

COMPORTAMIENTO SISMICO DE LAS CONSTRUCCIONES DE ACERO

Toshibumi Fukuta¹

1. LA FUERZA SISMICA EN EL DISEÑO SISMICO Y LA RESISTENCIA DE LA CONSTRUCCION.

En Japón, la Ley de Normas de Construcción exige que una construcción cumpla las siguientes dos condiciones frente a los movimientos terrestres:

En primer lugar, frente a los temblores de mediana importancia que ocurren varias veces en la vida útil de una construcción, ésta no sólo debe garantizar la seguridad de la vida de sus ocupantes, sino también debe mantener su funcionamiento normal. Para este caso, se calcula una fuerza lateral ejercida a la totalidad de una construcción correspondiente a un coeficiente basal al cortante de un 0.2, con base en el cual se realiza el diseño de esfuerzo permisible. El movimiento sísmico que genera una fuerza lateral de esta magnitud puede ocasionar una aceleración terrestre superficial máxima de 80 - 100 gals. El esfuerzo permisible a la carga sísmica del material de acero se determina por el valor inferior de la especificación de la resistencia al límite aparente de elasticidad, por lo que esto resulta en un diseño elástico a una fuerza lateral equivalente a un 20% del propio peso de la construcción, incluyendo carga viva.

En segundo lugar, si una construcción se sujeta a un movimiento sísmico extremadamente grande que, si bien ocurre, no se repite en la vida útil de la construcción, ésta puede sufrir daños pero tiene que proteger la vida de sus ocupantes. Para esto se toma como referencia "el gran sismo de Kanto", que azotó una gran área que incluyó la ciudad de Tokio en 1923, cuya aceleración máxima se estima era de unos 300 a 400 gals. (Ver Fig. 1). La fuerza lateral que se ejerce a la totalidad de una construcción por un sismo de esta magnitud, corresponde al coeficiente basal al cortante de 1.0, o sea, equivalente a su propio peso, suponiendo que la construcción se comporta elásticamente.

Sin embargo, en realidad, una construcción resiste al movimiento sísmico experimentando una deformación plástica, después de sufrir deformaciones parciales en sus estructuras de acero, por lo que en ese momento la resistencia de la construcción no necesariamente tiene que corresponder a un coeficiente basal al cortante de 1.0. Por lo tanto, se establecen las resistencias plásticas necesarias de acuerdo con el grado de capacidad de deformación plástica (podría llamarse a esto resistencia general al límite aparente de elasticidad y también se le llama "capacidad última al cortante lateral") de cada edificio, y la resistencia calculada de la construcción tiene que quedar por arriba de este nivel. En las normas, la resistencia plástica establecida es de 0.25 a 0.5, en coeficiente basal al cortante. En este diseño, básicamente se da una gran importancia a la capacidad de deformación plástica de las estructuras de acero del edificio, y por eso, se presta mucha atención a los detalles de las conexiones, para que la capacidad de deformación plástica de las estructuras no se vea obstaculizada. En otras palabras, se espera detener la destrucción del edificio por su ductilidad, en el momento de un sismo grande. (Ver Fig. 2).

De la primera condición, o sea, que el diseño elástico se base en una fuerza lateral correspondiente a un coeficiente basal al cortante de 0.2, la resistencia al límite aparente de elasticidad de los edificios de estructuras de acero

¹Departamento de Ingeniería Estructural. Instituto de Investigación de Construcción Ministerio de Construcción.

japoneses resulta entre 0.25 y 0.5 de coeficiente basal al cortante, aproximadamente. Esto, porque los elementos de la estructura, como columnas, vigas y riostras, tienen resistencias al límite aparente de elasticidad diferentes al esfuerzo de diseño (tienen holguras en cuanto al esfuerzo de diseño). Por eso, aunque el diseño elástico se haga con un coeficiente basal al cortante de 0.2, la resistencia al límite aparente de elasticidad del edificio resulta mayor a $0.2W$. Y además, las conexiones son diseñadas para que no se fracturen hasta que los elementos lleguen a un alto nivel de deformación plástica. La letra W significa el peso propio de la construcción.

2. RESPUESTA AL MOVIMIENTO SISMICO.

2.1 Casos de daños ocasionados por el sismo.

a) Daños leves (daños en los elementos no estructurales)

Cuando los conectores metálicos de los elementos no estructurales no pueden deformarse de acuerdo con la deformación de las estructuras de acero, se presentan deformaciones locales en los conectores. Cuando el elemento no estructural es una pared de alta rigidez, se producen fisuras en los extremos y se presentan desprendimientos parciales. Estos daños en los elementos no estructurales llaman la atención, cuando el movimiento sísmico fue leve y no ha causado daños significativos en las estructuras de acero.

b) Daños en las estructuras de acero

Los daños en las estructuras de acero pueden ser pandeo, deformación local y fractura de las conexiones soldadas o atornilladas, o de los elementos estructurales como riostras, columnas y vigas.

- Daños en las partes soldadas

Los daños en las partes soldadas pueden ser ocasionados por la falta de resistencia por defectos de la soldadura misma, como fallas en la sección o ampollas, o porque la sección soldada no tiene suficiente superficie en comparación con la sección del metal de base.

- Daños en las conexiones atornilladas

Los daños en las conexiones atornilladas ocasionan fracturas de conexiones, por fallas en la sección del metal de base, por la falta de sección en la dirección del esfuerzo de acción, o por la falta de resistencia al corte de los tornillos.

- Daños en los contravientos.

En los daños en los contravientos, se incluyen el pandeo por flexión de los contravientos, la deformación de la escuadra de ensamble de las conexiones, fracturas de partes soldadas y de tornillos. Cuando se diseñan contravientos con muy bajo nivel de resistencia al pandeo por flexión, y que se supone resisten por la fuerza de tensión (contravientos con una relación de esbeltez de más de 120), los contravientos pueden presentar una gran deflexión por flexión bajo la acción de la fuerza de compresión del sismo, lo cual llega a dañar el material de acabado que cubre la parte exterior de los contravientos.

- Daños en las vigas.

Como ejemplo de daños en las vigas, podemos pensar en el pandeo lateral, que es una deformación total, y en el pandeo local, que es un desplazamiento local. Sin embargo, raras veces

podemos ver daños sísmicos ocasionados por el pandeo lateral, ya que cuando se presenta el pandeo lateral, la estructura total falla, y la construcción se desmorona. En estos casos, las causas de la destrucción de una estructura son generalmente combinadas, y es sumamente difícil atribuir la falla a una sola causa, al pandeo lateral exclusivamente, por ejemplo. El pandeo local ocurre

cuando partes de elementos llamadas articulaciones plásticas, que son extremos, por ejemplo, experimentas una deformación por rotación bajo condición plástica.

Daños en las columnas.

Como daños en las columnas, podemos mencionar el pandeo por flexión-torsión (que es un modo de deformación total), que se genera por la acción simultánea de la fuerza axial y la de flexión. También hay daños ocasionados por el pandeo local de los extremos de los elementos. Cuando se presenta el pandeo por flexión-torsión, la destrucción se expande a la totalidad de la estructura.

Daños en las conexiones columna-viga.

Las conexiones entre columnas y vigas tienen, en general, una alta capacidad de deformación plástica, por lo que raras veces se presentan fracturas, siempre que la soldadura esté correctamente ejecutada. Cuando ocurren grandes deformaciones, los paneles de conexión presentan el pandeo por cortante. Sin embargo, la resistencia no se reduce mientras que no haya fracturas por cortante en las juntas del panel con el diagrama alrededor de él.

2.2 Resultados de los ensayosseudodinámicos.

Los daños que se observan en una construcción por un sismo es el resultado de un fenómeno vibratorio, y los procesos de la destrucción no son muy claros. Por eso se realizan ensayos estructurales, para reconstruir comportamientos de los edificios en el momento de un sismo. Por medio de estos ensayos, se realizan evaluaciones cuantitativas de las propiedades dinámicas de la estructura y de los elementos, para llegar a un criterio de sismicidad del diseño.

a) Ensayosseudodinámicos.

Para reconstruir el comportamiento de una construcción en el momento del sismo, se realizan ensayos vibratorios, utilizando mesas vibratorias. (Ver Fig. 3). Aunque en estos ensayos vibratorios las ondas sísmicas utilizadas son levemente modificadas, se puede observar respuestas directas del espécimen (una construcción) frente a un movimiento sísmico específico. Sin embargo, por las limitaciones del espacio disponible en un laboratorio, los especímenes tienen que ser, necesariamente, modelos a escala, en estos casos, los resultados de los ensayos incluyen efectos de escala, los que se eliminan por el proceso de análisis para hacer la interpretación correspondiente. Por otra parte, el tiempo de duración de las ondas sísmicas es muy corto, unas decenas de segundos, únicamente, por lo que es imposible observar los fenómenos que se presentan durante el ensayo detenidamente. Además, el eje temporal de las ondas sísmicas tiene que ser reducido en proporción con la escala del espécimen, por lo que se requiere una técnica muy sofisticada de control de la mesa vibratoria.

Por otra parte, también se realizan ensayos de carga estática, que es un método clásico para aclarar las propiedades de resistencia y de capacidad de deformación de las estructuras. (Ver Fig. 4). En este método, se aplican cargas estáticas a una estructura o a partes de ella (columnas, vigas, contravientos y conexiones) por medio de gatos hidráulicos, para medir las deformaciones presentadas. Generalmente, se aplican cargas de amplitud de desplazamiento gradual lentamente, se toma suficiente tiempo para observar los procesos de destrucción en forma detallada desde las deformaciones muy leves hasta las grandes. Como las cargas se aplican por gatos hidráulicos, se puede tomar como espécimen a estructuras de escala natural o partes de ella. Los resultados que se obtienen demuestran más bien una imagen de las propiedades de la fuerza de recuperación de una estructura, y no tanto sus respuestas a las ondas sísmicas. Por lo tanto, para evaluar la seguridad sísmica de una estructura, es necesario elaborar un modelo (bilineal o de desplazamiento) de las propiedades de la fuerza de recuperación de la estructura objeto de evaluación utilizando los resultados de los ensayos, y analizar sus respuestas sísmicas. (Ver Fig. 5). En los resultados no se incluyen los efectos de velocidad, así es que es necesario evaluarlos adecuadamente en la

cláusula de atenuación de la ecuación cinética, en el momento del análisis de respuestas sísmicas.

