

Ing. César Barros L.
Ing. Carlos Infante C.

Modificaciones a la Ordenanza General de Construcciones

Informe de la Comisión de Estudio de la Ordenanza
General de Construcciones de la División de Construc-
ción de Obras del Instituto de Ingenieros.

En cumplimiento de lo acordado en sesión del 22 de diciembre de 1942 de la División de Construcción del Instituto de Ingenieros, hemos considerado en detalle las observaciones hechas por la Sub-Comisión Técnica de Obras Públicas al informe presentado por el Instituto.

Existe, evidentemente, acuerdo para juzgar la importancia de las modificaciones que se proponen, y también acuerdo unánime en varios puntos de las modificaciones propuestas; sin embargo, aquellas que a juicio del Instituto eran de mayor trascendencia en cuanto se refieren a la economía de la construcción y al mejor aprovechamiento de los materiales han sido objetadas, algunas por haber sido interpretado erróneamente el criterio que guió al Instituto en sus resoluciones, y otras por divergencias básicas en la forma de apreciar el problema. Lo primero se debe talvez a lo conciso de la redacción y a que el hecho de haberse aclarado en las sesiones de debate el tema, hacía obvios mayores detalles, sobre todo en un informe en el cual se sometía a la consideración de la Dirección General de Obras Públicas, resoluciones cuyo estudio y fundamento no eran fruto de fantasía alguna, sino de un concienzudo estudio a base, además de la experiencia acumulada y consultada de los diferentes miembros de la División.

Lo segundo, o sea las divergencias de criterio, son naturales entre aquellos que han estudiado el problema bajo aspectos diversos y bastará la exposición de antecedentes por una y por otra parte para que se pueda llegar a la solución más armónica y acertada del problema.

En la exposición que sigue, trataremos en todo lo que sea posible aclarar los conceptos contenidos en el primer informe, mediante los datos a nuestra disposición, y además indicar cuáles fueron la fuente de estudio y las investigaciones, tanto nacionales como extranjeras que llevaron a las conclusiones propuestas con lo cual pondremos en manos de la Sub-Comisión los elementos necesarios para reconsiderar hasta donde ello sea posible las observaciones formuladas a las proposiciones del Instituto.

Al mismo tiempo creemos un deber aceptar como nuestras todas aquellas indicaciones acertadas que se han hecho, y que en todo caso completarán el informe primitivo.

En el Capítulo 1.º de las conclusiones de la Sub-Comisión, se dice lo siguiente:

«La Sub-Comisión estima que la exigencia de losa de hormigón armado en el cielo del último piso encarece innecesariamente la construcción, pues los esfuerzos provenientes de la techumbre son generalmente moderados».

En cuanto al empleo de la albañilería armada no parece justificado hacerlo obligatorio en una de las clases de edificación y excluirlo en las otras, puesto que en todas ellas las solicitaciones sísmicas son semejantes. Parece preferible dejar libertad para el empleo de este tipo de albañilería en cualquiera clase de edificación. La disposición recomendada por el Instituto, de exigir pilares de hormigón armado que limiten todo paño lleno de albañilería armada, es ventajosa y debe incluirse en la Ordenanza.

De acuerdo con las ideas anteriores, se exigiría que los cielos de los edificios de más de 3 pisos fueran de hormigón armado, pudiendo ser de madera el cielo del último piso.

Esto conduce a que las clases C y D queden con iguales especificaciones y deben refundirse.

Por otra parte, debe ser considerada una clase de edificación que ha resultado de la aplicación de las disposiciones de la letra b) del Art. 94 de la Ordenanza y que consiste en un esqueleto de hormigón armado con relleno de albañilería de ladrillo, no soportante.

En consecuencia la Sub-Comisión propone nuevas definiciones de las clases de edificación.

Los edificios se clasificarán atendiendo a su estructura fundamental, en las clases que se indican a continuación:

Clase A.—Edificios construídos totalmente de hormigón armado de no más de 12 pisos ni más de 40 metros de altura.

Clase B.—Edificios construídos con esqueleto rígido de acero, de no más de 12 pisos ni más de 40 mts. de altura con suelos y cielo del último piso de hormigón armado.

Clase C.—Edificios construídos con esqueleto rígido de hormigón armado de no más de 9 pisos ni más de 30 metros de altura, con suelos de hormigón armado, pudiendo ser el cielo del último piso de madera.

Clase D.—Edificios construídos con muros soportantes de albañilería de ladrillo, provista de pilares y cadenas de hormigón armado. No podrán tener más de 6 pisos ni más de 20 metros de altura. Los suelos serán de hormigón armado, pudiendo ser de madera el cielo del último piso.

Clase E.—Edificios construídos con muros soportantes de albañilería de ladrillo provista de pilares y cadenas de hormigón armado, con el suelo del 2.º piso de hormigón armado, pudiendo ser de madera los suelos restantes y el cielo del último piso. Estos edificios no podrán tener más de 3 pisos ni más de 12 metros de altura.

