

T. UES  
1501  
H-557  
1999  
Fj. 2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
INGENIERÍA CIVIL



**“Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras  
de Edificios de Concreto Reforzado y Acero”**

PRESENTADO POR:

**JAIME HERNÁNDEZ DE PAZ**

15101953  
15101953

PARA OPTAR AL TITULO DE  
**INGENIERO CIVIL**



4648

CIUDAD UNIVERSITARIA, SEPTIEMBRE DE 1999.-

*Recibido el 7 de septiembre de 1999*

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**



RECTOR :

DR. JOSÉ BENJAMIN LÓPEZ GUILLÉN

SECRETARIO GENERAL :

LIC. ENNIO ARTURO LUNA

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

DECANO :

ING. JOAQUÍN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

DIRECTOR :

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:

**INGENIERO CIVIL**

Título :

**“Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras  
de Edificios de Concreto Reforzado y Acero”**

Presentado por :

**JAIME HERNÁNDEZ DE PAZ**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :

**DR. – ING. EDWIN PORTILLO GARCÍA**

Asesor :

**MSc. ING. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR**

Asesor :

**ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN**

San Salvador, Septiembre de 1999.-

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador

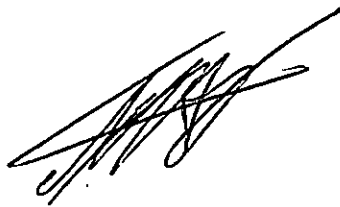
:



DR. – ING. EDWIN PORTILLO GARCÍA

Asesor

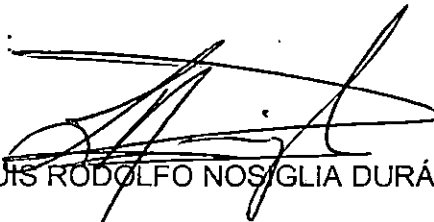
:



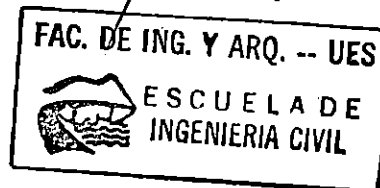
MSc. ING. MANUEL LÓPEZ MENJIVAR

Asesor

:



ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN



## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi coordinador Dr. – Ing. Edwin Portillo García, por su ayuda brindada a lo largo de todo el trabajo de graduación, por proporcionarme los modelos y diseños de los edificios de estructura de acero.

Agradezco a mis asesores: MSc. Ing. Manuel López Menjivar e Ing. Luís Rodolfo Nosiglia Durán, por la paciencia que me tuvieron, la cual me brindaron en todo momento.

A los compañeros de tesis en el área de Ductilidad y Resistencia, por proporcionarme los modelos de sus edificios, los documentos y conclusiones de sus investigaciones.

A todos mis profesores que participaron en mi formación académica profesional, y a mis compañeros de estudio en el área de estructuras.

## **DEDICATORIA**

### **A DIOS TODOPODEROSO**

Por darme la oportunidad de vivir, por guiar mis pasos en cada momento de mi vida.

### **A MI MADRE**

Que me supo educar y hacer de mí la persona que soy, por apoyarme en cada una de las decisiones de mi vida y soportar mi carácter excéntrico; gracias madre mía, siempre te llevare en mi corazón.

### **A MIS HERMANOS**

Erika, Alberto y William, por apoyarme de una u otra forma en las decisiones de mi vida.

### **A KATYA MARÍA**

Por su bella y sincera amistad, que me brindó en los momentos finales de la preparación de este documento. Te esperaré en el silencio del amanecer, por siempre...

## **A MIS AMIGOS**

Por darme su apoyo y colaboración incondicional para el logro de esta meta. A Rex Alas Fernández, por su apoyo y consejos a lo largo de todos estos años. A Julio Cesar López, a Verónica Cέα por su amistad. A todos los compañeros de estudio que conocí, a mis compañeros de EC, Estructuristas Consultores S.A de C.V.

## **A MIS MAESTROS**

Que fueron parte de mi formación académica, especialmente en el área de estructuras: MSc. Ing. Mario Velázquez, Dr. – Ing. Edwin Portillo.

## **EN ESPECIAL**

A los sueños que le dan sentido a mi vida y en ocasiones la alegran, a la vida misma por darme la oportunidad de existir.

**Jaime.**

## INDICE GENERAL

	Página
- Introducción	i
- CAPÍTULO 1. ANTEPROYECTO	
1.1 Antecedentes	2
1.2 Planteamiento del problema	5
1.3 Objetivos	
1.3.1 Objetivos generales	6
1.3.2 Objetivos específicos	7
1.4 Alcances y limitaciones	
1.4.1 Alcances	7
1.4.2 Limitaciones	8
1.5 Justificaciones	9
1.6 Metodología de la investigación a desarrollar	9
- CAPÍTULO 2. MODELO NÚMÉRICO BASE PARA ANÁLISIS	
2.1 Descripción del programa PLAST	12
2.2 Calibración del programa PLAST	13
2.3 Cálculo de momentos plásticos	21
2.4 Resultados del proceso de calibración	26
2.5 Posibles mejoras al programa PLAST	34



-	<b>CAPÍTULO 3. INDICES DE VULNERABILIDAD SÍSMICA</b>	
	3.1 Introducción	37
	3.2 Procedimiento de evaluación del diseño para edificios	37
	3.3 Aspectos básicos estructurales y de diseño de edificios	41
	3.4 Clasificación del edificio	44
	3.5 Parámetros de evaluación de vulnerabilidad de edificios	46
	11. Índice de ubicación	47
	12. Índice del estado del sistema estructural	49
	13. Índice de tipo de cimentación	52
	14. Índice de configuración estructural en planta	57
	15. Índice de configuración estructural en elevación	58
	16. Índice de ductilidad	60
	17. Índice de relaciones geométricas en elementos estructurales	64
	18. Índice de período de vibración	68
	19. Índice de funcionalidad (Derivas de entrepiso)	82
	110. Índice de rotulación plástica	82
	3.6 Planteamiento de la unificación de los índices de vulnerabilidad	84
	3.7 Determinación de una escala para el índice de ductilidad demandada (IDD) inicial y de colapso, en edificios de concreto reforzado y acero, de 5 a 30 niveles	96
-	<b>CAPÍTULO 4. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD</b>	
	4.1 Introducción	110

4.2 Evaluación de vulnerabilidad sísmica para el edificio de la biblioteca de ingeniería y Arquitectura, "Edificio A"	111
4.2.1 Descripción de la estructura	112
4.2.2 Resistencia de los materiales	112
4.2.3 Cargas empleadas para el diseño y la evaluación de vulnerabilidad	115
4.2.4 Criterios empleados para el diseño y el análisis de vulnerabilidad	115
4.2.5 Evaluación de vulnerabilidad	117
4.3 Evaluación de vulnerabilidad sísmica para el edificio de Ingeniería Mecánica, "Edificio B"	141
4.3.1 Descripción de la estructura	142
4.3.2 Descripción de los daños estructurales debido al terremoto de 1986	145
4.3.3 Resistencia de los materiales	146
4.3.4 Cargas empleadas para el diseño y la evaluación de vulnerabilidad	146
4.3.5 Criterios empleados para el diseño y el análisis de vulnerabilidad	147
4.3.6 Evaluación de vulnerabilidad	148
4.4 Evaluación de vulnerabilidad sísmica para el edificio de acero, "Edificio C"	172
4.4.1 Descripción de la estructura	173
4.4.2 Resistencia de los materiales	173

4.4.3 Cargas empleadas para el diseño y la evaluación de vulnerabilidad	173
4.4.4 Criterios empleados para el diseño y el análisis de vulnerabilidad	174
4.4.5 Evaluación de vulnerabilidad	174
4.5 Evaluación de vulnerabilidad sísmica para el edificio de acero, "Edificio D"	200
4.5.1 Descripción de la estructura	201
4.5.2 Resistencia de los materiales	202
4.5.3 Cargas empleadas para el diseño y la evaluación de vulnerabilidad	203
4.5.4 Criterios empleados para el diseño y el análisis de vulnerabilidad	204
4.5.5 Evaluación de vulnerabilidad	208
- CAPÍTULO 5. MANUAL DE USUARIO DEL PROGRAMA VULSIS	
5.1 Introducción	233
5.2 Generalidades	
5.2.1 El programa PLAST	233
5.2.2 Innovaciones a la versión original	234
5.2.3 Archivos de salida generados por el programa	235
5.3 Manual de usuario para la versión Windows del programa VULSIS	236
5.4 Descripción de las ventanas dinámicas	237
5.5 Descripción de los archivos internos *.INT	252

-	CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
	6.1 Conclusiones	
	6.1.1 Vulnerabilidad de los edificios a ser dañados por sismos	257
	6.1.2 Factores que inciden en la vulnerabilidad sísmica estructural de los edificios	258
	6.1.3 Vulnerabilidad de edificios	260
	6.1.4 Programa VULSIS	262
	6.2 Recomendaciones	263
-	ANEXOS	267
-	REFERENCIAS	275

## INDICE DE TABLAS

Tabla No.	Contenido	Página
-	CAPÍTULO 2	
	2.1 Orden de rótulas, Marco 1	31
	2.2 Orden de rótulas, Marco 2	32
-	CAPÍTULO 3	
	3.1 Clasificación del edificio	46
	3.2 Índice de ubicación por zonificación sísmica	47
	3.3 Índice de ubicación por entorno físico	48
	3.4 Valor de los coeficientes de reducción "Resistencia por calidad del diseño y la construcción" y por "Estado de la estructura"	51
	3.5 Propiedades dinámicas del suelo de San Salvador, El Salvador	55
	3.6 Índice de configuración estructural en planta	58
	3.7 Índice de configuración estructural en elevación	59
	3.8 Escala del índice de ductilidad de desplazamientos	64
	3.9 Límite de relación ancho-espesor	66
	3.10 Períodos iniciales y de colapso, Edificios de concreto reforzado	76
	3.11 Períodos iniciales y de colapso, Edificios de acero	76
	3.12 Factores ALFA para edificios de 5 a 15 y 20 a 25 niveles	87
	3.13 Factores ALFA de colapso, Edificios de concreto reforzado	89
	3.14 Factores ALFA de colapso, Edificios de acero	89

3.15 Lista de acelerogramas empleados para evaluar el IDD	99
3.16 Índices de ductilidad demandada (iniciales y de colapso), Edificios de concreto reforzado	101
3.17 Índices de ductilidad demandada (iniciales y de colapso), Edificios de acero	101
3.18 Cálculo de ecuación de regresión lineal de IDD para edificios de concreto reforzado	103
3.19 Cálculo de ecuación de regresión lineal de IDD para edificios de acero	104
3.20 IDD límites iniciales y de colapso para edificios de concreto reforzado y acero	108

#### - CAPÍTULO 4

##### Edificio "A"

4.A1 Marco eje "1Y", Condición: gravedad	121
4.A2 Marco eje "1Y", Condición; envolvente de gravedad y sismo	121
4.A3 Marco eje "5Y", Condición: gravedad	122
4.A4 Marco eje "5Y", Condición; envolvente de gravedad y sismo	122
4.A5 Centros de masas y rigideces	128
4.A6 Relaciones de excentricidades y anchos	128
4.A7 Variación en elevación y relación de lados del edificio	129
4.A8 Factor ALFA y ductilidad de desplazamientos	130
4.A9 Relaciones geométricas en elementos estructurales, Marco eje "1Y"	135

4.A10 Relaciones geométricas en elementos estructurales, Marco eje "5Y"	135
4.A11 Desplazamientos actuantes y admisibles por entrepiso	136
4.A12 Rótulas actuantes y posibles	137
4.A13 Vulnerabilidad por cada índice y entrepiso	139

#### Edificio "B"

4.B1 Marco eje "C", Condición: gravedad	152
4.B2 Marco eje "C", Condición; envolvente de gravedad y sismo	157
4.B3 Marco eje "1", Condición: gravedad	157
4.B4 Marco eje "1", Condición; envolvente de gravedad y sismo	157
4.B5 Centros de masas y rigideces	159
4.B6 Relaciones de excentricidades y anchos	159
4.B7 Variación en elevación y relación de lados del edificio	160
4.B8 Factor ALFA y ductilidad de desplazamientos	161
4.B9 Relaciones geométricas en elementos estructurales, Marco eje "C"	164
4.B10 Relaciones geométricas en elementos estructurales, Marco eje "1"	164
4.B11 Desplazamientos actuantes y admisibles por entrepiso	166
4.B12 Rótulas actuantes y posibles	167
4.B13 Vulnerabilidad por cada índice y entrepiso	170

#### Edificio "C"

4.C1 Marco eje "B", Condición: gravedad	181
4.C2 Marco eje "B", Condición; envolvente de gravedad y sismo	181
4.C3 Marco eje "4", Condición: gravedad	181
4.C4 Marco eje "4", Condición; envolvente de gravedad y sismo	186

4.C5 Centros de masas y rigideces	187
4.C6 Relaciones de excentricidades y anchos	187
4.C7 Variación en elevación y relación de lados del edificio	188
4.C8 Factor ALFA y ductilidad de desplazamientos	189
4.C9 Relaciones geométricas en elementos estructurales, Marco eje "B"	194
4.C10 Relaciones geométricas en elementos estructurales, Marco eje "4"	194
4.C11 Desplazamientos actuantes y admisibles por entrepiso	196
4.C12 Rótulas actuantes y posibles	197
4.C13 Vulnerabilidad por cada índice y entrepiso	198
Edificio "D"	
4.D1 Marco eje "3", Condición: gravedad	209
4.D2 Marco eje "3", Condición; envolvente de gravedad y sismo	210
4.D3 Marco eje "F", Condición: gravedad	210
4.D4 Marco eje "F", Condición; envolvente de gravedad y sismo	215
4.D5 Centros de masas y rigideces	216
4.D6 Relaciones de excentricidades y anchos	217
4.D7 Variación en elevación y relación de lados del edificio	218
4.D8 Factor ALFA y ductilidad de desplazamientos	219
4.D9 Relaciones geométricas en elementos estructurales, Marco eje "3"	224
4.D10 Relaciones geométricas en elementos estructurales, Marco eje "F"	225
4.D11 Desplazamientos actuantes y admisibles por entrepiso	227
4.D12 Rótulas actuantes y posibles	228
4.D13 Vulnerabilidad por cada índice y entrepiso	230



- ANEXOS

A1. Cálculo de ecuación de regresión potencial de períodos para edificios de concreto reforzado	271
A2. Cálculo de ecuación de regresión potencial de períodos para edificios de acero	272

## INDICE DE GRAFICOS

Gráfica. No.	Contenido	Página
-	CAPÍTULO 3	
3.1	Relaciones entre resistencia y ductilidad	61
3.2	Períodos iniciales y de colapso para edificios de concreto reforzado	77
3.3	Períodos iniciales y de colapso para edificios de acero	77
3.4	Períodos iniciales y de colapso para edificios de concreto reforzado (fórmulas)	79
3.5	Períodos iniciales y de colapso para edificios de acero (fórmulas)	80
3.6	Períodos iniciales y de colapso para edificios de concreto reforzado y acero (fórmulas)	81
3.7	Factor de colapso (ALFA) para edificios de concreto reforzado	90
3.8	Factor de colapso (ALFA) para edificios de acero	90
3.9	Factor de colapso (ALFA) amplificador de cargas sísmicas para edificios de concreto reforzado	91
3.10	Factor de colapso (ALFA) amplificador de cargas sísmicas para edificios de acero	92
3.11	Factor ALFA real vrs. índice de carga	93
3.12	Índices de ductilidad demandada (IDD) iniciales y amplificados de colapso para edificios de concreto reforzado	102
3.13	Índices de ductilidad demandada (IDD) iniciales y amplificados de colapso para edificios de acero	102

3.14	Indices de ductilidad demandada (IDD) iniciales y de colapso para edificios de acero (fórmulas)	105
3.15	Indices de ductilidad demandada (IDD) iniciales y de colapso para edificios de concreto reforzado (fórmulas)	106
- CAPÍTULO 4		
Edificio "A"		
4.A1	Marco eje "1Y": ductilidad de desplazamientos vrs. factor ALFA	133
4.A2	marco eje "5Y": ductilidad de desplazamientos vrs. factor ALFA	133
Edificio "B"		
4.B1	Marco eje "C": ductilidad de desplazamientos vrs. factor ALFA	162
4.B2	marco eje "1": ductilidad de desplazamientos vrs. factor ALFA	163
Edificio "C"		
4.C1	Marco eje "B": ductilidad de desplazamientos vrs. factor ALFA	192
4.C2	marco eje "4": ductilidad de desplazamientos vrs. factor ALFA	193
Edificio "D"		
4.D1	Marco eje "3": ductilidad de desplazamientos vrs. factor ALFA	222
4.D2	marco eje "F": ductilidad de desplazamientos vrs. factor ALFA	223

## INDICE DE FIGURAS

Figura. No.	Contenido	Página
-	CAPÍTULO 2	
2.1	Consideraciones de rótulas plásticas	15
2.2	Modelo de marco 1	16
2.3	Modelo de marco 2	18
2.4	Conectividad de elementos en vigas y columnas	20
2.5	Deducción de fórmula para momento plástico en secciones rectangulares de concreto reforzado	22
2.6	Deducción de fórmula para momento plástico en secciones de perfiles laminados de acero	23
2.7	Orden de rótulas plásticas, Marco 1	28
2.8	Orden de rótulas plásticas, Marco 2	29
-	CAPÍTULO 3	
3.1	Períodos iniciales y de colapso de edificios de concreto reforzado de 5 a 30 niveles	70
3.2	Períodos iniciales y de colapso de edificios de acero de 5 a 30 niveles	73

- CAPÍTULO 4

Edificio "A"

4.A1 Biblioteca de ingeniería	113
4.A2 Secciones de marcos	118
4.A3 Acciones internas	123
4.A4 Indices de resistencia	125
4.A5 Mapa de rótulas plásticas	131

Edificio "B"

4.B1 Laboratorio de mecánica	143
4.B2 Secciones de marcos	149
4.B3 Acciones internas	153
4.B4 Indices de resistencia	155
4.B5 Mapa de rótulas plásticas	168

Edificio "C"

4.C1 Edificio "C"	175
4.C2 Secciones de marcos	178
4.C3 Acciones internas	182
4.C4 Indices de resistencia	184
4.C5 Mapa de rótulas plásticas	190

Edificio "D"

4.D1 Edificio "D"	202
4.D2 Secciones de marcos	206
4.D3 Acciones internas	211

4.D4 Indices de resistencia 213

4.D5 Mapa de rótulas plásticas 220

- ANEXOS

A1. Configuraciones estructurales en planta, problemas y soluciones 273

A2. Configuraciones estructurales en elevación, problemas y soluciones 274

## INTRODUCCION

En este trabajo de investigación se tratará sobre la vulnerabilidad sísmica de estructuras de edificios de concreto reforzado y acero, entendiéndose la vulnerabilidad sísmica como la pérdida de la capacidad de los edificios, a resistir las cargas horizontales originadas por un sismo específico.

En esta investigación se plantea una metodología para poder evaluar la vulnerabilidad sísmica, la cual puede ser aplicada a estructuras de edificios de concreto reforzado y acero, y se limita el estudio de edificios estructurados a base de marcos y sin ningún sistema adicional de arriostramiento, es decir, paredes estructurales o crucetas. La metodología plantea el evaluar diez índices, definidos como índices de vulnerabilidad, los cuales establecen el estado estructural de ciertas características de los edificios, como: ubicación, estado del sistema estructural, configuraciones estructurales en elevación y en planta, relaciones geométricas de vigas y columnas, períodos de vibración natural del edificio, períodos de resonancia del suelo donde se cimienta el edificio, ductilidad de desplazamientos, factor de colapso para un análisis de PUSH OVER y el apareamiento de rótulas plásticas.

Cada índice tiene un rango que puede variar entre cero y la unidad, definiéndose un valor bajo de vulnerabilidad a medida que tienda a cero y alto a medida que tienda a uno.

Estos aspectos propios de las estructuras de edificios, pueden influir de forma gradual en el buen o mal comportamiento de estos ante movimientos sísmicos, por lo tanto, se han definido estos parámetros que deberán ser evaluados para poder establecer el aporte que cada uno representa en un análisis de vulnerabilidad sísmica.

La normalización de todos estos índices, es realizada mediante ponderación al ser afectados por un índice de carga (IC), el cual refleja la buena o mala tendencia que el edificio haya presentado ante un análisis de PUSH OVER, este índice de carga relaciona la intensidad de las cargas sísmicas utilizadas en este análisis, es decir, la intensidad de un sismo específico.

Finalmente un valor de vulnerabilidad es obtenido, en el rango de cero a uno, y es asociado mediante la escala de daños MSK, con la cual se predicen los posibles daños que el edificio pudiera presentar ante un movimiento sísmico.

La metodología es evaluada, al ser aplicada a cuatro edificios, dos edificios de concreto reforzado existentes y dos edificios de acero, diseñados de acuerdo a la norma salvadoreña de 1997 (NTDS 97), obteniéndose resultados esperados para cada edificio específico.

El análisis de vulnerabilidad planteado en este trabajo puede resultar bastante laborioso, dada la necesidad de hacer un análisis estático no lineal de colapso ("PUSH-OVER"), y los múltiples cálculos adicionales que son efectuados. Por lo tanto, se ha desarrollado en este trabajo un programa para computadora, tomando como base el programa PLAST, para ambiente DOS, el cual fue un proyecto de investigación conjunto entre la Universidad de La Serena, Chile y la Universidad de Essen, Alemania, entre los años 1990-1992. Este programa realiza un análisis de PUSH OVER para marcos planos de concreto reforzado.

La actualización de dicho programa incluyó expandir su capacidad de memoria al doble, dar una ambiente Windows al programa y una interfaz gráfica donde se observa el modelo del marco y la secuencia animada del apareamiento de las rótulas plásticas



y expandir el análisis de marcos de acero, es decir, donde se utilicen perfiles laminados de acero.

Además, toda la metodología planteada en esta investigación ha sido incluida en el programa, con lo que se logra tener un programa con la capacidad de analizar marcos planos de concreto reforzado y acero, por PUSH OVER y por vulnerabilidad sísmica.

El realizar un análisis de este tipo a un edificio cualquiera, tiene por objetivo principal el identificar las zonas del edificio que serían mas propensas a dañarse o a colapsar durante un evento sísmico, a partir de estas observaciones se podrían seguir estrategias preventivas, es decir, reforzar las secciones de vigas y columnas que lo ameriten, por ejemplo, encamisando las secciones para el caso de edificios de concreto reforzado o adicionando cubreplacas a las secciones de perfiles en el caso de edificios de acero, o en general concluir la necesidad de cambiar el sistema sismoresistente del edificio; por lo tanto, además de obtener un nivel de vulnerabilidad global del edificio se pueden detectar zonas específicas que podrán presentar problemas; una revisión de este tipo sería necesaria para edificios que han sido afectados por un sismo reciente y se necesita saber si se puede seguir en uso o si necesita de reforzamiento.

**CAPITULO 1**  
**ANTEPROYECTO**

## 1.1 ANTECEDENTES

La forma en que países ubicados en regiones sísmicas, mitigan los daños provocados por sismos futuros, es mediante la implementación y aplicación de normas de diseño por sismo, las cuales tienen por objeto el predecir cargas laterales, que se puedan generar por los sismos y afectar estructuras civiles, basados en aspectos particulares de la estructura (sistema estructural, ubicación, peso de la estructura, importancia, materiales, uso y destino, etc.).

San Salvador, es la ciudad del continente americano que más veces ha sido destrozada por terremotos, provocando costos humanos y económicos elevados<sup>1</sup>; razón por la cual en el año de 1965 se implementó el primer reglamento de diseño por sismo, como una medida de emergencia al terremoto del 3 de Mayo de ese mismo año, y no fue hasta el año de 1986 en que se implementó un nuevo reglamento, en similares circunstancias, debido al terremoto del 10 de Octubre de ese mismo año.

Sin embargo, en el año de 1994 se implementaron una serie de normas técnicas, destinadas a mitigar los daños que los sismos podían provocar en nuestro país; resultado de un proceso de investigación, asesorado por personalidades internacionales y nacionales, de reconocida trayectoria en el campo de la ingeniería sísmica.

Según Fourier d'Albe<sup>1</sup> (1988), riesgo sísmico es la probabilidad de una pérdida (humana, económica, etc.) causada por un sismo durante un tiempo definido. Esa probabilidad depende entonces de dos factores: la peligrosidad sísmica como factor natural y la vulnerabilidad que refleja más bien las características de la intervención humana.

La peligrosidad o probabilidad de que ocurran movimientos sísmicos en una zona determinada, refleja características de la naturaleza que no pueden ser modificadas. En cambio, la vulnerabilidad o capacidad de resistencia de las estructuras expuestas a estos movimientos, como factor que refleja la intervención humana, sí puede ser modificada.

La vulnerabilidad sísmica, la podemos definir entonces como la pérdida de capacidad para resistir cargas cuando una estructura está sujeta a un movimiento sísmico específico, para nuestro caso edificios de concreto reforzado y acero, relacionado a un índice de carga generado por el sismo. Dentro de este contexto surgen muchos aspectos particulares de los edificios, que influyen de diferente manera a la vulnerabilidad de los mismos.

Metodologías para determinar la vulnerabilidad estructural de edificios, han sido desarrolladas, A. H. Barbat<sup>2</sup> propone un procedimiento que involucra el evaluar parámetros particulares de edificios ubicados en zonas urbanas de España, la metodología es desarrollada dentro de un marco probabilístico, mediante matrices de probabilidad de daños aplicando el método de Monte Carlo, para lo cual la vulnerabilidad es descrita como: 1) una probabilidad de daños, que expresa de forma discreta la probabilidad de obtener un nivel de daños; y 2) mediante funciones de vulnerabilidad, que expresan la vulnerabilidad como una función de parámetros que describen el tamaño del terremoto.

De la aplicación de esta metodología se deduce un índice de vulnerabilidad, el cual es asociado a una escala de vulnerabilidad que describe los posibles daños.

Un procedimiento de evaluación sísmica fue implementado en México después del terremoto del 19 de Septiembre de 1985<sup>3</sup>, como una adaptación de los métodos simplificados utilizados en Japón, para determinar el estado de los daños de ciertos edificios afectados por el terremoto de México, a partir del cual se elaboró una zonificación sísmica la cual se adoptó para el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987<sup>4</sup>.

Este procedimiento determina las contribuciones de las capacidades últimas de los elementos estructurales (columnas, paredes de mampostería o concreto, etc.) resistentes a cargas sísmicas, afectados por coeficientes de reducción, y son comparadas con los esfuerzos que se pueden generar en estos elementos ante un nivel determinado de acción sísmica.

Al final se encuentra un coeficiente de resistencia (aplicando el programa de computadora RCBE) el cual es comparado contra una escala que determina el nivel de seguridad del edificio. Sin embargo, Roberto Meli<sup>5</sup>, criticó este procedimiento, como una metodología de fácil uso, utilizable solo como una medida de estimar de manera general las capacidades a cortante de los elementos estructurales, pues no involucraba las capacidades de elementos de entrepiso (vigas y losas), así como los posibles modos de falla del edificio. Concluyendo que esta metodología no podía ser aplicada a la estimación de la vulnerabilidad de edificios.

En la actualidad una serie de programas de computadora han sido desarrollados, los cuales realizan complejos análisis dinámicos lineales y no lineales, ya sea mediante modelos planos o tridimensionales de la estructura, obteniendo resultados que pueden ser interpretados como indicadores de la vulnerabilidad de edificios.

En nuestro país puede que no se hayan desarrollado programas para computadora que realicen análisis de los tipos mencionados. Sin embargo, una serie de programas han sido desarrollados y perfeccionados en diferentes países, que realizan análisis de marcos planos y tridimensionales, con opciones avanzadas y complejas de análisis.

Dentro de estas opciones tenemos: análisis paso a paso mediante registros de movimientos sísmicos (acelerogramas), análisis de colapso o PUSH OVER, el cual consiste en amplificar numéricamente las cargas sísmicas, hasta que se forme un número suficiente de rótulas plásticas en los elementos de vigas y columnas o un posible mecanismo de falla, para el cual la estructura se vuelve inestable y, por lo tanto, se dé el colapso del mismo.

Entre los programas más comunes, que realizan análisis de colapso, tenemos: DRAIN-2DX y SAP2000, desarrollados ambos en la Universidad de Berkeley, PFRAME de uso comercial, PLAST desarrollado como un trabajo de investigación conjunto, entre las universidades de La Serena, Chile y Essen, Alemania<sup>6</sup>.

## 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El objetivo de evaluar un edificio de acuerdo a su vulnerabilidad sísmica, es para que pueda ser clasificado mediante un grupo o una escala numérica, la cual reflejará un nivel dentro del cual se podrían estimar los daños ante movimientos sísmicos.

Sin embargo, el análisis de un edificio se puede volver complejo, cuando se trata de identificar y evaluar los parámetros que pueden incidir en la vulnerabilidad sísmica estructural, por lo que surgen una serie de interrogantes como:

¿Qué parámetros inciden y en que forma en la vulnerabilidad sísmica de un edificio?

¿Pueden ser controlados una vez identificados, los parámetros que influyen en la vulnerabilidad sísmica?

¿Existe una escala numérica que clasifique la vulnerabilidad sísmica de edificios de concreto reforzado y acero, aplicable a nuestro país?

¿Que tipo de edificios ameritarían una evaluación de vulnerabilidad sísmica?

¿Existe un programa de computadora desarrollado en nuestro país, adecuado a nuestras normas de diseño por sismo, que evalúe la vulnerabilidad sísmica de un edificio?.

Como se puede notar esta serie de interrogantes se vuelven suficientes para dar comienzo a un proceso de investigación en nuestra universidad, referente a vulnerabilidad sísmica estructural de edificios de concreto reforzado y acero, que involucre a nuestra norma de diseño por sismo, el cual puede ser desarrollado en este trabajo de graduación.

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1 Objetivos generales**

- Establecer una escala de vulnerabilidad sísmica estructural, que refleje el estado estructural o la capacidad de resistir cargas sísmicas, en edificios de concreto reforzado y acero, debido a la acción de dichas cargas.

- Elaborar un programa para computadora, que evalúe el nivel de vulnerabilidad sísmica de edificios de concreto reforzado y acero, sometidos a un nivel de acción sísmica.

### **1.3.2 Objetivos específicos**

- Establecer escalas numéricas dentro de las cuales, características particulares de edificios de concreto reforzado y acero, puedan ser evaluadas e indiquen un nivel particular de vulnerabilidad ante la acción de cargas sísmicas.
- Actualizar el programa PLAST<sup>6</sup>, el cual determina el factor de incremento en las cargas sísmicas, actuantes en un marco plano, que provoca un número suficiente de rótulas plásticas en sus elementos, para volverlo inestable (colapso del marco).

## **1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES**

### **1.4.1 Alcances**

Con la constante actividad sísmica en nuestro país y ante el riesgo de pérdidas humanas y económicas, es menester que para nuestras estructuras de edificios se logren identificar los parámetros que son más susceptibles de incidir en el mal comportamiento de un edificio; para que los daños puedan ser mitigados.

Una vez identificados estos parámetros, pueden implementarse estrategias de diseño encaminadas a tratar de solucionar estos problemas de forma preventiva, en el caso de nuevos edificios; mientras que para edificios existentes, se puedan implementar estrategias que involucren el reforzamiento de posibles zonas críticas del



edificio, producto de malas prácticas de diseño o por haber sido afectados por sismos pasados.

Para la actualización del programa de computadora PLAST, se estudiarán sus métodos de análisis y compilación, para poder establecer las posibles mejoras.

Al actualizar el programa de computadora, este deberá ser capaz de analizar marcos planos, con un número de niveles y claros de vigas, que se consideren dentro de un rango aceptable, y establecer el nivel de vulnerabilidad estructural correspondiente.

La elaboración del modelo matemático de los marcos, deberá poder ser desarrollada mediante una interfaz de ventanas interactivas (ambiente Windows) y tener un post-procesador gráfico.

Para verificar los resultados del programa PLAST se realizará una calibración del mismo, utilizando otros programas que efectúen este tipo de análisis, como son DRAIN-2DX y PFRAME.

#### **1.4.2 Limitaciones**

La poca o nula experiencia personal, que se tiene acerca de los diferentes tópicos que se desarrollarán en la investigación, como son técnicas de programación y el desarrollo mismo de la investigación.

Para la compilación del programa fuente se deberá hacer uso de un programa especializado, lo cual incurrirá una inversión personal, u obtenerlo por otros medios.

El hecho de que el trabajo de graduación será realizado por una sola persona, puede dificultar el cumplimiento del período de tiempo que se propone para la realización del trabajo.

## 1.5 JUSTIFICACIONES

Debido a la constante actividad sísmica en el país, es necesario determinar las causas propias de las estructuras de edificios, que provocan el que estas sean vulnerables a ser dañadas por movimientos sísmicos, para poder mitigarlas ante futuros sismos.

La necesidad de establecer una escala de vulnerabilidad sísmica, en la que se pueda clasificar el nivel de vulnerabilidad de los edificios que son diseñados en nuestro país, la cual reflejaría los daños esperados en estos, ante un sismo específico.

Mediante la actualización del programa para computadora PLAST, se estará en la capacidad de que este sea mejorado y actualizado por futuros trabajos de graduación.

Colaborar de una u otra forma en el campo de la investigación, para la disminución de daños que sufren las estructuras, ocasionados por sismos.

## 1.6 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION A DESARROLLAR

El objetivo del trabajo de investigación, es el desarrollar una metodología que determine la vulnerabilidad sísmica de edificios de concreto reforzado y acero, la cual pueda ser implementada a un programa de computadora que determine el estado de colapso de un marco ante cargas sísmicas, y que posteriormente lo clasifique dentro de un nivel de vulnerabilidad sísmica estructural. Por lo que se tomará como base el programa PLAST<sup>6</sup>, el cual establece los factores de carga a los cuales colapsa un marco específico de concreto reforzado.

Por lo tanto, una primera fase de la investigación será calibrar los resultados generados por el programa PLAST con otros de uso confiable, como son el DRAIN-2DX y PFRAME. Y determinar las mejoras que serían necesarias implementar al PLAST.

La segunda etapa consistiría en el planteamiento de la metodología que permita evaluar el nivel de vulnerabilidad sísmica, luego de la cual se realizarían todos los estudios y cálculos pertinentes que permitan garantizar la confiabilidad de la metodología.

Para poner a prueba dicha metodología, esta será aplicada a cuatro edificios; dos edificios existentes de concreto reforzado, el nuevo edificio de la biblioteca de Ingeniería y Arquitectura y el edificio de Ingeniería Mecánica, de nuestra facultad; y dos edificios de estructura de acero, diseñados pero aun no construidos.

Seguidamente se estudiará a profundidad la estructura del funcionamiento del programa fuente del PLAST, para que este pueda ser modificado de acuerdo a nuestras necesidades.

Para la implementación de la parte gráfica y del ambiente de trabajo Windows del programa, será necesario hacer uso de un paquete auxiliar de programación, como es VISUAL BASIC 5.0. Es de aclarar que la actualización del programa PLAST será escrito en lenguaje FORTRAN, pero el uso del paquete VISUAL BASIC 5.0 solo servirá para dar un ambiente gráfico al programa final.

**CAPITULO 2**  
**MODELO NUMÉRICO BASE PARA ANÁLISIS**

## 2.1 DESCRIPCION DEL PROGRAMA PLAST

El programa PLAST<sup>6</sup> es el resultado de un proyecto de investigación conjunta, entre la Universidad de La Serena, Chile y la Universidad de Essen, Alemania; dicho proyecto fue financiado por la fundación Volkswagen de Alemania entre los años de 1990-1992. El programa fue escrito en el lenguaje Fortran 77 y funciona bajo ambiente DOS (Sistema Operativo de Disco).

El tipo de análisis que realiza involucra un análisis de colapso o PUSH OVER para las cargas aplicadas, a marcos de concreto reforzado; al calcular las capacidades últimas de las secciones proporcionadas, identifica las secciones más solicitadas para las cargas horizontales definidas, e incrementa dichas cargas por un factor numérico (nivel de carga) para que se produzca una rótula plástica en la sección más solicitada, es decir, el inicio del rango de comportamiento elástico en una sección de viga o columna.

Este procedimiento continúa hasta que se forma un número suficiente de rótulas plásticas, o la formación de un mecanismo de falla, para el cual el marco se vuelve inestable, es decir, el colapso del mismo por el incremento de cargas.

Para cada etapa de carga, es calculado el factor multiplicador de cargas sísmicas (factor ALFA) y la ductilidad de desplazamientos, expresada como el cociente de la deformación máxima alcanzada en el rango de comportamiento inelástico y la deformación justamente al excederse el rango elástico, es decir, al inicio de la fluencia.

## 2.2 CALIBRACIÓN DEL PROGRAMA PLAST

La calibración es realizada mediante dos programas de análisis, el DRAIN-2DX y el PFRAME, contra el PLAST, al realizar el análisis de colapso a dos marcos de concreto reforzado.

El programa DRAIN-2DX puede realizar procedimientos más complejos para el análisis de marcos planos, pero dentro de sus opciones está el análisis de colapso por cargas, opción que se han utilizado para esta calibración.

El programa PFRAME es un programa de análisis de marcos planos que puede efectuar análisis dentro del rango lineal, análisis plástico y análisis de estabilidad. Para el análisis de colapso este encuentra automáticamente el factor de colapso.

El proceso de calibración tiene un objetivo muy claro, el cual es determinar el orden en que las rótulas plásticas ocurren en los marcos analizados, y que además dicho orden coincida con el factor ALFA, según el programa PLAST.

### **Consideraciones aplicadas a la calibración**

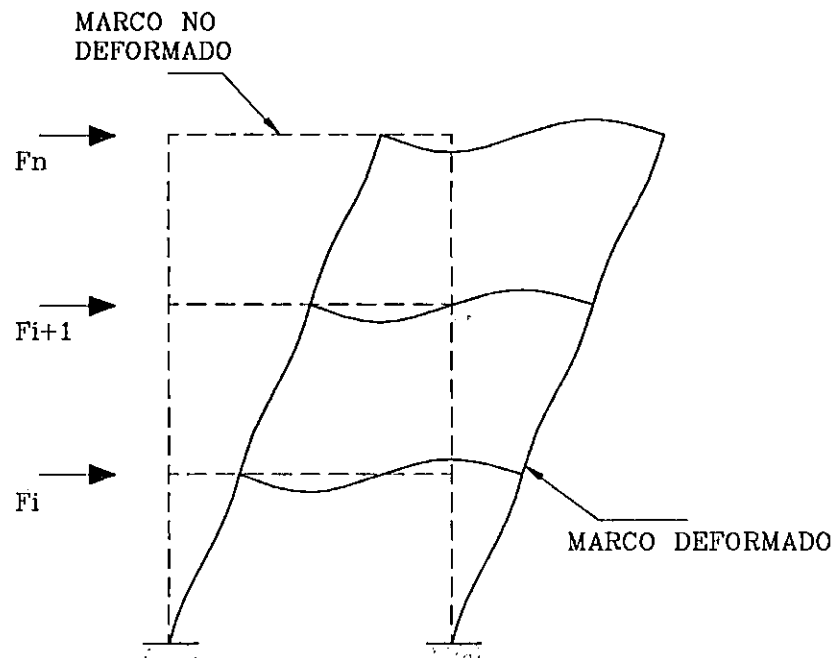
Hay que mencionar algunas consideraciones que se han tomado en cuenta para el proceso de calibración:

1. Los momentos plásticos de los marcos estudiados, se han tomado de los resultados generados por el programa PLAST, ya que este los calcula automáticamente al proporcionar las áreas de acero del refuerzo a flexión de vigas y columnas, así como las dimensiones de las secciones, y son tomados de base para los programas DRAIN-2DX y PFRAME, además se compararán dichos

valores con los encontrados según los procedimientos establecidos por el ACI 318-95.

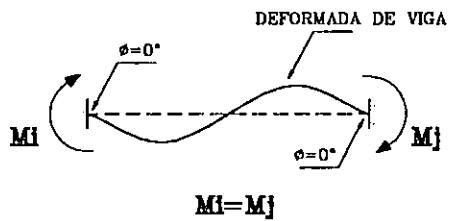
2. Los resultados generados por los programas DRAIN-2DX y PFRAME no establecen puntualmente cuando se genera una rótula plástica en un elemento, sin embargo, de la teoría de análisis estructural se sabe que si un elemento de viga o columna está empotrado en sus extremos, no se presentarán rotaciones en estos puntos respecto a sus ejes locales, pero si este tiene uno o ambos de sus extremos articulados se presentarán rotaciones, como se muestra en la figura 2.1. Esta información es presentada por el DRAIN-2DX y el PFRAME, y cuando se produce una rotación en los extremos de los elementos, se ha tomado como el indicador de la formación de un momento que plastifica la sección.
3. Los marcos tomados para la calibración no tienen ningún análisis previo para la determinación de las cargas horizontales, las dimensiones de vigas y columnas, así como el refuerzo proporcionado a flexión, ya que para el proceso de calibración esto no es relevante.
4. Los modelos de marcos utilizados, así como las dimensiones de vigas y columnas se muestran en las figuras 2.2 y 2.3.
5. El "factor ALFA" al cual se hará mención en este documento, deberá entenderse como el factor multiplicador de cargas nodales aplicadas al marco, para cuyo valor indicado corresponde a la formación de una rótula plástica.
6. Ya que cada programa utilizado tiene su forma particular de conectividad de elementos, en la figura 2.4 se muestra la convención a la cual se hará referencia en este documento para indicar la localización de las rótulas plásticas en los elementos de vigas y columnas.

FIGURA 2.1  
CONSIDERACIONES DE ROTULAS PLÁSTICAS



MODELO DEFORMADO DE MARCO  
ANTE CARGA NODALES HORIZONTALES

MODELO PSEUDOEQUIVALENTE DE VIGA



MODELO PSEUDOEQUIVALENTE DE VIGA  
CUANDO SE FORMA ROTULA PLÁSTICA

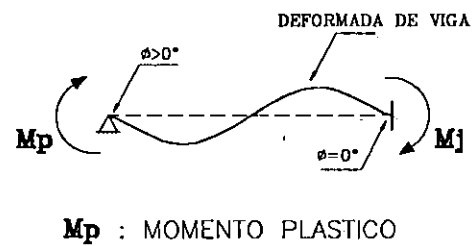
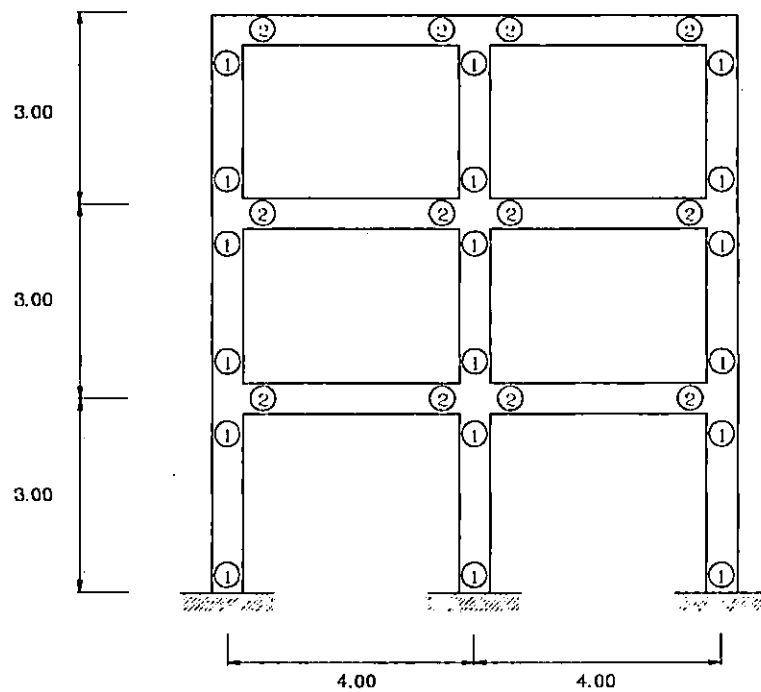


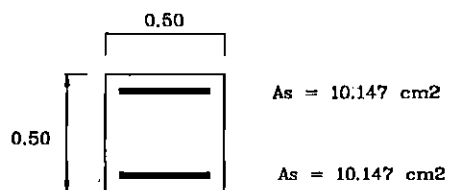


FIGURA 2.2  
MODELO DE MARCO 1

MODELO DE MARCO

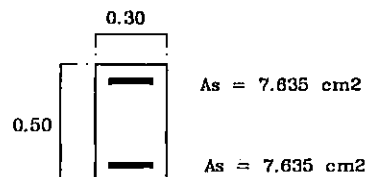


TIPOS DE SECCIONES



Momento de Fluencia = 11.54 tn.mt.

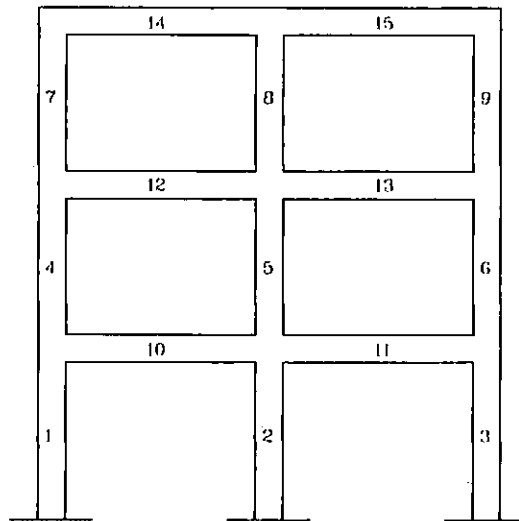
**SECCION 1**



Momento de Fluencia = 8.59 tn.mt.

**SECCION 2**

FIGURA 2.2 (CONT.)  
MODELO DE MARCO 1  
NUMERACION DE ELEMENTOS



CARGAS APLICADAS  
POR SISMO

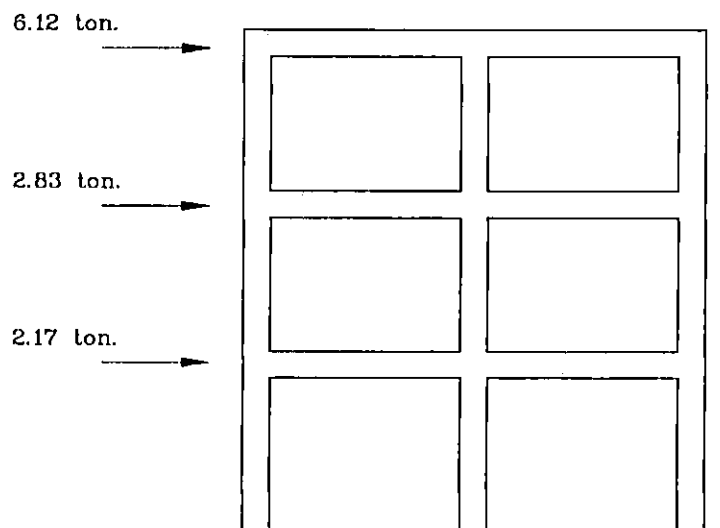
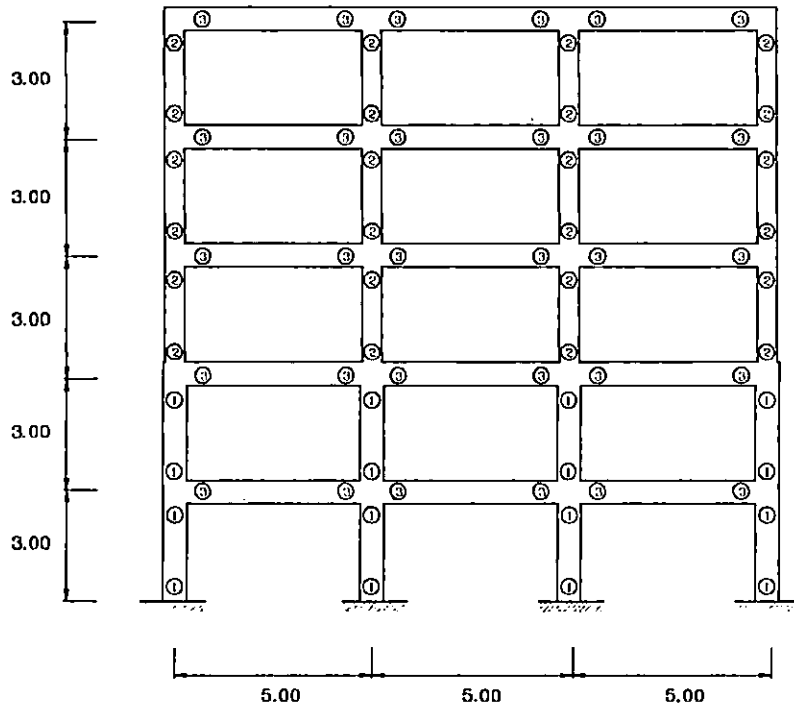
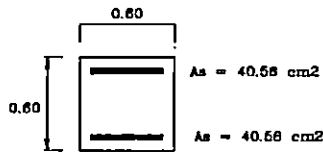


FIGURA 2.3  
 MODELO DE MARCO 2

MODELO DE MARCO

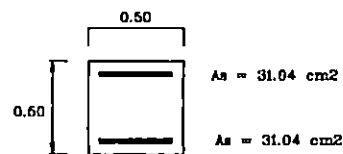


TIPOS DE SECCIONES



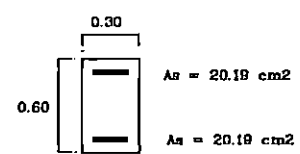
Momento de Fluencia = 59.20 tn.mt.

SECCION 1



Momento de Fluencia = 37.09 tn.mt.

SECCION 2

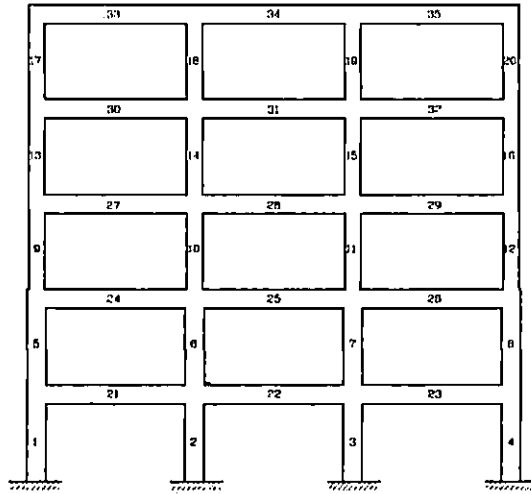


Momento de Fluencia = 24.265 tn.mt.

SECCION 3

FIGURA 2.3 (CONT.)  
 MODELO DE MARCO 2

NUMERACION DE ELEMENTOS



CARGAS APLICADAS  
 POR SISMO

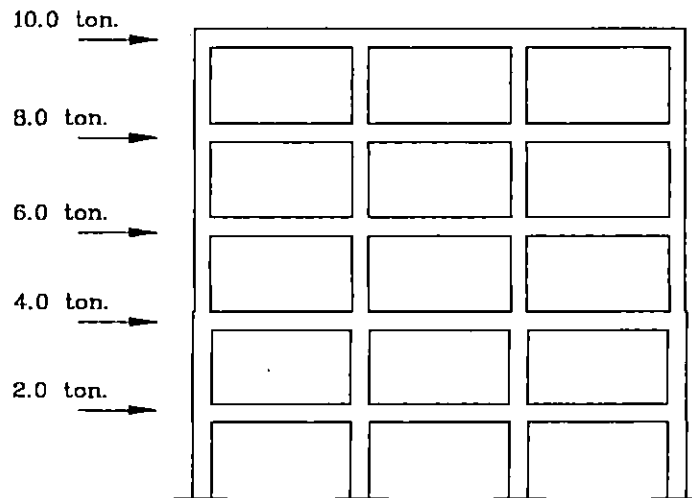
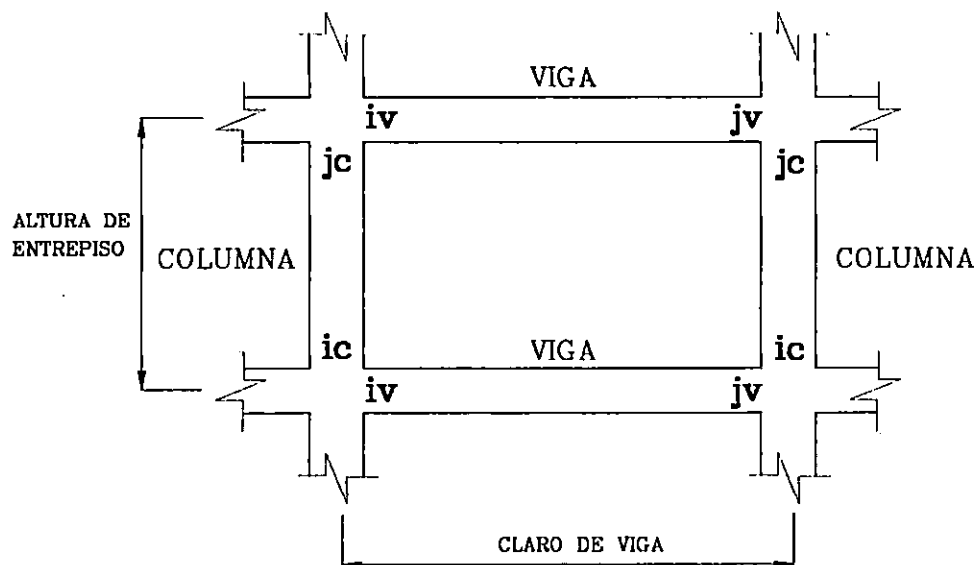


FIGURA 2.4

**CONECTIVIDAD DE ELEMENTOS  
EN VIGAS Y COLUMNAS**



**DONDE:**

**i** : REFERENCIA A NUDO INICIAL

**j** : REFERENCIA A NUDO FINAL

**iv**: NUDO INICIAL EN VIGAS

**jv**: NUDO FINAL EN VIGAS

**ic**: NUDO INICIAL EN COLUMNAS

**jc**: NUDO FINAL EN COLUMNAS

### 2.3 CALCULO DE MOMENTOS PLASTICOS

Utilizando las fórmulas de momentos plásticos, figuras 2.5 y 2.6, se calcularán dichos momentos para los ejemplos de calibración, para secciones rectangulares de concreto reforzado a flexión, según el ACI 318-95, se tiene:

$$M_n = A_s * f_y * ( d - a / 2 )$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f_c' * b}$$

Donde:

$A_s$  = área de acero proporcionado en el lecho a flexión

$f_c'$  = resistencia del concreto a los 28 días

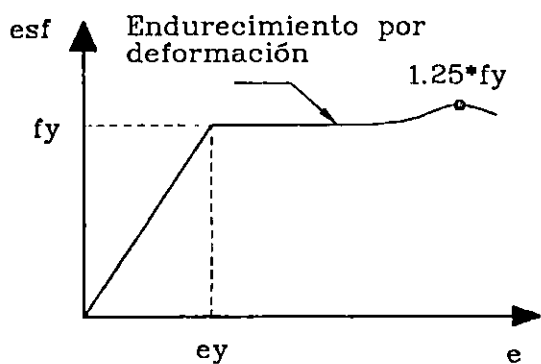
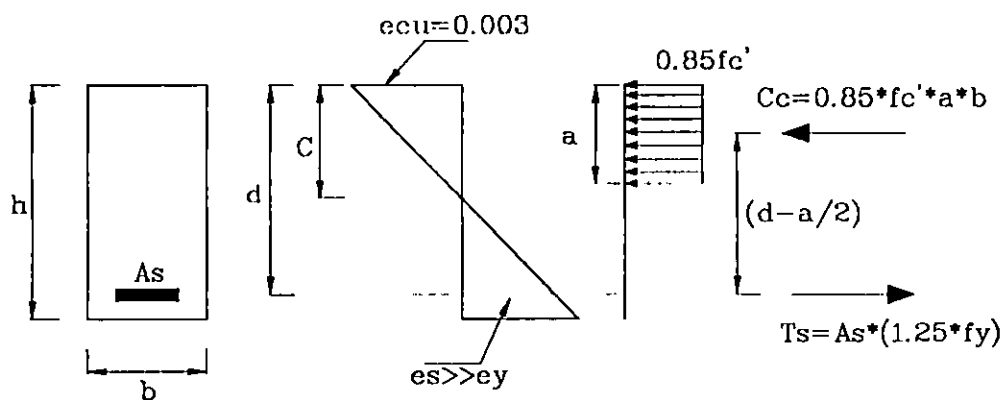
$f_y$  = resistencia a fluencia del acero

$b$  = ancho de la sección

$d$  = peralte efectivo de la sección

FIGURA 2.5

DEDUCCION DE FORMULA PARA MOMENTO PLASTICO EN SECCIONES RECTANGULARES DE CONCRETO REFORZADO



Haciendo equilibrio:

$$C_c = T_s$$

$$0.85f_c' a b = A_s(1.25f_y)$$

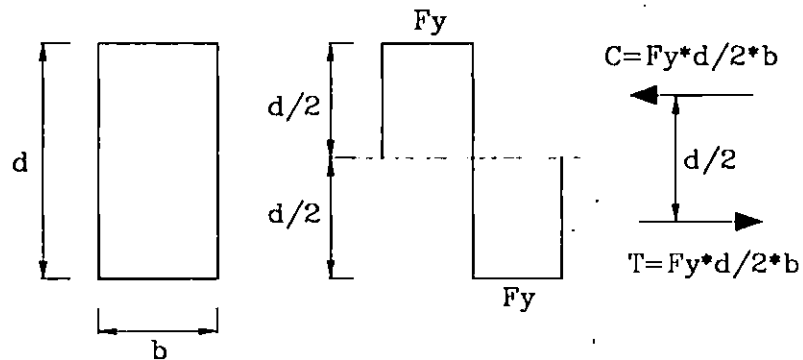
$$a = A_s(1.25f_y) / (0.85f_c' b)$$

$$M_p = A_s(1.25f_y)(d - a/2)$$

DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACION

FIGURA 2.8

DEDUCCION DE FORMULA PARA MOMENTO PLASTICO EN SECCIONES DE PERFILES LAMINADOS DE ACERO



Para una sección rectangular

$$M_p = T \cdot (d/2) = C \cdot (d/2)$$

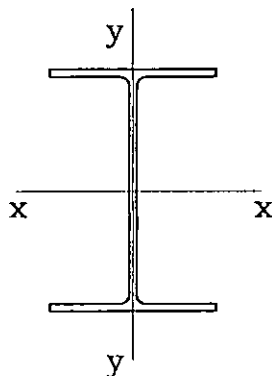
$$M_p = (F_y \cdot b \cdot d/2) \cdot (d/2)$$

$$M_p = F_y \cdot (b \cdot d/4)$$

Donde:

$$(b \cdot d/4) = Z$$

Z: Módulo de sección plástico



Para una sección de perfil laminado:

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

Donde:

Z: Módulo de sección plástico, según se lista en tablas de perfiles (p. e. AISC, IMCA)



**Secciones del MARCO 1**

Sección 1, (Columna)

$$f_c' = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 10.147 \text{ cm}^2$$

$$b = 50.0 \text{ cm}$$

$$d = 50.0 - 3 = 47.0 \text{ cm}$$

$$a = 10.147 * 2800 / (0.85 * 180 * 50) = 3.71 \text{ cm}$$

$$M_n = 10.147 * 2800 * (47.0 - 3.71 / 2) / 100000 = 12.83 \text{ ton. m}$$

Momento plástico según PLAST,  $M_n = 12.36 \text{ ton. m}$ 

$$\text{Variación \%} = ( 12.83 - 12.36 ) / 12.83 * 100 = 3.66 \%$$

Sección 2, (Viga)

$$f_c' = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 7.635 \text{ cm}^2$$

$$b = 30.0 \text{ cm}$$

$$d = 50.0 - 3 = 47.0 \text{ cm}$$

$$a = 7.635 * 2800 / (0.85 * 180 * 30) = 4.66 \text{ cm}$$

$$M_n = 7.635 * 2800 * (47 - 4.66 / 2) / 100000 = 9.55 \text{ ton. m}$$

Momento plástico según PLAST,  $M_n = 9.25 \text{ ton. m}$ 

$$\text{Variación \%} = ( 9.55 - 9.25 ) / 9.55 * 100 = 3.14 \%$$

## Secciones del MARCO 2

Sección 1, (Columna)

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

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 40.56 \text{ cm}^2, (8 \# 8)$$

$$b = 60.0 \text{ cm}$$

$$d = 60.0 - 3 = 57.0 \text{ cm}$$

$$a = 40.56 * 2800 / (0.85 * 210 * 60) = 7.95 \text{ cm}$$

$$M_n = 40.56 * 2800 * (57 - 7.95 / 2) / 100000 = 60.22 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Momento plástico según PLAST,  $M_n = 59.20 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$$\text{Variación \%} = (60.22 - 59.20) / 60.22 * 100 = 1.69 \%$$

Sección 2, (Columna)

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

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 31.04 \text{ cm}^2, (8 \# 7)$$

$$b = 50.0 \text{ cm}$$

$$d = 50.0 - 3 = 47.0 \text{ cm}$$

$$a = 31.04 * 2800 / (0.85 * 210 * 50) = 9.74 \text{ cm}$$

$$M_n = 31.04 * 2800 * (47 - 9.74 / 2) / 100000 = 36.62 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Momento plástico según PLAST,  $M_n = 37.09 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$$\text{Variación \%} = (37.09 - 36.62) / 37.09 * 100 = 1.27 \%$$

Sección 3, (Viga)

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

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 20.19 \text{ cm}^2, ( 3 \# 7 + 3 \# 6 )$$

$$b = 30.0 \text{ cm}$$

$$d = 60.0 - 3 = 57.0 \text{ cm}$$

$$a = 20.19 * 2800 / (0.85 * 210 * 30) = 10.56 \text{ cm}$$

$$M_n = 20.19 * 2800 * (57 - 10.56 / 2) / 100000 = 29.24 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Momento plástico según PLAST,  $M_n = 29.47 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$$\text{Variación \%} = ( 29.47 - 29.24 ) / 29.47 * 100 = 0.78 \%$$

Como se puede apreciar las variaciones entre los momentos calculados por el programa PLAST y según el ACI 318-95, son casi insignificantes, menores del 4%, por lo que se puede concluir que los resultados son aceptables para nuestras metodologías de diseño.