Los ensayosseudodinámicos son un nuevo método de ensaye estructural, que combina las ventajas de los ensayos en la mesa vibratoria y los ensayos de cargas estáticas por gatos hidráulicos. Este método consiste en calcular, utilizando computadoras, la deformación lateral que produce en una construcción en el momento del sismo, se aplica esta deformación al espécimen en forma estática por medio de los actuadores controlados por computadora para medir las respuestas, como la reacción (resistencia) del edificio o la de desplazamiento de diferentes partes de la estructura. (Ver Fig. 6). La velocidad de aplicación de carga es muy lenta; se puede detener la aplicación para hacer la medición, por lo que se puede destinar suficiente tiempo para observar detenidamente los procesos de deterioro del espécimen. Este ensayo permite observar directamente las respuestas de una estructura a las ondas sísmicas, y en ese sentido es "dinámico", pero la velocidad de la aplicación de la carga es diferente al momento del temblor y es más bien estática, por lo que se le agrega el adjetivo "seudo", justificando así el nombre del método. En este método, se le exige al actuador un control de deformación minúscula bajo una gran potencia de carga, lo cual se hizo posible por el avance de la tecnología de cómputo, el desarrollo del transductor de desplazamiento de precisión de escala completo muy grande (100 cm, por ejemplo) y con una muy alta capacidad de separación, además de la aparición del actuador con control servo-digital.

b) Ensayesseudodinámicos de la estructura de marcos de acero con contravientos de forma de K de seis niveles a escala natural.

A continuación, se presentan los resultados de ensayos de estructuras de acero que se realizaron como una parte de la investigación conjunta sobre ensayos sísmicos de gran escala ente Japón y Estados Unidos.

Resumen de ensayos a escala natural.

El objetivo de estas pruebas es evaluar la seguridad sísmica de una construcción diseñada con el método de diseño vigente, reproduciendo su comportamiento en el momento del sismo y evaluando el grado de daños que recibe.

La armazón del espécimen es un marco contraventeado de conexión rígida en el centro, con los marcos de conexión rígida de columna-viga a los dos lados; esta armazón está integrada al piso de concreto reforzado por medio de una viga de acero. (Ver Fig. 7). Está diseñada de tal forma que cumple con las normas U.B.C. de los Estados Unidos de 1976 y así como las normas japonesas de diseño sísmico de 1980. Entre estas dos normas, existen algunas diferencias; la mayor diferencia reside en la fuerza sísmica empleada para el diseño. Este problema se solucionó al suponer que en el caso de Japón las condiciones del suelo son buenas, mientras que en los Estados Unidos el suelo es blando.

Principales condiciones de diseño.

Se emplea el coeficiente de cortante basal de diseño de 0.197.

Al calcular la fuerza sísmica de diseño, no se consideran las cargas vivas y el peso de los muros exteriores.

Las columnas y vigas son de acero de sección H, en pulgadas (especificación estadounidense), y el material es ASTM A36. Las riostras son de acero hueco de sección cuadrada, de especificación estadounidense, y el material es de ASTM A500, Grado B.

A las vigas se sueldan conectores tipo espárrago y se integran al piso de concreto reforzado, formando vigas compuestas.

Los contravientos son efectivos tanto a la fuerza de tensión como a la de compresión; su pandeo se produce hacia adentro del plano.

La conexión entre columna-viga es rígida en la dirección de la fuerza, y de pernos en la dirección perpendicular a la fuerza.

Las bases de las columnas del primer nivel son fijas.

Aplicación de cargas y medición.

Se realizaron ensayosseudodinámicos con seis grados de libertad, tomando a cada nivel como un grado de libertad, con excepción de la prueba de vibración libre y la prueba de vibración forzosa realizadas con el espécimen desconectado de los actuadores. Los ensayosseudodinámicos se dividen en tres tipos: pruebas elásticas, pruebas plásticas moderadas y pruebas finales, que terminan en grandes deformaciones plásticas. Las ondas sísmicas empleadas para las pruebas se basan en las ondas sísmicas reales registradas en el sismo de alta mar frente a la prefectura de Miyagi (con la aceleración máxima registrada de 259 gals); se le aplicaron coeficientes para que las aceleraciones máximas empleadas para cada tipo de pruebas sean de 65, 250 y 500 gals, respectivamente.

A cada uno de los niveles se le instaló un actuador, excepto al último piso, al que se le instalaron dos actuadores, y se le aplicaron las cargas laterales que corresponden a las respuestas a las ondas sísmicas empleadas, por medio de una viga de carga. El propósito de instalar dos actuadores al piso del último nivel es evitar la torsión de la estructura-espécimen. Se midieron el desplazamiento lateral del piso de cada nivel, los desplazamientos lateral y vertical del área de conexión columna-viga, la deformación de elementos y de sus extremos, y las cargas que aplicaron los actuadores.

Comportamiento total del edificio-espécimen.

En la Fig. 9-1, se muestra la relación entre las fuerzas de corte en cada uno de los pisos y el desplazamiento entre pisos, como resultado de la prueba final. La fuerza de corte de un piso se obtiene sumando las cargas de los actuadores instalados en los pisos que se ubican por encima del piso en cuestión. En el caso de este espécimen, los deterioros se concentraron en los primeros niveles. La fuerza de corte de los pisos se reduce rápidamente después de la resistencia máxima, porque en ese momento se produce el pandeo por flexión en los contravientos del lado de la compresión, mermando grandemente la capacidad de carga.

En este marco de acero con contravientos de forma de K, aproximadamente un 80% de la fuerza lateral de corte del primer nivel se soporta por los contravientos, y el 20% restante por el marco columna-viga resistente al momento, en el estado elástico. En un estado de deformación plástica muy grande, con el contraviento pandeado, el contraviento sigue soportando un 50% de la fuerza lateral de corte en el primer nivel. La forma de la curva de la fuerza de recuperación del edificio refleja su estructura, en que la mayor parte de la fuerza lateral de corte se sostiene por el contraviento.

Comportamiento de los elementos.

Al contraviento se le integró, por soldadura, una celda de carga, a una distancia de un tercio de la longitud del extremo. La fuerza de salida de esta celda corresponde a la fuerza axial que se aplica al contraviento. La relación entre esta fuerza axial y el desplazamiento axial se puede observar en la Fig. 9-2, como resultado de la prueba final. Pandeo en el lado de la compresión, reducción de la resistencia con el aumento del desplazamiento después del pandeo, y el poco desplazamiento en el lado de la tensión que no siempre provoca el pandeo, son algunas de las características de los contravientos que se utilizan en esta armazón con contraviento de K.

La Fig. 9-3 muestra los momentos de panel y los casos de deflexión por cortante observados en la zona de panel de las conexiones columna-viga. Son deflexiones considerables. Por otra parte, la fuerza de recuperación separa del pendiente de elasticidad desde valores inferiores a los calculados del momento al límite aparente de elasticidad, mostrando una baja de rigidez. Se piensa que esto se debe a que la resistencia de la zona de panel de la conexión columna-viga está diseñada a un nivel inferior a la resistencia de la viga o a la columna que se conecta con el panel. A pesar

de esto, no se observa un deterioro de la fuerza de recuperación hasta llegar a un desplazamiento grande.

La columna a que se conecta el contraviento recibe la fuerza axial que le aplica el contraviento y está bajo un estado de alto esfuerzo. Por esta razón, la deformación se produjo en una franja bastante extendida a lo largo del eje del elemento. Esta tendencia era muy notoria en las columnas de los primeros tres niveles. En este caso, la columna diseñada y elegida tiene la sección muy amplia, por lo que no se produce el pandeo por flexión-torsión.

A la viga se soldaron conectores tipo espárrago por punteado, para integrarla al piso de concreto reforzado. Es decir, de esta forma se restringe la deformación fuera de plano del ala superior de la viga de acero, por lo que no se produjeron pandeos laterales, tampoco se observaron grandes deformaciones.

2.3 Ejemplos de las pruebas de carga estática.

a) Contraviento.

Los contravientos integrados al marco principalmente se sujetan a la fuerza axial en el momento de un sismo. Cuando se conectan los extremos de la riostra al marco columna-viga, por la soldadura en la escuadra de ensamble, el contraviento se sujeta también al momento de flexión dependiendo del grado de fijación, pero la fuerza axial es la que determina predominantemente el comportamiento del total del edificio. La relación de la fuerza axial que se aplica a el contraviento y el desplazamiento axial se señalan en la Fig. 10. Los extremos de los elementos se ponen derechos para que no sigan a la deflexión creada por el pandeo por flexión y se conviertan en factores de restricción de flexión para el espécimen.

La máxima resistencia a la compresión del contraviento se registra como resistencia por flexión: se sabe que este valor tiene que ver con la relación de esbeltez.

La forma de la curva carga-desplazamiento del contraviento se determina por la relación de esbeltez, así como por la resistencia al pandeo por flexión. Sin embargo, cuando se trata de un desplazamiento por compresión tan grande como para producir una articulación plástica en el centro del elemento después del pandeo por flexión, la relación anchura-espesor del elemento de placa se convierte en una variable que determina si se presenta una reducción drástica de la resistencia o no. Cuando la relación anchura-espesor es grande, se generan pandeos locales en las alas o en el alma de la sección, produciendo una súbita pérdida de resistencia.

Cuando el contraviento se sujeta alternativamente a la fuerza de compresión y de tensión, si el elemento tiene una relación de esbeltez muy baja, la curva de carga-desplazamiento muestra que a medida que aumenta la amplitud del desplazamiento, se incrementa la carga. (Ver 11-1). En un contraviento con una relación de esbeltez mediana, la curva de carga-desplazamiento toma la forma de S invertida, y se reduce el volumen absorbido de energía por un desplazamiento histerético, en comparación con las riostras cortas. (Ver Fig. 11-2). Cuando se trata de contravientos muy largos, o de relación de esbeltez muy altas, con muy poca resistencia al pandeo por compresión, casi no se absorbe la energía por el desplazamiento histerético del lado de compresión; es el lado de la tensión el que absorbe la energía sísmica por la deformación y la deformación plástica. En este caso la curva de carga-desplazamiento tiene muy poco espacio entre el lado de compresión hasta la plastificación por tensión, que se conoce con el nombre de tipo "derrumbe" (slip type).

Cuando ocurre el pandeo en el lado de la compresión, se produce la deflexión en forma de V. Esta deflexión no desaparece por completo aunque se presente la deformación por tensión inmediatamente después; la deformación por bisagra plástica en el centro del elemento no se anula y queda una leve deflexión. Si después de la deformación por tensión, se retira la carga y se la vuelve a aplicar una vez más, la resistencia al pandeo por flexión se hace

menor que la carga de pandeo de la primera vez, por esta deformación que queda en el elemento en forma de deflexión.

b) Viga.

En esta ocasión, se refiere al comportamiento de desplazamiento por carga de la viga de alma llena, o sea de la viga de acero de sección H. En cuanto al comportamiento de la viga de alma abierta, consulte el capítulo correspondiente a la armadura.

