el más utilizado para realizar el cálculo de esfuerzos a partir de los cuales se comprueba la resistencia estructural. El análisis elástico-lineal presenta grandes ventajas prácticas, ya que presupone proporcionalidad entre la causa y su efecto. Permite, además, aplicar el principio de superposición, con lo que es posible efectuar el cálculo de los esfuerzos bajo hipótesis de carga independientes, para superponer a continuación los efectos generados, utilizando secciones brutas y sin necesidad de conocer las armaduras de la estructura de antemano.



Sin embargo, este comportamiento elástico-lineal dista mucho del observado experimentalmente en las estructuras de concreto armado, especialmente cuando éstas se encuentran bajo niveles elevados de carga. Algunos fenómenos como la fisuración del concreto en tracción, su respuesta esfuerzo-deformación no lineal en compresión y la plastificación de las armaduras de acero, inciden en el comportamiento real de la estructura y lo alejan del estado ideal.

El planteamiento actual de la seguridad estructural, basado en la teoría de los Estados Límite, que se dividen en último y de Servicio, consiste en verificar que la estructura es capaz de resistir las acciones de cálculo consideradas. En el caso del Estado Límite último, las resistencias de cálculo de los materiales (R_u), se encuentran minoradas, mientras que las acciones de cálculo (S_d), se mayoran. Esto permite garantizar un margen de seguridad frente a las situaciones habituales de uso de la estructura.

En el cálculo de R_u , se tiene en cuenta, de modo idealizado, la respuesta de los materiales hasta agotamiento; por ejemplo, se desprecia la resistencia a tracción del concreto, se utilizan modelos esfuerzo-deformación como el de la parábola-rectángulo o el rectángulo para el concreto, elasto-plásticos con endurecimiento para el acero, etc. En la actualidad, sin embargo, la sollicitación S_d se obtiene por métodos elásticos, a pesar de que, en los Estados Límite últimos, el grado de deterioro que alcanza la estructura es muy alto y la distribución de esfuerzos, en estructuras hiperestáticas, puede ser muy diferente a la que predice el análisis elástico-lineal.

Existe, por tanto, una clara incoherencia en el proyecto de estructuras de concreto cuando se plantean de esta forma. Pero además de este argumento conceptual, existen otras razones de tipo económico para intentar evitar esta discrepancia, derivada de la constatación experimental de la mayor resistencia en las estructuras hiperestáticas de concreto armado frente a lo que predice el análisis elástico-lineal. En efecto, cuando en la



sección más solicitada de una estructura de este tipo se produce plastificación de la armadura principal de flexión, su rigidez disminuye enormemente, convirtiéndose en lo que se denomina una **rótula plástica**. A partir de ese momento, la distribución de esfuerzos bajo un aumento de carga es totalmente distinta a la elásticamente predicha; la zona plastificada al no poder absorber más momento, lo traspasa a otras secciones contiguas menos solicitadas hasta que se generan otras rótulas plásticas y, en el caso más desfavorable, si hay suficiente ductilidad, un mecanismo de colapso, como predice la plasticidad. La carga última y la capacidad de disipar energía real pueden ser mucho mayores que las obtenidas con el análisis elástico-lineal, de ahí el interés económico y tecnológico por determinar con cierta precisión las solicitaciones y proyectar estructuras dúctiles.

No obstante, el cálculo de estructuras de concreto armado en régimen plástico sólo resulta adecuado cuando las secciones críticas tienen una capacidad de rotación ilimitada, y la formación de rótulas plásticas, hasta que se alcanza el mecanismo de colapso estructural, tiene lugar sin que se agote ninguna de ellas. La realidad no es así, ya que la capacidad de rotación plástica de las secciones de concreto armado es limitada, fruto de la fragilidad del concreto.

A fin de obtener de forma rigurosa las leyes de esfuerzos y de aprovechar la capacidad de rotación plástica de las estructuras de concreto, aunque sea limitada, nace el análisis no lineal. Éste consiste, básicamente, en determinar las leyes de esfuerzos que, satisfaciendo el equilibrio con las cargas y las reacciones, generan movimientos compatibles con las acciones y, además, dan lugar a estados tenso-deformacionales de los materiales acordes con las curvas esfuerzo-deformación observadas experimentalmente. El análisis no lineal tiene varios inconvenientes, entre los que destacan la necesidad de conocer la armadura en cada sección de la estructura con antelación y de realizar iteraciones, puesto que no existe proporcionalidad entre la causa y el efecto. Generalmente



el proceso se inicia con el cálculo de la ley de esfuerzos mediante un análisis elástico-lineal y, a partir de él, y en función del estado de los materiales (fisurado, comprimido, plastificado, etc.), se obtiene una nueva distribución de rigideces que a su vez altera la ley de esfuerzos, y así sucesivamente hasta alcanzar una distribución de esfuerzos y de rigideces coherentes.

En las estructuras hiperestáticas, la distribución de los esfuerzos depende de la variación longitudinal de la rigidez y ésta, a su vez, del estado tenso-deformacional de los materiales. Las secciones más rígidas tienden a absorber más sollicitación que las menos rígidas. Es decir, cuando una sección fisura, al perder rigidez, recibe, frente a los incrementos de carga, menores esfuerzos que sino se hubiera fisurado. Esto mismo, pero mucho más acusado, se produce cuando una sección se plastifica, pues su rigidez prácticamente se anula y no puede recibir incremento alguno de la sollicitación. Por ello, para mantener el equilibrio, los esfuerzos tienen que aumentar en las secciones con mayor rigidez, fenómeno conocido como **redistribución de esfuerzos**.

Para ilustrar este fenómeno, imaginemos una viga doblemente empotrada de longitud $l(m)$, sometida a una carga uniformemente distribuida, monótonamente creciente hasta rotura, de valor $p(kN/m)$, armada de modo que el momento positivo máximo sea igual a los momentos negativos máximos que se pueden absorber.

En La Figura 2.16, se detalla la evolución de los momentos flectores en las secciones de apoyo (AA) y en la de centro de vano (CC), en valor absoluto, en función de la carga p . Las líneas punteadas indican la solución elástica-lineal del problema, según la cual los momentos en las secciones de apoyo y vanos son $pl^2/12$ y $pl^2/24$, respectivamente. Por otra parte, independientemente del estado de los materiales y para cualquier nivel de carga, se debe satisfacer el equilibrio entre las cargas, los esfuerzos y las reacciones. Es



decir, si aislamos media viga y establecemos el equilibrio se debe cumplir siempre que la suma de los momentos de vano y apoyo sean iguales al momento isostático, $pl^2/8$.

Lo que sucede en la realidad es que inicialmente, bajo niveles reducidos de carga, la distribución de los momentos coincide sensiblemente con la calculada mediante un análisis elástico-lineal (tramos OA y OA'). Cuando la sección de apoyo, que es la más solicitada, alcanza el momento de fisuración, (punto A), pierde rigidez, y a partir de ese instante la relación carga-momento reduce su pendiente, a la vez que aumenta la del centro de vano, que recibe más carga para satisfacer el equilibrio (tramos AB y AB'). Esto continúa hasta que la sección de centro de vano se fisura, también (punto B').

Para hacer frente a los nuevos incrementos de carga, la distribución de momentos vuelve a parecerse a la elástica-lineal (tramos BC y B'C'). En el punto C la sección de apoyo plastifica (formación de rótula), su rigidez cae enormemente y apenas recibe

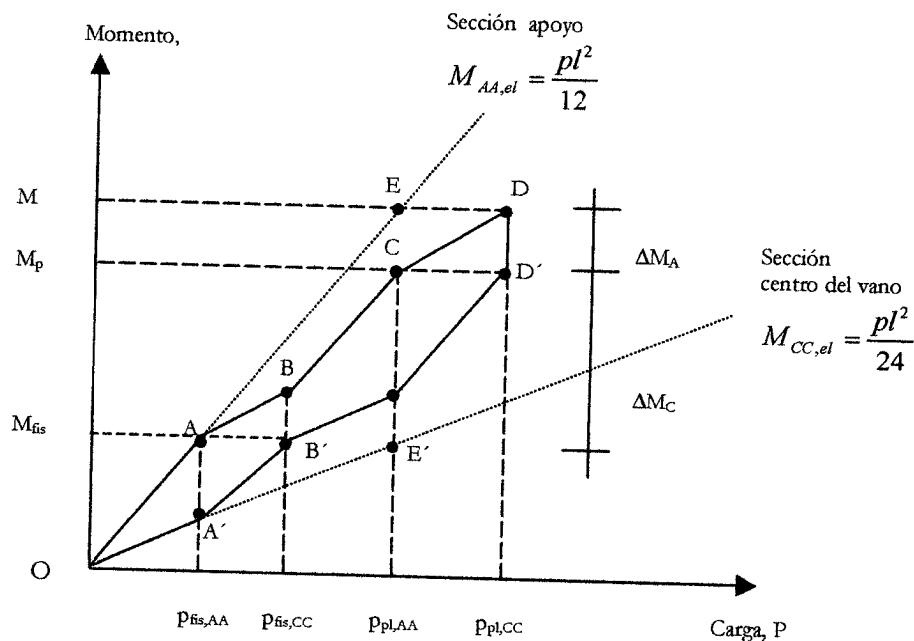


Figura 2.16 Evolución de los momentos flectores bajo carga creciente. Reproducido de la referencia No. 28.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



momento flector, que es absorbido principalmente por la sección de centro de vano (tramos CD y C'D'). En D la sección de apoyo agota, pues alcanza su momento último y, por tanto, la estructura, al no poder resistir más carga, se considera que ha alcanzado su capacidad límite.

Si detallamos la Figura 2.16, la carga última de la estructura que predice el análisis elástico-lineal viene dada por la intersección de la recta que representa el momento elástico en el apoyo con la horizontal $M = M_u$. Este valor, que podemos llamar p_u^{el} , es considerablemente menor que el de la carga última, p_u , obtenida considerando un análisis no lineal. La diferencia entre ambos valores, es decir, $\Delta p = p_u - p_u^{el}$, se denomina reserva de resistencia por adaptación plástica de la estructura.

Por otra parte, en el instante de agotamiento, los momentos de las secciones de apoyo y de vano son las ordenadas de los puntos D y D' respectivamente, mientras que los obtenidos por un análisis elástico-lineal son las ordenadas de los puntos E y E'. Se observa que M_E es parecido al M_D , mientras que $M_{E'}$ es mucho menor que $M_{D'}$. Para cada sección, la diferencia entre el momento dado por el análisis elástico-lineal y el momento real actuante de agotamiento, ΔM , se conoce como redistribución de esfuerzos.

En todo lo anterior se ha supuesto que la ductilidad es suficiente para que las secciones de apoyo, una vez que plastifican (formación de rótulas plásticas), sean capaces de deformarse lo suficiente para que bajo incrementos posteriores de carga se pueda producir la plastificación de la sección de centro de vano (tercera rótula plástica), antes del agotamiento, es decir, que la estructura presenta una redistribución total de los momentos por haberse creado un mecanismo de colapso.

Puede suceder, sin embargo, que la estructura se agote antes de que la sección del



centro del vano plastifique, produciéndose en este caso una redistribución parcial, aunque la estructura tenga una cierta ductilidad. Si en cambio, las secciones de apoyo no muestran capacidad de rotación alguna, por estar dimensionadas, por ejemplo con armadura de baja ductilidad, los tramos CD y C'D' serían muy cortos y la redistribución de los esfuerzos muy reducida, debiéndose, casi en su totalidad, al proceso previo de inicio y propagación de las fisuras.

Una rótula plástica es un concepto teórico que idealiza el comportamiento de una sección de concreto en la que la armadura de tracción ha alcanzado la plastificación y puede girar bajo incrementos de carga sin apenas aumentar el momento. La rótula plástica, situada en la sección de momento máximo, suele tener una longitud finita, l_p , y depende, entre otros factores, de:

- **La forma de la ley de los momentos flectores.** Las rótulas plásticas abarcan una longitud mayor si disminuye el gradiente de la ley de momentos. Por esta razón, las rótulas plásticas debidas a cargas uniformemente distribuidas suelen tener mayor longitud que las correspondientes a cargas puntuales, y las que aparecen en los vanos son mayores que las de los apoyos.
- **La presencia de los esfuerzos cortantes con el momento flector.** El esfuerzo cortante, al provocar una inclinación de las fisuras, incrementa la tensión de la armadura principal de flexión a una cierta distancia del punto de momento máximo, aumentando con ello la plastificación en otras secciones con un momento menor que el plástico en flexión.
- **El diámetro de la armadura de tracción.** La pérdida de adherencia producida por los altos niveles de las tensiones tangenciales tiene un efecto similar al caso anterior, extendiendo la zona plastificada a puntos adyacentes. El uso de barras de menor diámetro es de esperar que incremente la adherencia acero-concreto y, en consecuencia, el efecto de la tensorrigidez, y disminuya las longitudes de transferencia, provocadas por los aumentos de tensión de las armaduras situadas en las secciones fisuradas, y de la rótula plástica. Sin embargo, puede suceder lo contrario si, por ejemplo, se produce la fisuración longitudinal del recubrimiento a partir de un determinado escalón de carga. Las barras de mayor diámetro necesitan mayores longitudes de anclaje y de la rótula plástica, que aumenta con el diámetro de la barra.



Entre las expresiones empíricas para determinar l_p , puede utilizarse la siguiente, propuesta por Priestley y Paulay:

$$l_p = 0,08.l + 0,022.\phi.f_{yd} \quad (2.66)$$

donde:

l = Luz libre del elemento

ϕ = Diámetro menor de la armadura longitudinal principal de flexión en la zona plastificada

f_{yd} = Límite elástico de cálculo de la armadura.

El Eurocódigo EC-2 recomienda tomar, de forma simplificada, una longitud plástica, l_p , igual a 1,2 veces el canto total del elemento (h).

En la práctica, para las cuantías típicas de las vigas y de los soportes, la longitud l_p oscila entre 0,75 y 1,5 veces el canto útil de la pieza (d).

2.2.11 Análisis estático no lineal (PUSHOVER)

El método del Pushover constituye probablemente el primer intento de llevar a la práctica profesional los paradigmas fundamentales de ingeniería sísmica conocidos desde 1950, "el verdadero diseño racional de una estructura sujeta a solicitaciones sísmicas debe basarse en los desplazamientos y no en las fuerzas".