## 2.4 RESULTADOS DEL PROCESO DE CALIBRACIÓN

La secuencia y ubicación de las rótulas plásticas, para los marcos en estudio, son mostradas en las figuras 2.7 y 2.8.

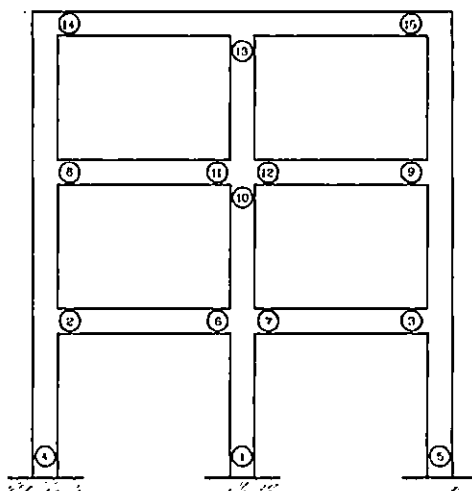
Para el marco 1, las rótulas generadas por el PLAST coinciden en su totalidad a las generadas por el DRAIN-2DX y el PFRAME, con la excepción de que no ocurren en el mismo orden para las rótulas 10, 11 y 12, como se muestra en la tabla 2.1, pero la respuesta a esta variante se encuentra en que para estas rótulas los valores del incremento en el factor ALFA son pequeños, existiendo la posibilidad de que el orden varíe.

Para el marco 2, las rótulas ocurren en los mismos puntos, para todos los programas, existiendo siempre la variante del marco 1, de que los incrementos del factor ALFA son tan pequeños que en ocasiones varía el orden de las rótulas, como se muestra en la tabla 2.2

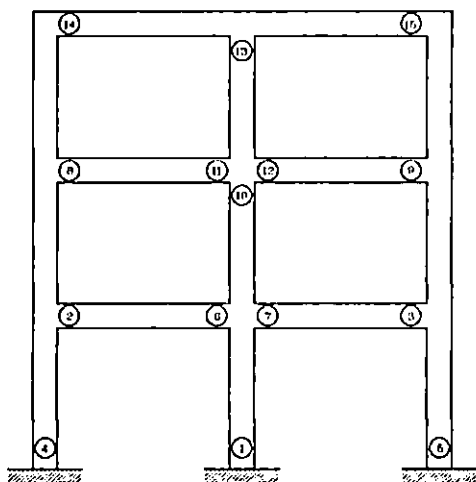
Al final podemos concluir que el proceso de calibración nos reveló que los resultados generados por el PLAST son confiables, dadas las pequeñas variantes mencionadas; y por lo tanto, no existe variante alguna por la cual el programa PLAST no se pueda tomar de base para nuestros propósitos.

FIGURA 2.7

ORDEN DE ROTULAS PLASTICAS  
SEGUN "PLAST"



ORDEN DE ROTULAS  
SEGUN "DRAIN-2DX"



ORDEN DE ROTULAS  
SEGUN "PFRAME"

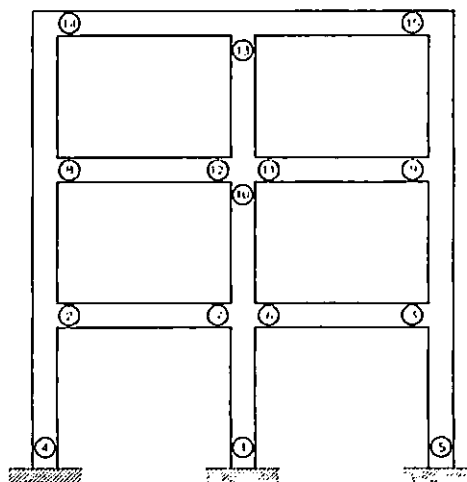
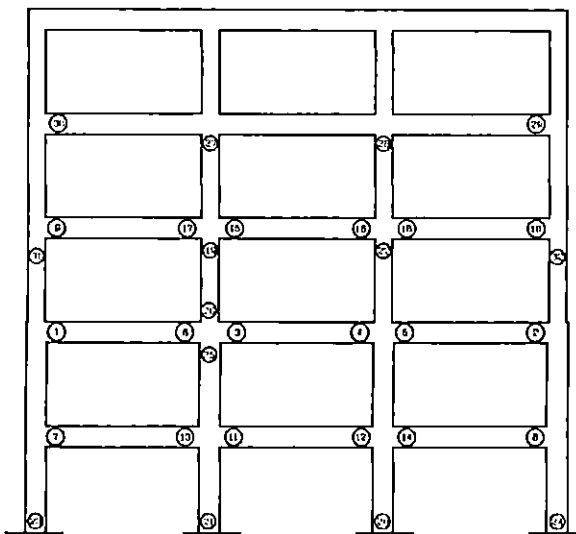


FIGURA 2.8  
 ORDEN DE ROTULAS PLASTICAS  
 ORDEN DE ROTULAS PLASTICAS  
 SEGUN " PLAST "



ORDEN DE ROTULAS PLASTICAS  
 SEGUN " PFRAME "

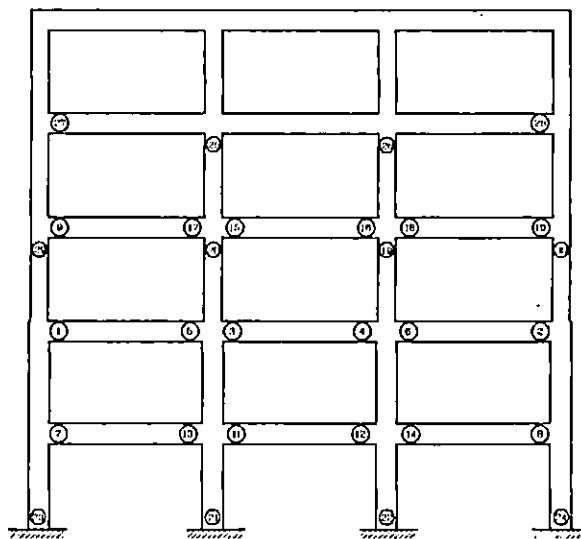


FIGURA 2.8 (CONT.)  
ORDEN DE ROTULAS PLASTICAS

ORDEN DE ROTULAS PLASTICAS  
SEGUN " DRAIN-2DX "

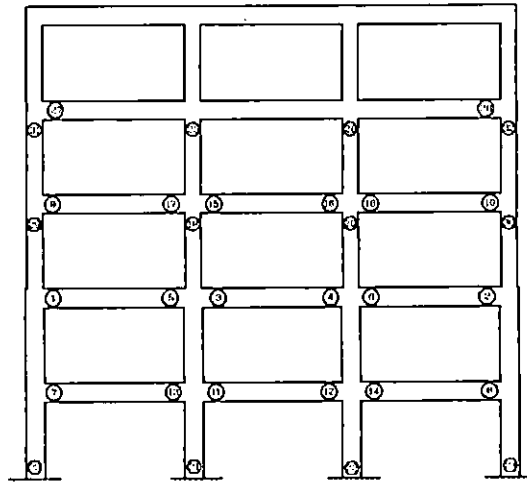


TABLA 2.1 Para modelo de MARCO 1

**ORDEN DE ROTULAS SEGÚN "PLAST"**

No	Factor	Elemento	Rótula
1	1.4524	2	i
2	1.5459	10	i
3	1.5459	11	d
4	1.5865	1	i
5	1.5865	3	i
6	1.6364	10	d
7	1.6364	11	i
8	1.6507	12	i
9	1.6507	13	d
10	1.6794	5	d
11	1.6803	12	d
12	1.6803	13	i
13	1.7466	8	d
14	1.8069	14	i
15	1.8069	15	d

**ORDEN DE ROTULAS SEGÚN "DRAIN-2DX"**

No	Factor	Elemento	Rótula
1	1.4600	2	i
2	1.5500	10	i
3	1.5500	11	d
4	1.5900	1	i
5	1.6000	3	i
6	1.6500	10	d
7	1.6500	11	i
8	1.6600	12	i
9	1.6600	13	d
10	1.7000	5	d
11	1.7000	12	d
12	1.7000	13	i
13	1.7900	8	d
14	1.8900	14	i
15	1.8900	15	d

**ORDEN DE ROTULAS SEGÚN "PFRAME"**

No	Factor	Elemento	Rótula
1	1.4528	2	i
2	1.5409	10	i
3	1.5480	11	d
4	1.5788	1	i
5	1.5883	3	i
6	1.6364	11	i
7	1.6365	10	d
8	1.6477	12	i
9	1.6511	13	d
10	1.6794	5	d
11	1.6809	13	i
12	1.6809	12	d
13	1.7472	8	d
14	1.8053	14	i
15	1.8069	15	d

**Notas:**

i : Rótula en extremo izquierdo del elemento  
d : Rótula en el extremo derecho del elemento



TABLA 2.2 Para modelo de MARCO 2

ORDEN DE ROTULAS SEGÚN "PLAST"			
No	Factor	Elemento	Rótula
1	2.3084	24	i
2	2.3084	26	d
3	2.4590	25	i
4	2.4590	25	d
5	2.5040	26	i
6	2.5105	24	d
7	2.5539	21	i
8	2.5550	23	d
9	2.6280	27	i
10	2.6298	29	d
11	2.6688	22	i
12	2.6738	22	d
13	2.6828	21	d
14	2.6893	23	i
15	2.8251	28	i
16	2.8335	28	d
17	2.8514	27	d
18	2.8615	29	i
19	2.8990	10	d
20	2.9205	3	i
21	2.9372	2	i
22	2.9716	11	d
23	2.9987	1	i
24	2.9987	4	i
25	3.1395	6	d
26	3.1397	10	i
27	3.1462	14	d
28	3.1462	15	d
29	3.1790	32	d
30	3.1822	30	i
31	3.2310	9	d
32	3.2312	12	d

ORDEN DE ROTULAS SEGÚN "DRAIN-2DX"			
No	Factor	Elemento	Rótula
1	2.3000	24	i
2	2.3200	26	d
3	2.4700	25	i
4	2.4700	25	d
5	2.5000	24	d
6	2.5100	26	i
7	2.5300	21	i
8	2.5500	23	d
9	2.6000	27	i
10	2.6200	29	d
11	2.6500	22	i
12	2.6500	22	d
13	2.6600	21	d
14	2.6600	23	i
15	2.7800	28	i
16	2.7800	28	d
17	2.8100	27	d
18	2.8100	29	i
19	2.8400	10	d
20	2.8400	11	d
21	2.8500	2	i
22	2.8600	3	i
23	2.9200	1	i
24	2.9300	4	i
25	3.0400	14	d
26	3.0400	15	d
27	3.1300	30	i
28	3.1400	32	d
29	3.1900	9	d
30	3.1900	12	d
31	3.3600	13	d
32	3.3600	16	d

**ORDEN DE ROTULAS SEGÚN "PFRAME"**

No	Factor	Elemento	Rótula
1	2.2930	24	i
2	2.3110	26	d
3	2.4616	25	i
4	2.4659	25	d
5	2.4934	24	d
6	2.4983	26	i
7	2.5274	21	i
8	2.5446	23	d
9	2.5965	27	i
10	2.6094	29	d
11	2.6349	22	i
12	2.6383	22	d
13	2.6475	21	d
14	2.6514	23	i
15	2.7646	28	i
16	2.7670	28	d
17	2.7908	27	d
18	2.7933	29	i
19	2.8174	11	d
20	2.8189	10	d
21	2.8296	2	i
22	2.8337	3	i
23	2.8912	1	i
24	2.8961	4	i
25	2.9523	14	d
26	2.9528	15	d
27	2.9985	30	i
28	3.0012	32	d
29	3.0033	9	d
30	3.0033	12	d

Cont. TABLA 2.2 Para modelo de MARCO 2

**Notas:**

i : Rótula en extremo izquierdo del elemento  
d : Rótula en el extremo derecho del elemento

## 2.5 POSIBLES MEJORAS AL PROGRAMA PLAST

Del proceso de calibración del programa PLAST se han podido apreciar sus ventajas, así como algunos pequeños inconvenientes que surgen tanto en su análisis como en la elaboración de los modelos matemáticos de los marcos planos, por lo que a continuación se listan algunas posibles mejoras que se podrían implementar:

- La elaboración del modelo matemático del marco mediante un archivo de entrada, tiende a ser tedioso y da lugar a posibles errores que se pueden cometer. Por lo que sería conveniente el hacer una interfaz gráfica para la elaboración del modelo, mediante un ambiente Windows.
- El proceso de análisis que realiza para el colapso se pueden considerar bastante bueno con relación a los programas comparados (DRAIN-2DX y PFRAME), sin embargo, la información que presenta el PLAST, es muy poca y debería de ampliarse, por ejemplo: desplazamientos y giros en juntas, fuerzas internas en elementos, etc. que harían mas completa una memoria de cálculo.
- Ya que el objetivo del trabajo de graduación es encontrar la vulnerabilidad sísmica de estructuras de edificios, se deberán implementar o adicionar rutinas al programa para que este sea capaz de encontrar dicha vulnerabilidad.
- La capacidad de poder analizar marcos planos de varios claros y entrepisos es limitada, por lo que se deberá incrementar, primero compilando el programa en un software que brinde esta capacidad y modificando los rangos de dimensionamiento de variables del programa fuente.

- El PLAST calcula únicamente los momentos plásticos de secciones rectangulares de concreto reforzado, y sería una herramienta más útil si se expandiera a perfiles laminados de acero.

Estas no son todas las mejoras que se le pueden hacer al programa, ya que en el proceso de investigación surgirán otras que adecuaremos a nuestras necesidades, pero son algunas de las más importantes.

**CAPITULO 3**  
**INDICES DE VULNERABILIDAD SÍSMICA**

### 3.1 INTRODUCCION

En este capítulo se plantea el procedimiento y parámetros que se adoptaran, para evaluar la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de Edificios de Concreto Reforzado y Acero.

Primeramente se establecen los aspectos básicos que deberán conocerse para un determinado edificio, como son: Sistema estructural, Reglamento de diseño sísmico empleado, Nivel de detallado estructural empleado y el Nivel del procedimiento utilizado en la etapa de análisis; con esto se establecerá, de primera intención, el nivel de diseño que se le ha dado al edificio.

Seguidamente, se plantean una serie de parámetros que se evaluarán (Indices), o bien retomarán de estudios realizados por otras personas o entidades, con el fin de expresar cuantitativamente el grado de aporte en la Vulnerabilidad Sísmica Estructural, los cuales se regularán para los edificios que se analicen, sean hipotéticos o reales.

Al final se podrá determinar la Vulnerabilidad Sísmica Estructural para cada piso  $i$  del edificio, y luego para todo el mismo. Para poder estimar el grado de daños en el edificio se propone utilizar la escala europea EMS-92, la cual es una actualización de la escala MSK (Medvedev-Sponhever-Karnis).

### 3.2 PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN DEL DISEÑO PARA EDIFICIOS.

Para determinar el estado del diseño de un edificio en un momento dado, participan parámetros de difícil evaluación que involucran aspectos cuantitativos y cualitativos, siendo estos últimos los de más difícil evaluación.

Por lo que, para la evaluación de la vulnerabilidad, habrá que analizar ciertos parámetros de calificación o índices que tendrán un aspecto cuantitativo o cualitativo. Para formar una idea general de los aspectos a evaluar para establecer el estado actual del diseño de un edificio, se presentan los pasos<sup>7</sup> más importantes que podrían seguirse:

- **Paso 1.** Debe recopilarse y estudiarse la información existente acerca del diseño y construcción de la edificación original y sus posteriores modificaciones y hacerse exploraciones en la edificación, para determinar el estado actual.
- **Paso 2.** El estado del sistema estructural debe calificarse con respecto a: (a) Calidad del diseño de la estructura original y calidad de la construcción de la misma y (b) El estado del mantenimiento y conservación.
- **Paso 3.** Debe llevarse a cabo un análisis elástico de la estructura según lo indica el Reglamento de Diseño Sísmico local, y determinar la resistencia existente de los elementos del edificio. Entendiendo la resistencia como el nivel de fuerza o esfuerzo al cual un elemento deja de responder en el rango elástico o el nivel al cual los materiales frágiles llegan a su resistencia máxima o el nivel al cual los materiales dúctiles inician su fluencia, afectados por los respectivos coeficientes de resistencia (flexión, corte, etc.).

- **Paso 4.** Se debe obtener una resistencia efectiva de los elementos de la estructura, a partir de la resistencia existente, afectándola por dos coeficientes de reducción de resistencia obtenidos de la calificación llevada a cabo en el paso 2.
  
- **Paso 5.** Deben determinarse Índices de resistencia (como mínimo: flexión y corte), como el mínimo cociente obtenido para cualquier elemento o sección de este, entre la resistencia efectiva obtenida en el paso 4 y las fuerzas internas solicitadas obtenidas del análisis estructural realizado en el paso 3.
  
- **Paso 6.** Los desplazamientos horizontales en el análisis del paso 3 deben amplificarse por un coeficiente de amplificación de desplazamientos, ( $C_d$  para nuestra norma), según el Reglamento de Diseño Sísmico local.
  
- **Paso 7.** Debe determinarse un índice de funcionalidad por efectos horizontales como el máximo cociente entre las derivas obtenidas en el paso 6 y las derivas permitidas por el Reglamento de Diseño Sísmico local.

Los pasos descritos anteriormente, dejan entrever que la evaluación del diseño se efectuaría a edificios existentes, y no a edificios nuevos o en etapa de diseño. Así pues, para nuevos edificios, solo se tomarían en cuenta los parámetros que están presentes cuando se comienza el diseño estructural de un edificio, los cuales se establecerán al final de esta propuesta.



Por otro lado, para edificios existentes se parte de que estos han sido afectados por sismos o que, debido a la época en que se elaboró el diseño y la construcción, presentan deficiencias de funcionalidad.

Los procedimientos de análisis planteados, son de carácter lineal pero no quiere decir que no se puedan utilizar métodos no lineales, los cuales se deberán adaptar a los pasos citados y al reglamento de diseño sísmico local empleado.

Ante estas observaciones, se plantea que el análisis de vulnerabilidad sísmica estructural que se realizaría a edificios de concreto armado o acero, involucraría:

- El determinar el estado actual de la estructura, es decir, el nivel de deterioro que presentan los elementos estructurales del edificio (paredes estructurales, vigas, columnas, etc.).
- Establecer el nivel de esfuerzos al que los elementos estructurales presentarían un comportamiento elástico o frágil, al ser sometidos a fuerzas sísmicas, y su comportamiento mas haya del rango elástico.
- Y establecer la influencia de las proporciones geométricas del edificio y sus elementos estructurales y la ubicación geográfica del mismo, los cuales involucran el nivel de vulnerabilidad estructural.

Así pues, se plantea evaluar una serie de parámetros que toman en cuenta las observaciones anteriores, para determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica estructural de un edificio.

### 3.3 ASPECTOS BÁSICOS ESTRUCTURALES Y DE DISEÑO DE EDIFICIOS

Es necesario conocer los principales aspectos estructurales y de diseño con que ha sido concebido un edificio, por lo que deberá ser clasificado en cada uno de las cuatro categorías siguientes:

- **Sistema estructural.** El tipo de sistema estructural, involucra la configuración y distribución de los elementos estructurales que sostienen al edificio (vigas, columnas y paredes), encargados de resistir y transmitir a la cimentación y luego al suelo, las fuerzas causadas por el peso del edificio y las cargas de uso normal, así como las provocadas por sismos; dichos sistemas se clasificarán en:
  - Marcos de concreto armado
  - Marcos de acero
  - Marcos de concreto armado arriostrados con paredes de mampostería o concreto
  - Marcos de acero arriostrados con paredes de mampostería o concreto
  - Paredes de mampostería o concreto
  
- **Reglamento de diseño sísmico local empleado.** Tomará en cuenta el año en que fue diseñado el edificio y por ende el reglamento de diseño sísmico local empleado, por lo que, para nuestro país lo clasificaremos en:

- Reglamento de 1994 (NTDS)
  - Reglamento de 1986 (REDESES)
  - Reglamento de 1966
  - Anterior al reglamento de 1966
- 
- **Nivel de detallado estructural empleado.** Este representa el nivel de detallado de los planos estructurales: uniones viga-columna, parámetros empleados en la determinación del coeficiente sísmico y la calidad con que deberá realizarse el proceso constructivo; que se ve reflejado en el comportamiento del edificio ante un sismo, básicamente este nivel está gobernado por el factor de modificación de respuesta  $R$ , indicado en nuestra NTDS<sup>9</sup>, y se dividirá en:
    - Detallado Especial o Dúctil, aplica a estructuras que se desea que presenten un nivel de daños controlados, es decir, comportamientos de columna fuerte viga débil, formación de articulaciones plásticas en vigas antes que en columnas, etc.; lo que se persigue es que los daños que se presenten no conduzcan al colapso parcial de los elementos estructurales; ya que normalmente este criterio es aplicado a estructuras cuyo funcionamiento es indispensable después de un sismo, por la altura o por la importancia del contenido del mismo.
    - Detallado Intermedio, aplica a la mayoría de edificios bajos, en los cuales se permite un mayor nivel de daños, los cuales en ningún momento deberán presentar el colapso parcial o total de la estructura.

- Detallado Ordinario, se aplica a la mayoría de edificios de una o dos plantas, cuyo uso y ocupación no son indispensables después de un sismo.

Para diferenciar esta categoría en edificios existentes, se deberá recurrir a los planos estructurales y a la memoria de cálculo y diseño del mismo, con el fin de determinar el nivel de los detalles estructurales y el uso del factor de modificación de respuesta R.

- **Nivel del procedimiento empleado en el análisis** (Tomado de los procedimientos propuestos por FEMA<sup>8</sup>, para la rehabilitación de edificios dañados por sismos). Para la etapa de análisis estructural y dependiendo del tipo y destino del edificio, se considera un procedimiento de análisis, el cual podrá ser:

- Procedimiento Lineal Estático
- Procedimiento Lineal Dinámico
- Procedimiento Estático No Lineal
- Procedimiento Dinámico No Lineal

El procedimiento tradicional mantiene el uso de una relación lineal de esfuerzo-deformación, pero incorporando modificaciones de conjunto al edificio en las deformaciones y el material, aceptando criterios que permiten mejorar las consideraciones de las probables características no lineales de la respuesta sísmica.

El Procedimiento Estático No Lineal, llamado a menudo "*push-over analysis*", utiliza técnicas no lineales simplificadas en las deformaciones sísmicas estructurales estimadas.

El procedimiento Dinámico No Lineal, comúnmente conocido como un análisis no lineal paso a paso, requiere un considerable juicio y experiencia de su desarrollo y empleo, ya que está enfocado a evaluar el comportamiento de cada uno de los elementos estructurales, ante el registro de un movimiento sísmico, el cual toma incrementos del orden de la décima del segundo.

### 3.4 CLASIFICACIÓN DEL EDIFICIO.

De los aspectos anteriormente mencionados, se clasificará al edificio según una clase, como se indica en la Tabla 3.1, en el orden de los siguientes aspectos:

- Clase
- Sub clase
- Aspectos estructurales y de diseño

Donde: - La **Clase** refleja la importancia que se le da a los procedimientos de análisis y de detallado, en el diseño del mismo; de donde la **Sub clase** especifica cada situación en una forma más particular.

- Los **Aspectos estructurales y de diseño**, son considerados en el siguiente orden: Tipo de sistema estructural, Reglamento empleado para la etapa de diseño, Nivel de detallado estructural que se le dará al edificio y el correspondiente procedimiento de análisis empleado. Es de aclarar que en la Tabla 3.1 solo se hace referencia a sistemas estructurales que involucran marcos de concreto armado y acero, ya que serán los que se evaluarán en esta investigación y no significa que no se puedan evaluar otro tipo de sistemas.

Esta clasificación pretende establecer de primera intención, la importancia que se le pudo haber dado el edificio en la etapa de análisis y diseño del mismo, los cuales están influenciados por el tipo de estructura y el uso o destino previstos.

Tabla 3.1 Clasificación del edificio.

CLASE	Sub Clase	Aspectos Estructurales y de Diseño
CLASE A	Clase A1	- Marcos de Concreto Armado o Acero - Reglamento de 1994 (NTDS) - Detallado Especial o Dúctil - Procedimiento Dinámico No Lineal o Estático No Lineal
	Clase A2	- Marcos de Concreto Armado o Acero - Reglamento de 1986 (REDESSES) - Detallado: Especial o Dúctil - Procedimiento Lineal Estático o Dinámico Lineal
CLASE B	Clase B1	- Marcos de Concreto Armado o Acero - Reglamento de 1994 (NTDS) - Detallado Intermedio - Procedimiento Lineal Estático o Dinámico No Lineal
	Clase B2	- Marcos de Concreto Armado o Acero - Reglamento de 1986 (REDESSES) - Detallado: Intermedio - Procedimiento Lineal Estático
CLASE C	Clase C1	- Marcos de Concreto Armado o Acero - Reglamento de 1994 (NTDS) - Detallado Ordinario - Procedimiento Lineal Estático
	Clase C2	- Marcos de Concreto Armado o Acero - Reglamento de 1986 (REDESSES) - Detallado: Ordinario - Procedimiento Lineal Estático
CLASE D	Clase D1	- Marcos de Concreto Armado o Acero - Reglamento de 1966 o anterior - Cualquier Nivel de Detallado - Procedimiento Lineal Estático
	Clase D2	- Marcos de Concreto Armado o Acero - Reglamento anterior a 1966 o anterior - Cualquier nivel de Detallado - Procedimiento Lineal Estático

### 3.5 PARÁMETROS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS

Podríamos suponer entonces, sobre la base de la clase, que la Vulnerabilidad Sísmica Estructural aumenta gradualmente de la clase A, como un nivel de referencia bajo, hasta la Clase C, como un nivel crítico de vulnerabilidad y suponer que la Clase D, representaría un nivel completamente vulnerable a un evento sísmico de

consideración. Esta aseveración podríamos basarla en la época de diseño del edificio, que involucra el uso del reglamento de diseño sísmico local y los métodos de análisis, no se pretende decir que sean obsoletos o no aplicables, sino establecer el nivel de desarrollo tecnológico y científico que se empleo en el diseño. Sin embargo, aun no podemos establecer, para un edificio dado, dicho nivel de vulnerabilidad, lo que implica revisar los aspectos relevantes propios de un edificio.

Todos los parámetros que se establecerán a continuación explican la posible influencia dentro de un análisis de vulnerabilidad sísmica estructural de un edificio, mismos que se corroborarán en la investigación, los cuales los denominaremos *INDICES DE VULNERABILIDAD*. Básicamente cada Índice refleja una relación entre las solicitaciones actuantes (derivadas, esfuerzos, relaciones geométricas, etc) y las permitidas o límites.

- **11. INDICE DE UBICACIÓN.**

Uno de los factores a evaluar es la ubicación dentro de una zona sísmica (NTDS<sup>9</sup>, Tabla 1 y Figura 1), se considerarán las dos zonas sísmicas establecidas y considerando que la zona I es de más alto riesgo que la zona II, podríamos proponer las relaciones dadas en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Índice de ubicación por zonificación sísmica.

Zona Sísmica	Zona I	Zona II
Nivel de Vulnerabilidad	1.00	0.75



Los factores anteriores suponen una relación de los factores de zona sísmica (0.4 para Zona I y 0.3 para Zona II), de la siguiente forma:

$$\text{Zona I} = 0.40 / 0.40 = 1.00$$

$$\text{Zona II} = 0.30 / 0.40 = 0.75$$

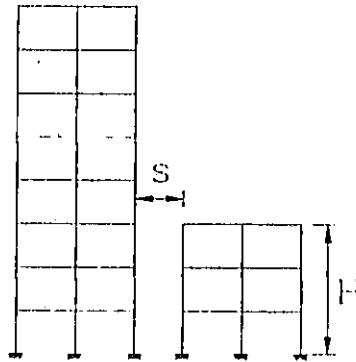
Otro factor es la ubicación del edificio por su entorno físico, es decir, la colindancia con edificios, con los cuales pueda haber golpeteo durante un sismo. Se considera peligroso que existan edificios colindantes a separaciones menores a las establecidas por los límites de deriva, dadas por el Reglamento de Diseño Sísmico (NTDS<sup>9</sup>, Tabla 8). Podríamos plantear las relaciones de la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Índice de ubicación por entorno físico.

Nivel	ALTO ( 1.00 )	INTERMEDIO (0.89)	BAJO ( 0.80 )
Relaciones	$s / H < sr$	$sr \leq s / H < 2sr$	$s / H \geq 2sr$

Donde:

- $s / H$  : Es la relación entre la separación de edificios colindantes y la altura del menor.
- $sr$  : se tomará como  $0.020H$ ,  $0.015H$  ó  $0.010H$ , según la categoría de ocupación establecida en la NTDS (NTDS<sup>9</sup>, Tabla 8). Gráficamente:



El índice de ubicación sería entonces:

$$\text{Índice de ubicación} = (\text{Índice por zonificación sísmica} + \text{Índice por entorno físico})/2$$

- **I2. INDICE DEL ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.**

La calidad y el estado del sistema estructural juegan un papel de gran importancia en la determinación de la resistencia existente de la estructura. Aunque de una manera teórica es posible determinar qué resistencia tiene un elemento estructural cuyas dimensiones, materiales, refuerzos, etc., se conocen, el mal estado del elemento reduce de una manera apreciable este valor teórico. Por esta razón se pide que se definan cualitativamente dos parámetros: (a) Calidad del Diseño y la Construcción de la Estructura Original y (b) Estado del Sistema Estructural<sup>7</sup>.

- **Calidad del diseño y construcción de la estructura original.** Esta calificación debe estar de acuerdo con la mejor tecnología existente y por la evidencia que se encuentre al examinar la construcción. Al respecto puede utilizarse información tal como registros de interventoría de la construcción, planos estructurales y ensayos realizados especialmente para ello. Dentro de la calificación debe tomarse en

cuenta el potencial de mal comportamiento de la edificación debido a distribución irregular de la masa y/o rigidez, ausencia de diafragmas, anclajes, amarres y otros elementos necesarios para garantizar un buen comportamiento de ella ante las distintas sollicitaciones. Aquí se pide el mejor criterio y la mayor objetividad de quien realiza el estudio estructural, pues debe definir uno de tres grados de calidad de diseño y construcción.

Estos tres grados son: B (Buena), R (Regular) o M (Mala). Dependiendo de la clasificación que se asigne, posteriormente se reduce la resistencia teórica de los elementos (coeficiente  $\phi_c$ , ver Tabla 3.4) obtenida matemáticamente. Es evidente que aquí el diseñador trabaja con parámetros muy subjetivos y se le deja una gran responsabilidad, en algo que difícilmente podría enmarcarse de una manera numérica.

- **Estado de la estructura.** Debe hacerse una calificación del estado actual de la estructura de la edificación, basada en aspectos como sismos que la puedan haber afectado, fisuración por cambios de temperatura, corrosión de las armaduras o perfiles, asentamientos diferenciales, reformas o ampliaciones, deflexiones excesivas, estado de elementos de unión y otros aspectos que permitan determinar el estado actual. De manera análoga a lo exigido en la calificación anterior, el diseñador debe calificar el estado actual (coeficiente  $\phi_e$ , ver Tabla 3.4) de la estructura como B (Bueno), R (Regular) o M (Mala).

Tabla 3.4 Valor de los coeficientes de reducción de "Resistencia por calidad del diseño y la construcción" y por "Estado de la estructura".

Coeficiente	BUENA (B)	REGULAR (R)	MALA (M)
$\phi_c$ ó $\phi_e$	0.90	0.70	0.50

Donde :

- $\phi_c$  : Coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura.
- $\phi_e$  : Coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura.

Con esta información se determinará un Índice de Resistencia, definido como el cociente entre las solicitaciones actuantes, obtenidas de un análisis estructural del edificio (flexión y corte) y la resistencia efectiva.

$$\text{Índice de Resistencia} = \frac{\text{Solicitaciones Actuantes}}{\text{Resistencia Efectiva}} = \frac{\text{Solicitaciones Actuantes}}{\phi_c * \phi_e * \text{Resistencia Existente}} \quad (3.1)$$

Si el valor del Índice de Resistencia es menor que uno (1.0) la estructura tiene resistencia adecuada, si es mayor o igual a uno (1.0) su resistencia es menor que la que tendría una estructura nueva construida de acuerdo a las normas de diseño. Dada la manera como se evalúa, define la línea de menor resistencia de la estructura y por lo tanto indica de una manera limitada la capacidad de resistencia de la estructura existente.

- **13. INDICE DE TIPO DE CIMENTACIÓN.**

Después de investigar los tipos de cimentación que serían mas susceptibles a daños durante un sismo, se tuvo el inconveniente de que no existen demasiados estudios que traten este tema en particular. Por lo que se dispuso darle otro enfoque a este índice, es así como se decidió el evaluar el período de resonancia bajo el cual se cimiente la estructura del edificio.

Múltiples factores pueden influir el comportamiento del suelo durante un sismo, licuefacción, falla en la capacidad de corte, asentamientos diferenciales, etc.

Al ser activada por un sismo la masa del suelo sufre un incremento instantáneo de sus esfuerzos cortantes estáticos; es decir, adicionalmente a los que induce el peso del edificio en el subsuelo. La cimentación puede sufrir un colapso y lógicamente afectar la estructura

Para determinar el período de vibración del suelo, es necesario el conocer primero las velocidades de las ondas de cortante (Shear Waves), que son aquellas que se propagan verticalmente a través del suelo, durante un sismo. Se proponen las siguientes 3 ecuaciones experimentales para calcularlas<sup>10</sup>, sin embargo, solo la primera es recomendada para los suelos de San Salvador.

**Las ecuaciones por J. R. Hall, F. E. Richart y R. D. Woods (USA 1970) (Columna de resonancia), recomiendan:**

- Para arenas limpias y gravas, y  $e < 0.80$

$$V_{so} = 160.40 (2.17 - e) (\sigma_c)^{1/4} \quad (3.2)$$

- Para suelo coherente angular, y  $e > 0.60$

$$V_{so} = 109.70 (2.97 - e) (\sigma_c)^{1/4}, \text{ (recomendada para San Salvador)} \quad (3.3)$$

$$\sigma_c = (1 + 2 K_o) / 3 * \sigma_i \quad (3.4)$$

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi) \quad (3.5)$$

Para el suelo de San Salvador con  $\phi = 30^\circ$ , se tiene:

$$\sigma_c = 0.667 \sigma_i \quad (3.6)$$

Donde:

- $V_{so}$  = velocidad de las ondas de corte, m / seg.
- $\sigma_c$  = esfuerzo confinante, Kg / cm<sup>2</sup>
- $\sigma_i$  = esfuerzo efectivo vertical, kg / cm<sup>2</sup>
- $\phi$  = ángulo de fricción de suelo
- $e$  = relación de vacíos

**Las Ecuaciones de T. Imai, F. Fumoto et al, (1975, Japón) (Método del registro P.S.)**

$$V_{so} = 138.30 q_u^{0.417} \quad (3.7)$$

$$V_{so} = 89.80 N^{0.341} \quad (3.8)$$

Donde:

- $V_{so}$  = velocidad de ondas de corte, m / seg
- $q_u$  = compresión no confinada, kg / seg
- $N$  = S.P.T. (numero de golpes por pies)

**Las ecuaciones del Dr. Leonardo Zeevaert (Mexico, 1964), (Péndulo de torsión)**

$$\mu = \mu^o e^{(n\sigma_c)}, \text{ para sedimentos cohesivos} \quad (3.9)$$

$$\mu = C_s \sigma_c^n, \text{ para suelos no cohesivos} \quad (3.10)$$

$$V_{so} = \sqrt{\mu / \rho} \quad (3.11)$$

Donde:

- $V_{so}$  = velocidad de las ondas de corte, m / seg
- $\mu^o$  = módulo de rigidez
- $\sigma_c$  = presión confinante
- $\rho$  = peso volumétrico / g,  $g=9.81 \text{ m /seg}^2$

### **Calculo del período de resonancia del suelo**

Los suelos del área urbana de San Salvador, presentan ciertas características de homogeneidad, por lo que si aceptamos que a una profundidad de 15.00 metros, o hay suelo compacto o tobas cementadas con grava suelta<sup>10</sup>, podemos aplicar la siguiente fórmula:

$$T = 4 D / V_{so} \quad (3.12)$$

Donde:

- T = período del suelo, seg
- D = espesor del desplante de la cimentación, m.

A falta de un estudio de suelos que revele los parámetros necesarios, para evaluar cualquiera de las fórmulas anteriores, se pueden utilizar los siguientes valores experimentales, validos para el área urbana de San Salvador<sup>10</sup>

Tabla 3.5 Propiedades dinámicas del suelo de San Salvador, El Salvador, C.A.

(Julio, 1969)

Descripción	Prof.	di	Vs	Vd	ΔT	ΣΔT
Limo poco arenoso, ocre claro, semicompacto	4.15	4.15	140	242	0.12	0.12
Limo poco arenoso, ocre claro, semicompacto	5.75	1.60	123	213	0.05	0.17
Limo arenoso, café compacto	7.55	1.80	128	221	0.06	0.23
Limo arenoso, café oscuro semicompacto	10.05	2.50	103	178	0.10	0.33
Arena fina limosa, café rojizo, compacta	11.60	1.55	165	285	0.04	0.37
Arena fina limosa, café rojizo, compacta con poca gravilla	14.60	3.00	214	370	0.06	0.43



Donde:

- $d_i$  = espesor del estrato, m
- $V_s$  = velocidad de la onda de cortante al la profundidad de la probeta, m / seg
- $V_d$  = velocidad de la onda compresional a la profundidad de la probeta, m / seg
- $T$  = período del suelo, seg.

Estos valores fueron ratificados como ciertos, para el sismo de 1986<sup>10</sup>. Sabemos que el suelo del área urbana de San Salvador está formada por materiales limo-arenosos y tobas cementadas que se caracterizan en la prueba de penetración estándar S.P.T. con un "N"  $\geq$  10-20 o más golpes por pie, es decir, a profundidades mayores de 2 metros en suelos naturales la compacidad es alta. El período de resonancia se sabe que es el típico en suelos rígidos " $T_s$ ", del orden de 0.20 a 0.40 segundos (el terremoto de 1986 verificó estos valores aunque en algunos puntos de la ciudad y dependiendo de la compacidad se llegó a obtener un " $T_s$ "=0.80 segundos)<sup>10</sup>.

Al obtener el período del suelo tenemos que compararlo con el período natural de vibración de la estructura, en dinámica de estructuras se conoce que si el período de la estructura es igual al período del suelo, se producirá una resonancia lo que implica una destrucción completa de la misma. Para evaluar el índice de cimentación se propone emplear la siguiente expresión:

$$\text{Índice de Cimentación} = 1 - (P_e - P_s) / P_e \quad (3.13)$$

Donde:

- $P_e$  = período de vibración de la estructura, seg.
- $P_s$  = período de vibración del suelo (evaluado con las ecuaciones recomendadas), seg.

Este índice nos demuestra la proximidad entre ambos períodos y por ende los posibles daños, es decir, si el valor obtenido se aproxima a la unidad la estructura tiene grandes probabilidades de entrar en resonancia.

- **14. INDICE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA.**

El aspecto principal por identificar es la asimetría en la disposición y rigidez de los elementos estructurales y de los supuestamente no estructurales que puedan contribuir a la rigidez, lo que da lugar a efectos de torsión significativos. Además la forma irregular de la planta, así como la proporción excesiva de lado largo a corto y la presencia de huecos de grandes dimensiones y en posición asimétrica, también resultan perjudiciales.

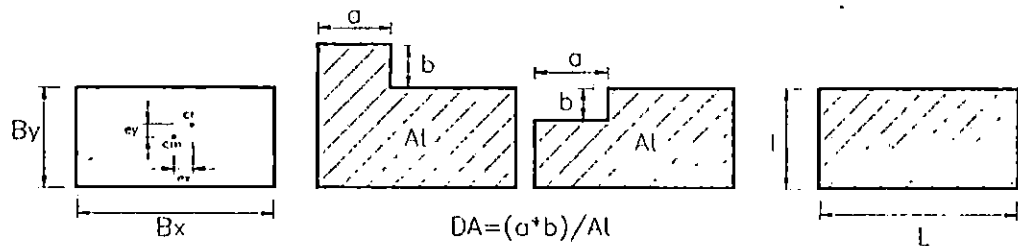
Para este caso se tomará en cuenta las irregularidades en planta establecidas en la NTDS (NTDS<sup>9</sup>, Tabla 6). Puntualmente, se plantea<sup>3</sup> (Ver tabla 3.6) que la torsión podrá calificarse alta<sup>3</sup> cuando de lugar a una excentricidad de más de 20% de la dimensión de la planta en la dirección de la excentricidad. La presencia de entrantes y salientes, especialmente en posición asimétrica, puede calificarse alto<sup>3</sup> si exceden del 30% del área total en planta. En cuanto a la relación de lado largo a corto, esta se considerará intermedia<sup>3</sup> cuando sea mayor que 3.

Tabla 3.6 Índice de configuración estructural en planta.

Nivel	ALTO ( 1.0 )	INTERMEDIO ( 0.89 )	BAJO ( 0.80 )
Relaciones a considerar	$e / B > 20\%$ $DA > 30\%$	$10\% < e/B \leq 20\%$ $10\% < DA \leq 30\%$ $L/l > 3$	$e/B \leq 10\%$ $DA \leq 10\%$ $L/l \leq 3$

Donde:

- $e/B$ : relación entre la excentricidad y la dimensión de la planta en dirección de la excentricidad.
- $DA$ : área de entrantes o salientes como % del total.
- $L/l$ : relación de lado largo a corto. Gráficamente:



Parámetros de consideración.

- **15. ÍNDICE DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN ELEVACIÓN.**

Se considerarán las irregularidades en elevación establecidas por la NTDS (NTDS<sup>9</sup>, Tabla 5). Puntualmente, se plantea<sup>3</sup> (Ver Tabla 3.7) que la relación de la altura a la dimensión menor de la base es un índice de la esbeltez de la estructura que se

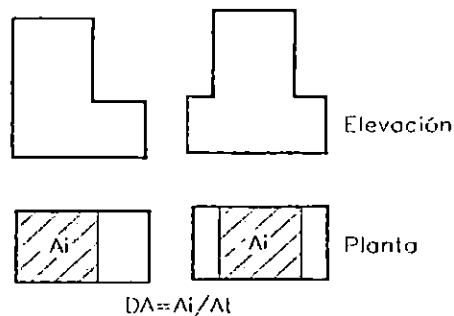
califica intermedio cuando es mayor que 2.5. Adicionalmente la discontinuidad en geometría, rigidez y resistencia, puede calificarse alto<sup>3</sup> cuando se presente una variación de estas características mayor a 30% de entrepisos consecutivos.

Tabla 3.7 Índice de configuración estructural en elevación.

Nivel	ALTO ( 1.0 )	INTERMEDIO ( 0.89 )	BAJO ( 0.80 )
Relaciones a considerar	$DA > 30\%$	$10\% < DA \leq 30\%$	$DA \leq 10\%$

Donde:

- DA: representa los cambios en % del área de la planta o el área de elementos estructurales (columnas y muros). Gráficamente:



Parámetros de consideración.

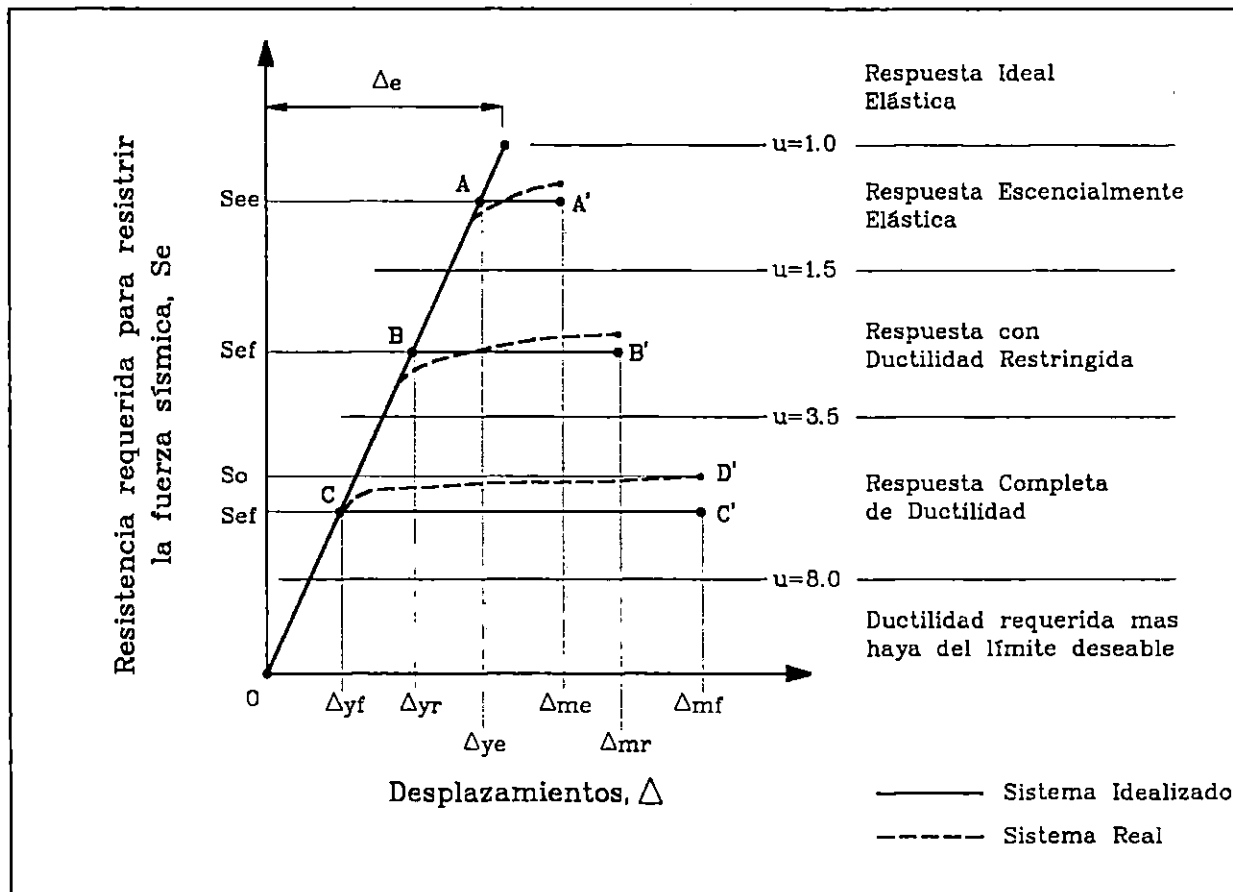
- **16. INDICE DE DUCTILIDAD.**

Expresada como el cociente de la deformación máxima alcanzada en el rango de comportamiento inelástico y la deformación justamente al excederse el rango elástico (es decir, al inicio de la fluencia).

**Clasificación estructural de edificios, en términos del nivel de ductilidad del diseño<sup>11</sup>**

Sabemos que el nivel de daños de una estructura, esta relacionado con el nivel de ductilidad permitida por la misma. Una ilustración cualitativa de este nivel es mostrada en la gráfica 3.1<sup>11</sup>, donde la resistencia  $S_e$  es la requerida para resistir las fuerzas inducidas por un sismo, y el desplazamiento estructural  $\Delta$  es el desarrollado a diferentes niveles de resistencia. Los diferentes niveles se explican a continuación<sup>11</sup>:

**GRÁFICA 3.1**  
**RELACIONES ENTRE RESISTENCIA Y DUCTILIDAD**



- **Respuesta elástica:** es de gran importancia, que ciertos edificios necesiten poseer un nivel adecuado de resistencia para asegurarse que sean esencialmente elásticos. Otras estructuras, quizá de menor importancia, puedan, sin embargo, poseer un nivel inherente de resistencia, tal que la respuesta elástica sea asegurada. Por lo tanto, la determinación de la resistencia requerida de las secciones (vigas y columnas) críticas deben, usualmente, ser basadas en los principios de diseño, implicando que un estado plástico es alcanzado en estas secciones, es improbable que deformaciones de importancia sean desarrolladas en la estructura, donde la intensidad de fuerza es alcanzado.

La extra protección así proveída asegura que, al menos, solamente insignificantes deformaciones durante un sismo son esperadas. La respuesta idealizada de una estructura es mostrada en la gráfica 3.1, por la relación resistencia-deformación del tramo OAA'. El máximo desplazamiento  $\Delta_{me}$  es muy cercano al desplazamiento de la estructura ideal elástica  $\Delta_e$  y al desplazamiento real de la estructura  $\Delta_{ye}$  al comienzo de la fluencia.

- **Respuesta dúctil:** muchos edificios ordinarios son diseñados para resistir las fuerzas laterales por sismo, que suelen ser pequeñas, para poder desarrollar una respuesta elástica de la estructura. Es conveniente que se divida la respuesta dúctil de una estructura en dos subcategorías:

- i. **Estructuras completamente dúctiles:** estas son diseñadas para desarrollar el máximo potencial de ductilidad que puede, razonablemente, ser alcanzada identificando y detallando las regiones inelásticas (generalmente las uniones de vigas y columnas, para el desarrollo de rotulaciones plásticas). La relación resistencia-deformación de este tipo de estructura se observa en la gráfica 3.1, en el tramo OCC'. La magnitud de ductilidad implicada  $\mu_f = \Delta m_f / \Delta y_f$ , donde  $\Delta m_f$  y  $\Delta y_f$  es el desplazamiento de fluencia y máximo, respectivamente, y  $S_{ef}$  es la resistencia requerida de la ductilidad completa del sistema.
- ii. **Estructuras con ductilidad restringida:** ciertas estructuras inherentes poseen significativa resistencia, con respecto a las fuerzas laterales por sismo como una consecuencia, por ejemplo, de la presencia de grandes áreas de paredes estructurales, en otros edificios, la configuración estructural, puede dificultar el desarrollo de la ductilidad.

Estas estructuras con *ductilidad restringida*, algunas veces son denominadas con *ductilidad limitada*. Un ejemplo de este tipo de respuesta de ductilidad restringida, se muestra en la gráfica 3.1, en el tramo OBB'. Como se observa la ductilidad de desplazamientos es  $< 1 \mu_r = \Delta m_r / \Delta y_r < \mu_f$ .

Como se aprecia en la gráfica 3.1, los límites de transición entre las categorías no pueden ser precisados con exactitud. La gráfica 3.1, muestra valores aproximados de valores de ductilidad  $\mu = \Delta m / \Delta y$ , que son usados como guías para los límites de categorías discutidas. Aunque, valores de ductilidad de desplazamientos mayores de 8 pueden ser desarrollados en algunas estructuras, los máximos desplazamientos  $\Delta m_f$  son probablemente mas grandes que los aplicables en los criterios de diseño, y problemas de inestabilidad pueden darse<sup>11</sup>.



Por lo tanto, se consideraran 5 rangos aceptables de ductilidad global<sup>11</sup>, la cual se asociará a la ductilidad de desplazamientos calculadas por el programa PLAST, para el cual se propone asociar con un nivel de vulnerabilidad, según el descrito anteriormente, en la tabla 3.8.

Tabla 3.8. Escala del índice de ductilidad de desplazamientos.

Ductilidad de desplazamientos ( $\mu$ )	Índice de Vulnerabilidad
$\mu < 1.0$	1.0
$1.0 \leq \mu < 1.5$	0.8
$1.5 \leq \mu < 3.5$	0.6
$3.5 \leq \mu < 8.0$	0.4
$\mu \geq 8.0$	0.2

De donde, se propone el cálculo del índice de ductilidad con la siguiente expresión:

$$\text{Índice de Ductilidad} = \frac{\text{Deformación elástica máxima}}{\text{Deformación al inicio de fluencia}} \quad (3.14)$$

- **17. INDICE DE RELACIONES GEOMÉTRICAS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.**

Se evaluarán si estas satisfacen las relaciones establecidas por el ACI (American Concrete Institute)<sup>12</sup> y el AISC (American Institute Steel Construction)<sup>13</sup>; como la relación entre dimensiones y claros de vigas, o relación de inercias entre vigas y columnas en la zonas de nudos.

Para edificios de concreto se tendría que evaluar las relaciones geométricas permisibles<sup>11 y 12</sup>, de no cumplirse, el grado de vulnerabilidad se determinará como el numero de relaciones no cumplidas entre 8, dichas relaciones geométricas son:

<b>Vigas</b>	<b>Columnas</b>
$l_n / b_w \leq 25$	$c_1 \geq 30 \text{ cm}$
$l_n * h / b_w^2 \leq 100$	$c_1 / c_2 > 0.4$
$b_w \leq 3 / 4 h$	
$b_w / h > 0.30$	
$b_w \geq 25 \text{ cm}$	
$l_n / h > 4$	

Donde:

$l_n$ : longitud de viga medida al rostro de columnas

$b_w$ : ancho de viga en cm

$h$ : altura de viga en cm

$c_1$ : dimensión menor de columna en cm

$c_2$ : dimensión mayor de columna en cm

Para estructuras de edificios de acero, un número de ecuaciones determinadas<sup>13 y 14</sup> son utilizadas para la selección de los perfiles que conlleva el proceso de diseño, en el cual se evalúan relaciones geométricas como claros entre vigas y altura de columnas, y las propiedades geométricas de cada perfil seleccionado. Se evaluarán las relaciones geométricas permisibles<sup>13 y 14</sup>, de no cumplirse, el grado de

vulnerabilidad se determinará como el número de relaciones no cumplidas entre 4, dichas relaciones geométricas son:

Tabla 3.9. Limite de relación ancho-espesor

Descripción del elemento	Relación Ancho-Espesor	Limite de relación Ancho-Espesor	
		Sección No Sísmica	Sección Sísmica
Patines de perfiles laminados con sección I	b / t	$65 / \sqrt{F_y}$	$52 / \sqrt{F_y}$
Perfiles laminados combinando flexión y compresión axial	h / tw	Para $P_u / \phi_b P_y \leq 0.125$	
		$\frac{640}{\sqrt{F_y}} * (1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y})$	$\frac{520}{\sqrt{F_y}} * (1 - \frac{1.54 P_u}{\phi_b P_y})$
		Para $P_u / \phi_b P_y > 0.125$	
		$\frac{191}{\sqrt{F_y}} * (2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}) \geq \frac{253}{\sqrt{F_y}}$	

Donde:

$F_y$  : esfuerzo de fluencia (KSI)

$P_u$  : fuerza axial máxima actuante ( Klb)

$P_y$  : fuerza axial resistente ( Klb )

b : ancho del patín del perfil (plg)

h : peralte del perfil (plg)

t : espesor del patín del perfil (plg)

tw : espesor del alma del patín (plg)

Resistencia relativa Viga-Columna en un nudo:

$$\frac{\sum (Z_b F_{yb})}{\sum [Z_c (F_{yc} - f_a)]} < 1.0 \quad (3.15)$$

Donde :

$F_{yb}$  : esfuerzo de fluencia de las vigas (KSI)

$F_{yc}$  : esfuerzo de fluencia de las columnas (KSI)

$Z_b$  : módulo de sección de las vigas (plg<sup>3</sup>)

$Z_c$  : módulo de sección de las columnas (plg<sup>3</sup>)

$f_a$  : esfuerzo actuante en la columna (KSI)

Relación de claro a peralte en vigas:

$$h / l \geq F_y / 800 \quad (3.16)$$

Donde:

$h$  : peralte de la viga (plg)

$l$  : claro de la viga, medida al rostro de columnas (plg)

$F_y$  : esfuerzo de fluencia de la viga (KSI)

En general, este índice se evaluaría mediante la siguiente expresión:

$$\text{Índice Geométrico} = \frac{\text{Relaciones Geométricas existentes}}{\text{Relaciones Geométricas Permitidas}} \quad (3.17)$$

## 18. INDICE DE PERÍODO DE VIBRACIÓN.

Para determinar la resistencia de un marco ante cargas laterales, se puede realizar un análisis de colapso o "push-over", para el cual podemos determinar el factor multiplicador de cargas el cual hace que el marco colapse, sin embargo, no hemos tomado en cuenta aun el período de vibración del mismo.

Estudios realizados<sup>15</sup>, considerando una muestra de 25 edificios en concreto reforzado, demuestran que la relación entre el período de vibración y el número de niveles de un edificio, puede ser un indicador de daños durante un sismo, se ha encontrado que se puede considerar una relación lineal entre el período de vibración y el número de niveles o la altura de un edificio.

Para nuestro caso seguiremos un procedimiento similar, la metodología que se empleó para desarrollar un índice de período de vibración, es la siguiente:

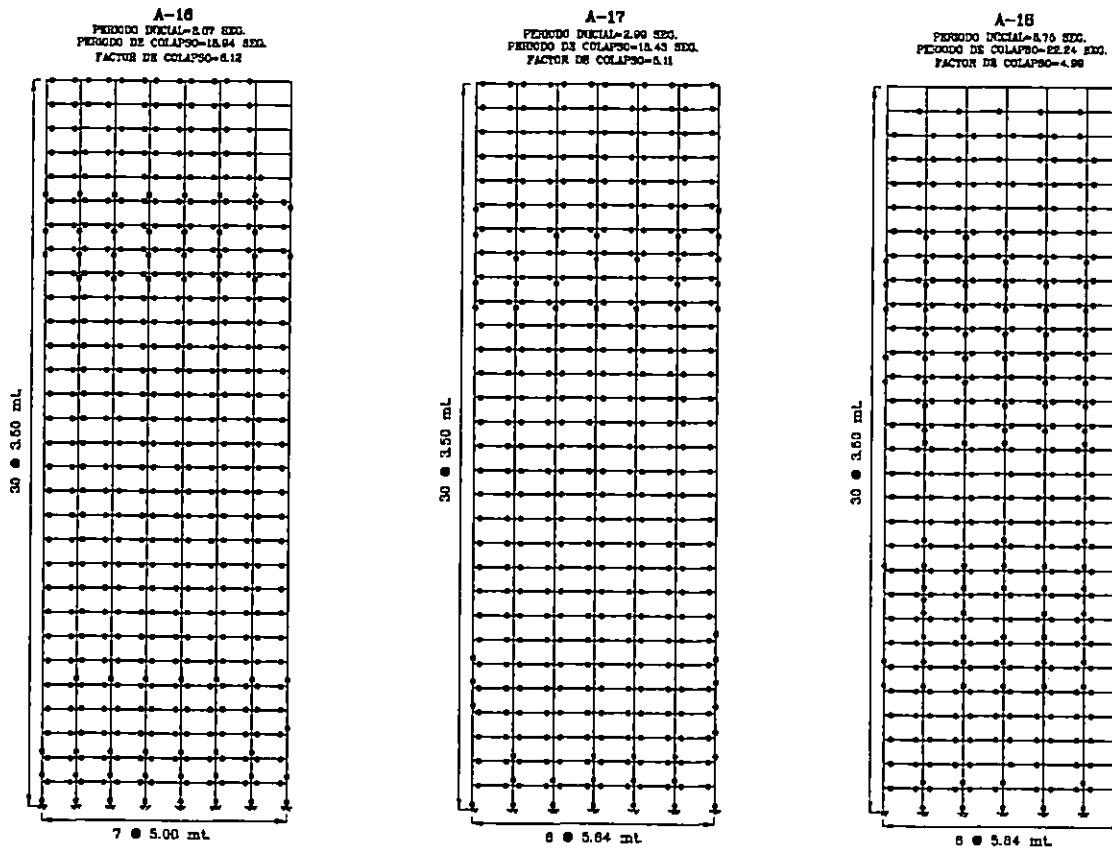
- Se tomó una muestra de 22 marcos de concreto reforzado y 18 marcos de acero, 40 en total, ver figuras 3.1 y 3.2, los cuales forman parte de los trabajos de graduación<sup>16, 17, 18 y 19</sup> cuyo tema general es "Evaluación de ductilidad y resistencia en edificios de concreto reforzado y acero; diseñados aplicando las normativas salvadoreñas vigentes".
- Para dichos marcos se evaluó el período inicial y de colapso, este último considerando la formación de un número de rótulas que hagan inestable al marco, o bien la formación de un posible mecanismo de falla, ver tablas 3.10 y 3.11. Dicha evaluación fue realizada mediante la modelación de los marcos en el programa DRAIN-2DX, el cual realiza análisis dinámicos no-lineales.

- Se gráfico en un sistema de coordenadas (X,Y), donde las "X" toma el número de niveles de que consta cada marco y las "Y" el período inicial y final correspondiente para cada uno, ver gráficas 3.2 y 3.3, la primera involucra a los edificios de concreto reforzado y la segunda a los edificios de acero. Al observar las gráficas podemos intuir que estas siguen una tendencia parabólica.
- Para determinar una ecuación que determine la tendencia, de los períodos iniciales y de colapso en función del número de niveles de cada marco, se empleó el método de mínimos cuadrados (ver anexo A1)

La tendencia de cada una de estas ecuaciones encontradas, se puede observar en las gráficas 3.4, 3.5 y 3.6.

La forma de evaluar la vulnerabilidad considerando los períodos naturales y de colapso para un marco cualquiera, se plantea como mas crítico cuando el período natural de vibración se alejará del período de colapso, puesto que se espera que se generaran muchos mas daños, como desplazamientos excesivos. Sin embargo, otro planteamiento puede ser considerado, mientras ambos períodos sean mas cercanos, el colapso será abrupto y no permitiría la disipación de energía y un nivel de daños controlados en la etapa post-elástica de un edificio.

