

Observaciones al artículo

"Comentarios Sobre el Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes"

Por: * Jaime Muñoz Duque
* Francisco Javier Pérez Vargas
** Alvaro Pérez Arango

PRESENTACION

Por atención del Ingeniero Gabriel García M. y por intermedio del profesor Gonzalo Jiménez C., los autores conocieron, previamente a su publicación, el artículo denominado "Comentarios sobre el Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes - Decreto 1400 de Junio 7/84".

1. INTRODUCCION

García (50) formula al Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes, severos enjuiciamientos, varios de ellos inexactos en nuestro concepto; por ello hemos decidido dar a conocer nuestros puntos de vista sobre el artículo de García (50).

Por razones de claridad y orden metodológico hemos dividido el presente documento en tres partes:

- Estudio del riesgo sísmico de Colombia.
- Bases y criterios para la evaluación de los efectos de la esbeltez.
- Método del grado de empotramiento.

2. ESTUDIO DEL RIESGO SISMICO DE COLOMBIA

Este trabajo, lejos de basarse "en hipótesis elaboradas arbitrariamente" como lo afirma García (50), se apoya en las siguientes premisas fundamentales:

- Análisis de la Sismicidad histórica en el período comprendido entre 1566 y 1983. El catálogo sísmico de Colombia fue elaborado dentro del marco del proyecto de Sismicidad Regional Andina (CISRA), para el Centro Regional de Sismología de América del Sur (CERESIS). El citado catálogo contiene información sobre 4784 eventos sísmicos de los cuales 3758 son instrumentales.
- El modelo geotectónico empleado para Colombia se apoya en los resultados de numerosas investigaciones desarrolladas principalmente desde 1970 hasta la fecha actual (1, 2, 3, 4, 5, 6). El modelo de tectonismo Colombiano ha sido satisfactoriamente confrontado con el macrotectonismo de la zona Noroccidental de América del Sur. (15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30).
- El análisis del riesgo sísmico se ha efectuado a partir de un modelo denominado de "Línea Fuente", desarrollado por Der Kiureghian y H.S. Ang en la Universidad de Illinois en 1975 - 1977 (9, 10, 11).

Esta metodología de amplia aceptación internacional, fue empleada por Mc.Guire (12) y por Algermissen y Perkins para la elaboración de los mapas de zonificación sísmica de los Estados Unidos, contenidos en la propuesta de Código A.T.C. 3/78. Asimismo, ha sido aplicada por Esteva a la regionalización sísmica de la República de México.

- Las fuentes principales de incertidumbre a las cuales el modelo es más sensible son la longitud de ruptura asignada a cada falla y la función de atenuación con la distancia. El riesgo ha sido corregido probabilísticamente para diferentes niveles de incertidumbre utilizando la metodología propuesta por Der Kiureghian y H.S. Ang (10, 11) y por Mc. Guire (12).

* Ingenieros Civiles, Miembros de la Asociación de Ingenieros Estructurales de Antioquia.

** Ingeniero Civil, Profesor Asociado - Facultad Nacional de Minas. Presidente de la Asociación de Ingenieros Estructurales de Antioquia.

- Los valores de la aceleración Pico Efectiva y de la velocidad Pico Efectiva para la ciudad de Medellín, obtenidos a partir del modelo tectónico general colombiano han sido satisfactoriamente confrontados con estudios regionales de riesgo Sísmico (31, 32, 33).

Finalmente, la afirmación de García (50) de que "El método del Código Colombiano, da esfuerzos cortantes en la base, del orden del 50% más altos que los del U.B.C." es incorrecta. Por el contrario, cuando se trata de un edificio de baja altura emplazado sobre suelo firme, caso muy frecuente en nuestra ciudad, la aplicación del U.B.C. conduce a valores mayores que los derivados del Código, tal como se ilustra en el ejemplo que a continuación se propone.

Ejemplo:

Edificio aporticado, destinado a vivienda, de 4 pisos con cubierta en placa, de altura total 10,0 m., localizado en la ciudad de Medellín, sobre suelo firme.