En el caso de un edificio para oficinas, es muy común que las vigas de acero se integren al piso de concreto reforzado por los conectores espárrago instalados por soldadura de punteo sobre las vigas. En este caso, la viga de acero se ve restringida en el movimiento lateral de su ala superior por el piso de concreto reforzado, por lo que no ocurre su desintegración por pandeo lateral. En este tipo de vigas, la capacidad de deformación plástica se determina por la relación anchura-espesor del elemento de placa, a menos que la relación de esbeltez alrededor de ejes débiles sea extremadamente grande. Generalmente, los extremos de las vigas se conectan rigidamente a la conexión columna-viga, por soldadura. El detalle de esta parte es lo siguiente: para las alas se aplica la soldadura de ranura de penetración completa; para el alma, la soldadura con filete, y se pone una muesca de forma de sector en las cruces del ala y el alma, en los extremos de la viga, para garantizar la buena calidad de la soldadura con filete. Cuando estos extremos de la viga se sujetan al momento de flexión, con compresión al lado del concreto reforzado y con tensión al lado del ala inferior de la viga, y se agranda el desplazamiento, la distorsión en el cruce del ala y la muesca se hace extremadamente grande y puede causar una fractura. Para evitar esta fractura, se debe seleccionar la forma apropiada de la muesca para que no se concentre la distorsión. De acuerdo con las recientes investigaciones, la capacidad de deformación plástica de la viga no cambia aunque se aplique soldadura con filete sin colocar la muesca de forma de sector en el extremo, ni se presentan fisuras en la parte de la muesca, si la soldadura se realiza bajo un estricto control en una planta de fabricación.

Para las plantas industriales, se diseñan vigas de acero sin piso, con cierta frecuencia. En este caso, el pandeo lateral y el pandeo local se convierten en los principales factores para definir la capacidad de deformación plástica de la viga. La resistencia al pandeo lateral se puede evaluar en términos de la relación de esbeltez alrededor de eje débil, mientras que el pandeo local por la relación anchura-espesor del elemento de placa. En la Fig. 12, se señala la relación existente entre el momento y el ángulo de rotación de la viga de acero. La resistencia máxima de la viga se determina por la resistencia al pandeo lateral, y la capacidad de deformación plástica después de la deformación o del pandeo lateral se determina por la capacidad de rotación de la parte que sufrió la articulación plástica.

La parte de la articulación plástica sufre el deterioro de resistencia, ya que al final se produce el pandeo local en el lugar que se sujeta a la compresión. Por lo tanto, la ductilidad, la capacidad de deformación de la totalidad del elemento, se determina por la capacidad de incremento del esfuerzo del elemento de placa de la viga desde la deformación hasta el pandeo local. La tasa de incremento del esfuerzo después de la deformación en proporción con la relación anchura-espesor del elemento de placa se observa cuantitativamente por la prueba de compresión de columna corta. En esta prueba de compresión, se aplica compresión en el centro del espécimen que tiene una longitud tres veces mayor a la altura de la sección, y la fuerza se aplica homogéneamente en toda la superficie seccional. En el caso de la viga, la mitad de la sección del lugar de la articulación plástica se sujeta a tensión, y el momento se transforma en la dirección axial del elemento y se produce un pendiente de esfuerzo, por lo que el estado de esfuerzo es más laxo que el que se produce por la prueba de compresión de la columna corta. Así que sería demasiado conservador si discutimos la capacidad de deformación del lugar con bisagra plástica de la viga aplicando directamente los resultados de la prueba de compresión, pero puede servir como un criterio de evaluación. En la Fig. 13 se demuestra la relación de esbeltez del elemento de placa y la ductilidad (deformación a la resistencia máxima dividida por deformación al límite de elasticidad), obtenidos por la prueba de compresión de columna corta.

c) Columna.

Es común evaluar la resistencia y la capacidad de deformación de una columna, aplicándole la fuerza axial constante

y la flexión simétrica inversa como las más representativas de las fuerzas que una columna recibe en el momento del sismo. Las variables que determinan la capacidad de deformación de la columna son la relación de esbeltez y la relación anchura-espesor de la sección. La primera de estas dos variables influye en la estabilidad dentro y fuera del plano de la columna, y la segunda, en la desintegración por el pandeo local.

En la Fig. 15, vemos el caso de una prueba realizada a una columna de acero de alta resistencia. La relación de esbeltez mencionada en la figura es la relación de esbeltez alrededor del eje de flexión; en la prueba el eje de flexión es el eje fuerte de la sección H. El espécimen de la Fig. 15-1 tiene una sección con una ala cuya relación anchura-espesor es de 6; en el espécimen de la Fig. 15-2, el valor correspondiente es 9. Se observa que el espécimen con una relación anchura-espesor menor tiene mayor capacidad de deformación plástica.

En las construcciones japonesas la fuerza axial de diseño de la columna es de 0.2 a 0.4 en tasa de fuerza axial (fuerza axial accionante dividida por la fuerza axial al límite aparente de elasticidad), pero en este caso, se toma en cuenta su estabilidad bajo la fuerza axial alta (tasa de elasticidad = 0.48). De acuerdo con los resultados de la prueba, ninguno de los especímenes con diferentes relaciones de esbeltez mostró el pandeo por flexión-torsión (fenómeno de inestabilidad hacia afuera del plano de carga).

d) Conexión columna-viga.

En la Fig. 16 se muestra un caso de relación entre el momento de panel y el desplazamiento por cortante de un panel de conexión columna-viga. Como ya hemos visto en los ejemplos de daños sufridos por el sismo, un panel de conexión columna-viga de diseño de esfuerzo permisible tiene una alta capacidad de deformación plástica. Es bastante común que el espesor de la placa de panel coincida con el espesor del alma de la columna o de la viga, y en este caso, la resistencia al límite aparente de elasticidad del panel resulta ser menor al valor correspondiente de la columna o de la viga. Este tipo de conexión columna-viga se llama de "tipo panel débil". Si se agrega una placa de refuerzo al panel para aumentar su resistencia al límite aparente de elasticidad, y que ésta sea mayor al valor correspondiente de la columna o la viga, la conexión se llama de "tipo panel fuerte". Los dos tipos de conexión tienen una fuerza de recuperación con alta capacidad de deformación; la forma de la curva correspondiente toma una forma de incremento gradual bajo las condiciones de deformación repetida, mostrando una gran estabilidad. Sin embargo, la conexión tipo panel débil inicia la deformación a un esfuerzo menor y la pérdida de rigidez es mayor.

e) Armadura.

En la Fig. 17, se señala la interrelación momento-ángulo de rotación de la armadura. En el caso de la armadura, la resistencia y la capacidad de deformación plástica del total se determina por la resistencia y la capacidad de deformación plástica de los miembros de arriostramiento o de cuerda más cercanos al extremo del elemento. La deformación de estos miembros de arriostramiento o de cuerda ocupa apenas una muy pequeña parte de la deformación total, así es que aunque se utilicen materiales con alta capacidad de deformación plástica para estos miembros, de todos modos la capacidad de deformación plástica del total sería menor en comparación con una viga de alma llena. Por esta razón, el uso de estos miembros ya no es común en Japón, donde la exigencia de capacidad de deformación plástica es muy alta. Sin embargo, su uso no es poco frecuente para diseñar plantas industriales o gimnasios, donde las vigas están dentro del rango de elasticidad y las columnas son de material con alta capacidad de deformación plástica, y que se producen articulaciones plásticas en las columnas.

Para sujetar los miembros de arriostramiento o de cuerda normalmente se utilizan tornillos de alta resistencia, por lo que estos miembros se sujetan únicamente a la fuerza axial, y el momento que recibe es tan pequeño que se puede ignorar. La relación fuerza axial-desplazamiento axial es igual a la de la riostra. La relación carga-desplazamiento del total de la armadura refleja notoriamente las características de la curva fuerza axial-desplazamiento axial del miembro de arriostramiento o de cuerda de los extremos del elemento que se plastifica. La capacidad de deformación plástica del total es mayor cuando ocurre el pandeo o la deformación en un miembro de cuerda que cuando ocurre lo mismo en un miembro de arriostramiento.

f) Marco de conexión rígida columna-viga (estructura de pórtico).

En la Fig. 18, aparece una relación fuerza lateral-desplazamiento lateral de una estructura de pórtico, con columna y viga de material de excelente capacidad de deformación plástica, y diseñada de tal forma que la conexión no se fracture hasta que los extremos de la columna o de la viga se hagan suficientemente plásticos. Esta curva fuerza lateral-desplazamiento lateral resulta ser fusiforme, mostrando estabilidad, ya que con el aumento del desplazamiento aumenta la resistencia. A la columna se aplica una fuerza axial correspondiente al peso del edificio, y su valor es de 20 a 30% de la fuerza axial al límite aparente de elasticidad (tasa de elasticidad = 0.2 - 0.3). Se produjeron articulaciones plásticas en las bases de las columnas del primer nivel y en los extremos de las vigas, se presentaron grandes desplazamientos antes de producirse el pandeo lateral en las vigas, y antes de llegar al estado final.

Este es un caso de una estructura con columnas y vigas de excelente capacidad de deformación plástica y con conexiones suficientemente resistentes. Cuando el material de los elementos no tiene suficiente capacidad de deformación, o las conexiones no son resistentes y se fracturan antes de que los elementos, como columnas, se hagan plásticos, la relación carga-desplazamiento de la totalidad de la estructura va a ser más frágil.

g) Marco con contraviento de tensión.

Es una estructura en que casi la totalidad de la fuerza lateral es soportada por el contraviento, cuya resistencia al pandeo por flexión es muy pequeña y la resistencia se da mayoritariamente por la fuerza de tensión. Las columnas y las vigas distribuidas alrededor de la riostra se supone que se conectan por juntas de perno y no cargan con la fuerza lateral, de acuerdo con el análisis estructural realizado en el momento del diseño. Por lo tanto, el detalle de conexión columna-viga es una conexión entre el alma de la viga con la columna, por medio de una escuadra de ensamble, sin que se conecte el ala de la viga.

Este tipo de estructura se usa en las construcciones de poca altura y de poco peso en Japón. La relación fuerza lateral-desplazamiento lateral del total de la estructura es semejante a la relación fuerza axial-deformación axial de la riostra. En este caso, si no son suficientemente resistentes las conexiones de los extremos de la riostra, las conexiones se fracturan antes de que se deforme la parte axial de la riostra, ocasionando un inmediato colapso de la estructura, porque la resistencia lateral de las columnas y de las vigas del marco es casi nula.

h) Marco con contravientos de tensión y de compresión.

En esta estructura, se utilizan contravientos que soportan la fuerza de compresión, por lo que la fuerza lateral se distribuye entre el marco rígido de columna y viga y los contravientos. Se utiliza frecuentemente para los edificios altos, o muy altos para oficinas, ya que el diseño puede asegurar una alta rigidez y una alta resistencia al mismo tiempo. En la Fig. 19, se muestran las propiedades de la fuerza de recuperación del marco con contravientos de forma de K, un ejemplo de este tipo de estructura. La curva de la fuerza de recuperación es diferente dependiendo del porcentaje de distribución de la fuerza lateral y la relación de esbeltez de la riostra. Cuando el porcentaje de distribución de la fuerza lateral es alto para el contraviento y la relación de esbeltez mediana, el volumen de energía absorbido en un ciclo de desplazamiento es bajo, presentando una curva de forma de S invertida; cuando el porcentaje de distribución de la fuerza lateral es baja para la riostra y la relación de esbeltez pequeña, el volumen de energía absorbida es grande, con la curva fusiforme correspondiente.