A través de esta investigación basada en el estudio de modelos matemáticos representativos de estructuras reales, se muestra que es posible predecir el desempeño de un pórtico cuando se vea afectado por un evento sísmico. Utilizando el método del Pushover se obtienen la curva de capacidad y curva de comportamiento a colapso bajo la acción de fuerzas sísmicas esquemáticas, identificando los puntos vulnerables de la estructura, y verificando si la cedencia a flexión en las vigas se alcanza antes que en las columnas.



Un pórtico como estructura continua no falla cuando se alcance la capacidad última a momento en apenas una sección crítica. En esta sección se formará una rótula plástica que permite grandes rotaciones con un momento resistente constante transfiriendo por este medio la carga a otros sitios donde no se haya alcanzado aún la resistencia límite. A medida que la carga se incrementa pueden formarse otras rótulas plásticas, las cuales pueden generar de manera eventual el colapso de la estructura.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



CAPÍTULO III

HIPÓTESIS, APLICACIÓN DE MÉTODOS DE SIMULACIÓN Y MODELO MATEMÁTICO

3.1 HIPÓTESIS Y APLICACIÓN DE MÉTODO DE SIMULACIÓN

3.1.1 Parámetros estadísticos de las variables aleatorias consideradas

De la revisión de literatura especializada relacionada con las propiedades mecánicas del concreto y el acero, resumidas en la Tabla 2.7 del capítulo II, a fin de determinar qué parámetros estadísticos de las variables aleatorias, v.a., (valor medio, tipo de distribución, desviación estándar, factor de sesgo y coeficiente de variación), eran los más representativos, se consideró la siguiente información:

v.a.	Tipo de distribución	Sesgo (λ)	Coeficiente de Variación (V) en (%)
f_c	Normal	1,05	18
f_y	Normal	1,13	12

Tabla 3.1 Parámetros estadísticos considerados para cada variable aleatoria según fuentes consultadas

A partir de la información contenida en la Tabla 3.1, y utilizando definiciones básicas de la Confiabilidad Estructural, tal como se describe a continuación, se obtuvieron los parámetros estadísticos fundamentales necesarios para este estudio.



Los valores nominales se consideraron iguales a los de la memoria de cálculo, el factor de sesgo y el coeficiente de variación se tomaron de la revisión de literatura y con ellos se calcularon el valor medio y desviación típica de cada variable aleatoria.

En la teoría de confiabilidad estructural se define el factor de sesgo (λ), como el valor medio dividido entre el valor nominal, por lo que se tiene:

$$\text{Valor Medio} = \lambda \times \text{Valor Nominal.}$$

Para la resistencia a la compresión del concreto:

Valor Nominal según memoria de cálculo:

$$f_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$$

Sesgo, $\lambda = 1.05$, según lo expuesto en la Tabla 3.1,
Valor Medio = $1.05 \times 210 \text{ kgf/cm}^2$

$$\text{Valor Medio} = 220,50 \text{ kgf/cm}^2 \longrightarrow \text{Valor Medio para la variable aleatoria } f_c.$$

De igual manera se determinó el valor medio del esfuerzo de cedencia del acero (f_y).

Valor Nominal según memoria de cálculo:

$$f_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$$

Sesgo, $\lambda = 1.13$, según lo expuesto en la Tabla 3.1,
Valor Medio = $1.13 \times 2400 \text{ kgf/cm}^2$

$$\text{Valor Medio} = 2712 \text{ kgf/cm}^2 \longrightarrow \text{Valor Medio para la variable aleatoria } f_y.$$



Luego, se tiene que el coeficiente de variación se define como: $V_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x}$, de tal forma que:

$$\sigma_{f_c} = V \times \text{Valor Medio} = (18/100) \times 220,50 = 39,69 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{f_y} = V \times \text{Valor Medio} = (12/100) \times 2712 = 325,44 \text{ kgf/cm}^2$$

Los parámetros estadísticos obtenidos se resumen en la Tabla 3.2.

v.a.	Tipo de distribución	Valor Nominal (kgf/cm ²)	Valor Medio (kgf/cm ²)	Desviación Típica(σ) (kgf/cm ²)
f_c	Normal	210	220,50	39,69
f_y	Normal	2400	2712	325,44

Tabla 3.2 Parámetros estadísticos específicos para las variables aleatorias del caso en estudio

Estos valores fueron sustentados en la revisión de literatura especializada, sin embargo, es de hacer notar que no se encontró un estudio específico con esa información en relación con los materiales utilizados en el país en la época en que fue construida la estructura en estudio.

3.1.2 Aplicación del método de simulación de Monte Carlo

Antes de la aplicación del método de simulación Latino-Hipercúbico, se consideró el desarrollo de otro de los métodos de simulación más conocidos, el método de Monte Carlo, para simular 5000 valores aleatorios para cada una de las variables f_c y f_y , con la finalidad de verificar si los valores generados responden efectivamente al tipo de distribución definida por los parámetros estadísticos especificados en la Tabla 3.2.

Una vez obtenida la simulación de los 5000 valores para cada variable por el método de Monte Carlo, se organizaron y procesaron los datos para ser desarrollados los histogramas de frecuencia acumulada los cuales se presentan en las Figura 3.1 para la variable aleatoria f'_c y en la Figura 3.2 para la variable aleatoria f_y .

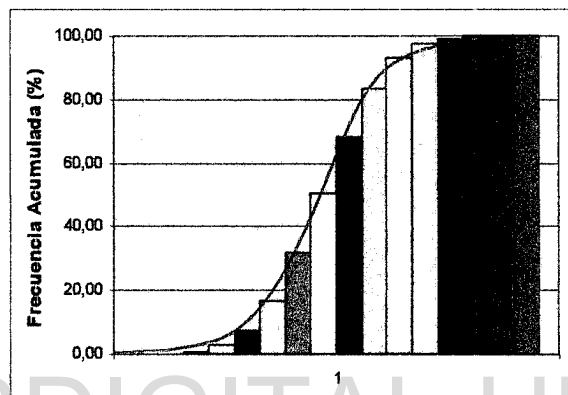


Figura 3.1 Histograma de frecuencia acumulada para la variable aleatoria f'_c

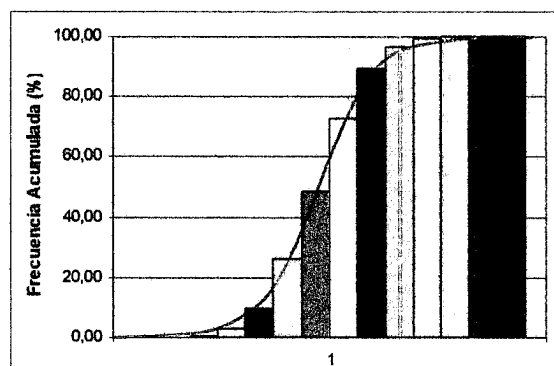


Figura 3.2 Histograma de frecuencia acumulada para la variable aleatoria f_y

Observando detenidamente cada uno de los histogramas de frecuencia acumulada, podemos apreciar la curva definida en color rojo en forma de "S", simétrica con respecto a la media, que es una propiedad característica de las funciones de distribución tipo normal, lo que demuestra que los valores simulados representan la distribución considerada en la Tabla 3.2.



Por otro lado fueron calculados los parámetros estadísticos de estos valores simulados para cada v.a., para su posterior comparación con los considerados en la Tabla 3.2., aplicando las siguientes fórmulas de la confiabilidad estructural:

Para la media de los valores simulados: $\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$

Para la desviación típica de los valores simulados: $\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \mu_x)^2}{n-1}}$

Para el coeficiente de variación de los valores simulados: $V_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x}$

y para el factor de sesgo de los valores simulados: $\lambda_x = \mu_x / \text{valor nominal}$

A continuación la Tabla 3.3 muestra la comparación entre los valores de los parámetros considerados y los valores de los parámetros simulados:

Parámetros de las v.a.	Valores de los parámetros considerados en las Tablas 3.1 y 3.2	Valores de los parámetros resultado de la aplicación de la fórmulas a los 5000 valores simulados	Error (%)
$\mu f'c$	220,50	219,81	0,31
$\sigma f'c$	39,69	41,19	3,78
$\lambda f'c$	1,05	1,05	0,00
$V f'c$	18,00	18,74	4,11
μfy	2712,00	2706,50	0,20
σfy	325,44	318,67	2,08
λfy	1,13	1,13	0,00
$V fy$	12,00	11,77	1,88

Tabla 3.3 Determinación del error entre los valores de los parámetros considerados en las Tablas 3.1 y 3.2 y los valores de los parámetros obtenidos con los 5000 valores simulados, para cada v.a.



Como podemos ver en la Tabla 3.3 todos los errores calculados están por debajo del 5%, lo que puede considerarse aceptable y permite afirmar que las 5000 simulaciones resultan adecuadas para cumplir con los objetivos de esta tesis.

Si se hubiera querido usar el método de simulación de Monte Carlo para los objetivos de esta tesis, cada pareja de valores de f'_c y f_y , obtenidos independientemente y sin agrupar u ordenar, tendrían que haberse usado para procesar la estructura en estudio, es decir que el análisis se repetiría 5000 veces. Así, con base a esta consideración, se decidió utilizar el método de simulación Latino-Hipercúbico, el cual permite reducir considerablemente el número de simulaciones para obtener resultados satisfactorios en la estimación de los valores de las variables aleatorias, y consecuentemente, de la respuesta estructural.

3.1.3 Aplicación del método de simulación de Latino-Hipercúbico

Como se indicó antes, para este estudio se decidió utilizar el método de simulación Latino-Hipercúbico, que es un procedimiento de muestreo de uso relativamente reciente, y que se basa en la estratificación de los posibles valores de las variables aleatorias, y la selección aleatoria de un valor representativo de cada estrato o rango.

La estratificación se realiza en la curva de probabilidad acumulada (FDA) estableciendo rangos de igual probabilidad de ocurrencia. Esta restricción si bien simplifica el procedimiento no es estrictamente necesaria [Nowak, libro]. Esto significa que los valores de f'_c y f_y , cercanos a la media (zona media de la curva FDA), tienen una probabilidad mucho mayor de ocurrir que los valores que están hacia los extremos (zona baja y zona alta de la curva FDA), debido a que habrá mas rangos o estratos alrededor de los valores medios por la forma de la curva.

Para el presente estudio se consideraron 25 rangos de probabilidad igual a 4% (0, 0.04,



0.08, ... , etc.), lo que define 25 estratos para cada variable aleatoria considerada.

Esta estratificación se ilustra en la Figura 3.3 y los resultantes rangos de las variables f'_c y f_y en las Tablas 3.4 y 3.5. En estas tablas se muestran también los valores representativos de cada rango. En el planteamiento original del método se sugiere que estos valores representativos se seleccionen aleatoriamente dentro del rango, sin embargo, investigadores [Nowak, libro] han mostrado que si el número de rangos es aceptablemente grande, el punto medio del rango puede tomarse como representativo, y obtener similares resultados.

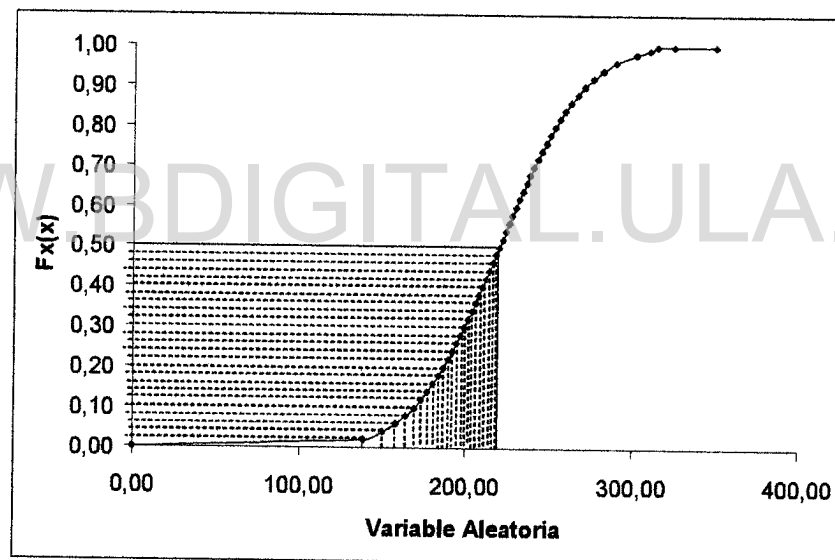


Figura 3.3 Estratificación de la FDA de las Variables Aleatorias (distribución tipo normal).

El resultado del proceso de estratificación permite obtener N valores representativos (25, para este estudio) para cada variable aleatoria.

Siendo: K = Número de variables aleatorias consideradas

N = Número de intervalos

Tendríamos $N^k = (25)^2 = 625$ posibles combinaciones de los valores representativos, si

Licencia Creative Commons:

70

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



se repusieran los valores una vez usados. El método Latino-Hipercúbico combina los valores representativos de tal forma que cada uno de ellos participa UNA sola vez en el proceso, obteniéndose así N combinaciones (25, en este trabajo).