FIGURA 3.2 (cont.) PERIODOS INICIALES Y DE COLAPSO  
DE EDIFICIOS DE ACERO DE 5 A 30 NIVELES



### Períodos Iniciales y de Colapso

**Tabla 3.10 Edificios de Concreto Reforzado**

Marco	Niveles	Períodos (seg.)		Factor de Colapso
		Inicial	Final	
CR-1	5	0.93	4.35	1.52
CR-2	5	0.98	5.88	1.74
CR-3	5	0.81	4.24	1.91
CR-4	5	0.91	3.19	1.55
CR-5	10	1.57	6.36	1.51
CR-6	10	1.66	8.33	1.47
CR-7	10	1.37	5.94	1.59
CR-8	10	1.33	7.07	1.62
CR-9	15	1.44	5.45	1.46
CR-10	15	2.75	5.68	1.21
CR-11	15	1.51	4.62	1.45
CR-12	15	1.46	6.77	1.51
CR-13	20	1.90	11.06	2.10
CR-14	20	1.59	8.33	1.82
CR-15	20	1.97	11.47	1.63
CR-16	20	1.65	10.30	1.74
CR-17	25	2.32	13.14	1.89
CR-18	25	1.97	10.15	1.76
CR-19	30	2.78	15.68	1.72
CR-20	30	2.35	14.03	1.69
CR-21	30	2.74	16.36	1.67
CR-22	30	2.29	13.80	1.55

**Tabla 3.11 Edificios de Acero**

Marco	Niveles	Períodos (seg.)		Factor de Colapso
		Inicial	Final	
A-1	5	0.64	4.17	6.36
A-2	5	0.53	3.69	11.94
A-3	5	0.61	3.67	3.82
A-4	10	1.00	5.41	4.19
A-5	10	0.90	5.94	7.47
A-6	10	0.98	5.71	3.84
A-7	15	2.04	10.37	4.49
A-8	15	1.19	7.07	7.71
A-9	15	1.38	8.49	3.73
A-10	20	2.31	14.75	7.10
A-11	20	3.01	19.73	7.22
A-12	20	3.02	18.92	5.95
A-13	25	2.72	17.06	9.40
A-14	25	3.42	21.81	6.14
A-15	25	4.19	24.49	3.84
A-16	30	3.07	18.94	6.12
A-17	30	2.99	18.43	5.11
A-18	30	3.75	22.24	4.99



GRÁFICO 3.2  
PERIODOS INICIALES Y DE COLAPSO  
PARA EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

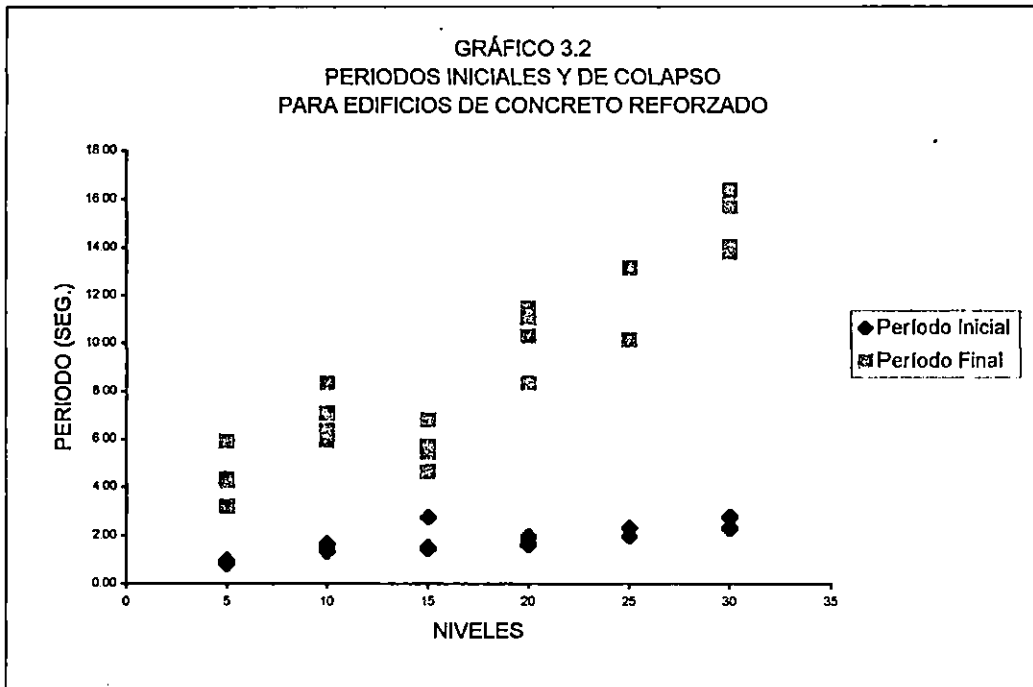
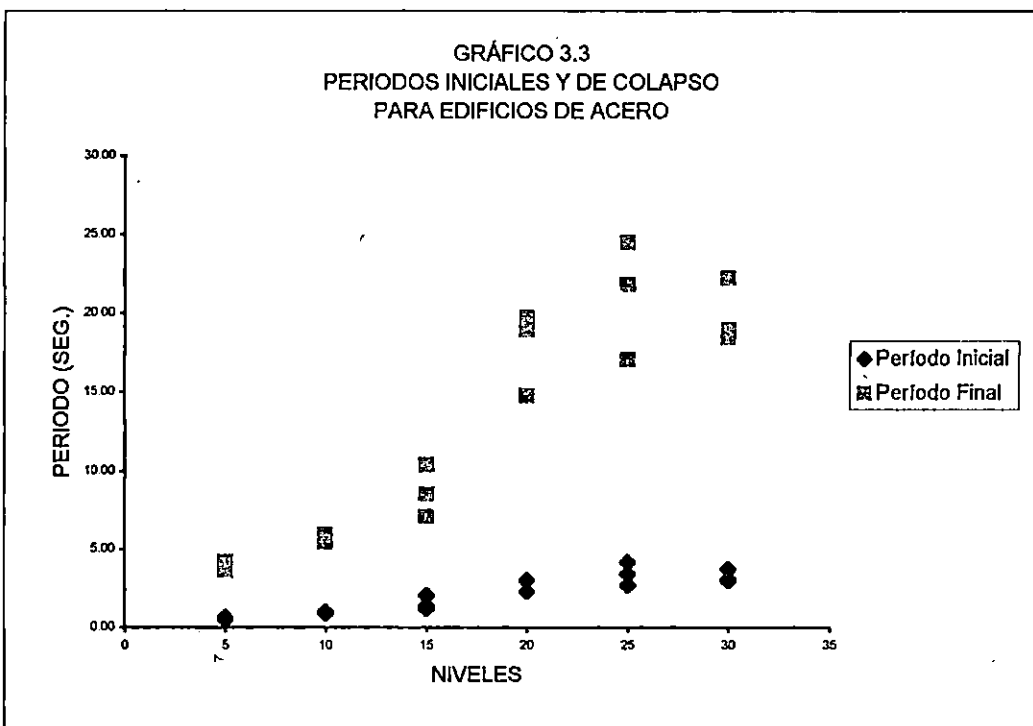


GRÁFICO 3.3  
PERIODOS INICIALES Y DE COLAPSO  
PARA EDIFICIOS DE ACERO



Se plantea entonces la siguiente expresión para medir el Índice de Período de Vibración, recordando, como en los demás índices, que un valor cercano a la unidad indica un nivel máximo de vulnerabilidad:

$$\text{Índice de Período de Vibración} = 1 - [ Pf(n) - Pi(n) ] / Pf(n) \quad (3.18)$$

Donde:

- $Pf(n)$  = período de colapso, seg., calculado por una análisis PUHS OVER, o mediante las ecuaciones planteadas para marcos de concreto reforzado o acero.
- $Pi(n)$  = período natural de vibración del marco, seg.
- $Pi(n)$  = período inicial, para un marco de "n" niveles

Donde las ecuaciones  $Pf(n)$  y  $Pi(n)$ , se deberán ajustar según el tipo de material del edificio (concreto reforzado o acero). Además, se parte del hecho de que se desconocen los períodos iniciales y de colapso del marco en análisis, caso contrario, se podría utilizar esta misma relación sustituyendo los períodos reales.

Aunque lo mas común es que solo se tenga el período inicial, ya que es mas fácil de evaluar, ya sea mediante fórmulas recomendadas por reglamentos de diseño sísmico o evaluado por otro tipo de programa de computadora, modelando la estructura.

GRÁFICO 3.4

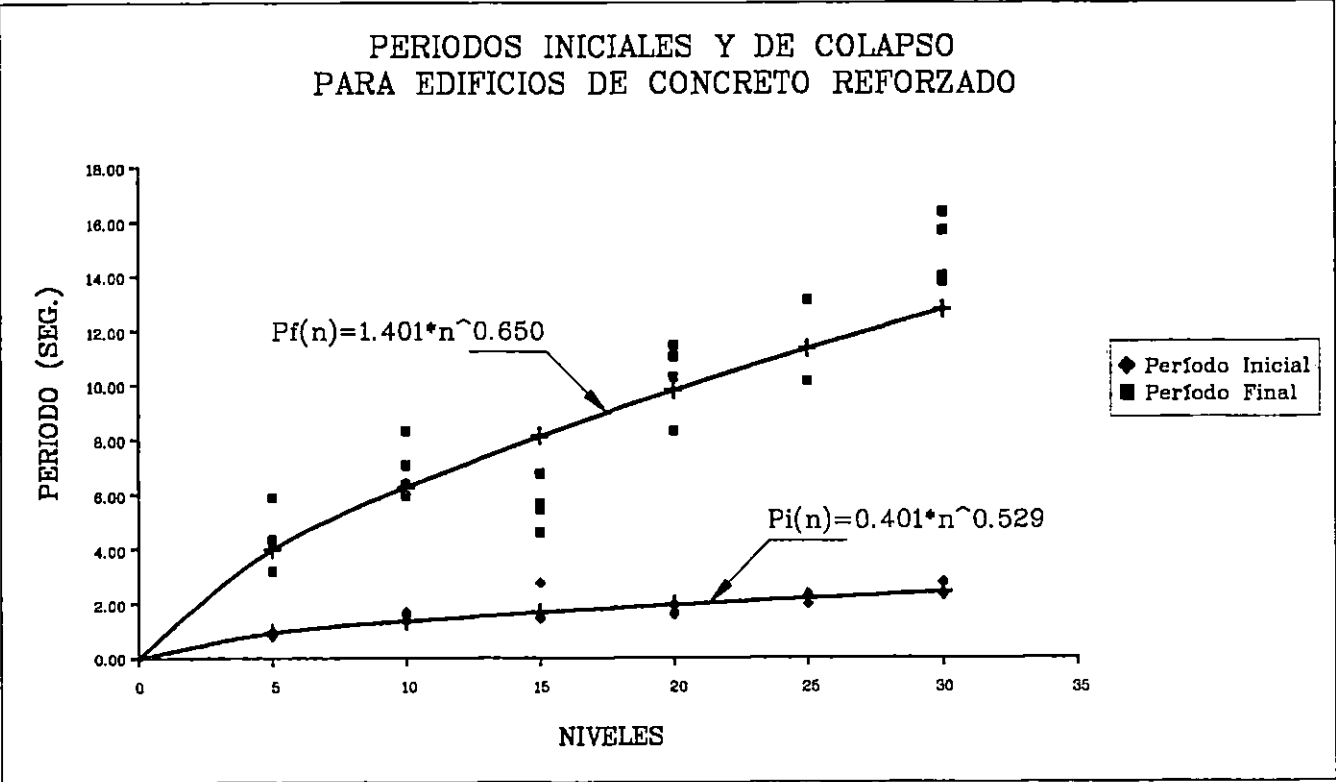


GRÁFICO 3.5

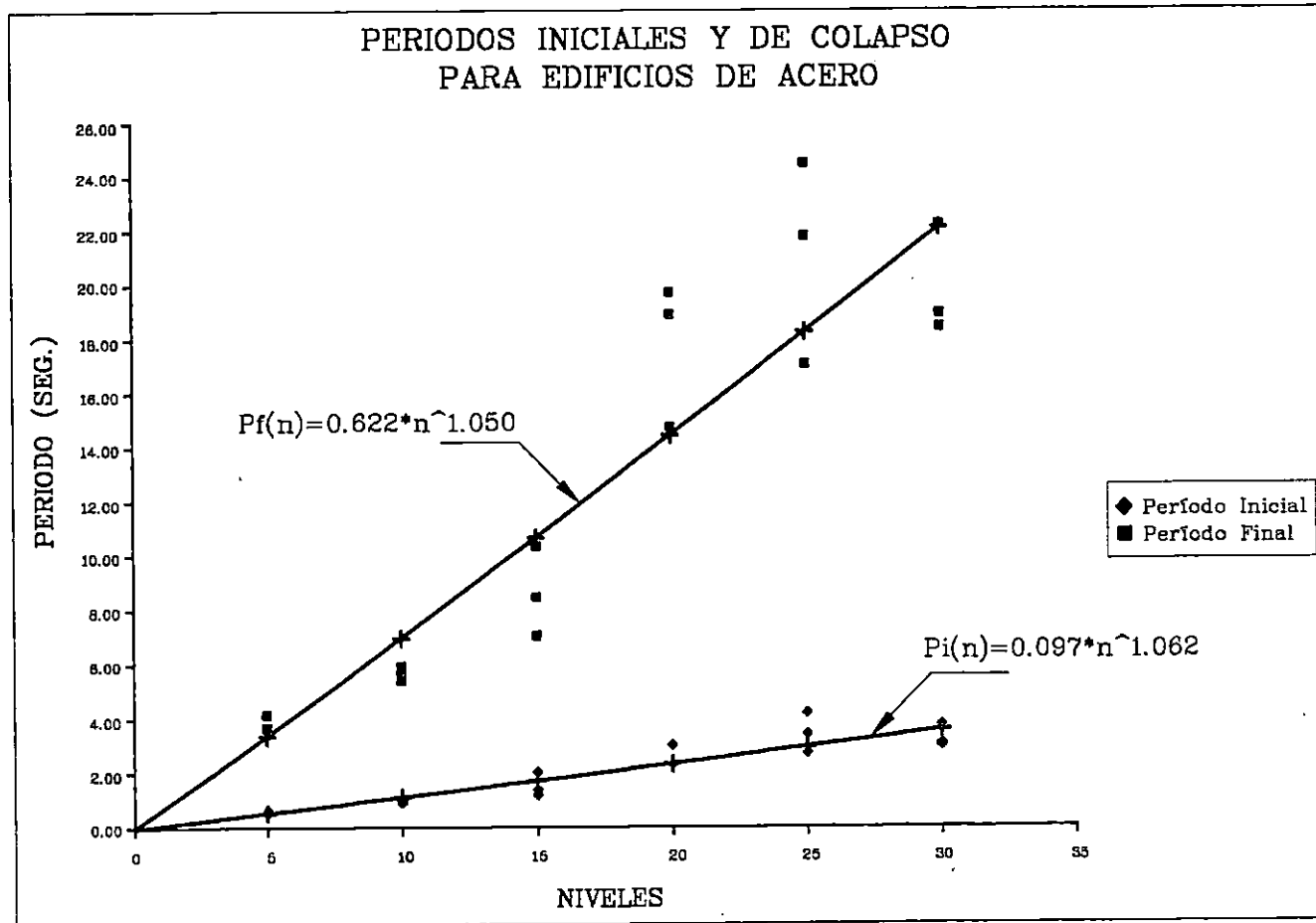
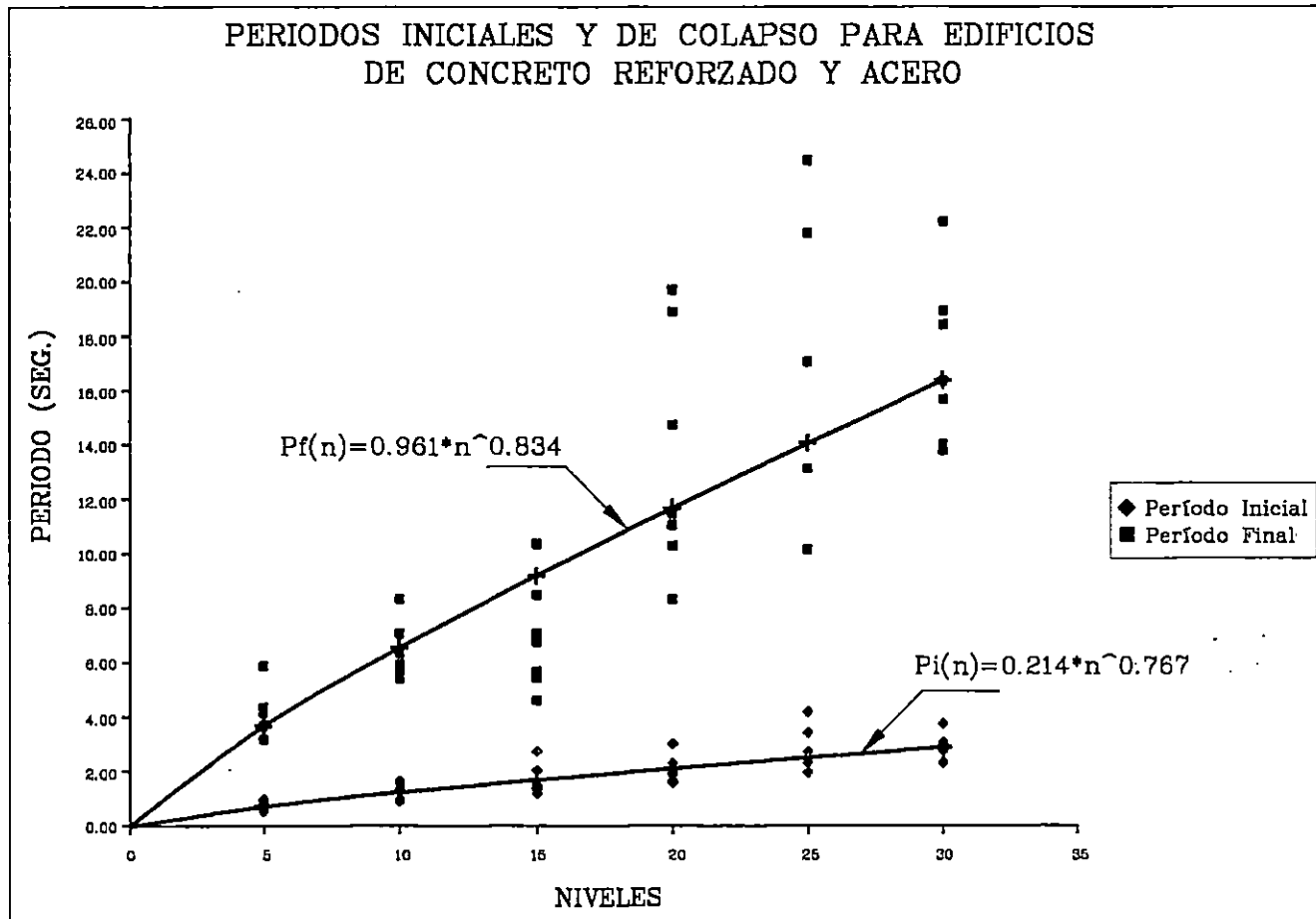


GRÁFICO 3.6



- **19. INDICE DE FUNCIONALIDAD (DERIVAS DE ENTREPISO).**

Se definirá como el cociente entre las deflexiones y/o derivas de la estructura y las deflexiones y/o derivas máximas permitidas por la NTDS. Si el valor es cercano a uno la estructura tiene problemas causados por excesiva flexibilidad; si es cercano a cero, su comportamiento será adecuado y similar al que tendría una estructura nueva construida de acuerdo a la NTDS.

- **110. INDICE DE ROTULACIÓN PLÁSTICA.**

Este deberá ser determinado al evaluar todas las rótulas plásticas posibles del edificio, (por lo que se debería considerar el evaluar edificios de poca altura), y para cada nivel o entrepiso relacionarlas con el número de rótulas posibles (dos por cada viga o columna), es decir:

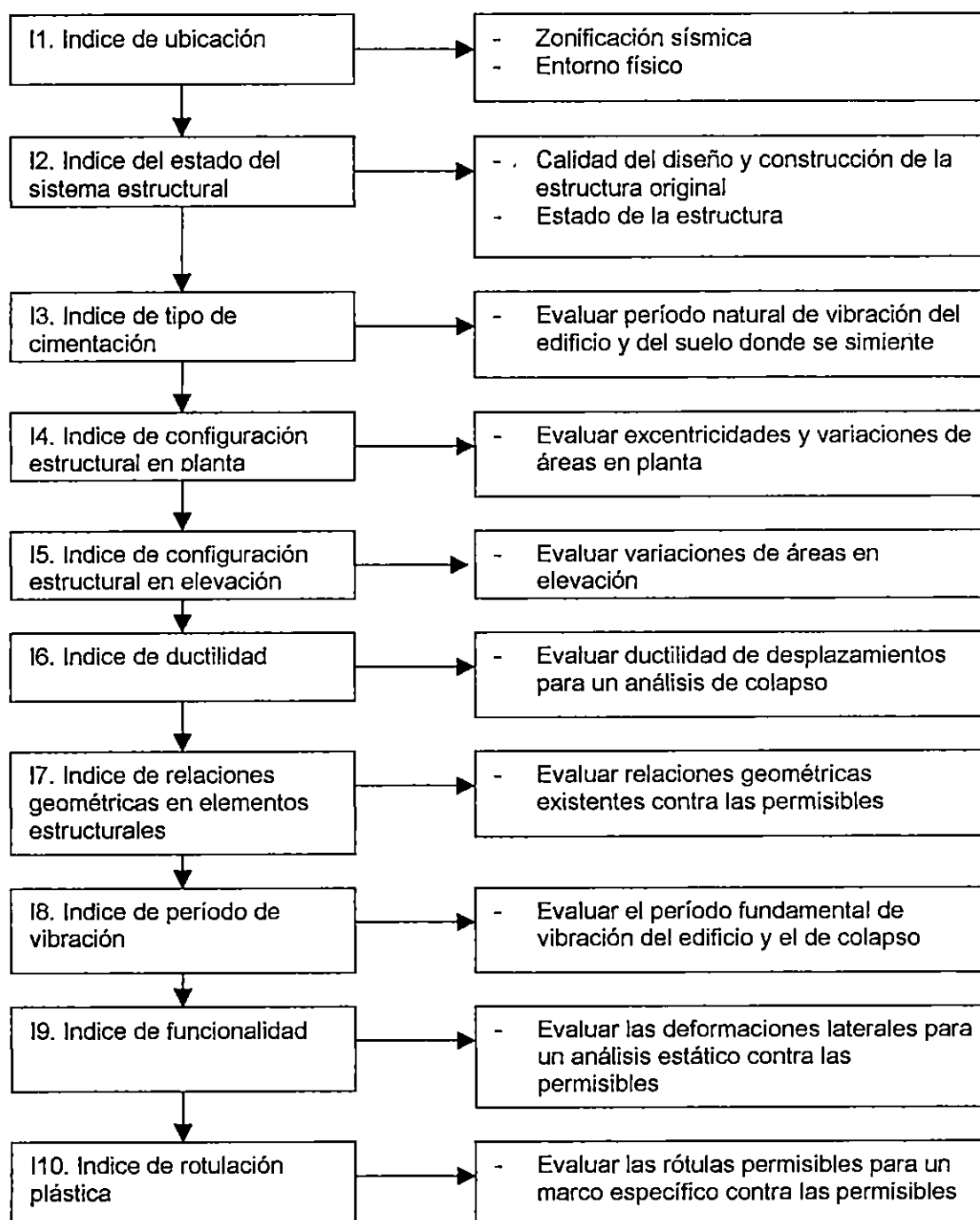
$$\text{Índice de Rotulación Plástica} = \frac{\text{Número de Rótulas posibles}}{\text{Número de Rótulas actuantes}} \quad (3.19)$$

Todos los índices mencionados, reflejan una proporción entre las solicitaciones actuantes (derivadas, esfuerzos, relaciones geométricas, etc) y las permitidas o límites (estas relaciones se conocen en estadística, como *Números Índices*,<sup>21</sup>), las cuales hacen a la estructura segura.

Por lo tanto, se plantea que la sumatoria de todos estos índices entre el número de ellos, *Índice de Vulnerabilidad Iv*, proporcionará un indicador del nivel al cual se encuentra la estructura, relacionada a todos los demás parámetros, la cual la hacen vulnerable o no. Esto se evaluaría localmente, para cada entrepiso, y globalmente, para todo el edificio.

Para tener una idea mas clara de los índices y sus parámetros a evaluar se presenta en el flujograma 3.1, el cual aplica a la formula 3.24.

Flujograma 3.1 Procedimiento para la evaluación de vulnerabilidad



Cada índice de vulnerabilidad evalúa parámetros específicos de un edificio los cuales son unificados posteriormente, mediante la fórmula 3.24 cuya deducción se explica en la sección 3.6.

Obviamente ciertos índices tienen mayor importancia que los demás, por lo que habrá que resaltar su influencia con respecto al resto. Para tal caso se escogerá como base un análisis de PUSH OVER, y los índices cuyo resultado depende de este análisis se tomarán como mas relevantes. Por lo tanto, índices como: estado del sistema estructural (I2), ductilidad (I6), período de vibración (I8), funcionalidad (I9) y rotulación plástica (I10) tendrán mayor influencia en el resultado final de vulnerabilidad, ya que provienen de un análisis que evalúa el estado límite de resistencia y ductilidad de un edificio; por el contrario los índices restantes: ubicación (I1), tipo de cimentación (I3), configuración estructural en planta (I4) y elevación (I5) y relaciones geométricas (I7) son constantes y dependen mas bien, de las circunstancias de estructuración y del lugar donde se ubique el edificio, las cuales son establecidos antes del diseño y construcción del edificio.

### **3.6 PLANTEAMIENTO DE LA UNIFICACIÓN DE LOS INDICES DE VULNERABILIDAD**

Actualmente se han llegado a establecer diez índices que cuantifican el nivel de vulnerabilidad que un edificio puede tener cuando sea sometido a un sismo determinado; sin embargo, es necesario el establecer que índice será mas representativo, al determinar la vulnerabilidad de un edificio. El concepto que se tomará relaciona el nivel de carga sísmica que un edificio puede resistir antes de que colapse.



De la determinación del factor ALFA, para un análisis de PUSH OVER, dependen muchos índices: ductilidad, período de vibración, funcionalidad y rotulación plástica; lo que establece la correlación directa que existe entre estos índices y dicho factor.

Por lo tanto, se establecerá la siguiente hipótesis: *"Si las fuerzas sísmicas determinadas por un código de diseño sísmico, representan el nivel de carga sísmica que puede ser generado por un sismo, y para las cuales se debe diseñar un edificio; el factor ALFA determinaría la resistencia y ductilidad, y por tanto el nivel de carga que puede resistir un edificio antes de que este colapse"*.

Si se obtiene un factor ALFA grande, las probabilidades de que un edificio resista favorablemente la acción de un sismo, de considerable magnitud, son mayores; si por el contrario el factor ALFA es pequeño, la probabilidad de que un edificio resista la acción de un sismo es menor.

Para establecer un límite dentro del cual un factor ALFA se considere grande o pequeño, se retomarán nuevamente los resultados obtenidos de los trabajos de graduación referente a Ductilidad y Resistencia<sup>16, 17, 18 y 19</sup>.

De estos se toman los factores de colapso alcanzados por inestabilidad de los marcos, al realizar un análisis de PUSH OVER, ver tablas 3.12 y 3.13 y gráficas 3.7 y 3.8, de estos resultados se obtienen dos ecuaciones, ec. 3.20 y ec. 3.21, una para edificios de concreto reforzado y otra para edificios de acero, respectivamente, que refleja la tendencia que los factores de colapso ALFA, tienen en función del número de niveles del edificio, dichas ecuaciones han sido obtenidas siguiendo el método de mínimos cuadrados descrito en el anexo A1.

$$\text{ALFA1 (n)} = 1.553 + 0.005 * n \quad (3.20)$$

$$\text{ALFA 2 (n)} = 5.040 + 0.038 * n \quad (3.21)$$

$$\text{ALFA 3 (n)} = 3.611 + 0.002 * n \quad (3.22)$$

Donde:

ALFA1 (n) : factor de colapso teórico para edificios de concreto reforzado

ALFA2 (n) : factor de colapso teórico para edificios de acero

ALFA3 (n) : factor de colapso teórico para edificios de concreto reforzado y acero

n : número de niveles del marco

La ecuación 3.20 para edificios de concreto reforzado, refleja una resistencia mínima en el factor ALFA de 1.553, superior al factor de cargas sísmicas de 1.4 según NTDS<sup>9</sup>, teniéndose una resistencia extra en el diseño de los edificios estudiados, sin embargo, la ecuación 3.21 para edificios de acero, con una resistencia mínima en el factor ALFA de 5.040, deja al descubierto una resistencia excesiva en los diseños.

Para edificios altos de acero la selección de los perfiles de las columnas no esta regido por los esfuerzos actuantes generados por las condiciones de carga analizadas, sino por la excesiva flexibilidad presentada al revisar las derivas actuantes en los entresijos para condiciones de sismo o viento, para solucionar este problema secciones grandes de perfiles son proporcionadas en las columnas y/o cambiando la disposición de estas en los marcos perimetrales del edificio, ambas soluciones fueron aplicadas para estos edificios; por consecuencia para un análisis de PUSH OVER, el factor ALFA de colapso tiende a ser grande y no es muy representativo de un diseño deseable y económico.

Como una alternativa a este problema se plantea utilizar la ecuación 3.20 y 3.22, para edificios de acero, dadas las justificaciones anteriores, sin embargo, también se plantean las siguientes ecuaciones, con la variante que son delimitadas para edificios de 5 a 15 niveles, y de 20 a 30 niveles.

Tabla 3.12 Factores ALFA para edificios de 5 a 15 y 20 a 25 niveles

Edificio	Niveles	
	5 - 15	20 - 25
Concreto reforzado	$1.818 - 0.027 * n$	$2.170 - 0.017 * n$
Acero	$4.960 + 0.023 * n$	$9.583 - 0.135 * n$

Estas ecuaciones dejan ver aún mas la resistencia extra en edificios de acero, de lo que se concluye: para edificios altos de acero se deberían adicionar elementos de arriostramiento (paredes o crucetas) para rigidizar al edificio y disminuir las secciones de perfiles en columnas, como recomendación y para esta investigación para edificios de acero se utilizará la fórmula 3.20, para evaluar los factores ALFA.

Se considera que todas estas ecuaciones establecen la tendencia, de edificios de 5 a 30 niveles diseñados con la NTDS, del factor ALFA y por ende se puede considerar que estas ecuaciones establecen el límite "deseable" de resistencia que un edificio debería poseer; ya que los resultados provienen de diseños realizados con la NTDS y siguiendo las recomendaciones respectivas de los códigos de diseño en concreto reforzado<sup>12</sup> y acero<sup>13</sup>.

Para cuantificar entonces el nivel de carga se plantea la siguiente ecuación, que hará referencia a un índice de carga (IC):

$$\text{INDICE DE CARGA (IC)} = [ 1 - ( \text{ALFA real} - \text{ALFA ec.} ) / \text{ALFA real} ] \quad (3.23)$$

Donde:

- IC: Índice de carga
- ALFA real : factor de colapso determinado mediante un análisis de PUSH OVER, con el programa PLAST.
- ALFA ec. : factor de colapso limite, determinado por las ecuaciones 3.20 o 3.21

Esta expresión determina la proximidad del índice de carga actuante respecto al limite establecido por las ecuaciones planteadas, ver gráfico 3.9 y 3.10. Sin embargo, si el ALFA real, esta por debajo del limite planteado el nivel de carga crece considerablemente y por lo tanto, la vulnerabilidad aumenta de igual manera. Para tal caso evaluemos un marco de concreto reforzado de 15 niveles, cuyo factor ALFA calculado, mediante las ecuaciones recomendadas, es de 1.628, el gráfico 3.11 muestra el incremento del nivel de carga al disminuir el factor ALFA real de resistencia.

**FACTORES (ALFA) DE COLAPSO, AMPLIFICADORES DE CARGA SÍSMICA**

**Tabla 3.13 Edificios de Concreto Reforzado**

Marco	Niveles	Factor
CR-1	5	1.52
CR-2	5	1.74
CR-3	5	1.91
CR-4	5	1.55
CR-5	10	1.51
CR-6	10	1.47
CR-7	10	1.59
CR-8	10	1.62
CR-9	15	1.46
CR-10	15	1.21
CR-11	15	1.45
CR-12	15	1.51
CR-13	20	2.10
CR-14	20	1.82
CR-15	20	1.63
CR-16	20	1.74
CR-17	25	1.89
CR-18	25	1.76
CR-19	30	1.72
CR-20	30	1.69
CR-21	30	1.67
CR-22	30	1.55

**Tabla 3.14 Edificios de Acero**

Marco	Niveles	Factor
A-1	5	6.36
A-2	5	11.94
A-3	5	3.82
A-4	10	4.19
A-5	10	7.47
A-6	10	3.84
A-7	15	4.49
A-8	15	7.71
A-9	15	3.73
A-10	20	7.10
A-11	20	7.22
A-12	20	5.95
A-13	25	9.40
A-14	25	6.14
A-15	25	3.84
A-16	30	6.12
A-17	30	5.11
A-18	30	4.99

GRÁFICO 3.7  
 FACTOR DE COLAPSO ALFA.  
 PARA EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

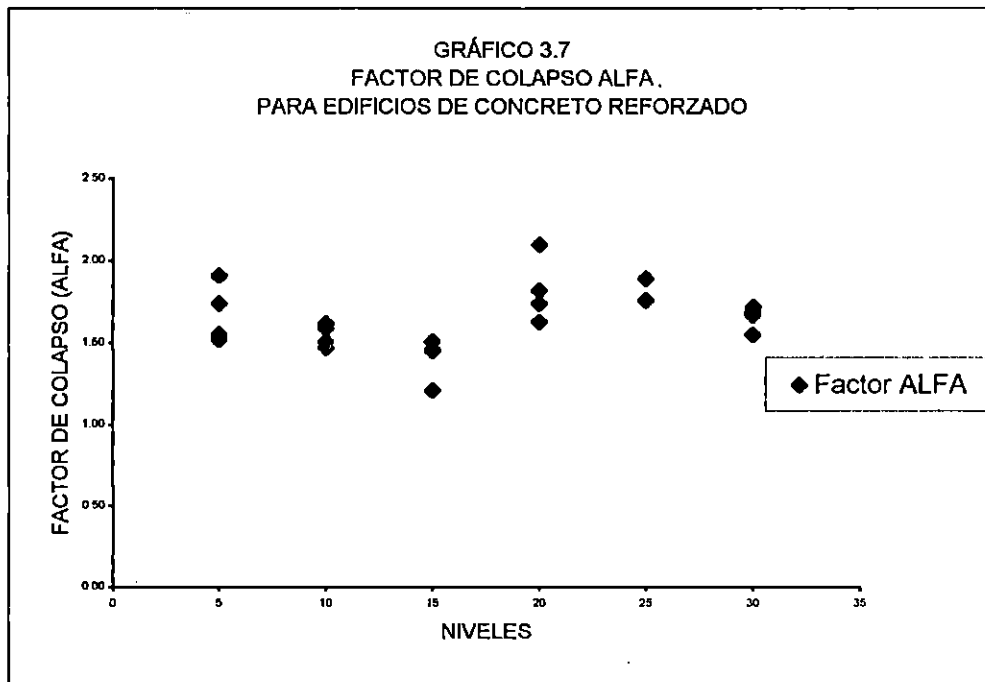
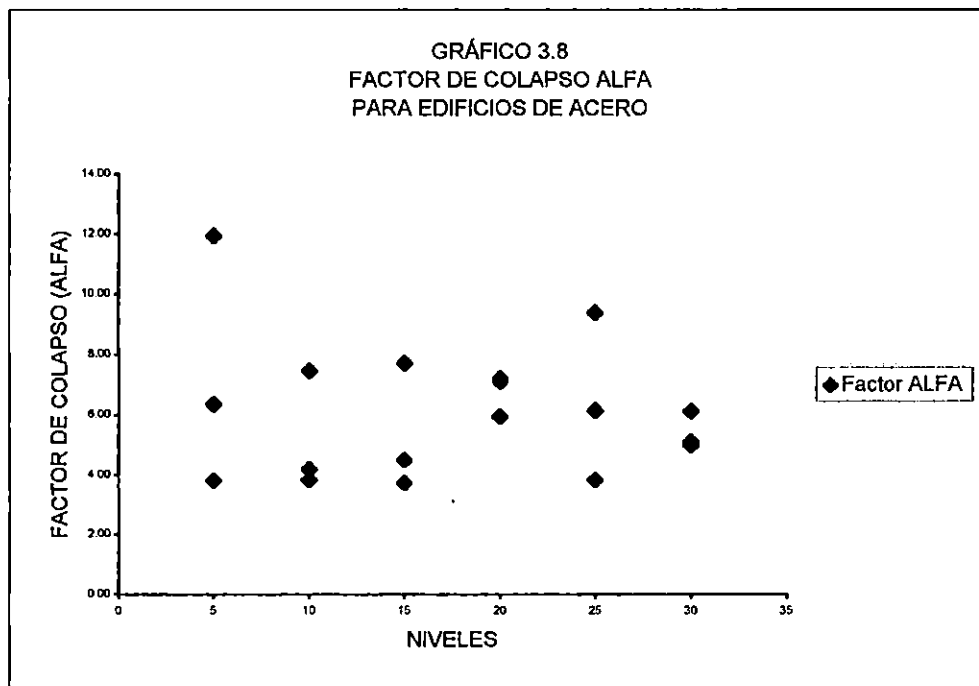
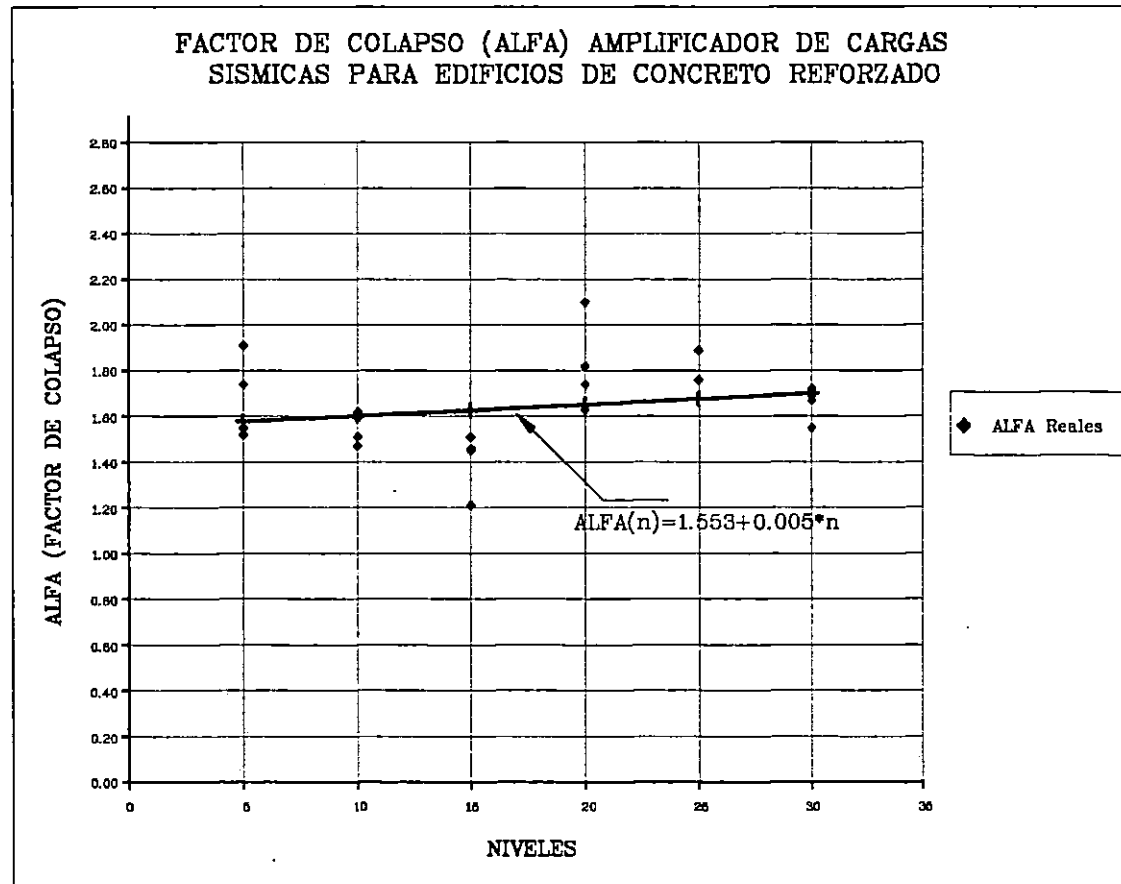


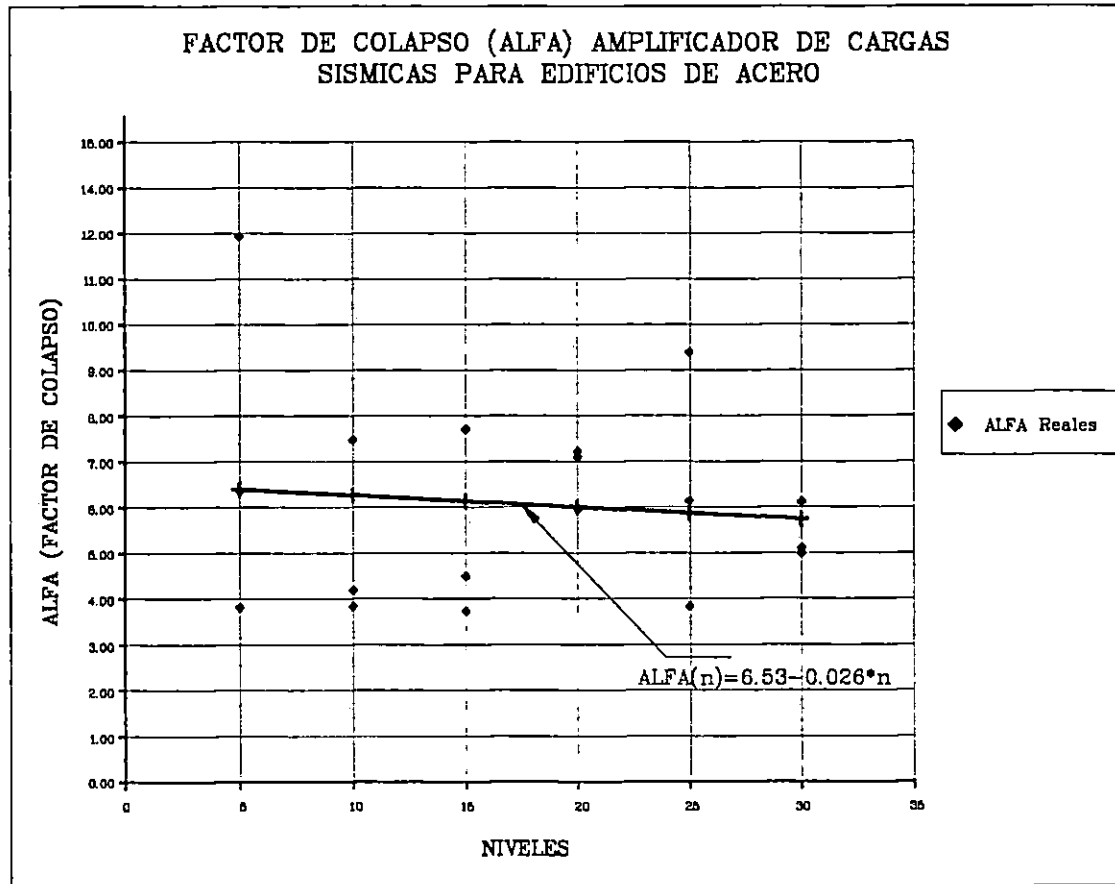
GRÁFICO 3.8  
 FACTOR DE COLAPSO ALFA  
 PARA EDIFICIOS DE ACERO



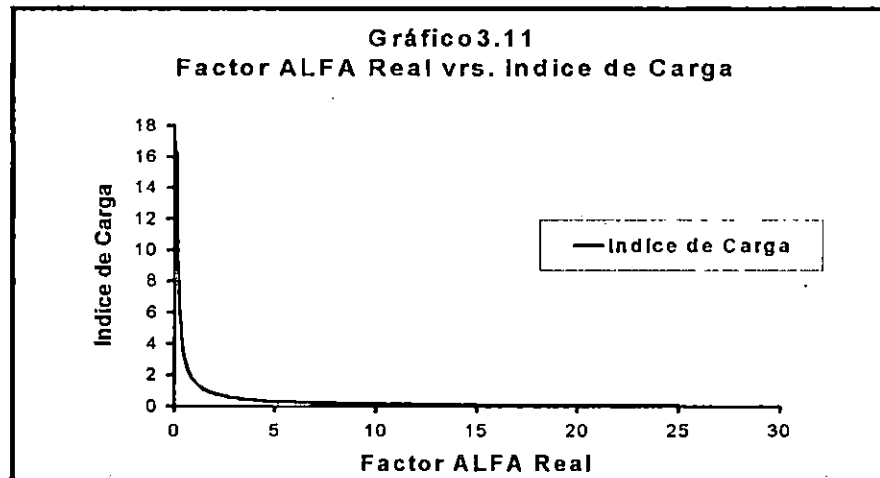
GRÁFICA 3.9



GRÁFICA 3.10







Como se puede apreciar el Índice de Carga tiende al infinito cuando menor es el factor ALFA, y tiende a cero cuando mayor es el factor ALFA.

De estas observaciones podemos decir que ciertos índices de vulnerabilidad cobran una mayor importancia al disminuir el valor del factor de colapso ALFA, y por el contrario su importancia decrece al aumentar el factor.

Se plantea entonces que ciertos índices de vulnerabilidad sean afectados por el índice de carga calculado para un edificio determinado, el cual podrá ser de reducción si es menor a uno y le dará mayor importancia a los demás índices que no son afectados, y será de amplificación si es mayor a uno, y por ende resaltarán los índices afectados y restará importancia a los que no son afectados.

Se plantea además que la forma de calcular la vulnerabilidad global de la estructura (VGE), se realice con la siguiente expresión:

$$VGE = \frac{NC ( I2 + I6 + I8 + I9 + I10 ) + ( I1 + I3 + I4 + I5 + I7 )}{10} \leq 1.0 \quad (3.24)$$

Donde:

VGE : vulnerabilidad global de la estructura

NC : nivel de carga

$I_i$  : índice de vulnerabilidad  $i$

La expresión es promediada al ser dividida entre el número de índices evaluados, y se aclara que en todo caso el valor de VGE no podrá ser mayor a la unidad, ya que el Índice de Carga en ningún caso podrá tomar un valor que tienda al infinito, ya que teóricamente sería imposible que una estructura alcanzará un valor de colapso tan bajo, idealmente sería 1.4, el cual representa el valor de seguridad utilizado al hacer las combinaciones de cargas para el diseño de un edificio. Este Índice de Vulnerabilidad se podría relacionar con una escala de daños en la construcción, para lo cual se plantea adoptar en un principio la escala EMS-92<sup>21</sup> y <sup>22</sup>, la cual se explica a continuación.

## CLASIFICACIÓN DE LOS DAÑOS EN LAS CONSTRUCCIONES

Según escala de intensidad Medvedev-Sponhever-Karnis (MSK)<sup>21</sup> y <sup>22</sup>.

**GRADO 1:**  $(0.00 < VGE \leq 0.20)$  *Daño despreciable a daño ligero (no daño estructural)*. Pequeñas fisuras en los recubrimientos; caída de pequeños trozos de recubrimientos.

**GRADO 2:**  $(0.20 < VGE \leq 0.40)$  ***Daño moderado (daño estructural ligero, daño no estructural moderado).*** Pequeñas fisuras en columnas y vigas; desprendimiento del mortero en uniones de paredes; fisuras en paredes.

**GRADO 3:**  $(0.40 < VGE \leq 0.60)$  ***Daño sustancial a daño fuerte (daño estructural moderado, daño no estructural fuerte).*** Fisuras en pilares con desprendimiento de trozos de hormigón; fisuras en vigas.

**GRADO 4:**  $(0.60 < VGE \leq 0.80)$  ***Daño muy fuerte (daño estructural fuerte, daño no estructural muy fuerte).*** Daño fuerte en uniones del armazón del edificio con destrucción del hormigón y afloramiento de barras de refuerzo, colapso parcial; inclinación de pilares.

**GRADO 5:**  $(0.80 < VGE \leq 1.00)$  ***Destrucción (daño estructural muy fuerte).*** Colapso total o casi total (ruina completa de la construcción).

Escala europea EMS-92<sup>21</sup> y <sup>22</sup>, propuesta por el grupo de trabajo de escalas macrosísmicas de la European Seismological Commission. El objetivo fue actualizar la escala MSK, intentando darle mayor robustez, simplicidad de uso y homogeneidad entre diferentes regiones geográficas europeas.

Por ejemplo para un edificio de concreto reforzado de 7 niveles, luego de efectuar el análisis de vulnerabilidad cada índice reflejó los siguientes resultados: I1=0.5, I2=0.7, I3=0.2, I4=0.6, I5=0.4, I6=0.7, I7=0.3, I8=0.7, I9=0.8, I10=0.6, con un factor de colapso ALFA real de 1.65, de la ecuación 3.20 obtenemos un ALFA teórico de 1.588.

De la ecuación 3.23 resulta un índice de carga de 0.962, lo que refleja que para el análisis de PUSH OVER el edificio presento una resistencia deseable, pues no excedió el limite establecido por la ecuación 3.23, y por ende el IC reducirá los índices que afecta, aplicando la ecuación 3.24, tenemos:

$$VGE = \frac{0.962 * (0.7 + 0.7 + 0.7 + 0.8 + 0.6) + (0.5 + 0.2 + 0.6 + 0.4 + 0.3)}{10} = 0.54$$

Para esta VGE le corresponde un nivel de daños grado 3, es decir, daño sustancial a daño fuerte, fisuras en pilares con desprendimiento de trozos de hormigón; fisuras en vigas.

### **3.7 DETERMINACION DE UNA ESCALA PARA EL INDICE DE DUCTILIDAD DEMANDADA (IDD) INICIAL Y DE COLAPSO, EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO Y ACERO, DE 5 A 30 NIVELES.**

El acontecimiento de un sismo extremo, incluso superior al sismo de diseño, condiciona las estrategias de diseño sismoresistentes. Para el caso de las cargas de servicio y bajo la acción de sismos leves el concepto que rige el diseño es el de garantizar un comportamiento estructural elástico (sin daños)<sup>23</sup>.

Para determinar el historial de la respuesta sísmica de un edificio (deformaciones post-elásticas y por ende demandas de ductilidad), ante las cargas sísmicas inducidas por un sismo, es necesario la modelación de la estructura mediante métodos de análisis dinámicos no-lineales, con el objeto de establecer la secuencia, ubicación y tamaño de los daños (o plastificaciones) en los miembros<sup>23</sup>.

El termino ductilidad es generalmente usado en la ingeniería estructural, para referirse a la capacidad que poseen miembros o sistemas estructurales para disipar, mediante deformaciones en el rango post-elástico, cantidades considerables de energía sin la pérdida sustancial de resistencia<sup>23</sup>.

Esta es evaluada mediante la medición de la deformación máxima  $U_{max}$  alcanzada en el rango de comportamiento post-elástico y la deformación justamente al excederse el rango elástico  $U_{fy}$  (es decir, al inicio de la fluencia); generalmente estas deformaciones son tomadas en los nudos de unión de vigas y columnas del piso superior, por lo tanto, la ductilidad se puede evaluar mediante la siguiente expresión:

$$\mu = U_{max} / U_{fy} \quad (3.25)$$

Para realizar un análisis dinámico no-lineal de una estructura sometida al registro de un movimiento sísmico (acelerograma) , se debe seleccionar primero el registro del sismo capaz de generar las cargas mas desfavorables que se espera que afecten a una estructura, para la verificación del diseño estructural.

Para la selección del acelerograma se utilizó el Índice de Ductilidad Demandada (IDD), el cual se define como "la norma euclídica de todos los valores de demandas de

ductilidad local, dividida entre el número de elementos  $nel$  de la estructura<sup>23</sup>, y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$IDD = \sqrt{\frac{\sum D D_i^2}{nel}} \quad (3.26)$$

Las demandas locales de ductilidad son calculadas a partir de análisis dinámicos no-lineales, obteniéndose en cada sección de cada extremo del elemento dos valores, uno por cada dirección de carga reversible. Si las demandas locales de ductilidad son igual a la unidad, significa que la sección no sobrepasa su resistencia y por ende el IDD de la estructura es igual a 4 ( $DD_i=1$  para cada extremo del elemento en la dirección reversible).

Por lo tanto, de elaborar una escala de IDD se debe de partir que el valor mínimo alcanzable para una estructura será de 4. Nuevamente nos centraremos en los resultados obtenidos de los trabajos de graduación referente a la "Evaluación de ductilidad de edificios de concreto armado y acero, de 5 a 30 niveles"<sup>16, 17, 18 y 19</sup>.

Los resultados tomados de los trabajos de investigación, involucran los IDD iniciales, es decir, los generados por el estado natural de la estructura al ser sometida al registro del acelerograma, y los IDD de colapso, es decir, los generados de amplificar el registro del acelerograma mediante un factor numérico que logre la formación de un estado de colapso de la estructura.

Son variados los registros de acelerogramas evaluados en estas investigaciones, e involucran en su mayoría a los obtenidos del terremoto de 1986 de San Salvador, sucedido a las 11:49 a.m. locales del 10 de Octubre, a continuación se listan los registros de acelerogramas del terremoto de 1986 empleados::

Tabla 3.15 Lista de acelerogramas empleados para evaluar el IDD

<b>Designación</b>	<b>Ubicación</b>	<b>Aceleración máxima</b>
<b>HCR</b>	Hotel Camino Real (en la base del edificio)	0.48g
<b>HCR</b>	Hotel Camino Real (en el segundo piso)	0.65g
<b>HCR</b>	Hotel Camino Real (en la azotea)	0.92g
<b>IVU</b>	Instituto de Vivienda Urbana	0.72g
<b>CIG</b>	Centro de Investigaciones Geotérmicas	0.71g
<b>OBS</b>	Observatorio Sismológico Nacional	0.66g
<b>IGN</b>	Instituto Geográfico Nacional	0.54g
<b>UCA</b>	Universidad Centroamericana (UCA)	0.39g
<b>HSE</b>	Hotel Sheraton	0.32g

Al someter las estructuras a estos registros se obtuvo, que en la mayoría de los edificios de concreto reforzado y acero, resultó que el registro del Instituto Geográfico Nacional (IGN) presentó el mayor valor de IDD inicial, de lo cual se optó para ser amplificado hasta obtener el factor de colapso, para todos los marcos estudiados, los resultados se observa en las tablas 3.15 y 3.16.

Las gráficas 3.12 y 3.13 muestran en un sistema coordeando los IDD iniciales y de colapso contra el número de niveles de los marcos, se observa una tendencia aproximadamente lineal para los IDD iniciales para los edificios de concreto reforzado y

acero; sin embargo, el IDD de colapso presenta tendencias difusas para los dos tipos de edificios, para establecer una tendencia aproximada de los IDD iniciales y de colapso, para ambos tipos de edificios, se seguirá el mismo procedimiento seguido para determinar las ecuaciones de períodos finales y de colapso descritas en este documento; pero con la variante de que se usará una ecuación de regresión lineal y no parabólica.

La deducción de la ecuación de regresión lineal (ver anexo A1), aplica al mismo procedimiento explicado anteriormente en la deducción de las ecuaciones para períodos, de lo cual obtenemos las ecuaciones siguientes:

$$\sum \text{IDD}(n) = N * a + b * \sum (n) \quad (3.27)$$

$$\sum [\text{IDD} * n] = a * \sum (n) + b * \sum (n^2) \quad (3.28)$$

Los resultados de la aplicación se observa en las tablas 3.17 y 3.18, y la tendencia de las ecuaciones encontradas en las gráficas 3.14 y 3.15.