3. DISPOSICIONES DE DISEÑO PARA ASEGURAR LA DEFORMACION PLASTICA

3.1. Aseguramiento de la deformación plástica de la estructura contraventeada.

Los contravientos se flexionan en forma de V después del pandeo por compresión, y su resistencia disminuye pero todavía pueden deformarse suficientemente. Por consiguiente, si la parte axial del contraviento se deforma por la tensión antes de que su conexión se fracture, es posible lograr una deformación 10 a 20 veces mayor que la

deformación al límite aparente de elasticidad, manteniendo casi constante la resistencia como deformación plástica del lado de la tensión. Esto se confirma también por la relación esfuerzo-deflexión del material de acero bajo el esfuerzo de tensión que se demuestra en la Fig. 20.

Si tomamos como P_y la fuerza axial al límite aparente de elasticidad de la parte axial del contraviento y P_u , la resistencia a la fractura (resistencia máxima a la tensión). ¿cuáles serán las condiciones de diseño que deben existir entre ellos para garantizar la deformación de la parte axial?

$$P_u \geq \alpha P_y$$

Una relación $\alpha = 1$ significa que la deformación en la parte axial y la fractura en la conexión ocurren simultáneamente, y no cumple con el requisito de que la deformación en la parte axial ocurra antes que la fractura en la conexión. Por lo tanto, el valor de α tiene que ser mayor a uno, pero tampoco debe ser muy grande, ya que en ese caso, si se garantiza que la deformación ocurre primero, pero va a ser imposible diseñar la conexión. De acuerdo con las normas japonesas, se establece una relación de $\alpha = 1.2$, tomando en cuenta el grado de incremento de esfuerzo desde la resistencia al límite de elasticidad hasta la resistencia a la tensión del material de acero, y también la fluctuación de estos valores. La resistencia a la fractura de la conexión P_u toma el más bajo de los valores de resistencia correspondientes a los diferentes patrones de fractura. Estos patrones de fractura incluyen la fractura por cortante de los tornillos, la fractura por tensión de la riostra en el orificio del tornillo, la fractura en los extremos del contraviento y la fractura en la parte soldada y en la escuadra de ensamble. Para calcular la resistencia a la fractura, como valor de resistencia del material, se usa la resistencia a la tensión (P_u) en lugar de la resistencia al límite de elasticidad del material, ya que se trata de la resistencia máxima.

3.2. Capacidad de deformación de los elementos de columna y viga y el pandeo local.

Cuando se presenta el pandeo por flexión-torsión en la columna o el pandeo lateral en la viga, la resistencia no llega al momento plástico completo de flexión sino que se reduce con el aumento del desplazamiento, como ya lo hemos visto en el punto 2.3, que corresponde a la prueba de carga estática.

Para que la deformación avance manteniendo una resistencia estable aún después de llegar al estado plástico, es necesario seleccionar la sección de tal manera que la relación de esbeltez alrededor del eje débil sea pequeña, para que no se presente el pandeo en las columnas y vigas antes de que se llegue al momento plástico completo. Para lograrlo, a la viga se le agrega una compensación de rigidez lateral para restringir el pandeo lateral; las normas establecen la distancia para esta compensación de rigidez.

El volumen de deformación plástica del extremo del elemento después de llegar al momento plástico completo, depende de en qué punto de deformación se presenta el pandeo local en el elemento de placa de la parte en estado plástico. La resistencia al pandeo local se expresa por el factor de relación anchura-espesor del elemento de placa, cuando el pandeo ocurre dentro del rango elástico. Cuando el pandeo local se presenta en la zona plástica, la resistencia y la deformación no se pueden calcular teóricamente, por lo que se calculan por las pruebas, pero también se vincula con relación anchura-espesor del elemento de placa, igual que en el caso del pandeo ocurrido en la zona elástica. En las normas japonesas, el volumen de deformación plástica del material se expresa por la ductilidad, y se estipulan las relaciones de anchura-espesor del elemento de placa que garantiza esta ductilidad. (Ver cuadro 2).

3.3. Aseguramiento de la resistencia en conexiones y juntas.

Las resistencias de las conexiones columna-viga, o de las juntas de columnas y de vigas son un factor importante para que el marco tenga una suficiente capacidad de deformación aún después de su plastificación. Aunque se

utilicen materiales con alta capacidad de deformación plástica en las columnas y vigas, si sus conexiones y juntas no tienen suficiente resistencia y se fracturan antes de que las columnas y vigas se hagan plásticas, el total de la armazón puede presentar un comportamiento frágil por la pérdida repentina de resistencia lateral.

Ahora, ¿cuánta resistencia deben tener estas conexiones y juntas?. Se debe suponer el estado de esfuerzo en que se va a encontrar cada una de las columnas y vigas cuando el total del marco llegue al estado plástico, y bajo esta distribución de esfuerzo, calcular el esfuerzo correspondiente a las conexiones. Por ejemplo, si suponemos que se produce bisagra plástica en la cabeza y en la base de una columna cuando el total del marco llegue al estado plástico, el momento en el extremo del elemento columna es igual al momento plástico completo incluyendo la fuerza axial, y la distribución de esfuerzo presenta un cambio lineal del momento en la parte intermedia del elemento. Bajo esta distribución de esfuerzo, si tomamos como M_j el momento en las conexiones y como M_u , el momento máximo en las juntas, se aplica la siguiente ecuación de diseño:

$$M \geq \alpha M_j$$

En esta ecuación, α es el factor de seguridad, en que interviene mayoritariamente la variación en los valores de la resistencia al límite aparente de elasticidad, y de la resistencia a la tensión del material. Para cada tipo de material de acero está determinado un valor mayor a uno. El valor M_j se calcula basándose en la resistencia a la tensión del material, no en la resistencia al límite aparente de elasticidad, según el tipo de juntas.

Como se puede observar en la Fig. 22, el momento aumenta a medida que se acerca al extremo del elemento, por lo que para una junta colocada cerca del extremo del elemento se tiene que calcular un valor más grande del momento máximo de la junta.

Sobre todo, se debe diseñar un detalle de junta de la sección de conexión entre la columna y la viga, para que pueda resistir al momento plástico completo. En Japón, generalmente se diseña la soldadura en ranura de penetración completa del ala de la viga en el ala de la columna, y la soldadura con filete para el alma de la viga. Las soldaduras se ejecutan en la planta donde se fabrican los elementos de acero y no en la obra misma. Como la calidad de la soldadura de estas partes determina la resistencia de la sección de conexión, hay que realizarla en la planta, donde el control de la soldadura es más fácil, y se aplica la soldadura hacia abajo y con sumo cuidado, para garantizar una mejor calidad de la operación. Las juntas de la viga se instalan a una distancia de un metro de la columna, para que quepan en el espacio disponible en el camión de carga que se utiliza para el transporte de la fábrica a la obra, y en la obra se aplica el acoplamiento por fricción con tornillos de alta resistencia. Las columnas se fabrican en bloques integrados en dos o tres niveles en la planta, y en la obra se realiza el acoplamiento por fricción con tornillos de alta resistencia, o se aplica soldadura de ranura de penetración completa (en este caso, soldadura hacia abajo).

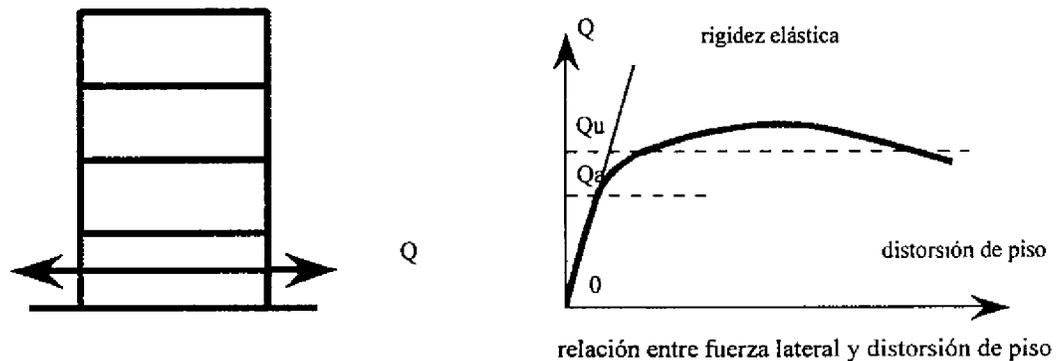
En las Figs. 23 y 24, se muestran algunos detalles de materiales de acero de uso generalizado en Japón.

REFERENCIAS

1. H. Kawasumi "Seismicity in Japan" Journal of Architecture and Building Science, No. 773, Architectural Institute of Japan (AIJ), 1951 (in Japanese).
2. The Building Standard Law of Japan. Ministry of Construction, Japanese Government, 1981 (in Japanese).
3. I. Nishiyama, et. al. "Seismic Behavior of full-Scale Concentrically Braced Steel Building Structure." Journal of structural Engineering ASCE, Vol. 115 No. 8 Aug. 1989
4. K. Takanashi, et. al. "Flexural Buckling Strength of Pin-Ended Braces of High Strength Steel with Low Yield Ratio" Journal of Structural and Construction Engineering AIJ, No. 437 July 1992 (in Japanese)
5. M. Nakashima, et al. " Restoring Force Characteristics of Braces Made of High Strength Steel with Low Yield Ratio" Journal of Structural and Construction Engineering AIJ, No. 437 July 1992 (in Japanese)
6. K. Udagawa " Development on Techniques of Effective Use Of New Metallic Materials For Building Structures (Comprehensive Project on New & Advanced Materials) Part 18. Experiments on Lateral Buckling of H-Shaped Beams Made of 60 Class High Quality Steel" Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ 1991 (in Japanese)
7. K. Takanashi "Strength and Ductility of Connections And Members in Steel Structures-Members-." Quarterly Column, No. 79, Nippon Steel Corp., January 1981 (in Japanese)
8. Y. Tagawa " Experimental Study on Strength of Composite Girders under Positive Bending. "Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ 1983 (in Japanese)
9. H. Susuki, et. al. " Ductility of H. Shaped Beam- Columns with Moderate Slenderness" Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ 1992 (in Japanese)
10. I. Kohzu, et. al. "Development on Techniques of Effective Use of New Metallic Materials for Building Structures (Comprehensive Project on New Advanced Materials) Part 20. Beam- to- Column Connection of Low Yield Ratio 60 HT Steel" Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ 1991 (in Japanese)
11. I. Nishiyama "Plastic Deformation Capacity of Steel Trussed Frames" Quarterly Column, No. 105, Nippon Steel Corp., July 1989 (in Japanese)
12. T. Fukuta, et. al. "Seismic Performance of Steel Frames With Inverted V Braces." Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 115 No 8 Aug. 1989
13. H. aoki, et. al." Standardized Mathematical Expression for Stress- Strain Relation of Structural Steel under Monotonic and Uniaxial tension Loading." TC83-CUS Fundamental Mechanical Properties of Metals, Materials and Structures. RILEM, 1990, 23