Variable Aleatoria $f'c$			
Núm. de Valores	Rango de probabilidad	Rangos de $f'c$	Valor medio de los rangos, valor representativo
1	0,00-0,04	Menor 151	138,97
2	0,04-0,08	151-164,72	157,86
3	0,08-0,12	164,72-173,86	169,29
4	0,12-0,16	173,86-181,03	177,45
5	0,16-0,20	181,03-187,10	184,07
6	0,20-0,24	187,10-192,48	189,79
7	0,24-0,28	192,48-197,38	194,93
8	0,28-0,32	197,38-201,95	199,67
9	0,32-0,36	201,95-206,29	204,12
10	0,36-0,40	206,29-210,46	208,38
11	0,40-0,44	210,46-214,52	212,49
12	0,44-0,48	214,52-218,51	216,52
13	0,48-0,52	218,51-222,49	220,50
14	0,52-0,56	222,49-226,48	224,48
15	0,56-0,60	226,48-230,54	228,51
16	0,60-0,64	230,54-234,71	232,62
17	0,64-0,68	234,71-239,05	236,88
18	0,68-0,72	239,05-243,62	241,33
19	0,72-0,76	243,62-248,52	246,07
20	0,76-0,80	248,52-253,90	251,21
21	0,80-0,84	253,90-259,97	256,93
22	0,84-0,88	259,97-267,14	263,55
23	0,88-0,92	267,14-276,28	271,71
24	0,92-0,96	276,28-290	283,14
25	0,96-1,00	Mayor 290	302,03

Tabla 3.4 Definición de rangos para la variable aleatoria $f'c$ y valor representativo

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



Variable Aleatoria f_y			
Num. de Valores	Rango de probabilidad	Rangos de $f'c$	Valor medio de los rangos, valor representativo
1	0,00-0,04	Menor 2142,13	2043,48
2	0,04-0,08	2142,13-2254,65	2198,39
3	0,08-0,12	2254,65-2329,58	2292,12
4	0,12-0,16	2329,58-2388,38	2358,98
5	0,16-0,20	2388,38-2438,16	2413,27
6	0,20-0,24	2438,16-2482,23	2460,19
7	0,24-0,28	2482,23-2522,44	2502,33
8	0,28-0,32	2522,44-2559,93	2541,18
9	0,32-0,36	2559,93-2595,49	2577,71
10	0,36-0,40	2595,49-2629,69	2612,59
11	0,40-0,44	2629,69-2662,97	2646,33
12	0,44-0,48	2662,97-2695,72	2679,35
13	0,48-0,52	2695,72-2728,28	2712,00
14	0,52-0,56	2728,28-2761,03	2744,65
15	0,56-0,60	2761,03-2794,31	2777,67
16	0,60-0,64	2794,31-2828,51	2811,41
17	0,64-0,68	2828,51-2864,07	2846,29
18	0,68-0,72	2864,07-2901,56	2882,82
19	0,72-0,76	2901,56-2941,77	2921,67
20	0,76-0,80	2941,77-2985,84	2963,81
21	0,80-0,84	2985,84-3035,62	3010,73
22	0,84-0,88	3035,62-3094,42	3065,02
23	0,88-0,92	3094,42-3169,35	3131,88
24	0,92-0,96	3169,35-3281,87	3225,61
25	0,96-1,00	Mayor 3281,87	3380,52

Tabla 3.5 Definición de rangos para la variable aleatoria f_y y valor representativo



Como podemos ver en la Tabla 3.6 todos los errores calculados son aproximadamente cero (0,00), lo que permite afirmar que los 25 valores para cada variable aleatoria aplicando el método de simulación Latino-Hipercúbico, resultan adecuadas para cumplir con los objetivos de esta tesis, reduciendo considerablemente el número de análisis.

Parámetros de las v.a.	Valores de los parámetros considerados en las Tablas 3.1 y 3.2	Valores de los parámetros resultado de la aplicación de la formulas a los 25 valores simulados	Error (%)
$\mu f'c$	220,50	220,50	0,00
$\sigma f'c$	39,69	39,69	0,00
$\lambda f'c$	1,05	1,05	0,00
$Vf'c$	18,00	18,00	0,00
μfy	2712,00	2712,00	0,00
σfy	325,44	325,41	0,01
λfy	1,13	1,13	0,00
Vfy	12,00	12,00	0,00

Tabla 3.6 Determinación del error entre los valores de los parámetros considerados en las Tablas 3.1 y 3.2 y los valores de los parámetros obtenidos con los 25 valores, para cada v.a. aplicando el método de simulación Latino-Hipercúbico

El procedimiento es como sigue, se selecciona ALEATORIAMENTE un valor de cada variable aleatoria (uno de $f'c$ y otro de fy) y estos dos valores constituyen la primera pareja de valores con los que se estudiará la estructura. Quedan entonces $N-1$ valores de cada variable (24). De nuevo se seleccionan aleatoriamente dos nuevos valores, que constituyen la segunda pareja para el análisis, quedando $N-2$ valores de cada una, y se prosigue así hasta completar las N (25, en este estudio) parejas de valores a ser usadas para analizar la estructura.

Como la manera de combinarlos es crucial para los resultados óptimos de este

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



método y ésta debía ser totalmente aleatoria, los 25 valores representativos de cada variable se metieron en bolsas plásticas (por separado) y se fueron sacando formando parejas, para evitar seguir inconscientemente alguna tendencia al elegirlos. Una vez sacados de la bolsa, los números no fueron usados de nuevo. Los resultados de este proceso de selección se muestran en la Tabla 3.7.

3.1.4 Tabla resumen de los pares de variable aleatoria con las que se analizará el modelo.

Par de valores de las v.a.		
	$f'c$ (kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)
1	241.33	2292.12
2	228.51	2577.71
3	189.79	2963.81
4	157.86	3380.52
5	246.07	2413.27
6	251.21	3010.73
7	283.14	2744.65
8	194.93	3131.88
9	216.52	2460.19
10	263.55	3225.61
11	169.29	2502.33
12	236.88	3065.02
13	138.97	2646.33

Par de valores de las v.a.		
	$f'c$ (kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)
14	177.45	2358.98
15	232.62	2921.67
16	212.49	2546.29
17	208.38	2882.82
18	184.07	2541.18
19	256.93	2043.48
20	271.71	2612.59
21	204.12	2712.00
22	224.48	2811.41
23	220.50	2679.35
24	199.67	2198.39
25	302.03	2777.67

Tabla 3.7 Pares de valores de las v.a., con los que se realizaron el análisis del modelo matemático.

Es claro que los dominios de las variables aleatorias pudieron dividirse en un mayor número de estratos, pero para efectos de los fines de este trabajo, que consiste primordialmente en establecer una metodología de evaluación que tome en cuenta el carácter aleatorio de las propiedades de los materiales, se consideró que 25 estratos dan una buena idea de los rangos de las distintas respuestas estructurales consideradas.



3.2 Modelo matemático

3.2.1 Definición de la configuración estructural (tipo de construcción y comportamiento estructural)

La edificación esta conformada por 13 pórticos en su sentido más largo el cual llamamos longitudinal con luces iguales entre ellos de 5,13 m, identificados con números del 1 al 13 y por 4 pórticos en su sentido más corto el cual llamamos transversal, identificados con letras de la A al D y el cual se detalla en la Figura 3.6. La altura de entrepisos de la estructura es, del piso a entrepiso de 2,58 m, y del entrepiso al techo de 3,65m.

Todos los pórticos presentan la misma configuración estructural, longitudinalmente del 1 al 13, y transversalmente del A al D. La estructura se considero como simple ya que no tiene planta ni elevaciones complejas. No existen irregularidades en planta ya que no hay grandes excentricidades, riesgo torsional elevado, desalineamiento ni sistema no ortogonal. En cuanto a las irregularidades verticales se tiene solo la disminución de dimensiones con la elevación, no se tienen entrepisos blandos, entrepisos débiles, esbeltez excesiva ni falta de conexión en miembros verticales.

CONFIGURATION COMPONENTS		CORES
CORE LOCATION		
SIMPLE	COMPLEX	

Figura 3.4 Componentes de configuración según la ubicación de los núcleos de circulación

Según los núcleos de circulación (escaleras), también la clasificamos como simple ya que la planta de la estructura se ajusta bien a la planta resaltada en rojo de la Figura 3.4.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



No cuenta con muro de cortante que la haga más rígida en alguna dirección y su relación de masa-rigidez en planta es 1.

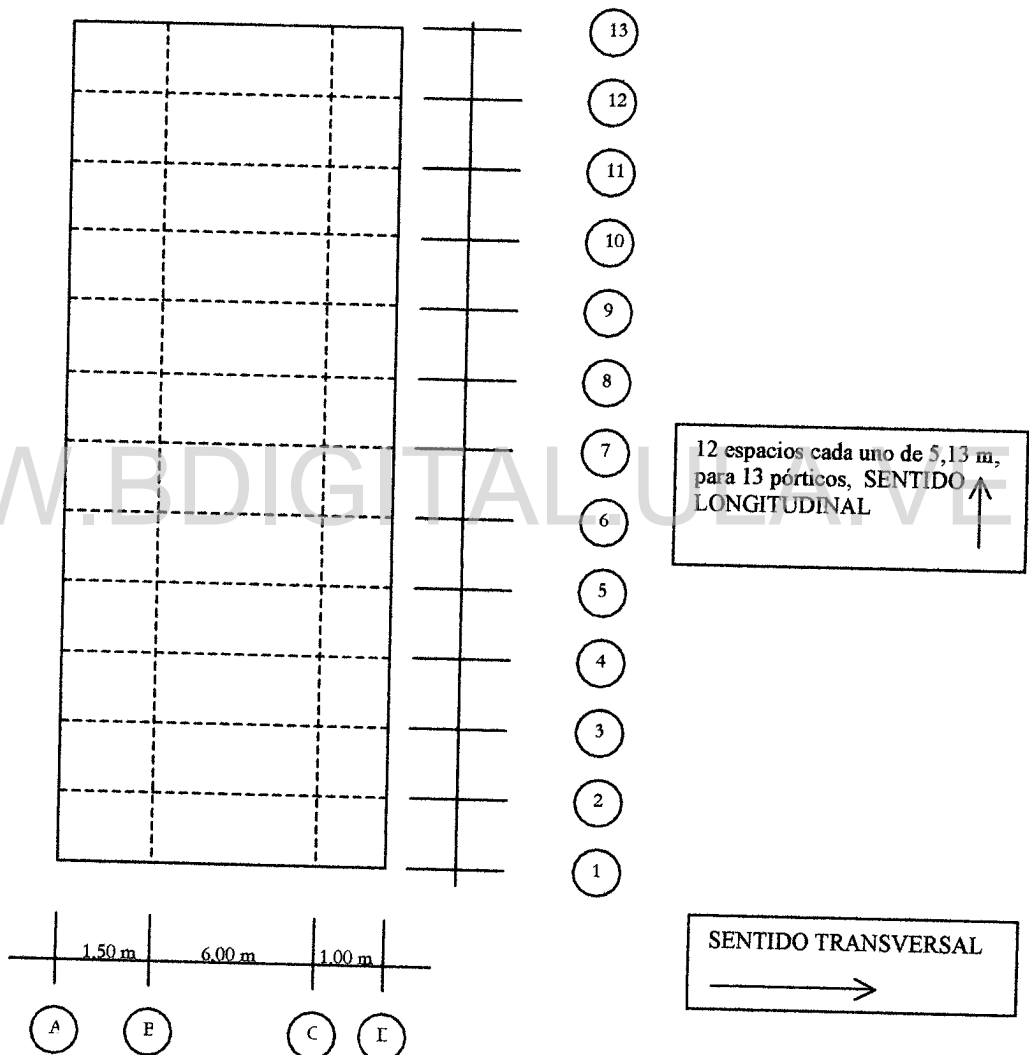


Figura 3.5 Planta del edificio representativa, S/E.



3.2.3 Cargas sobre la estructura y análisis de carga

Cargas sobre la estructura

- **Cargas muertas, vivas y peso propio**

Peso Propio: PP (el programa SAP 2000 V.11, considera el peso de los elementos de concreto)

Carga Muerta en Entrepiso: CME

Carga Viva en Entrepiso: CVE

Carga de Servicio en Entrepiso: CSE

Carga Muerta en Techo: CMT

Carga Viva en Techo: CVT

Carga de Servicio en Techo: CST

Carga Puntual por las Paredes de Mampostería: CPPM

- **Carga para el análisis estático no lineal**

Carga Lateral Entrepiso: L1

Carga Lateral Techo: L2

Análisis de Carga

- **Cargas distribuidas:**

Para entrepiso, carga muerta:

a. Mampostería Bloque de Arcilla Friso 2 caras, $e = 20$ cm..... 260 kgf/m²

b. Losa Nervada en una dirección, convencional $e = 25$ cm..... 302 kgf/m²

c. Revestimiento y Acabados:

Granito pulido incluyendo mortero base..... 100 kgf/m²

662 kgf/m²

d. PP de la edificación: Es considerado por el programa al colocar Selfweight = 1

Para un ancho tributario de 5,13 m se tiene:

Licencia Creative Commons:

78



$$CME = 662 \text{ kgf/m}^2 \times 5,13 \text{ m} = 3.396,06 \text{ kgf/ml}$$

Para entepiso, carga viva:

a. Para Entepiso (Museo-Local Comercial)..... 500 kgf/m²

$$CVE = 500 \text{ kgf/m}^2 \times 5,13 \text{ m} = 2.565 \text{ kgf/ml}$$

Carga de Servicio en Entepiso, ya que no es un diseño sino un proceso de evaluación estructural:

$$CSE = 3.396,06 \text{ kgf/ml} + 2.565 \text{ kgf/ml} = 5961 \text{ kgf/ml} \longrightarrow 59,61 \text{ kgf/cm}$$

Para techo, carga muerta:

a. Losa Nervada en una dirección, convencional $e = 20 \text{ cm}$ 252 kgf/m²

b. Revestimiento y Acabados:

Friso, arena, cal, cemento e impermeabilización 2 capaz..... 35 kgf/m²

287 kgf/m²

c. PP de la edificación: Es considerado por el programa al colocar Selfweight = 1

Para un ancho tributario de 5,13 m se tiene:

$$CMT = 287 \text{ kgf/m}^2 \times 5,13 \text{ m} = 1472,31 \text{ kgf/ml}$$

Para techo, carga viva:

a. Para el Techo, azotea sin acceso..... 100 kgf/m²

Para un ancho tributario de 5,13 m se tiene:

$$CVT = 100 \text{ kgf/m}^2 \times 5,13 \text{ m} = 513 \text{ kgf/ml}$$

Licencia Creative Commons:



Carga de Servicio en Techo, recordando que no es un diseño sino un proceso de evaluación estructural:

$$CST = 1472,31 \text{ kgf/ml} + 513 \text{ kgf/ml} = 1.985 \text{ kgf/ml} \longrightarrow 19,85 \text{ kgf/cm}$$

- **Cargas puntuales**

Cargas debido a las paredes de mampostería que son utilizadas como murales artísticos:

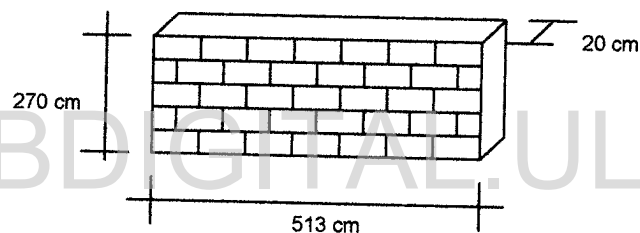


Figura 3.7 Geometría de la pared de mampostería perimetral para fines de mural artístico.

$$\text{Área de la Pared: } 270\text{cm} \times 513\text{cm} = 138.510 \text{ cm}^2 \longrightarrow 13,85 \text{ m}^2$$

$$CPPM = 13,85 \text{ m}^2 \times 300 \text{ kgf/m}^2 = 4.155 \text{ kgf}$$

3.2.4 Características de los materiales

Por ser un estudio de evaluación probabilística de la respuesta sismorresistente en un pórtico de concreto reforzado de un edificio construido durante la década de los años 50, las características con respecto a las propiedades de los materiales que aplican (f_c y f_y), variaran según la considerada en el resultado del proceso de simulación, según la Tabla 3.5 y el número del análisis.