Clase F.—Edificios de 2 pisos construídos con muros soportantes de albañilería de ladrillo con pilares y cadenas de hormigón armado y suelos de madera. Altura máxima 7 metros.

Clase G.—Edificios de un piso construídos con muros soportantes de albañilería de ladrillo con pilares y cadenas de hormigón armado. Altura máxima 3 metros.

Clase H.—Edificios de madera. No podrán tener más de 3 pisos ni más de 12 metros de altura.

Clase I.—Edificios de adobe.

Las consideraciones tenidas en cuenta por la Comisión al estimar la conveniencia del empleo de losas armadas en los pisos y en el cielo de todo edificio de más de 3 pisos, se basa en las observaciones tanto de carácter constructivo como económico que le han sido sugeridas por los miembros de la División.

Constructivamente puede hacerse notar que si bien los esfuerzos de las techumbres son moderados, también las dimensiones de los elementos superiores son reducidas. Además, cuando la parte inferior del edificio es muy rígida, las solicitaciones en los pisos superiores son relativamente más altas, pues las amplitudes de las vibraciones aumentan con la altura, como ha podido comprobarse prácticamente en muchos casos, especialmente en el último temblor fuerte que se ha registrado en Santiago, y como puede demostrarse teóricamente (1).

El hecho, además de tratarse de cargas pequeñas, hace, como ya se indicó antes, que las dimensiones de los elementos sean reducidas, pudiéndose comprobar que si bien están en condiciones de resistir los esfuerzos verticales no lo están en cambio en muchos casos para resistir los movimientos horizontales derivados del sismo, especialmente cuando existen tramos largos de cadenas y pilares sin arriostramiento transversal.

En el último temblor de Santiago, pudo observarse la falla sistemática de los cielos del último piso en su conjunción con las cadenas superiores, y en muchos casos la falla de éstas por acción horizontal habiendo sido prácticamente inútil el atresamiento que produce el entramado de madera, ya que las fallas demostraron que no estaban en la mayoría de los casos en condiciones de transmitir o recibir esfuerzos de los elementos vecinos de hormigón.

Desde el punto de vista económico, tuvo la División datos fidedignos de costos que demostraron que la ejecución de una losa calculada con pequeña sobrecarga y recubierta con un techo de pizarreño de poca pendiente, lleva a un costo casi igual cuando no inferior, según las circunstancias, al de un techo de entramado de madera y cubierto de pizarreño con cielo falso estucado a yeso en su parte inferior.

Las economías se producen por los siguientes capítulos:

1.º Menor sollicitación horizontal en las cadenas, y en consecuencia menor cantidad de hierro en armaduras.

2.º Menor cantidad de yeso en el estuco y economía completa en el metal desplegado, que aparte de escasear actualmente, tiene precios muy elevados, habiendo además demostrado la práctica de construcción, que los sustitutos que se han propuesto no han llenado las exigencias que deberían imponérseles.

3.º Economía de la enmaderación en cuanto a envigados de cielo se refiere y simplificación de importancia en la enmaderación soportante. (En estos casos se emplean para la enmaderación los restos de madera del moldaje).

(1) Nuestra Ordenanza ha tenido ya en cuenta este efecto, ya que exige que todo elemento saliente sobre la techumbre deberá ser comprobado especialmente a sollicitaciones correspondientes a considerar actuando un esfuerzo horizontal de $1/5$ de la gravedad.

(Art. 195 de la Ordenanza según modificación del 5 de septiembre de 1940 y art. 77 según la modificación del 20 de abril de 1942).

A esto deben agregarse las condiciones de por sí favorables de incombustibilidad y seguridad contra posibles filtraciones.

Son estas las economías que permiten en cambio un consumo adicional de hierro y hormigón en la ejecución de las losas.

A base de los presupuestos comparados en edificios de más de 3 pisos es que se ha llegado a las conclusiones anteriores, y dado que con esta disposición se evitan las fallas observadas anteriormente es que se creyó procedente introducir esta modificación. Evidentemente, si las causas de economía que abonan lo expuesto dejasen de existir, debe dejarse de nuevo libertad de acción en este punto, exigiéndose, eso sí, una comprobación por el cálculo de los elementos tales como cadenas y pilares, lo cual hoy día no se hace por cuanto las dimensiones están fijadas por la Ordenanza sin consideración alguna a las circunstancias especiales que puedan presentarse, debiendo en todo caso exigirse por lo menos una limitación clara en cuanto a su campo de aplicación.

La supresión de armaduras en las albañilerías en todas las clases de edificación y su mantención en la Clase C, se debe a que se consideró que no es necesaria esa armadura en edificios de hasta 3 pisos, en que las condiciones normales de la albañilería le permiten resistir en forma conveniente esfuerzos horizontales, si bien es cierto que también esta disposición debería ser fijada entre límites para la altura y la luz libre del paño en cuestión.

La situación es distinta en edificios ya más altos, pues en estos casos evidentemente se requiere mayor seguridad, ya que los esfuerzos horizontales son mucho más grandes, en especial en los pisos inferiores.