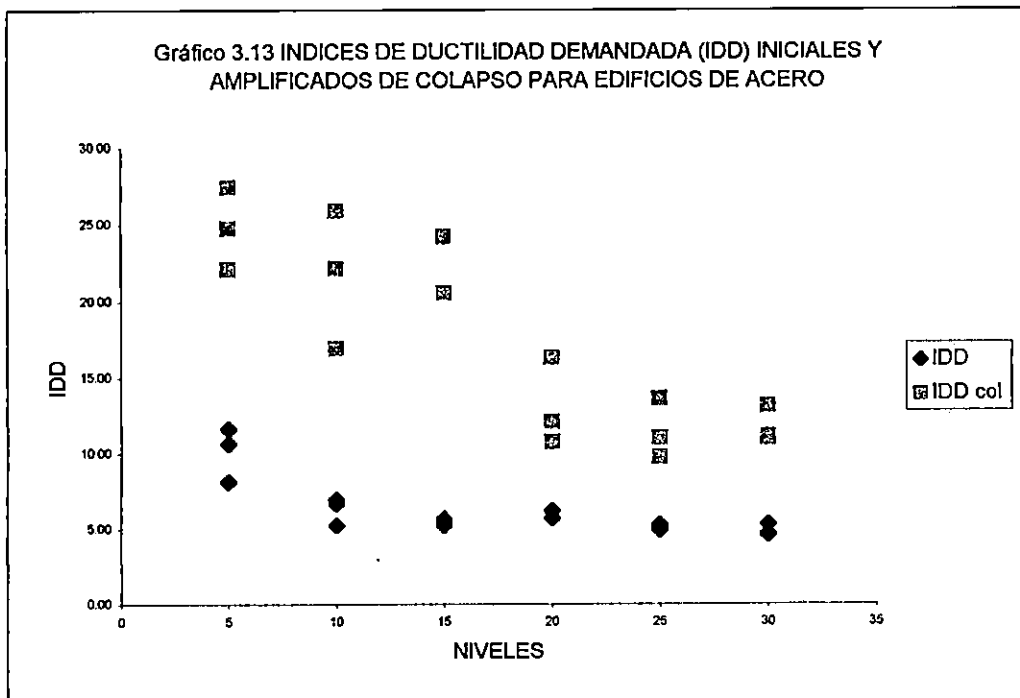
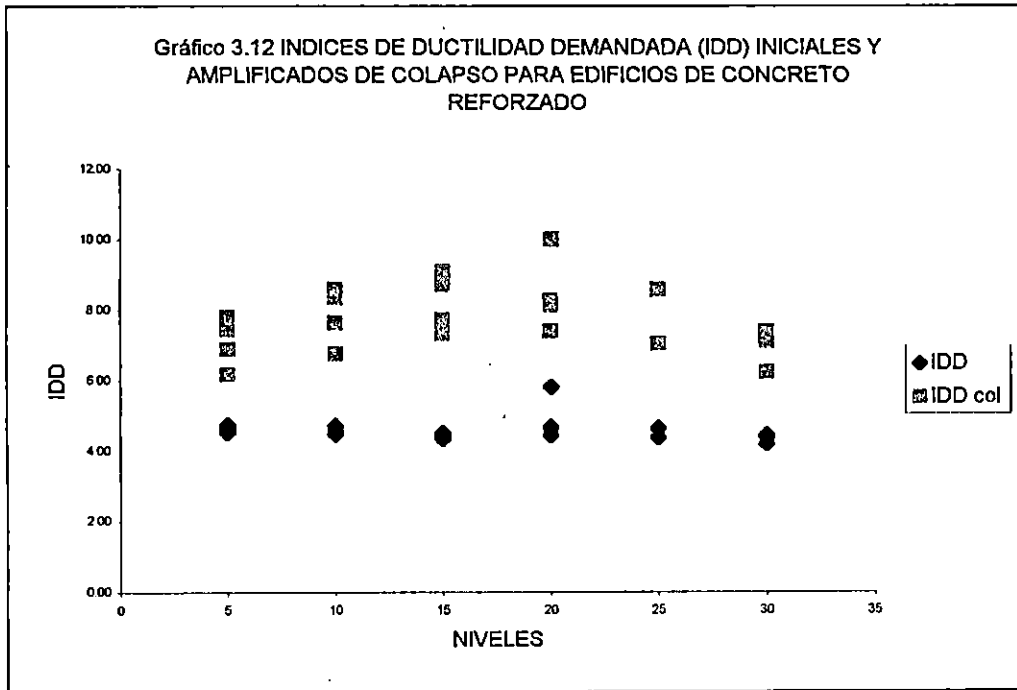


**Tabla 3.16 Índices de Ductilidad Demandada  
(iniciales y de colapso) para Edificios de Concreto reforzado**

Marco	Niveles	IDD	Factor amp.	IDD col	IDD col / IDD
CR-1	5	4.66	5.55	7.81	1.68
CR-2	5	4.76	3.90	6.90	1.45
CR-3	5	4.53	3.45	6.18	1.36
CR-4	5	4.72	4.75	7.46	1.58
CR-5	10	4.73	5.50	8.59	1.82
CR-6	10	4.58	4.50	7.63	1.67
CR-7	10	4.48	5.70	8.35	1.86
CR-8	10	4.55	3.70	6.76	1.49
CR-9	15	4.51	6.50	8.71	1.93
CR-10	15	4.35	6.25	7.72	1.77
CR-11	15	4.43	6.70	9.09	2.05
CR-12	15	4.43	5.45	7.32	1.65
CR-13	20	4.45	11.00	7.39	1.66
CR-14	20	4.65	13.00	8.14	1.75
CR-15	20	4.70	13.00	8.27	1.76
CR-16	20	5.82	0.00	10.00	1.72
CR-17	25	4.40	11.00	7.04	1.60
CR-18	25	4.65	14.00	8.57	1.84
CR-19	30	4.20	11.00	6.25	1.49
CR-20	30	4.45	15.00	7.38	1.66
CR-21	30	4.40	14.00	7.09	1.61
CR-22	30	4.42	13.00	7.23	1.64

**Tabla 3.17 Índices de Ductilidad Demandada  
(iniciales y de colapso) para Edificios de Acero**

Marco	Niveles	IDD	Factor amp.	IDD col	IDD col / IDD
A-1	5	11.65	2.20	24.74	2.12
A-2	5	8.18	2.90	27.45	3.36
A-3	5	10.70	2.10	22.11	2.07
A-4	10	5.25	3.80	16.91	3.22
A-5	10	6.70	4.50	25.89	3.86
A-6	10	7.00	2.10	22.14	3.16
A-7	15	5.70	5.20	20.54	3.60
A-8	15	5.25	6.80	24.22	4.61
A-9	15	5.50	5.50	24.17	4.39
A-10	20	6.25	3.31	16.29	2.61
A-11	20	5.70	2.80	12.07	2.12
A-12	20	5.74	4.26	10.74	1.87
A-13	25	4.92	3.60	13.59	2.76
A-14	25	5.20	3.15	11.02	2.12
A-15	25	5.28	4.57	9.78	1.85
A-16	30	4.70	3.95	13.10	2.79
A-17	30	4.63	3.39	11.02	2.38
A-18	30	5.32	4.68	11.11	2.09



**TABLA 3.18**  
**Cálculo de Ecuación de Regresión Lineal de IDD**  
**para Edificios de Concreto Reforzado**

No	Niveles (n)	IDD		n <sup>2</sup>	n * IDD	n * IDD Col
		IDD	IDD col			
1	5	4.66	7.81	25.00	23.30	39.05
2	5	4.76	6.90	25.00	23.80	34.50
3	5	4.53	6.18	25.00	22.65	30.90
4	5	4.72	7.46	25.00	23.60	37.30
5	10	4.73	8.59	100.00	47.30	85.90
6	10	4.58	7.63	100.00	45.80	76.30
7	10	4.48	8.35	100.00	44.80	83.50
8	10	4.55	6.76	100.00	45.50	67.60
9	15	4.51	8.71	225.00	67.65	130.65
10	15	4.35	7.72	225.00	65.25	115.80
11	15	4.43	9.09	225.00	66.45	136.35
12	15	4.43	7.32	225.00	66.45	109.80
13	20	4.45	7.39	400.00	89.00	147.80
14	20	4.65	8.14	400.00	93.00	162.80
15	20	4.70	8.27	400.00	94.00	165.40
16	20	5.82	10.00	400.00	116.40	200.00
17	25	4.40	7.04	625.00	110.00	176.00
18	25	4.65	8.57	625.00	116.25	214.25
19	30	4.20	6.25	900.00	126.00	187.50
20	30	4.45	7.38	900.00	133.50	221.40
21	30	4.40	7.09	900.00	132.00	212.70
22	30	4.42	7.23	900.00	132.60	216.90
	370.00	100.87	169.88	7850.00	1685.30	2852.40

Formula de IDD Inicial

$$100.87 = 22 * a + 370 * \quad [1]$$

$$1685.3 = 370 * a + 7850 \quad [2]$$

De donde:

$$a = 4.70$$

$$b = -0.01$$

$$IDD_i(n) = 4.70 - 0.01 * n$$

Formula de IDD Inicial

$$169.88 = 22 * a + 370 * b \quad [3]$$

$$2852.40 = 370 * a + 7850 * b \quad [4]$$

De donde:

$$a = 7.77$$

$$b = -0.003$$

$$IDD_{col}(n) = 7.77 - 0.03 * n$$

**TABLA 3.19**  
**Cálculo de Ecuación de Regresión Lineal de IDD**  
**para Edificios de Acero**

No	Niveles (n)	IDD		n <sup>2</sup>	n * IDD	n * IDD Col
		IDD	IDD col			
1	5	11.65	24.74	25.00	58.25	123.70
2	5	8.18	27.45	25.00	40.90	137.25
3	5	10.70	22.11	25.00	53.50	110.55
4	10	5.25	16.91	100.00	52.50	169.10
5	10	6.70	25.89	100.00	67.00	258.90
6	10	7.00	22.14	100.00	70.00	221.40
7	15	5.70	20.54	225.00	85.50	308.10
8	15	5.25	24.22	225.00	78.75	363.30
9	15	5.50	24.17	225.00	82.50	362.55
10	20	6.25	16.29	400.00	125.00	325.80
11	20	5.70	12.07	400.00	114.00	241.40
12	20	5.74	10.74	400.00	114.80	214.80
13	25	4.92	13.59	625.00	123.00	339.75
14	25	5.20	11.02	625.00	130.00	275.50
15	25	5.28	9.78	625.00	132.00	244.50
16	30	4.70	13.10	900.00	141.00	393.00
17	30	4.63	11.02	900.00	138.90	330.60
18	30	5.32	11.11	900.00	159.60	333.30
	315.00	113.67	316.89	6825.00	1767.20	4753.50

Formula de IDD Inicial

$$113.67 = 18 * a + 315 * \quad [1]$$

$$1767.20 = 315 * a + 682 \quad [2]$$

De donde:

$$a = 9.28$$

$$b = -0.17$$

$$IDD_i(n) = 9.28 - 0.17 * n$$

Formula de IDD Inicial

$$316.89 = 18 * a + 315 * b \quad [3]$$

$$4753.50 = 315 * a + 6825 * b \quad [4]$$

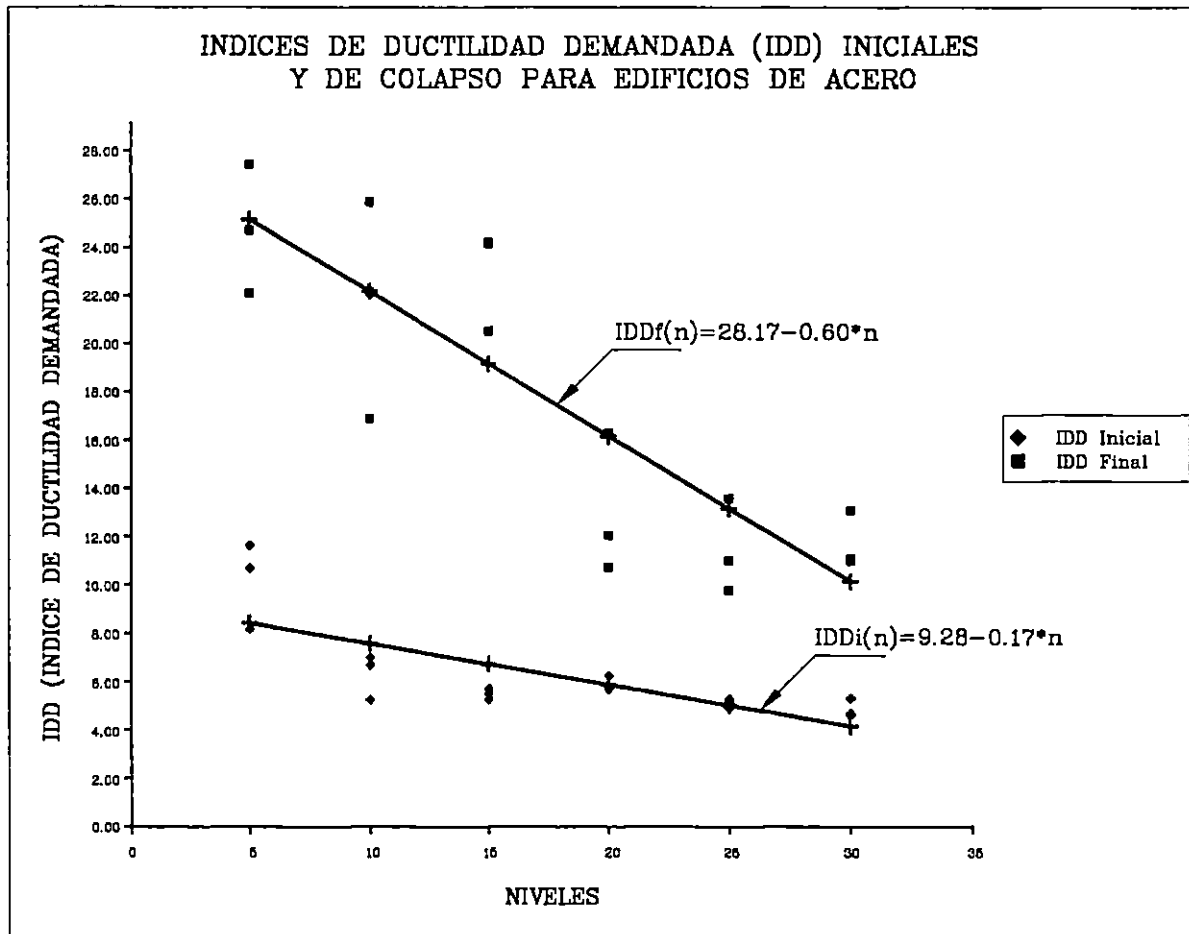
De donde:

$$a = 28.17$$

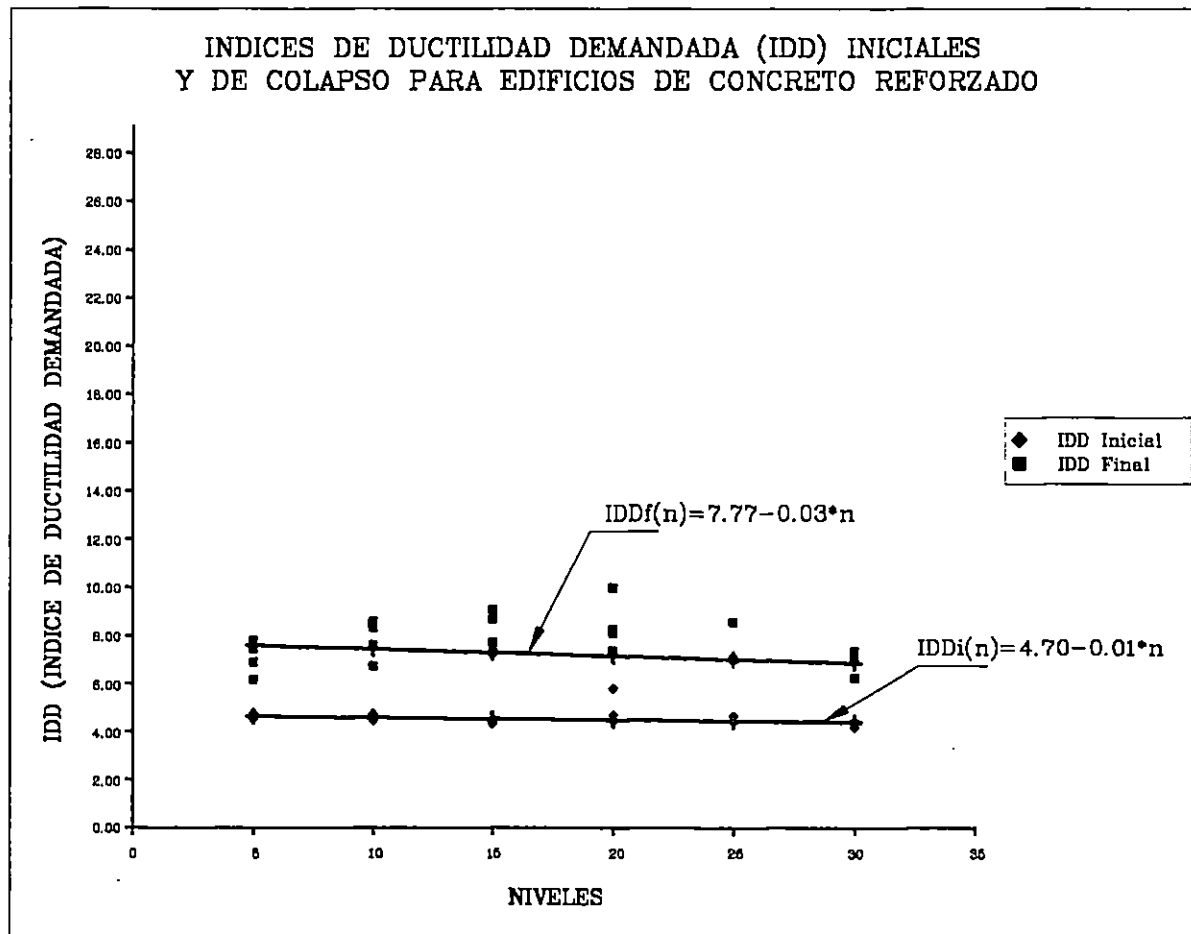
$$b = -0.60$$

$$IDD_{col}(n) = 28.17 - 0.60 * n$$

GRÁFICA 3.14



GRÁFICA 3.15



Como se observa los IDD iniciales son representados adecuadamente por las ecuaciones encontradas, pero para los IDD finales se aprecia una tendencia alejada de los valores encontrados, esto se puede justificar, ya que el comportamiento de una estructura ante un movimiento será muy particular, dependiendo de las dimensiones de sus elementos estructurales (vigas y columnas) y mas aun del acero de refuerzo proporcionado. Sin embargo, se adoptarán estas ecuaciones para determinar los valores limites, mínimos y máximos de IDD, permitidos para edificios de 5 a 30 niveles. Se propone que para un edificio al cual se le evalúa su IDD inicial y de colapso, se estime su variación mediante la siguiente expresión:

$$\text{Variación de IDD inicial (\%)} = ( \text{IDDf} - \text{IDDe} ) / \text{IDDf} * 100 \quad (3.29)$$

$$\text{Variación de IDD colapso (\%)} = ( \text{IDDf} - \text{IDDe} ) / \text{IDDf} * 100 \quad (3.30)$$

Donde:

- IDDe : IDD, inicial o de colapso, evaluado mediante la ecuación propuesta según el tipo de edificio
- IDDe : IDD, inicial o de colapso, encontrado mediante un análisis dinámico no-lineal, para el marco en estudio según el tipo de edificio.
- IDDe inicial no podrá ser considerado en ningún caso menor de 4

Esta expresión nos da una idea de que tan cerca nos encontramos de los valores de IDD límites y por ende una estimación de los posibles daños, mas aun si evaluamos para las ecuaciones propuestas el IDD inicial y de colapso podemos obtener los siguientes valores para cada nivel y tipo de edificio:

Tabla 3.20 IDD limites iniciales y de colapso para edificios de concreto reforzado y  
acero

N (Niveles)	Edificios de Concreto Reforzado		Edificios de Acero	
	IDD inicial	IDD colapso	IDD inicial	IDD colapso
5	4.65	7.62	8.43	25.17
10	4.60	4.47	7.58	22.17
15	4.55	7.32	6.73	19.17
20	4.50	7.17	5.88	16.17
25	4.45	7.02	5.03	13.17
30	4.40	6.87	4.18	10.17

Para un marco con un nivel intermedio se podrá realizar una interpolación lineal para evaluar el IDD, o bien evaluar directamente cualquiera de las ecuaciones planteadas. Es de resaltar que para edificios de concreto reforzado el IDD inicial se encuentra muy cerca al valor mínimo de 4, por lo que no sufrirían serios daños en la estructura, sin embargo, para edificios de acero, el IDD inicial tiende a ser alto y se podrían esperar mayores daños. Además, para ambos tipos de edificios se observa una disminución gradual del IDD inicial y de colapso a medida que aumenta el número de niveles del marco, se puede concluir, particularmente para los registros de acelerogramas del terremoto de Octubre de 1986, que esto se debería a que el período del sismo fue demasiado grande en comparación con el del marco, y por lo tanto, los edificios mas afectados o dañados, serían los de pocos niveles.

Los resultados obtenidos de evaluar el IDD, son un estudio independiente y, no será incluido para la determinación de la vulnerabilidad de edificios presentada en esta investigación, debido a la complejidad de su análisis y el tiempo que involucraría realizar estos cálculos; sin embargo, es presentado como un parámetro que también puede reflejar un particular nivel de vulnerabilidad en edificios.



**CAPITULO 4**  
**APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA EVALUAR LA**  
**VULNERABILIDAD**

#### 4.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presenta el estudio de vulnerabilidad sísmica estructural, realizado a cuatro edificios, dos existentes de concreto reforzado y dos diseñados (no construidos) en acero.

Los edificios de concreto reforzado se ubican en la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de El Salvador. El primero corresponde al nuevo edificio de la Biblioteca de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura (denominado como edificio A), el cual ha sido diseñado en el año de 1995 (según planos estructurales). El segundo corresponde al edificio del Laboratorio de Ingeniería Mecánica (denominado como edificio B), el cual fue diseñado en el año de 1974 (según planos estructurales).

Los dos edificios de acero (denominados como edificios C y D) son diseños reales. Para todos los edificios el nivel de fuerza sísmica fue evaluado según la Norma Técnica de Diseño por Sismo de 1994 (NTDS)<sup>9</sup>.

**4.2 Evaluación de vulnerabilidad sísmica para el edificio  
de la biblioteca de ingeniería y arquitectura  
“EDIFICIO A”**

#### **4.2.1 Descripción de la estructura**

El nuevo edificio destinado para ser utilizado como Biblioteca de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, fue diseñado en el año de 1995 (según planos estructurales). La estructura tiene forma aproximada en planta de una L, con simetría respecto a un eje de 45 grados ubicado en la zona central del edificio, con un largo y ancho máximo de 46.50 m.

En elevación esta formado por tres niveles, los dos primeros con una altura de piso terminado de 3.55 m., tiene un sistema de entrepiso de losa densa en la zona central y un sistema de losa prefabricada cargando en una dirección, la cual se ubica en los extremos del edificio, ver figura 4.A1. El nivel de techo, con una altura de piso terminado en la zona de losa de 3.55 m., esta formado por un sistema de losa densa de cubierta en la zona central y por un sistema de estructura metálica, ubicada en los extremos del edificio, la cual da soporte a la cubierta de lamina de fibrocemento, ver figura 4.A1.

El sistema de fundación empleado, es a base de zapatas aisladas. El sistema estructural empleado es a base de marcos de concreto reforzado los cuales dan soporte y rigidez al cuerpo del edificio ante cargas gravitacionales y cargas laterales actuando en ambas direcciones, para la condición de sismo.

#### **4.2.2 Resistencia de los materiales**

El concreto empleado de peso volumétrico normal y con una resistencia a los 28 días de 210 kg/cm<sup>2</sup>. El acero de refuerzo con un  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup> para las varillas #5, #6 #8 y #10 y con un  $f_y=2800$  kg/cm<sup>2</sup> para las varillas #2, #3 y #4, según planos estructurales.

FIGURA 4.A1  
**BIBLIOTECA DE INGENIERÍA**  
 PLANTA DE ENTREPISOS  
 NIVELES 0+3.55 Y 0+7.15 MT

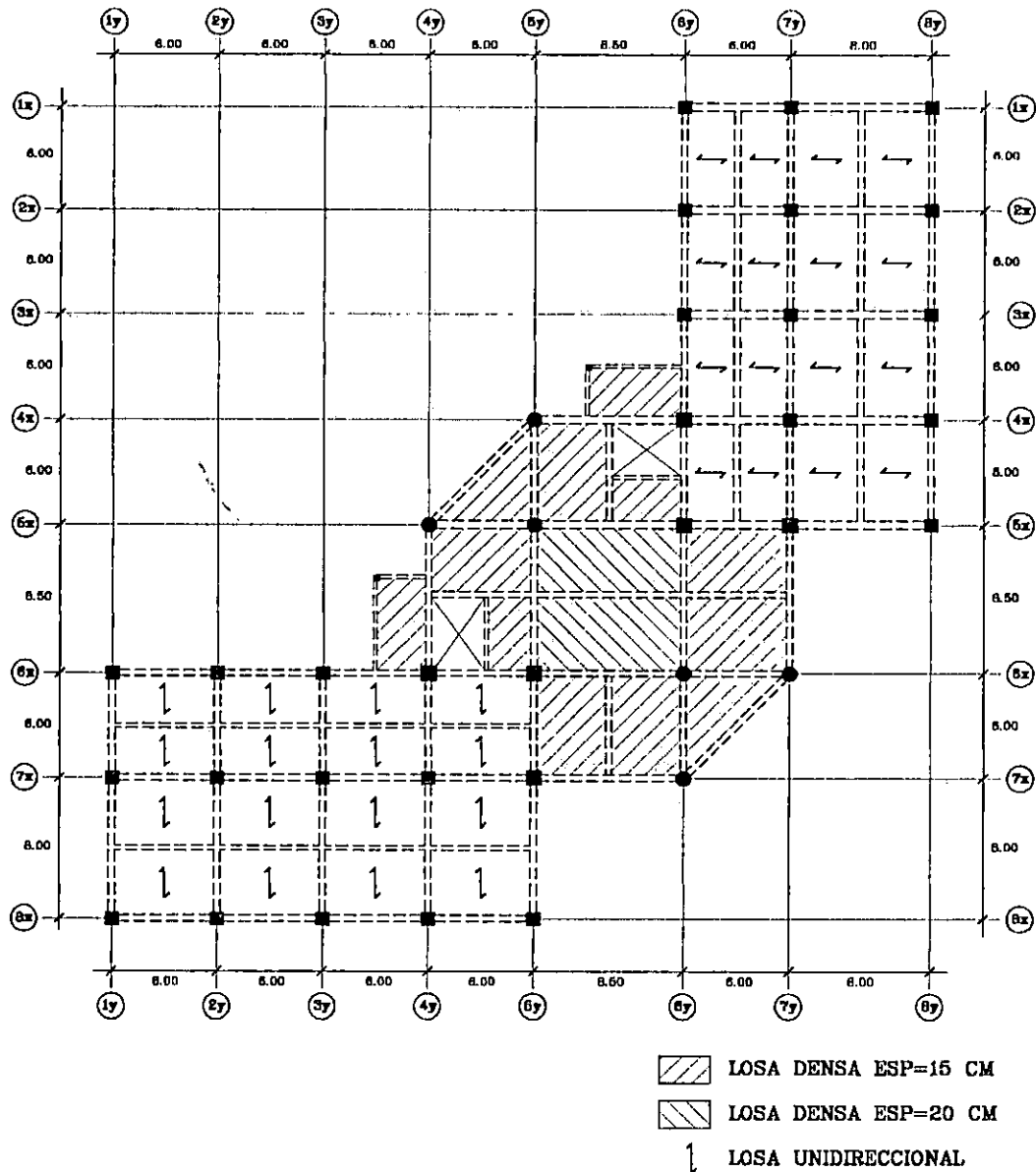
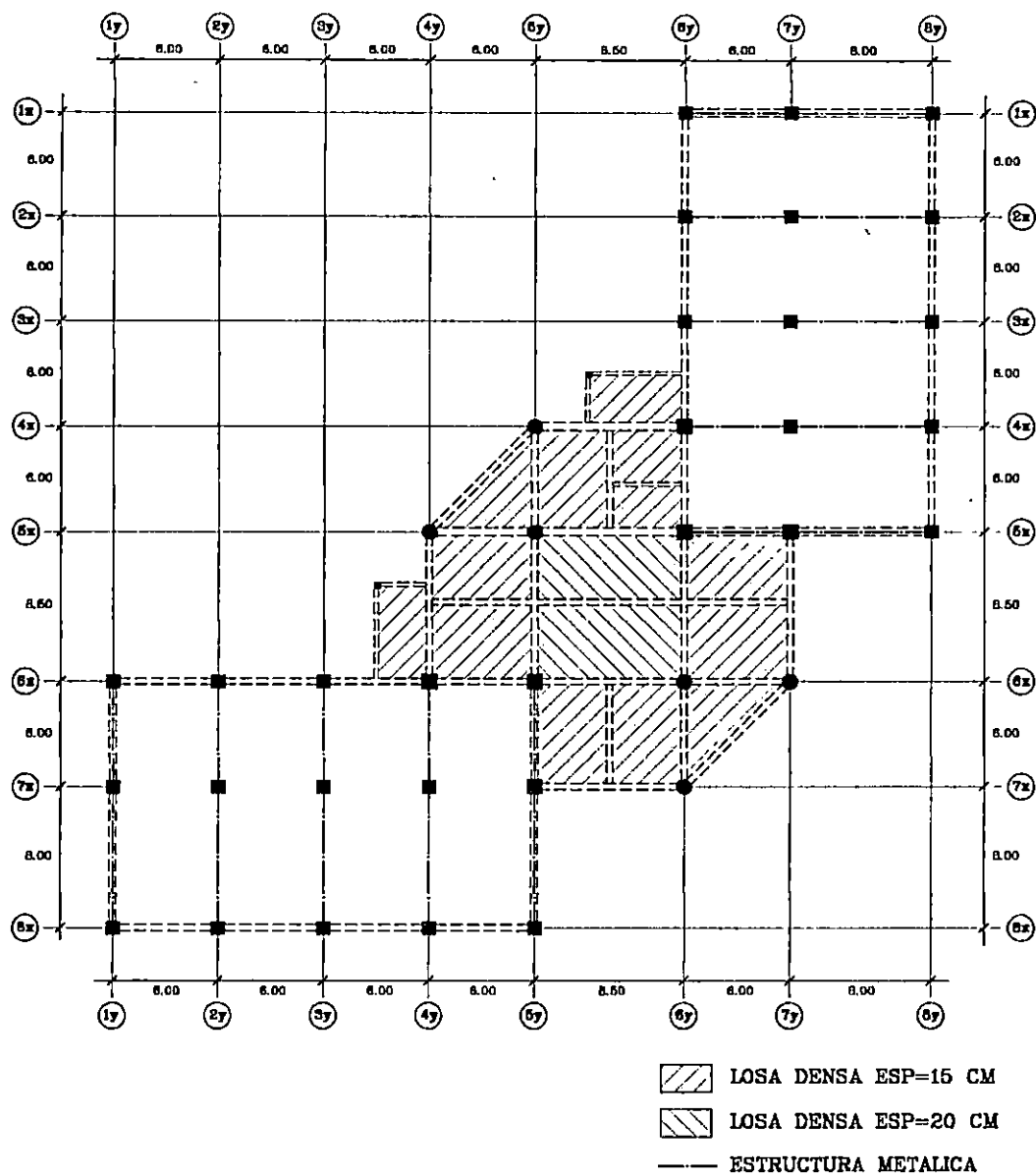


FIGURA 4.a1 (cont.)  
**BIBLIOTECA DE INGENIERÍA**  
 PLANTA DE CUBIERTAS  
 NIVEL DE LOSAS 0+10.80 MT



### 4.2.3 Cargas empleadas para el diseño y la evaluación de vulnerabilidad

Las cargas muertas y vivas utilizadas para la verificación del diseño y el análisis de colapso se listan a continuación:

#### Cargas Muertas

- Peso volumétrico del concreto	2400 kg/m <sup>3</sup>
- Peso volumétrico del acero	7850 kg/m <sup>3</sup>
- Peso de losa prefabricada	300 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de piso	120 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de lamina de fibrocemento	15 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de polines	5 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de cielo falso e instalaciones	40 kg/m <sup>2</sup>

#### Cargas Vivas

- Carga viva de entrepiso gravitacional	350 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de entrepiso por sismo	250 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de techo gravitacional (losa)	100 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de techo gravitacional (cubierta)	20 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de techo por sismo (losa)	50 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de techo por sismo	0 kg/m <sup>2</sup>

### 4.2.4 Criterios empleados para el diseño y el análisis de vulnerabilidad

Una serie de criterios se han utilizado para el diseño y el análisis de vulnerabilidad, los cuales se listan a continuación:

- Para la revisión del diseño estructural de vigas y columnas, y para el análisis de la estructura, se empleó el programa ETABS Versión 6.20, para la modelación tridimensional de la misma.
- Además se emplearon programas adicionales para el análisis de colapso y para evaluar la ductilidad de desplazamientos, de los marcos analizados, entre ellos el programa PLAST y DRAIN-2DX.
- Las acciones del análisis sísmico se determinaron mediante un análisis de espectro de respuesta, para el diseño y análisis de la estructura, según las ecuaciones establecidas en la NTDS de 1994<sup>9</sup>.
- Para el cálculo de las acciones sísmicas, se ha utilizado la Norma Técnica de Diseño por Sismo de 1994, el cálculo del coeficiente sísmico se describe a continuación:

Coeficiente sísmico:

$$C_s = A * I * C_o / R * (T_o / T) ^ ( 2 / 3 )$$

- A, Factor de zona sísmica = 0.40, para zona I
- I, Importancia de la estructura = 1.2, para el grupo 2 que incluye instituciones universitarias
- Co y To, Coeficiente de sitio Co = 2.75 y To = 0.5, para suelo tipo S2
- R, Factor de modificación de respuesta R=7, para el sistema A que incluye marcos de concreto con detallado ordinario
- T, Período natural de vibración = 0.30 segundos (según modelo tridimensional elaborado en el programa ETABS)



$$T_o / T = 0.50 / 0.30 = 1.67 \text{ utilizar } 1.0$$

$$C_s = 0.4 * 1.2 * 2.75 / 7 * 1.0 = 0.1886$$

- La ubicación de columnas, vigas y disposición de los sistemas de losas, así como sus dimensiones, han sido tomados de los planos estructurales y arquitectónicos.
- Para el análisis de los índices de resistencia y el análisis de colapso, se escogieron dos marcos representativos, correspondientes al eje "1Y" y "5Y", ver figura 4.A2; el primero debido a ser el mas alejado del centro de gravedad y por presentar una distribución irregular en las fuerzas sísmicas, ocasionadas por la irregularidad propia del edificio, el segundo por ser uno de los mas cargados por la disposición del sistema de entepiso y por presentar un mayor numero de claros.

#### **4.2.5 Evaluación de los índices de vulnerabilidad sísmica**

##### **I1. Índice de ubicación**

El Índice por Zonificación Sísmica se propone como la determinación de dos parámetros que involucran la zona sísmica correspondiente y la proximidad de edificios colindantes.

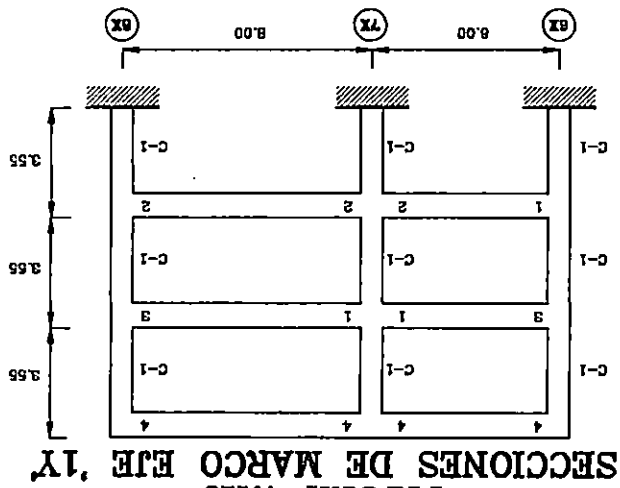
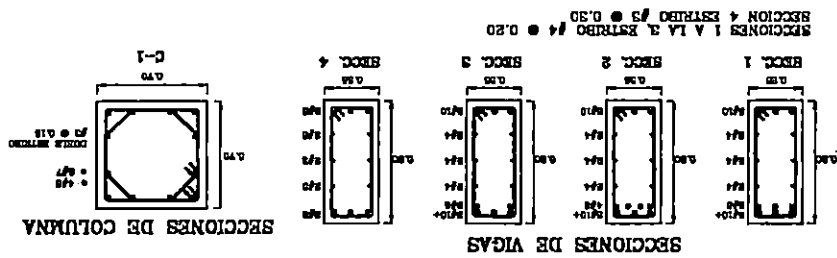
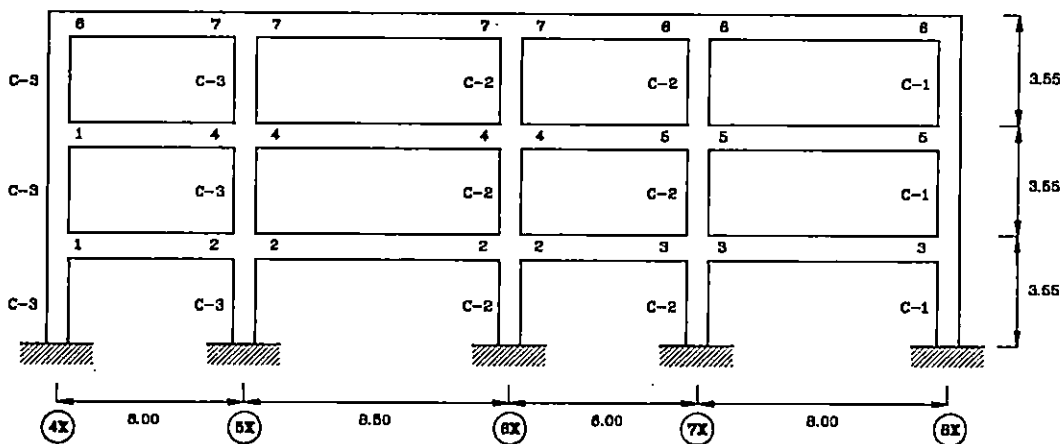
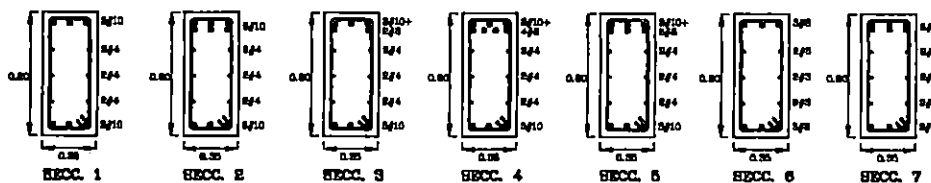


FIGURA 4.A2

FIGURA 4.A2 (cont.)  
SECCIONES DE MARCO EJE '5Y'

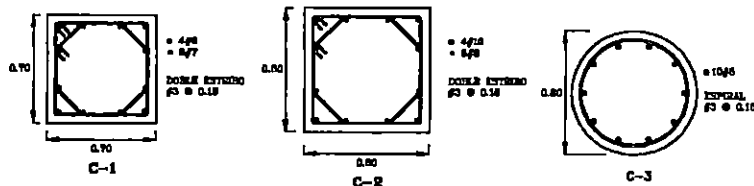


SECCIONES DE VIGAS



SECCIONES 1 A LA 5, ESTRIBO #4 @ 0.20  
SECCIONES 6 A LA 7, ESTRIBO #3 @ 0.30

SECCIONES DE COLUMNA



Se encuentra en la zona I, por lo que le corresponde un valor de zona sísmica de 1.00

Índice por entorno físico, el edificio no presenta edificaciones colindantes, lo que le corresponde un valor de 0.

$$\text{Índice de ubicación} = (1 + 0) / 2 = 0.50$$

## **12. Índice del sistema estructural**

Se han considerado las acciones de flexión y corte en vigas y columnas, por ser las más representativas. Debido a que la estructura tiene un intervalo de tiempo corto, de haber sido diseñada y construida, se considerará que sus elementos estructurales y armados se encuentran en un estado óptimo, por lo que se considerarán los siguientes factores:

Coefficiente de reducción por "Resistencia por calidad del diseño y la construcción"  $\phi_c = 0.9$

Coefficiente de reducción por "Estado de la estructura"  $\phi_e = 0.9$

### **Resultados del índice de resistencia para los marcos eje "1Y" y eje "5Y"**

Se analizaron las condiciones de gravedad y las condiciones más desfavorables de las combinaciones de gravedad y sismo, para formar con estas últimas una envolvente de valores máximos. Las acciones internas en los elementos, por flexión y corte se presentan en la figura 4.A3.

Para cada elemento de viga y columna de cada entrepiso, se calculó su índice de resistencia por flexión y corte, definidos como el cociente de la acción de momentos y cortantes en cada elemento del marco entre la resistencia respectiva de la sección, afectada por los coeficientes de reducción de resistencia y estado de la estructura, ver

figura 4.A4, y se cálculo el promedio de los índices para vigas y columnas por entrepiso, obteniendo los siguientes resultados:

### MARCO EJE "1Y"

Tabla 4.A1. Condición: gravedad

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 3.55	0.21	0.40	0.10	0.08	0.20
NIVEL 0 + 7.10	0.24	0.40	0.17	0.14	0.24
NIVEL 0 + 10.65	0.10	0.15	0.08	0.07	0.10

Tabla 4.A2 Condición: Envolvente de gravedad y sismo combinados

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 3.55	0.54	0.61	0.58	0.48	0.55
NIVEL 0 + 7.10	0.50	0.53	0.61	0.49	0.53
NIVEL 0 + 10.65	0.23	0.19	0.22	0.07	0.18

## MARCO EJE "5Y"

Tabla 4.A3 Condición: gravedad

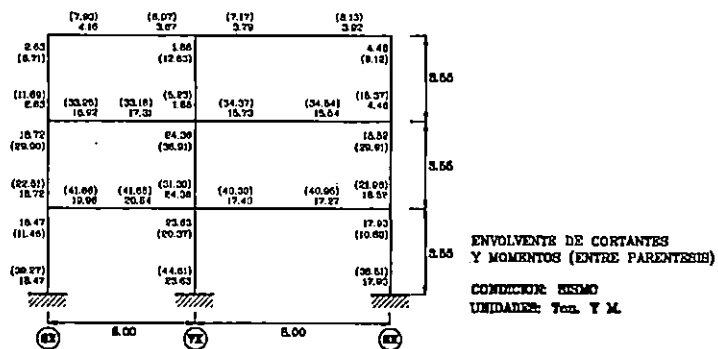
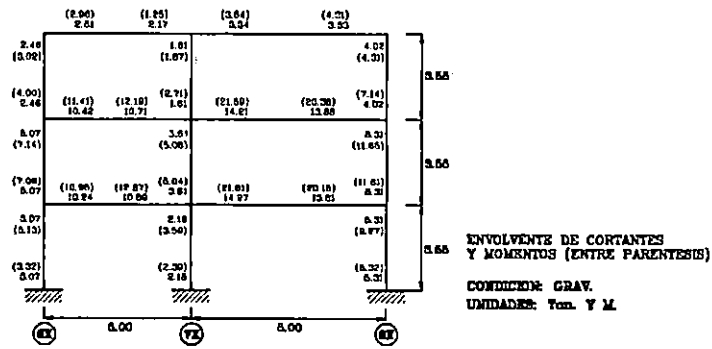
NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 3.55	0.34	0.55	0.17	0.11	0.29
NIVEL 0 + 7.10	0.36	0.59	0.24	0.17	0.34
NIVEL 0 + 10.65	0.26	0.40	0.21	0.14	0.25

Tabla 4.A4 Condición: Envoltente de gravedad y sismo combinados

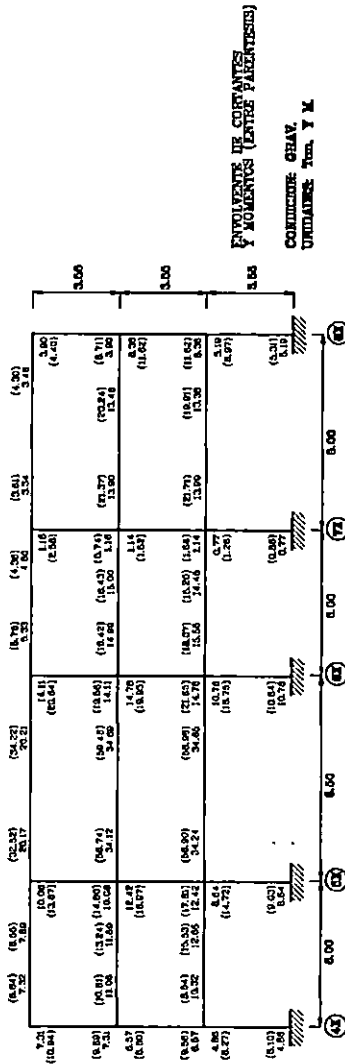
NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 3.55	0.68	0.68	0.74	0.56	0.67
NIVEL 0 + 7.10	0.64	0.71	0.55	0.40	0.58
NIVEL 0 + 10.65	0.63	0.56	0.53	0.38	0.53

Como se aprecia en ninguno de los marcos analizados se excede el valor de 1, el cual indicaría una acción mayor a la resistencia de vigas o columnas.

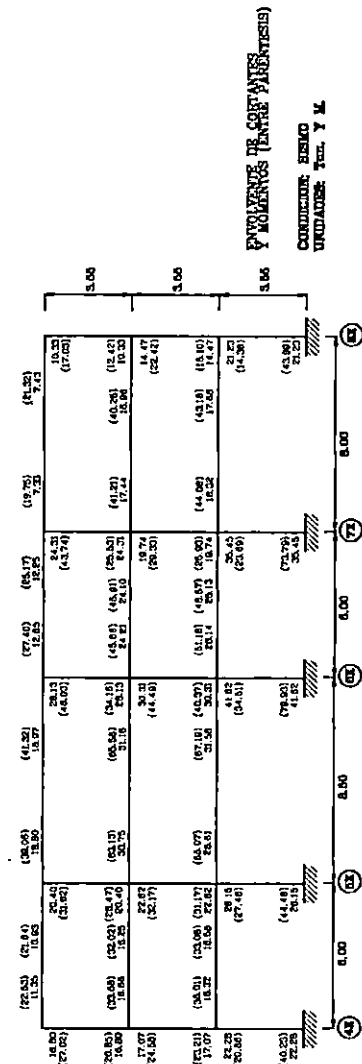
**FIGURA 4.A3**  
**ACCIONES INTERNAS, MARCO EJE "1Y"**



**FIGURA 4.A3 (cont.)  
ACCIONES INTERNAS, MARCO EJE "5Y"**



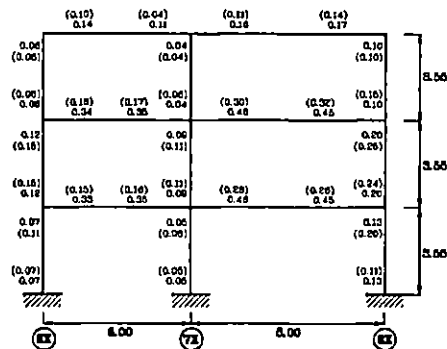
ENVOLVENTE DE CORTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)  
CORRECCION: CHAY  
UNIDADES: TON. Y M.



ENVOLVENTE DE CORTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)  
CORRECCION: RUSNO  
UNIDADES: TON. Y M.



**FIGURA 4.A4**  
**INDICES DE RESISTENCIA, MARCO EJE "1Y"**

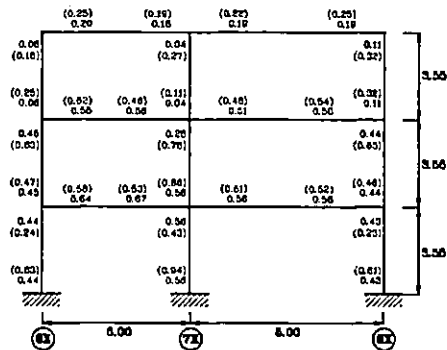


**INDICES DE RESISTENCIA**  
**PROMEDIOS POR ENTREPISO**

NIVEL	VIGAS		COLUMNAS	
	CORTE	FLExION	CORTE	FLExION
0 + 3.50	0.40	0.21	0.08	0.10
0 + 7.10	0.40	0.24	0.14	0.17
0 + 10.65	0.15	0.10	0.07	0.08

ENVOLVENTE DE CORTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)

CONDICION: GRAY.



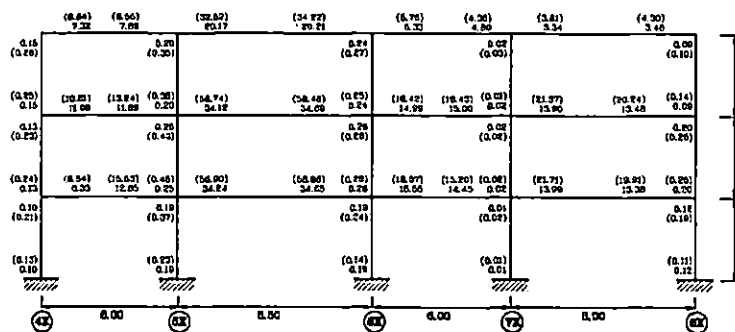
**INDICES DE RESISTENCIA**  
**PROMEDIOS POR ENTREPISO**

NIVEL	VIGAS		COLUMNAS	
	CORTE	FLExION	CORTE	FLExION
0 + 3.50	0.21	0.24	0.46	0.55
0 + 7.10	0.23	0.50	0.49	0.61
0 + 10.65	0.18	0.23	0.07	0.22

ENVOLVENTE DE CORTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)

CONDICION: SERMO

**FIGURA 4.A4 (cont.)  
INDICES DE RESISTENCIA, MARCO EJE "5Y"**

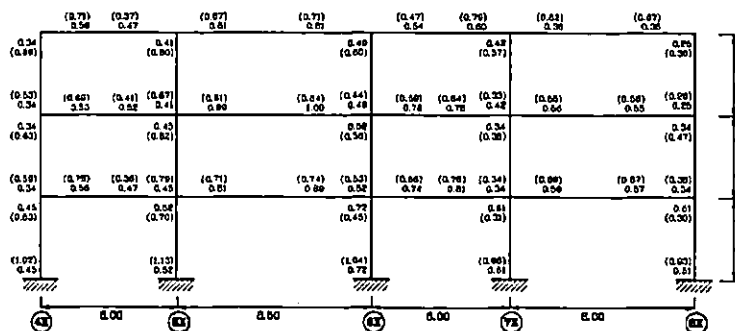


**INDICES DE RESISTENCIA  
PROMEDIOS POR ENTREPISO**

NIVEL	VIGAS		COLUMNAS	
	CORTE	PLACAS	CORTE	PLACAS
0 + 3.00	0.55	0.54	0.11	0.17
0 + 7.10	0.08	0.30	0.17	0.24
0 + 12.00	0.40	0.20	0.14	0.21

ENVOLUCRE DE CORTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)

CONDICION: GRAY.



**INDICES DE RESISTENCIA  
PROMEDIOS POR ENTREPISO**

NIVEL	VIGAS		COLUMNAS	
	CORTE	PLACAS	CORTE	PLACAS
0 + 3.00	0.03	0.06	0.56	0.74
0 + 7.10	0.71	0.84	0.40	0.55
0 + 12.00	0.50	0.53	0.35	0.53

ENVOLUCRE DE CORTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)

CONDICION: SERNO

Para formar un valor único que represente al Índice de Resistencia, se considerará las acciones de sismo por ser las mas desfavorables y calculando el promedio de ambos marcos, se tiene:

Índice de resistencia por entrepiso:

$$\text{Nivel } 0 + 3.55, = (0.55 + 0.67) / 2 = 0.61$$

$$\text{Nivel } 0 + 7.10, = (0.53 + 0.58) / 2 = 0.56$$

$$\text{Nivel } 0 + 10.65, = (0.18 + 0.53) / 2 = 0.36$$

### **13. Índice de tipo de cimentación**

De los planos estructurales se observa un desplante en las zapatas de 2.00 m. y a falta de un estudio de suelos completo se asumirá una velocidad de onda de cortante de 128 m/seg., según observaciones de campo para un limo arenoso café oscuro compacto, según tabla 3.5, calculando el período del suelo se tiene:

$$T = 4 * 2 / 128 = 0.0625 \text{ seg}$$

Un valor muy próximo al valor de 0.06 seg., recomendado en la tabla 3.5; calculando el índice de tipo de cimentación se tiene:

$$\text{Índice de cimentación} = 1 - (0.30 - 0.065) / 0.30 = 0.22$$

### **14. Índice de configuración estructural en planta**

De los resultados del programa ETABS se obtuvieron los siguientes resultados de la ubicación de los centros de masas y rigideces:

Tabla 4.A5 Centros de masas y rigideces

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	DATOS			
	CENTRO DE MASAS		CENTRO DE RIGIDECES	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
NIVEL 0 + 3.55	26.41	20.10	26.88	19.60
NIVEL 0 + 7.10	26.47	20.04	27.34	19.14
NIVEL 0 + 10.65	26.89	19.65	28.21	18.31

Encontrando las relaciones de excentricidades, entre los centros de masas y rigideces, y los anchos correspondientes del edificio, obtenemos:

Tabla 4.A6. Relaciones de excentricidades y anchos

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	Datos			
	Bx (m)	By (m)	ex / Bx (%)	ey / By (%)
NIVEL 0 + 3.55	46.50	46.50	1.01	1.08
NIVEL 0 + 7.10	46.50	46.50	1.87	1.94
NIVEL 0 + 10.65	46.50	46.50	2.84	2.88

Para los tres niveles la variación entre las excentricidades de los centros de masas y rigideces no exceden el 10%, por lo que se encuentran en un nivel bajo.

Niveles 1, 2 y 3 nivel bajo, valor = 0.80

Indice de configuración estructural en planta = 0.80

Es de hacer notar que la forma en planta de este edificio es muy irregular, las figuras A1 y A2, mostradas en los anexos, demuestran los puntos mas débiles de algunos formas estructurales irregulares en elevación y en planta, y muestra las soluciones a estas; entonces para este caso se podría esperar que la zona más vulnerable sea la zona de intersección de los ejes 6x con 4y, 6x con 5y, 7x con 5y, 4x con 6y, 4x con 7y y 5x con 6y, sin embargo, se observa como buena práctica de diseño, el entrepiso de la zona central que es un losa densa de 15 y 20 cm., pues rigidizó las posibles zonas de fractura.

#### 15. Índice de configuración estructural en elevación

Las dimensiones de las columnas permanecen constantes en todo el edificio, por lo que se puede despreciar el que exista entrepisos con diferentes rigidez. Además, se evalúan los siguientes parámetros:

Tabla 4.A7 Variación en elevación y relación de lados del edificio.

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	VARIACIÓN DE AREAS			RELACIÓN ENTRE LADOS DEL EDIFICIO		
	Area de Piso Inferior (m <sup>2</sup> )	Area de Piso Superior (m <sup>2</sup> )	Variación (%)	LADO LARGO (m)	LADO CORTO (m)	RELACIÓN
NIVEL 0 + 3.55 al NIVEL 0 + 7.10	1013.35	1013.35	0.00	46.50	46.50	1
NIVEL 0 + 7.10 al NIVEL 0 + 10.65	1013.35	312.25	30.81	46.50	20.50	2.27

Para los dos primeros niveles la variación entre las áreas del edificio permanece constante, no así para el nivel de techo, para el cual existe una variación del 30.81% del área y una relación de 2.27 entre los lados del edificio, por lo que se puede clasificar en un nivel intermedio.

Indice de configuración estructural en elevación = 0.89

### 16. Indice de Ductilidad

Para los marcos estudiados se puede apreciar en la figura 4.A5 el mapa de rótulas plásticas, y en las gráficas 4.A1, y 4.A2 la relación y tendencia que guardan el valor del factor ALFA, y la ductilidad de desplazamientos.

Tabla 4.A8. Factor ALFA y ductilidad de desplazamientos.

MARCO EJE "1Y"				MARCO EJE "5Y"			
Primer rótula plástica		Ultima rótula plástica		Primer rótula plástica		Ultima rótula plástica	
Factor ALFA	Ductilidad	Factor ALFA	Ductilidad	Factor ALFA	Ductilidad	Factor ALFA	Ductilidad
1.59	1.00	2.38	4.25	1.75	1.00	2.60	2.28

Ductilidad promedio =  $(4.25 + 2.28) / 2 = 3.27$

Indice de ductilidad = 0.6

FIGURA 4.A5  
MAPA DE ROTULAS PLASTICAS  
MARCO EJE '1Y'

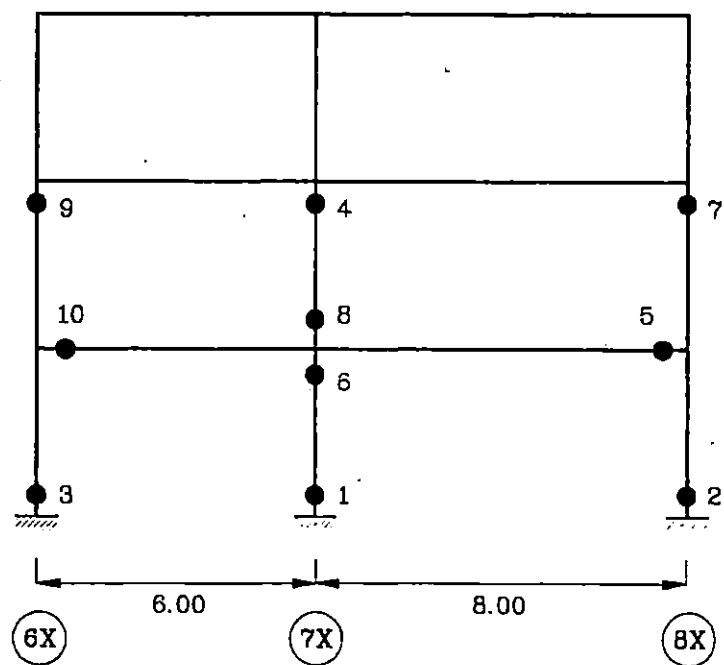
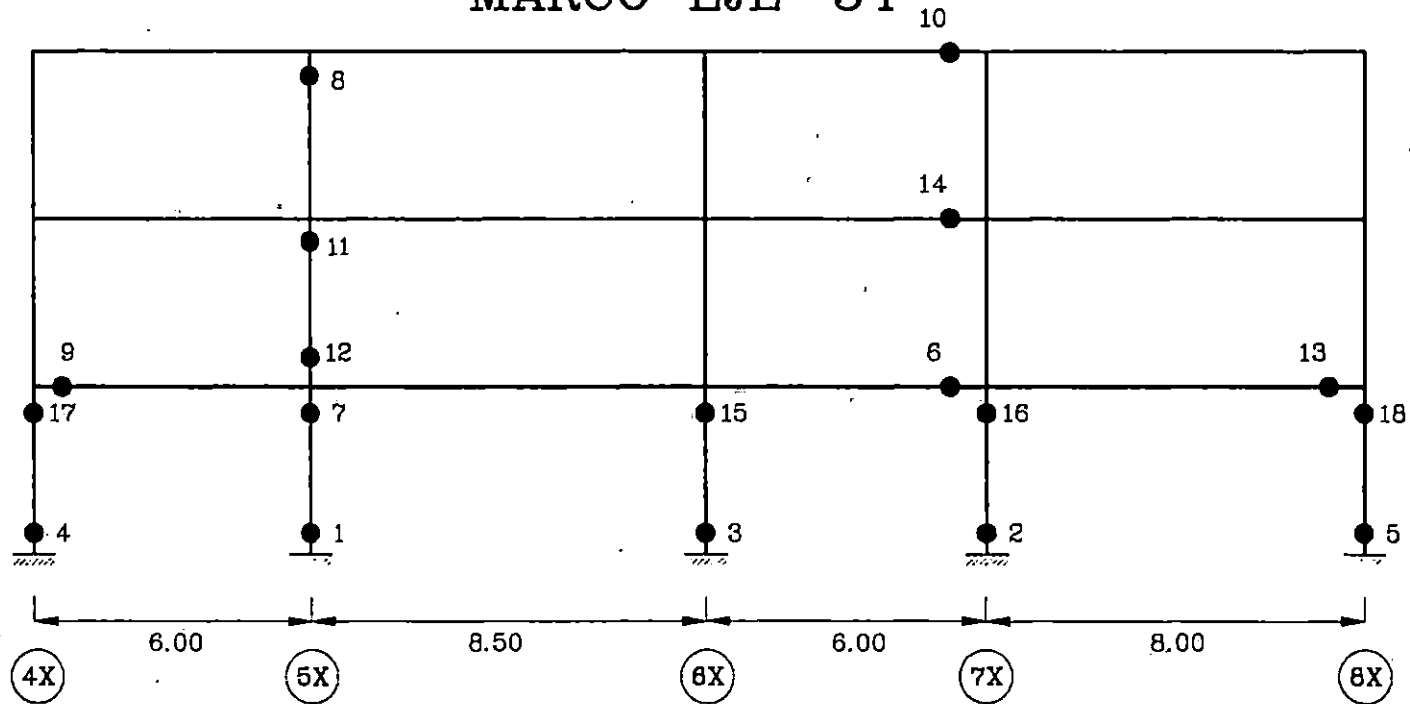


FIGURA 4.A5 (cont.)  
 MAPA DE ROTULAS PLASTICAS  
 MARCO EJE '5Y'

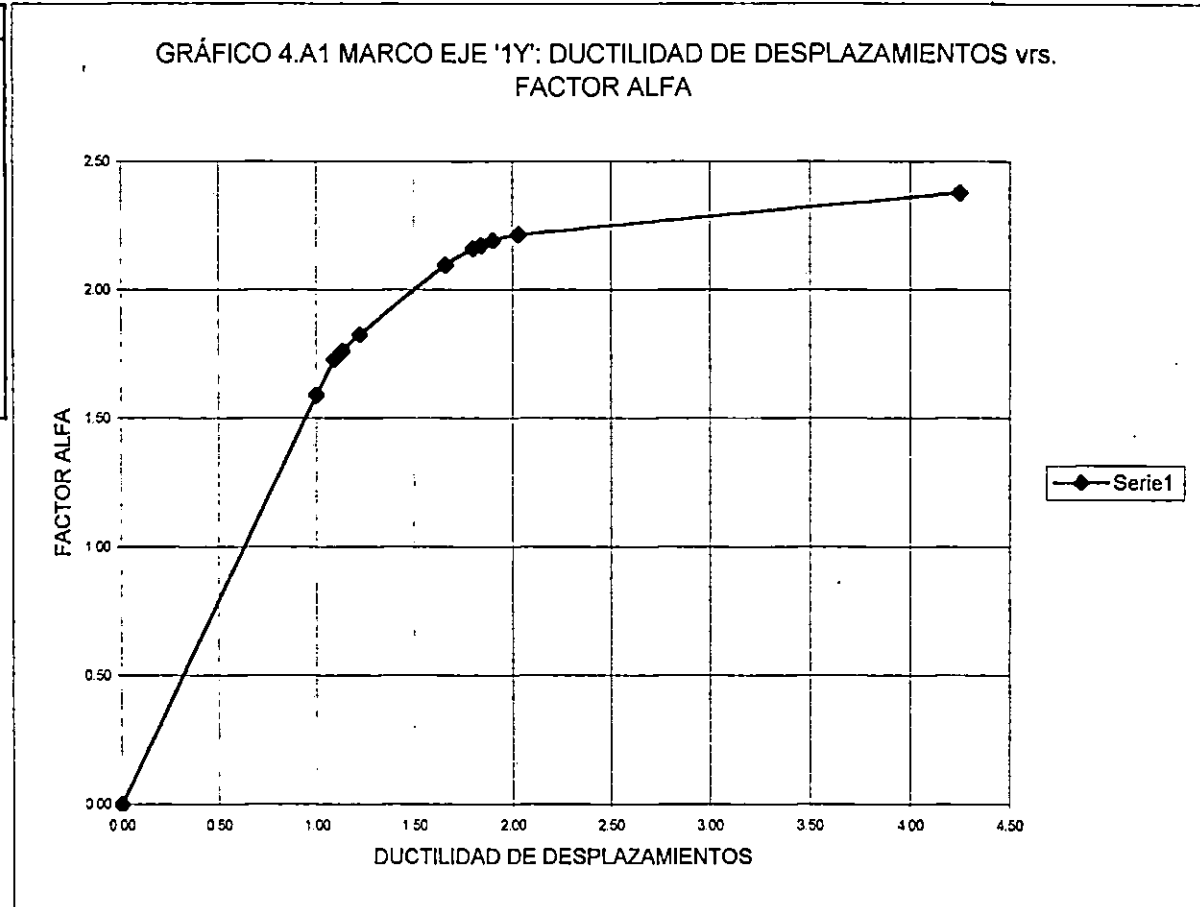




MARCO EJE '1Y'

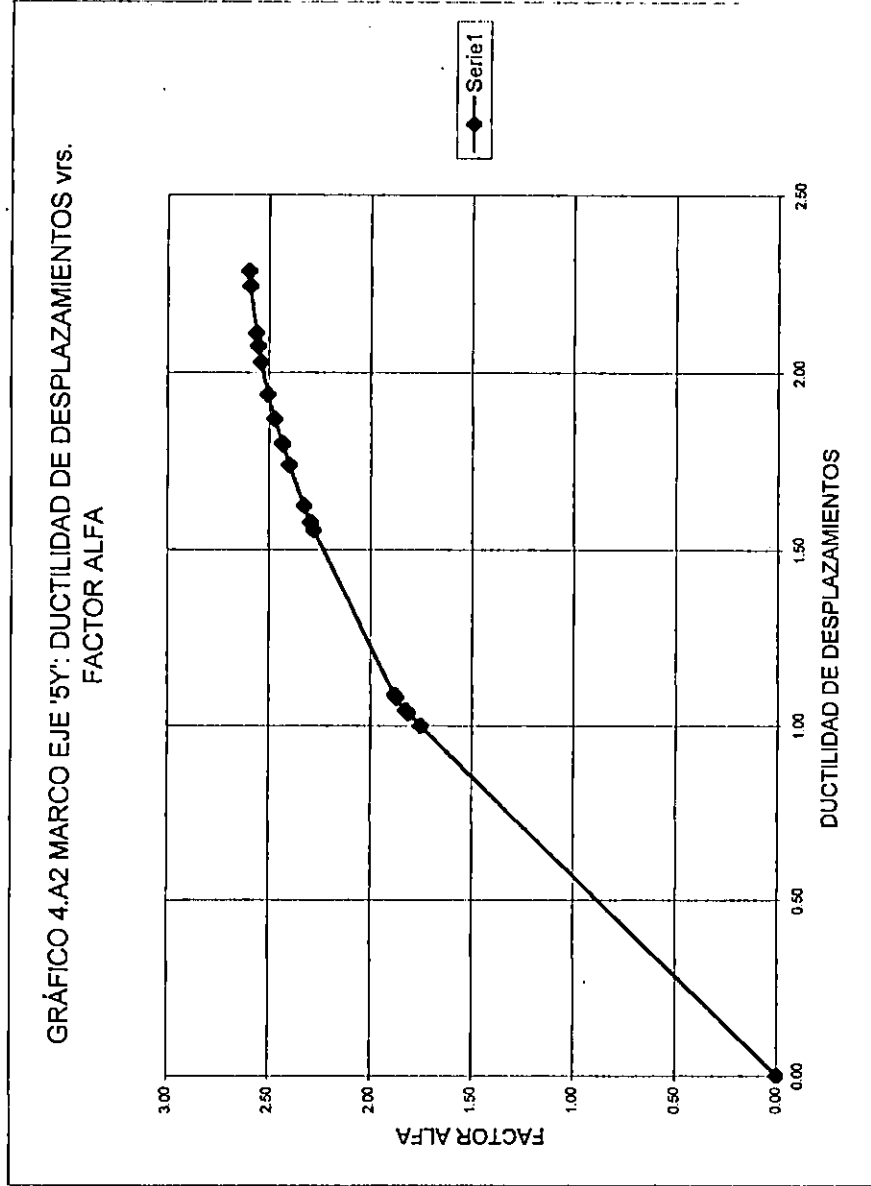
No Rótula	Ductilidad	ALFA
0	0.00	0.00
1	1.00	1.59
2	1.09	1.73
3	1.13	1.76
4	1.22	1.83
5	1.66	2.10
6	1.80	2.16
7	1.84	2.17
8	1.90	2.19
9	2.03	2.21
10	4.25	2.38

GRÁFICO 4.A1 MARCO EJE '1Y': DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTOS vrs. FACTOR ALFA



MARCO EJE '5Y'

No Rótula	Ductilidad	ALFA
0	0.00	0.00
1	1.00	1.76
2	1.04	1.82
3	1.04	1.83
4	1.08	1.87
5	1.09	1.88
6	1.55	2.28
7	1.58	2.30
8	1.62	2.33
9	1.74	2.40
10	1.80	2.44
11	1.80	2.44
12	1.87	2.47
13	1.94	2.51
14	2.03	2.54
15	2.08	2.56
16	2.11	2.57
17	2.24	2.59
18	2.28	2.60



## 17. Índice de Relaciones Geométricas en Elementos Estructurales

Para los marcos estudiados se tienen los siguientes resultados:

Tabla 4.A9 Relaciones geométricas en elementos estructurales, Marco eje '1Y'

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	VIGAS								COLUMNAS		
	$l_n$ (cm)	$bw \times h$ (cm)	$l_n/bw \leq 25$	$l_n^2/h / bw^2 \leq 100$	$bw \leq 3/4h$	$bw/h > 0.30$	$bw \geq 25$ cm	$l_n/h > 4$	$c1 \times c2$ (cm)	$c1 \geq 30$ cm	$c1/c2 > 0.40$
NIVEL 0 + 3.55	730.0	35.0 x 80.0	20.86	47.67	80.0	0.44	35.0	9.13	70.0 x 70.0	70.0	1.00
NIVEL 0 + 7.10	730.0	35.0 x 80.0	20.86	47.67	80.0	0.44	35.0	9.13	70.0 x 70.0	70.0	1.00
NIVEL 0 + 10.65	730.0	35.0 x 80.0	20.86	47.67	80.0	0.44	35.0	9.13	70.0 x 70.0	70.0	1.00

Tabla 4.A10 Relaciones geométricas en elementos estructurales, Marco eje '5Y'

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	VIGAS								COLUMNAS		
	$l_n$ (cm)	$bw \times h$ (cm)	$l_n/bw \leq 25$	$l_n^2/h / bw^2 \leq 100$	$bw \leq 3/4h$	$bw/h > 0.30$	$bw \geq 25$ cm	$l_n/h > 4$	$c1 \times c2$ (cm)	$c1 \geq 30$ cm	$c1/c2 > 0.40$
NIVEL 0 + 3.55	780.0	35.0 x 80.0	22.29	50.94	80.0	0.44	35.0	9.13	70.0 x 70.0	70.0	1.00
NIVEL 0 + 7.10	780.0	35.0 x 80.0	22.29	50.94	80.0	0.44	35.0	9.13	70.0 x 70.0	70.0	1.00
NIVEL 0 + 10.65	780.0	35.0 x 80.0	22.29	50.94	80.0	0.44	35.0	9.13	70.0 x 70.0	70.0	1.00

Se puede apreciar que para ambos marcos las relaciones geométricas son satisfechas, por lo que designará al edificio con un nivel cero de vulnerabilidad en relaciones geométricas..