Fig. 1 Aceleración Sísmica Máxima del Terreno Anticipada para Ocurrir en los Próximos 100 Años según KAWASUMI[1]



$$Q_a \geq 0.2 W$$

$$Q_u \geq D_s W$$

Q_a = resistencia lateral permisible de la estructura basada en análisis elástico y resistencia permisible de los miembros (M_y, N_y, Q_y)

Q_u = capacidad última de cortante lateral de la estructura basada en análisis plástico y resistencia plástica de los

miembros (M_p, N_y, N_{cr})

D_s = coeficiente estructural (0.25-0.5)

por ejemplo en caso de estructuras de acero con marcos resistentes a momento

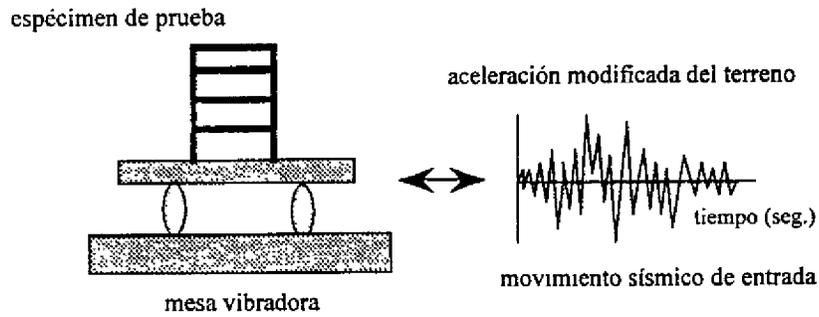
$D_s = 0.25$: con la mayoría de los miembros dúctiles

$D_s = 0.30$: con muchos miembros dúctiles

$D_s = 0.35$: con miembros dúctiles

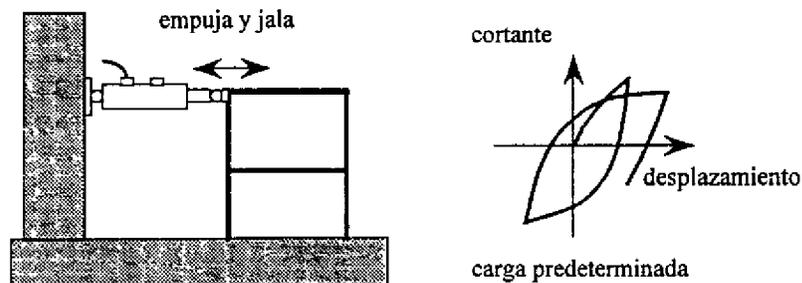
$D_s = 0.40$: con otros miembros diferentes a los mencionados anteriormente

Fig.2 Fuerzas de Diseño Sísmico en Japón[2]



1. Modelo escalado del espécimen ---- efecto de escala
2. Aceleración modificada del terreno de entrada
--- prueba de muy corta duración: menor a 60 seg.
3. Interacción entre el espécimen de prueba & mesa
--- técnica de control alta y sofisticada

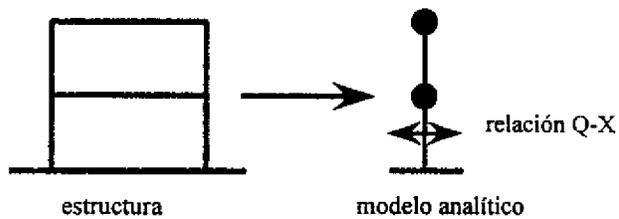
Fig. 3 Prueba de Vibración Usando Mesa Vibradora



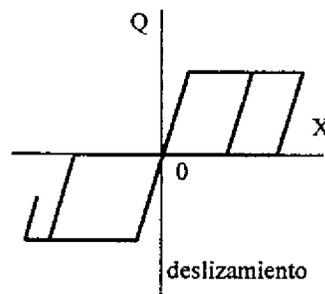
1. Carga estática
--- fácil control y fácil observación
--- sin efecto de tasa de deformación
2. Especimen de prueba a escala natural
--- carga predeterminada (monotónica, cíclica, etc.)
--- todas las ventajas de la relación carga-desplazamiento
--- no es la respuesta contra sismos

Fig. 4 Ensayo de Carga Estática usando un sistema de gato hidráulico

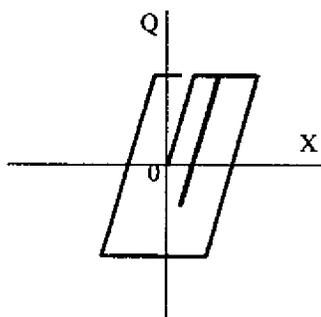
1) modelo analítico



5) marco contraventeado con contravientos largos

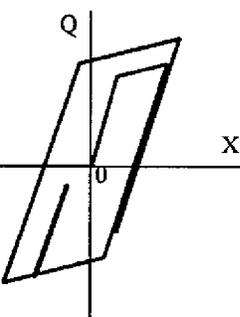


2) marco resistente a momentos 1



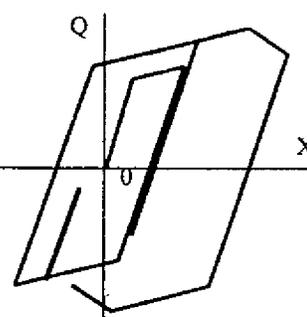
elasto-plástico perfecto

3) marco resistente a momentos 2



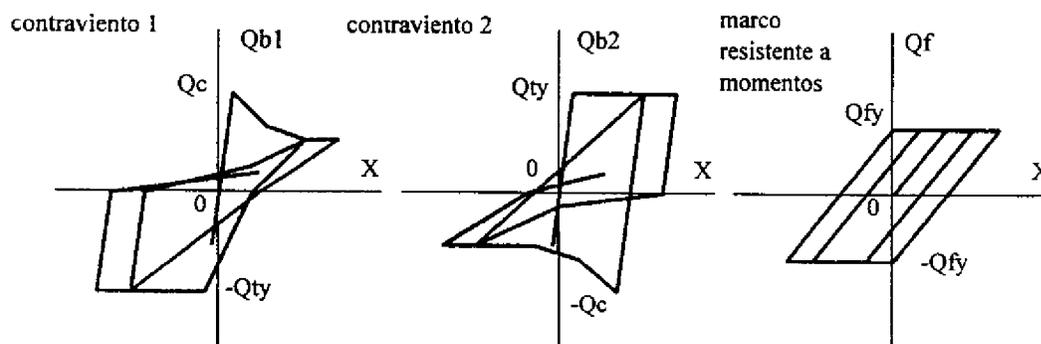
Bi-linear con expansión

4) marco resistente a momentos 3



tri-linear

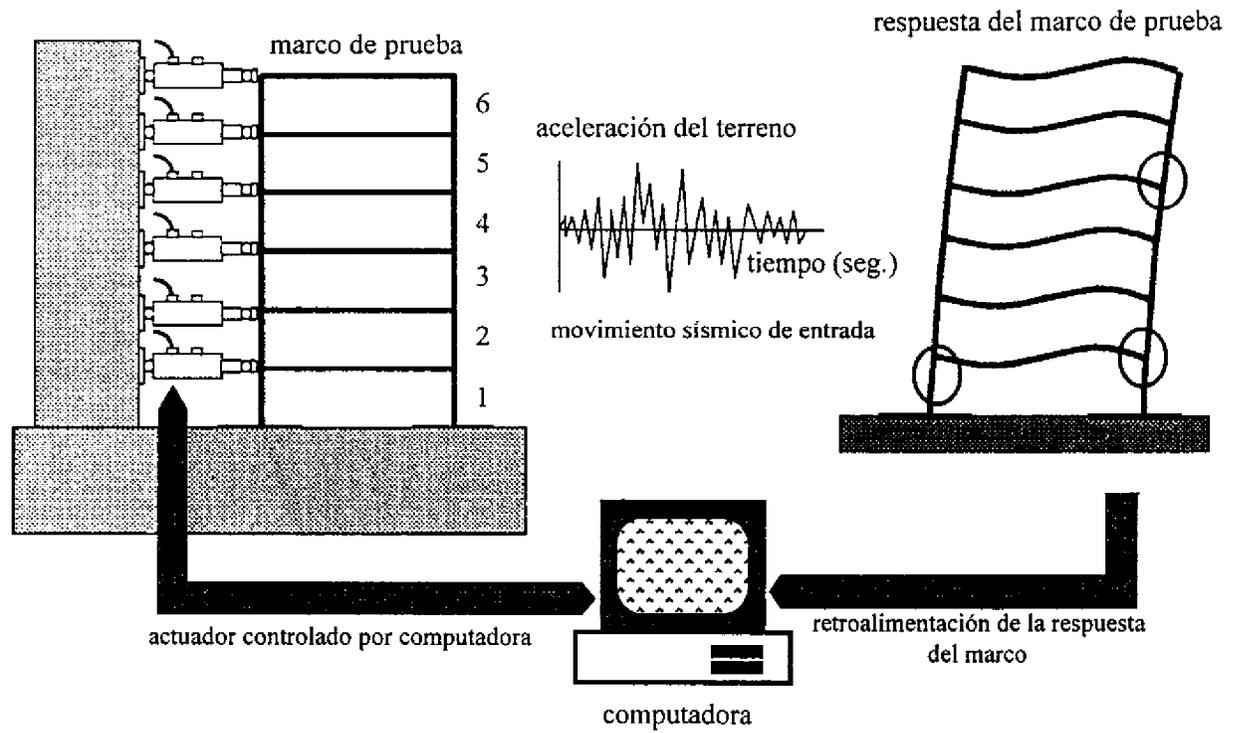
6) marco contraventeado con pequeños o moderados contravientos



estructura total $Q = Qb1 + Qb2 + Qf$

Fig. 5 Modelo de Histéresis de Estructuras de Acero para Análisis de la Respuesta

1) entorno de carga y análisis



- 1. carga estática y modelo a escala natural
 - fácil de observar, sin efecto de escala
 - sin efecto de tasa de deformación
- 2. respuesta ante un sismo real