Referente a la creación de un nuevo tipo de construcción consistente en un esqueleto de hormigón relleno con albañilería posteriormente, y hasta con 9 pisos, creemos que si bien se construye actualmente este tipo, ya sea en los pisos superiores o en los edificios de no más de 3 ó 4 pisos, no puede indicarse una altura de 9 pisos como máximo sin caer en el error de creer o dar a entender que esto es posible, ya que según sean las dimensiones de la base del edificio, este tipo de construcción puede resultar absolutamente irrealizable debiéndose adoptar forzosamente en los primeros pisos la Clase A, con lo cual se hace innecesario establecer una nueva clase intermedia.

ARTÍCULO 17.—En este artículo la Sub-Comisión acepta las sugerencias hechas en el sentido de redactar las normas de construcción y de materiales, y pide se deje en libertad a la Oficina de Normas y Control de la Construcción, para darle su redacción y forma definitiva, y pide, además, que se exijan los cálculos de estabilidad no sólo en la Clase A, B y C, sino también de la D y E, por tener losas de concreto.

Debemos manifestar en esto nuestro completo acuerdo con la Sub-Comisión, pero desearíamos que se indicara que no sólo deben calcularse las losas, sino también las cadenas y pilares cuando las luces se aparten de los máximos que fije la Ordenanza, lo cual hasta aquí no se ha hecho por cuanto las actuales disposiciones no fijan límite alguno a las cargas que soportan aquellos elementos cuyas dimensiones se fijan.

Al discutir el Art. 65, la Sub-Comisión dice lo siguiente:

«La Sub-Comisión estimó necesario mantener la fijación de los espesores mínimos de los muros exteriores según la zona del país en que se construya, pero aceptó no exigir el aumento de 5 cm. por cada piso. En cuanto a los tabiques y muros inte-

riores, el Instituto de Ingenieros mantiene el espesor exigido actualmente de 15 cm. La Sub-Comisión ha estudiado la posibilidad de disminuir este valor y ha acordado reducirlo a 12 cm., manteniéndose sin embargo la exigencia de que el espesor del muro no sea inferior a $1/25$ de su altura. En todo caso la Sub-Comisión estima indispensable que sean determinados por el cálculo las tensiones del hormigón y del acero de los muros, tanto exteriores como interiores, y cualquiera que sea su espesor».

Estima, por lo tanto de acuerdo con el criterio sustentado por el Instituto, que los espesores debía fijarlos el cálculo, y en consecuencia llega a conclusiones que en nada cambian lo propuesto por la División de Construcción. Sin embargo la Sub-Comisión no aceptó hacer independiente de la zona los espesores de muros. Al no hacer depender los espesores de muro de la zona, la Comisión del Instituto tuvo en vista el hecho de existir actualmente, y haberse generalizado además en la construcción, sistemas y elementos que garantizan mediante su aplicación la impermeabilidad de los muros y mediante el empleo de la calefacción y aislación térmica, las molestias producidas por los fuertes descensos de temperatura, de manera que no ve las razones que en un momento dado pueden obligar a dimensiones menos económicas provenientes de establecer dimensiones mínimas que nada tienen que ver con la estabilidad, y que en todo caso podrán especificarse según se desee,

ARTÍCULO 66.—La Sub-Comisión propone para el Art. 66, la siguiente redacción:

«La armadura de los muros de hormigón armado consistirá en una doble malla de fierro redondo. La sección total de la armadura vertical no podrá ser inferior al 0,5% de la sección necesaria del hormigón, o sea la exigida por el cálculo, y en ningún caso inferior al 0,2% de la sección total de hormigón. La armadura horizontal no será inferior al 0,2% de la sección total del hormigón. Ambas mallas se unirán con amarras de un diámetro no inferior a 6 m/m. y cuyo número no será inferior a 6 por metro cuadrado. El diámetro mínimo de las armaduras será de 6 m/m. y su distancia máxima será de 30 centímetros.».

Como puede verse en la redacción de este artículo hay acuerdo por parte de la Sub-Comisión para apoyar las sugerencias hechas por el Instituto.

ARTÍCULO 68.—También sobre este punto hay acuerdo general, salvo en lo que se refiere a espesor mínimo de los tabiques, en que se fijó un espesor de 8 cms. en vez de 5 cms. como se había propuesto.

En realidad el espesor mínimo de estos elementos no soportantes, depende más bien de los sistemas de construcción usados por el contratista, y no vemos por lo tanto, la razón a una limitación en este sentido, especialmente cuando se autorizan otras clases de tabiques que son en todo caso inferiores en resistencia a uno de concreto, por deficiente que sea su elaboración.

ARTÍCULO 69.—Dice el informe:

«La Sub-Comisión estima que es conveniente especificar la exigencia de que los pilares y cadenas en muros soportantes sean hormigonados después de hecha la albañilería. En los muros no soportantes deberán los pilares y vigas ser hormigonados antes de confeccionarse el muro.