Índice de relaciones geométricas en elementos estructurales = 0

### 18. Índice de período de vibración

Período real inicial = 0.30 seg.

Período de colapso, para 3 niveles =  $1.401 * 3^{0.65} = 2.86$  seg.

Índice de periodo =  $1 - (2.86 - 0.30) / 2.86 = 0.10$

### 19. Índice de funcionalidad

Tomando en cuenta las combinaciones de sismos mas desfavorables, se obtuvieron los siguientes resultados, de las deformaciones laterales:

Tabla 4.A11 Desplazamientos actuantes y admisibles por entrepiso.

NIVEL DE ENTREPISO (m.)	MARCO EJE "1Y"					MARCO EJE "5Y"				
	Desplaz. Actuante (cm)	Deriva Actuante (cm) (A)	Deriva Admisible (cm) (B)	Factor Cd	(A) / (B) * Cd	Desplaz. actuante (cm)	Deriva Actuante (cm) (A)	Deriva Admisible (cm) (B)	Factor Cd	(A) / (B) * Cd
NIVEL 0 + 3.55	0.099	0.099	5.325	6	0.112	0.091	0.091	5.325	6	0.103
NIVEL 0 + 7.10	0.212	0.113	5.400	6	0.126	0.199	0.108	5.400	6	0.120
NIVEL 0 + 10.65	0.289	0.077	5.325	6	0.087	0.270	0.071	5.325	6	0.080

Obteniendo un promedio de los dos marcos se tiene para entrepiso:

Indice de funcionalidad

Para el nivel 0 + 3.55, =  $(0.112 + 0.103) / 2 = 0.108$

Para el nivel 0 + 7.10, =  $(0.126 + 0.120) / 2 = 0.123$

Para el nivel 0 + 10.65, =  $(0.087 + 0.080) / 2 = 0.084$

### 110. Indice de rotulación plástica

De la figura 4.A5, podemos observar el mapa de rótulas plásticas actuantes en los marcos de los ejes '1Y' y '5Y', del que obtenemos:

Tabla 4.A12. Rotulas actuantes y posibles

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	MARCO EJE "1Y"				MARCO EJE "5Y"			
	VIGAS		COLUMNAS		VIGAS		COLUMNAS	
	Actuantes	Posibles	Actuantes	Posibles	Actuantes	Posibles	Actuantes	Posibles
NIVEL 0 + 3.55	2	4	4	6	3	8	10	10
NIVEL 0 + 7.10	0	4	4	6	1	8	2	10
NIVEL 0 + 10.65	0	4	0	6	1	8	0	10
TOTAL	2	12	8	18	5	24	12	30

Obteniendo un promedio del índice de rotulación plástica por marcos:

Marco eje "1Y"

Nivel 0 + 3.55, =  $(2 + 4) / (4 + 6) = 0.60$

Nivel 0 + 7.10, =  $(0 + 4) / (4 + 6) = 0.40$

Nivel 0 + 10.65, =  $(0 + 0) / (4 + 6) = 0.00$

Marco eje "5Y"

$$\text{Nivel 0 + 3.55,} = (3 + 10) / (8 + 10) = 0.72$$

$$\text{Nivel 0 + 7.10,} = (1 + 2) / (8 + 10) = 0.17$$

$$\text{Nivel 0 + 10.65,} = (1 + 0) / (8 + 10) = 0.06$$

Obteniendo un índice de rotulación por entrepiso:

$$\text{Nivel 0 + 3.55,} = (0.60 + 0.72) / 2 = 0.66$$

$$\text{Nivel 0 + 7.10,} = (0.40 + 0.17) / 2 = 0.285$$

$$\text{Nivel 0 + 10.65,} = (0.00 + 0.06) / 2 = 0.03$$

### Clasificación de la Vulnerabilidad Global del Edificio A

Tabla 4.A13. Vulnerabilidad por cada índice y entrepiso.

INDICES DE EVALUACIÓN	VULNERABILIDAD POR ENTREPISOS		
	NIVEL 0 + 3.55	NIVEL 0 + 7.10	NIVEL 0 + 10.65
11. Ubicación	0.50	0.50	0.50
12. Estado del Sistema Estructural	0.61	0.56	0.36
13. Tipo de Cimentación	0.22	0.22	0.22
14. Configuración Estructural en Planta	0.80	0.80	0.80
15. Configuración Estructural en Elevación	0.89	0.89	0.89
16. Ductilidad	0.60	0.60	0.60
17. Relaciones Geométricas en Elementos Estructurales	0.00	0.00	0.00
18. Período de Vibración	0.10	0.10	0.10
19. Funcionalidad	0.11	0.12	0.08
110. Rotulación Plástica	0.66	0.29	0.03

$$\text{ALFA para 3 niveles} = 1.553 + 0.005 * 3 = 1.57$$

$$\text{ALFA real promedio} = (2.38 + 2.60) / 2 = 2.49$$

$$\text{Índice de carga, IC} = 1 - (2.49 - 1.57) / 2.49 = 0.63$$

### Vulnerabilidad por piso

$$\text{Nivel 0 + 3.55,} = [ 0.63 * ( 0.61 + 0.60 + 0.10 + 0.11 + 0.66 ) + ( 0.50 + 0.22 + 0.80 + 0.89 + 0.00 ) ] / 10 = 0.37$$

$$\text{Nivel 0 + 7.10,} = [ 0.63 * ( 0.56 + 0.60 + 0.10 + 0.12 + 0.29 ) + ( 0.50 + 0.22 + 0.80 + 0.89 + 0.00 ) ] / 10 = 0.35$$

$$\text{Nivel 0 + 10.65,} = [ 0.63 * ( 0.36 + 0.60 + 0.10 + 0.08 + 0.03 ) + ( 0.50 + 0.22 + 0.80 + 0.89 + 0.00 ) ] / 10 = 0.31$$

### Vulnerabilidad Global del Edificio (VGE)

$$\text{VGE} = (0.37 + 0.35 + 0.31) / 3 = 0.34$$

$$\text{VGE} = 0.34$$

### Vulnerabilidad acumulada por piso (%)

$$\text{Nivel 0 + 10.65,} = (1 / 3) * 0.31 / 0.34 * 100 = 30.39\%$$

$$\text{Nivel 0 + 7.10,} = (1 / 3) * (0.31 + 0.35) / 0.34 * 100 = 64.71\%$$

$$\text{Nivel 0 + 3.55,} = (1 / 3) * (0.31 + 0.35 + 0.37) / 0.34 * 100 = 100\%$$

Para esta VGE, se tendría un nivel de daños grado 2, es decir:

Daño moderado (daño estructural ligero, daño no estructural moderado). Pequeñas fisuras en columnas y vigas; desprendimiento del mortero en uniones de paredes; fisuras en paredes.



**4.3 Evaluación de vulnerabilidad sísmica para el edificio  
del laboratorio de ingeniería mecánica  
“EDIFICIO B”**

### 4.3.1 Descripción de la Estructura

El edificio destinado para ser utilizado como Laboratorio de Ingeniería Mecánica, fue diseñado en el año de 1974 (según planos estructurales), y consta de dos módulos independientes (ver figura 4.B1).

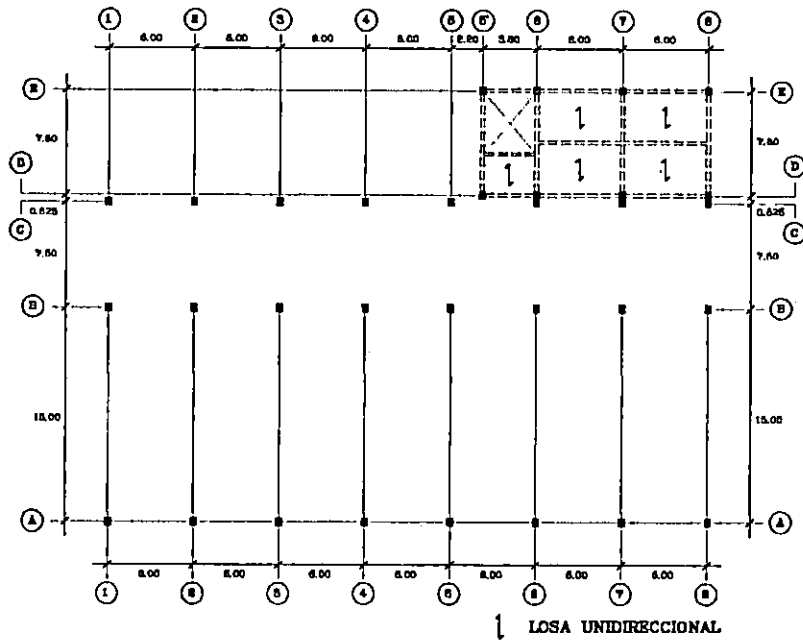
El modulo A, el cual será evaluado, tiene forma rectangular, con un ancho de 22.50 m. y largo de 42.00 metros, y alberga la zona de bodegas formada por una estructura metálica de techos.

El modulo B, con un sótano y dos entrepisos, mas el techo, tiene forma rectangular, con un ancho de 7.50 m. y largo de 15.80 m.

El módulo A, en elevación esta formado por tres niveles, los dos primeros con una altura de piso terminado de 3.85 m., tienen un sistema de losa prefabricada cargando en una dirección. El nivel de techo, con una altura en columnas de 3.40 m., esta formado por un sistema de estructura metálica, la cual da soporte a la cubierta de lamina de fibrocemento. Al nivel del segundo entrepiso se encuentra la estructura metálica que alberga la zona anexa de bodegas (ver figura 4.B1), con una altura en cumbrera de 2.90 m.

El sistema de fundación empleado, es a base de zapatas aisladas. El sistema estructural empleado es a base de marcos de concreto reforzado los cuales dan soporte y rigidez al cuerpo del edificio ante cargas gravitacionales y cargas laterales actuando en ambas direcciones, para una condición de sismo.

FIGURA 4.B1  
 LABORATORIO DE MECÁNICA  
 NIVEL 0+3.15 MT



NIVEL 0+7.00 MT

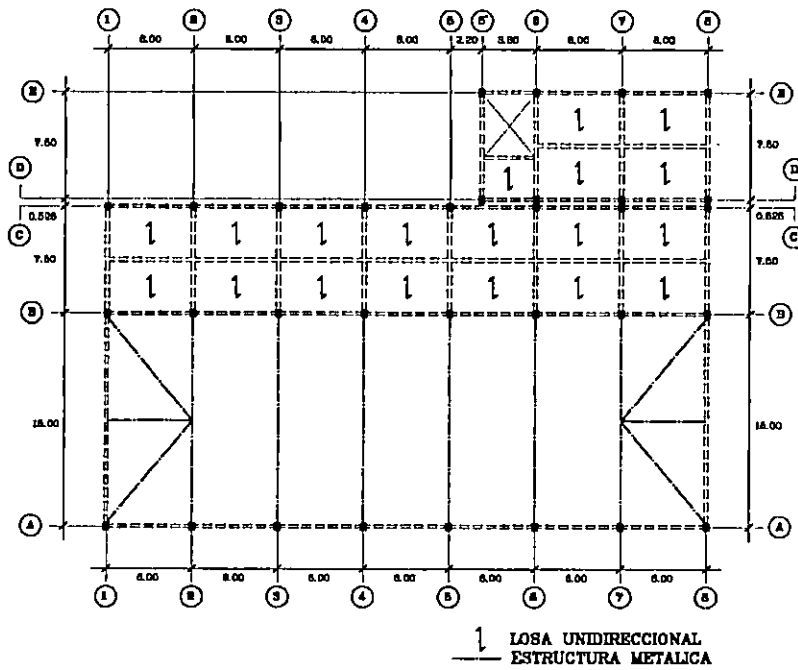
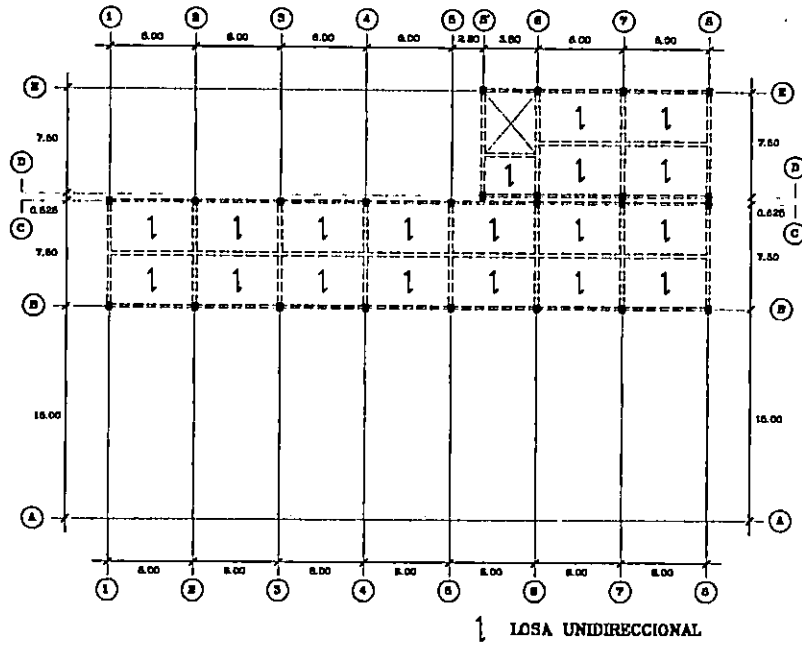
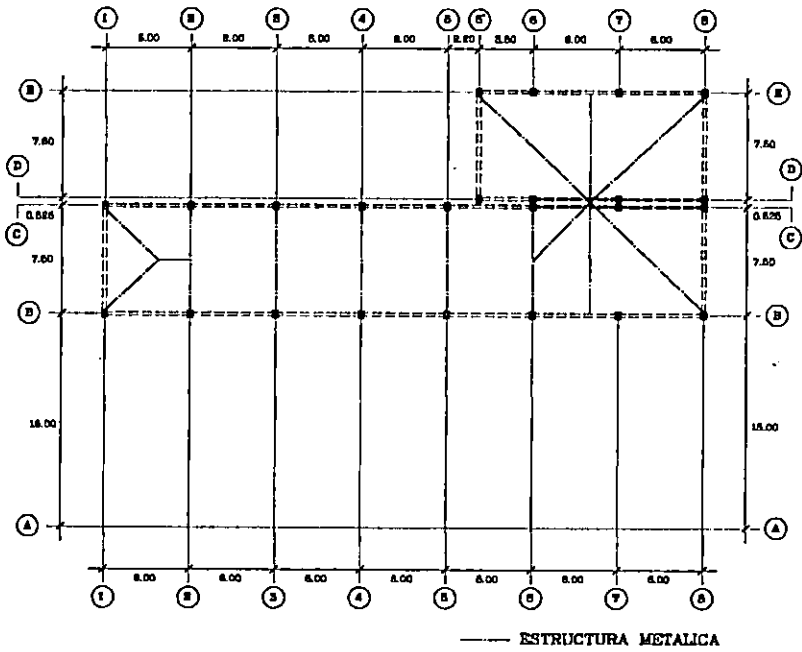


FIGURA 4.B1 (cont.)  
LABORATORIO DE MECÁNICA  
NIVEL 0+10.85 MT



PLANTA DE CUBIERTAS



### 4.3.2 Descripción de daños estructurales debido al terremoto de 1986

Este edificio sufrió daños en el terremoto de 1986, y fue clasificado con bandera color amarillo (para edificios moderadamente dañados, que tendrían acceso limitado, los elementos requerirían reparación de daños menores), por la Comisión de Emergencia, de aquella época, integrada por catedráticos de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de El Salvador.

Los mayores daños presentados en los elementos estructurales se listan a continuación<sup>24</sup>:

- Aplastamiento de la junta de dilatación o junta antisísmica, de 2.50 cm, ubicada entre los módulos A y B, separando a las columnas de los ejes C y D (ver figura 4.B1). El principal daño se dio por el choque de los dos cuerpos durante el sismo que provocó el aplastamiento de la junta en los tres niveles, produciendo grietas en las columnas.
- El techo en el ala poniente del modulo A, fallaron las vigas metálicas por deflexión, debido a la gran distancia entre apoyos lo que ocasionó la deformación de la misma y como consecuencia la caída total del cielo falso, el primero necesitó luego de apuntalamiento.
- Múltiples grietas en paredes de relleno ocasionadas por la flexión inducida por las columnas, debido a una junta de dilatación inadecuada entre las paredes y las columnas.
- Daño moderado en la zona de nudos de los ejes B y C, en los entrepisos segundo y tercero, grietas en vigas, debido a la plastificación del acero de refuerzo longitudinal, se evaluó que se necesitaba de una reparación inmediata.

Daños posteriores al terremoto de 1986 fueron ocasionados por impactos de arma de fuego, en el mes de Noviembre de 1989 por enfrentamientos armados, los cuales no interesan a la investigación. Una reparación en los últimos años permitió el funcionamiento casi normal del edificio.

#### **4.3.3 Resistencia de los materiales**

El concreto empleado de peso volumétrico normal y con una resistencia a los 28 días de 210 kg/cm<sup>2</sup>. El acero de refuerzo con un  $f_y=2800$  kg/cm<sup>2</sup> para todas las varillas<sup>9</sup>.

#### **4.3.4 Cargas empleadas para el diseño y la evaluación de vulnerabilidad**

Las cargas muertas y vivas utilizadas para la verificación del diseño y el análisis de colapso se listan a continuación.

##### **Cargas Muertas**

- Peso volumétrico del concreto	2400 kg/m <sup>3</sup>
- Peso volumétrico del acero	7850 kg/m <sup>3</sup>
- Peso de losa prefabricada	300 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de piso	120 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de lamina de fibrocemento	15 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de polines	5 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de cielo falso e instalaciones	40 kg/m <sup>2</sup>

### Cargas Vivas

- Carga viva de entrepiso gravitacional	350 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de entrepiso por sismo	250 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de techo gravitacional	20 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de techo por sismo (cubierta de lamina)	0 kg/m <sup>2</sup>

### 4.3.5 Criterios empleados para el diseño y el análisis de vulnerabilidad

Una serie de criterios se han utilizado para el diseño y el análisis de vulnerabilidad, los cuales aplican a los indicados para el edificio A, sin embargo algunas variantes se listan a continuación.

- Para el cálculo de las acciones sísmicas, se ha utilizado la Norma Técnica de Diseño por Sismo de 1994, el cálculo del coeficiente sísmico se describe a continuación:

Coeficiente sísmico.

$$C_s = A * I * C_o / R * (T_o / T) ^ ( 2 / 3 )$$

- A, Factor de zona sísmica = 0.40, para zona I
- I, Importancia de la estructura = 1.2, para el grupo 2 que incluye instituciones universitarias
- Co y To, Coeficiente de sitio Co = 2.75 y To = 0.5, para suelo tipo S2
- R, Factor de modificación de respuesta R=7, para el sistema A que incluye marcos de concreto con detallado ordinario

- T, Período natural de vibración = 0.47 segundos (según modelo tridimensional elaborado en el programa ETABS)

$$T_o / T = 0.50 / 0.47 = 1.06 \text{ utilizar } 1.0$$

$$C_s = 0.4 * 1.2 * 2.75 / 7 * 1.0 = 0.1886$$

- La ubicación de columnas, vigas y disposición de los sistemas de losas, así como sus dimensiones, han sido tomados de los planos estructurales y arquitectónicos.
- Para el análisis de los índices de resistencia y el análisis de colapso, se escogieron los marcos ejes C y eje 1 (ver figura 4.B2, para las secciones de vigas y columnas y sus armados), el primero por ser uno de los más cargados y por presentar un número mayor de claros, también se consideró que la inercia menor de las columnas se encontraba en esta dirección, además, de haber sido uno de los que mayor daños presentó en el terremoto de 1986; el segundo por ser el único en la dirección Y, que formaba marco con las columnas del eje A (ver figura 4.B1).

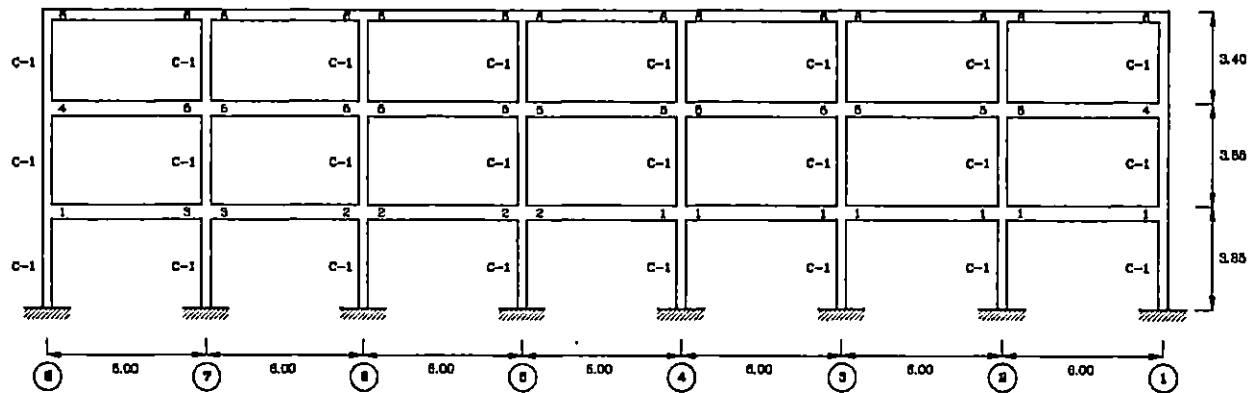
#### **4.3.6 Evaluación de los índices de vulnerabilidad sísmica**

##### **I1. Índice de Ubicación**

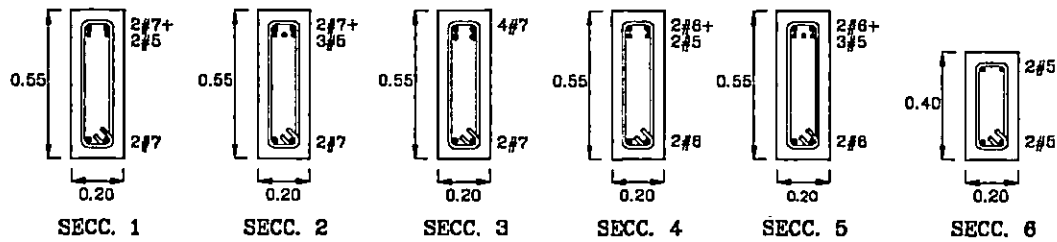
El Índice por Zonificación Sísmica se propone como la determinación de dos parámetros que involucran la zona sísmica correspondiente y la proximidad de edificios colindantes.



FIGURA 4.B2  
SECCIONES DE MARCO EJE 'C'



SECCIONES DE VIGAS



SECCIONES 1 A LA 6, ESTRIBO #3 @ 0.15

SECCIONES DE COLUMNA

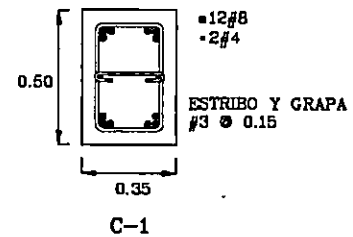
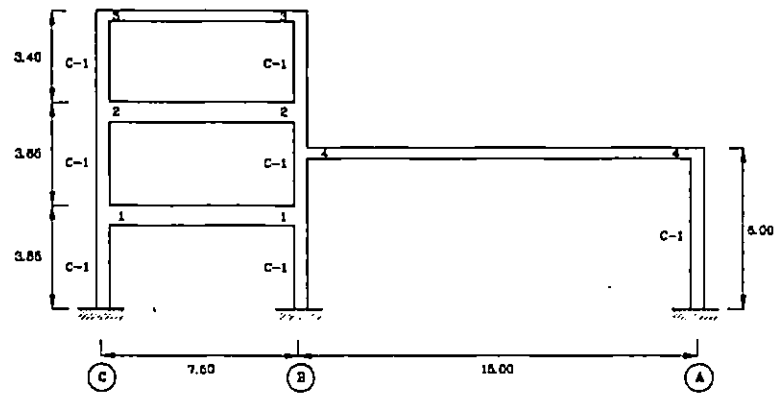
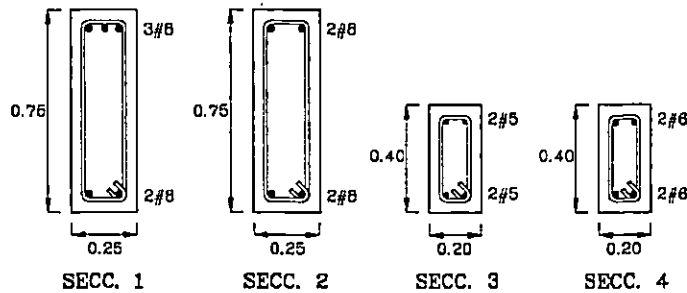


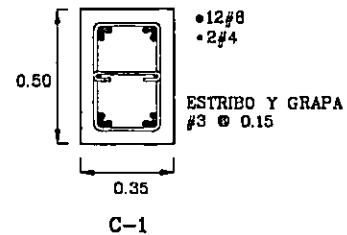
FIGURA 4.B2 (cont.)  
SECCIONES DE MARCO EJE '1'



SECCIONES DE VIGAS



SECCIONES DE COLUMNA



SECCIONES 1 A LA 2, ESTRIBO #3 @ 0.18  
SECCIONES 3 A LA 4, ESTRIBO #3 @ 0.15

Se encuentra en la zona I, por lo que le corresponde un valor de zona sísmica de 1.00  
 Índice por entorno físico, el edificio no presenta edificaciones colindantes, lo que le  
 corresponde un valor de 0.

Índice por entorno físico, el edificio presenta una edificación colindante, con una junta  
 de 2.50 cm, y ambos edificios con una altura de 11.10 mt, por lo que:

$$s/H = 2.5 / 1110 * 100 = 0.23$$

$$sr = (0.015 * 1110) / (0.015 * 1110) = 1.0$$

Ya que  $s/H < sr$ , presenta un nivel alto y le corresponde un valor de 1.00

$$\text{Índice de Ubicación} = (1.0 + 1.0) / 2$$

$$\text{Índice de Ubicación} = 1.0$$

## 12. Índice del sistema estructural

Se han considerado las acciones de flexión y corte en vigas y columnas, por ser las  
 más representativas.

La estructura se evaluará según la información en los planos con la NTDS de 1994,  
 antes de ser afectada por el terremoto de 1986; considerando su tiempo de construida  
 y tomando en cuenta que fue afectada por el sismo de 1982, se considerarán los  
 siguientes factores:

Coefficiente de reducción por "Resistencia por calidad del diseño y la construcción"  $\phi_c = 0.9$

Coefficiente de reducción por "Estado de la estructura"  $\phi_e = 0.7$

### Resultados para los marcos eje "C" y eje "1"

Se analizaron las condiciones de gravedad y las condiciones más desfavorables de las combinaciones de gravedad y sismo, para formar con estas últimas una envolvente de valores máximos. Las acciones internas de flexión y corte se presentan en la figura 4.B3.

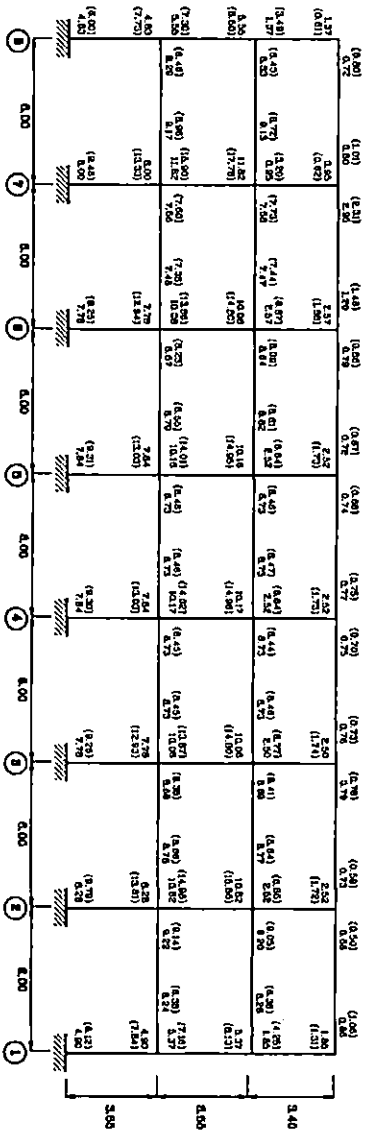
Para cada elemento de viga y columna de cada entrepiso, se cálculo su índice de resistencia por flexión y corte, definidos como el cociente de la acción de momentos y cortantes en cada elemento del marco entre la resistencia respectiva de la sección, afectada por los coeficientes de reducción de resistencia y estado de la estructura, ver figura 4.B4, y se cálculo el promedio de los índices para vigas y columnas por entrepiso, obteniendo los siguientes resultados:

#### MARCO EJE "C"

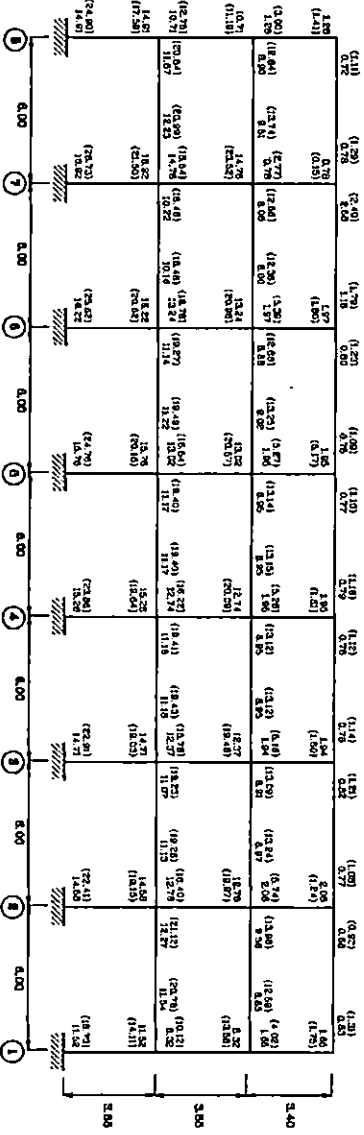
Tabla 4.B1 Condición: gravedad

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 3.85	0.94	0.79	0.80	0.60	0.78
NIVEL 0 + 7.70	1.05	0.79	1.03	0.77	0.91
NIVEL 0 + 11.10	0.45	0.12	0.28	0.17	0.26

FIGURA 4.B3  
ACCIONES INTERNAS, MARCO EJE "C"

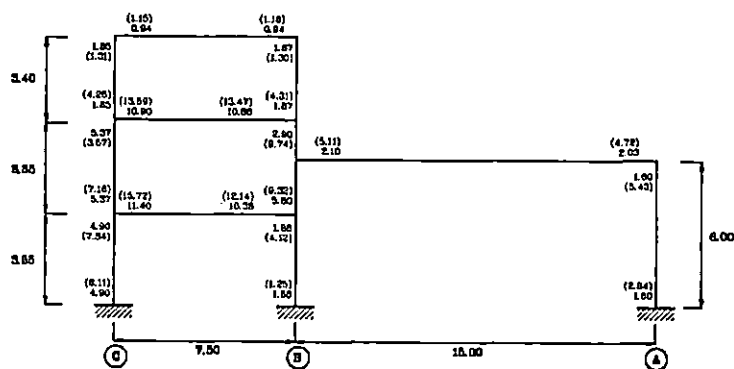


ENVOLVENTE DE CORTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)  
CONDICION: GRAV  
UNIDADES: TON. Y M.



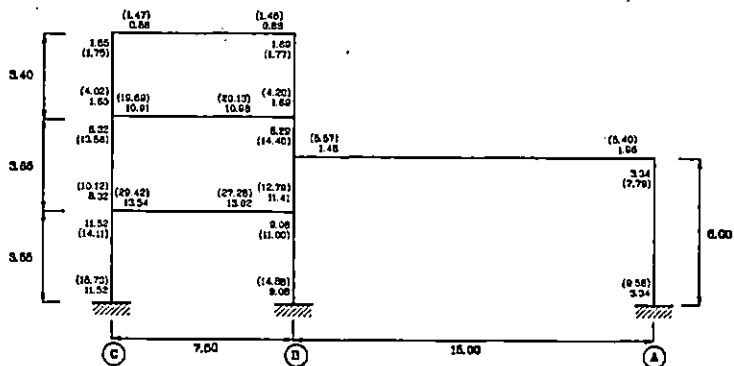
ENVOLVENTE DE CORTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)  
CONDICION: ENLAD  
UNIDADES: TON. Y M.

**FIGURA 4.B3 (cont.)  
ACCIONES INTERNAS, MARCO EJE "1"**



ENVOLVENTE DE CORTANTES Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)

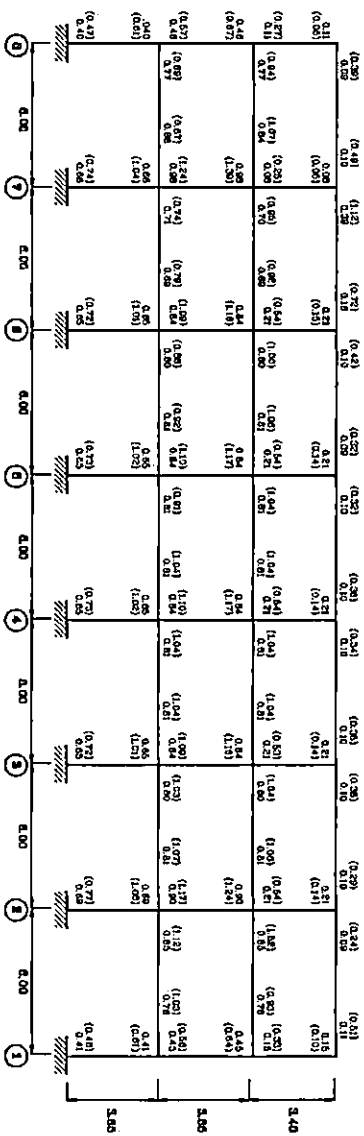
CONDICION: GRAV.  
UNIDADES: Ton. Y M.



ENVOLVENTE DE CORTANTES Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)

CONDICION: SISMO  
UNIDADES: Ton. Y M.

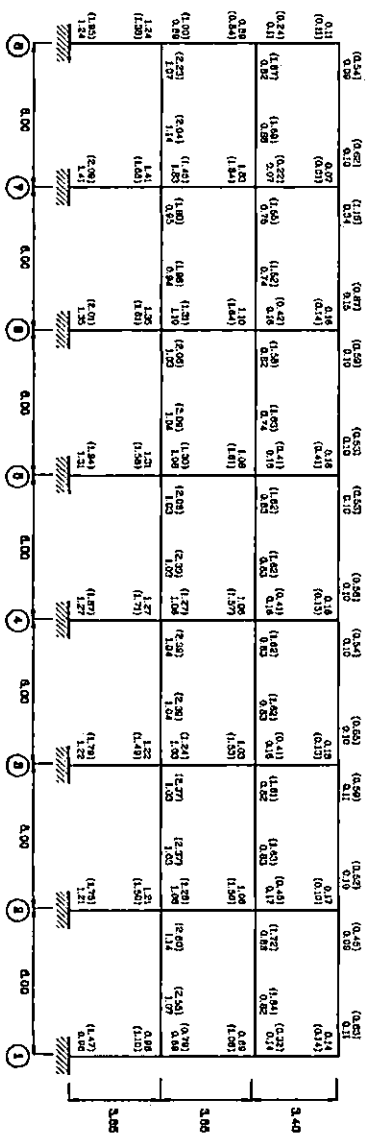
FIGURA 4.B4  
INDICES DE RESISTENCIA, MARCO EJE "C"



INDICES DE RESISTENCIA  
PROPORCIONADOS POR EXPERIENCIA

NIVEL	VALOR	COLUMNAS
0 + 3.66	0.79	0.80
0 + 7.70	0.79	0.77
0 + 11.10	0.48	0.47

ENVOLVENTE DE COMPRESIONES  
Y MOMENTOS (SENTE PARÉNTESIS)  
CONDICION: DEAD.

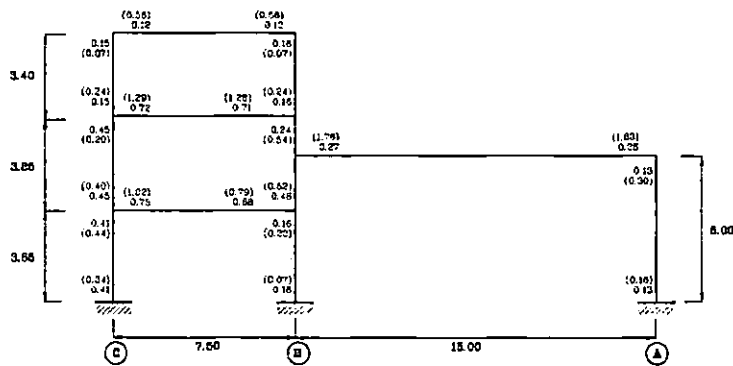


INDICES DE RESISTENCIA  
PROPORCIONADOS POR EXPERIENCIA

NIVEL	VALOR	COLUMNAS
0 + 3.66	1.04	1.05
0 + 7.70	0.82	1.02
0 + 11.10	0.82	0.14

ENVOLVENTE DE COMPRESIONES  
Y MOMENTOS (SENTE PARÉNTESIS)  
CONDICION: DEAD

**FIGURA 4.B4 (cont.)  
INDICES DE RESISTENCIA, MARCO EJE "1"**

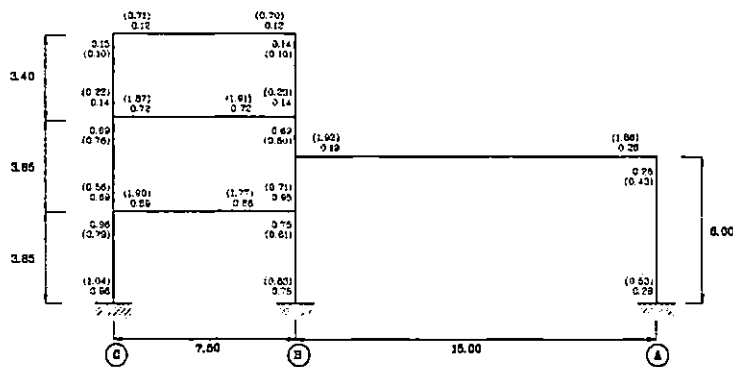


**INDICES DE RESISTENCIA  
PROMEDIOS POR ENTREPISO**

NIVEL	VIGAS		COLUMNAS	
	CORTE	FLEXION	CORTE	FLEXION
0 + 3.65	0.72	0.91	0.25	0.25
0 + 7.70	0.49	1.49	0.39	0.39
0 + 11.10	0.12	0.56	0.16	0.16

ENVOLVENTE DE CORTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)

CONDICION: GRAV.



**INDICES DE RESISTENCIA  
PROMEDIOS POR ENTREPISO**

NIVEL	VIGAS		COLUMNAS	
	CORTE	FLEXION	CORTE	FLEXION
0 + 3.65	0.68	1.64	0.66	0.76
0 + 7.70	0.47	1.89	0.66	0.83
0 + 11.10	0.12	0.71	0.14	0.16

ENVOLVENTE DE CORTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)

CONDICION: SISMO



Tabla 4.B2 Condición: Envolvente de gravedad y sismo combinados

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 3.85	2.24	1.04	1.89	1.25	1.61
NIVEL 0 + 7.70	1.65	0.82	1.33	1.02	1.21
NIVEL 0 + 11.10	0.62	0.12	0.25	0.14	1.13

MARCO EJE "1"

Tabla 4.B3 Condición: gravedad

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 3.85	0.91	0.72	0.25	0.28	0.54
NIVEL 0 + 7.70	1.49	0.49	0.39	0.35	0.68
NIVEL 0 + 11.10	0.56	0.12	0.16	0.16	0.25

Tabla 4.B4 Condición: Envolvente de gravedad y sismo combinados

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 3.85	1.84	0.88	0.76	0.66	1.04
NIVEL 0 + 7.70	1.89	0.47	0.65	0.66	0.92
NIVEL 0 + 11.10	0.71	0.12	0.16	0.14	0.28

Como se puede apreciar, para la condición de gravedad los índices se aproximan a la unidad y son sobrepasados para la condición de sismo, lo que indica que los armados y dimensiones de los elementos estructurales no resisten las fuerzas sísmicas calculadas con la NTDS.

Para formar un valor único que represente al Índice de Resistencia, se considerará las acciones de sismo por ser las mas desfavorables.

Índice de resistencia por entrepiso

$$\text{Nivel } 0 + 3.85, = ( 1.61 + 1.04 ) / 2 = 1.33$$

$$\text{Nivel } 0 + 7.70, = ( 1.21 + 0.92 ) / 2 = 1.07$$

$$\text{Nivel } 0 + 11.55, = ( 1.13 + 0.28 ) / 2 = 0.71$$

### **13. Índice de tipo de cimentación**

De los planos estructurales se observa un desplante en las zapatas de 1.50 metros y a falta de un estudio de suelos completo se asumirá una velocidad de onda de cortante de 128 m/seg., según observaciones de campo para un limo arenoso café oscuro compacto, según tabla 3.5, calculando el período del suelo se tiene:

$$T = 4 * 1.50 / 128 = 0.047 \text{ seg}$$

Un valor muy próximo al valor de 0.06 seg., recomendado por la tabla 3.5; calculando el índice de tipo de cimentación se tiene:

$$\text{Índice de cimentación} = 1 - ( 0.47 - 0.047 ) / 0.47 = 0.10$$

#### 14. Índice de configuración estructural en planta

De los resultados del programa ETABS se obtuvieron los siguientes resultados de la ubicación de los centros de masas y rigideces:

Tabla 4.B5 Centros de masas y rigideces

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	DATOS			
	CENTRO DE MASAS		CENTRO DE RIGIDECES	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
NIVEL 0 + 3.85	20.95	17.33	21.00	13.12
NIVEL 0 + 7.70	20.94	18.66	21.00	17.95
NIVEL 0 + 11.10	21.00	18.75	21.03	18.75

Encontrando las relaciones de excentricidades, entre los centros de masas y rigideces, y los anchos correspondientes del edificio, obtenemos:

Tabla 4.B6 Relaciones de excentricidades y anchos

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	Datos			
	Bx (m)	By (m)	ex / Bx (%)	ey / By (%)
NIVEL 0 + 3.55	42.00	22.50	0.12	18.71
NIVEL 0 + 7.70	42.00	7.50	0.14	9.47
NIVEL 0 + 11.10	42.00	7.50	0.07	0.00

Para los dos últimos niveles la variación entre las excentricidades de los centros de masas y rigideces no exceden el 10%, por lo que se encuentran en un nivel bajo, sin embargo, para el primer nivel la variación es del 18.71% considerándose en un nivel intermedio.

Índice de configuración estructural en planta

Nivel 0 + 3.55, = 0.89

Niveles 0 + 7.70 y 0 + 11.55, = 0.80

#### 15. Índice de configuración estructural en elevación

Las dimensiones de las columnas permanecen constantes en todo el edificio, por lo que se puede despreciar el que exista entrepisos con diferentes rigidez en el edificio.

Además, se evalúan los siguientes parámetros:

Tabla 4.B7 Variación en elevación y relación de lados del edificio

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	VARIACIÓN DE AREAS			RELACIÓN ENTRE LADOS DEL EDIFICIO		
	Área de Piso Inferior (m <sup>2</sup> )	Área de Piso Superior (m <sup>2</sup> )	Variación (%)	LADO LARGO (m)	LADO CORTO (m)	RELACIÓN
NIVEL 0 + 3.85 al NIVEL 0 + 7.70	945.00	315.00	33.33	42.00	22.50	1.87
NIVEL 0 + 7.70 al NIVEL 0 + 11.10	315.00	315.00	0.00	42.00	7.50	5.60

Debido a las irregularidades presentadas en el edificio, se le calificará con un nivel alto de vulnerabilidad.

Índice de configuración estructural en elevación = 1.00

### 16. Índice de ductilidad

Para los marcos estudiados se pueden apreciar en las gráficas 4.B1 y 4.B2, la relación y tendencia que guardan el valor del factor ALFA y la ductilidad de desplazamientos.

Tabla 4.B8 Factor ALFA y ductilidad de desplazamientos.

MARCO EJE "C"				MARCO EJE "1"			
Primer Rótula plástica		Última Rótula Plástica		Primer Rótula plástica		Última Rótula Plástica	
Factor ALFA	Ductilidad	Factor ALFA	Ductilidad	Factor ALFA	Ductilidad	Factor ALFA	Ductilidad
0.83	1.00	1.79	10.07	0.96	1.00	1.36	2.83

Ductilidad promedio =  $( 10.07 + 2.83 ) / 2 = 6.45$

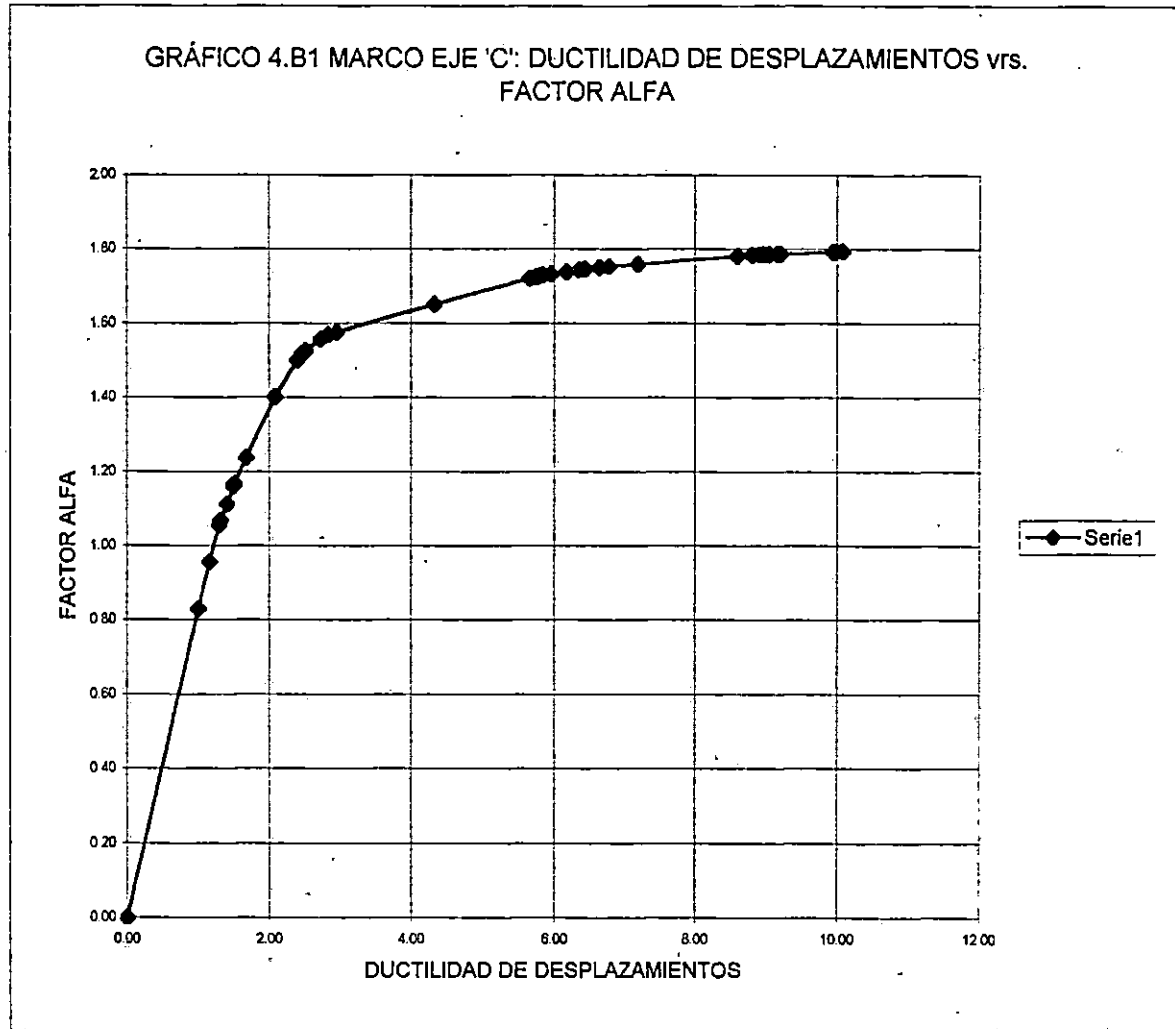
Índice de ductilidad = 0.4

### 17. Índice de relaciones geométricas en elementos estructurales

Los parámetros que se evaluarán se describieron en este mismo índice, para el edificio

A, los resultados para el marco eje C, son:

MARCO EJE 'C'		
No Rotula	Ductilidad	ALFA
0	0.00	0.00
1	1.00	0.83
2	1.16	0.96
3	1.30	1.05
4	1.30	1.06
5	1.30	1.06
6	1.30	1.06
7	1.32	1.07
8	1.40	1.11
9	1.50	1.16
10	1.51	1.16
11	1.51	1.16
12	1.51	1.16
13	1.51	1.17
14	1.68	1.24
15	2.09	1.40
16	2.09	1.40
17	2.09	1.40
18	2.39	1.50
19	2.46	1.52
20	2.46	1.52
21	2.46	1.52
22	2.51	1.53
23	2.51	1.53
24	2.73	1.56
25	2.83	1.57
26	2.95	1.58
27	4.32	1.65
28	5.66	1.72
29	5.75	1.73
30	5.75	1.73
31	5.79	1.73
32	5.84	1.73
33	5.96	1.73
34	6.17	1.74
35	6.35	1.74
36	6.43	1.75
37	6.44	1.75
38	6.64	1.75
39	6.77	1.75
40	7.19	1.76
41	8.59	1.78
42	8.80	1.78
43	8.90	1.79
44	8.93	1.79
45	8.94	1.79
46	8.96	1.79
47	9.04	1.79
48	9.15	1.79
49	9.20	1.79
50	9.94	1.79
51	9.97	1.79
52	10.07	1.79



### MARCO EJE '1'

No Rótula	Ductilidad	ALFA
0	0.00	0.00
1	1.00	0.96
2	1.04	0.99
3	1.51	1.22
4	1.51	1.22
5	1.57	1.24
6	1.60	1.25
7	1.62	1.25
8	2.00	1.29
9	2.77	1.36
10	2.80	1.36
11	2.83	1.36

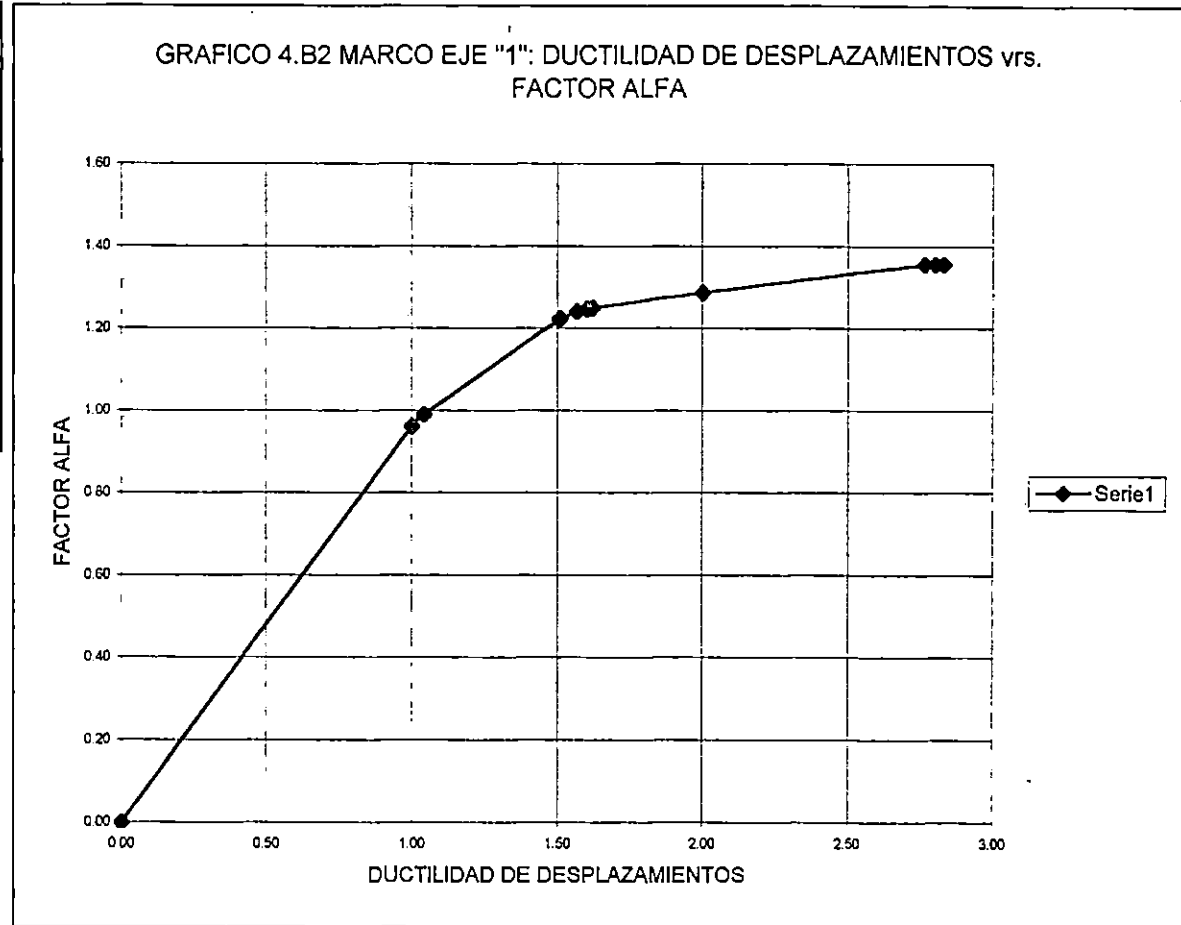


Tabla 4.B9 Relaciones geométricas en elementos estructurales, Marco Eje 'C'

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	VIGAS								COLUMNAS		
	$l_n$ (cm)	$bw \times h$ (cm)	$l_n/bw \leq 25$	$l_n^*h / bw^2 \leq 100$	$Bw \leq 3/4h$	$bw/h > 0.30$	$bw \geq 25$ cm	$l_n/h > 4$	$c1 \times c2$ (cm)	$c1 \geq 30$ cm	$c1/c2 > 0.40$
NIVEL 0 + 3.85	565.0	20.0 x 55.0	28.25 *	77.69	41.25	0.36	20.0 *	10.28	35.0 x 50.0	35.0	0.70
NIVEL 0 + 7.70	565.0	20.0 x 55.0	28.25 *	77.69	41.25	0.36	20.0 *	10.28	35.0 x 50.0	35.0	0.70
NIVEL 0 + 11.10	565.0	20.0 x 40.0	28.25 *	56.50	30.00	0.50	20.0 *	14.13	35.0 x 50.0	35.0	0.70

Tabla 4.B10 Relaciones geométricas en elementos estructurales, Marco Eje '1'

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	VIGAS								COLUMNAS		
	$l_n$ (cm)	$bw \times h$ (cm)	$l_n/bw \leq 25$	$l_n^*h / bw^2 \leq 100$	$bw \leq 3/4h$	$bw/h > 0.30$	$Bw \geq 25$ cm	$l_n/h > 4$	$C1 \times c2$ (cm)	$c1 \geq 30$ cm	$c1/c2 > 0.40$
NIVEL 0 + 3.85	700	25.0 x 75.0	28.00 *	84.00	56.25	0.33	25.0	9.33	35.0 x 50.0	35.0	0.70
NIVEL 0 + 7.70	700.0	25.0 x 75.0	28.00 *	84.00	56.25	0.33	25.0	9.33	35.0 x 50.0	35.0	0.70
NIVEL 0 + 11.10	700.0	20.0 x 40.0	35.00 *	44.80	30.00	0.50	20.0 *	17.5	35.0 x 50.0	35.0	0.70

\*: elemento no cumple la relación geométrica.



Para los tres niveles no se cumplen en totalidad las relaciones geométricas, por lo que el índice tendrá el siguiente valor, para cada marco:

Marco Eje C

$$\text{Nivel } 0 + 3.85, 0 + 7.70, 0 + 11.10, = 2 / 8 = 0.25$$

Marco Eje 1

$$\text{Nivel } 0 + 3.85, 0 + 7.70, = 1 / 8 = 0.125$$

$$\text{Nivel } 0 + 3.85, 0 + 11.10, = 2 / 8 = 0.25$$

$$\text{Índice de geometría} = ( 0.125 + 0.25 ) / 2 = 0.1875$$

$$\text{Índice global de relaciones geométricas} = ( 0.25 + 0.1875 ) / 2$$

$$\text{Índice global de relaciones geométricas} = 0.22$$

### **18. Índice de período de vibración**

Para este caso se tomará el período real inicial de la estructura, y el posible período de colapso, el cual se evaluará mediante las ecuaciones propuestas para este índice, de lo que se obtiene:

$$\text{Período real inicial} = 0.47 \text{ seg.}$$

$$\text{Período de colapso, para 3 niveles} = 1.401 * 3 ^{0.65} = 2.86 \text{ seg}$$

$$\text{Índice de periodo} = 1 - ( 2.86 - 0.47 ) / 2.86 = 0.16$$

### 19. Índice de funcionalidad

Tomando en cuenta las combinaciones de sismos mas desfavorables, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 4.B11 Desplazamientos actuantes y admisibles por entrepiso

NIVEL DE ENTREPISO (m.)	MARCO EJE "C"					MARCO EJE "1"				
	Desplaz Actuante (cm)	Deriva Actuante (cm) (A)	Deriva Admisible (cm) (B)	Factor Cd	(A) / (B) * Cd	Desplaz actuante (cm)	Deriva Actuante (cm) (A)	Deriva Admisible (cm) (B)	Factor Cd	(A) / (B) * Cd
NIVEL 0 + 3.85	0.925	0.925	5.775	6	0.961	0.263	0.263	5.775	6	0.273
NIVEL 0 + 7.70	1.751	0.826	5.775	6	0.858	0.497	0.234	5.775	6	0.243
NIVEL 0 + 11.10	1.930	0.179	5.100	6	0.211	0.555	0.058	5.100	6	0.068

Índice de funcionalidad por entrepiso

Para el nivel 0 + 3.85, =  $(0.961 + 0.273) / 2 = 0.617$

Para el nivel 0 + 7.70, =  $(0.858 + 0.243) / 2 = 0.551$

Para el nivel 0 + 11.55, =  $(0.211 + 0.068) / 2 = 0.140$

### 110. Índice de rotulación plástica

De la figura 4.B5, puede observarse el mapa de rótulas plásticas actuantes en los marcos ejes "C" y "1", del que obtenemos:

Tabla 4.B12 Rotulas actuantes y posibles

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	MARCO EJE "C"				MARCO EJE "1"			
	VIGAS		COLUMNAS		VIGAS		COLUMNAS	
	Actuantes	Posibles	Actuantes	Posibles	Actuantes	Posibles	Actuantes	Posibles
NIVEL 0 + 3.85	14	14	8	16	2	2	3	5
NIVEL 0 + 7.70	14	14	8	16	4	4	0	5
NIVEL 0 + 11.10	12	14	0	16	2	2	0	4
TOTAL	40	42	16	48	8	8	3	14

Indice de rotulación plástica por marco

Marco eje "C"

$$\text{Nivel } 0 + 3.85, = (14 + 8) / (14 + 16) = 0.73$$

$$\text{Nivel } 0 + 7.70, = (14 + 8) / (14 + 16) = 0.73$$

$$\text{Nivel } 0 + 11.10, = (12 + 0) / (14 + 16) = 0.40$$

Marco eje "1"

$$\text{Nivel } 0 + 3.85, = (2 + 3) / (2 + 5) = 0.71$$

$$\text{Nivel } 0 + 7.70, = (4 + 0) / (4 + 5) = 0.44$$

$$\text{Nivel } 0 + 11.10, = (2 + 0) / (2 + 4) = 0.33$$

Indice de rotulación por entrepiso

$$\text{Nivel } 0 + 3.85, = (0.73 + 0.71) / 2 = 0.72$$

$$\text{Nivel } 0 + 7.70, = (0.73 + 0.44) / 2 = 0.59$$

$$\text{Nivel } 0 + 11.10, = (0.44 + 0.33) / 2 = 0.37$$

FIGURA 4.B5  
 MAPA DE ROTULAS PLASTICAS  
 MARCO EJE 'C'

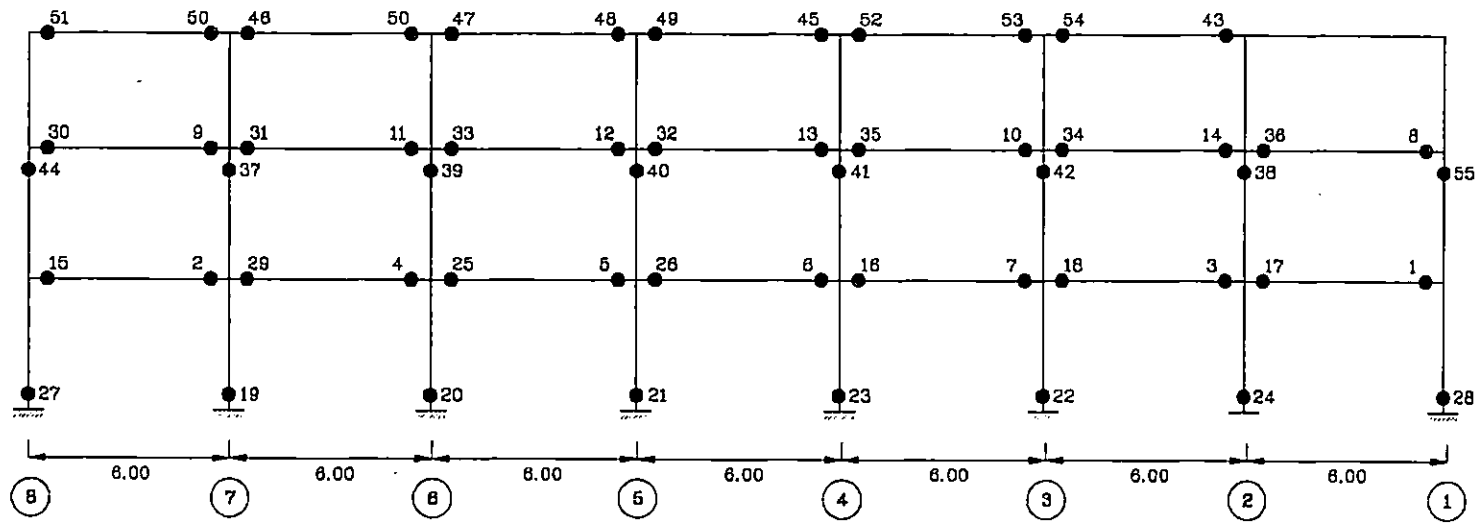
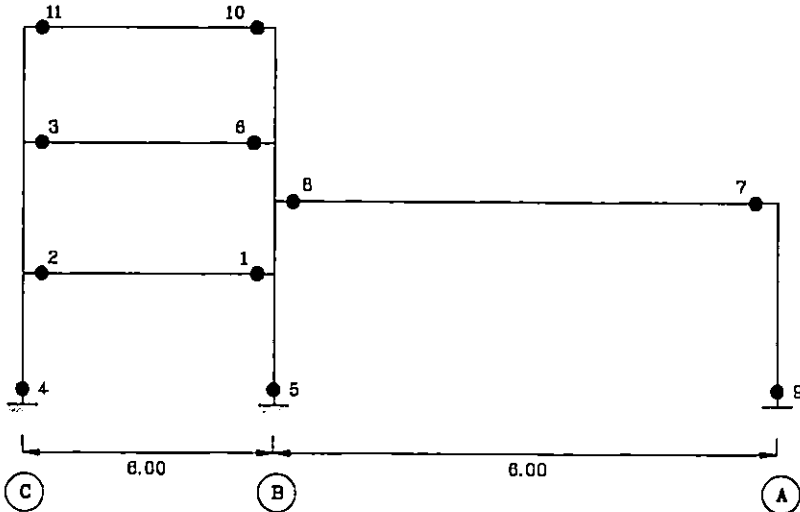


FIGURA 4.B5 (cont.)  
MAPA DE ROTULAS PLASTICAS  
MARCO EJE '1'



### Clasificación de la vulnerabilidad global del edificio B

Tabla 4.B13 Vulnerabilidad por cada índice y entrepiso.