Cálculo por el Código Colombiano:

Aa = 0,15; Av = 0,20 (Medellín)
 S = 1,0 (Suelo firme)
 I = 1,0 (Coeficiente de Importancia)
 hn = 10,0 m (Altura del edificio)
 R = 4,0 (Factor de reducción de respuesta, correspondiente al tipo de pórtico de concreto reforzado, con nivel intermedio de detallado, de acuerdo con el capítulo C.20 del Código).

Con los anteriores valores se obtiene:

Período propio: $T = 0,08 h_n^{3/4} = 0,45 \text{ seg.}$

$$S_a = \frac{1,2 A_v \cdot S \cdot I}{T^{2/3}} = 0,41 \quad 2,5 A_a \cdot I = 0,375$$

Se toma por consiguiente: $S_a = 0,375$

Coeficiente sísmico para ser usado en el diseño por Resistencia Última:

$$C_s = \frac{S_a}{R} = 9,4\%$$

Cálculo por el U.B.C. — 79

Para efectos de equivalencia entre la zonificación propuesta por el U.B.C. y la resultante de los mapas de aceleración y velocidad pico efectivas se ha utilizado el criterio dado por la A.N.S.I. - 1982 (34). Asimismo se ha tenido en cuenta la recomendación contenida en este do-

cumento en el sentido de asignar el valor de $K = 1,0$ a pórticos con nivel de detallado intermedio (34).

$Z = 0,56$ (Zona intermedia entre 2 y 3.
 Para zona 2: $Z = 3/8$
 Para zona 3: $Z = 3/4$)

$K = 1,0$

$I = 1,0$

$T_s = 0,5$ seg. (Período propio del depósito de suelo firme).

$N = 4$

Con estos valores se obtiene:

$$T = 0,1N = 0,40 \text{ s.}; C = \frac{1}{15 \sqrt{T}} = 0,105$$

$$S = 1,0 + \frac{0,4}{0,5} - 0,5 \frac{(0,4)^2}{(0,5)^2} = 1,48$$

Teniendo en cuenta que $C_s > 0,14$, debe tomarse:
 $C_s = 0,14$

En consecuencia, el coeficiente sísmico para ser usado en el diseño por cargas de servicio es:

$$ZIKCS = 0,56 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,14 = 0,078 = 7,8\%$$

Coeficiente sísmico para ser usado en el diseño por Resistencia última:

$7,8 \times 1,4 = 10,9\%$ o sea un 16% mayor que el obtenido por la aplicación del Código Colombiano!

3. BASES Y CRITERIOS PARA LA EVALUACION DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

3.1 El procedimiento y método adoptados en la norma Icontec 2.000 y posteriormente en el Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes, sección C.10.11, que se apartan en algunos aspectos del tratamiento dado al problema en el Código ACI - 318, son consecuencia de una larga y cuidadosa investigación sobre el tema, llevada a cabo durante más de trece años por algunos de los integrantes de la Unidad de Estudio y puesta a consideración de la ingeniería nacional a través de diferentes publicaciones. (37, 38, 39 y 40).

En la sección 3.8 de la Ref. 40 hay una amplia discusión sobre el particular.

3.2 El Método del ACI.

El ACI introdujo un cambio sustancial en el trata-

miento de los efectos de esbeltez en su edición de 1971. ACI 318 - 71).

La descripción del método, sus bases, las razones para haberlo escogido entre las varias opciones disponibles en ese momento, el texto futuro, etc. habían sido muy bien descritos en el artículo "Design of Slender Concrete Columns" del Journal del ACI, Enero de 1970, Ref. 41. Entre las razones para haber escogido el método adoptado por el ACI 318 - 71 figuraba como de mucho peso el que fuera familiar a los ingenieros Norteamericanos ya que era el método empleado en el diseño de estructuras de acero según las especificaciones de la AISC.

Pero el método del ACI presenta sus deficiencias, tal como lo han venido reconociendo y publicando *las mismas personas que redactaron el texto adoptado en el ACI 318 - 71*, (42, 43). Particularmente significativo es el párrafo "This and other evidence suggests that the traditional effective length factor solution is inadequate for the design of columns in frames", de la página 1955 de la Ref. 42, artículo escrito por J.G. Mac Gregor y S.E. Hage.