Gracias a la aplicación del método de simulación latino-hipercúbico, fueron generados 25 pares de valores aleatorios para hacer 25 análisis del modelo matemático y luego analizar los resultados, lo que indica que las características de los materiales variarían 25 veces.

3.2.5 Generación de los diagramas momento-curvatura para los elemento viga

Para determinar los puntos característicos del diagrama momento-curvatura de cada sección de viga donde fueron definidas las rótulas plásticas (definidas en el inciso 3.2.9), se consideró:

- El laborioso proceso iterativo que es necesario para determinar el diagrama momento-curvatura de un elemento viga.
- Para cada sección de viga donde se definieron las rótulas, se tiene dos diagramas momento curvatura por considerar el cambio de signo del momento flector bajo la incertidumbre de solicitación sísmica.
- Para cada par de valor aleatorio es preciso determinar nuevos diagramas, ya que, como se refirió en el capítulo II, inciso 2.2.9, las fórmulas que definen el diagrama están en función de las dos v.a. consideradas (f_c y f_y).

Por estas consideraciones, se pensó en usar hojas programadas en Excel con macros que permitieran hacer más fácil y ágil el procedimiento.

Para el desarrollo de esta tesis y efectos prácticos se usó la hoja programada en Excel por el Prof. Santiago Pujol, de la Universidad Purdue, en Indiana-Estados Unidos, (pujol@ecn.purdue.edu), última revisión el 01 de abril del 2001, disponible en la Web, llamada FLECHA y que también la refiere la editorial de un libro que trata del diseño por desempeño del Prof. Bertero y Otros.

Esta hoja fue 100% comprobada, con un ejercicio hecho sin ayuda computacional

Licencia Creative Commons:

81



en la asignatura de “Concreto Estructural”, del postgrado, dictada por el Prof. Eduard Thomson, Universidad de Los Andes, Mérida-Venezuela. Al detallarla se pudo ver que los datos de entrada son las variables aleatorias y todos los parámetros en función de ellas definidos en el capítulo II, incisos 2.2.6 y 2.2.7, referidos al concreto y el acero respectivamente. También nos permite definirle de manera precisa la relación esfuerzo-deformación considerada en cada comportamiento del material, que son elasto-plástico para el acero con la opción “type 1” y Hognestad para el concreto.

Una vez definidos los diagramas de momento-curvatura para cada viga, debemos introducir la información obtenida en el programa SAP 2000 V.11 de manera directa pues es así que el programa procesa la información.

En la siguiente página se muestra una vista de la hoja Excel tipo llamada “FLECHA” utilizada, en la cual se hizo referencia en las líneas anteriores.



3.2.6 Generación de los diagramas de interacción para los elementos columna

Aplicando el mismo análisis para la determinación de los puntos característicos del diagrama momento-curvatura de un elemento viga, fueron considerados los siguientes puntos para determinar los diagramas de interacción de los elementos columna:

- El laborioso proceso iterativo para determinar el punto de flexión pura (M_0), uno de los cuatro puntos característicos que definen el diagrama de interacción de un elemento columna.
- Para cada sección de columna donde se definieron las rótulas, se tiene un diagrama de interacción por ser de secciones transversales simétricas en geometría y diseño.
- Para cada par de valor aleatorio es preciso determinar un diagrama nuevo, ya que, como se refirió en el capítulo II, inciso 2.2.8, las fórmulas que define el diagrama están en función de las dos v.a. consideradas (f_c y f_y).
- Una vez obtenido el diagrama de interacción de la columna, entonces se conocen los valores de las cargas axiales de cada punto característico y deben definirse para cada una de ellas un diagrama de momento-curvatura, que aplique para determinar los valores a ser introducidos en el modelo que se analizara en SAP 2000 V.11. Es decir:

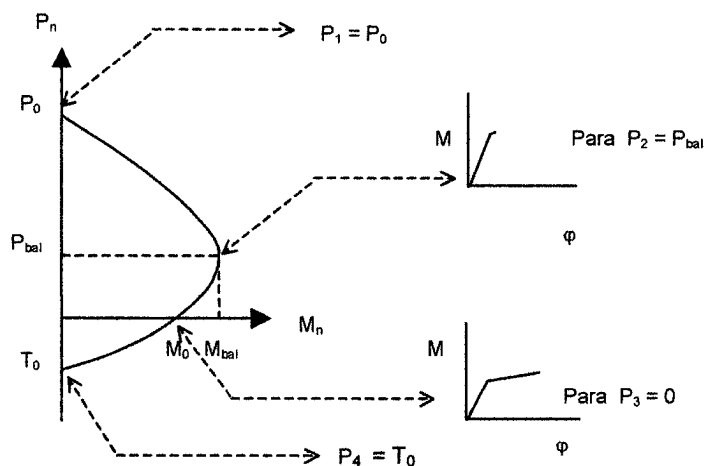


Figura 3.9 Explicación gráfica de como interpretar cada carga axial del diagrama de interacción y determinar los datos necesarios para definir las rótulas en SAP 2000, V.11.



El programa SAP 2000 V.11, solo procesa la información de la ductilidad local con los datos obtenidos en el diagrama momento-curvatura, basado en las hipótesis básicas de los métodos de análisis plásticos para flexión. Por eso debemos para cada punto principal del diagrama de interacción que aporte información a la definición de las rótulas, determinar su diagrama de momento-curvatura (P_2 y P_3), como se indica en la Figura 3.9. Lo que significa que por cada tipo de columna con par de valores (f'_c y f_y) usados se obtendrá 1 diagrama de interacción y 2 de momento-curvatura, de donde se sacará la información necesaria para alimentar el programa y definir el comportamiento de las rótulas plásticas de la columna en cuestión.

Por estas consideraciones, también se usó para el desarrollo de esta tesis y efectos prácticos otra hoja programada en Excel por el Prof. Santiago Pujol, de la Universidad Purdue, en Indiana-Estados Unidos, (pujol@ecn.purdue.edu), última revisión el 01 de abril del 2001, disponible en la web, llamada INTERACCION. Esta hoja al igual que la llamada FLECHA para determinar los diagramas momento-curvatura, fue 100% comprobada, con un ejercicio hecho sin ayuda computacional en la asignatura de "Concreto Estructural", del postgrado dictada por el Prof. Eduard Thomson, Universidad de Los Andes, Mérida-Venezuela. Al detallarla podemos ver que los datos de entrada son las variables aleatorias y todos los parámetros en función de ellas definidos en el capítulo II, incisos 2.2.6 y 2.2.7, referidos al concreto y el acero respectivamente.

Una vez definidos los diagramas de interacción con la hoja llamada INTERACCION, se usó la hoja llamada FLECHA para determinar el diagrama momento-curvatura de cada valor de carga axial (P_2 y P_3). Para cada columna, debemos introducir la información obtenida en el programa SAP 2000 V.11. En la siguiente página se muestra una vista de la hoja Excel tipo, llamada "INTERACCION" utilizada, en la cual se hizo referencia en el párrafo anterior.



3.2.7 Modelo matemático del pórtico estructural más solicitado y comprometido sísmicamente.

En función al análisis anterior del inciso 3.2.1, se define entonces el pórtico más crítico ante un evento sísmico el pórtico cercano a las escaleras, recordando que en geometría todos son iguales, se considero éste para el modelado.

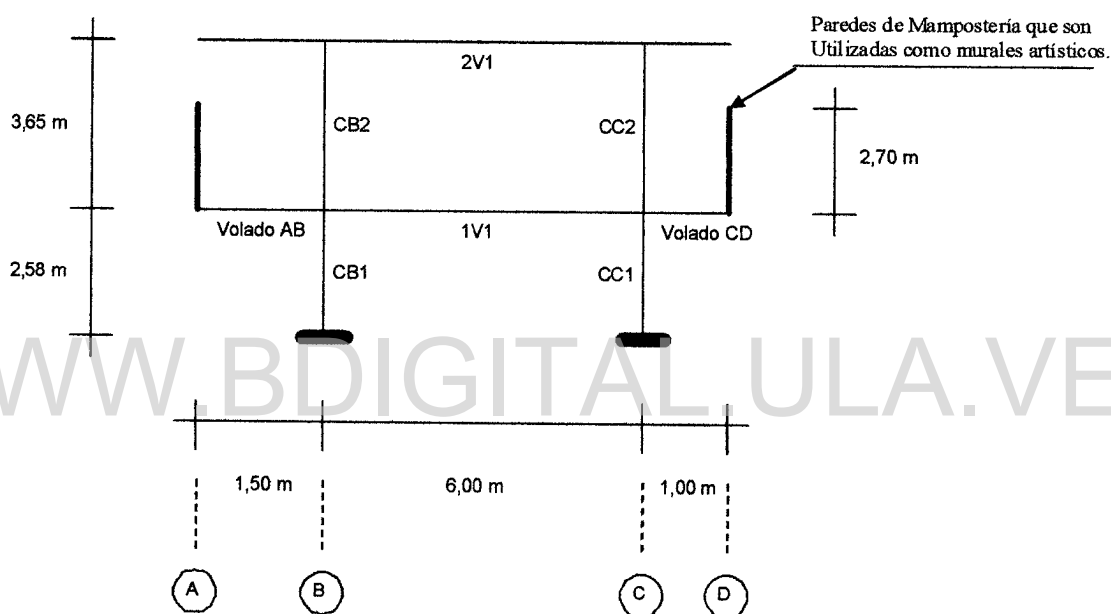


Figura 3.11 Modelo matemático del pórtico a ser utilizados para los análisis en SAP 2000, V.11

3.2.8 Combinaciones de carga

Como se hizo referencia en el inciso 3.2.3, se trabajó con cargas de servicio ya que no es un procedimiento de diseño sino de evaluación de la respuesta sismorresistente de un pórtico de concreto reforzado de un edificio construido durante la década de los años 50.

Teniendo en cuenta que el tipo de análisis que se pensó aplicar era un análisis estático no lineal, se requería que el pórtico estuviera cargado con todas las solicitaciones



para el momento que se iniciara la aplicación de las cargas laterales. Para modelar este estado de carga se definió un caso de carga llamado GRAVITACIONAL.

El caso de carga GRAVITACIONAL se compone por la aplicación de todas las cargas definidas en el inciso 3.2.3, en el modelo matemático del pórtico. Estas cargas son:

$$\text{CSE} = 3.396,06 \text{ kgf/ml} + 2.565 \text{ kgf/ml} = 5961 \text{ kgf/ml} \longrightarrow 59,61 \text{ kgf/cm}$$

$$\text{CST} = 1472,31 \text{ kgf/ml} + 513 \text{ kgf/ml} = 1.985 \text{ kgf/ml} \longrightarrow 19,85 \text{ kgf/cm}$$

$$\text{CPPM} = 13,85 \text{ m}^2 \times 300 \text{ kgf/m}^2 = 4.155 \text{ kgf}$$

En la Figura 3.12, podemos observar cómo fue modelado este caso de carga.

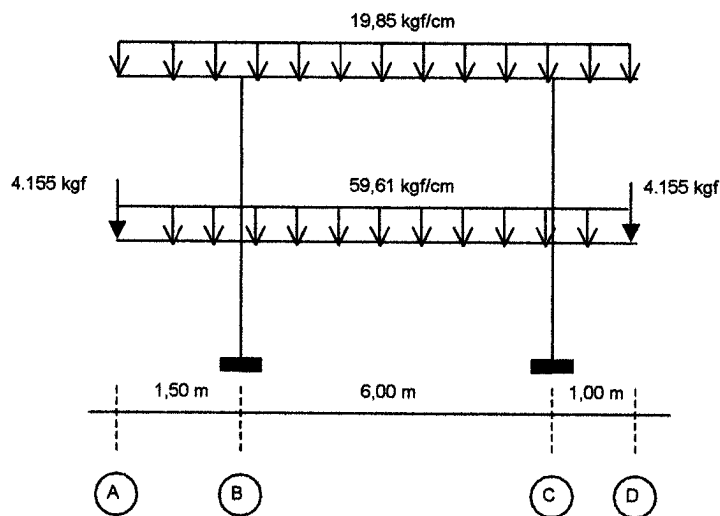


Figura 3.12 Modelo matemático del pórtico con caso de combinación de cargas definido como gravitacional.



3.2.9 Definición de las rótulas plásticas en el modelo

Para definir las rótulas plásticas en el modelo, es necesario saber la cantidad de acero longitudinal que participa en cada sección donde sea determinada la longitud de rótula l_p . Las rótulas fueron pensadas para ser definidas lo mas cerca posible a la unión de los elementos Viga-Columna y en los dos extremos de los elemento Columna.

A continuación, la Figura 3.13, muestra la cantidad de acero longitudinal que participa en cada sección considerada para las columnas:

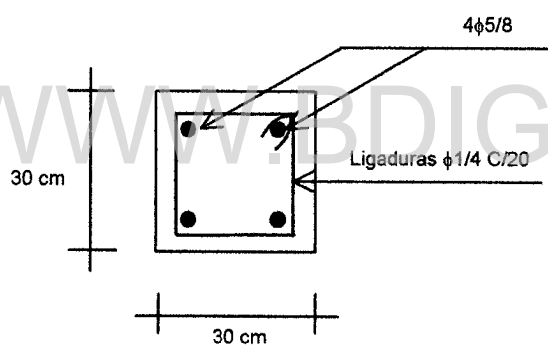


Figura 3.13 (a) Sección transversal y diseño de las columnas tipo I (CB1 y CC1).