INDICES DE EVALUACIÓN	VULNERABILIDAD POR ENTREPISOS		
	NIVEL 0 + 3.85	NIVEL 0 + 7.70	NIVEL 0 + 11.55
I1. Ubicación	1.00	1.00	1.00
I2. Estado del Sistema Estructural	1.33	1.07	0.71
I3. Tipo de Cimentación	0.10	0.10	0.10
I4. Configuración Estructural en Planta	0.89	0.80	0.80
I5. Configuración Estructural en Elevación	1.00	1.00	1.00
I6. Ductilidad	0.40	0.40	0.40
I7. Relaciones Geométricas en Elementos Estructurales	0.25	0.25	0.25
I8. Periodo de Vibración	0.16	0.16	0.16
I9. Funcionalidad	0.62	0.55	0.14
I10. Rotulación Plástica	0.72	0.59	0.37

$$\text{ALFA para 3 niveles} = 1.553 + 0.005 * 3 = 1.57$$

$$\text{ALFA real promedio} = ( 1.79 + 1.36 ) / 2 = 1.58$$

$$\text{Indice de carga, IC} = 1 - ( 1.57 - 1.58 ) / 1.57 = 1.01$$

### Vulnerabilidad por piso

$$\text{Nivel 0 + 3.85,} = [ 1.01 * ( 1.33 + 0.40 + 0.16 + 0.62 + 0.72 ) + ( 1.00 + 0.10 + 0.89 + 1.00 + 0.25 ) ] / 10 = 0.65$$

$$\text{Nivel 0 + 7.70,} = [ 1.01 * ( 1.07 + 0.40 + 0.16 + 0.55 + 0.59 ) + ( 1.00 + 0.10 + 0.80 + 1.00 + 0.25 ) ] / 10 = 0.59$$

$$\text{Nivel 0 + 11.10,} = [ 1.01 * ( 0.71 + 0.40 + 0.16 + 0.14 + 0.37 ) + ( 1.00 + 0.10 + 0.80 + 1.00 + 0.25 ) ] / 10 = 0.49$$

### Vulnerabilidad Global del Edificio (VGE)

$$\text{VGE} = (0.65 + 0.59 + 0.49) / 3 = 0.58$$

$$\text{VGE} = 0.58$$

### Vulnerabilidad acumulada por piso (%)

$$\text{Nivel 0 + 11.10,} = (1 / 3) * 0.49 / 0.58 * 100 = 28.16\%$$

$$\text{Nivel 0 + 7.70,} = (1 / 3) * (0.49 + 0.59) / 0.58 * 100 = 62.07\%$$

$$\text{Nivel 0 + 3.85,} = (1 / 3) * (0.49 + 0.59 + 0.65) / 0.58 * 100 = 100\%$$

Para esta VGE, se tendría un nivel de daños grado 3, es decir:

Daño sustancial a daño fuerte (daño estructural moderado, daño no estructural fuerte)

Fisuras en pilares con desprendimiento de trozos de hormigón; fisuras en vigas.

**4.4 Evaluación de vulnerabilidad sísmica para el  
edificio de acero  
“EDIFICIO C”**



#### **4.4.1 Descripción de la estructura**

El siguiente modelo de edificio ha sido diseñado con la NTDS de 1994, su uso y destino será de tipo comercial, en este documento se denominará como edificio "C".

La estructura tiene forma trapezoidal sus lados de 18.00 y 15.65 m., y largo de 24.80 m., ver figura 4.C1.

En elevación esta formado por tres niveles, los dos primeros con una altura de entepiso de 4.20 m. y 3.60 m., tiene un sistema de entepiso de losa prefabricada unidireccional. El nivel de techo, con una altura de entepiso de 3.40 m., esta formado por un sistema de estructura metálica, ver figura 4.C1.

El sistema de fundación empleado, es a base de zapatas aisladas. El sistema estructural empleado es a base de marcos metálicos con perfiles laminados de alma llena, los cuales dan soporte y rigidez al cuerpo del edificio ante cargas gravitacionales y cargas laterales actuando en ambas direcciones, para la condición de sismo.

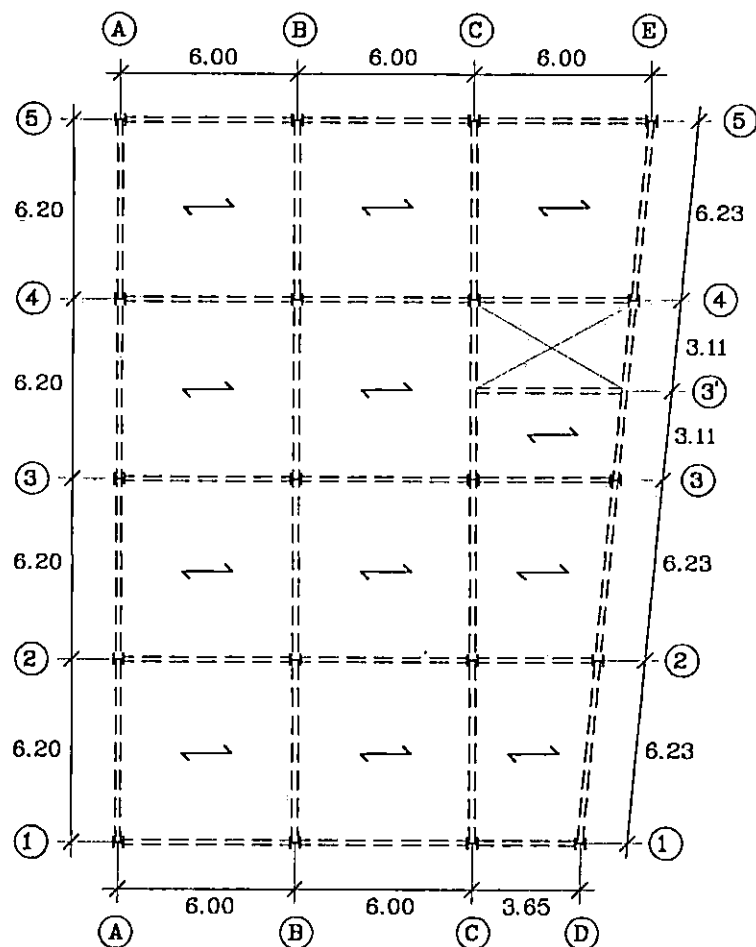
#### **4.4.2 Resistencia de los materiales**

El tipo de acero de grado estructural designación A36 ( $f_y=2520 \text{ Kg/cm}^2$ ).

#### **4.4.3 Cargas empleadas para el diseño y la evaluación de vulnerabilidad**

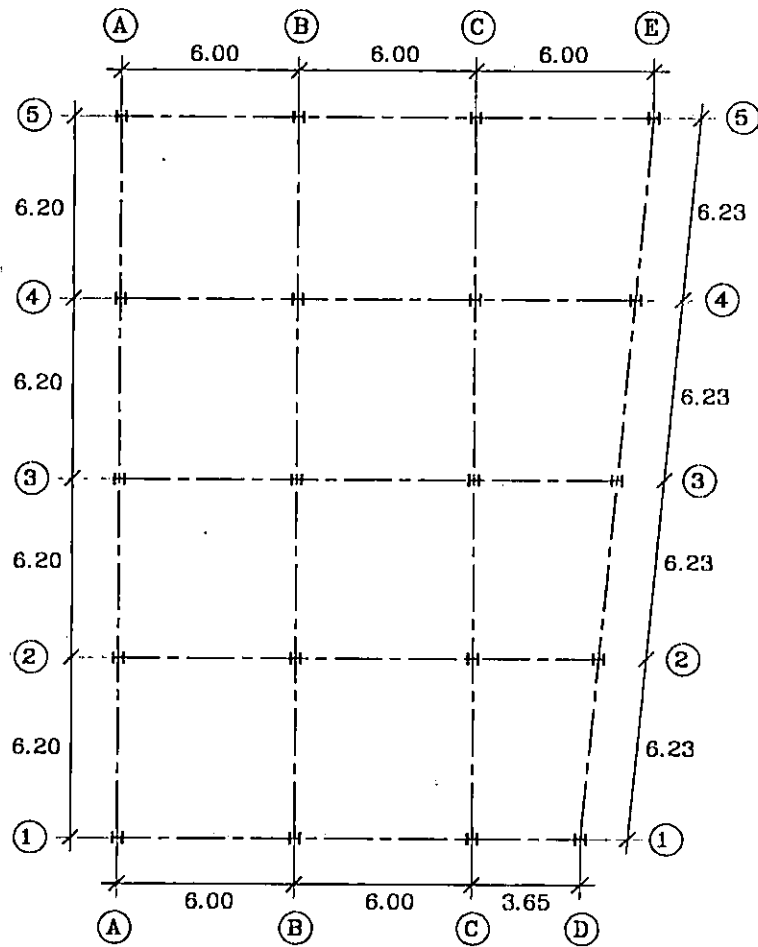
Las cargas muertas y vivas utilizadas para la verificación del diseño y el análisis de colapso se listan a continuación:

FIGURA 4.C1  
 EDIFICIO "C"  
 PLANTA DE ENTREPISOS  
 NIVELES 0+4.20 Y 0+7.80 MT



↓ LOSA UNIDIRECCIONAL

FIGURA 4.C1 (cont.)  
 EDIFICIO "C"  
 PLANTA DE TECHOS  
 NIVELES 0+11.20 MT



--- ESTRUCTURA METALICA

**Cargas Muertas**

- Peso volumétrico del acero	7850 kg/m <sup>3</sup>
- Peso de losa prefabricada	408 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de piso	120 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de lamina de fibrocemento	15 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de polines	5 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de cielo falso e instalaciones	40 kg/m <sup>2</sup>

**Cargas Vivas**

- Carga viva de entrepiso gravitacional	500 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de entrepiso por sismo	450 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de techo gravitacional	20 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de techo por sismo (cubierta de lamina)	0 kg/m <sup>2</sup>

**4.4.4 Criterios empleados para el diseño y el análisis de vulnerabilidad**

Una serie de criterios se han utilizado para el análisis de vulnerabilidad, los cuales aplican a los indicados para el edificio A, sin embargo algunas variantes se listan a continuación:

- Para el cálculo de las acciones sísmicas, se ha utilizado la Norma Técnica de Diseño por Sismo de 1994, el cálculo del coeficiente sísmico se describe a continuación:

Coeficiente sísmico.

$$C_s = A * I * C_o / R * (T_o / T) ^ ( 2 / 3 )$$

- A, Factor de zona sísmica = 0.40, para zona I
- I, Importancia de la estructura = 1.0, para el grupo 2
- Co y To, Coeficiente de sitio Co = 2.75 y To = 0.5, para suelo tipo S2
- R, Factor de modificación de respuesta R=12, para el sistema A que incluye marcos de acero con detallado especial
- T, Período natural de vibración = 0.71 segundos (según modelo tridimensional elaborado en el programa ETABS)

$$T_o / T = 0.50 / 0.71 = 0.704$$

$$C_s = 0.4 * 1.0 * 2.75 / 12 * (0.704)^{(2/3)} = 0.073$$

- La ubicación de columnas, vigas y disposición de los sistemas de losas, así como sus dimensiones, han sido tomados de los planos estructurales y arquitectónicos.
- Para el análisis de los índices de resistencia y el análisis de colapso, se escogieron dos marcos representativos, correspondientes al eje "B" y "4", ver figura 5.C2.

#### 4.4.5 Evaluación de los índices de vulnerabilidad sísmica

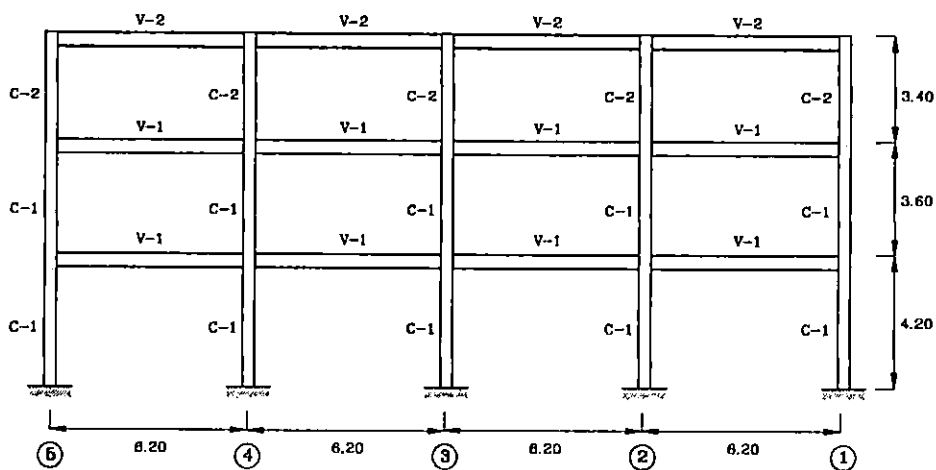
##### 11. Índice de ubicación

Se encuentra en la zona I, por lo que le corresponde un valor de zona sísmica de 1.00

Índice por entorno físico, el edificio no presenta edificaciones colindantes, lo que le corresponde un valor de 0.

$$\text{Índice de Ubicación} = (1 + 0) / 2 = 0.5 = 0.50$$

FIGURA 4.C2  
SECCIONES DE MARCO EJE 'B'



SECCIONES DE COLUMNAS

SECCIONES DE VIGAS

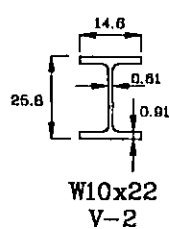
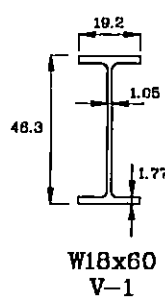
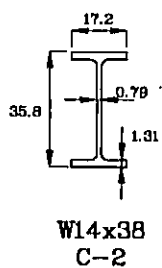
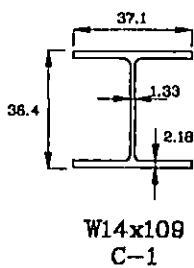
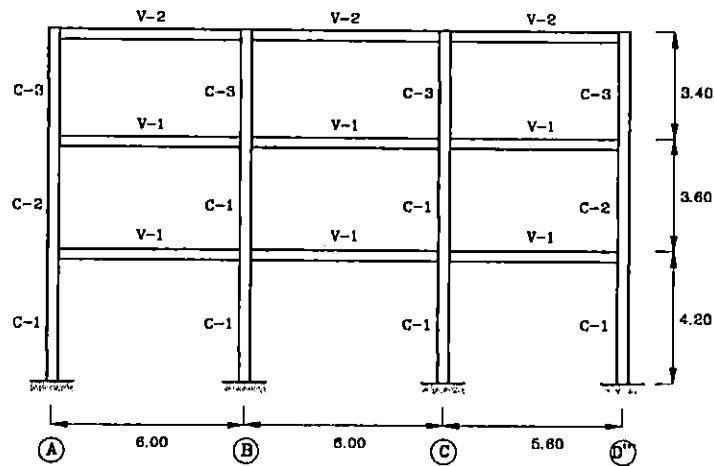
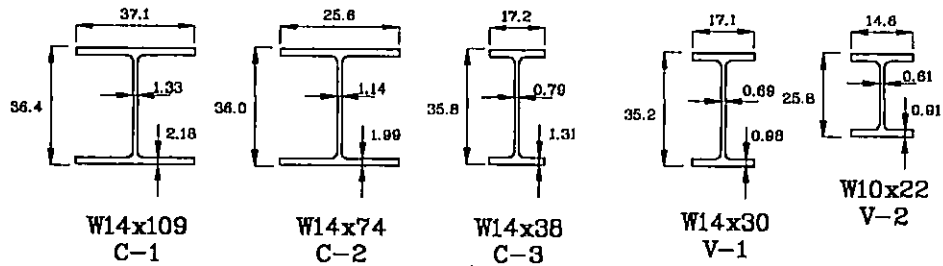


FIGURA 4.C2 (cont.)  
SECCIONES DE MARCO EJE '4'



SECCIONES DE COLUMNAS SECCIONES DE VIGAS



## **12. Índice del sistema estructural**

Se han considerado las acciones de flexión y corte en vigas y columnas, por ser las más representativas.

Debido a que la estructura tiene un intervalo de tiempo corto, de haber sido diseñada y que no ha sido construida, se considerará que sus elementos estructurales y armados se encontrarán en un estado óptimo, por lo que se considerarán los siguientes factores:

Coefficiente de reducción por "Resistencia por calidad del diseño y la construcción"  $\phi_c = 0.9$

Coefficiente de reducción por "Estado de la estructura"  $\phi_e = 0.9$

### **Resultados del índice de resistencia para los marcos eje "B" y eje "4"**

Se analizaron las condiciones de gravedad y las condiciones más desfavorables de las combinaciones de gravedad y sismo, para formar con estas últimas una envolvente de valores máximos. Las acciones de flexión y corte se presentan en la figura 4.C3.

Para cada elemento de viga y columna de cada entrepiso, se calculó su índice de resistencia por flexión y corte, definidos como el cociente de la acción de momentos y cortantes en cada elemento del marco entre la resistencia respectiva de la sección, afectada por los coeficientes de reducción de resistencia y estado de la estructura, ver figura 4.C4, y se calculó el promedio de los índices para vigas y columnas por entrepiso, obteniendo los siguientes resultados:



## MARCO EJE "B"

Tabla 4.C1 Condición: gravedad

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 4.20	0.75	0.47	0.01	0.14	0.34
NIVEL 0 + 7.80	0.74	0.47	0.02	0.35	0.40
NIVEL 0 + 11.20	0.24	0.10	0.00	0.17	0.13

Tabla 4.C2 Condición: Envoltente de gravedad y sismo combinados

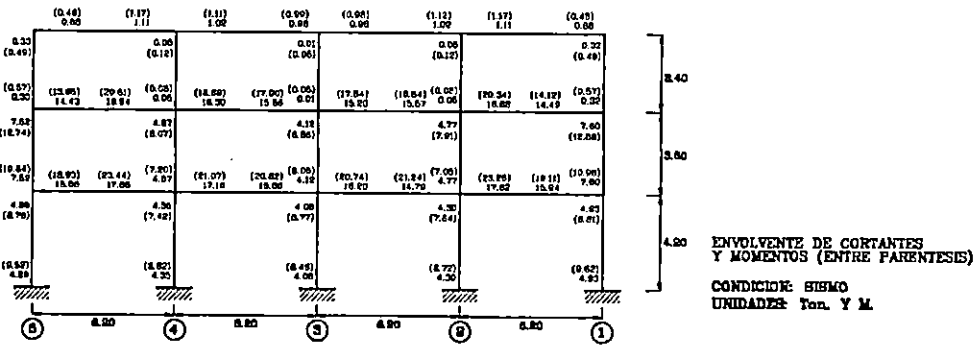
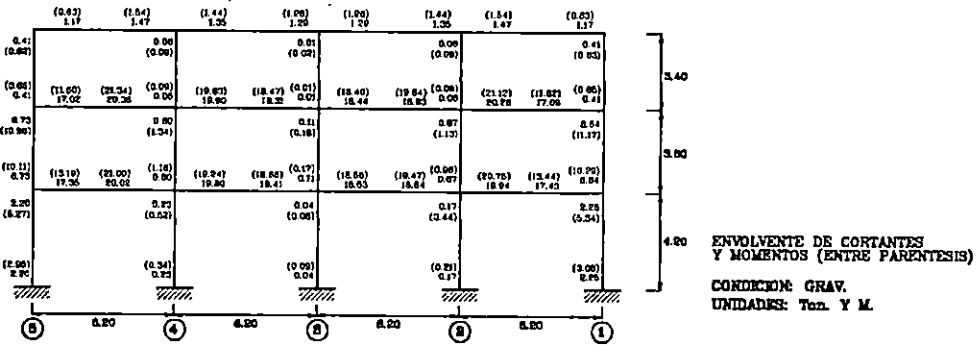
NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 4.20	0.41	0.88	0.03	0.62	0.49
NIVEL 0 + 7.80	0.39	0.74	0.04	0.67	0.46
NIVEL 0 + 11.20	0.08	0.18	0.00	0.15	0.10

## MARCO EJE "4"

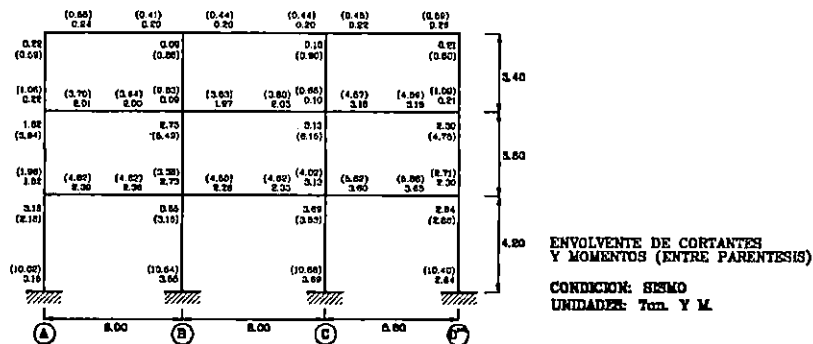
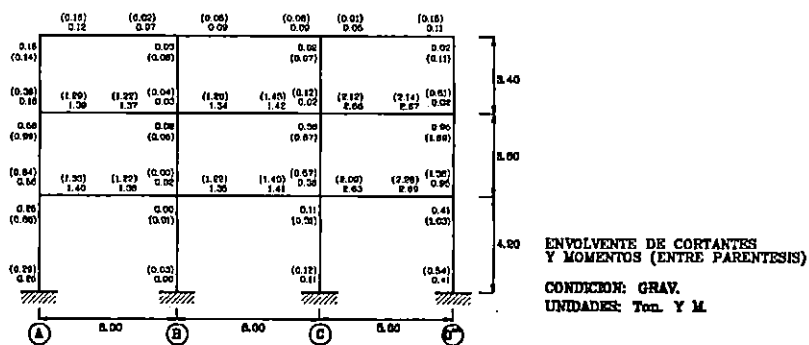
Tabla 4.C3 Condición: gravedad

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 4.20	0.10	0.17	0.01	0.01	0.07
NIVEL 0 + 7.80	0.10	0.17	0.02	0.03	0.08
NIVEL 0 + 11.20	0.01	0.02	0.00	0.01	0.01

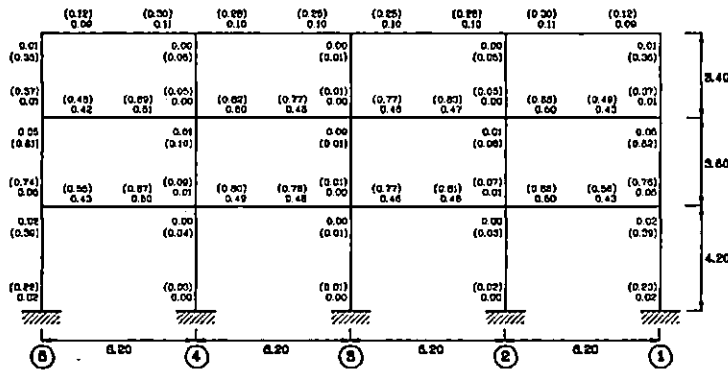
**FIGURA 4.C3**  
**ACCIONES INTERNAS, MARCO EJE "B"**



**FIGURA 4.C3 (cont.)**  
**ACCIONES INTERNAS, MARCO EJE "4"**



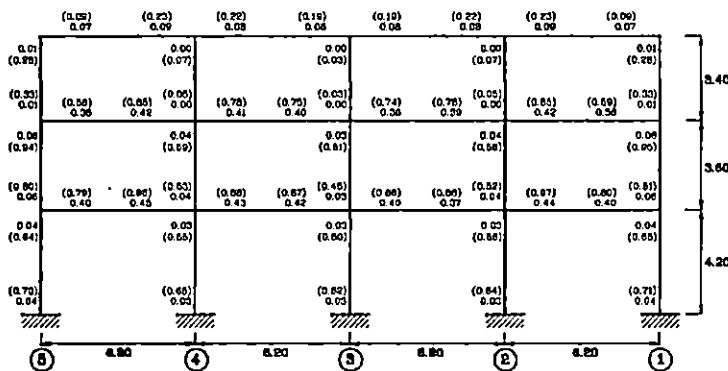
**FIGURA 4.C4**  
**INDICES DE RESISTENCIA, MARCO EJE "B"**



**INDICES DE RESISTENCIA  
PROMEDIOS POR ENTREPISO**

NIVEL	VIGAS		COLUMNAS	
	CORTE	PLEGADO	CORTE	PLEGADO
0 + 4.20	0.47	0.76	0.01	0.14
0 + 7.60	0.47	0.74	0.02	0.36
0 + 11.20	0.10	0.24	0.00	0.17

ENVOLVENTE DE CORTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)  
CONDICION: CHAV.

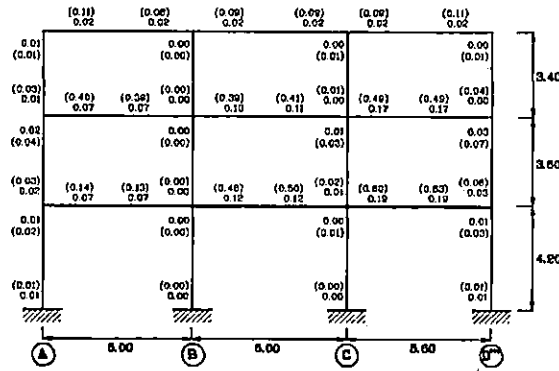


**INDICES DE RESISTENCIA  
PROMEDIOS POR ENTREPISO**

NIVEL	VIGAS		COLUMNAS	
	CORTE	PLEGADO	CORTE	PLEGADO
0 + 4.20	0.41	0.66	0.03	0.62
0 + 7.60	0.30	0.74	0.04	0.67
0 + 11.20	0.06	0.19	0.00	0.16

ENVOLVENTE DE CORTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)  
CONDICION: BUNDO

**FIGURA 4.C4 (cont.)**  
**INDICES DE RESISTENCIA, MARCO EJE "4"**

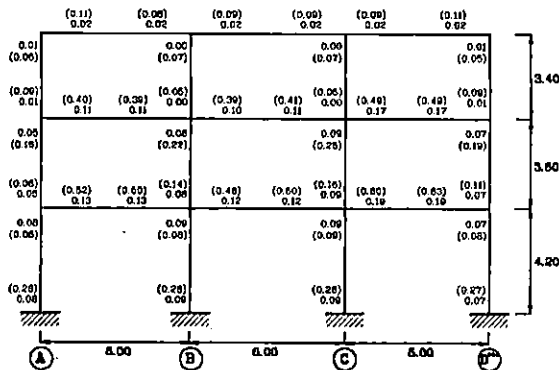


**INDICES DE RESISTENCIA  
 PROMEDIOS POR ENTREPISO**

NIVEL	VIGAS		COLUMNAS	
	CORTE	FLECCION	CORTE	FLECCION
0 + 4.20	0.10	0.17	0.01	0.01
0 + 7.60	0.10	0.17	0.02	0.03
0 + 11.20	0.01	0.02	0.00	0.01

ENVOLVENTE DE CORTANTES  
 Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)

CONDICION: GRAV.



**INDICES DE RESISTENCIA  
 PROMEDIOS POR ENTREPISO**

NIVEL	VIGAS		COLUMNAS	
	CORTE	FLECCION	CORTE	FLECCION
0 + 4.20	0.15	0.40	0.06	0.18
0 + 7.60	0.15	0.43	0.07	0.16
0 + 11.20	0.02	0.10	0.01	0.07

ENVOLVENTE DE CORTANTES  
 Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)

CONDICION: HIBNO

Tabla 4.C4 Condición: Envolvente de gravedad y sismo combinados

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 4.20	0.15	0.40	0.08	0.18	0.20
NIVEL 0 + 7.80	0.13	0.43	0.07	0.16	0.20
NIVEL 0 + 11.20	0.02	0.10	0.01	0.07	0.05

Como se aprecia en ninguno de los marcos analizados se excede el valor de 1.00, el cual indicaría una acción mayor a la resistencia de vigas o columnas. Para formar un valor único que represente al índice de resistencia, se considerará las acciones de sismo por ser las mas desfavorables y calculando el promedio de ambos marcos.

Calculando los índice de resistencia por entrepiso:

$$\text{Nivel 0 + 4.20,} = (0.49 + 0.20) / 2 = 0.35$$

$$\text{Nivel 0 + 7.80,} = (0.46 + 0.20) / 2 = 0.33$$

$$\text{Nivel 0 + 11.20,} = (0.10 + 0.05) / 2 = 0.04$$

### 13. Índice de tipo de cimentación

Se asumirá un desplante en las zapatas de 1.50 m. y a falta de un estudio de suelos completo se asumirá una velocidad de onda de cortante de 128 m/seg., para un limo arenoso café oscuro compacto, según tabla 3.5, calculando el período del suelo se tiene:

$$T = 4 * 1.50 / 128 = 0.047 \text{ seg}$$

Calculando el índice de tipo de cimentación se tiene:

$$\text{Índice de cimentación} = 1 - (0.71 - 0.047) / 0.71 = 0.07$$

#### 14. Índice de configuración estructural en planta

De los resultados del programa ETABS se obtuvieron los siguientes resultados de la ubicación de los centros de masas y rigideces:

Tabla 4.C5 Centros de masas y rigideces

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	DATOS			
	CENTRO DE MASAS		CENTRO DE RIGIDECES	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
NIVEL 0 + 4.20	8.48	12.67	8.48	12.67
NIVEL 0 + 7.80	8.26	12.65	8.77	12.00
NIVEL 0 + 11.20	8.26	12.65	8.72	12.18

Tabla 4.C6 Relaciones de excentricidades y anchos

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	Datos			
	Bx (m)	By (m)	ex / Bx (%)	ey / By (%)
NIVEL 0 + 4.20	12.00	24.80	0.00	0.00
NIVEL 0 + 7.80	12.00	24.80	4.25	2.62
NIVEL 0 + 11.20	12.00	24.80	3.83	1.90

Para los tres niveles la variación entre las excentricidades de los centros de masas y rigideces no exceden el 10%, por lo se encuentran en un nivel bajo.

Niveles 1, 2 y 3 nivel bajo, Valor = 0.80

Indice de configuración estructural en planta = 0.80

### 15. Índice de configuración estructural en elevación

Las dimensiones de las columnas permanecen constantes en todo el edificio, por lo que se puede despreciar el que exista entrepisos con diferentes rigidez. Además, se evalúan los siguientes parámetros:

Tabla 4.C7 Variación en elevación y relación de lados del edificio.

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	VARIACIÓN DE AREAS			RELACIÓN ENTRE LADOS DEL EDIFICIO		
	Area de Piso Inferior (m <sup>2</sup> )	Area de Piso Superior (m <sup>2</sup> )	Variación (%)	LADO LARGO (m)	LADO CORTO (m)	RELACIÓN
NIVEL 0 + 4.20 al NIVEL 0 + 7.80	417.26	417.26	0.00	24.80	12.00	2.07
NIVEL 0 + 7.70 al NIVEL 0 + 11.20	417.26	417.26	0.00	24.80	12.00	2.07

Para los tres niveles la variación entre las áreas del edificio permanecen constantes, y una relación de 2.07 entre los lados del edificio, por lo que se puede clasificar en un nivel intermedio.



Indice de configuración estructural en elevación = 0.89

### 16. Indice de ductilidad

Para los marcos estudiados se puede apreciar en la figura 4.C5 el mapa de rótulas plásticas, y en las gráficas 4.C1 y 4.C2, la relación y tendencia que guardan el valor del factor ALFA y la ductilidad de desplazamientos.

Tabla 4.C8 Factor ALFA y ductilidad de desplazamientos.

MARCO EJE "B"				MARCO EJE "4"			
Primer Rótula Plástica		Ultima Rótula Plástica		Primer Rótula plástica		Ultima Rótula plástica	
Factor ALFA	Ductilidad	Factor ALFA	Ductilidad	Factor ALFA	Ductilidad	Factor ALFA	Ductilidad
1.73	1.00	2.05	1.64	2.52	1.00	3.85	4.57

Ductilidad promedio =  $(1.64 + 4.57) / 2 = 3.11$

Indice de ductilidad = 0.6

FIGURA 4.C5  
MAPA DE ROTULAS PLASTICAS  
MARCO EJE 'B'

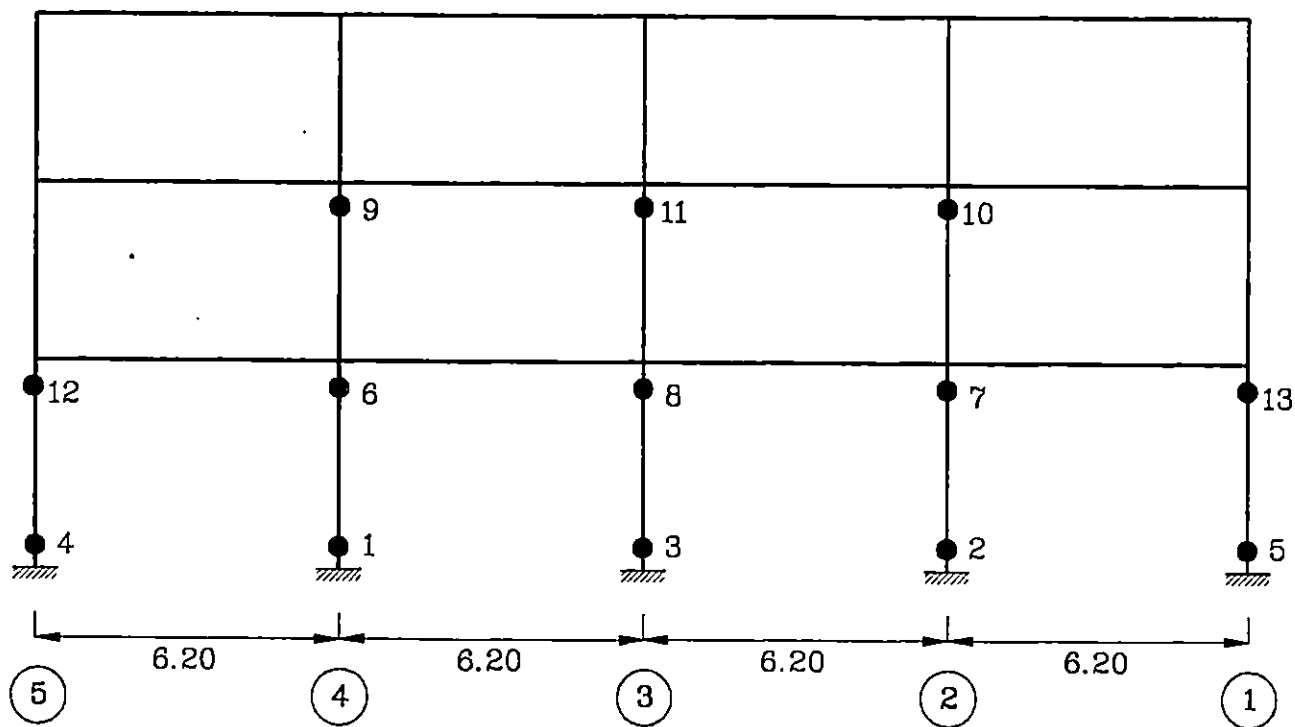
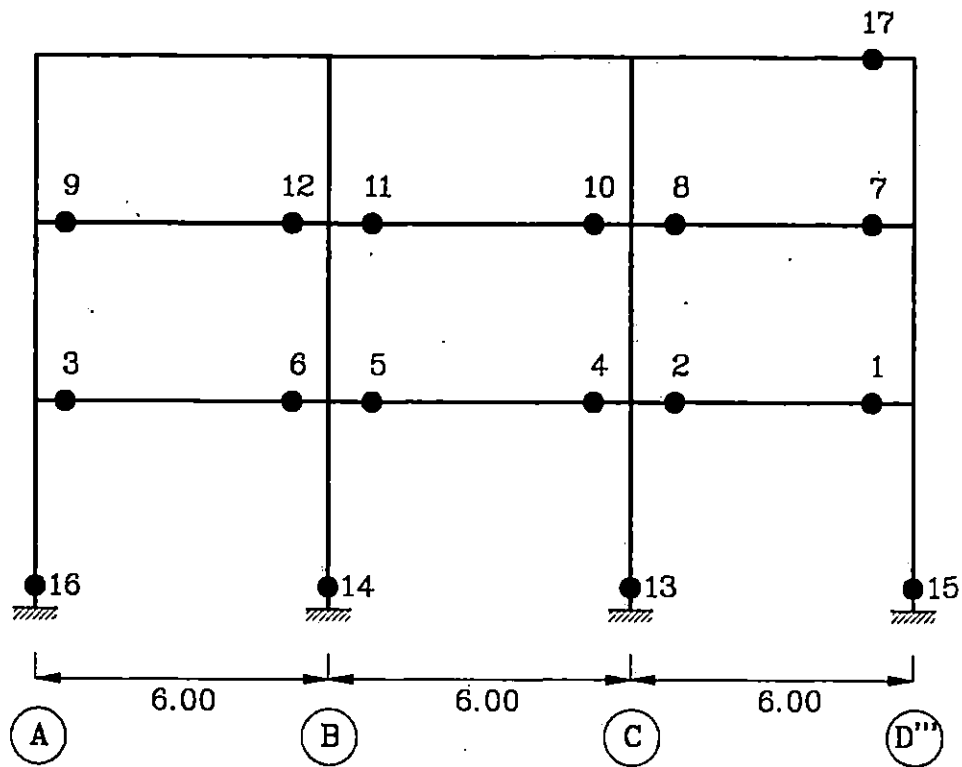
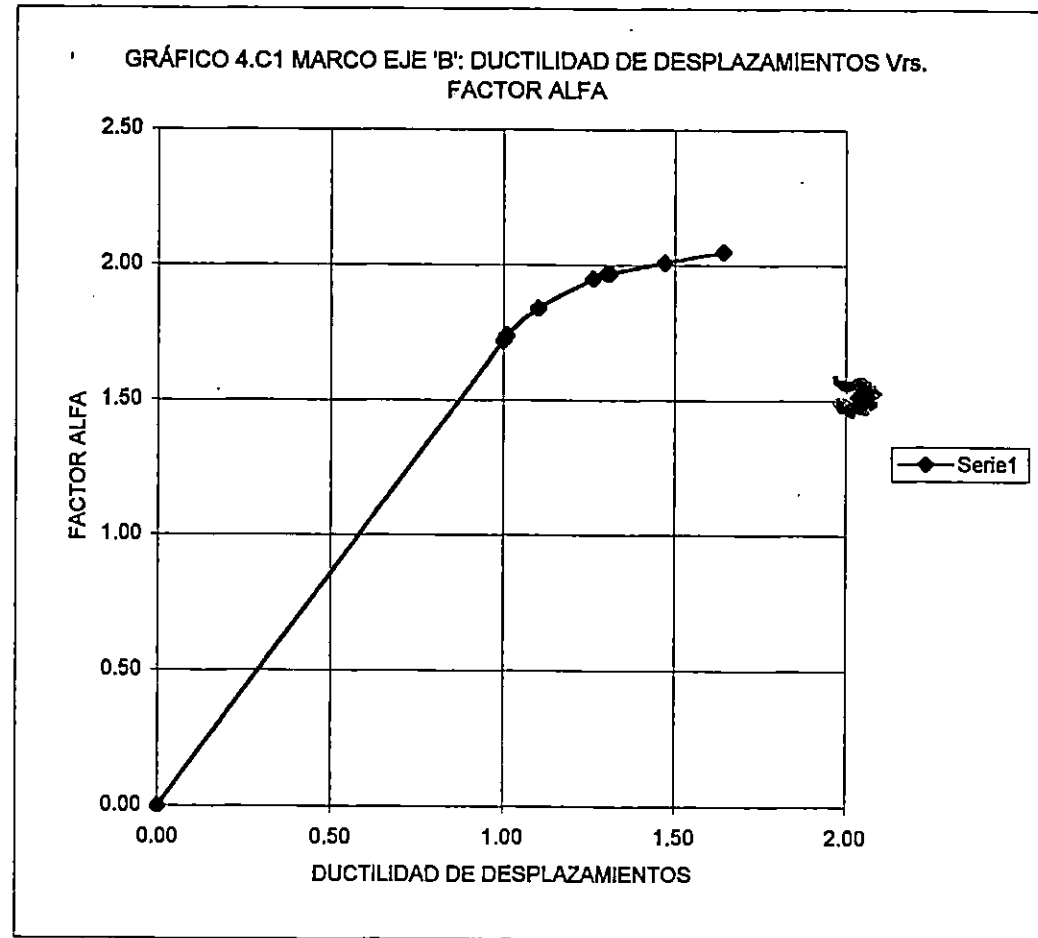


FIGURA 4.C5 (cont.)  
 MAPA DE ROTULAS PLASTICAS  
 MARCO EJE '4'



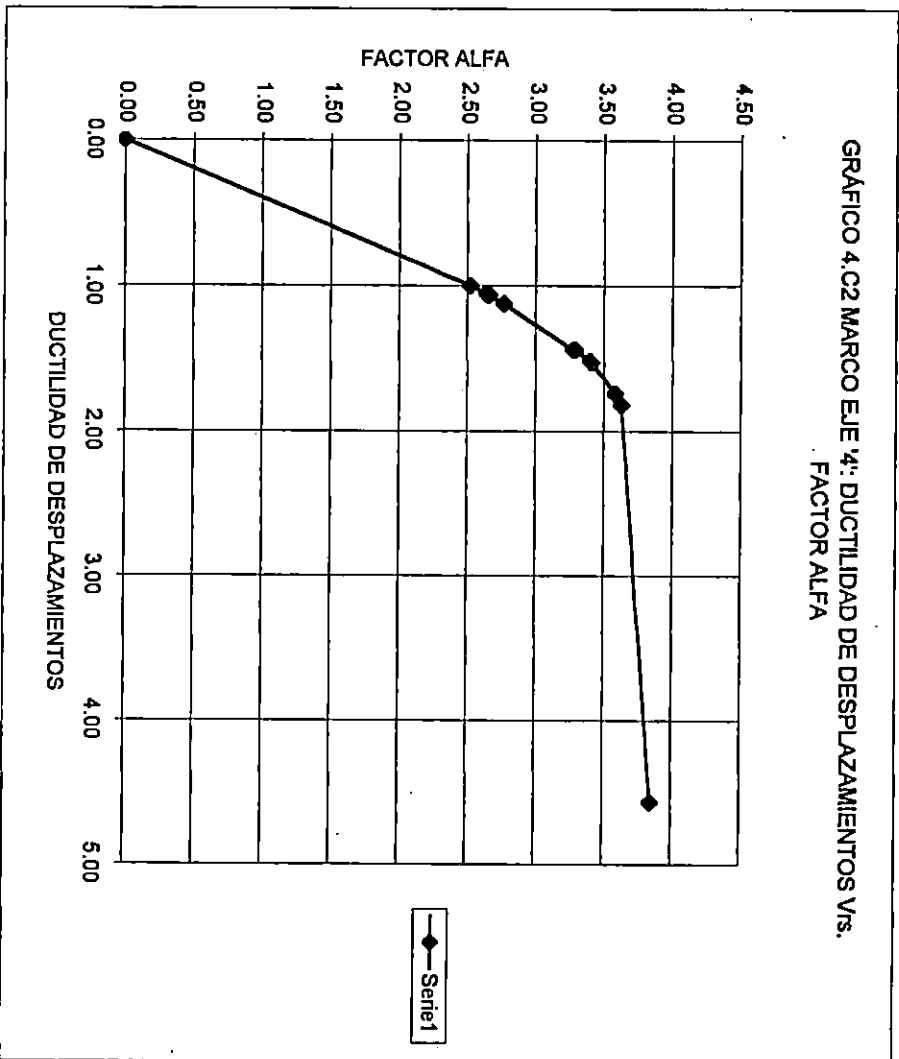
**MARCO EJE 'B'**

No Rótula	Ductilidad	ALFA
0	0.00	0.00
1	1.00	1.72
2	1.00	1.72
3	1.01	1.74
4	1.01	1.74
5	1.10	1.84
6	1.26	1.95
7	1.26	1.95
8	1.30	1.97
9	1.30	1.97
10	1.31	1.97
11	1.47	2.01
12	1.47	2.01
13	1.64	2.05



**MARCO EJE '4'**

No Rótula	Ductilidad	ALFA
0	0.00	0.00
1	1.00	2.52
2	1.05	2.64
3	1.06	2.66
4	1.12	2.77
5	1.12	2.77
6	1.12	2.77
7	1.44	3.28
8	1.44	3.29
9	1.52	3.40
10	1.53	3.41
11	1.53	3.41
12	1.53	3.41
13	1.74	3.58
14	1.74	3.58
15	1.82	3.63
16	1.82	3.63
17	4.57	3.85



### 17. Índice de relaciones geométricas en elementos estructurales

Para los marcos estudiados se tienen los siguientes resultados:

Tabla 4.C9 Relaciones geométricas, Marco eje B

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	COLUMNA	VIGA	b / t	h / tw	Resistencia Viga-Columna	$h / l \geq Fy / 800$
NIVEL 0 + 4.20	W14x109	W18x60	16.98 > 8.67 (*)	27.28 < 62.67	1.27 > 1.00 (*)	0.075 > 0.045
NIVEL 0 + 7.80	W14x109	W18x60	16.98 > 8.67 (*)	27.28 < 68.33	2.12 > 1.00 (*)	0.075 > 0.045
NIVEL 0 + 11.20	W14x38	W10x22	13.15 > 8.67 (*)	45.48 < 81.82	17.12 < 1.00	0.058 > 0.045

Tabla 4.C10 Relaciones geométricas, Marco eje 4

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	COLUMNA	VIGA	b / t	h / tw	Resistencia Viga-Columna	$h / l \geq Fy / 800$
NIVEL 0 + 4.20	W14x109	W14x30	16.98 > 8.67 (*)	27.28 < 62.67	0.26 > 1.00	0.059 > 0.045
NIVEL 0 + 7.80	W14x109	W14x30	16.98 > 8.67 (*)	27.28 < 68.33	0.37 > 1.00	0.059 > 0.045
NIVEL 0 + 11.20	W14x38	W10x22	13.15 > 8.67 (*)	45.48 < 81.82	1.56 > 1.00 (*)	0.043 > 0.045 (*)

(\*) : Relación geométrica excedida.

Las relaciones geométricas son excedidas en la siguiente proporción para cada marco:

Marco eje B

Nivel 0 + 4.20, = 2 / 4 = 0.50

Nivel 0 + 7.80, = 2 / 4 = 0.50

Nivel 0 + 11.20, = 1 / 4 = 0.25

Marco eje 4

$$\text{Nivel } 0 + 4.20, = 1 / 4 = 0.25$$

$$\text{Nivel } 0 + 7.80, = 1 / 4 = 0.25$$

$$\text{Nivel } 0 + 11.20, = 3 / 4 = 0.75$$

Vulnerabilidad promedio por entrepiso

$$\text{Nivel } 0 + 4.20, = ( 0.50 + 0.25 ) / 2 = 0.375$$

$$\text{Nivel } 0 + 7.80, = ( 0.50 + 0.25 ) / 2 = 0.375$$

$$\text{Nivel } 0 + 11.20, = ( 0.25 + 0.75 ) / 2 = 0.50$$

### **18. Índice de período de vibración**

Para este caso se tomará el período real inicial de la estructura, y el posible período de colapso, el cual se evaluará mediante las ecuaciones propuestas para este índice, de lo que se obtiene:

$$\text{Período real inicial} = 0.71 \text{ seg.}$$

$$\text{Período de colapso, para 3 niveles} = 0.622 * 3 ^ 1.05 = 1.97 \text{ seg.}$$

$$\text{Índice de período} = 1 - ( 1.97 - 0.71 ) / 1.97 = 0.36$$

### **19. Índice de funcionalidad**

Tomando en cuenta las combinaciones de sismos mas desfavorables, se obtuvieron los siguientes resultados, de las deformaciones laterales:

Tabla 4.C11 Desplazamientos actuantes y admisibles por entrepiso.

NIVEL DE ENTREPISO (m.)	MARCO EJE "B"					MARCO EJE "4"				
	Desplaz. Actuante (cm)	Deriva Actuante (cm) (A)	Deriva Admisible (cm) (B)	Factor Cd	(A) / (B) * Cd	Desplaz. actuante (cm)	Deriva Actuante (cm) (A)	Deriva Admisible (cm) (B)	Factor Cd	(A) / (B) * Cd
NIVEL 0 + 4.20	0.665	0.665	6.300	8	0.84	0.501	0.501	6.300	8	0.64
NIVEL 0 + 7.80	1.170	0.505	5.400	8	0.75	1.019	0.518	5.400	8	0.77
NIVEL 0 + 11.20	1.260	0.090	5.100	8	0.14	1.250	0.231	5.100	8	0.36

Obteniendo un promedio de los dos marcos se tiene para entrepiso:

Indice de funcionalidad

Para el nivel 0 + 4.20, =  $(0.84 + 0.64) / 2 = 0.74$

Para el nivel 0 + 7.80, =  $(0.75 + 0.77) / 2 = 0.76$

Para el nivel 0 + 11.20, =  $(0.14 + 0.36) / 2 = 0.25$

#### 110. Indice de rotulación plástica

De la figura 4.C5, podemos observar el mapa de rótulas plásticas actuantes en los marcos de los ejes 'B' y '4', de los que obtenemos:



Tabla 4.C12 Rotulas actuantes y posibles

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	MARCO EJE "1Y"				MARCO EJE "5Y"			
	VIGAS		COLUMNAS		VIGAS		COLUMNAS	
	Actuantes	Posibles	Actuantes	Posibles	Actuantes	Posibles	Actuantes	Posibles
NIVEL 0 + 4.20	0	8	10	10	6	6	4	8
NIVEL 0 + 7.80	0	8	3	10	6	6	0	8
NIVEL 0 + 11.20	0	8	0	10	1	6	0	8
TOTAL	0	24	13	30	13	18	4	24

Obteniendo un promedio del índice de rotulación plástica por marcos:

Marco eje "B"

$$\text{Nivel } 0 + 4.20, = (0 + 10) / (8 + 10) = 0.56$$

$$\text{Nivel } 0 + 7.80, = (0 + 3) / (8 + 10) = 0.17$$

$$\text{Nivel } 0 + 11.20, = (0 + 0) / (8 + 10) = 0.00$$

Marco eje "4"

$$\text{Nivel } 0 + 4.20, = (6 + 4) / (6 + 8) = 0.71$$

$$\text{Nivel } 0 + 8.20, = (6 + 0) / (6 + 8) = 0.43$$

$$\text{Nivel } 0 + 11.20, = (1 + 0) / (6 + 8) = 0.07$$

Obteniendo un índice de rotulación por entrepiso:

$$\text{Nivel } 0 + 4.20, = (0.56 + 0.71) / 2 = 0.64$$

$$\text{Nivel } 0 + 7.80, = (0.17 + 0.43) / 2 = 0.30$$

$$\text{Nivel } 0 + 11.20, = (0.00 + 0.07) / 2 = 0.04$$

#### 4.4.6 Clasificación de la vulnerabilidad global del edificio C

Tabla 4.C13 Vulnerabilidad por cada índice y entrepisos.

INDICES DE EVALUACIÓN	VULNERABILIDAD POR ENTREPISOS		
	NIVEL 0 + 4.20	NIVEL 0 + 7.80	NIVEL 0 + 11.20
11. Ubicación	0.50	0.50	0.50
12. Estado del Sistema Estructural	0.35	0.33	0.04
13. Tipo de Cimentación	0.07	0.07	0.07
14. Configuración Estructural en Planta	0.80	0.80	0.80
15. Configuración Estructural en Elevación	0.89	0.89	0.89
16. Ductilidad	0.60	0.60	0.60
17. Relaciones Geométricas en Elementos Estructurales	0.38	0.38	0.50
18. Periodo de Vibración	0.36	0.36	0.36
19. Funcionalidad	0.74	0.76	0.25
110. Rotulación Plástica	0.64	0.30	0.04

$$\text{ALFA para 3 niveles} = 1.553 + 0.005 * 3 = 1.57$$

$$\text{ALFA real promedio} = ( 2.05 + 3.85 ) / 2 = 2.95$$

$$\text{Indice de carga, IC} = 1 - ( 2.95 - 1.57 ) / 2.95 = 0.53$$

### **Vulnerabilidad por piso**

$$\text{Nivel 0 + 4.20,} = [ 0.53 * ( 0.35 + 0.60 + 0.36 + 0.74 + 0.64 ) + ( 0.50 + 0.07 + 0.80 + 0.89 + 0.38 ) ] / 10 = 0.41$$

$$\text{Nivel 0 + 7.80,} = [ 0.53 * ( 0.33 + 0.60 + 0.36 + 0.76 + 0.30 ) + ( 0.50 + 0.07 + 0.80 + 0.89 + 0.38 ) ] / 10 = 0.39$$

$$\text{Nivel 0 + 11.20,} = [ 0.53 * ( 0.04 + 0.60 + 0.36 + 0.25 + 0.04 ) + ( 0.50 + 0.07 + 0.80 + 0.89 + 0.50 ) ] / 10 = 0.34$$

### **Vulnerabilidad Global del Edificio (VGE)**

$$\text{VGE} = (0.41 + 0.39 + 0.34) / 3 = 0.38$$

$$\text{VGE} = 0.38$$

### **Vulnerabilidad acumulada por piso (%)**

$$\text{Nivel 0 + 11.20,} = (1 / 3) * 0.34 / 0.38 * 100 = 29.82\%$$

$$\text{Nivel 0 + 7.80,} = (1 / 3) * (0.34 + 0.39) / 0.38 * 100 = 63.15\%$$

$$\text{Nivel 0 + 4.20,} = (1 / 3) * (0.34 + 0.39 + 0.41) / 0.38 * 100 = 100\%$$

Para esta VGE, se tendría un Nivel de Daños Grado 2, es decir:

Daño moderado (daño estructural ligero, daño no estructural moderado). Pequeñas fisuras en columnas y vigas, fisuras en paredes de relleno.

**4.5 Evaluación de vulnerabilidad sísmica para el  
edificio de acero  
"EDIFICIO D"**

#### **4.5.1 Descripción de la estructura**

El siguiente modelo de edificio ha sido diseñado con la NTDS de 1994, su uso y destino será para apartamentos de habitación, en este documento se denominará como edificio "D".

La estructura tiene forma rectangular en planta, con varias entrantes, ver figura 4.D1, su lado largo es de 49.60 mw. y ancho de 14.30 m.

En elevación esta formado por seis niveles, los cinco primeros con una altura de entrepiso de 3.50 m, tiene un sistema de entrepiso de losa prefabricada unidireccional.

El nivel de techo, con una altura de entrepiso de 3.50 m, esta formado por un sistema de estructura metálica, ver figura 4.D1.

El sistema de fundación empleado, es a base de zapatas aisladas. El sistema estructural empleado es a base de marcos metálicos con perfiles laminados de alma llena, los cuales dan soporte y rigidez al cuerpo del edificio ante cargas gravitacionales y cargas laterales actuando en ambas direcciones, para la condición de sismo.

#### **4.5.2 Resistencia de los materiales**

El tipo de acero de grado estructural designación A36 ( $f_y=2520 \text{ Kg/cm}^2$ ).