3.3 El Método del Índice de Estabilidad

La necesidad de desarrollar un método que supiera las deficiencias del adoptado por el ACI hicieron que la ingeniería internacional volviera sus ojos sobre ideas que habían sido expuestas antes, (44, 45). De especial importancia se ha considerado el trabajo de Fey (45).

Ingenieros colombianos llamaron la atención acerca de las deficiencias del Código ACI 318 - 77 sobre el tema que nos ocupa (38), en el Simposio Internacional sobre Estructuras de Concreto, organizado por el ICPC en Abril de 1977 en Bogotá, en el cual tomaron parte delegados del Comité 318 del ACI.

En Marzo de 1978 el ICPC realizó en la ciudad de Medellín un Seminario sobre el Código ACI 318-77 con participación de varios miembros del Comité 318 del ACI entre los que se encontraba el Profesor J.G. Mac Gregor, quien precisamente reconoció que el método empleado por el ACI 318-77 presentaba deficiencias. El Profesor Mac Gregor hizo traducir al Inglés los artículos de las Refs. 37 y 38. En cartas de Marzo 15/78 y Enero 3/79, el Profesor Mac Gregor envió algunos artículos sobre el método del índice de estabilidad, entre otros el del Doctor Gouwens citado antes (36) y solicitó al Ingeniero Francisco Javier Pérez V. un artículo que resumiera el de la Ref. 37 para publicarlo en el ACI.

El método del índice de estabilidad ha sido adoptado

por las siguientes instituciones o entidades de reconocido prestigio:

- a. Comité Europeo del Concreto, CEB, en su "Model Code for Seismic Design of Concrete Structures - 1983", Sección 4.2.4.3. (46). No acepta sistemas estructurales para los cuales $Q > 0.2$.
- b. ATC - 3, Sección 4.6.2 y Comentarios al mismo, (47) No pone límite superior a Q para su aplicabilidad.
- c. Reglamento de Construcciones de México D.F. Sección 1.3.2.e, (48). No pone límite superior a Q para su aplicabilidad.

El método del índice de estabilidad fue adoptado en la Norma Icontec 2000 y en el Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes para evaluar los efectos globales de esbeltez producidos por las cargas laterales, como se verá enseguida.

3.4 Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez en el Código Colombiano de Construcciones Sismo-resistentes: Con pocas variaciones el Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes, Título C, conserva lo establecido en la Norma Icontec 2000. Dado que el Decreto 1400 de Junio 7/84 adoptó el primero como norma de obligatorio cumplimiento, la Norma Icontec 2000 no tiene ya vigencia. Los comentarios siguientes se refieren entonces al Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes.

3.4.1 El Código Colombiano empieza por distinguir entre efectos globales ($P - \Delta$) que afectan a la estructura como conjunto, y los efectos locales (pandeo local) que afectan a los elementos individuales. Esta distinción es indispensable para un correcto entendimiento del problema y su inclusión en la Norma Icontec y en el Código Colombiano constituyó un verdadero acierto.

El profesor Mac Gregor, a quien se le envió la Norma Icontec 2000 con la solicitud expresa de que estudiara lo pertinente al tema que nos ocupa, así lo manifiesta en su carta de Noviembre 22/83, dirigida a "Jaime Muñoz D. y Cía."

El ACI ha reconocido precisamente la necesidad de esta distinción al introducir en su versión de 1983 dos factores diferentes de magnificación, para tener en cuenta por separado efectos locales (δ_b) y efectos globales (δ_s , Sidesway).

Esta necesidad fue explicada en la Ref. 43 y publicada en el Journal del ACI de Marzo de 1981.

3.4.2 Para establecer el grado de flexibilidad emplea el índice de estabilidad, del cual se habló en el numeral 3.3.

Los efectos de fisuración en la rigidez, y los del porcentaje de refuerzo son tenidos en cuenta al usar el valor de $0.5 E_c I_g$ para las vigas. No sobra advertir que el Código Colombiano en su Sección C.8.5. emplea para la determinación del módulo de elasticidad, E , una expresión que conduce a resultados aproximadamente 130% menores a los obtenidos por la expresión dada por el ACI Sección 8.5 para determinar el valor de E .