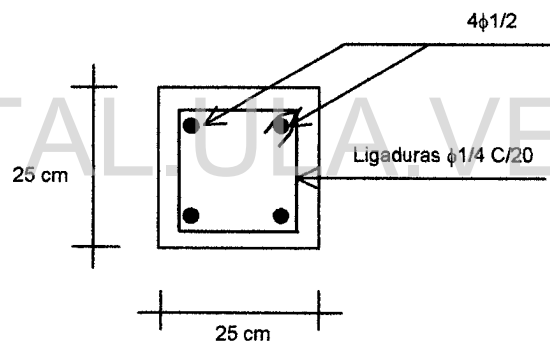


Figura 3.13 (b) Sección transversal y diseño de las columnas tipo II (CB2 y CC2).

Figura 3.13 (a) y (b), Secciones transversales y diseño de las columnas del pórtico.

Las Figuras 3.14, muestra la cantidad de acero longitudinal que participa en cada sección considerada para las vigas y en la siguiente página se detallan las secciones AA, BB, CC y DD:

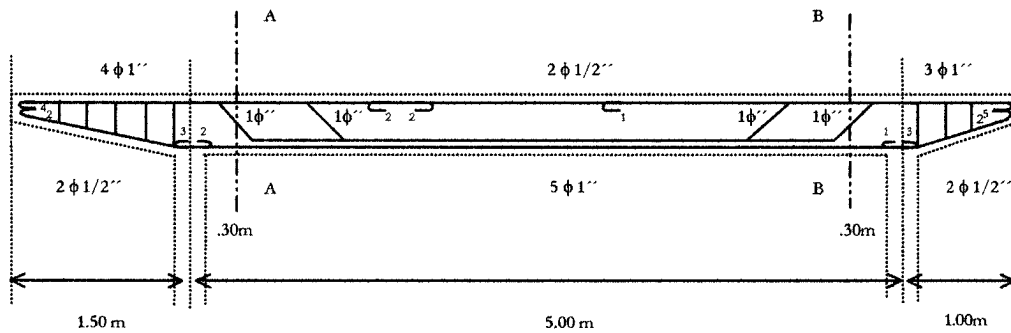


Figura 3.14 (a) Sección longitudinal y diseño de las vigas, de la 1V1 Hasta 1V13.

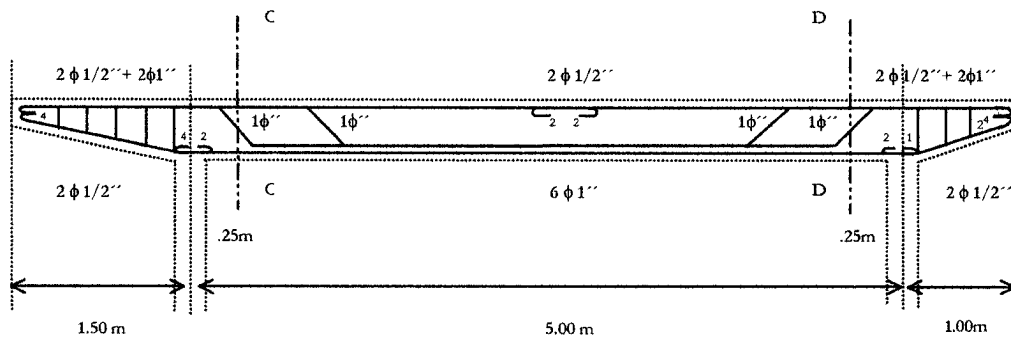


Figura 3.14 (b) Sección longitudinal y diseño de las vigas, de la 2V1 Hasta 2V13.

Figura 3.14 (a) y (b) Secciones longitudinales y diseño de las vigas entre piso y techo.



Vigas de la 1V1 hasta 1V13 (Entrepiso)

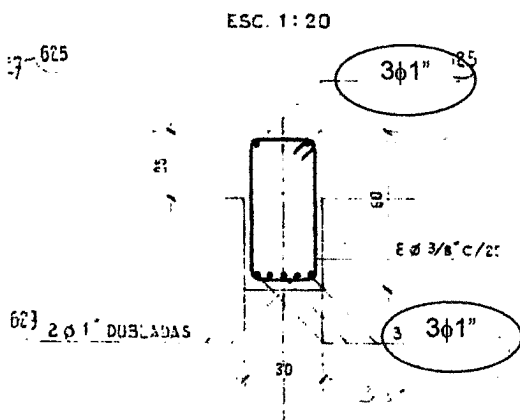


Figura 3.15 Rótula izquierda (Eje B)
Sección AA

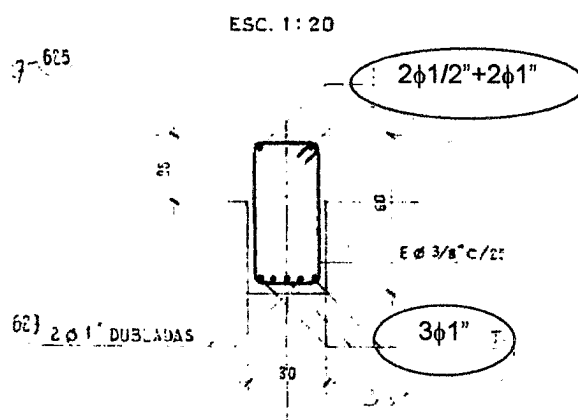


Figura 3.16 Rótula derecha (Eje C)
Sección BB

Vigas de la 2V1 hasta 2V13 (Techo)

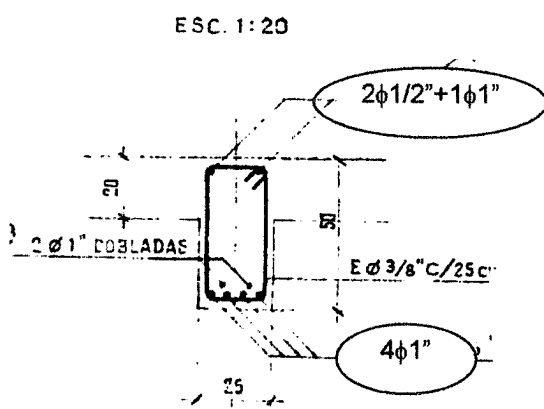


Figura 3.17 Rótula izquierda (Eje B)
Sección CC

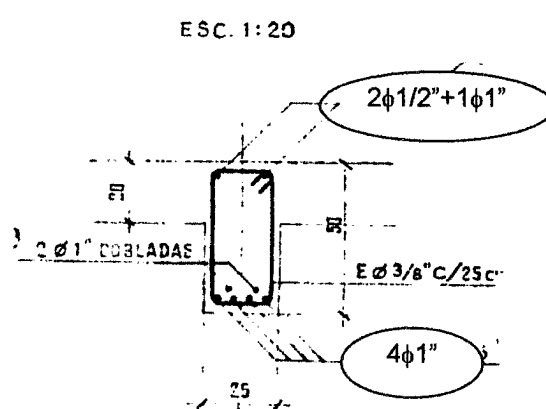


Figura 3.18 Rótula derecha (Eje C)
Sección DD



Recordando del inciso 2.2.10 que en la práctica, para las cuantías típicas de las vigas y de los soportes, la longitud l_p oscila entre 0,75 y 1,5 veces el canto útil de la pieza (d), se determina para cada elemento de la siguiente manera:

Columnas CB1 y CC1, d = 25 cm $\longrightarrow$ $18,75 \leq l_p \leq 37,50$
 $l_p = 37 \text{ cm}$

Columnas CB2 y CC2, d = 20 cm $\longrightarrow$ $15 \leq l_p \leq 30$
 $l_p = 30 \text{ cm}$

Vigas de la 1V1 hasta 1V13 (Entrepiso), d = 55 cm

Rótula Izquierda (Eje B) Sección AA $\longrightarrow$ $41,25 \leq l_p \leq 82,50$
 $l_p = 42 \text{ cm}$

Rótula Derecha (Eje C) Sección BB $\longrightarrow$ $41,25 \leq l_p \leq 82,50$
 $l_p = 42 \text{ cm}$

Vigas de la 2V1 hasta 2V13 (Techo), d= 45 cm

Rótula Izquierda (Eje B) Sección CC $\longrightarrow$ $33,75 \leq l_p \leq 67,50$
 $l_p = 38 \text{ cm}$

Rótula Derecha (Eje C) Sección DD $\longrightarrow$ $33,75 \leq l_p \leq 67,50$
 $l_p = 38 \text{ cm}$

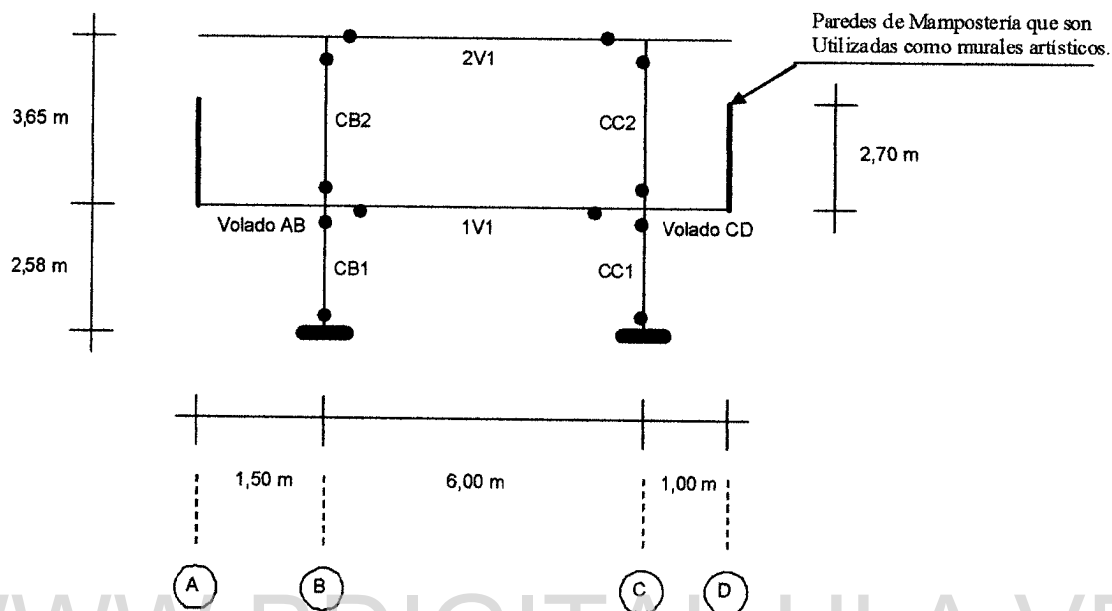


Figura 3.19 Ubicación de las rótulas plásticas en el modelo matemático del pórtico a ser utilizados para los análisis en SAP 2000, V.11

3.2.10 Tipo de análisis en SAP 2000. V.11

El tipo de análisis que se le aplicó al modelo fue el Análisis Estático no Lineal de Pushover, que consiste en empujar monótonicamente la estructura con cargas estáticas equivalentes a las sísmicas hasta alcanzar un estado límite preestablecido, es decir, con control de desplazamiento en uno de los nodos del piso más alto, considerando una razón aplicable que permita al pórtico desarrollarse hasta el colapso. Obviamente, este desplazamiento supera siempre el límite de la norma Covenin.

El comportamiento no lineal ocurre en las rótulas definidas en el inciso 3.2.9. Actualmente las rótulas son introducidas al modelo matemático en cada elemento del pórtico y asignadas a las respectivas l_p calculadas.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



Existen varios métodos para describir la distribución de la carga para este método, para el caso de esta tesis se utilizó un patrón estático de distribución triangular.

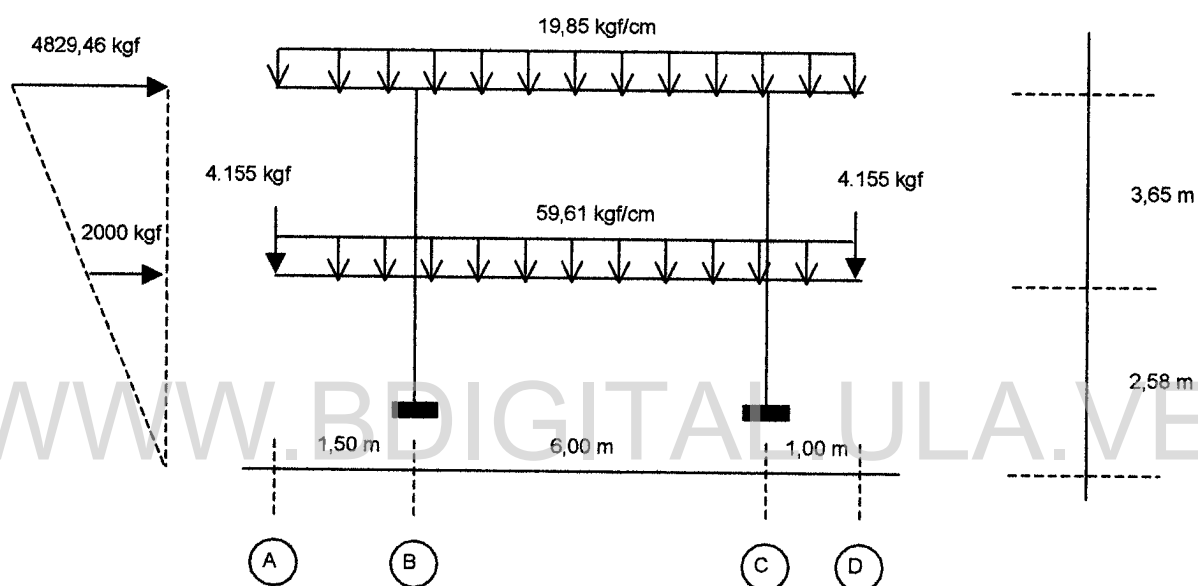


Figura 3.20 Distribución de las cargas laterales para el análisis estático no lineal de pushover y el caso de carga gravitacional.