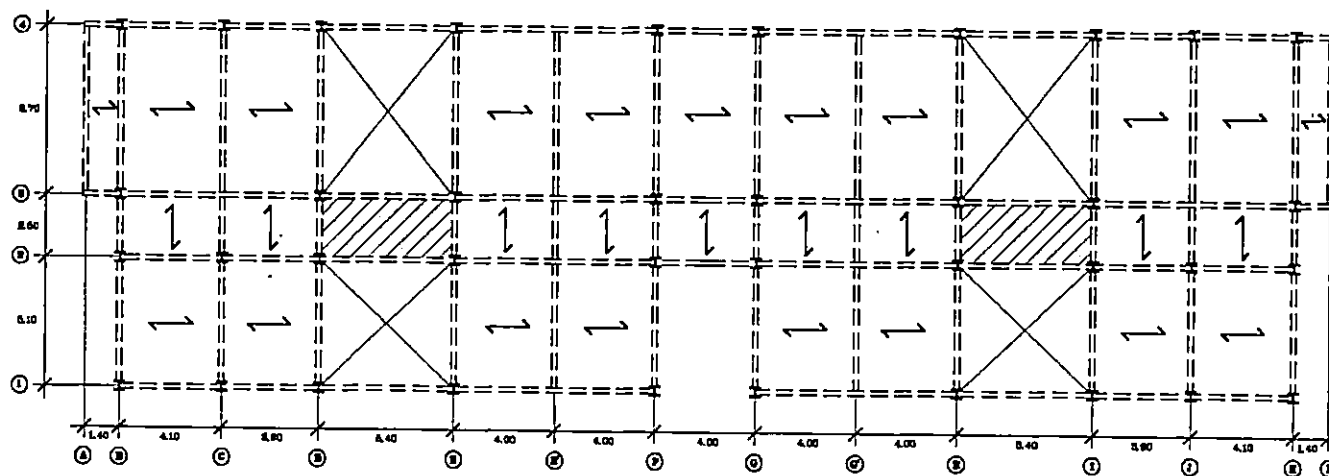
#### **4.5.3 Cargas empleadas para el diseño y la evaluación de vulnerabilidad**

Las cargas muertas y vivas utilizadas para la verificación del diseño y el análisis de colapso se listan a continuación:

# FIGURA 4.D1 EDIFICIO "D"

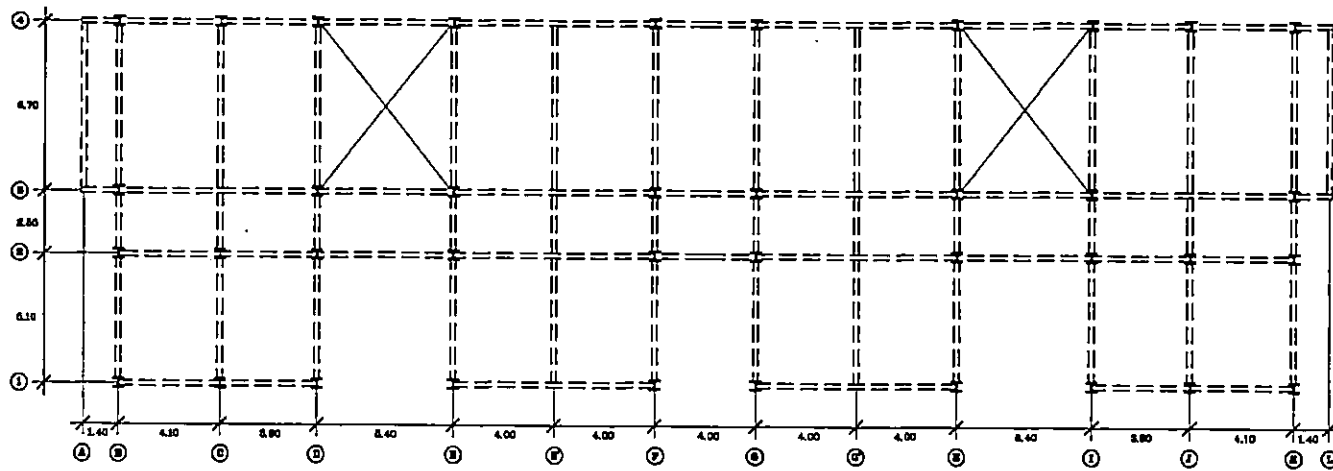
PLANTA DE ENTREPISOS

NIVELES 0+3.50, 0+7.00, 0+10.50, 0+14.00 Y 0+17.50 MT



↓ LOSA UNIDIRECCIONAL  
▨ LOSA DENSA, esp=15CM

FIGURA 4.D1 (cont.)  
 EDIFICIO "D"  
 PLANTA DE TECHOS  
 NIVEL 0+21.00 MT



**Cargas Muertas**

- Peso volumétrico del acero	7850 kg/m <sup>3</sup>
- Peso de losa prefabricada	300 kg/m <sup>2</sup>
- Peso volumétrico de paredes de mampostería	2000 kg/m <sup>3</sup>
- Peso de piso	120 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de lamina de fibrocemento	15 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de polines	5 kg/m <sup>2</sup>
- Peso de cielo falso e instalaciones	40 kg/m <sup>2</sup>

**Cargas Vivas**

- Carga viva de entrepiso gravitacional	250 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de entrepiso por sismo	180 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de techo gravitacional	20 kg/m <sup>2</sup>
- Carga viva de techo por sismo (cubierta de lamina)	0 kg/m <sup>2</sup>

**4.5.4 Criterios empleados para el diseño y el análisis de vulnerabilidad**

Una serie de criterios se han utilizado para el análisis de vulnerabilidad, los cuales aplican a los indicados para el edificio A, sin embargo algunas variantes se listan a continuación:

- Para el cálculo de las acciones sísmicas, se ha utilizado la Norma Técnica de Diseño por Sismo de 1994, el cálculo del coeficiente sísmico se describe a continuación:



Coefficiente sísmico.

$$C_s = A * I * C_o / R * (T_o / T) ^ ( 2 / 3 )$$

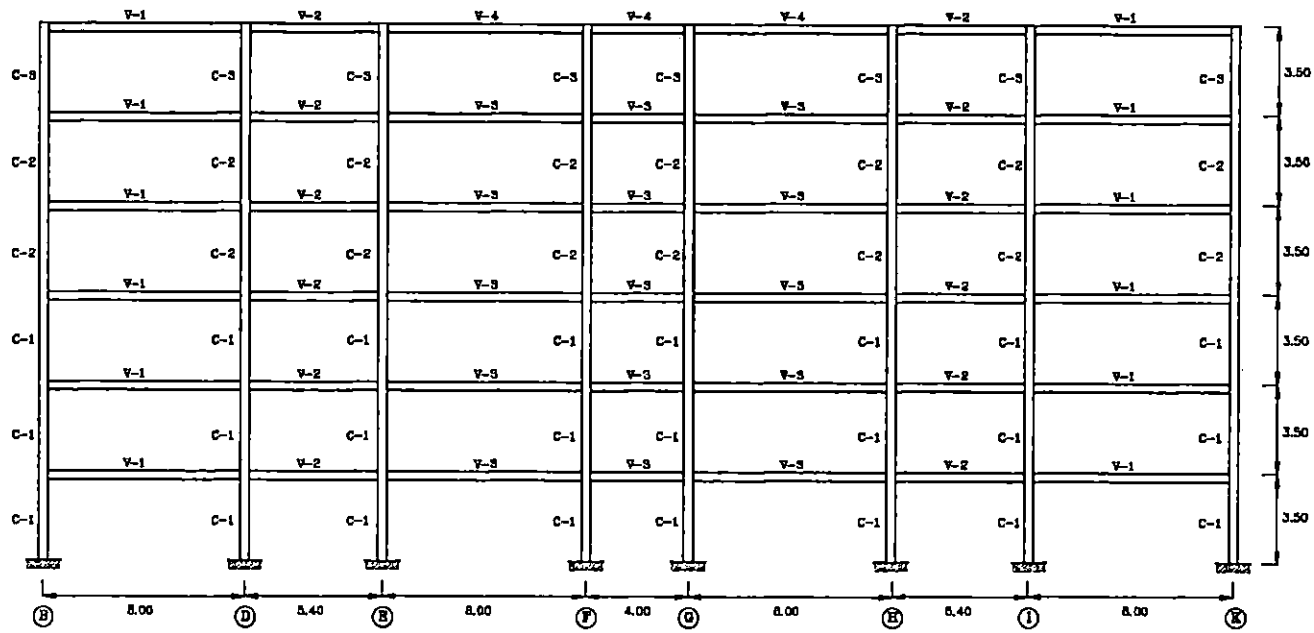
- A, Factor de zona sísmica = 0.40, para zona I
- I, Importancia de la estructura = 1.2, para el edificios de mas de 4 pisos
- Co y To, Coeficiente de sitio Co = 2.75 y To = 0.5, para suelo tipo S2
- R, Factor de modificación de respuesta R=12, para el sistema A que incluye marcos de acero con detallado especial
- T, Período natural de vibración = 1.18 segundos (según modelo tridimensional elaborado en el programa ETABS)

$$T_o / T = 0.50 / 1.18 = 0.424$$

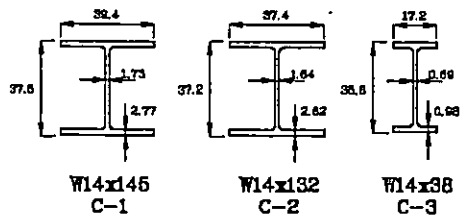
$$C_s = 0.4 * 1.2 * 2.75 / 12 * ( 0.424 ) ^ ( 2 / 3 ) = 0.062$$

- La ubicación de columnas, vigas y disposición de los sistemas de losas, así como sus dimensiones, han sido tomados de los planos estructurales y arquitectónicos.
- Para el análisis de los índices de resistencia y el análisis de colapso, se escogieron dos marcos representativos, correspondientes al eje "3" y "F", ver figura 4D2.

FIGURA 4.D2  
SECCIONES DE MARCO EJE '3'



SECCIONES DE COLUMNAS



SECCIONES DE VIGAS

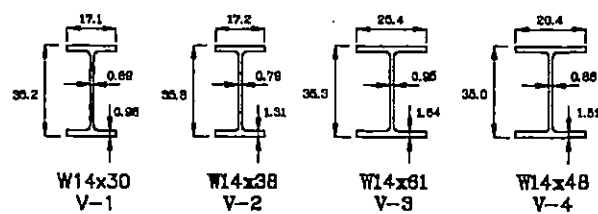
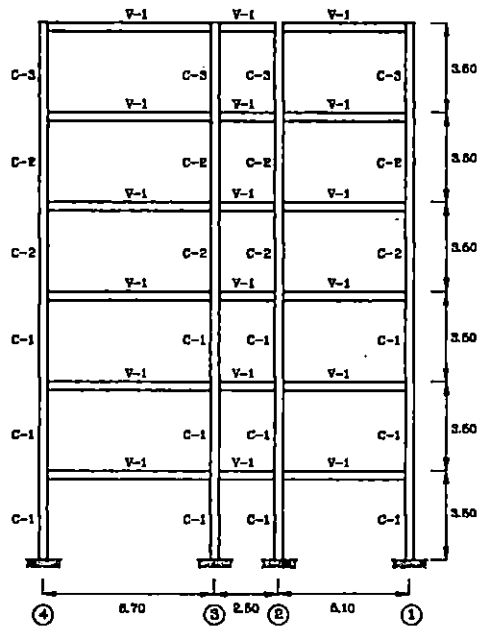
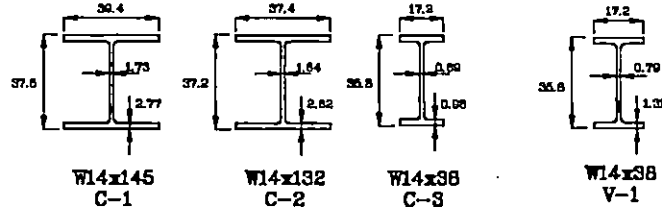


FIGURA 4.D2 (cont.)  
SECCIONES DE MARCO EJE 'F'



SECCIONES DE COLUMNAS SECCIONES DE VIGAS



#### **4.5.5 Evaluación de los índices de vulnerabilidad sísmica**

##### **I1. Índice de ubicación**

Se encuentra en la zona I, por lo que le corresponde un valor de zona sísmica de 1.00  
Índice por entorno físico, el edificio no presenta edificaciones colindantes, lo que le corresponde un valor de 0.

$$\text{Índice de ubicación} = (1 + 0) / 2 = 0.5$$

##### **I2. Índice del sistema estructural**

Se han considerado las acciones de flexión y corte en vigas y columnas, por ser las más representativas.

Debido a que la estructura tiene un intervalo de tiempo corto, de haber sido diseñada y no ha sido construida, se considerará que sus elementos estructurales y armados se encontrarán en un estado óptimo, por lo que se considerarán los siguientes factores:

Coefficiente de reducción por "Resistencia por calidad del diseño y la construcción"  $\phi_c = 0.9$

Coefficiente de reducción por "Estado de la estructura"  $\phi_e = 0.9$

##### **Resultados del índice de resistencia para los marcos eje "3" y eje "F"**

Se analizaron las condiciones de gravedad y las condiciones más desfavorables de las combinaciones de gravedad y sismo, para formar con estas últimas una envolvente de valores máximos. Las acciones de flexión y corte se presentan en la figura 4.D3.

Para cada elemento de viga y columna de cada entrepiso, se cálculo su índice de resistencia por flexión y corte, definidos como el cociente de la acción de momentos y cortantes en cada elemento del marco entre la resistencia respectiva de la sección, afectada por los coeficientes de reducción de resistencia y estado de la estructura, ver figura 4.D4, y se cálculo el promedio de los índices para vigas y columnas por entrepiso, obteniendo los siguientes resultados:

MARCO EJE "3"

Tabla 4.D1 Condición: gravedad

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 3.50	0.75	0.33	0.16	0.01	0.31
NIVEL 0 + 7.00	0.75	0.34	0.24	0.02	0.34
NIVEL 0 + 10.50	0.75	0.33	0.24	0.02	0.34
NIVEL 0 + 14.00	0.75	0.33	0.24	0.01	0.33
NIVEL 0 + 17.50	0.77	0.33	0.35	0.02	0.37
NIVEL 0 + 21.00	0.07	0.03	0.19	0.00	0.07

## MARCO EJE "3"

Tabla 4.D2 Condición: Envolvente de gravedad y sismo combinados.

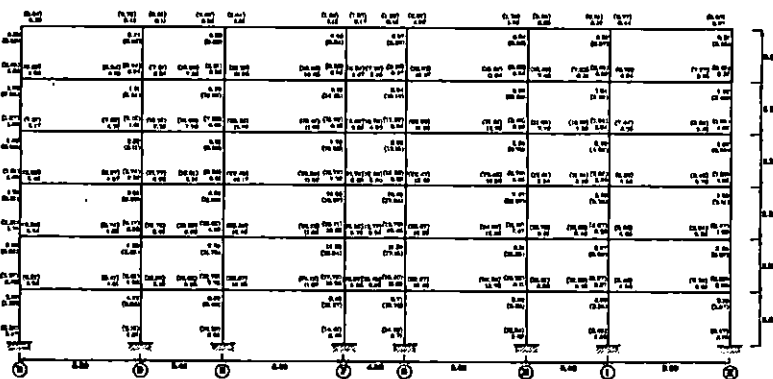
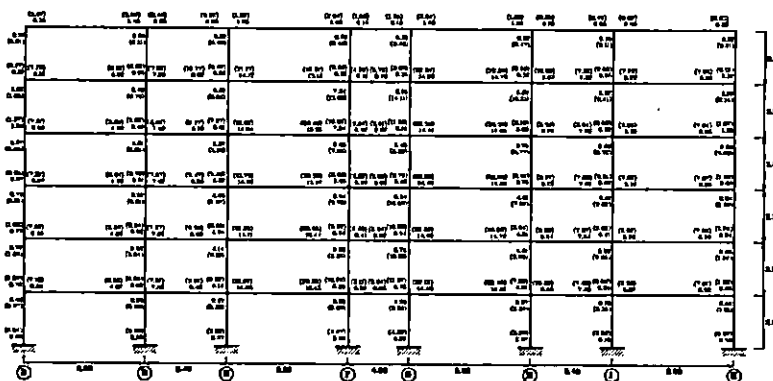
NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 3.50	0.90	0.34	0.53	0.03	0.45
NIVEL 0 + 7.00	1.02	0.35	0.47	0.03	0.47
NIVEL 0 + 10.50	0.95	0.33	0.44	0.03	0.44
NIVEL 0 + 14.00	0.84	0.30	0.43	0.03	0.40
NIVEL 0 + 17.50	0.73	0.28	0.41	0.03	0.37
NIVEL 0 + 21.00	0.03	0.02	0.39	0.01	0.11

## MARCO EJE "F"

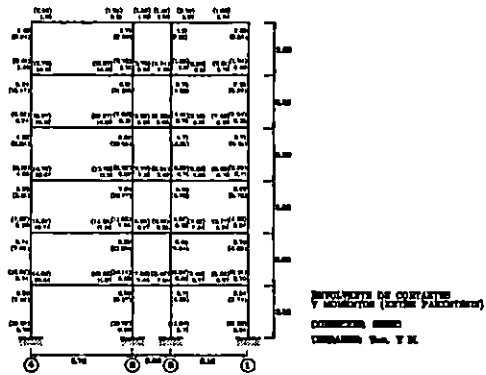
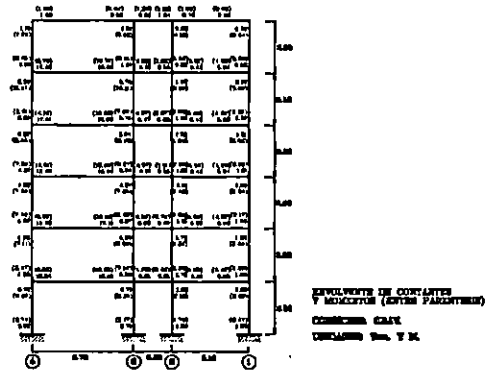
Tabla 4.D3 Condición: gravedad.

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 3.50	0.52	0.28	0.06	0.04	0.23
NIVEL 0 + 7.00	0.52	0.28	0.10	0.05	0.24
NIVEL 0 + 10.50	0.52	0.28	0.10	0.05	0.24
NIVEL 0 + 14.00	0.53	0.28	0.09	0.06	0.24
NIVEL 0 + 17.50	0.53	0.28	0.14	0.08	0.26
NIVEL 0 + 21.00	0.07	0.03	0.08	0.03	0.05

**FIGURA 4.D3**  
**ACCIONES INTERNAS, MARCO EJE "3"**

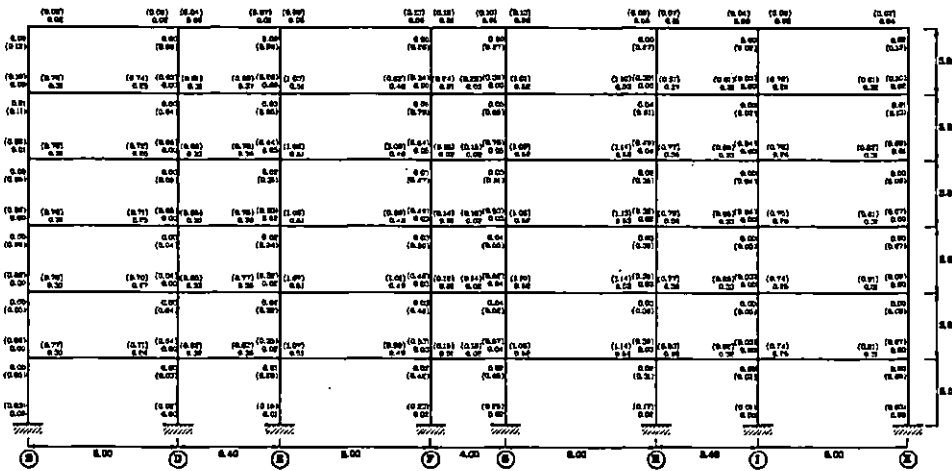


**FIGURA 4.D3 (cont.)**  
**ACCIONES INTERNAS, MARCO EJE "F"**





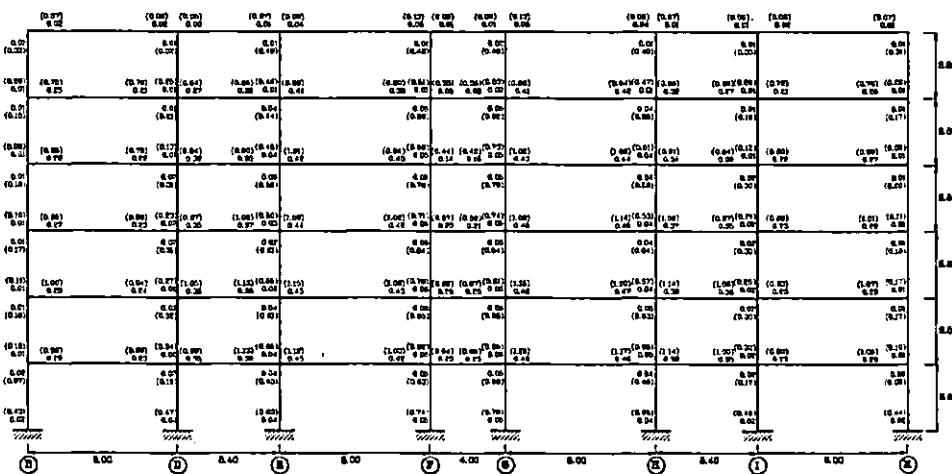
**FIGURA 4.D4**  
**INDICES DE RESISTENCIA, MARCO EJE "3"**



**INDICES DE RESISTENCIA**  
**PROCESOS POR INTERFAS**

MOM.	VALOR		COEFICIENTE	
	CONTE	PLACAS	CONTE	PLACAS
0 + 8.00	0.98	0.79	0.01	0.50
0 + 7.00	0.94	0.79	0.03	0.54
0 + 6.00	0.93	0.79	0.03	0.54
0 + 5.00	0.98	0.79	0.01	0.50
0 + 4.00	0.98	0.79	0.01	0.50
0 + 3.00	0.98	0.79	0.01	0.50

ENVOLVENTE DE CONTENEDOR  
Y MOMENTOS (DENTR PARAFRASEAS)  
CONDICIONES GRAL.

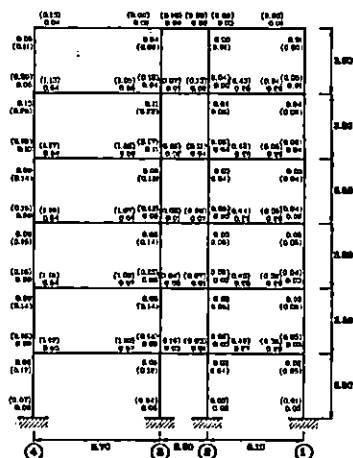


**INDICES DE RESISTENCIA**  
**PROCESOS POR INTERFAS**

MOM.	VALOR		COEFICIENTE	
	CONTE	PLACAS	CONTE	PLACAS
0 + 8.00	0.94	0.80	0.01	0.56
0 + 7.00	0.90	0.80	0.03	0.47
0 + 6.00	0.93	0.80	0.03	0.44
0 + 5.00	0.90	0.79	0.03	0.43
0 + 4.00	0.90	0.79	0.03	0.43
0 + 3.00	0.90	0.79	0.03	0.43

ENVOLVENTE DE CONTENEDOR  
Y MOMENTOS (DENTR PARAFRASEAS)  
CONDICIONES GRAL.

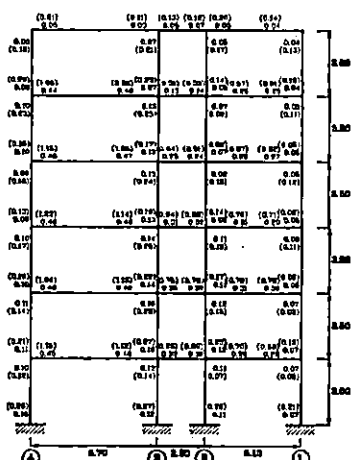
**FIGURA 4.D4 (cont.)  
INDICES DE RESISTENCIA, MARCO EJE "F"**



**INDICES DE RESISTENCIA  
PREVISIONES POR INTERACCION**

NIVEL	SOLA		COLUMNA	
	CONTR	FLACON	CONTR	FLACON
0 + 0.00	0.00	0.03	0.04	0.08
0 + 7.00	0.00	0.00	0.00	0.10
0 + 10.00	0.00	0.00	0.00	0.10
0 + 14.00	0.00	0.00	0.00	0.08
0 + 17.00	0.00	0.00	0.00	0.14
0 + 21.00	0.00	0.07	0.03	0.00

ENVOLVENTE DE CONSTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)  
CONTORNOS EN LA V.



**INDICES DE RESISTENCIA  
PREVISIONES POR INTERACCION**

NIVEL	SOLA		COLUMNA	
	CONTR	FLACON	CONTR	FLACON
0 + 0.00	0.07	0.00	0.10	0.17
0 + 7.00	0.00	0.00	0.10	0.10
0 + 10.00	0.00	0.00	0.10	0.17
0 + 14.00	0.00	0.00	0.00	0.10
0 + 17.00	0.00	0.00	0.00	0.14
0 + 21.00	0.00	0.10	0.00	0.17

ENVOLVENTE DE CONSTANTES  
Y MOMENTOS (ENTRE PARENTESIS)  
CONTORNOS EN LA V.

## MARCO EJE "F"

Tabla 4.D4 Condición: Envolvente de gravedad y sismo combinados.

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	INDICES DE RESISTENCIA				Indice de Resistencia Promedio
	VIGAS		COLUMNAS		
	FLEXIÓN	CORTE	FLEXIÓN	CORTE	
NIVEL 0 + 3.50	0.83	0.37	0.17	0.10	0.37
NIVEL 0 + 7.00	0.91	0.38	0.19	0.12	0.40
NIVEL 0 + 10.50	0.86	0.36	0.17	0.10	0.37
NIVEL 0 + 14.00	0.74	0.32	0.16	0.15	0.34
NIVEL 0 + 17.50	0.63	0.28	0.14	0.09	0.28
NIVEL 0 + 21.00	0.15	0.05	0.17	0.06	0.11

Como se aprecia en ninguno de los marcos analizados se excede el valor de 1.00, el cual indicaría una acción mayor a la resistencia de vigas o columnas.

Para formar un valor único que represente al índice de resistencia, se considerará las acciones de sismo por ser las más desfavorables y calculando el promedio de ambos marcos.

Indice de resistencia por entrepiso:

$$\text{Nivel } 0 + 3.50, = (0.45 + 0.37) / 2 = 0.41$$

$$\text{Nivel } 0 + 7.50, = (0.47 + 0.40) / 2 = 0.44$$

$$\text{Nivel } 0 + 10.50, = (0.44 + 0.37) / 2 = 0.41$$

$$\text{Nivel } 0 + 14.00, = (0.40 + 0.34) / 2 = 0.37$$

$$\text{Nivel } 0 + 17.50, = (0.37 + 0.28) / 2 = 0.16$$

$$\text{Nivel } 0 + 21.00, = (0.11 + 0.11) / 2 = 0.11$$

### 13. Índice de tipo de cimentación

Se asumirá un desplante en las zapatas de 1.50 metros y a falta de un estudio de suelos completo se asumirá una velocidad de onda de cortante de 128 m/seg., para un limo arenoso café oscuro compacto, según tabla 3.5, el período del suelo ea tiene:

$$T = 4 * 1.50 / 128 = 0.047 \text{ seg}$$

Calculando el índice de tipo de cimentación se tiene:

$$\text{Índice de cimentación} = 1 - ( 1.18 - 0.047 ) / 1.18 = 0.04$$

### 14. Índice de configuración estructural en planta

De los resultados del programa ETABS se obtuvieron los siguientes resultados de la ubicación de los centros de masas y rigideces:

Tabla 4.D5 Centros de masas y rigideces

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	DATOS			
	CENTRO DE MASAS		CENTRO DE RIGIDECES	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
NIVEL 0 + 3.50	24.89	9.46	24.80	8.46
NIVEL 0 + 7.00	24.89	9.45	24.80	8.54
NIVEL 0 + 10.50	24.89	9.44	24.80	8.57
NIVEL 0 + 14.00	24.89	9.43	24.80	8.57
NIVEL 0 +17.50	24.88	9.38	24.80	8.58
NIVEL 0 + 21.00	24.80	8.64	24.80	9.90

Encontrando las relaciones de excentricidades, entre los centros de masas y rigideces, y los anchos correspondientes del edificio, obtenemos:

Tabla 4.D6 Relaciones de excentricidades y anchos

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	Datos			
	Bx (m)	By (m)	ex / Bx (%)	ey / By (%)
NIVEL 0 + 3.50	49.60	14.30	0.18	7.00
NIVEL 0 + 7.00	49.60	14.30	0.18	6.36
NIVEL 0 + 10.50	49.60	14.30	0.18	6.29
NIVEL 0 + 14.00	49.60	14.30	0.18	6.01
NIVEL 0 + 17.50	49.60	14.30	0.16	5.59
NIVEL 0 + 21.00	49.60	14.30	0.00	8.81

Para los tres niveles la variación entre las excentricidades de los centros de masas y rigideces no exceden el 10%, por lo se encuentran en un nivel bajo.

Niveles 1, 2, 3, 4, 5 Y ,6 nivel Bajo, Valor = 0.80

Indice de configuración estructural en planta = 0.80

### 15. Índice de configuración estructural en elevación

Las dimensiones de las columnas permanecen constantes en todo el edificio, por lo que se puede despreciar el que exista entrepisos con diferentes rigidez. Además, se evalúan los siguientes parámetros, como se indico en el edificio C, para este mismo índice:

Tabla 4.D7 Variación en elevación y relación de lados del edificio.

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	VARIACIÓN DE AREAS			RELACIÓN ENTRE LADOS DEL EDIFICIO		
	Area de Piso Inferior (m <sup>2</sup> )	Area de Piso Superior (m <sup>2</sup> )	Variación (%)	LADO LARGO (m)	LADO CORTO (m)	RELACIÓN
NIVEL 0 + 3.50 al NIVEL 0 + 7.00	560.56	560.56	0.00	49.60	14.30	3.47
NIVEL 0 + 7.00 al NIVEL 0 + 10.50	560.56	560.56	0.00	49.60	14.30	3.47
NIVEL 0 + 10.50 al NIVEL 0 + 14.00	560.56	560.56	0.00	49.60	14.30	3.47
NIVEL 0 + 14.00 al NIVEL 0 + 17.50	560.56	560.56	0.00	49.60	14.30	3.47
NIVEL 0 + 17.50 al NIVEL 0 + 21.00	560.56	560.56	0.00	49.60	14.30	3.47

Para los tres niveles la variación entre las áreas del edificio permanece constante, y una relación de 3.47 entre los lados del edificio, por lo que se puede clasificar en un nivel intermedio.

Indice de configuración estructural en elevación = 0.89

### 16. Índice de ductilidad

Para los marcos estudiados se puede apreciar en la figura 4.D5 el mapa de rótulas plásticas, y en la gráfica 4.D1 y 4.D2 la relación y tendencia que guardan el valor del factor ALFA y la ductilidad de desplazamientos .

Tabla 4.D8 Factor ALFA y ductilidad de desplazamientos.

MARCO EJE "3"				MARCO EJE "F"			
Primer Rótula Plástica		Última Rótula Plástica		Primer Rótula plástica		Última Rótula plástica	
Factor ALFA	Ductilidad	Factor ALFA	Ductilidad	Factor ALFA	Ductilidad	Factor ALFA	Ductilidad
2.02	1.00	2.72	3.74	1.63	1.00	3.44	8.39

Ductilidad promedio =  $(3.74 + 8.39) / 2 = 6.07$

Indice de ductilidad = 0.4

FIGURA 4.D5  
 MAPA DE ROTULAS PLASTICAS  
 MARCO EJE '3'

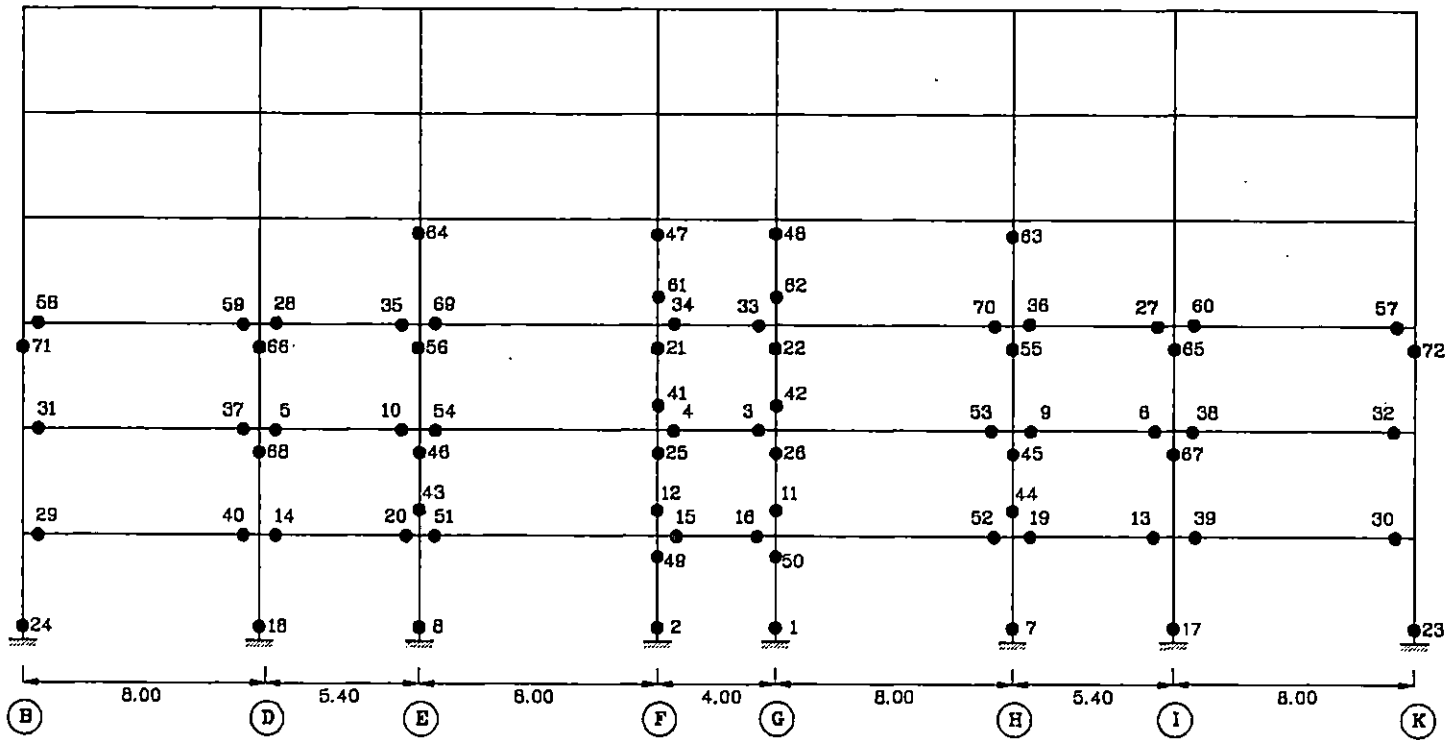
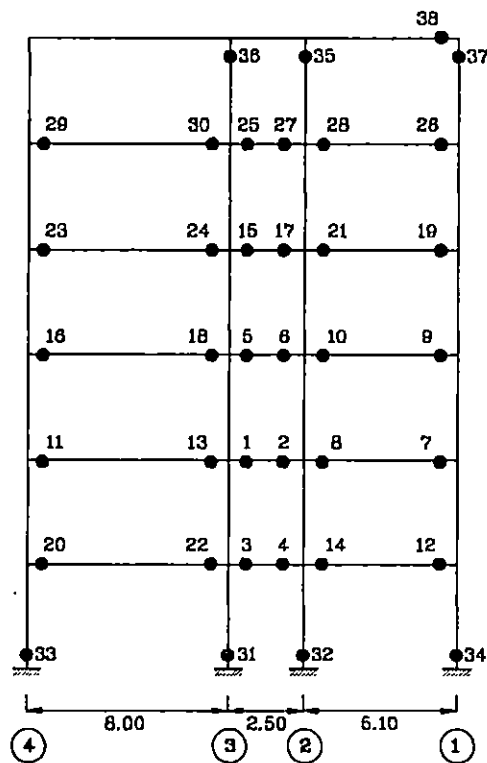




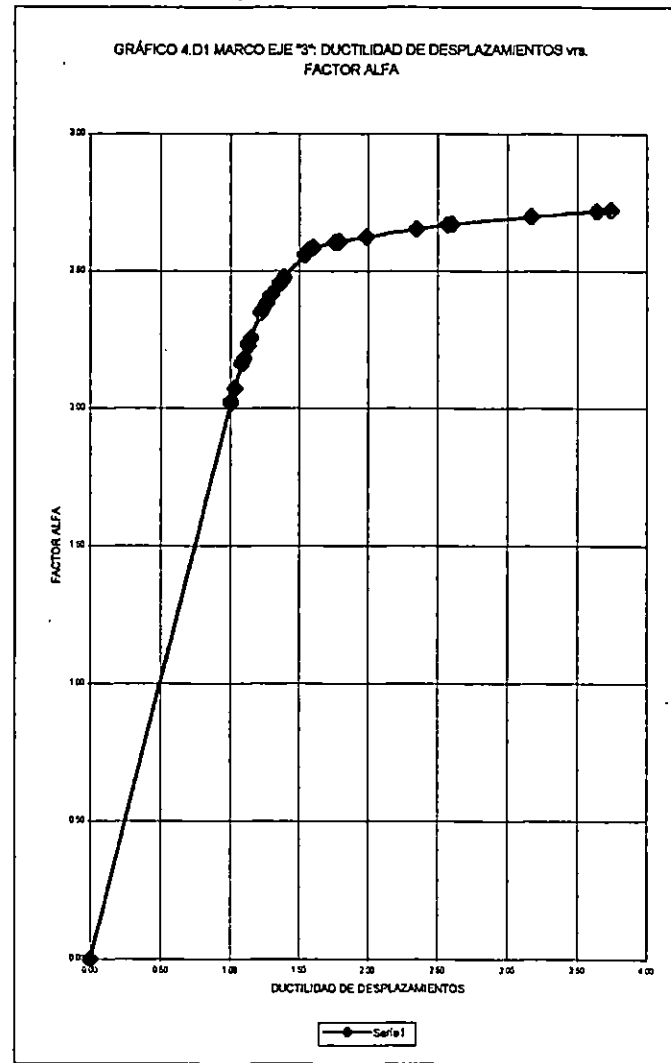
FIGURA 4.D5 (cont.)  
 MAPA DE ROTULAS PLASTICAS  
 MARCO EJE 'F'



### MARCO EJE '3'

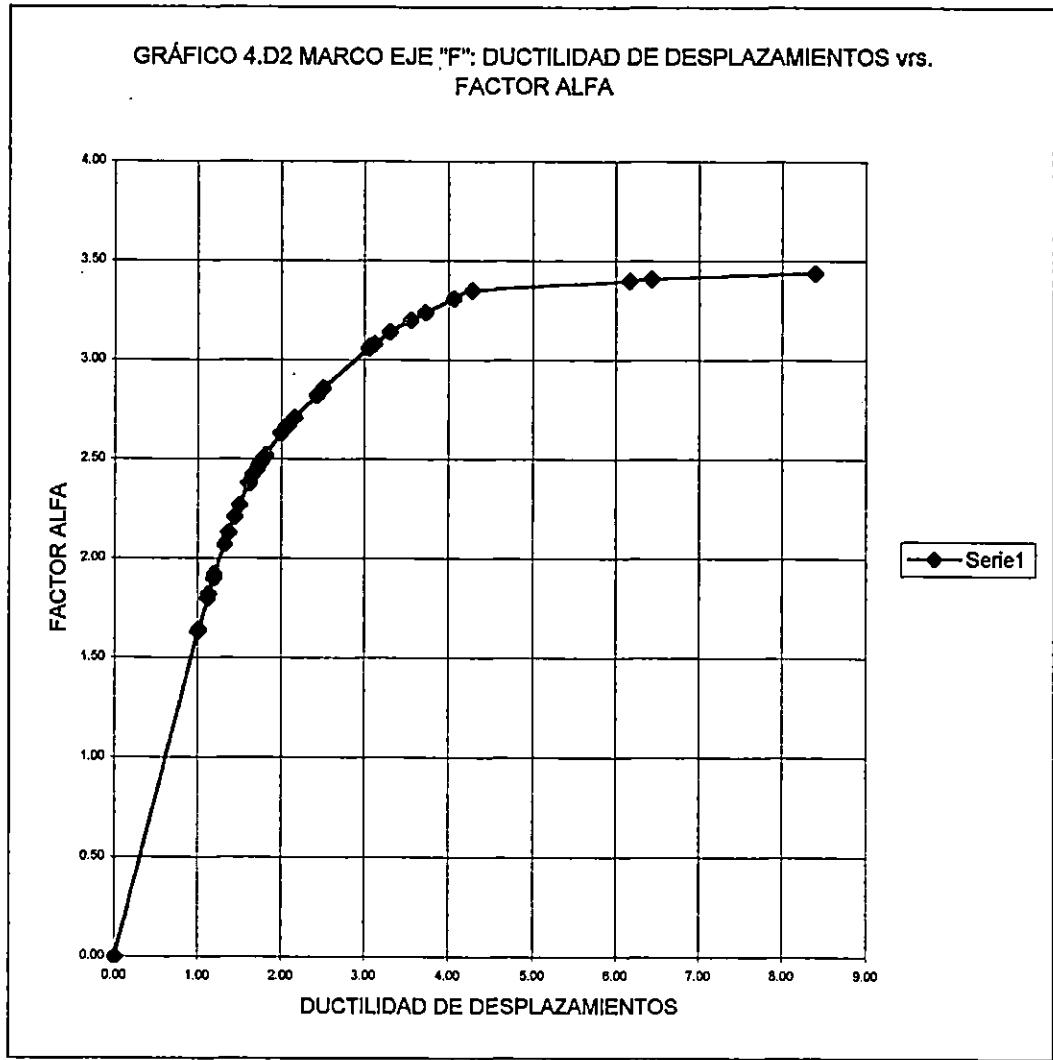
No Rótula	Ductilidad	ALFA
0	0.00	0.00
1	1.00	2.02
2	1.00	2.02
3	1.00	2.03
4	1.00	2.03
5	1.03	2.07
6	1.03	2.07
7	1.08	2.16
8	1.08	2.16
9	1.09	2.17
10	1.09	2.17
11	1.09	2.17
12	1.09	2.17
13	1.10	2.18
14	1.10	2.18
15	1.13	2.23
16	1.13	2.23
17	1.13	2.24
18	1.13	2.24
19	1.15	2.26
20	1.15	2.26
21	1.22	2.35
22	1.22	2.35
23	1.23	2.36
24	1.23	2.36
25	1.26	2.38
26	1.26	2.38
27	1.27	2.39
28	1.27	2.39
29	1.29	2.41
30	1.29	2.41
31	1.30	2.42
32	1.30	2.42
33	1.36	2.45
34	1.36	2.45
35	1.36	2.46

No Rótula	Ductilidad	ALFA
35	1.36	2.46
36	1.36	2.46
37	1.38	2.47
38	1.38	2.47
39	1.39	2.48
40	1.39	2.48
41	1.54	2.56
42	1.54	2.56
43	1.55	2.57
44	1.55	2.57
45	1.56	2.57
46	1.56	2.57
47	1.56	2.57
48	1.56	2.57
49	1.57	2.58
50	1.57	2.58
51	1.60	2.59
52	1.60	2.59
53	1.60	2.59
54	1.60	2.59
55	1.76	2.61
56	1.76	2.61
57	1.79	2.61
58	1.79	2.61
59	1.99	2.63
60	1.99	2.63
61	2.35	2.65
62	2.35	2.65
63	2.57	2.67
64	2.57	2.67
65	2.60	2.67
66	2.60	2.67
67	3.17	2.70
68	3.17	2.70
69	3.64	2.72
70	3.64	2.72
71	3.74	2.72
72	3.74	2.72



MARCO EJE 'F'

No Rótula	Ductilidad	ALFA
0	0.00	0.00
1	1.00	1.63
2	1.01	1.64
3	1.12	1.80
4	1.13	1.82
5	1.19	1.90
6	1.20	1.92
7	1.32	2.07
8	1.37	2.13
9	1.44	2.21
10	1.50	2.27
11	1.61	2.38
12	1.62	2.38
13	1.65	2.42
14	1.71	2.45
15	1.72	2.47
16	1.75	2.49
17	1.76	2.49
18	1.81	2.52
19	1.99	2.63
20	2.05	2.66
21	2.08	2.67
22	2.15	2.71
23	2.42	2.82
24	2.50	2.86
25	3.05	3.06
26	3.07	3.07
27	3.11	3.08
28	3.30	3.14
29	3.55	3.20
30	3.72	3.24
31	4.06	3.31
32	4.28	3.35
33	6.17	3.40
34	6.43	3.41
35	8.39	3.44



### 17. Índice de relaciones geométricas en elementos estructurales

Los parámetros que se evaluarán se describieron en este mismo índice, para el edificio C, los resultados para los marcos, son:

Tabla 4.D9 Relaciones geométricas, Marco eje "3"

NIVELES DE ENTREPISO	COLUMNA	VIGA	$b / t$	$h / t_w$	Resistencia Viga-Columna	$h / l \geq F_y / 800$
NIVEL 0 + 3.50	W14x145	W14x61	$14.22 > 8.67$ (*)	$21.74 < 59.75$	$0.94 < 1.00$	$0.044 < 0.045$ (*)
NIVEL 0 + 7.00	W14x145	W14x61	$14.22 > 8.67$ (*)	$21.74 < 62.71$	$0.89 < 1.00$	$0.044 < 0.045$ (*)
NIVEL 0 + 10.50	W14x145	W14x61	$14.22 > 8.67$ (*)	$21.74 < 65.58$	$0.93 < 1.00$	$0.044 < 0.045$ (*)
NIVEL 0 + 14.00	W14x132	W14x61	$14.22 > 8.67$ (*)	$22.73 < 67.82$	$0.97 < 1.00$	$0.044 < 0.045$ (*)
NIVEL 0 + 17.50	W14x132	W14x61	$14.22 > 8.67$ (*)	$22.73 < 70.89$	$1.47 > 1.00$ (*)	$0.044 < 0.045$ (*)
NIVEL 0 + 21.00	W14x38	W14x48	$13.15 > 8.67$ (*)	$45.48 < 73.62$	$13.07 > 1.00$ (*)	$0.045 > 0.045$

Tabla 4.D10 Relaciones geométricas, Marco eje "F"

NIVELES DE ENTREPISO	COLUMN A	VIGA	b / t	h / tw	Resistencia Viga-Columna	$h / l \geq F_y / 800$
NIVEL 0 + 3.50	W14x145	W14x38	13.15 > 8.67 (*)	21.74 < 61.23	0.29 < 1.00	0.053 > 0.045
NIVEL 0 + 7.00	W14x145	W14x38	13.15 > 8.67 (*)	21.74 < 63.82	0.27 < 1.00	0.053 > 0.045
NIVEL 0 + 10.50	W14x145	W14x38	13.15 > 8.67 (*)	21.74 < 66.44	0.28 < 1.00	0.053 > 0.045
NIVEL 0 + 14.00	W14x132	W14x38	13.15 > 8.67 (*)	22.73 < 68.43	0.28 < 1.00	0.053 > 0.045
NIVEL 0 + 17.50	W14x132	W14x38	13.15 > 8.67 (*)	22.73 < 71.30	0.43 < 1.00	0.053 > 0.045
NIVEL 0 + 21.00	W14x38	W14x38	13.15 > 8.67 (*)	45.48 < 73.62	2.02 > 1.00 (*)	0.053 > 0.045

(\*) : Relación geométrica excedida

Las relaciones geométricas son excedidas en la siguiente proporción para cada marco:

Marco Eje 3

Niveles 0 + 3.50, 0 + 7.00, 0 + 10.50, 0 + 14.00 y 0 + 21.00, =  $2 / 4 = 0.50$

Niveles 0 + 17.50, =  $3 / 4 = 0.75$

Marco Eje F

Niveles 0 + 3.50, 0 + 7.00, 0 + 10.50, 0 + 14.00 y 0 + 17.50, =  $1 / 4 = 0.25$

Nivel 0 + 21.00, =  $2 / 4 = 0.50$

Vulnerabilidad promedio por entrepiso

Nivel 0 + 3.50, =  $(0.50 + 0.25) / 2 = 0.375$

Nivel 0 + 7.00, =  $(0.50 + 0.25) / 2 = 0.375$

$$\text{Nivel 0 + 10.50,} = ( 0.50 + 0.25 ) / 2 = 0.375$$

$$\text{Nivel 0 + 14.00,} = ( 0.50 + 0.25 ) / 2 = 0.375$$

$$\text{Nivel 0 + 17.50,} = ( 0.75 + 0.25 ) / 2 = 0.50$$

$$\text{Nivel 0 + 21.00,} = ( 0.50 + 0.50 ) / 2 = 0.50$$

### **18. Índice de período de vibración**

Para este caso se tomará el período real inicial de la estructura, y el posible período de colapso, el cual se evaluará mediante las ecuaciones propuestas para este índice, de lo que se obtiene:

$$\text{Período real inicial} = 1.18 \text{ seg.}$$

$$\text{Período de colapso, para 6 niveles} = 0.622 * 6 ^ 1.05 = 4.08 \text{ seg.}$$

$$\text{Índice de período} = 1 - ( 4.08 - 1.18 ) / 4.08$$

$$\text{Índice de período} = 0.29$$

### **19. Índice de funcionalidad**

Tomando en cuenta las combinaciones de sismos mas desfavorables, se obtuvieron los siguientes resultados, de las deformaciones laterales:

Tabla 4.D11 Desplazamientos actuantes y admisibles por entrepiso.

NIVEL DE ENTREPISO (m.)	MARCO EJE "3"					MARCO EJE "F"				
	Desplaz. Actuante (cm)	Deriva Actuante (cm) (A)	Deriva Admisible (cm) (B)	Factor Cd	(A) / (B) * Cd	Desplaz. actuante (cm)	Deriva Actuante (cm) (A)	Deriva Admisible (cm) (B)	Factor Cd	(A) / (B) * Cd
NIVEL 0 + 3.50	0.515	0.515	5.25	8	0.79	0.332	0.332	5.25	8	0.51
NIVEL 0 + 7.00	1.302	0.787	5.25	8	1.20	0.904	0.572	5.25	8	0.87
NIVEL 0 + 10.50	2.034	0.732	5.25	8	1.12	1.492	0.588	5.25	8	0.90
NIVEL 0 + 14.00	2.633	0.599	5.25	8	0.91	2.006	0.514	5.25	8	0.78
NIVEL 0 + 17.50	3.013	0.380	5.25	8	0.58	2.391	0.335	5.25	8	0.59
NIVEL 0 + 21.00	3.464	0.451	5.25	8	0.69	2.704	0.313	5.25	8	0.48

Obteniendo un promedio de los dos marcos se tiene para entrepiso:

Indice de funcionalidad

Para el nivel 0 + 3.50, =  $(0.79 + 0.51) / 2 = 0.65$

Para el nivel 0 + 7.00, =  $(1.20 + 0.87) / 2 = 1.04$

Para el nivel 0 + 10.50, =  $(1.12 + 0.90) / 2 = 1.01$

Para el nivel 0 + 14.00, =  $(0.91 + 0.78) / 2 = 0.85$

Para el nivel 0 + 17.50, =  $(0.58 + 0.59) / 2 = 0.59$

Para el nivel 0 + 21.00, =  $(0.69 + 0.48) / 2 = 0.59$

#### 110. Índice de rotulación plástica

De la figura 4.D5, podemos observar el mapa de rótulas plásticas actuantes en los marcos de los ejes '3' y 'F', de los que obtenemos:

Tabla 4.D12 Rotulas actuantes y posibles

NIVELES DE ENTREPISO (m.)	MARCO EJE "3"				MARCO EJE "F"			
	VIGAS		COLUMNAS		VIGAS		COLUMNAS	
	Actuantes	Posibles	Actuantes	Posibles	Actuantes	Posibles	Actuantes	Posibles
NIVEL 0 + 3.50	12	14	10	16	6	6	4	8
NIVEL 0 + 7.00	12	14	10	16	6	6	0	8
NIVEL 0 + 10.50	12	14	10	16	6	6	0	8
NIVEL 0 + 14.00	0	14	6	16	6	6	0	8
NIVEL 0 + 17.50	0	14	0	16	6	6	0	8
NIVEL 0 + 21.00	0	14	0	16	1	6	2	8
TOTAL	36	84	30	96	31	36	6	48

Obteniendo un promedio del índice de rotulación plástica por marcos:

Marco eje "3"

$$\text{Nivel } 0 + 3.50, = (12 + 10) / (14 + 16) = 0.73$$

$$\text{Nivel } 0 + 7.00, = (12 + 10) / (14 + 16) = 0.73$$

$$\text{Nivel } 0 + 10.50, = (12 + 10) / (14 + 16) = 0.73$$

$$\text{Nivel } 0 + 14.00, = (0 + 6) / (14 + 16) = 0.20$$

$$\text{Nivel } 0 + 17.50, = (0 + 0) / (14 + 16) = 0.00$$

$$\text{Nivel } 0 + 21.00, = (0 + 0) / (14 + 16) = 0.00$$

Marco eje "F"

$$\text{Nivel } 0 + 3.50, = (6 + 4) / (6 + 8) = 0.71$$

$$\text{Nivel } 0 + 7.00, = (6 + 0) / (6 + 8) = 0.43$$



$$\text{Nivel 0 + 10.50,} = (6 + 0) / (6 + 8) = 0.43$$

$$\text{Nivel 0 + 14.00,} = (6 + 0) / (6 + 8) = 0.43$$

$$\text{Nivel 0 + 17.50,} = (6 + 0) / (6 + 8) = 0.43$$

$$\text{Nivel 0 + 21.00,} = (1 + 2) / (6 + 8) = 0.21$$

Obteniendo un Índice de rotulación por entrepiso:

$$\text{Nivel 0 + 3.50,} = (0.73 + 0.71) / 2 = 0.72$$

$$\text{Nivel 0 + 7.00,} = (0.73 + 0.43) / 2 = 0.58$$

$$\text{Nivel 0 + 10.50,} = (0.73 + 0.43) / 2 = 0.58$$

$$\text{Nivel 0 + 14.00,} = (0.20 + 0.43) / 2 = 0.32$$

$$\text{Nivel 0 + 17.50,} = (0.00 + 0.43) / 2 = 0.22$$

$$\text{Nivel 0 + 21.00,} = (0.00 + 0.21) / 2 = 0.11$$

#### 4.D6 Clasificación de la vulnerabilidad global del edificio D

Tabla 4.D13 Vulnerabilidad por cada índice y entrepiso.

INDICES DE EVALUACIÓN	VULNERABILIDAD POR ENTREPISOS					
	NIVEL 0 + 3.50	NIVEL 0 + 7.00	NIVEL 0 + 10.50	NIVEL 0 + 14.00	NIVEL 0 + 17.50	NIVEL 0 + 21.00
11. Ubicación	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
12. Estado del Sistema Estructural	0.41	0.44	0.41	0.37	0.16	0.11
13. Tipo de Cimentación	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
14. Configuración Estructural en Planta	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
15. Configuración Estructural en Elevación	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89
16. Ductilidad	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
17. Relaciones Geométricas en Elementos Estructurales	0.38	0.38	0.38	0.38	0.50	0.50
18. Periodo de Vibración	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29
19. Funcionalidad	0.65	1.00	1.00	0.85	0.59	0.59
110. Rotulación Plástica	0.72	0.58	0.58	0.32	0.22	0.11

$$\text{ALFA para 6 niveles} = 1.553 + 0.005 * 6 = 1.58$$

$$\text{ALFA real promedio} = ( 3.74 + 8.39 ) / 2 = 6.07$$

$$\text{Indice de carga, IC} = 1 - ( 6.07 - 1.58 ) / 6.07 = 0.26$$

### Vulnerabilidad por piso

$$\text{Nivel 0 + 3.50,} = [0.26 * (0.41 + 0.40 + 0.29 + 0.65 + 0.72) + (0.50 + 0.04 + 0.80 + 0.89 + 0.38)] / 10 = 0.33$$

$$\text{Nivel 0 + 7.00,} = [0.26 * (0.44 + 0.40 + 0.29 + 1.00 + 0.58) + (0.50 + 0.04 + 0.80 + 0.89 + 0.38)] / 10 = 0.33$$

$$\text{Nivel 0 + 10.50,} = [0.26 * (0.41 + 0.40 + 0.29 + 1.00 + 0.58) + (0.50 + 0.04 + 0.80 + 0.89 + 0.38)] / 10 = 0.33$$

$$\text{Nivel 0 + 14.00,} = [0.26 * (0.37 + 0.40 + 0.29 + 0.85 + 0.32) + (0.50 + 0.04 + 0.80 + 0.89 + 0.50)] / 10 = 0.33$$

$$\text{Nivel 0 + 17.50,} = [0.26 * (0.16 + 0.40 + 0.29 + 0.59 + 0.22) + (0.50 + 0.04 + 0.80 + 0.89 + 0.50)] / 10 = 0.32$$

$$\text{Nivel 0 + 21.00,} = [0.26 * (0.11 + 0.40 + 0.29 + 0.59 + 0.11) + (0.50 + 0.04 + 0.80 + 0.89 + 0.50)] / 10 = 0.31$$

### Vulnerabilidad global del edificio (VGE)

$$\text{VGE} = (0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.32 + 0.31) / 6 = 0.33$$

$$\text{VGE} = 0.33$$

### Vulnerabilidad acumulada por piso (%)

$$\text{Nivel 0 + 21.00,} = (1 / 6) * 0.31 / 0.33 * 100 = 15.66\%$$

$$\text{Nivel 0 + 17.50,} = (1 / 6) * (0.31 + 0.32) / 0.33 * 100 = 31.82\%$$

$$\text{Nivel 0 + 14.00,} = (1 / 6) * (0.31 + 0.32 + 0.33) / 0.33 * 100 = 48.48\%$$

$$\text{Nivel 0 + 10.50,} = (1 / 6) * (0.31 + 0.32 + 0.33 + 0.33) / 0.33 * 100 = 65.15\%$$

$$\text{Nivel 0 + 7.00,} = (1 / 6) * (0.31 + 0.32 + 0.33 + 0.33 + 0.33) / 0.33 * 100 = 81.82\%$$

$$\text{Nivel 0 + 3.50,} = (1 / 6) * (0.31 + 0.32 + 0.33 + 0.33 + 0.33 + 0.33) / 0.33 * 100 = 100\%$$

Para esta VGE, se tendría un Nivel de Daños Grado 2, es decir:

Daño moderado (daño estructural ligero, daño no estructural moderado). Pequeñas fisuras en columnas y vigas, fisuras en paredes de relleno.

**CAPÍTULO 5**  
**MANUAL DE USUARIO DEL PROGRAMA "VULSIS"**

## 5.1 INTRODUCCION

El programa PLAST, retomado de la versión original para DOS, realiza un análisis de colapso o PUSH OVER, es decir, que dadas las fuerzas horizontales encontradas por un reglamento de diseño sísmico, la NTDS<sup>9</sup> para nuestro país, simulan las fuerzas sísmicas, las cuales son amplificadas hasta que se forme un número de rótulas plásticas o se forme un mecanismo de falla, que vuele inestable a la estructura.

Con la actualización el programa tiene un ambiente de trabajo Windows, además, su capacidad ha sido expandida al doble, se adaptó para secciones de perfiles y se añadió el módulo que determina la vulnerabilidad sísmica de un edificio de concreto reforzado o acero, según la metodología planteada en esta investigación.

## 5.2 GENERALIDADES

### 5.2.1 El programa "PLAST"

El programa PLAST<sup>6</sup>, fue desarrollado originalmente como un proyecto de investigación conjunta entre la Universidad La Serena, Chile y la Universidad de Essen, Alemania, financiado por la fundación Volkswagen entre los años de 1990-1992.

Su versión original opera bajo ambiente DOS (Sistema Operativo de Disco), en lenguaje Prospero Fortran. El cual realiza un análisis de colapso o PUSH OVER, para marcos de concreto reforzado; un análisis de este tipo involucra el amplificar las cargas horizontales por sismo, encontradas por un reglamento de diseño sísmico, la NTDS<sup>9</sup> para nuestro caso, hasta el punto en que se forma un número suficiente de rótulas plásticas o se forme un mecanismo de falla, que haga inestable al marco.

Los resultados generados, involucra un mapa de rótulas plásticas en los elementos de vigas o columnas, con su respectivo factor amplificador de cargas (factor ALFA) y la ductilidad de desplazamientos para ese factor.

### **5.2.2 Innovaciones a la versión original**

El programa PLAST ha sido retomado, y después de un estudio que involucró la lectura del programa fuente, se han adicionado ciertas innovaciones, así como la creación de un nuevo programa (VULSIS), que retoma los resultados generados por el PLAST y determina la vulnerabilidad sísmica para edificios de concreto reforzado y acero, las principales innovaciones se listan a continuación:

- Se generó una rutina que crea un archivo de salida, donde se encuentran los desplazamientos de cada entrepiso para cada etapa de carga (nivel de incremento del factor ALFA), el cual es retomado por el programa VULSIS y evalúa el Índice de Funcionalidad
- Se generó una rutina que crea un archivo de salida, donde se encuentra el mapa y secuencia del apareamiento de rótulas plásticas, para cada etapa de carga, este es retomado por el programa VULSIS y evalúa el Índice de Rotulación Plástica, además es retomado por la versión Windows del PLAST, para mostrar de forma gráfica y animada la ubicación de las rótulas plásticas.
- Se generó una rutina que crea un archivo de salida, donde se encuentra las fuerzas internas en cada extremo de viga y columna (axial, cortante y momento), para cada etapa de carga, el cual es retomado por el programa VULSIS y evalúa el Índice del Sistema Estructural.

- Además, se generó una rutina que crea un archivo de salida, donde se encuentran los desplazamientos locales en los extremos del elemento que se rótula para un determinado nivel de carga.
- A forma de memoria de calculo todos los archivos de salida descritos anteriormente son presentados en forma lógica y ordenada.
- Para el caso de edificios de acero, las propiedades de los perfiles seleccionados son encontradas mediante el programa en Fortran LEEAISC, proporcionado por el Dr.-Ing Edwin Portillo<sup>26</sup>, el cual lee un banco de datos de perfiles al leer el archivo LeeAisc.dat, el cual contiene los nombres de los perfiles deseados.
- El programa VULSIS, retoma los archivos descritos anteriormente y generados por el PLAST, y evalúa la vulnerabilidad sísmica para edificios de concreto reforzado, según el procedimiento desarrollado en este trabajo de graduación.

### **5.2.3 Archivos de salida generados por el programa**

Los nombres de los archivos generados y su contenido se explican a continuación:

- IPL.SAL, contiene un mapa de rótulas plásticas, que describen la secuencia de la aparición de estas, en los elementos de vigas y columnas, con su respectivo factor ALFA y la ductilidad de desplazamientos.
- DESPLOC.SAL, contiene los desplazamientos locales para cada elemento que es rotulado.
- DESPDER.SAL, contiene los desplazamientos de entrepiso para cada etapa de carga.

- FUERZAS.SAL, contiene las fuerzas internas en todos los extremos de los elementos (axial, cortante y momento) para cada etapa de carga.
- VULSIS.SAL, contiene los datos de entrada y resultados, para el análisis de vulnerabilidad.
- LEEAISC.OUT, contiene la información de los perfiles para el caso de marcos de acero.

### **5.3 MANUAL DE USUARIO PARA LA VERSIÓN WINDOWS DEL PROGRAMA**

#### **“VULSIS”**

El concepto de la versión Windows, consiste en utilizar ventanas dinámicas, mediante las cuales se proporciona la información necesaria para elaborar el modelo matemático de un marco, para realizar el análisis de PUSH OVER, y el análisis de vulnerabilidad sísmica. La compilación de la versión Windows se elaboró mediante el software Visual Basic 5.0.

Algunos criterios y recomendaciones deberán tenerse en cuenta al usar este programa, las cuales son:

- El programa deberá estar ubicado en una carpeta con la siguiente ruta “C:\Vulsis”, todos los archivos internos del programa y los ejecutables se ubicaran aquí, no se recomienda guardar otro tipo de archivos en esta carpeta.
- A medida que cada ventana dinámica recopila la información necesaria es guardada en un archivo de extensión \*.int (se explican con detalle este tipo de archivos en la sección 5.5), al final los archivos PLAST.ENT y IVS.ENT contienen la



información recopilada de cada archivo \*.int, para el análisis de PUSH OVER y vulnerabilidad, respectivamente, estos son guardados con los nombres mencionados.

- Para leer estos archivos el usuario deberá cambiar el nombre del archivo PLAST.ENT y sustituirlo por otro con extensión \*.IPL, el cual podrá ser leído desde cualquier lugar por el programa, sin embargo, el archivo IVS.ENT siempre deberá guardar este nombre, por lo que se recomienda, que para cada tipo de ejemplo desarrollado sea guardado en una carpeta diferente dentro del disco duro de la computadora.
- Los archivos de entrada y salida podrán ser consultados en cualquier momento, desde el programa PLAST, mediante el visor de texto que se ha incluido en el programa, sin necesidad de ocupar otro editor de textos.