La expresión empírica dada para E por el Código Colombiano, ha sido obtenida a partir de regresiones derivadas de una serie amplia de investigaciones, realizadas principalmente en la Universidad Nacional - Sede de Bogotá bajo la dirección del Ingeniero Alejandro Sandino P. El valor propuesto para E corresponde a un módulo secante en el rango de tensiones que va de cero (0) a 0.50 f'c.

3.4.3 Para $Q < 0.10$, considera que los pisos están arriostrados y que los efectos globales de segundo orden, no así los efectos locales, pueden depreciarse. Este mismo límite de $Q < 0.10$, es el admitido por los Códigos de CEB, ATC-3 y Reglamento de Construcciones de México (46, 47, 48 respectivamente).

3.4.4 Los efectos de esbeltez para cargas verticales quedaron iguales al ACI 318-83 en lo referente a efectos locales.

Se puso un límite para no tener en cuenta los efectos globales producidos por cargas verticales, límite que está expresado en términos de la relación de los desplazamientos laterales relativos a la altura del piso. El criterio utilizado fue: $\frac{\Delta u}{H} < 0,001$

3.4.5 Los efectos de esbeltez para cargas laterales: Para $0.1 < Q < 0.3$ los efectos globales de esbeltez se tienen en cuenta por medio del factor global de mayoración δ_g , determinado según la ecuación:

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q} \quad (\text{C.10-11})$$

Q a su vez fue establecido en la ecuación (C.10.5).

El efecto del flujo plástico sólo se tiene en cuenta para determinar el valor Q cuando se trate de fuerzas laterales permanentes.

3.4.6 En sus artículos C.10.11.6. y C.10.11.7. establece la manera como deben combinarse los efectos glo-

bales para el caso de vigas y de columnas respectivamente.

3.4.7 Las fuerzas sísmicas determinadas según el Capítulo 2 del Título A ya incluyen el factor de carga en los parámetros A_a y A_v y por lo tanto su factor de carga debe ser 1.0.

3.4.8 Es inexacto afirmar, como lo hace García (50) que "el cálculo del índice Q alarga el proceso de diseño, indebidamente, para estructuras pequeñas, edificios de 5 pisos o menos", ya que la información requerida para la determinación de Q corresponde a un análisis de fuerzas y desplazamientos de primer orden, cuyo cálculo es obviamente imprescindible en cualquier tipo de edificios.

3.4.9 Existe un error conceptual en la afirmación de García (50) que dice "No puede alegarse la mayor precisión de la fórmula (4) ($\delta_g = \frac{1}{1 - Q}$) sobre la (2), pues aunque esto fuera cierto, la obligatoriedad de las (1) y (3), le resta precisión al proceso y el factor K , del ACI, le da un grado de incertidumbre inusitado". Realmente, el factor Q y el coeficiente δ_g que plantea el Código Colombiano hacen referencia al problema de estabilidad global y son independientes de las cargas críticas de las columnas, las cuales sólo intervienen en el análisis de estabilidad local (ecuaciones (1) y (3)).

4. METODO DEL GDE - GARCIA (51)

Respecto al análisis de efectos de esbeltez por el método del GDE debemos anotar lo siguiente:

4.1 El método GDE es, en el fondo, una variación del método de los puntos fijos, muy utilizado en Europa a comienzos de este siglo y aplicable no solamente a vigas sino también a pórticos, mediante un proceso iterativo (Ver por ejemplo K. Beyer: Die Statik im Stahlbetonbau - 1956 - Pág. 387). (49).

4.2 No conocemos resultados que demuestren su validez para edificios conformados por pórticos más muros ("shear walls").

El método del índice Q del Código Colombiano es aplicable tanto a sistemas de pórticos como a sistemas combinados de pórticos más muros (A. Gowens - Simplified Design of Slender unbraced Columns - Chicago 1977).

4.3 No sabemos si se ha investigado exhaustivamente la precisión del método del GDE. En el ejemplo presentado por García (52), se obtiene un valor del despla-

zamiento lateral de un pórtico en su parte superior de 0,01045 m. Ese mismo pórtico había sido analizado por Pérez y Muñoz (38) y el mismo desplazamiento calculado manualmente resultó de 0,0187 m. Un análisis matricial por computador indica para el mismo caso un desplazamiento lateral de 0,0190 m. o 1,82 veces mayor que el calculado por el método GDE.