Respecto a las armaduras de ligazón entre el pilar y los paños vecinos de albañilería, la Sub-Comisión considera que estas armaduras no trabajarían en forma satisfactoria por estar unidas a los pilares en uno solo de sus extremos. En consecuencia, no hay razón suficiente para exigir esta clase de refuerzo».

También en este punto se aceptan las sugerencias del Instituto, salvo en lo que se refiere a la ligazón mediante hierros de la albañilería con los pilares.

Este último punto fué en su oportunidad ampliamente debatido en el Instituto y se acordó incluirlo en la redacción final en vista de que con un costo adicional muy pequeño se aseguraba en forma muy eficiente el anclaje y unión entre el muro de albañilería y los pilares. Esta disposición por lo demás, tiene especial interés cuando el trozo de muro adosado al pilar es muy corto y está perforado por vanos. Todos sabemos, que en la práctica esos trozos de albañilería, de a veces no más de 30 cms. son puntos débiles precisamente porque no teniendo condiciones propias de estabilidad se apoyan en el pilar, y al no estar ligados a éste en forma eficaz, se producen fallas y trizaduras. En este caso las armaduras actúan como las de una losa en consola formada por ladrillos y pequeños nervios de hormigón.

ARTS. 71—74—83 Y 86.—Las modificaciones a estos artículos se refieren a las dimensiones de muros y a las dimensiones y armaduras de pilares y cadenas.

Dice el informe:

«El informe de esta Sub-Comisión, elevado con fecha 4 de agosto ppdo. a la consideración de esa Comisión, sugería que las modificaciones a la Ordenanza que fueran propuestas, debían ser justificadas por el cálculo».

La Comisión aceptó este temperamento en su sesión de fecha 14 de agosto último y comisionó al señor Alberto Covarrubias para que, en su carácter de representante del Instituto de Ingenieros proporcionara a la Sub-Comisión los antecedentes aludidos.

El señor Covarrubias asistió a las sesiones de la Sub-Comisión Técnica en que se trató el informe del Instituto de Ingenieros, en las que expuso varias consideraciones en apoyo de las modificaciones propuestas; pero sin abordar el cálculo justificativo de tales modificaciones».

«El terremoto de enero de 1939 demostró el buen comportamiento de los edificios construídos de acuerdo con los preceptos de la Ordenanza, razón por la cual parece preferible conservar sus disposiciones en lo que a dimensiones de muros, pilares y cadenas se refiere, mientras no se disponga de cálculos que den mayor luz sobre la materia. En este sentido la Sub-Comisión puede adelantar que ha hecho algunos cálculos preliminares que indican poca probabilidad de que puedan ser reducidas las actuales dimensiones».

Como puede verse, por la lectura del informe de la Sub-Comisión, sobre este punto no hubo acuerdo para aceptar lo propuesto por el Instituto, basándose el rechazo en las siguientes razones:

- 1.º Falta de justificación por el cálculo, y
- 2.º Que el terremoto de enero de 1939 demostró el buen comportamiento de las disposiciones actuales.

Ambas afirmaciones merecen alguna discusión.

El cálculo de los muros es perfectamente posible y podemos poner a disposición de la Sub-Comisión los antecedentes correspondientes. Por lo demás, las bases de cálculos actuales cuyo fundamento es el reglamento italiano, son excesivas, ya que basta el estudio del comentario de dicho reglamento para saber que éste trata solo el caso de elementos reticulados en que la albañilería actúa como un mero relleno, además considera la acción de la albañilería en la zona central como un diagonal comprimido sin tener en cuenta la baja resistencia del cizalle de este material, lo cual pone un

límite insalvable a las solicitaciones que es capaz de resistir el muro como conjunto, debiéndose en caso de tensiones mayores ir, ya sea el empleo del marco rígido o del diagonal de hormigón armado.

Creemos por lo tanto, inútil poner armaduras excesivas, que por lo demás una vez eliminadas las condiciones de resistencia de la albañilería, tampoco se aprovecharán en los elementos de hormigón, ya que un pilar de 30×30 cms. con 4 barras de $3/4"$ fallará antes por la sección hormigón que por la de hierro. En efecto, cuando el hormigón trabaja aquí a solo 58,8 Kgs. el hierro está trabajando a $1,800 \text{ K/cm}^2$, y para una tasa de trabajo en el hormigón de 70 K/cm^2 . (1), el hierro trabaja a una fatiga de no más de 2,100 Kgs., y aún, en este caso extremo el momento que es capaz de resistir ese pilar en esas condiciones no pasa de 2,740 Km. o sea en los casos más corrientes, un esfuerzo horizontal de 1,200 a 1,800 Kgs. aproximadamente; esto sin considerar las acciones verticales a las que en ese caso, seguramente, habrá de hacer frente.

El hecho de que no hayan sufrido desperfectos con el terremoto de 1939 los edificios construídos de acuerdo con las Ordenanzas, es una prueba más de que esas armaduras no eran las mínimas admisibles, ya que basta comparar los anclajes usuales de cadenas y pilares y sus correspondientes fatigas máximas admisibles, con las que resultaría de haberse aprovechado al máximo las armaduras para comprobar que, de haber trabajado estas, habrían fallado seguramente los anclajes.