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

RESULTADOS

4.1 NUMERACIÓN DE LOS NODOS EN EL MODELO.

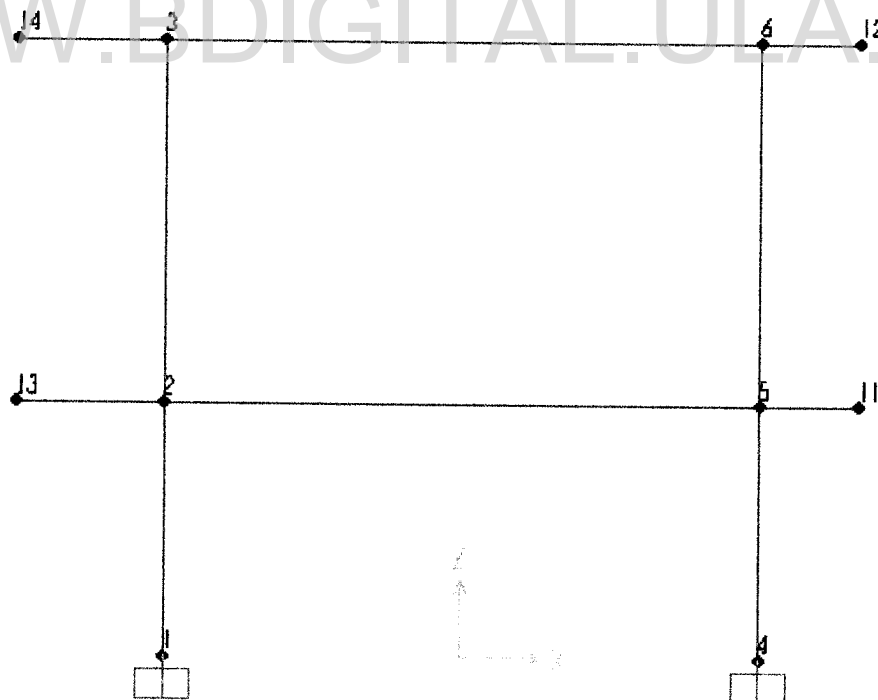


Figura 4.1 Pórtico modelado con numeración de nodos.



4.2 TABLA DE RESULTADOS.

Tabla 4.1 Resultados del modelo analizado para cada par de valores de las variables aleatorias f'_c y f_y

Parametros Evaluados: 1. Capacidad de Deformación ($D_{\max}$ pto 6) / 2. Capacidad Global (DG) / 3. Rotulación / 4. Resistencia

Leyenda de Rotulación: R = rosado = Comenzó a Ceder / AO = Azul Oscuro = Ocupación Inmediata / AC = Azul claro = Seguridad de vida / V = Verde = Prevención al Colapso / A = Amarillo = Colapso

Par	Desplazamiento máximo en el pto. 6	Step	DG	Rotulación	Resistencia en columnas que llegaron al colapso (kgf/cm ²)	
1	U1 (cm)	13	4,14		CC1	CC2
$f'_c = 241,33$ kgf/cm ² / $f_y = 2292,12$ kgf/cm ²	18,89				45,39	16,30
Patrón de Comparación						
2	U1 (cm)	13	3,25		CC1	CC2
$f'_c = 228,51$ kgf/cm ² / $f_y = 2577,71$ kgf/cm ²	16,23				45,70	16,40
3	U1 (cm)	9	3,04		CC1	CC2
$f'_c = 189,79$ kgf/cm ² / $f_y = 2963,81$ kgf/cm ²	11,00				45,63	16,36
4	U1 (cm)	8	3,40		CC1	CC2
$f'_c = 157,86$ kgf/cm ² / $f_y = 3380,52$ kgf/cm ²	8,50				45,40	16,25
5	U1 (cm)	13	3,63		CC1	CC2
$f'_c = 246,07$ kgf/cm ² / $f_y = 2413,27$ kgf/cm ²	17,48				45,49	16,35



Continuación tabla de resultados....

Tabla 4.1 Resultados del modelo analizado para cada par de valores de las variables aleatorias f'_c y f_y

Parametros Evaluados: 1. Capacidad de Deformación ($D_{m\acute{a}x}$ pto 6) / 2. Capacidad Global (DG) / 3. Rotulación / 4. Resistencia

Leyenda de Rotulación: R = rosado = Comenzó a Ceder / AO = Azul Oscuro = Ocupación Inmediata / AC = Azul claro = Seguridad de vida / V = Verde = Prevención al Colapso / A = Amarillo = Colapso

Par	Desplazamiento máximo en el pto. 6	Step	DG	Rotulación	Resistencia en columnas que llegaron al colapso (kgf/cm ²)	
6					CC1	CC2
$f'_c = 251,21$ kgf/cm ²	$f_y = 3010,73$ kgf/cm ²	U1 (cm)				
↑	↑	13,79	10	3,45	45,81	16,47
7					CC1	CC2
$f'_c = 283,14$ kgf/cm ²	$f_y = 2744,65$ kgf/cm ²	U1 (cm)				
↑	↑	18,85	14	3,35	46,02	16,55
8					CC1	CC2
$f'_c = 194,93$ kgf/cm ²	$f_y = 3131,88$ kgf/cm ²	U1 (cm)				
↓	↑	8,75	8	3,43	45,55	16,32
9					CC1	CC2
$f'_c = 216,52$ kgf/cm ²	$f_y = 2460,19$ kgf/cm ²	U1 (cm)				
↓	↑	16,20	13	3,78	45,56	16,32
10					CC1	CC2
$f'_c = 263,55$ kgf/cm ²	$f_y = 3225,61$ kgf/cm ²	U1 (cm)				
↑	↑	14,34	12	3,24	46,07	16,58



Continuación tabla de resultados....

Tabla 4.1 Resultados del modelo analizado para cada par de valores de las variables aleatorias f'_c y f_y

Parámetros Evaluados: 1. Capacidad de Deformación ($D_{m\acute{a}x}$ pto 6) / 2. Capacidad Global (DG) / 3. Rotulación / 4. Resistencia

Leyenda de Rotulación: R = rosado = Comenzó a Ceder / AO = Azul Oscuro = Ocupación Inmediata / AC = Azul claro = Seguridad de vida / V = Verde = Prevención al Colapso / A = Amarillo = Colapso

Par	Desplazamiento máximo en el pto. 6	Step	DG	Rotulación	Resistencia en columnas que llegaron al colapso (kgf/cm ²)	
11					CC1	CC2
$f'_c = 169,29$ kgf/cm ²	$f_y = 2502,33$ kgf/cm ²	8	3,43		CC1	CC2
↓	↑				45,24	16,17
12					CC1	CC2
$f'_c = 236,88$ kgf/cm ²	$f_y = 3065,02$ kgf/cm ²	10	3,42		CC1	CC2
↓	↑				45,87	16,48
13					CC1	CC2
$f'_c = 138,97$ kgf/cm ²	$f_y = 2646,33$ kgf/cm ²	7	3,21		CC1	CC2
↓	↑				45,18	16,16
14					CC1	CC2
$f'_c = 177,45$ kgf/cm ²	$f_y = 2358,98$ kgf/cm ²	11	3,57		CC1	CC2
↓	↑				45,19	16,24
15					CC1	CC2
$f'_c = 232,62$ kgf/cm ²	$f_y = 2921,67$ kgf/cm ²	10	3,84		CC1	CC2
↓	↑				45,68	16,38



Continuación tabla de resultados....

Tabla 4.1 Resultados del modelo analizado para cada par de valores de las variables aleatorias f'_c y f_y

Parámetros Evaluados: 1. Capacidad de Deformación ($D_{\max}$ pto 6) / 2. Capacidad Global (DG) / 3. Rotulación / 4. Resistencia

Leyenda de Rotulación: R = rosado = Comenzó a Ceder / AO = Azul Oscuro = Ocupación Inmediata / AC = Azul claro = Seguridad de vida / V = Verde = Prevención al Colapso / A = Amarillo = Colapso

Par	Desplazamiento máximo en el pto. 6	Step	DG	Rotulación	Resistencia en columnas que llegaron al colapso (kgf/cm ²)	
16					CC1	CC2
$f'_c = 212,49$ kgf/cm ²	$f_y = 2846,29$ kgf/cm ²	10	3,61		45,60	16,35
↓	↑					
17					CC1	CC2
$f'_c = 208,38$ kgf/cm ²	$f_y = 2882,82$ kgf/cm ²	10	3,53		45,59	16,34
↓	↑					
18					CC1	CC2
$f'_c = 184,07$ kgf/cm ²	$f_y = 2541,18$ kgf/cm ²	9	3,36		45,28	16,20
↓	↑					
19					CC1	CC2
$f'_c = 256,93$ kgf/cm ²	$f_y = 2043,48$ kgf/cm ²	13	4,44		45,41	16,24
↑	↓					
20					CC1	CC2
$f'_c = 271,71$ kgf/cm ²	$f_y = 2612,59$ kgf/cm ²	11	4,08		45,72	16,42
↑	↑					



Continuación tabla de resultados....

Tabla 4.1 Resultados del modelo analizado para cada par de valores de las variables aleatorias f'_c y f_y

Parametros Evaluados: 1. Capacidad de Deformación (Dmáx pto 6) / 2. Capacidad Global (DG) / 3. Rotulación / 4. Resistencia

Leyenda de Rotulación: R = rosado = Comenzó a Ceder / AO = Azul Oscuro = Ocupación Inmediata / AC = Azul claro = Seguridad de vida / V = Verde = Prevención al Colapso / A = Amarillo = Colapso

Par	Desplazamiento máximo en el pto. 6	Step	DG	Rotulación	Resistencia en columnas que llegaron al colapso (kgf/cm2)	
21					CC1	CC2
$f'_c = 204,12$ kgf/cm2	$f_y = 2712$ kgf/cm2	9	3,90		CC1	CC2
↓	↑				45,47	16,29
22					CC1	CC2
$f'_c = 224,48$ kgf/cm2	$f_y = 2811,41$ kgf/cm2	8	3,26		CC1	CC2
↓	↑				45,56	16,32
23					CC1	CC2
$f'_c = 220,50$ kgf/cm2	$f_y = 2679,35$ kgf/cm2	10	3,54		CC1	CC2
↓	↑				45,49	16,29
24					CC1	CC2
$f'_c = 199,67$ kgf/cm2	$f_y = 2198,39$ kgf/cm2	9	3,40		CC1	CC2
↓	↓				49,03	18,05
25					CC1	CC2
$f'_c = 302,03$ kgf/cm2	$f_y = 2777,67$ kgf/cm2	14	3,90		CC1	CC2
↑	↑				45,85	16,47



Tomando como patrón de comparación los resultados obtenidos en el análisis del modelo par 1, donde los valores de las variables aleatorias son, resistencia a la compresión de concreto $f'_c = 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo $f_y = 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$, ver Tabla 4.1, y considerando que podían ocurrir cuatro (4) posibilidades del comportamiento de los pares de valores, luego de la aplicación del método latino-hipercúbico, que son:

1. Valor de $f'_c \downarrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \uparrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$
2. Valor de $f'_c \downarrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \downarrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$
3. Valor de $f'_c \uparrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \downarrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$
4. Valor de $f'_c \uparrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \uparrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$

se observa:

4.3 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN

Resultados de los desplazamientos máximos en el nodo 6 ($D_{\text{máx}}$): Comparando contra los resultados obtenidos para el par 1. Ver Tabla 4.1, $D_{\text{máx}} = 18,89 \text{ cm}$, en estado límite de colapso.

Cuando 1. Valor de $f'_c \downarrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \uparrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$: A medida que el valor de f'_c considerado para el modelo se hacía menor a $241,33 \text{ kgf/cm}^2$ los desplazamientos máximos en el nodo 6 disminuyeron. La medida de disminución dependió del valor de f_y que acompañó como par al valor f'_c , notando que entre menor era el valor de f_y comparado entre ellos se permitió al modelo alcanzar mayores deformaciones. Por ejemplo para el par 2 ($f'_c = 228,51$ y $f_y = 2577,71$) kgf/cm^2 el desplazamiento máximo fue de $16,23 \text{ cm}$, mientras que para el par 8 ($f'_c = 194,93$ y $f_y = 3131,88$) kgf/cm^2 el desplazamiento máximo fue de $8,75 \text{ cm}$, ver Tabla 4.2.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



Par	$f'c$ (kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)	U1 (cm)
13	138,97	2646,33	9,63
4	157,86	3380,52	8,50
11	169,29	2502,33	9,75
14	177,45	2358,98	13,81
18	184,07	2541,18	10,28
3	189,79	2963,81	11,00
8	194,93	3131,88	8,75
21	204,12	2712,00	11,22
17	208,38	2882,82	12,15
16	212,49	2846,29	11,65
9	216,52	2460,19	16,20
23	220,50	2679,35	11,73
22	224,48	2811,41	8,83
2	228,51	2577,71	16,23
15	232,62	2921,67	13,29
12	236,88	3065,02	12,12

Tabla 4.2 Desplazamientos máximos en el nodo 6 para los pares de valores que coincidieron con el valor de $f'c$ por debajo de 241,33 kgf/cm² y f_y por debajo de 2292,12 kgf/cm².

Cuando 2. Valor de $f'c$ 241,33 kgf/cm² y f_y 2292,12 kgf/cm²: En esta posibilidad 2, sólo se determinó un par de valores de las variables aleatorias, el par 24, de los 25 pares de valores utilizados para esta evaluación probabilística. El hecho de que ambos valores de las variables aleatorias disminuyeran en una cantidad considerable con respecto al par 1, resulta en un valor desplazamiento máximo registrado en esta posibilidad de 7,65 cm, ver Tabla 4.3, observando que de todos los pares de valores considerados para esta evaluación probabilística este fue el valor más bajo de desplazamiento máximo en el nodo 6.

Par	$f'c$ (kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)	U1 (cm)
24	199,67	2198,39	7,65

Tabla 4.3 Desplazamiento máximo en el nodo 6 para el par de valor que coincidió con el valor de $f'c$ por debajo de 241,33 kgf/cm² y f_y por debajo de 2292,12 kgf/cm².