Fig. 6 Ensayo Pseudo-dinámico

2) Procedimiento esquemático del método de prueba

sistema de cómputo para la adquisición de datos y análisis de respuesta

sistema de control del actuador

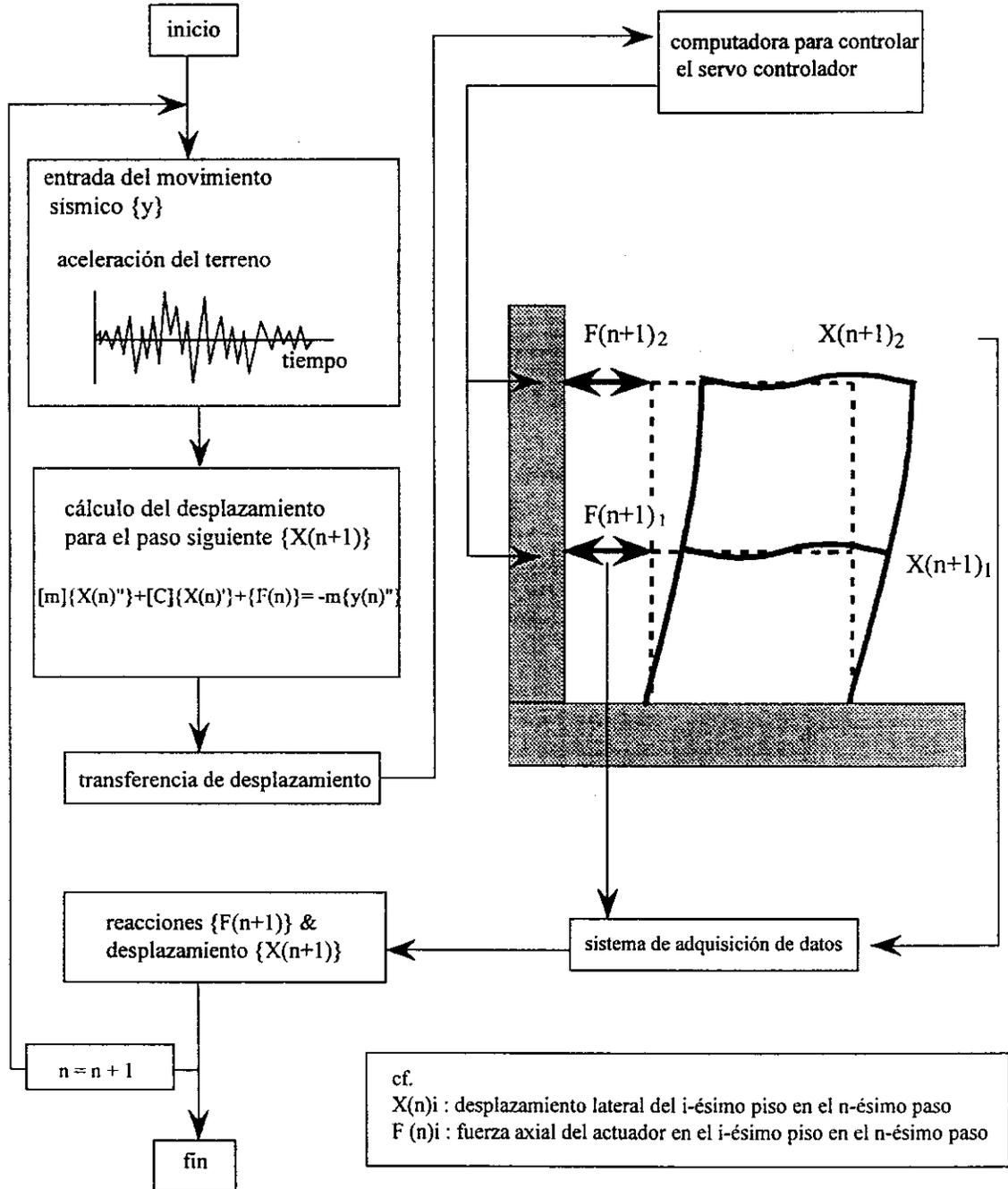


Fig. 6 (Continuación) Ensaye Pseudo-dinámico

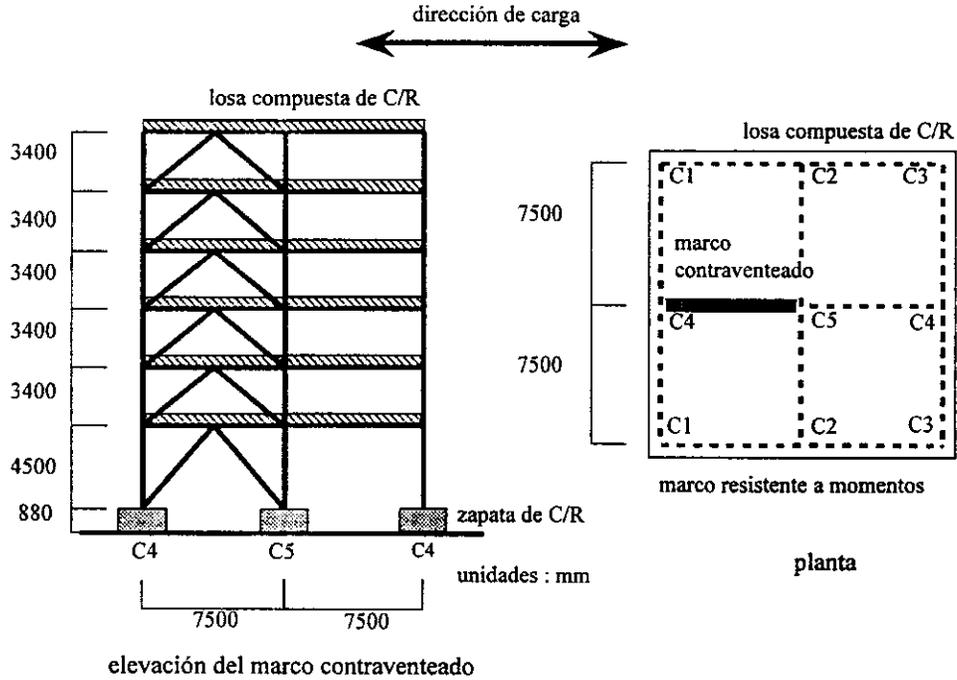
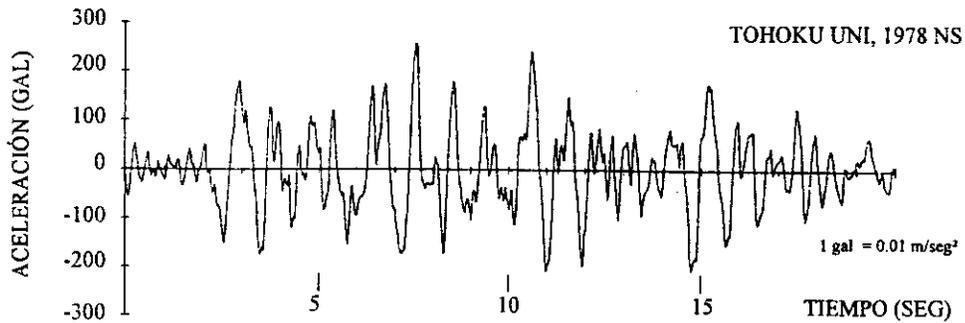


Fig. 7 Estructura de Prueba



El movimiento de entrada fue la componente NS de un acelerograma registrado en la Universidad de Tohoku en Miyagi, Japón, durante el sismo MIYAGI-KEN-OKI del 12 de julio de 1978. La aceleración pico del movimiento fué escalada a 500 cm/seg² en el ensaye inelástico final. La prueba se continuó hasta los 11.135 segundos del registro sísmico.

Fig.8 Componente del Acelerograma Registrado en la Universidad de Tohoku el 12 de julio de 1978 en el sismo de MIYAGI-KEN-OKI

Tabla 1. Miembros de la Estructura de Prueba

Catálogo de columnas

nivel	C1	C2	C3	C4	C5
6-5	10W33	10W33	10W49	10W33	12W40
4-3	10W39	12W53	12W65	10W60	12W72
2	12W50	12W65	12W79	12W79	12W106
1	12W65	12W87	12W87	12W106	12W136

Relación de Tamaño y Ancho-espesor de Secciones de Columna

marca	tamaño	H/tw	b/tf
10W33	H-247.1×202.2×7.37×11.05	33.5	9.15
10W39	H-252.0×202.8×8.00×13.46	31.5	7.53
10W49	H-253.5×254.0×8.64×14.22	29.3	8.93
10W60	H-259.6×256.0×10.67×17.27	24.3	7.41
12W40	H-303.3×203.3×7.49×13.08	40.5	7.77
12W50	H-309.6×205.2×9.40×16.26	32.9	6.31
12W65	H-307.8×304.8×9.91×15.37	31.1	9.92
12W72	H-311.2×305.8×10.92×17.02	28.5	8.98
12W79	H-314.5×306.8×11.94×18.67	26.3	8.22
12W87	H-318.3×308.0×13.08×20.57	24.3	7.49
12W106	H-327.4×310.4×15.49×25.15	21.1	6.17
12W136	H-340.6×315.0×20.07×31.75	17.0	4.96

Catálogo de Vigas

piso	marco resistente a momento	marco contraventeado
Rfl & 6fl	16W31	16W31
5fl	16W31	18W35
4fl	18W35	18W35
3fl	18W35	18W40
2fl	18W40	18W40

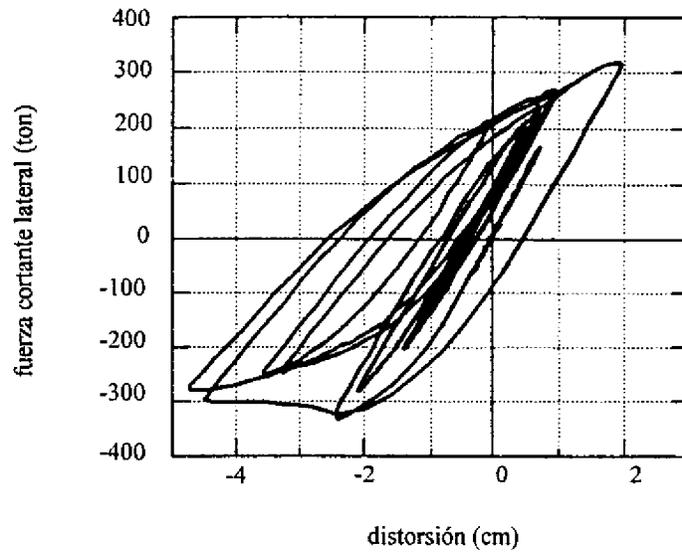
Relación de Tamaño y Ancho-espesor de Secciones de Viga

marca	tamaño (m.m)	H/tw	b/tf
16W31	H-403.4×140.3×6.98×11.18	57.8	6.27
18W35	H-449.6×152.4×7.62×10.80	59.0	7.06
18W40	H-454.7×152.8×8.00×13.34	56.8	5.73

Tamaño, Relación de Esbeltez y Relación Ancho-espesor de contravientos

nivel	tamaño del miembro (mm)	relación de esbeltez K L/r (K=0.7)	relación ancho-espesor (B/t)
6	box-101.6×101.6×4.57×4.57	78.6	22.2
5	box-127.0×127.0×4.57×4.57	62.0	27.8
4	box-127.0×127.0×6.35×6.35	62.5	20.0
3 y 2	box-152.4×152.4×6.35×6.35	51.2	24.0
1	box-152.4×152.4×12.7×12.7	64.0	12.0

1) Cortante lateral de piso vs. distorsión lateral de piso del 1^{er} nivel.