Esta misma imprecisión afectaría los valores calculados para P_{cr} por el método del GDE, que son función de los desplazamientos laterales.

4.4 Existen otros muchos métodos aproximados para estimar desplazamientos laterales de pórticos, muchos de ellos como el que figuraba en la sección 10.11.2 - Ecuación (10 - 6) de Icontec 2.000, más simples y directos que el método del GDE. Estos métodos son sin embargo casi siempre imprecisos para determinados casos particulares.

5. COMENTARIO FINAL

Es necesario hacer resaltar que, tanto la Norma Icontec 2.000 como el Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes fueron sometidos a amplia discusión pública. Quienes elaboraron sus textos iniciales fueron especialmente cuidadosos en estudiar las observaciones hechas por quienes participaron en dicha discusión y en introducir las modificaciones correspondientes cuando, en su opinión, aquéllas tenían validez.

BIBLIOGRAFIA

1. J.A. Atuesta, EVALUACION DEL RIESGO SISMICO PARA COLOMBIA, Proyecto de Grado IC - 72 - II - 08, Profesor Asesor: Alberto Sarria, Universidad de los Andes, Bogotá, 1972.
2. A. Sarria, REVISION AL MAPA DE RIESGO SISMICO DE COLOMBIA, Universidad de los Andes, Bogotá, 1978.
3. G. Estrada y J.E. Ramírez, MAPA DE RIESGO SISMICO PARA COLOMBIA, Instituto Geofísico de los Andes Colombianos, Universidad Javeriana, Bogotá, 1977.
4. Interconexión Eléctrica S.A. (ISA), ACTUALIZACION DE LA INFORMACION SISMICA DE COLOMBIA, Estudio realizado por ITEC Ltda., Bogotá, 1979.
5. A. Sarria, C.E. Bernal y D. Echeverri, ESTUDIO PRELIMINAR DE RIESGO SISMICO EN COLOMBIA EN BASE A CURVAS DE ISO - ACELERACION, Segundo Seminario Colombiano de Geotecnia, Bogotá, Sociedad Colombiana de Geotecnia, Bogotá, 1980.
6. G. Jiménez, RIESGO SISMICO EN MEDELLIN - APLICACION DE LA NORMA AIS 100 - 83, Seminario sobre el Código Colombiano de Estructuras de Hormigón Reforzado,

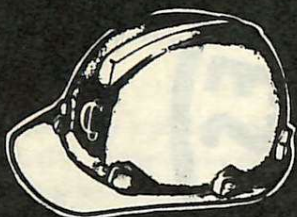
do, Asociación de Ingenieros Estructurales de Antioquia, Medellín, 1983.

7. C.A. Cornell, ENGINEERING SEISMIC RISK ANALYSIS, Bulletin Seismological Society of America, Vol. 58, 1968.
8. W. G. Milne y A. G. Davenport, DISTRIBUTION OF EARTHQUAKE RISK IN CANADA, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 59, 1969.
9. A.H.S. Ang, PROBABILITY CONCEPTS IN EARTHQUAKE ENGINEERING, Applied Mechanics in Engineering, ASME, 1974.
10. A. Der Kiureghian y A.H.S. Ang, A LINE SOURCE MODEL FOR SEISMIC RISK ANALYSIS, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 419, University of Illinois, Urbana, 1975.
11. A. Der Kiureghian y A.H.S. Ang, A FAULT-RUPTURE MODEL FOR SEISMIC RISK ANALYSIS, Bulletin of The Seismological Society of America, Vol. 67, 1977.
12. R.K. McGuire, FRISK - COMPUTER PROGRAM FOR SEISMIC RISK ANALYSIS USING FAULTS AS EARTHQUAKE SOURCES, United States Department of the Interior, Geological Survey, Open-File Report 78-1007, 1978.
13. E.L. Krinitzsky, FAULT ASSESMENT IN EARTHQUAKE ENGINEERING - STATE OF THE ART FOR ASSESING EARTHQUAKE HAZARDS IN THE UNITED STATES, Report 3, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1974.
14. E. Rosenblueth, ANALYSIS OF RISK, Proceedings Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma, Italia, 1973.
15. R.K. McGuire, SEISMIC STRUCTURAL RESPONSE RISK ANALYSIS, INCORPORATING PEAK RESPONSE REGRESSIONS ON EARTHQUAKE MAGNITUDE AND DISTANCE, M.I.T., Department of Civil Engineering, Research Report R74-51, 1974.
16. I.M. Idriss, CHARACTERISTICS OF EARTHQUAKE GROUND MOTIONS, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, 1978.
17. A. Espinosa - Silva, TECTONICA Y RIESGO SISMICO - LA PLACA DE MACONDO EN COLOMBIA Y VENEZUELA, Quintas Jornadas Estructurales Sociedad Colombiana de Ingenieros, Bogotá, 1983.
18. D.A. James, THE EVOLUTION OF THE ANDES, Scientific American, August 1972.
19. E. Irving, LA EVOLUCION ESTRUCTURAL DE LOS ANDES MAS SEPTENTRIONALES DE COLOMBIA, Ingenio, Boletín Geológico, Vol. XIX, No. 2, Bogotá, 1971.
20. W. Pennington, LA SUBDUCCION DE LA CUENCA ORIENTAL DE PANAMA Y LA SISMOTECTONICA DEL NOROESTE DE SUR AMERICA, Proyecto Naríño, Instituto Geofísico de los Andes Colombianos, Universidad Javeriana, Bogotá, 1981.
21. B. Malfait y M. Dinkelmann, CIRCUM-CARIBBEAN TECTONICS AND IGNEOUS ACTIVITY AND THE EVOLUTION OF THE CARIBBEAN PLATE, Bulletin of the Geological Society of America, Vol. 83, 1972.