Cuando 3. Valor de $f'_c \uparrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \downarrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$: En esta posibilidad 3, como en la posibilidad 2, también se determinó sólo un par de valores de las variables aleatorias, par 19, de los 25 pares de valores utilizados para esta evaluación probabilística, con un desplazamiento máximo en el nodo 6 de 18,69 cm. Se evidencia que al aumentar el valor de f'_c con respecto $241,33 \text{ kgf/cm}^2$ el desplazamiento máximo en el nodo 6 casi alcanza el valor del par 1 tomado como patrón de comparación (18,89 cm, ver Tabla 4.1). La disminución del valor de f_y aporta a que el pórtico alcance mayor deformación. El modelo del par 19 fue el único análisis que terminó sin alcanzar el estado límite de colapso aunque llegó al estado de prevención del colapso, lo que hace pensar que si aumentáramos un poco más las cargas laterales del análisis no lineal de Pushover, esto nos permitiría apreciar el colapso y con seguridad un valor de desplazamiento máximo mayor ha 18,89 cm alcanzado en el análisis del par 1.

Par	$f'_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	U1 (cm)
19	256,93	2043,48	18,69

Tabla 4.4 Desplazamiento máximo en el nodo 6 para el par de valor que coincidió con el valor de f'_c por arriba de $241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y f_y por debajo de $2292,12 \text{ kgf/cm}^2$.

Cuando 4. Valor de $f'_c \hat{=} 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \hat{=} 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$: A medida que el valor de f'_c considerado para el modelo se hacía mayor a $241,33 \text{ kgf/cm}^2$ los desplazamientos máximos en el nodo 6 aumentaron. La medida de aumento dependió del valor de f_y que acompañó como par al valor f'_c , notando que entre menor era el valor de f_y comparado entre ellos se permitió al modelo alcanzar mayores deformaciones. Por ejemplo para el par 5 ($f'_c = 246,07$ y $f_y = 2413,27$) kgf/cm^2 el desplazamiento máximo fue de 17,48 cm, mientras que para el par 6 ($f'_c = 251,21$ y $f_y = 3010,73$) kgf/cm^2 el desplazamiento máximo fue de 13,79 cm, ver Tabla 4.5.



Podemos notar que el comportamiento del sistema estructural del pórtico de concreto reforzado ante las cargas laterales impuestas para el par 1 y el par 7 son casi las mismas en desplazamientos máximos.

Par	f'_c (kgf/cm ²)	f_y (kgf/cm ²)	U1 (cm)
5	246,07	2413,27	17,48
6	251,21	3010,73	13,79
10	263,55	3225,61	14,34
20	271,71	2612,59	16,33
7	283,14	2744,65	18,85
25	302,03	2777,67	17,30

Tabla 4.5 Desplazamientos máximos en el nodo 6 para los pares de valores que coincidieron con el valor de f'_c por arriba de 241,33 kgf/cm² y f_y por arriba de 2292,12 kgf/cm².

4.4 CAPACIDAD GLOBAL DEL PÓRTICO

Resultados de ductilidad global del pórtico: Comparando contra los resultados obtenidos para el par 1. Ver Tabla 4.1, $D_G = 4,14$, estado límite de colapso.

El cálculo de la ductilidad global de cada pórtico correspondió al estado límite de colapso, considerando la determinación del desplazamiento cedente a través de la aplicación del criterio de igual capacidad de absorción de energía, sobre la curva de capacidad obtenida para cada pórtico analizado en SAP 2000, V.11, para cada par de valores de las variables aleatorias. Al observar la Tabla 4.6, se puede apreciar que los valores de ductilidad global se mantuvieron entre 3 y 4,1, para todos las posibilidades comparadas con el resultado de ductilidad global del par 1. No se observa variación significativa en los resultados a medida que se fueron cambiando los valores de resistencia a la compresión de concreto y esfuerzo de cedencia de acero de refuerzo.

Para el caso del modelo del par 19 que fue el único análisis que terminó sin alcanzar



el estado límite de colapso aunque llegó al estado de prevención del colapso, se determinó la D_G , que se refiere el la Tabla 4.6, con el valor de 4,4, (como informativo). No se comparo con el resto de los 24 valores por no haber alcanzado la misma condición de estado límite.

Cuando 1. Valor de $f'_c \downarrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \uparrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$			
Par	$f'_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	DG
13	138,97	2646,33	3,21
4	157,86	3380,52	3,40
11	169,29	2502,33	3,43
14	177,45	2358,98	3,57
18	184,07	2541,18	3,36
3	189,79	2963,81	3,04
8	194,93	3131,88	3,43
21	204,12	2712,00	3,90
17	208,38	2882,82	3,53
16	212,49	2846,29	3,61
9	216,52	2460,19	3,78
23	220,50	2679,35	3,54
22	224,48	2811,41	3,26
2	228,51	2577,71	3,25
15	232,62	2921,67	3,84
12	236,88	3065,02	3,42
Cuando 2. Valor de $f'_c \downarrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \downarrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$			
Par	$f'_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	DG
24	199,67	2198,39	3,4
Cuando 3. Valor de $f'_c \uparrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \downarrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$			
Par	$f'_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	DG
19	256,93	2043,48	4,44
Cuando 3. Valor de $f'_c \uparrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \uparrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$			
Par	$f'_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	$f_y \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	DG
5	246,07	2413,27	3,63
6	251,21	3010,73	3,45
10	263,55	3225,61	3,24
20	271,71	2612,59	4,08
7	283,14	2744,65	3,35
25	302,03	2777,67	3,90

Tabla 4.6 Valores de ductilidad global para los pares de valores (f'_c ; f_y) considerados para las cuatro posibilidades



4.5 ROTULACIÓN

Para analizar los resultados obtenidos en cada análisis del modelo, para cada par de valor de variables aleatorias en cuanto la rotulación se consideró el estado límite de colapso, en el momento que se presentó el mecanismo de falla cuando una de las columnas del nivel 2 colapso, observando:

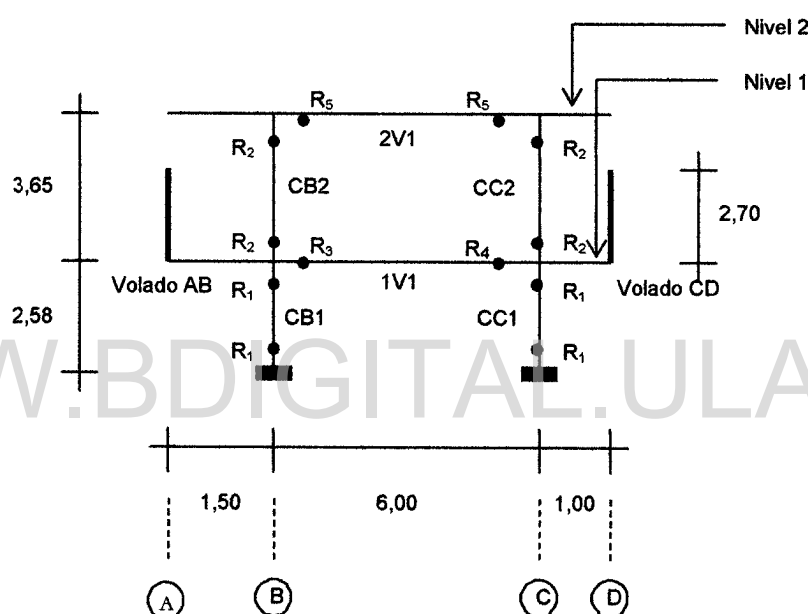


Figura 4.2 Modelo matemático del pórtico con rótulas definidas para el análisis estático no lineal de pushover.

Cuando 1. Valor de $f'_c \downarrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \uparrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$

- En todos los análisis para la posibilidad 1, la rótula superior R_2 , de la columna CC2 del nivel 2, eje C, ver Figura 4.2 y Tabla 4.1, es la que llega al colapso.
- En todos los análisis para la posibilidad 1, la rótula superior R_2 , de la columna CB2 del nivel 2, eje B, ver Figura 4.2 y Tabla 4.1, comenzó a ceder.

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)



- Las rótulas inferiores R_2 , de las columnas CB2 y CC2 del nivel 2, eje B y C respectivamente, ver Figura 4.2 y Tabla 4.1, se formaron en todos los casos de esta posibilidad 1, llegando al estado de prevención al colapso para los valores más bajos de f_y . A medida que el valor de f_y aumenta llegan al estado de seguridad de vida y para los valores más altos de f_y llegan al estado de ocupación inmediata.
- Cuando los valores de f_y se mantuvieron entre 2500 y 3070 kgf/cm² y el valor de f'_c entre 184,07 y 236,88 kgf/cm², se observó la formación de la rótula superior R_1 , de la columna CC1 del nivel 1, eje C, ver Figura 4.2 y Tabla 4.1, la que sólo comenzó a ceder.

Cuando 2. Valor de $f'_c \downarrow 241,33$ kgf/cm² y $f_y \downarrow 2292,12$ kgf/cm²

- En el resultado del mecanismo de falla observado en esta posibilidad 2, con un único par de valores de las variables aleatorias, el par 24, fue donde se formaron mayor número de rótulas (10 en total), siendo el único caso donde se formó la rótula inferior R_1 , de la columna CC1 del nivel 1, eje C, alcanzado el estado límite de colapso, ver Figura 4.2 y Tabla 4.1 par 24, y no la rótula superior R_2 , de la columna CC2 del nivel 2, eje C, como en los otros análisis.
- Las rótulas superiores e inferiores R_2 , de las columnas CB2 y CC2 del nivel 2, eje B y C, respectivamente, comenzaron a ceder, al igual que las rótulas superiores R_1 , de las columnas CB1 y CC1 del nivel 1, eje B y C, respectivamente y la rótula izquierda R_3 , de la viga 1V1 del nivel 1. Ver Figura 4.2 y Tabla 4.1 par 24.
- La rótula derecha R_4 , de la viga 1V1 del nivel 1. Ver Figura 4.2 y Tabla 4.1 par 24, llegó al estado de seguridad de vida.



- La rótula inferior R_1 , de la columna CB1 del nivel 1, eje B, Ver Figura 4.2 y Tabla 4.1 par 24, llegó al estado de ocupación inmediata.

Cuando 3. Valor de $f'_c \uparrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \downarrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$

- Para esta posibilidad 3, con un único par de valores de las variables aleatorias, el par 19, fue el único que no alcanzó un mecanismo de falla hasta el colapso.
- Las rótulas inferiores R_2 , de las columnas CB2 y CC2 del nivel 2, eje B y C, respectivamente, Ver Figura 4.2 y Tabla 4.1 par 19, llegaron al estado de prevención del colapso.
- Las rótulas superiores R_2 , de las columnas CB2 y CC2 del nivel 2, eje B y C, respectivamente, comenzaron a fluir, al igual que la rótula izquierda R_3 , de la viga 1V1 del nivel 1 y la rótula derecha R_4 , de la viga 1V1 del nivel 1, ver Figura 4.2 y Tabla 4.1 par 19.

Cuando 4. Valor de $f'_c \uparrow 241,33 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_y \uparrow 2292,12 \text{ kgf/cm}^2$

- En todos los análisis para la posibilidad 4, la rótula superior R_2 , de la columna CC2 del nivel 2, eje C, ver Figura 4.2 y Tabla 4.1, es la que llega al colapso, acompañada en algunos casos cuando f'_c sigue creciendo y f_y es mayor de 2700 kgf/cm^2 donde la rótula inferior R_2 , de la columna CC2 del nivel 2, eje C, también llega al colapso.
- En los resultados de rotulación de esta posibilidad 4 es la única donde se evidencia dos rótulas llegando al colapso en un mismo análisis, junto a los mayores valores de desplazamiento máximo en el punto 6.



- La rótula superior R_2 , de la columna CB2 del nivel 2, eje B, ver Figura 4.2 y Tabla 4.1, en todos los análisis de esta posibilidad 4, llega al comienzo de la cedencia.
- La rótula inferior R_2 , de la columna CB2 del nivel 2, eje B, ver Figura 4.2 y Tabla 4.1, en todos los análisis de esta posibilidad 4, se desarrolló hasta llegar al nivel de seguridad de vida y pasó a la prevención al colapso en los casos cuando la rótula inferior R_2 , de la columna CC2 del nivel 2, eje C, colapso o estuvo cerca de colapsar.
- En uno solo par, el par 5, se evidenció la formación de la rótula R_4 en la viga 1V1 del nivel 1, comenzando a ceder, ver Figura 4.2 y Tabla 4.1 par 5.

4.6 RESISTENCIA EN COLUMNAS COMO ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La atención para analizar los resultados de resistencia se centró en los elementos columnas que llegaron al colapso. Estos elementos fueron las columnas del eje C, nivel 1 y 2, llamadas CC1 y CC2 respectivamente, ver figura 4.2.

- Se observó en todas las posibilidades (1, 2, 3, y 4) cuando el pórtico llegó al estado límite de colapso, un resultado de resistencia para las columnas CC1 y CC2 muy similar, ver tabla 4.1, variando en valor de decimales según se formaban menos o más rótulas y el estado de daño que estas alcanzaron, es decir, a mayor estado de daño se registró mayor valor de resistencia en ambos casos.
- Para el caso del único par que coincidió con el valor de f'_c por debajo de 241,33 kgf/cm^2 y f_y por debajo de 2292,12 kgf/cm^2 , par 24, ver tabla 4.1, se registraron los valores de resistencia del elemento estructural más altos para ambas columnas CC1 y CC2, y un mapa de daños más desarrollado. Lo que refleja que cuando no se cuentan con las propiedades de los materiales adecuadas ante una sollicitación externa, la



resistencia interior de los elementos de la estructura se desarrolla a mayor nivel para mantener el equilibrio, originando la posibilidad de que se desarrollen otros mecanismos de falla y que ocurra la redistribución de esfuerzos.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



4.7 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

- Se aprecian valores de desplazamiento máximo en el nodo 6, considerablemente altos para el estado límite de colapso establecido con respecto a los valores límites de desplazamiento lateral para una fuerza sísmica de diseño suponiendo que la estructura se comporta elásticamente. Este comportamiento se evidencia por la aplicación del análisis estático no lineal de pushover con control de desplazamiento para una deriva máxima del 3%, permitiendo que la estructura se deforme más allá del punto cedente incursionando en el rango inelástico. Caso contrario al que se esperaría si se aplicara un análisis lineal elástico donde se trabajan con solicitaciones sísmicas reducidas.
- Podemos observar como la columna CC2, eje C, del nivel 2, es la que llega al estado límite de colapso, cuando la rótula R_2 superior colapsa y la rótula R_2 inferior alcanza diferentes estados de daño luego de comenzar a ceder, dependiendo del par de valor de v.a. considerado. Este comportamiento de rotulación ocurrió en todos los casos analizados para cada par de valores, con excepción del par 24, que es cuando f'_c y f_y , tenían valores muy bajos de resistencia a la compresión de concreto y esfuerzo cedente del acero de refuerzo respectivamente, donde la columna que llega al estado límite de colapso es la CC1, eje C, nivel 1, cuando rótula R_1 inferior colapsa y la rótula R_1 comenzaba a ceder. Los mecanismos de fallas se desarrollaron en las columnas y no en las vigas, lo que es un mecanismo de falla inadecuado puesto que compromete la estabilidad de la estructura frente a una sollicitación sísmica. Se evidencia vigas fuertes y columnas débiles, lo que no es el principio de diseño para estructuras de concreto reforzado señalado en las normas actuales.