2) Comportamiento del contraventeo en el 1^{er} nivel

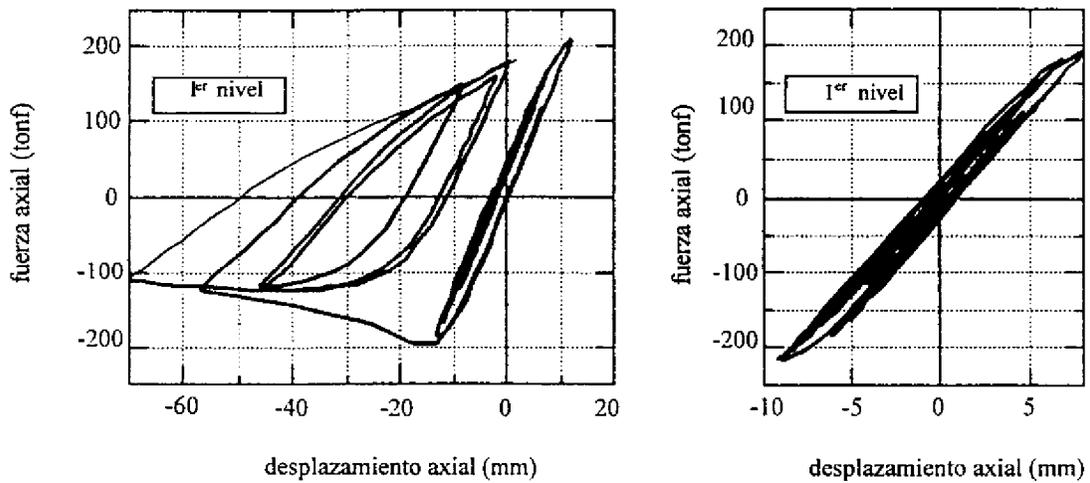
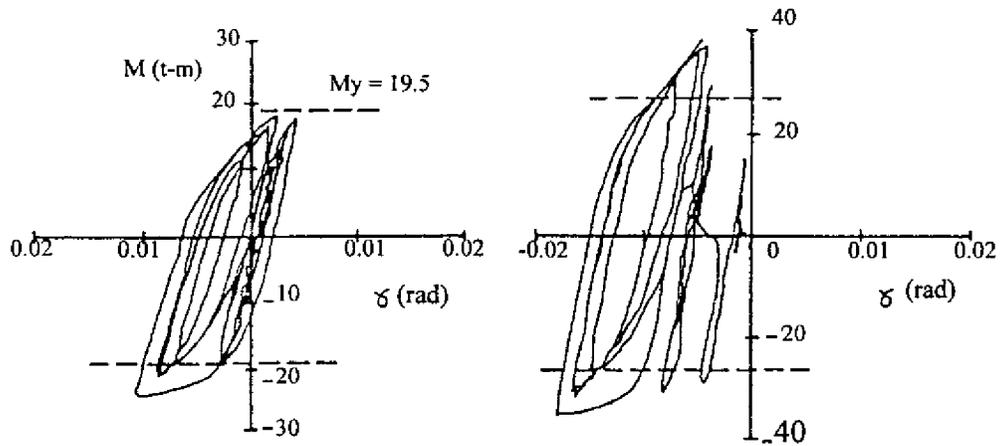


Fig. 9 Resultados de la Prueba Final Inelástica según NISHIYAMA[3]

3) Comportamiento del panel en la conexión viga-columna de una columna central en el 4º piso
 (a) marco resistente a momento (b) marco contraventado



4) Distribución del daño después de la prueba elástica final

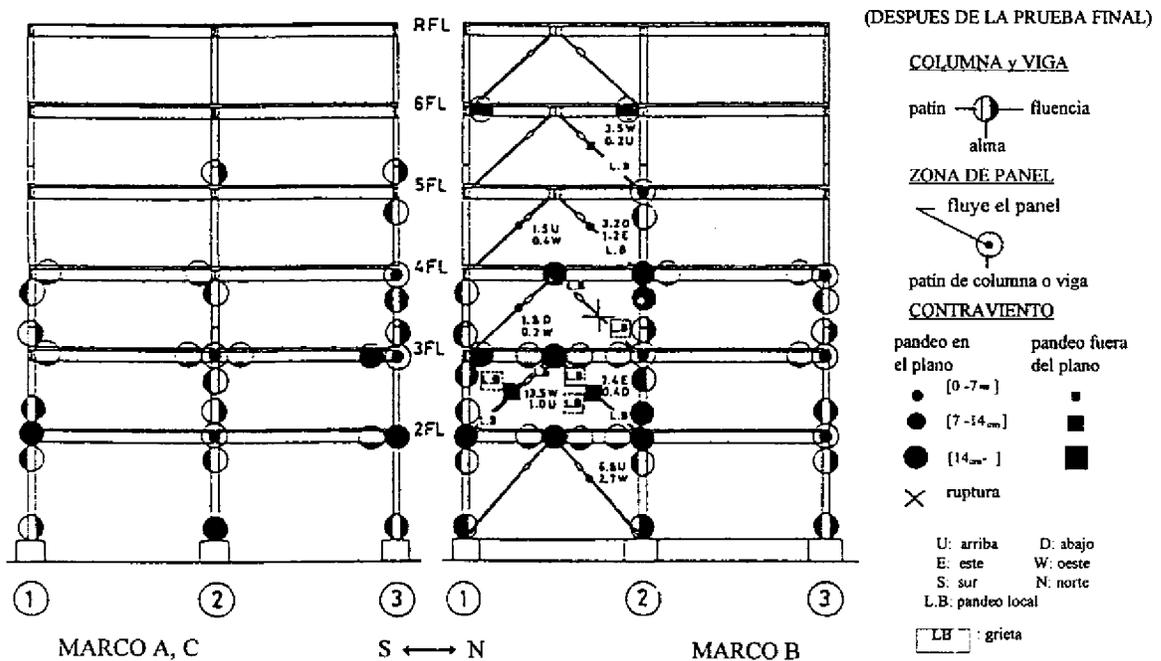
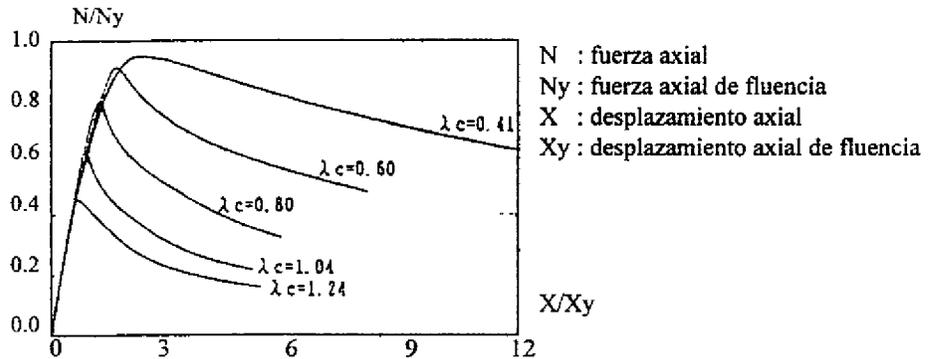


Fig. 9 Resultados de la Prueba Final Inelástica según NISHIYAMA [3] (continuación)

1) Relación de fuerza a desplazamiento axial



2) Fuerza axial - Deflexión lateral al centro del claro

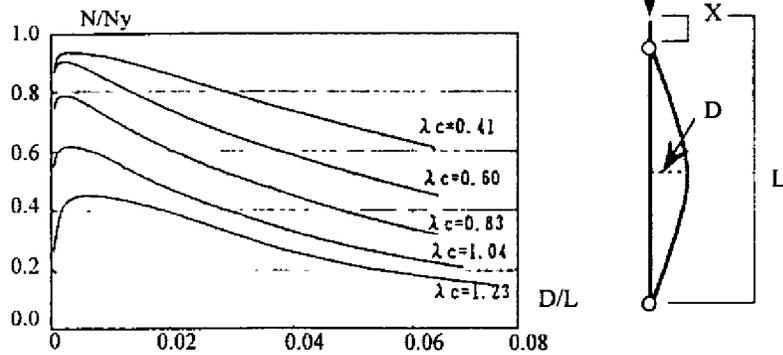


Fig. 10 Relación de fuerza a desplazamiento axial y deflexión lateral de contravientos con pernos en sus extremos según TAKANASHI & FUKUSHIMA[4]

1) contraviento corto

resistencia de fluencia del material = 24 kgf/mm², fuerza axial de fluencia = 33.4 tonf
relación de esbeltez $L/r = 20$

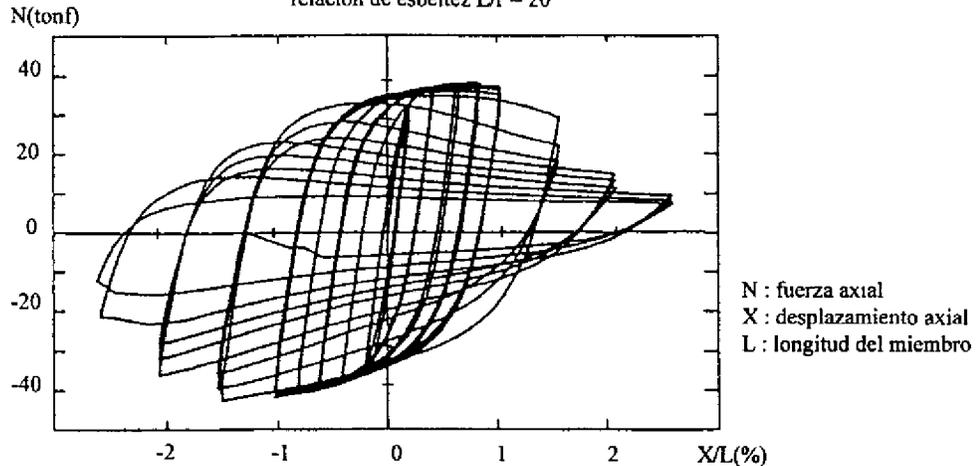
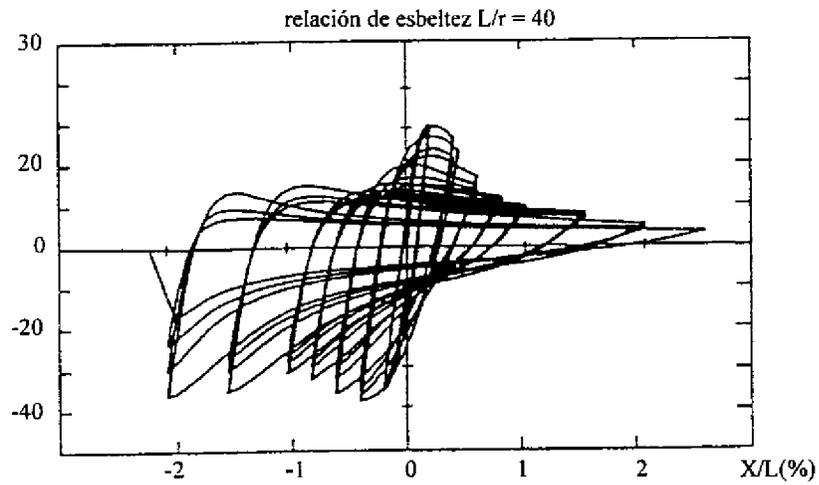