22. J. Pindell y J. Dewey, PERMO-TRIASSIC RECONSTRUCTION OF WESTERN PANGAEA AND EVOLUTION OF THE GULF OF MEXICO/CARIBBEAN REGION, Tectonics, Vol. 1, 1982.
23. W. Scheweller et al., TECTONICS, STRUCTURE AND SEDIMENTARY FRAMEWORK OF PERU - CHILE TRENCH, Geological Society of America, Memoir 154, 1981.
24. J.N. Kellog y W.E. Bonini, SUBDUCTION OF THE CARIBBEAN PLATE AND BASEMENT UPLIFTS IN THE OVERRIDING SOUTH AMERICAN PLATE, Tectonics, Vol. 1, 1982.
25. T. Van der Hammen y E. González, UPPER PLEISTOCENE AND HOLOCENE CLIMATE AND VEGETATION OF THE SABANA DE BOGOTÁ, COLOMBIA, Geologische Medelingen, Vol. 25, 1960.
26. M. Jullivert, OBSERVACIONES SOBRE EL CUATERNARIO DE LA SABANA DE BOGOTÁ, Universidad Industrial de Santander, Boletín de Geología No. 7, 1961.
27. G. Shepherd y R. Moberly, COASTAL STRUCTURE OF THE CONTINENTAL MARGIN, NORTHWEST PERU AND SOUTHWEST ECUADOR, Geological Society of America, Memoir 154, 1981.
28. P. Lonsdale, ECUADORIAN SUBDUCTION SYSTEM, Bulletin of the American Association of Petroleum Geologists, Vol. 62, 1978.
29. G. Galvis, EL ARCO DE ISLAS DEL TERCIARIO EN EL OCCIDENTE COLOMBIANO, Geología Colombiana, No. 11, 1980.
30. Y. Aggarwal, LIMITES DE LA PLACA CARIBE, Segundo Coloquio Colombo - Venezolano de Ingeniería Sísmica, Cúcuta, 1983.
31. Mesa O. y Toro G., ALGUNAS CONSIDERACIONES ACERCA DE LA ESTIMACION DE LAS FUERZAS PARA EL DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LA CIUDAD DE MEDELLÍN, Universidad Nacional de Colombia, Seccional de Medellín, Facultad de Minas, 1979. Profesor Director: Jiménez C., G.
32. Pérez Arango, A., "ES NECESARIO EL DISEÑO SISMO-RESISTENTE?", I Seminario Nacional sobre edificios de baja altura, Medellín, Septiembre 1982.
33. Cano G., H.D., MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE MEDELLÍN, Universidad Nacional de Colombia, Seccional de Medellín, Facultad de Minas, 1984. Profesor Director: Jiménez C., G.
34. AMERICAN NATIONAL STANDARD MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES - ANSI A58.1 - 1982.
35. ASOCIACION DE INGENIERIA SISMICA. Temblores referentes a la Ciudad de Medellín. Archivo ISA. GEOFISICO - ITEC, Bogotá 1982.
36. Gowans Albert - Simplified Design of Slender Unbraced Columns, Chicago 1977.
37. Pérez Francisco J. - Estabilidad General y Factores de Magnificación para edificios en altura. Primeras Jornadas Estructurales SCI 1975.
38. Pérez Francisco J. - Muñoz D. Jaime - Problemas de Estabilidad en edificios altos. Simposio Internacional sobre Estructuras de Concreto, Bogotá 1977. ICPC.
39. Pérez V. Francisco J. - Efectos Estructurales de Segundo Orden para Carga Vertical Sola. Seminario ACI, Cali - Agosto de 1979.
40. Pérez V. Francisco J. - Muñoz D. Jaime - Sistemas Estructurales para edificios de poca altura. I Seminario Nacional sobre edificios de baja altura. Asociación de Ingenieros Estructurales de Antioquia - Medellín - Septiembre de 1982.
41. J.G. Mac Gregor, J.E. Breen, E.O. Pfrang. Design of Slender Concrete Columns. ACI Journal January 1970.
42. J.G. Mac Gregor - S.E. Hage. - Stability Analysis and Design of Concrete Frames. Journal of the Structural Division ASCE, October 1977.
43. J.S. Ford, D.C. Chang and J.E. Breen - Design Indications from Tests of Unbraced Multipanel Concrete Frames. ACI Journal - March 1981.
44. Rosenblueth E. - Slenderness Effects in Buildings. Journal ASCE ST1, Enero de 1965.
45. Fey T. - Vereinfachte Berechnung von Rahmensystemen des Stahlbetonbaus nach der Theorie 2. Ordnung. Der Bauingenieur, Heft 6/66.
46. CEB - Model Code for Seismic Design of Concrete Structures - 1983 CEB - Bulletin D' Information No. 160.
47. ATC - 06 Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings - Applied Technology Council - 1978. Traducido por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica en 1979.
48. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para El Distrito Federal - Serie No. 401 del Instituto de Ingeniería de la UNAM - México - Julio 1977.
49. Beyer K. - Die Statik im Stahlbetonbau - Springer Verlag 1956.
50. García M., G. - Comentarios sobre el Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes - Decreto 1400 de Junio 7/84.
51. García M., G. - La distribución de momentos por el método de Grado de Empotramiento, Medellín, Facultad Nacional de Minas, 1980, 158 p.
52. García M., G. - Elastic Lateral Instability of Columns, ACI Journal, Sept. 1981, pág. 364.