- Se evidencia la importancia del acero cuando se tienen una resistencia a la compresión del concreto adecuada. Para un mismo valor de f'_c , un valor muy alto del esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo longitudinal permite menos desarrollo de la capacidad de ductilidad y mejora la capacidad resistente del elemento estructural, a diferencia, de un valor menor del esfuerzo de cedencia del acero, el cual, permite mayor capacidad de ductilidad pero menor capacidad resistente del elemento estructural. ***“Se comprueba de que a mayor resistencia menor ductilidad”***. Desde el punto de vista sismorresistente el acero pasa a jugar un papel vital ya que es importante garantizar la respuesta dúctil de la estructura.
- Si el valor del esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo es el adecuado pero la resistencia a la compresión del concreto es muy baja la estructura falla antes que el acero pueda realizar su aporte al comportamiento estructural. Esto se debe a que a menor valor de f'_c menor será el valor de la carga axial y momento flexionante capaz de resistir el elemento estructural. Esta posibilidad de falla, afecta de manera más significativa a los elementos estructurales diseñados por flexo-compresión (columnas), sobre todo cuando las cargas axiales comienzan a ser importantes.
- A medida que las resistencias de los materiales son menores, la capacidad resistente de los elementos estructurales es menor, lo que lleva a una redistribución de solicitaciones en los elementos de la estructura desarrollando un mayor número de rótulas plásticas, ya que los elementos estructurales pasan a estar más comprometidos para mantener el equilibrio, originando mecanismos de falla diferentes a los que ocurrirían cuando la resistencia de los materiales sean mayores.
- El valor de la resistencia a la compresión del concreto y el valor del esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo deben mantener cierto equilibrio para que logren trabajar de manera conjunta, mejorando el comportamiento estructural ante una

Licencia Creative Commons:



solicitud sísmica.

- El valor de ductilidad global obtenido en todos los casos modelados que llegaron al estado límite de colapso establecido, para las peores condiciones de carga (un sismo), alcanzaron valores por debajo del valor de ductilidad máxima referidos en algunos códigos y/o normas actuales, lo que afirma la importancia que tiene una simulación del desempeño estructural para evitar comportamientos indeseables de la respuesta sismorresistente como lo es el mecanismo de fallas en columnas antes que en vigas. Esto aclarando que de haberse considerados otros mecanismos de falla, por ejemplo el corte en las columnas, las ductilidades obtenidas serían todavía menores.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE



CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Se puede decir que el objetivo general de esta tesis fue cumplido satisfactoriamente y que la metodología aquí presentada para la evaluación probabilística de estructuras existentes es una opción confiable que permite analizar el comportamiento global y los mecanismos de falla desarrollados en un pórtico de concreto reforzado ante una sollicitación sísmica.

El análisis de los resultados de esta evaluación probabilística a la respuesta sismorresistente en pórticos de concreto reforzado de un edificio construido en la década de 1950, permiten concluir que la variabilidad de las propiedades mecánicas de los materiales concreto y acero tiene una gran influencia en el comportamiento estructural. Cuando las propiedades mecánicas de ambos materiales estén por debajo de los valores considerados en los cálculos, el comportamiento estructural frente a una sollicitación sísmica será deficiente y podemos esperar una baja capacidad global de la estructura con valores por debajo de los establecidos en las normas y códigos de diseño más actuales, siendo ésta la posibilidad más negativa de todas las analizadas, que generó un mapa de daño en todas las columnas y una de las vigas, colapsando la columna del eje C, nivel 1, lo cual es uno de los comportamientos menos deseados en la ingeniería estructural. Cuando las propiedades mecánicas de ambos materiales estén por arriba de los valores considerados en los cálculos, entonces podemos llegar a presenciar fallas frágiles lo que tampoco es conveniente.



El valor de la resistencia a la compresión del concreto y el valor del esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo, deben mantener cierto equilibrio para que logren trabajar como se prevee en los cálculos, mejorando el comportamiento estructural ante una sollicitación sísmica, siendo de gran importancia que los valores considerados en el cálculo no difieran significativamente de los obtenidos en campo.

Se evidenció que la debilidad del pórtico no solo dependió de las propiedades de los materiales sino también del estado del arte de la época que ha mostrado ser insuficiente con respecto al estado del arte actual.

Es importante recordar que en los modelos analizados solo fueron consideradas posibles fallas por flexión, en vigas, y flexión-carga axial, en columnas. Si se hubiera considerado la ocurrencia de otros mecanismos de falla frágiles, como por ejemplo por corte, adherencia y empalmes por solapes, los valores de ductilidad global obtenidos disminuirían drásticamente.

Con esta evaluación probabilística podemos afirmar que el pórtico de concreto reforzado analizado del edificio construido en la década de los años 50, necesita reforzamiento en sus columnas de ambos niveles (1 y 2), con el fin de evitar un comportamiento de columnas débiles vigas fuertes ante una sollicitación sísmica.

El método Latino-Hipercúbico de simulación constituye una alternativa útil para este tipo de estudio, en el que se puede considerar la variabilidad propia de los parámetros implicados en el análisis, con un esfuerzo computacional razonable, no tan exhaustivo como el requerido por los métodos tradicionales de Monte-Carlo.



RECOMENDACIONES

- En cuanto a la aplicación de los métodos de simulación se recomienda hacer estudios paramétricos a fin de conocer mas a fondo el método Latino-Hipercúbico, el cual permite reducir considerablemente el número de simulaciones para obtener resultados satisfactorios en la estimación de los valores de las variables aleatorias, y consecuentemente, de la respuesta estructural. El uso de técnicas de simulación u otras metodologías de la disciplina de estudio conocida como Confiabilidad Estructural debe, hoy en día, ser una herramienta cotidiana en el proceso de análisis/diseño/evaluación de estructuras.
- En el trabajo de gabinete el ingeniero estructural debe desarrollar el interés por aplicar análisis estructurales para edificaciones de nivel avanzado que le permita establecer criterios de comparación y comportamientos más reales de la edificación que diseña, debe manejar programas de cálculo que le permitan perfeccionar su diseño cambiando variables de manera fácil y en poco tiempo. El análisis no lineal de Pushover es un método, relativamente sencillo y de gran valor al aporte del estudio avanzado del comportamiento de pórticos que forman parte de un edificio, todo ingeniero estructural debería preocuparse por aprender aplicar este método.
- En el trabajo en campo el ingeniero debe mantener un estricto control de calidad de los componentes de la mezcla y de la operación de vaciado. Debe considerar los principales aspectos para dicho control tales como: No permitir la colocación de ninguna mezcla deficiente, llevar un control periódico del asentamiento con el Cono de Abrams y tomar las cuatro probetas normativas (cilindros de 15x30 cm) en el momento del vaciado para determinar las resistencias del concreto colocado, ensayando dos como criterio de comprobación para el desencofrado (generalmente a los 7 días; esto puede variar) y las otras dos a los 28 días. Si a los 28 días los cilindros ensayados evidencian que el concreto no ha alcanzado la resistencia de diseño el ingeniero de campo debe tener suficiente criterio para ordenar la demolición. Un buen control de calidad puede evitar anomalías, tanto en el material como en las operaciones.



REFERENCIAS

1. Bertero, R. y Bertero, V. (2002). Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31: 627-652.
2. Biblioteca Virtual de la página web de la Universidad Católica del Norte, Chile. Enlace directo internet: www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/ciencia3.htm
3. C. Kersten, (1948). Construcciones de hormigón armado. Ediciones G. Gili, S.A., de 1948.
4. Carlos Ricardo Llopiz (2001). Comportamiento, resistencia y deformación de elementos de hormigón armado sometidos a flexión. Catedra: hormigón I, capítulo 3, 1era.parte, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina.
5. Dra. Ing. Maria Graciela Fratelli, (2007). Edificios de concreto armado. Diseño según la Norma ACI 318, Covenin 1753-06 y sismo-resistente 1756-01. Ediciones unive S.R.L, Caracas-Venezuela.
6. Ed. R.T. Ratay, (2000). *Forensic structural engineering handbook*. Editorial Mc Graw Hill, N.Y. 2000.
7. E.E. Muñoz-G, D.M. Ruiz-V y J.A. Prieto-S (2005). Estimación de la confiabilidad estructural de una edificación indispensable mediante análisis no lineales estáticos de Pushover. Universidad de Concepción/ Departamento de Ingeniería Civil y la Asociación Chilena de Sismología e Investigación Antisísmica. Artículo N° A-10 13, presentado en el congreso chileno de sismología e ingeniería antisísmica IX jornadas, 16-19 de noviembre de 2005.
8. Enrique Castilla y Angelo Marinilli, (2000). Propiedades del acero de refuerzo para el diseño de estructuras sismorresistentes, *Boletín Técnico del IMME volumen 39 N° 1*, aceptado: 20 de diciembre del 2000
9. FEMA 356/November 2000. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Chapter 2, page 2-15 and Chanter 6, page 6-21 to the 6-24
10. J.A. Prieto-S, E.E. Muñoz-G, D.M. Ruiz-V y A.M. Ramos-C, (2005). Estimación de la incertidumbre aleatoria del punto de desempeño de una edificación esencial. Universidad de Concepción/ Departamento de Ingeniería Civil y la Asociación Chilena de Sismología e



Investigación Antisísmica. Artículo N° A04-02, presentado en el congreso chileno de sismología e ingeniería antisísmica IX jornadas, 16-19 de noviembre de 2005.

11. Joaquín Porrero S., Carlos Ramos R., José Grases G. y Gilberto J. Velazco, (2004). Manual del concreto estructural. Edición 2004/ conforme con la Norma COVENIN 1753:03. Edición 2004.

12. Juan Carlos Vielma, Alex H. Barbat y Sergio Oller, (2007). Respuesta no lineal de edificios de concreto armado diseñados para baja ductilidad. Boletín Técnico ISSN 0376-723X *versión impresa* IMME v.45 n.2 Caracas jul. 2007

13. Marcelo Romo Proaño, M.Sc. Tesis de investigación sobre el diseño y fabricación de hormigones, Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

14. Marcelo Romo Proaño, M.Sc. Temas de Concreto Armado, Capítulo 2. Escuela Politécnica del Ejército-Ecuador.

15. Normas Covenin 1756-98 (Rev. 2001). Edificaciones Sismorresistentes. Aprobada por el consejo superior de fondonorma en diciembre 1998. Caracas-Venezuela, Marzo de 2001.

16. Norma para el cálculo de edificios (1947). Ministerio de obras publicas. Dirección de edificios e instalaciones industriales. Caracas-Venezuela 1947.

17. Notas de clases Maestría en Ingeniería Estructural, (2004). Materia Confiabilidad Estructural. Prof. Carlos Quintero. Universidad de los Andes. Mérida-Venezuela.

18. Notas de clases Maestría en Ingeniería Estructural, (2005). Materia Concreto Estructural. Prof. Edward D. Thomson B. Universidad de los Andes. Mérida-Venezuela.

19. Notas de clases Maestría en Ingeniería Estructural, (2005). Materia Sismorresistencia. Prof. William Lobo Quintero. Universidad de los Andes. Mérida-Venezuela.

20. Notas de clases Maestría en Ingeniería Estructural, (2005). Materia Análisis Estructural. Prof. Pether Inglessis. Universidad de los Andes. Mérida-Venezuela.

21. Nowak, A. and Szerszen, M. Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318). ACI Structural Journal, V.100, No. 3, May-June 2003, pp. 377-382.

22. Nowak, A.S. y Collins, K.R. (2000) "Reliability of Structures". McGraw-Hill.



23. Pavel Marek, Milan Gustar, Mauricio Sánchez-Silva. Nuevos conceptos para la evaluación cualitativa de la confiabilidad en el diseño estructural. Rev. int. de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil, 2002.
24. Programa SAP 2000 V.11
25. R. Saliger, (1953). El concreto armado. Editorial Labor S.A., 1953
26. Robert T. Ratay, (2000). Forensic structural engineering handbook. Publicado por McGraw-Hill Professional, 2000
27. Thomas Paulay y M.J.N. Priestley. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, 1992. Longitud efectiva de la articulación plástica.
28. Universidad Politécnica de Catalunya, Estado del conocimiento, Análisis de estructuras de hormigón armado en ELU. Enlace directo internet:
<http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/3257/7/50860-7.pdf>
29. Victoria González, Juan Carlos Botero, Roberto Rochel, Julián Vidal y Martha Álvarez, (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia, Revista de Ingeniería y Ciencia, ISSN 1794-9165, volumen 1, número 1, páginas 67-76, marzo de 2005.
30. Zenaida Paulette Frómeta Salas y Eduardo Rafael Álvarez Deulofeu, (2005). Influencia de los aceros cubanos en el comportamiento sísmico de elementos de hormigón, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcciones, Universidad de Oriente, Santiago de Cuba-Cuba.



WWW.BDIGITAL.ULA.VE

ANEXOS