En todo caso creemos que bajo condiciones especiales debería exigirse un cálculo justificado de cadenas y pilares, o en caso contrario, establecerse en la Ordenanza la carga máxima admisible para las dimensiones fijadas en ella y su límite de tolerancia.

ARTÍCULO 79.—En la modificación propuesta al Art. 79, hay prácticamente conformidad entre el Instituto y la Sub-Comisión.

ARTÍCULO 151.—Referente al Art. 151 dice la Sub-Comisión lo siguiente:

«Las modificaciones tienden a disminuir la seguridad de los edificios, por las siguientes razones:

1.º Porque dejan de considerar la acción dinámica de los temblores, o sea que prescinden de las características ondulatorias del movimiento.

2.º Porque reducen los coeficientes sísmicos y aumentan las fatigas admisibles de los materiales.

3.º Porque establecen el valor del coeficiente sísmico en función de la presión máxima admisible del terreno de fundación y no de sus características sísmicas.

4.º Porque no se consideraría la componente vertical de los temblores cuya existencia es innegable.

Las modificaciones establecen, por otra parte, que quedarían eximidos del cálculo a la acción de los temblores los edificios que reunieran ciertas condiciones de regularidad, simetría y rigidez que se definan. Pero estas definiciones son imprecisas algunas y carecen de justificación por el cálculo; las otras, lo que les resta valor práctico.

Además, en el Informe del Instituto de Ingenieros se establece relación entre el valor del coeficiente sísmico y el método de cálculo que sea aplicable (estático o dinámico según el caso) lo que no parece justificarse.

(1) Una fatiga de 70 K/cm^2 en hormigón de 255 Kgs. de cem/m³ y con esfuerzos alternados, es ya bastante alta y próxima a la ruptura en la mayoría de las construcciones de menos importancia en que la elaboración del hormigón deja mucho que desear.

Finalmente, también se haría depender el valor del coeficiente sísmico de la clase de fundación, limitando ese valor a 0,13 como máximo en caso de fundación sobre placa rígida. La Sub-Comisión estima que no hay base de experiencia que permita formular esta relación.

Las modificaciones que la Sub-Comisión propone al Art. 151 consideran reducciones en el valor del coeficiente sísmico y de otras características de la onda sísmica. Por otra parte, se definen las condiciones que han de cumplir los edificios rígidos para que no se necesite determinar el período vibratorio propio».

En este último punto es donde más se aleja el criterio sustentado por el Instituto del que sustenta la Sub-Comisión; y siendo tan amplio el tema, séanos permitido hacer el comentario de sus diversas partes con diverso orden al que figura en los informes.

Dice el informe de la Sub-Comisión, que no ha considerado el Instituto de Ingenieros en su nota, la componente vertical de los temblores, cuya existencia es innegable.

Por ningún motivo se ha pretendido negar esa acción ni tampoco su importancia, pero si tenemos en cuenta que la Ordenanza establece normas para los edificios usuales y que no tiene ingerencia o validez para obras de franca ingeniería, por cuanto estas últimas deberán ser analizadas en cada caso en forma completa y estudiando en detalle las diversas acciones que las solicitan, veremos que puede dejarse fuera de consideración la acción vertical, por cuanto ella significa un aumento de cargas que la obra estará siempre en condiciones de resistir si para su cálculo se han considerado las cargas y fatigas máximas prescritas.

El caso es evidentemente distinto en obras tales como puentes, tranques, muros de contención de tierras, grandes estructuras, etc.; en que las cargas se consideran con mucho mayor precisión y en que el tipo de obra obliga a ajustarse en forma mucho más estricta a las solicitaciones efectivas. Es, seguramente, esta diferencia fundamental en la consideración de lo que representa una Ordenanza de Edificación lo que ha llevado a la disparidad en las exigencias de cálculo.

Los suscritos estiman que la parte de detalle de forma de cálculo de estructuras de ingeniería debe quedar reservada a las normas propuestas en el Informe bajo el título: «Recomendaciones Generales para el Cálculo de Estructuras Asísmicas», por cuanto es materia larga y difícil más propia de una reglamentación cuidada y de gran detalle que sale fuera del marco de la Ordenanza cuyo carácter es meramente reglamentario, pero no texto o manual de cálculo.

También en lo que se refiere a establecer los coeficientes sísmicos en función de la presión máxima del terreno de fundación y no de sus denominaciones características, ha habido disparidad de criterio.

Es conocida la importancia que las características sísmicas del terreno de fundación tienen en la determinación de amplitudes y períodos de vibración, y aún podemos afirmar que es el período propio de vibración del terreno de fundación el factor más importante a conocer, junto con el de estructura que sobre él gravita, para poder determinar la mayor o menor capacidad de resistencia de ésta en caso de un sismo.