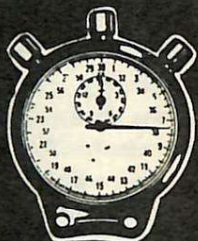
ConConcreto es...

Seguridad.



Cuando usted construye con nosotros, obtiene una ventaja adicional: **SEGURIDAD**. Seguridad en la selección y utilización de los mejores materiales de construcción. Seguridad de un estricto control de calidad. Seguridad en las fechas de entrega de los Proyectos. Seguridad del rendimiento de su inversión. Anímese! Venga a construir futuro con nosotros.

Puntualidad.



Cuando usted construye con nosotros, cuenta con una ventaja adicional: **PUNTUALIDAD**. Puntualidad en las fechas fijadas y en las condiciones pactadas para que su inversión comience a fructificar desde el momento en que lo tenía pensado. Anímese! Venga a construir futuro con nosotros.

Profesionales.



Cuando usted construye con nosotros, se beneficia de nuestro principal patrimonio: **LA GENTE**. Profesionales responsables y conocedores de su trabajo, conforman un equipo humano que le reportará grandes beneficios por el cumplimiento y la celosa vigilancia que ponen en el rendimiento de su inversión. Anímese! Venga a construir futuro con nosotros.



ConConcreto S.A.

Construyendo futuro

Medellín, teléfono: 281 29 77 Bogotá, teléfonos: 256 33 31-257 82 92