#### 5.4 DESCRIPCIÓN DE LAS VENTANAS DINÁMICAS.

- **Ventana: "VULSIS"**

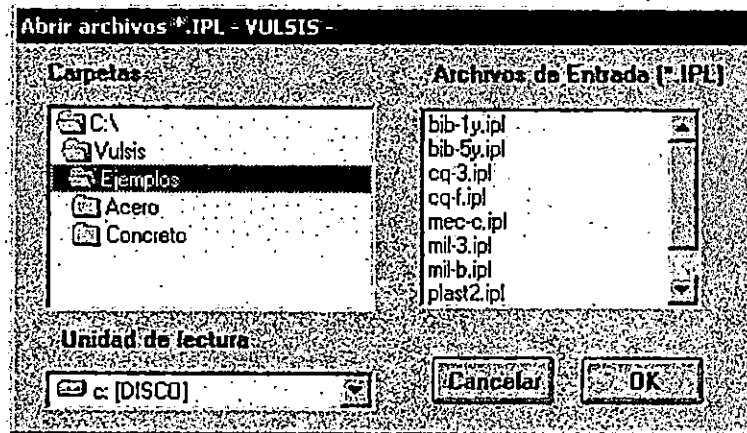
Ventana principal la cual contiene los iconos y menús, mediante los cuales se puede acceder a las demás ventanas dinámicas, para consultar o adicionar la información.



Opción: Adicionando o editando la información

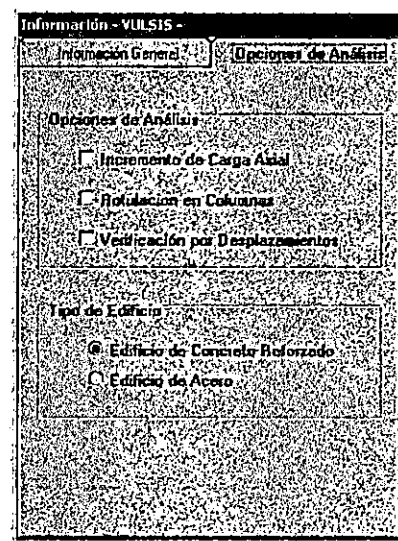
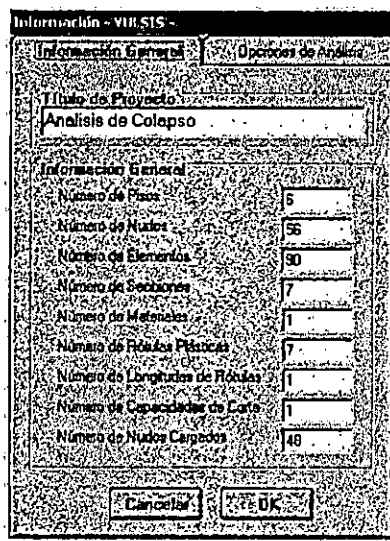
- **Ventana: "Abrir archivo"**

Abre los archivos con extensión \*.IPL, conteniendo la información del marco para el análisis de PUSH OVER.



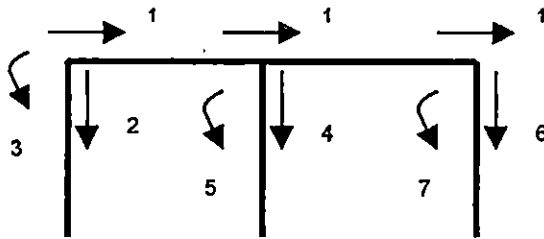
- **Ventana: "Información"**

Contiene la información general que describe al marco (número de nudos, elementos, tipo de edificio, tipos de secciones, materiales, nudos con carga, etc)



• **Ventana: "Coordenadas y grados de libertad en nudos"**

Para el número de nudos establecidos en la venta información, se proporciona la información de las coordenadas (m) y los grados de libertad de cada nudo (pueden ser generados automáticamente), esto últimos se definen como las 3 direcciones en que el nudo se puede desplazar (dir. X, dir. Y y rotación), el primer grado de libertad deberá ser igual para todos los nudos de un mismo entrepiso, si se quiere simular un entrepiso rígido, por ejemplo:



**Coordenadas y Grados de Libertad en Nudos - YULSIS -**

Editar Nodos Existentes Cancelar OK

#Nudo	GX	GY	GZ	CX	CY
1	0	0	0	0	0
2	0	0	0	8	0
3	0	0	0	13.4	0
4	0	0	0	21.4	0
5	0	0	0	25.4	0

#Nudo:  **Mostrar**

Grados de Libertad			Coordenadas del Nudo	
GX	GY	GZ	CX (m)	CY (m)
0	0	0	21.4	0

**Generar Nodos Automáticamente** **Aceptar Nudo**

#Nudo I	Coordenadas del Nudo I		Grados de Libertad Nudo I		
	CX (m)	CY (m)	GX	GY	GZ
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

#Nudo J	Coordenadas del Nudo J		Grados de Libertad Nudo J		
	CX (m)	CY (m)	GX	GY	GZ
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

**Generar Nodos**

- Ventana: "Grados de libertad asociados"

Se establece el grado de libertad en la dirección X, para el cual se asociará el desplazamiento del entrepiso.

**Grados de Libertad Asociados**

Cancelar OK

Editando Grados Existentes

Nivel	Grado
1	1
2	18
3	35

#Nivel: 2

Mostrar

Grado: 18

Aceptar Grado

- Ventana: "Derivas admisibles por entrepiso"

Se establecen las derivas admisibles (m) por desplazamiento afectadas por el factor  $C_d$ , que las amplifica según nuestra NTDS<sup>9</sup>, para cada entrepiso.

**Desps. Adm. por Entrepiso - VULSIS -**

Cancelar OK

Editando Derivas Existentes

Nivel	Deriva
1	0.055
2	0.055
3	0.055

#Nivel: 2

Mostrar

Desplazamiento (m): 0.055

Aceptar Deriva

- Ventana: "Tipos de secciones"

Se establecen las dimensiones (m), ancho y peralte, de las secciones de vigas y columnas para edificios de concreto reforzado o el tipo de perfil para edificios de acero, según el tipo del mismo, establecidas para el número de secciones.

**Tipos de Secciones - VULSIS -**

Cancelar OK

Editando Secciones Existentes

Sección	Altura	Ancho
1	0.4	0.4
2	0.4	0.4
3	0.4	0.4
4	0.4	0.4

#Sección: 3

Mostrar

Datos de la Sección

Altura (m.)	Ancho (m.)
0.4	0.4

Aceptar Sección

**Tipos de Perfiles**

Cancelar OK

Editando Secciones Existentes

#Perfil	Perfil
1	W 14.00 48.00
2	W 14.00 61.00
3	W 14.00 53.00

#Perfil: 3

Mostrar

Datos del Perfil

Perfil
W 14.00 48.00

Aceptar Perfil

- Ventana: "Tipos de armaduras"

Se establecen las áreas de acero ( $\text{cm}^2$ ) a compresión y tensión (solo para edificios de concreto reforzado), que se asignarán posteriormente a cada tipo de sección, el número de estas son establecidas en la ventana Información.

**Tipos de Armaduras - VULSIS -**

Cancelar OK

Editando Armaduras Existentes

Armadura	Tensión	Compresión	Recubrimiento
1	15	15	1
2	15	15	1
3	15	15	1
4	15	15	1

#Armadura: 3

Mostrar

Armaduras

As Inferior ( $\text{cm}^2$ )	As Superior ( $\text{cm}^2$ )	Recubrimiento (cm.)
15	15	1

Aceptar Armadura

- **Ventana: "Tipos de longitudes de rótulas"**

Se establece, la distancia (m) del nudo a la cual deberá de ocurrir la rótula plástica, el número de estas es definida en la ventana Información.

**Tipos de Longitudes de Rótulas - VULSIS -**

Editando Longitudes Existentes

# Longitud	Longitud	M.E.	EF
1	0.1	1	90

# Longitud Longitud (m) Elementos

- **Ventana: "Tipos de materiales"**

Se establecen las propiedades del concreto reforzado ( $\text{ton/m}^2$ ),  $f_c'$ ,  $f_y$ , módulos de elasticidad del concreto y acero.

**Tipos de Materiales de Concreto Armado - VULSIS -**

Editando Materiales Existentes

Material	M. E. Concreto	M. E. Acero	Resis. Concreto	Resis. Acero
1	21000000	21000000	8000	80000

#Material Módulos de Elasticidad Resistencia de Materiales

- **Ventana: "Tipos de cortante admisible"**

Se establece el cortante (ton) admisible para las secciones, el número de tipos de cortantes es establecido en la ventana Información.

**Tipos de Capacidad de Corte - VULSIS -**

Editando Cortantes Existentes

# Cortante	Cortante	EI	EF
1	100	1	90

#Cortante:  Cortante Adm:  Elementos: EI  EF

- **Ventana: "Conectividad de elementos"**

Para el número de elementos establecidos en la ventana Información, se le asigna el número del nudo izquierdo y derecho, el número de sección, número de material y los tipos de armaduras en el nudo izquierdo y derecho, esta conectividad puede realizarse mediante una generación automática. Para edificios de acero las armaduras podrán tomar cualquier valor, siempre y cuando se haya establecido al menos un tipo de armadura en la ventana información.

**Conectividad de Elementos - VULSIS -**

Editando Elementos Existentes Cancelar OK

Elemento	NI	ND	Arm. Iza	Arm. Der.	Sección	Material
1	1	9	1	1	1	1
2	2	10	1	1	1	1
3	3	11	1	1	1	1
4	4	12	1	1	1	1
5	5	13	1	1	1	1

#Elemento: Mostrar

Nudos: NI ND

Armaduras: Iza Der

Sección: ##

Material: ##

4 4 12 1 1 1 1

Generar Conectividad Automática Aceptar Elemento

#Elemento: Mostrar

Nudos: NI ND

Armaduras: Iza Der

Sección: ##

Material: ##

#Elemento: Mostrar

Pasos de Nudos: NI ND

Generar Conectividad

- **Ventana: "Tipos de cargas nodales"**

Para el número de nudos establecidos que tendrán cargas externas, en la ventana información, se establecen las fuerzas externas en las tres direcciones (dir. X, dir. Y y momentos) las cuales pueden ser generadas automáticamente.



Tipos de Cargas Nodales - VULSIS -

Nudo	PX	PY	PZ
13	0.18	0	0
14	0.18	0	0
15	0.18	0	0
16	0.18	0	0

Generar Cargas

- **Ventana Indices de vulnerabilidad sísmica**

Esta ventana contiene diferentes carpetas para las cuales se proporciona la información necesaria para desarrollar el análisis de vulnerabilidad, la información solicitada esta de acuerdo a la metodología presentada en este trabajo de investigación.

### 11. Indice de ubicación

Se establece la zona sísmica donde se encuentra el edificio y el nivel por entorno físico.

Indices de Vulnerabilidad Sísmica - VUISIS -

12. Índice de Ubicación

Editando Indices de Vulnerabilidad Sísmica

Zona Sísmica

Zona I

Zona II

Estrato Físico

NIVEL = 2

Nivel ALTO = 1.00

Nivel INTERMEDIO = 0.69

Nivel BAJO = 0.50

Cancelar OK

## 12. Índice de estado del sistema estructural

Se establecen los factores para los cuales se hará una reducción en la capacidad de resistencia de los elementos de vigas y columnas.

Indices de Vulnerabilidad Sísmica - VUISIS -

12. Índice de Estado del Sistema Estructural

Coefficientes de Reducción

Resistencia por Calidad del Diseño y Construcción = 2

Efecto del Estado = 2

Nivel ALTO = 1.00

Nivel INTERMEDIO = 0.69

Nivel BAJO = 0.50

## 13. Índice de tipo de cimentación

Se establece el desplante de la cimentación (m) y la velocidad de las ondas de corte (m/seg).

Indices de Vulnerabilidad Sísmica - VUISIS -

13. Índice de Tipo de Cimentación

Factores

Desplante (m) = 2

Velocidad de Onda de Corte (m/seg) = 2

#### 14. Índice de configuración estructural en planta

Se proporciona los centros de masa y rigideces (m) para cada nivel y los lados máximos en cada dirección que posee el edificio.

Indices de Vulnerabilidad Sísmica - VULSIS -

11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

#### 14. Índice de Configuración Estructural en Planta

Centro de Masas y Rigideces

Nivel	CX	CY	RX	RY	BX	BY
1	2	254	259	15	15	1
2	12	25	45	56	33	2
3	12	25	45	56	33	3

Nivel	Centro de Masas CX (m)	CY (m)	Centro de Rigideces RX (m)	RY (m)	Lados del Edificio Bx (m)	By (m)
2	12	25	45	56	33	3

Mostrar Aceptar Nivel

#### 15. Índice de configuración estructural en elevación

Se proporcionan las áreas en planta ( $m^2$ ) y las dimensiones máximas (m) del edificio en cada dirección.

Indices de Vulnerabilidad Sísmica - VULSIS -

11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

#### 15. Índice de Configuración Estructural en Elevación

Variación de Áreas y Relaciones de Lados

Nivel	Área P	Área PS	BX	BY
1	2	254	259	15
2	12	25	45	56

Entrepiso	Variación de Áreas Área P	Área PS	Lados del Edificio Bx (m)	By (m)
1	12	25	33	2

Mostrar Aceptar Nivel

#### 16. Índice de ductilidad

No necesita información adicional.

### 17. Índice de relaciones geométricas

Para cada nivel, se proporcionan las dimensiones mas desfavorables longitud de viga (m), ancho y peralte (cm) y las dimensiones de la columna (cm).

Indices de Vulnerabilidad Sísmica - VULSIS -

17. Índice de Relaciones Geométricas

Relaciones Geométricas

Nivel	h	bw	b	c1	c2
1	2	254	259	15	15
2	12	25	45	56	33
3	12	25	45	56	33

Nivel	V	G	A	S	C	D	L	D	M	N	A	S
	h (m)	bw (cm)	b (cm)	h (cm)	c1 (cm)	c2 (cm)						
2	12	25	45	56	56	33						

Mostrar      Aceptar Nivel

### 18. Índice de período de vibración

Se establecen los períodos (seg) iniciales y de colapso

Indices de Vulnerabilidad Sísmica - VULSIS -

18. Índice de Período de Vibración

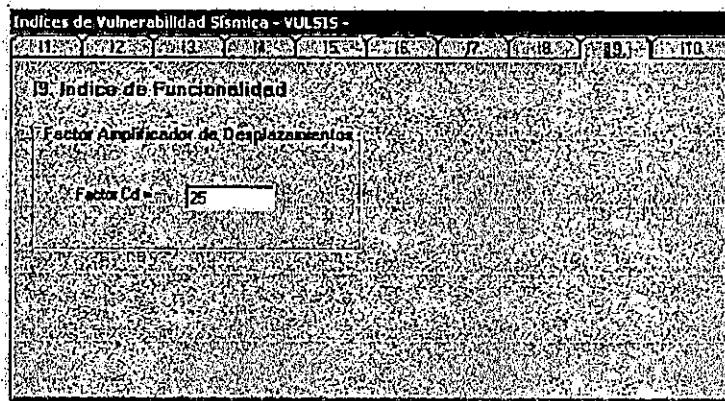
Períodos de Vibración

Período Inicial = 3

Período de Colapso = 12

### 19. Índice de funcionalidad

Se establece el factor  $C_d$ , para calcular las derivas admisibles.

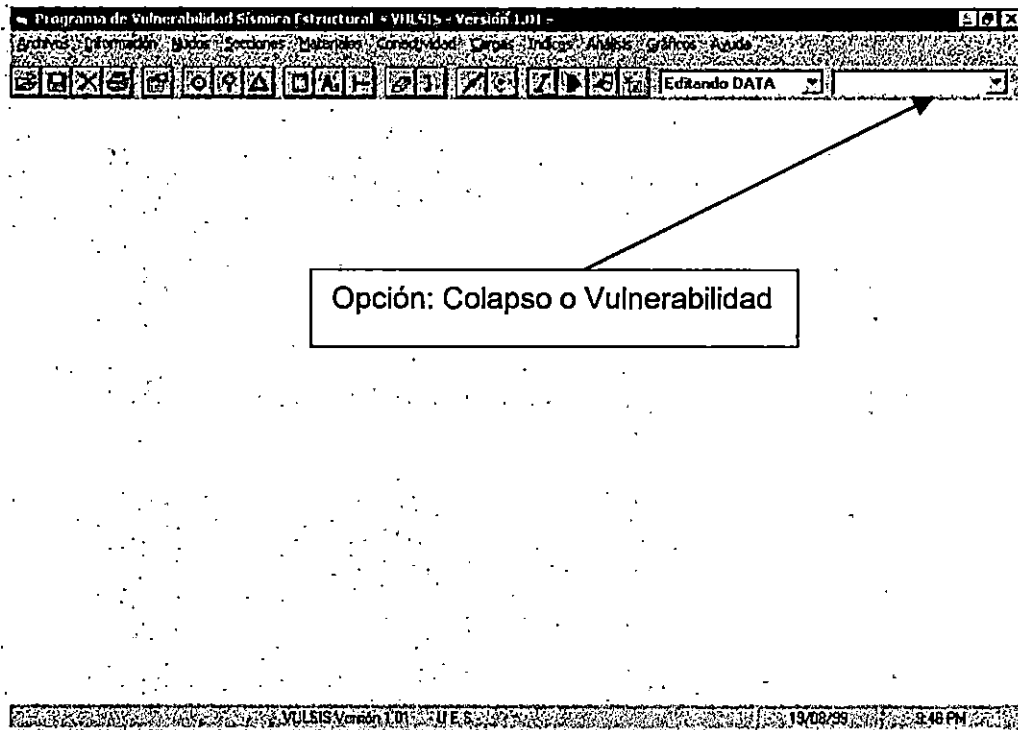


### 10. Índice de rotulación plástica

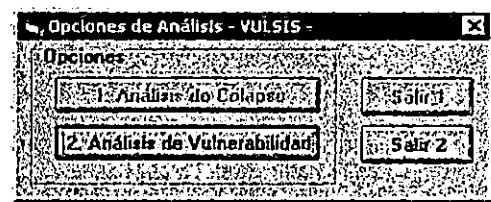
No necesita información adicional.

- **Ventana de análisis**

De acuerdo a la opción de análisis establecida se puede hacer el análisis por colapso o PUSH OVER y el análisis de vulnerabilidad, realizado en el orden mencionado anteriormente.



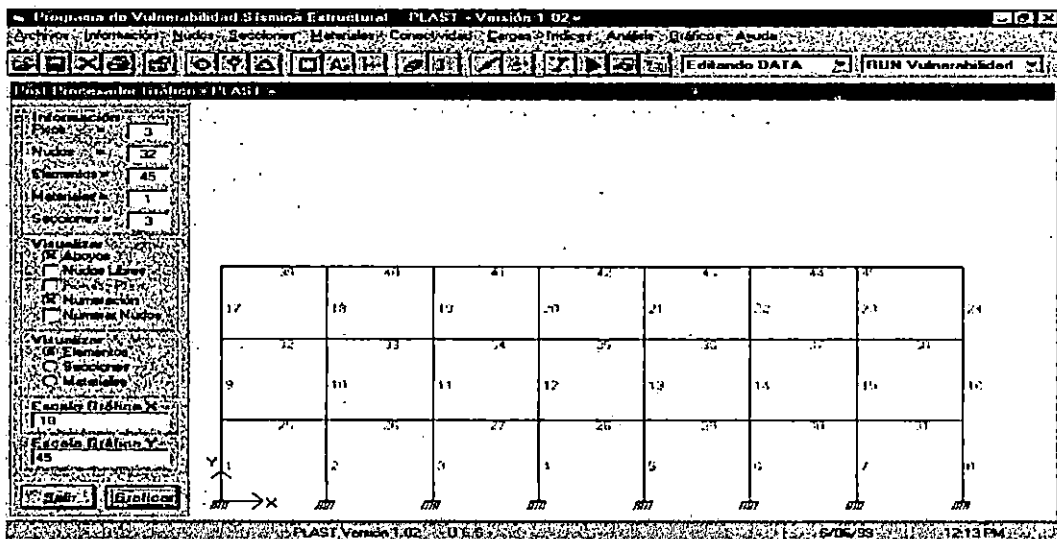
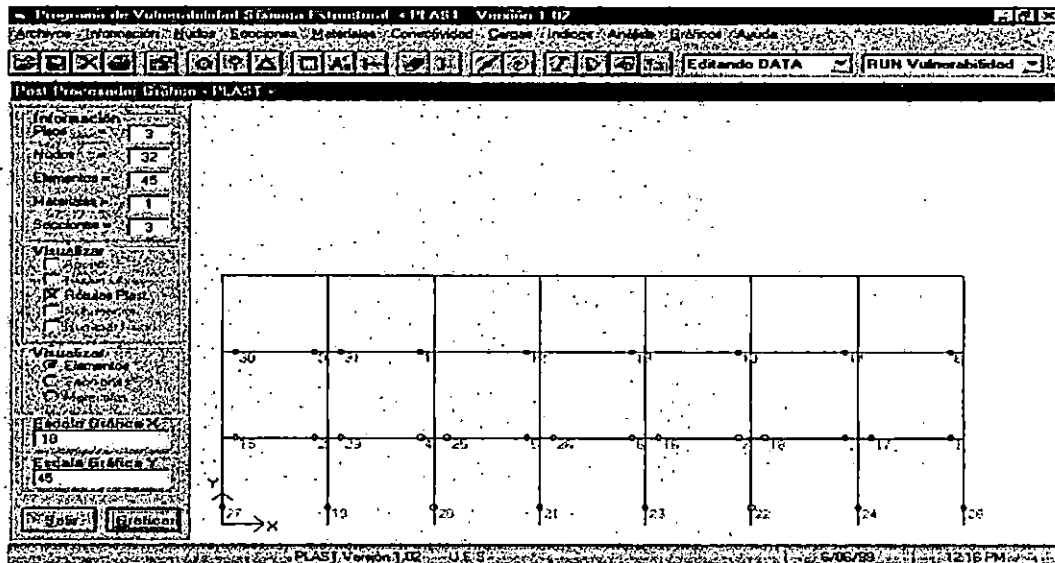
Análisis de colapso o PUSH OVER



Análisis de vulnerabilidad

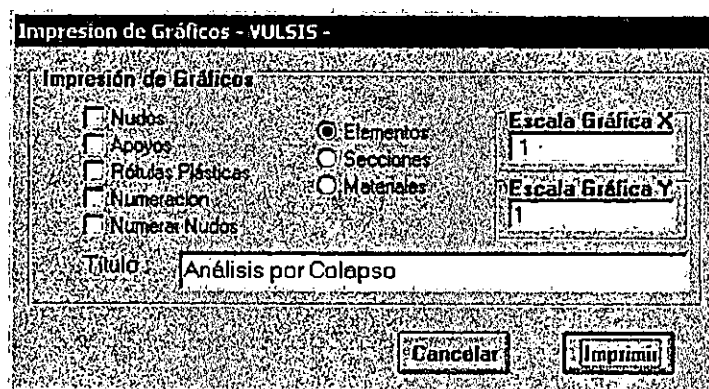
- **Ventana de gráficos**

En esta ventana se puede ver el modelo plano del marco, los nudos que son apoyos y aquellos que están libres, la numeración de nudos, elementos, secciones y materiales asignados y la secuencia animada del apareamiento secuencial de las rótulas plásticas.



- **Ventana impresión de gráficos**

Todas las opciones que brinda la ventana de gráficos pueden ser impresas mediante esta ventana, escogiendo las diferentes opciones.



## 5.5 DESCRIPCIÓN DE LOS ARCHIVOS INTERNOS \*.INT

Cada ventana dinámica vista anteriormente genera un archivo ASCII con extensión \*.int, conteniendo la respectiva información, la cual no tiene ningún formato de escritura, estos archivos se describen a continuación:

**Info.int**, contiene la información de la ventana "Información", en el siguiente orden:

línea 1: título del proyecto

línea 2: número de niveles, número de nudos, número de elementos, número de secciones, número de materiales, número de armaduras, número de longitudes de rótulas, número de capacidades de corte, número de nudos cargados, verificación por desplazamientos, cero, 0 para edificios de concreto y 1 para acero.

**Nudo.int**, contiene la información de la ventana "Coordenadas y grados de libertad en nudos", en el siguiente orden:

línea n (según el número de nudos establecidos): número del nudo, grado de libertad en X, en Y en Z, coordenada en X (m), y Y (m).



**Grado.int**, contiene la información de la ventana "Grados de libertad asociados", en el siguiente orden:

línea n (según el número de pisos establecidos):: número del nivel, grado de libertad asociado

**Desplaza.int**, contiene la información de la ventana "Desplazamientos admisibles por entrepiso", en el siguiente orden:

línea n (según el número de pisos establecidos):: número de nivel, deriva admisible (m)

**Sección.int**, contiene la información de la ventana "Tipos de secciones", para edificios de concreto reforzado, en el siguiente orden:

línea n (según el número de secciones establecidos): número de sección, altura (m), peralte (m).

**LeeAisc.dat**, contiene la información de la ventana "Tipos de Perfiles", para edificios de acero, en el siguiente orden:

línea 1: título

línea 2: número de perfiles

línea n (según el número de secciones establecidos): nombre del perfil

**Armadura.int**, contiene la información de la ventana "Tipos de armaduras", en el siguiente orden:

línea n (según el número de armaduras establecidas): número de armadura, área de acero en lecho superior (cm<sup>2</sup>), acero lecho superior (cm<sup>2</sup>), recubrimiento (cm).

**Longitud.int**, contiene la información de la ventana "Tipos de longitudes de rótulas", en el siguiente orden:

línea n (según el número de longitudes establecidos): número de longitud, longitud (m), elemento inicial, elemento final

**Material.int**, contiene la información de la ventana "Tipos de materiales de concreto reforzado", en el siguiente orden:

línea n (según el número de materiales establecidos): número de material, módulo de elasticidad del concreto ( $\text{ton/m}^2$ ), del acero ( $\text{ton/m}^2$ ), resistencia del concreto ( $\text{ton/m}^2$ ), del acero ( $\text{ton/m}^2$ ).

**EsfCorte.int**, contiene la información de la ventana "Tipos de capacidad de corte", en el siguiente orden:

línea n (según el número de capacidades establecidas): número de capacidad, capacidad de corte (ton), elemento inicial, elemento final.

**Conec.int**, contiene la información de la ventana "Conectividad de elementos", en el siguiente orden:

línea n (según el número de elementos establecidos): número del elemento, nudo inicial, nudo final, armadura izquierda, armadura derecha, número de sección, número de material.

**Carga.int**, contiene la información de la ventana "Tipos de cargas nodales", en el siguiente orden:

línea n (según el número de nudos cargados establecidos): número del nudo cargado, carga en X (ton), en Y (ton), momento en Z (ton.m).

**CAPITULO 6**  
**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 6.1 CONCLUSIONES

### 6.1.1 Vulnerabilidad de los edificios a ser dañados por sismos

1. Aspectos relevantes propios de las estructuras de edificios, inciden de manera gradual en el mal o buen comportamiento de estos ante la acción de un sismo específico. Dentro de estos aspectos podemos mencionar: el tipo y calidad del material (concreto reforzado, acero o mampostería reforzada); la disposición de los elementos estructurales (columnas, vigas, paredes, etc.) en la estructura final del edificio; la ubicación del edificio según la zona sísmica de la región y la ubicación por el entorno físico, es decir, la colindancia con otros edificios o la topografía y calidad del terreno donde se ubica, y un proceso de diseño donde se respeten las recomendaciones establecidas por los códigos y normas de diseño respectivos.
2. Para edificios existentes se deben establecer como mínimo dos aspectos de relevancia, que podrían influir en su comportamiento durante un sismo: 1) establecer el estado de la estructura desde el punto de vista, en que se verifiquen si se respetaron todas las recomendaciones pertinentes durante la etapa de diseño y construcción del edificio, verificando las memorias de cálculo y los detalles de los planos estructurales, 2) establecer de primera intención y preliminar de forma visual, un nivel de daños que puede presentar el edificio en sus elementos estructurales (vigas, columnas, paredes, fundaciones, etc.), si es que ha sido afectado por sismos de consideración durante su vida útil. Estas verificaciones pueden dar de primera intención, una idea del estado en que un edificio cualquiera presenta en un momento dado.

### **6.1.2 Factores que inciden en la vulnerabilidad sísmica estructural de los edificios**

1. La ubicación de los edificios por su entorno geográfico y entorno físico, afectan la etapa de diseño y construcción de estos; el primero, incide en la determinación del coeficiente sísmico para el cálculo de las fuerzas laterales establecidas por la NTDS<sup>9</sup>, ya que dependiendo de la zonificación sísmica donde se encuentre el edificio, así le corresponderán los coeficientes del tipo de suelo; el segundo, influye en el sistema de fundaciones que se deberán de utilizar, además, de controlar con mayor importancia los desplazamientos laterales inducidos por un sismo, en el caso de edificios colindantes.
2. El estado del sistema estructural involucra parámetros muy subjetivos que dejan una gran responsabilidad a quien los evalúa, en algo que difícilmente podría enmarcarse de una manera numérica. Se debe establecer el estado de la construcción original, es decir, la correcta disposición de los elementos estructurales, irregularidades en masa y/o rigidez, ausencia de diafragmas y otros elementos necesarios para garantizar el buen comportamiento ante un sismo; y establecer el estado de la estructura, es decir, el nivel de deterioro o estado actual de los principales elementos estructurales (vigas, columnas, etc.) del edificio.
3. El tipo de suelo sobre el cual se cimienta el edificio, a menudo solo es considerado para conocer las propiedades del suelo para el diseño de las fundaciones, sin embargo, para estructuras de importancia, debe considerarse el período de vibración natural del suelo para diferentes profundidades del estrato de suelo y ser comparado con los principales modos de vibración natural que podría presentar el

edificio, ya que una proximidad numérica entre ambos conllevaría a un fenómeno de resonancia, algo que conllevaría al colapso del edificio.

4. Las irregularidades en las configuraciones estructurales que se pueden presentar en elevación y en planta de un edificio, han sido muy bien documentadas y establecidas en nuestra norma de diseño por sismo<sup>9</sup>, así como por otros reglamentos internacionales, pues las combinaciones que podrían presentarse son muy variadas y complejas. Es un aspecto que debe ser evaluado por el responsable del diseño estructural y tratar de evitar su empleo al máximo.
5. La ductilidad de desplazamientos de los edificios es una propiedad que depende de muchos factores, como la altura, tipo de perfiles en edificios de acero, y las secciones en vigas y columnas en edificios de concreto reforzado. Esta propiedad es deseable en las estructuras de edificios, ya que permite una mayor disipación de energía mediante un nivel de desplazamientos, al entrar la estructura en el rango de comportamiento inelástico, la tabla 3.8 relaciona la ductilidad de desplazamientos a un nivel de vulnerabilidad, esta es retomada y se muestra a continuación.

Escala del índice de ductilidad de desplazamientos.

Ductilidad de desplazamientos ( $\mu$ )	Índice de Vulnerabilidad
$\mu < 1.0$	1.0
$1.0 \leq \mu < 1.5$	0.8
$1.5 \leq \mu < 3.5$	0.6
$3.5 \leq \mu < 8.0$	0.4
$\mu \geq 8.0$	0.2

Un nivel de ductilidad inferior a la unidad, reflejaría un comportamiento casi frágil del edificio, mientras que un nivel de ductilidad demasiado alto podría inducir desplazamientos mas haya de los permitidos por la NTDS<sup>9</sup>.

6. Las relaciones geométricas en los elementos estructurales (vigas y columnas), influyen en dos aspectos: 1) el mas importante involucra el satisfacer los requisitos mínimos para un diseño satisfactorio de los elementos de vigas y columnas, 2) el segundo tiene por objeto el satisfacer requisitos de servicio, es decir, evitar vibraciones o deformaciones permanentes en sus elementos, que podrían dar una sensación de temor o incertidumbre en las personas que transiten por el lugar.
7. El período de vibración natural de un edificio, es una propiedad que depende de la configuración estructural y las dimensiones de sus elementos estructurales, sin embargo, deben existir límites dentro de los cuales se considere satisfactorio su período de vibración, esto para evitar sistemas demasiado frágiles o dúctiles.
8. La funcionalidad puede ser definida como la relación de desplazamientos actuantes y permitidas por nuestra NTDS<sup>9</sup>, este es un parámetro que generalmente es controlado durante la etapa de diseño de un edificio y en teoría no debería ser excedido durante un sismo, si se está utilizando una norma de diseño por sismo.

### **6.1.3 Vulnerabilidad de edificios**

1. Para el cálculo de la vulnerabilidad de un edificio deben seguirse la mayoría de los procedimientos establecidos en los dos apartados anteriores. Este procedimiento requiere de tiempo, pues es un análisis que involucra evaluar muchos aspectos de un edificio; requiere de tener los planos estructurales de un edificio, en su defecto las dimensiones básicas de los elementos de vigas y columnas y distribución de



estos; y requiere de programas especializados de computadora para cierto tipo de análisis, por ejemplo PUSH OVER.

2. Un procedimiento de evaluación de vulnerabilidad sísmica estructural fue planteado en el capítulo 3, mediante la evaluación de diez índices de vulnerabilidad que tratan de cuantificar ciertos aspectos que influyen en el comportamiento satisfactorio de un edificio, siguiendo las investigaciones y calibraciones necesarias; y aplicado a cuatro edificios, dos de concreto reforzado y dos de acero, según se describe en el capítulo cuatro.

La metodología consiste en evaluar cada índice y obtener un valor estandarizado entre cero y la unidad, que refleja el nivel de vulnerabilidad para cada caso; después de evaluar los diez índices es encontrado un índice de carga (IC) el cual refleja en nivel de intensidad del sismo aplicado, dicho índice de carga (IC) afecta a ciertos índices de vulnerabilidad ( Índices I2, I6, I8, I9 y I10) los cuales dependen de forma directa con el nivel de intensidad de un sismo, finalmente es promediado entre el número de índices, para obtener un valor, el cual es comparado contra una escala de vulnerabilidad (MSK, Medvedev-Sponhever-Karnis), y estimar los posibles daños que se pueden dar en el edificio.

3. Un análisis de vulnerabilidad sísmica estructural tiene por objeto el determinar el estado de los índices de vulnerabilidad analizados, puesto que podrían ser mas, para un edificio sometido a un sismo específico, los cuales reflejan el mal o buen estado del mismo. De este análisis se pueden detectar las zonas mas vulnerables a ser dañadas, por ejemplo, el detectar los elementos que primero son rotulados, es un buen parámetro para proponer una estrategia de reforzamiento en esas zonas, mediante el encamisado de columnas o vigas, procedimiento que consiste en

proveer de mayor refuerzo y dimensión a la zona afectada. Por ende, este tipo de análisis se recomienda que sea efectuado a edificios afectados por sismos, para los cuales haya un nivel alto de incertidumbre de su buen comportamiento para su uso, ya sea normal o ante la acción de un sismo futuro.

#### **6.1.4 Programa VULSIS**

1. Con las modificaciones realizadas a la versión original del programa PLAST, se está en la capacidad de analizar marcos mas grandes, puesto que su capacidad fue expandida al doble, lo que da la posibilidad de trabajar marcos con mayores entresijos y claros de vigas. Además, se expandió su capacidad a marcos de estructura de acero, es decir, donde se empleen perfiles laminados de acero.
2. El módulo de análisis de PUSH OVER, no fue modificado, nada mas para la generación de cierto tipo de información, mediante archivos de salida ASCII, sin embargo, fue adicionado un módulo de análisis de vulnerabilidad, el cual aplica a la metodología planteada en esta investigación, esto se logró mediante un nuevo programa llamado VULSIS. Ambos módulos son combinados en la versión Windows del programa.
3. La versión Windows de este programa evita en cierta medida la generación de errores por parte del usuario, ya que la información proporcionada por este es mas sencilla, además, la parte gráfica que fue implementada da un mayor seguridad de los modelos matemáticos que se estén llevando a cabo.
4. Archivos independientes de salida fueron generados, donde se detalla la información de entrada y los resultados de cada etapa de análisis y para cada nivel de carga, lo que provee una mejor y mas completa memoria de cálculo

## 6.2 RECOMENDACIONES

1. Se recomienda que para edificios existentes cuya seguridad estructural es puesta en duda, sea evaluado mediante inspecciones visuales y pruebas de campo, que determinen el estado estructural del mismo, además, se recomienda hacer un análisis de vulnerabilidad que detecte los posibles daños que se darían ante sismos futuros, para tal caso se propone implementar la metodología de análisis de vulnerabilidad planteada en este trabajo de investigación.
2. Para análisis de PUSH OVER o colapso, se recomienda que se utilicen las siguientes fórmulas aplicables a edificios de 5 a 30 niveles para comparar el factor de colapso ALFA.

Edificio	Niveles	
	5 - 15	20 - 25
<b>Concreto reforzado</b>	$1.818 - 0.027 * n$	$2.170 - 0.017 * n$
<b>Acero</b>	$4.960 + 0.023 * n$	$9.583 - 0.135 * n$

Donde  $n$ , es el número de niveles. Para edificios de acero la menor resistencia es de 4.96 y 9.583, según el rango de niveles establecidos, esto por la resistencia extra proporcionada en los elementos de columnas, para evitar la excesiva flexibilidad que se presenta durante un sismo, por lo que se recomienda el utilizar las ecuaciones para edificios de concreto reforzado, o la siguiente ecuación que combina a edificios de concreto reforzado y acero.

$$ALFA (n) = 3.611 + 0.002 * n$$

3. El índice de ductilidad demandada (IDD), es definido como la norma euclídica de todos los valores de demandas de ductilidad local, dividida entre el número de elementos de la estructura. Se propone, que para análisis mas complejos donde pueda ser aplicado el IDD, se utilicen las siguientes ecuaciones para establecer la tendencia de un IDD real.

Tipo de edificio	IDD inicial	IDD amplificado al colapso
Edificios de concreto reforzado	$9.28 - .017 * n$	$28.17 - 0.60 * n$
Edificios de acero	$4.70 - 0.01 * n$	$7.77 - 0.03 * n$

Donde n es el número de niveles. De no querer utilizar esta ecuaciones se plantea la siguiente escala, para la cual se puede hacer una interpolación lineal para el nivel deseado.

N (Niveles)	Edificios de concreto reforzado		Edificios de acero	
	IDD inicial	IDD colapso	IDD inicial	IDD colapso
5	4.65	7.62	8.43	25.17
10	4.60	7.47	7.58	22.17
15	4.55	7.32	6.73	19.17
20	4.50	7.17	5.88	16.17
25	4.45	7.02	5.03	13.17
30	4.40	6.87	4.18	10.17

4. Se plantean las siguientes ecuaciones para calcular los períodos iniciales y de colapso (para un análisis de PUSH OVER), en función del número de niveles, para edificios de 5 a 30 niveles, deducidas de las referencias 16, 17, 18 y 19, donde la altura promedio de los entrepisos era de 3.50 metros.

<b>Edificio</b>	<b>Período natural (seg.)</b>	<b>Período de colapso, para una análisis de PUSH OVER (seg.)</b>
<b>Concreto reforzado</b>	$0.401 * n^{0.529}$	$1.401 * n^{0.650}$
<b>Acero</b>	$0.097 * n^{1.062}$	$0.622 * n^{1.050}$
<b>Concreto reforzado y acero</b>	$0.214 * n^{0.767}$	$0.961 * n^{0.834}$

Donde  $n$ , es el número de niveles. De estas ecuaciones se puede tomar un parámetro de el período de vibración de un edificio cualquiera.

5. Se recomienda que para futuros trabajos de investigación se retome la versión actual del programa VULSIS, y sea mejorada con otros tipos de análisis como: encontrar los modos de vibración del marco analizado, implementar la opción de que el IDD inicial y de colapso, pueda ser calculado y que sea incluido como un índice mas de vulnerabilidad.
6. Para edificios de estructuras de acero cuyos niveles sean demasiados (5 o mas) y dependiendo de la configuración estructural en planta, se recomienda que sean utilizados sistemas de arriostramiento lateral, por ejemplo paredes estructurales de concreto o mampostería; para evitar la excesiva flexibilidad que se podría presentar durante un sismo, de lo contrario se deberían proporcionar secciones de perfiles

demasiado grandes en las columna o colocar columnas adicionales en los marcos perimetrales del edificio, con lo que se elevaría el costo de la estructura.

**ANEXOS**

## Anexo A1.

### Cálculo de la ecuación de regresión

Existen varios métodos para calcular la ecuación de regresión, aquí se utilizará el "Método de mínimos cuadrados" que es el matemáticamente mas exacto<sup>20</sup>. Una vez recolectada la serie bidimensional, que son pares de datos bivariados, estos se llevan a un sistema de ejes coordenados; la variable independiente  $n$  ( $n$ , número de niveles) toma el eje de las abscisas, y la variable  $P_c$  (Período inicial o de colapso) el eje de las ordenadas. Al conjunto de puntos ( $n, P$ ) que aparecen en la gráfica se llama "Diagrama de dispersión". De acuerdo a la forma que tome dicho diagrama, así será la función (ecuación) que se utilizará, de tal forma que describa adecuadamente la relación entre variables, para nuestro caso se observa una tendencia parabólica, que toma una ecuación de predicción de la siguiente forma:

$$P_c = a * n^b \quad (1.1)$$

denominada función potencial o curva geométrica. Aplicando logaritmos a la función 1.1, tenemos:

$$\text{Log}(P_c) = \text{Log}(a) + b * \text{Log}(n) \quad (1.2)$$

Supongamos que en esta ecuación  $P_c$  representa el valor teórico de  $P_i$  o el valor estimado de  $P$  que corresponde a un valor particular de  $n$ . El criterio de mínimos cuadrados requiere que encontremos las constantes " $a$ " y " $b$ " tales que:



$$\Sigma [ \text{Log}(P_i) - \text{Log}(P_c) ]^2 \quad (1.3)$$

sea un mínimo, es decir, tienda a cero, sustituyendo la ecuación 1.2 en 1.3, tenemos:

$$\Sigma [ \text{Log}(P_i) - \text{Log}(a) - b * \text{Log}(n) ]^2 \quad (1.4)$$

al derivar con respecto a "a" y "b", obtenemos:

$$\Sigma \text{Log}(P) = N * \text{Log}(a) + b * \Sigma \text{Log}(n) \quad (1.5)$$

$$\Sigma [ \text{Log}(n) * \text{Log}(P) ] = \text{Log}(a) * \Sigma \text{Log}(n) + b * \Sigma [ \text{Log}(n) ]^2 \quad (1.6)$$

Donde N, es el número total de puntos considerados.

Los resultados de emplear este método se pueden apreciar en las tablas A1 y A2, las cuales al final muestran las ecuaciones para el período inicial y de colapso para los edificios de concreto reforzado y acero, de estos resultados obtenemos la siguiente ecuación que toma a los dos tipos de edificios estudiados (concreto reforzado y acero):

$$N = 22 + 18 = 40$$

$$\Sigma \text{Log}(n) = 25.409 + 21.153 = 46.562$$

$$\Sigma [ \text{Log}(n) ]^2 = 30.894 + 26.102 = 56.996$$

$$\Sigma \text{Log}(P_i) = 4.71 + 4.236 = 8.946$$

$$\Sigma [ \text{Log}(n) * \text{Log}(P_i) ] = 6.258 + 6.299 = 12.557$$

$$\Sigma \text{Log}(Pf) = 19.73 + 18.40 = 38.13$$

$$\Sigma [ \text{Log}(n) * \text{Log}(pf) ] = 23.793 + 22.923 = 46.716$$

- Fórmula para período inicial

$$8.946 = 40 * \text{Log}(a) + 46.562 * b$$

$$12.557 = 46.562 * \text{Log}(a) + 56.996 * b$$

De donde:

$$\text{Log}(a) = -0.669 \Rightarrow a = 0.214$$

$$b = 0.767$$

$$Pi(n) = 0.214 * n^{0.767}$$

- Fórmula para período final

$$38.13 = 40 * \text{Log}(a) + 46.562 * b$$

$$46.716 = 46.562 * \text{Log}(a) + 56.996 * b$$

De donde:

$$\text{Log}(a) = -0.017 \Rightarrow a = 0.961$$

$$b = 0.834$$

$$Pf(n) = 0.961 * n^{0.834}$$

**Tabla A1. Cálculo de ecuación de regresión potencial de períodos para edificios de concreto reforzado**

No	Niveles (n)	Períodos (seg.)		Log (n)	[Log (n)]²	Período Inicial		Período Final	
		Pi	Pf			Log(Pi)	Log(n)*Log(Pi)	Log(Pf)	Log(n)*Log(Pf)
1	5	0.93	4.35	0.699	0.489	-0.032	-0.022	0.638	0.446
2	5	0.98	5.88	0.699	0.489	-0.009	-0.006	0.769	0.538
3	5	0.81	4.24	0.699	0.489	-0.092	-0.064	0.627	0.439
4	5	0.91	3.19	0.699	0.489	-0.041	-0.029	0.504	0.352
5	10	1.57	6.36	1.000	1.000	0.196	0.196	0.803	0.803
6	10	1.66	8.33	1.000	1.000	0.220	0.220	0.921	0.921
7	10	1.37	5.94	1.000	1.000	0.137	0.137	0.774	0.774
8	10	1.33	7.07	1.000	1.000	0.124	0.124	0.849	0.849
9	15	1.44	5.45	1.176	1.383	0.158	0.186	0.736	0.866
10	15	2.75	5.68	1.176	1.383	0.439	0.517	0.754	0.887
11	15	1.51	4.62	1.176	1.383	0.179	0.210	0.665	0.782
12	15	1.46	6.77	1.176	1.383	0.164	0.193	0.831	0.977
13	20	1.90	11.06	1.301	1.693	0.279	0.363	1.044	1.358
14	20	1.59	8.33	1.301	1.693	0.201	0.262	0.921	1.198
15	20	1.97	11.47	1.301	1.693	0.294	0.383	1.060	1.379
16	20	1.65	10.30	1.301	1.693	0.217	0.283	1.013	1.318
17	25	2.32	13.14	1.398	1.954	0.365	0.511	1.119	1.564
18	25	1.97	10.15	1.398	1.954	0.294	0.412	1.006	1.407
19	30	2.78	15.68	1.477	2.182	0.444	0.656	1.195	1.766
20	30	2.35	14.03	1.477	2.182	0.371	0.548	1.147	1.694
21	30	2.74	16.36	1.477	2.182	0.438	0.647	1.214	1.793
22	30	2.29	13.80	1.477	2.182	0.360	0.532	1.140	1.684
				<b>25.409</b>	<b>30.894</b>	<b>4.710</b>	<b>6.258</b>	<b>19.730</b>	<b>23.793</b>

**Fórmula para Período Inicial**

$$4.710 = 22 * \text{Log}(a) + 25.409 * b \quad [1]$$

$$6.258 = 25.409 * \text{Log}(a) + 30.894 * b \quad [2]$$

De donde:

$$\text{Log}(a) = -0.396 \Rightarrow a = 0.401$$

$$b = 0.529$$

$$\underline{\text{Pi}(n) = 0.401 * n^{0.529}} \quad [3]$$

**Fórmula para Período Final**

$$19.730 = 22 * \text{Log}(a) + 25.409 * b \quad [4]$$

$$23.793 = 25.409 * \text{Log}(a) + 30.894 * b \quad [5]$$

De donde :

$$\text{Log}(a) = 0.146 \Rightarrow a = 1.401$$

$$b = 0.650$$

$$\underline{\text{Pf}(n) = 1.401 * n^{0.65}} \quad [6]$$

**Tabla A2. Cálculo de ecuación de regresión potencial de períodos para edificios de acero**

No	Niveles (n)	Períodos (seg.)		Log (n)	[Log (n)] <sup>2</sup>	Período Inicial		Período Final	
		Pi	Pf			Log(Pi)	Log(n)*Log(Pi)	Log(Pf)	Log(n)*Log(Pf)
1	5	0.64	4.17	0.699	0.489	-0.194	-0.135	0.620	0.433
2	5	0.53	3.69	0.699	0.489	-0.276	-0.193	0.567	0.396
3	5	0.61	3.67	0.699	0.489	-0.215	-0.150	0.565	0.395
4	10	1.00	5.41	1.000	1.000	0.000	0.000	0.733	0.733
5	10	0.90	5.94	1.000	1.000	-0.046	-0.046	0.774	0.774
6	10	0.98	5.71	1.000	1.000	-0.009	-0.009	0.757	0.757
7	15	2.04	10.37	1.176	1.383	0.310	0.364	1.016	1.195
8	15	1.19	7.07	1.176	1.383	0.076	0.089	0.849	0.999
9	15	1.38	8.49	1.176	1.383	0.140	0.165	0.929	1.092
10	20	2.31	14.75	1.301	1.693	0.364	0.473	1.169	1.521
11	20	3.01	19.73	1.301	1.693	0.479	0.623	1.295	1.685
12	20	3.02	18.92	1.301	1.693	0.480	0.625	1.277	1.661
13	25	2.72	17.06	1.398	1.954	0.435	0.608	1.232	1.722
14	25	3.42	21.81	1.398	1.954	0.534	0.747	1.339	1.871
15	25	4.19	24.49	1.398	1.954	0.622	0.870	1.389	1.942
16	30	3.07	18.94	1.477	2.182	0.487	0.720	1.277	1.887
17	30	2.99	18.43	1.477	2.182	0.476	0.703	1.266	1.869
18	30	3.75	22.24	1.477	2.182	0.574	0.848	1.347	1.990
				<b>21.153</b>	<b>26.102</b>	<b>4.236</b>	<b>6.299</b>	<b>18.400</b>	<b>22.923</b>

**Fórmula para Período Inicial**

$$4.236 = 18 * \text{Log}(a) + 21.153 * b \quad [1]$$

$$6.299 = 21.153 * \text{Log}(a) + 26.102 * b \quad [2]$$

De donde:

$$\text{Log}(a) = -1.013 \Rightarrow a = 0.097$$

$$b = 1.062$$

$$\underline{P_i(n) = 0.097 * n^{1.062}} \quad [3]$$

**Fórmula para Período Final**

$$18.400 = 18 * \text{Log}(a) + 21.153 * b \quad [4]$$

$$22.923 = 21.153 * \text{Log}(a) + 26.102 * b \quad [5]$$

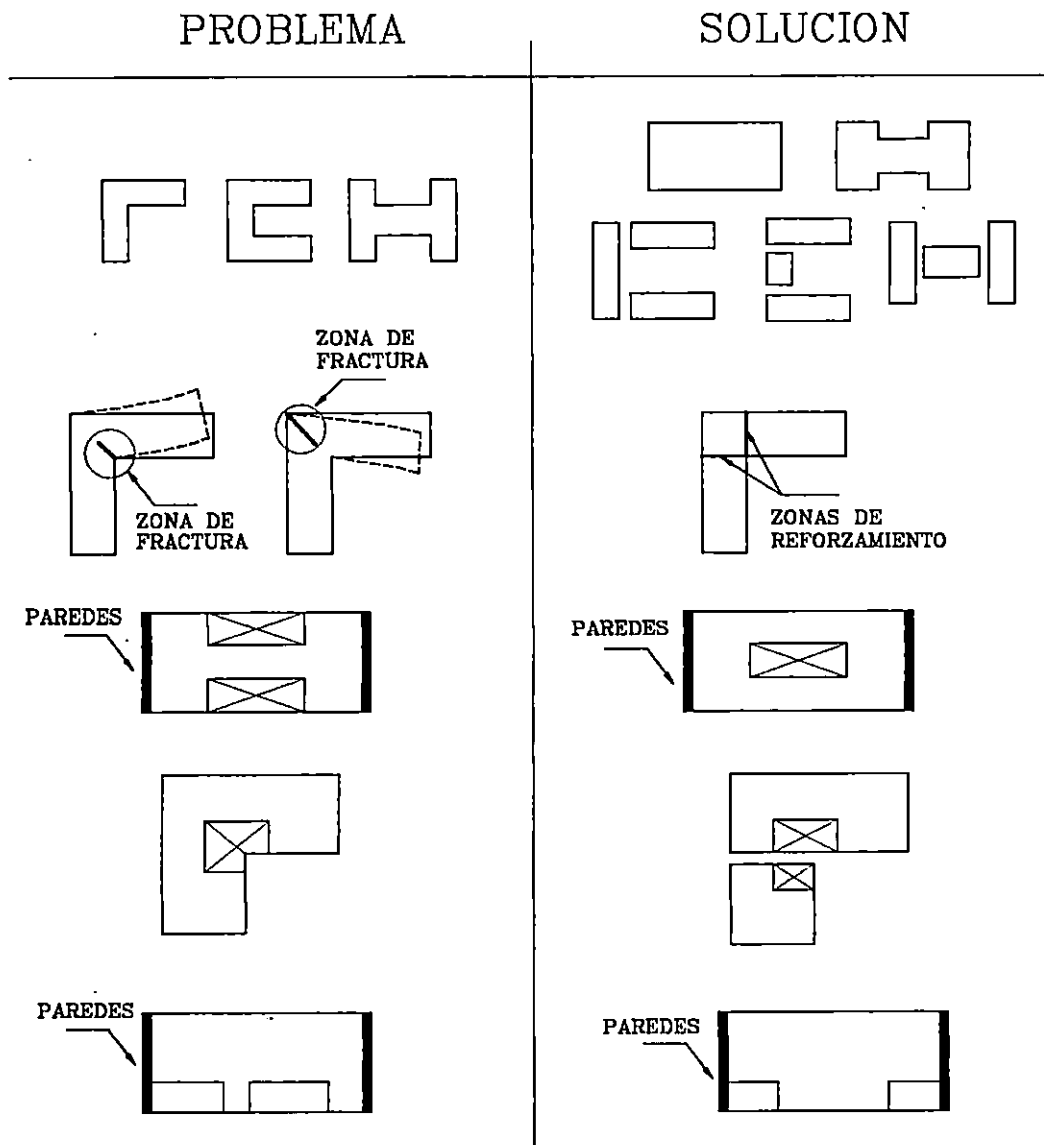
De donde :

$$\text{Log}(a) = -0.206 \Rightarrow a = 0.622$$

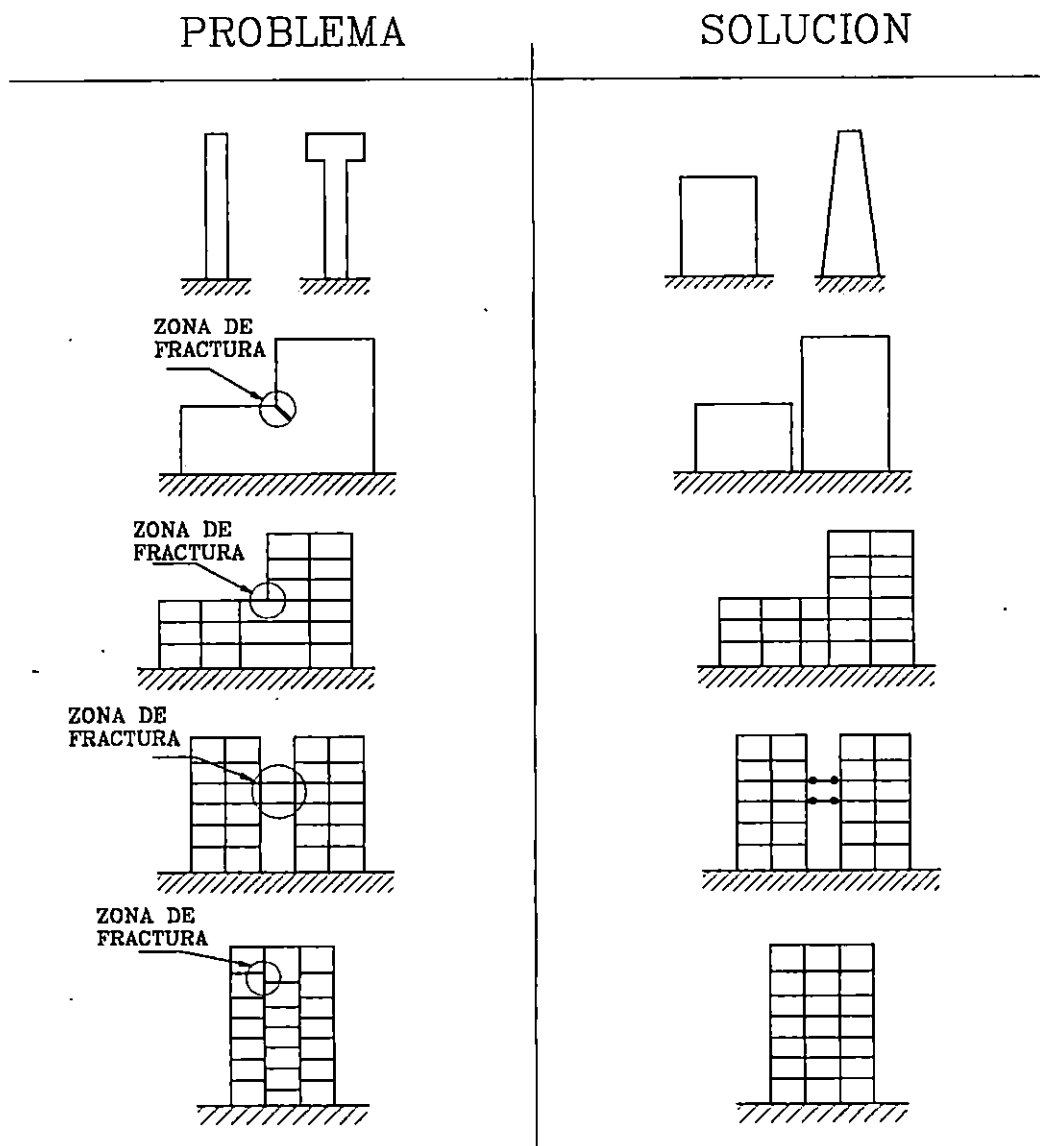
$$b = 1.050$$

$$\underline{P_f(n) = 0.622 * n^{1.05}} \quad [6]$$

**FIGURA A1**  
**CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES EN PLANTA**  
**PROBLEMAS Y SOLUCIONES**



**FIGURA A2**  
**CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES EN ELEVACION**  
**PROBLEMAS Y SOLUCIONES**



## REFERENCIAS

1. Juliam Bommer. "Terremotos, urbanización y riesgo sísmico en San Salvador", Boletín PRISMA, San Salvador, Agosto de 1996.
2. A. H. Barbat, F. Yépez y J. A. Canas. "Seismic damage scenarios for urban zones", CIMNE, Technical University of Catalonia.
3. Jesús Iglesias. "Revista No 35 de Ingeniería Sísmica", México, Abril de 1989.
4. Jesús Iglesias. "Zonificación sísmica de la ciudad de México", Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, Primer simposio nacional sobre mampostería reforzada, San Salvador, Febrero de 1989.
5. Roberto Meli. "Seismic vulnerability and retrofitting of buildings recent experiences in Mexico city", Primer simposio nacional sobre mampostería reforzada, San Salvador, Febrero de 1989.
6. Durán M., Thierauf G., Portillo E. "Ductilidad de estructuras sometidas a terremotos", Proyecto de investigación conjunto: Universidad La Serena, Chile y Universidad Essen, Alemania, financiado por la fundación Volkswagen, Alemania, 1990-1992.

7. Norma AIS 150-86 y comentarios, "Adición modificación y remodelación del sistema estructural de edificaciones existentes", tomado del seminario sobre: "Patología de estructuras, Instituto americano del concreto (ACI), seccional colombiana", Bogotá D.E. 14 y 15 de Abril de 1989.
8. Federal emergency management agency (FEMA), "NEHRP, Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", Octubre de 1997.
9. "Norma técnica para diseño por sismo (NTDS)", Ministerio de obras públicas, República de El Salvador, 1994.
10. Rafael Colindres Selva. "Dinámica de suelos y estructuras", Editorial LIMUSA.
11. T. Paulay y M.I.N. Priesly. "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Willey & Sons, Inc. 1992.
12. "Reglamento de las Construcciones de concreto reforzado (ACI 318-89) y comentarios (ACI-318R-89)", IMCYC.
13. "Manual of steel construction, Load & resistance factor design (LRFD)", American Institute of steel construction (AISC), 1995.



14. "UBC 94, Uniform building code, Vol. 2", Structural design provisions, 1994.
15. Panayatis Carydis, M.EERI y Harris P. Mouzakis. "Small amplitude vibration measurements of buildings undamaged, damaged and repair after earthquakes",
16. Gutiérrez M., Magaña F. "Evaluación de ductilidad y resistencia en edificios de concreto reforzado de 5, 10 y 15 niveles; diseñados aplicando las normativas salvadoreñas vigentes", Universidad de El Salvador, Marzo de 1999.
17. Argueta A., Carballo L., Hernández J. "Evaluación de ductilidad y resistencia en edificios de concreto reforzado de 20, 25 y 30 niveles, diseñados aplicando las normativas salvadoreñas vigentes", Universidad de El Salvador, Marzo de 1999.
18. Avalos A., Campos M. "Evaluación de ductilidad y resistencia en edificios de acero de 5, 10 y 15 niveles, diseñados aplicando las normativas salvadoreñas vigentes", Universidad de El Salvador, Marzo de 1999.
19. Conde J., Menjivar S., Ramos J. "Evaluación de ductilidad y resistencia en edificios de acero de 20, 25 y 30 niveles, diseñados aplicando las normativas salvadoreñas vigentes", Universidad de El Salvador, Marzo de 1999.
20. Gidalbero Bonilla. "Elementos de estadística descriptiva y probabilidad", UCA Editores.

21. B. Benito, L. Cabañas y A. Martínez. "Correlación entre parámetros de movimiento de suelo y daño estructural en El Salvador", Tomado del seminario sobre evaluación y mitigación del riesgo sísmico en el área centroamericana", Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas" UCA, 22-26 de Septiembre de 1997.
22. Julian Bommer. "Sismología para ingenieros", Papeles técnicos UCA, Serie fundamentos F93001, Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas" UCA.
23. Portillo E. "Ductilidad y resistencia de un edificio de 6 niveles diseñado de acuerdo a las normativas salvadoreñas vigentes", Tomado del seminario "La ingeniería sísmica en El Salvador 10 años después del terremoto de 1986", San Salvador, 8 – 13 de Julio de 1996.
24. Elías C., Hernández M. y Lara A. "Evaluación de daños y rediseño estructural del edificio de la escuela de Ingeniería Mecánica", Universidad de El Salvador, 1996.
25. LEAISC, Edwin Portillo, Programa en Fortran 77 para lectura y diseño de perfiles al interior de banco de datos de perfiles en formato ASCII.