Es innegable que esos períodos tienen íntima relación con el coeficiente de elasticidad del terreno y su coeficiente de asentamiento; por lo tanto, también guardan una relación fija con las fatigas.

El Instituto de Ingenieros al proponer las fatigas como base de comparación de las características del terreno en vez de su denominación genérica lo ha hecho con el fin de suprimir una denominación restringida de terreno que en la práctica nunca se encuentra con nitidez y que no basta a reflejar las características físicas y elásticas del mismo.

No hay duda que ante un terreno determinado, los Ingenieros podrán usar denominación genérica distinta, pero seguramente coincidirán en cuanto a la apreciación de las características físicas y elásticas del terreno.

Es en vista de esto, que en las obras más recientes de fundaciones se dedica gran importancia a los estudios edafológicos y aún se recomienda caracterizar los terrenos por sus coeficientes físicos y no por su apariencia exterior, por cuanto los estudios dan características elásticas y resistentes diversas en terrenos que parecen iguales y vice-versa. (Véase obra del Prof. W. Loos, Año 1936, «Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen»).

Con el fin de cumplir aunque fuera en parte estas condiciones es que se cambió la denominación de los terrenos en forma genérica por su capacidad resistente; sin embargo, ningún inconveniente habría en mantener transitoriamente ambas denominaciones para más adelante, cuando se cuente con los medios completos de laboratorio ir a la clasificación de los terrenos de fundación a base de sus coeficientes característicos de elasticidad, humedad, plasticidad, resistencia al cizalle, a la compresión, cohesión, permeabilidad, etc.

En cuanto a lo que dice la Sub-Comisión, que en el informe del Instituto de Ingenieros se establece relación entre el valor del coeficiente sísmico y el método de cálculo, «lo que no parece justificado» podemos decir que hay aquí un mal entendido que en realidad es cuestión de palabras.

El coeficiente sísmico es la razón entre las fuerzas horizontales que se suponen actuando en una construcción y los pesos de los elementos correspondientes. Ahora bien, por el hecho de calcular un edificio como elástico según el Anexo N.º 2 de la Ordenanza, debe calcularse como sufriendo una deformación equivalente a la amplitud del temblor, deformación que puede suponerse provocada por fuerzas horizontales que siempre serán menores que las equivalentes a considerar el coeficiente sísmico de la base y que pueden considerarse por lo tanto como las resultantes de coeficientes sísmicos menores. Además se considera generalmente estos coeficientes como una medida del grado de seguridad que desea dársele a la construcción según sea la actividad sísmica de la zona, la calidad del subsuelo, de las fundaciones, de la estructura, la semejanza entre la estructura calculada y la efectiva y la precisión de los métodos de cálculos; y, es en vista de estos conceptos que el calculista adoptará coeficientes mayores o menores de seguridad.

En la literatura especializada se ha considerado siempre como fundación más segura la placa continua, entre otras razones por producir una mejor repartición de las tensiones generadas por el movimiento sísmico a través de toda la base de la estructura.

En el terremoto de Tokio en 1923 se pudo comprobar según Suyehiro, que los edificios fundados sobre una placa continua, aún en terrenos malos, resistieron mejor (1).

(1) The vibration of Structures and a Method of Mesuring it. Pág. 165 y siguientes.

También el cálculo dinámico, especialmente en chimeneas, va el análisis mucho más profundo del fenómeno y considera múltiples factores que corrientemente no se toman en cuenta, por lo tanto el cálculo en esta forma permite reducir los coeficientes en vista a que se han cubierto mucho mejor las posibilidades de una falla.

La misma Ordenanza, al estudiar el cálculo dinámico hace depender el coeficiente del período propio que resulte; y finalmente el informe de la Sub-Comisión confirma nuestra tesis al decir textualmente: «El coeficiente sísmico horizontal, tendría un valor comprendido entre el 5 y el 20% según la naturaleza del terreno y el *grado de seguridad de la obra*».

Creemos que en ningún momento debe olvidarse que el problema del cálculo asísmico de estructuras, se refiere principalmente a asegurar una probabilidad dada de resistencia al fenómeno sísmico, pero nunca una seguridad absoluta, ya que una falla local en el terreno puede hacer fracasar todo límite de previsión.

A este respecto cita Freeman el siguiente párrafo:

«Difícilmente puede esperarse que la inscripción de un temblor a 2 mil millas de distancia, pueda interesar a un hombre cuya familia yace bajo las ruinas de una casa construída con malos materiales sobre un terreno del cual cualquier geólogo le hubiera aconsejado alejarse» (1).

Otro de los cargos que se nos hacen en el informe es que no consideramos la acción dinámica de los temblores y que prescindimos de sus características ondulatorias.

Esta afirmación no es justa, pues en el informe del Instituto de Ingenieros se dice textualmente: «En casos especialmente calificados en que los esfuerzos sísmicos no se resistan con muros, se podrá exigir el cálculo por método dinámico indicado en el anexo II el que podrá ser empleado también para justificar el uso de coeficientes sísmicos menores que los aquí indicados».

Si para los demás casos hemos asimilado los esfuerzos a los correspondientes a una acción estática, ha sido porque ello es permitido cuando los elementos son muy rígidos, y lo corrobora la misma Sub-Comisión al eximir del cálculo dinámico a los edificios cuando dispongan de muros de rigidez.

Referente a las condiciones de regularidad, simetría y rigidez que establece el informe del Instituto, la Sub-Comisión además de declararlas imprecisas dice que carecen de justificación por el cálculo, sin embargo, para emitir esta opinión no han pedido antecedente alguno de estos cálculos.

Basados en criterio similar podríamos a nuestra vez objetar el Art. 151 propuesto por la Sub-Comisión en el punto en que dice:

«En los edificios de las clases A, B y C de no más de 6 pisos *se supondrá* que el período de vibración es inferior a 0,4 segs. cuando se dispongan de muros de rigidez»

En esta parte la Sub-Comisión olvida completamente justificar por el cálculo sus afirmaciones y ni siquiera fija límites a las secciones de esos muros de rigidez en relación con las características de superficie del edificio.

Sería interesante saber cómo puede cumplirse por ejemplo la condición B que dice: «La planta del edificio debe ser tal que los esfuerzos horizontales, actuando en el

(1) Earthquake Damage and Earthquake Insurance. Pág. 883.

centro de gravedad de la estructura no produzcan *torsión de ninguna especie* en ella, sino empuje sobre los muros de rigidez».

Todo aquel que haya calculado alguna vez un edificio y determinado con precisión los centros de gravedad y elásticos, sabe cuán difícil es lograr la coincidencia de ambos, pero mucho más aún es evitar torsiones en edificios de plantas enteramente irregular o en forma de L o U, aún cuando se dispongan convenientemente juntas de dilatación o zonas elásticas que atenúen en cierta medida estos efectos.

En cuanto al punto C., se hacen afirmaciones que no se comprueban por el cálculo y que aún merecen esta observación: ¿Cómo puede explicarse la independencia de la longitud total de muro y por piso, allí indicada, de la superficie edificada y, en consecuencia, de la magnitud del esfuerzo horizontal?

Finalmente en lo que se refiere a la determinación del período de la estructura como condición previa cuando se trata de sistemas que no sean marcos simples de fábricas, o chimeneas, en una palabra, estructuras perfectamente abordables por el cálculo y en que además hay una coincidencia de lo más perfecta posible entre la estructura teórica y la real, y que el anexo de la Ordenanza asegura que pueden obtenerse por estudio de modelos o por aplicación de la fórmula de White, podemos indicar que: La aplicación de la fórmula de White está sujeta a las siguientes limitaciones establecidas por él mismo, y que sería conveniente indicar en nuestra Ordenanza en el anexo correspondiente para evitar aplicaciones erróneas:

1.º La deformación por flexión del conjunto del edificio, (extensión y compresión de pilares) es despreciable.

2.º Las deformaciones en las fundaciones también son despreciables.

3.º *Los pesos de todos los pisos son iguales.*

4.º *Todos los pisos son igualmente rígidos.*

Agrega además:

«Aunque estas limitaciones distan mucho de la realidad del modelo, *si la concordancia en este especialísimo caso es satisfactoria* puede suponerse con seguridad que las hipótesis del autor son en general permitidas».

Referente al estudio de modelos es un tema largo que demanda mucho más espacio que el destinado a este informe y que oportunamente tendremos ocasión de abordar en detalle. Sin embargo creemos baste citar un ejemplo para tener una idea del estado actual del estudio a base de modelos y el grado de precisión de sus resultados.

Veamos lo que dice Charles Rathbun respecto al estudio hecho en el modelo del edificio Empire State (1).

«En orden a hacer una estimación del período de vibración (del Empire State Building) pero debido sólo al esqueleto de acero, se construyó y observó un modelo».

«El proyecto es casi idealmente simple desde el punto de vista estructural. Todos los pisos son simétricos respecto a dos ejes».

Más adelante agrega: «El esqueleto de acero del Empire State Building, se presta fácilmente para el análisis por modelos. Es inusitadamente simétrico, y con muy pocas excepciones las vigas y columnas pueden reproducirse como un enrejado rectangular con columnas que van desde el techo hasta las fundaciones».

(1) Natural Periods of a uniform cantilever Beam. By Lydik Jacobsen. Esq. pa per N.º 2025 Pág. 434.

«El modelo, tal como se le proyectó y construyó, fué semejante al edificio con las siguientes características:

a) Las proporciones geométricas (verticalmente paralelas a su frente menor) estaban a la escala 1 a 144.

b) Su distribución de pesos era la misma del edificio y su peso o relación de masas era de 1 a 50.530,000.

c) La razón de módulos de elasticidad de los materiales usados en el modelo con los del esqueleto del edificio era de 14 a 29.

d) La relación de los momentos de inercia (y por lo tanto las relaciones de rigidez de los miembros del modelo a los correspondientes del edificio) era de 1 a $43,000 \times 10^5$.

Esta relación se escogió a causa de que daba dimensiones cómodas para trabajar en el modelo».

«Fué construído de manera que los principios de similitud pudieran aplicarse, y se calculó el período de vibración para un esqueleto de acero del porte del edificio y con el peso necesario para representar la carga muerta de éste».

«De los períodos de vibración del modelo y del edificio, se puede calcular la rigidez relativa del modelo y la del edificio terminado. Uno tiene nudos rígidos (soldados) y no tienen rigidez debida a rellenos, mientras que el otro tiene nudos remachados y una gran masa de albañilería rodeando el esqueleto»

«El modelo representa al esqueleto de acero proporcionalmente cargado. Se presume que el efecto de la diferencia entre el modelo y el edificio (rellenos y ensambles) se mantiene en los diferentes pisos de la estructura».

En otro párrafo dice lo siguiente:

«Las suposiciones usuales son:

- 1.º Que todas las vigas y pilares están conectadas rígidamente entre sí, y
- 2.º Que la estructura no está atiesada por muros o divisiones, pisos u otras partes del edificio».

«La primera afirmación se ha estudiado seriamente en Inglaterra y Norte América. Se han reunido datos y se encuentran en desarrollo, en algunos institutos americanos, estudios tendientes a determinar los porcentajes de error debidos a esta suposición».

«La segunda suposición, o sea despreciar el efecto atiesador de los rellenos de albañilería, es de mucho mayor influencia, pero el autor ha podido encontrar sólo escasas referencias al respecto. Eso es de interés más que académico, ya que debido a que las fatigas en el marco son proporcionales a las deformaciones de la estructura, si la distribución de las fatigas es la misma cuando la albañilería está presente que cuando el marco de acero actúa sólo. Por lo tanto, la fatiga real del acero es reducida por la presencia de la albañilería en proporción a su influencia en la rigidez».

David Molitor (M. A. S. C. E.) estima que el marco se atiesaría 30 a 50% si las conexiones fueran rígidas. También estima que el edificio se hace 300 a 400 % más rígido por los materiales ajenos a la estructura».

Finalmente al resumir los resultados de la experiencia, dice:

«El período de vibración del modelo resultó 44 vibraciones en 6 segs. de donde se deduce que el período de un esqueleto sin agregados atiesadores sería 17,8 segs.

«El edificio tiene un período de vibración observado de 8,25 segs. La razón de estos períodos es por lo tanto 8,25 a 17,8 o sea 1 a 2,16, lo que hace que la razón de las rigideces sea igual a $2,16^2$ a 1; o sea 4,65 a 1. De donde se deduce que el edificio es cerca de 4,5 veces más rígido de lo que sería el esqueleto solo».

De los resultados indicados, se puede deducir cuán distantes están realidad y modelo a pesar de los factores inusualmente favorables con que se contó y de no haberse reparado en gastos para obtener una similitud de lo más perfecta posible. Creemos que ante semejante resultado huelga todo comentario; ya que una cosa es el estudio de líneas de influencia y momentos a base de modelos (1) cosa hoy día corrientemente empleada especialmente cuando se usan estructuras simples; y otra pasar sin más de estos sistemas de análisis al estudio de edificios cuyas complejas estructuras nos permiten apenas si un análisis aproximativo a base de estudios parciales de las partes componentes, pero no del conjunto total.

Después del análisis que antecede y de las razones expuestas que justifican ampliamente todas las conclusiones contenidas en el informe primitivo del Instituto creemos que debe mantenerse este informe en todas sus partes completándolo con las sugerencias hechas por la SubComisión en sus artículos N.º 17 y 79, y que en nuestro informe hemos considerado convenientes por cuanto completan el informe primitivo de la División.

Creemos, asimismo, que deben rechazarse las sugerencias hechas en el sentido de crear nuevos tipos de construcción y además aceptarse para el Art. 151 la redacción propuesta por el Instituto o en su defecto modificar dicho artículo de acuerdo con las sugerencias y forma general propuesta por nuestra División, por cuanto es fundamental para la mayor economía de la estructura y facilita enormemente el control de los cálculos sísmicos de los edificios corrientes.

Por nuestra parte, aceptamos la fijación de las fatigas máximas admisibles en casos de esfuerzos sísmicos en 70 Kg/cm² para el hormigón, y 1,400 Kgs. para el hierro.

Recomendamos, sin embargo, promover un estudio experimental que permita fijar si con nuestros materiales y con nuestra modalidad de trabajo pueden admitirse en el hierro fatigas de 1,800 K/cm², sin salir de los coeficientes de seguridad que para resistir los esfuerzos sísmicos se requiere; así como también proceder a los ensayos necesarios para determinar las resistencias a los esfuerzos sísmicos de materiales de construcción tales como ladrillos, bloques, tabiques de albañilería y madera, etc.

(1) Véase: Método «Continostat Gottschalk.

Estática Experimental de las Estructuras (J. Ricaldoni. 1938).

Método de Beggs.

Método del señor J. Ibáñez (Congreso Chileno Ingeniería. 1942).