Fig. 11 Relación de fuerza axial de contravientos con pernos en sus extremos bajo cargas cíclicas NAKASHIMA[5]

- 2) Relación de fuerza axial a desplazamiento axial del contraviento intermedio
resistencia del material = 24 kg/mm²
fuerza axial de fluencia = 32.4 tonf



- 3) Resistencia de fuerza a desplazamiento axial del contraviento intermedio 2
resistencia del material = 24 kg/mm²
fuerza axial de fluencia = 34.1 tonf

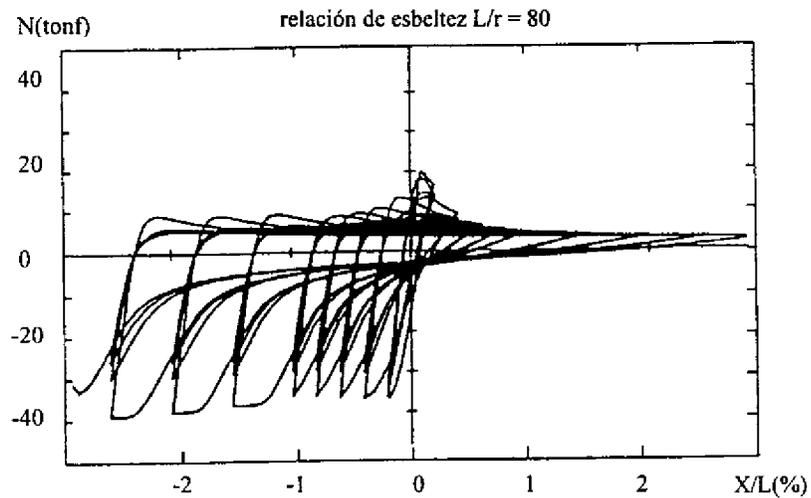
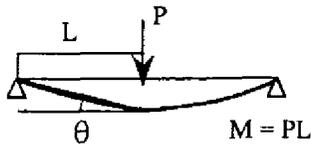


Fig.11 Relación de fuerza axial a desplazamiento axial de contravientos con pernos en sus extremos bajo cargas cíclicas según NAKASHIMA [5] (continuación)

1) Carga y materiales

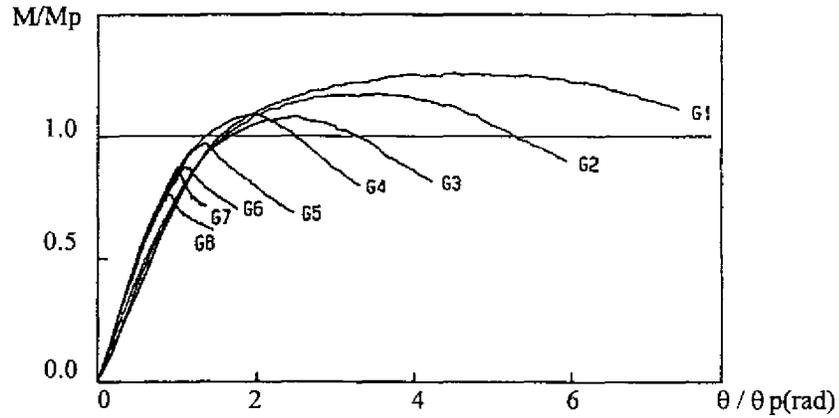
2) Miembros de los especímenes de prueba



acero de alta resistencia y baja relación de fluencia
 45 kg/mm² de punto de fluencia
 60 kg/mm² de resistencia de tensión

especimen	L/ry	λn
G1	52.4	0.39
G2	64.0	0.47
G3	75.5	0.56
G4	90.4	0.66
G5	111	0.78
G6	129	0.90
G7	146	1.00
G8	164	1.09

3) Relación momento-rotación de los especímenes



4) Relación momento-ángulo de torsión de especímenes

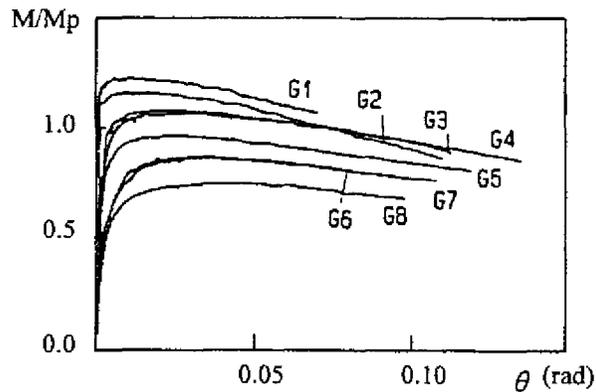


Fig. 12 Comportamiento de viga bajo un gradiente de momento según UDAGAWA [6]

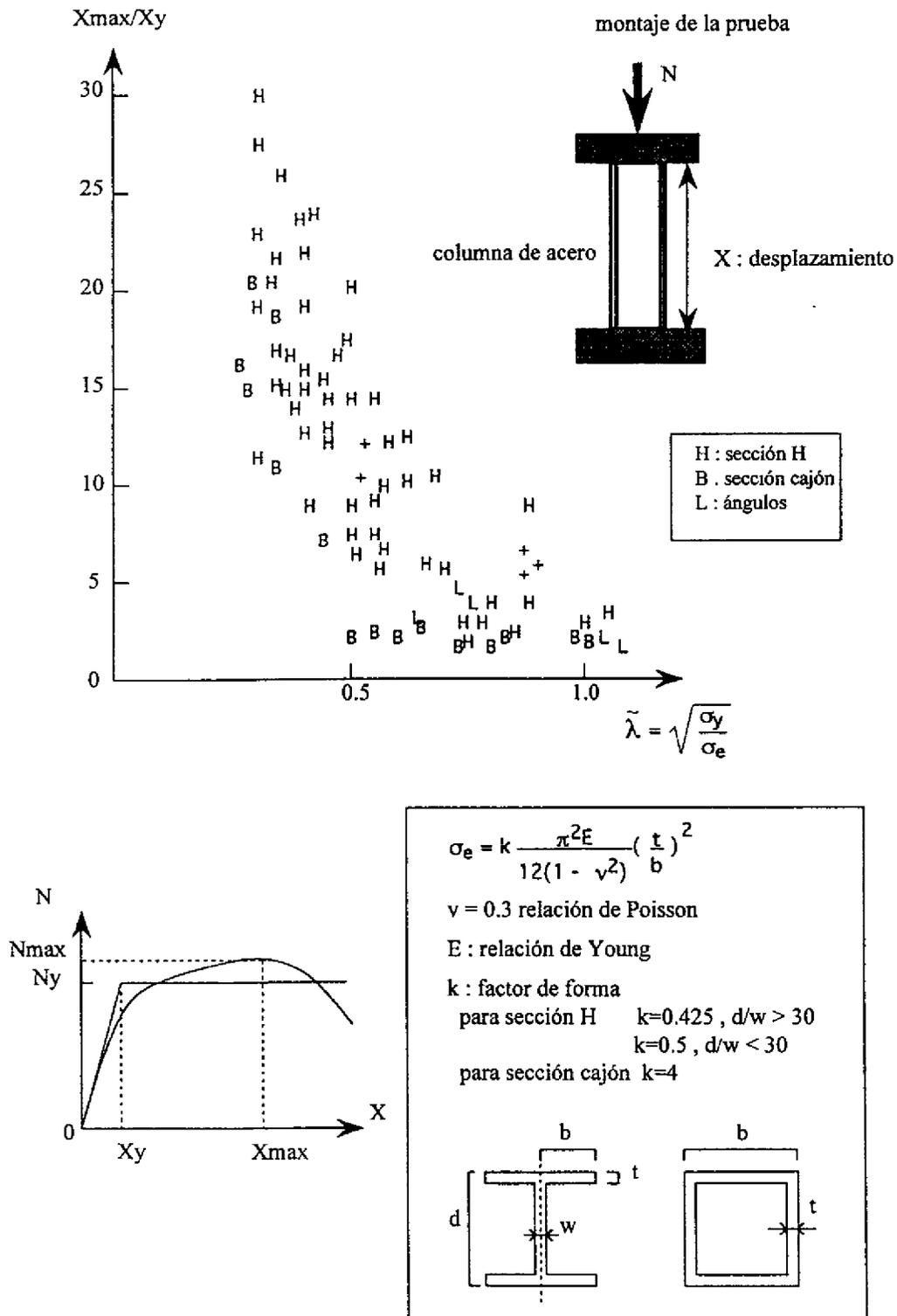
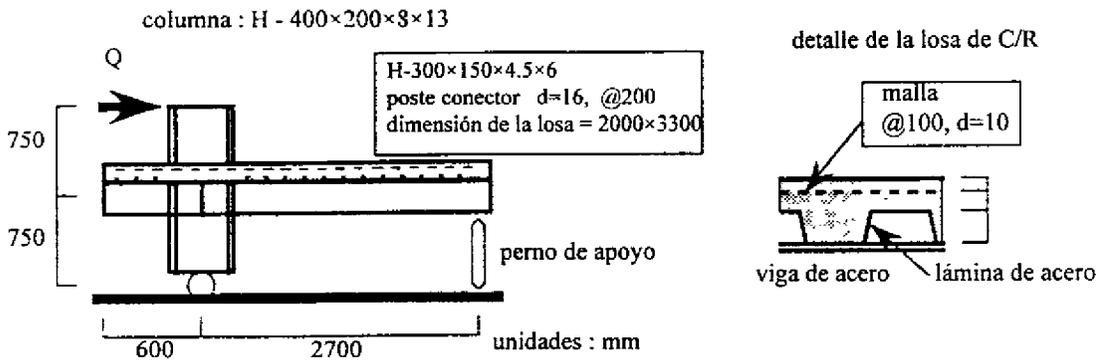


Fig. 13 Ductilidad de columna de acero según TAKANASHI [7]

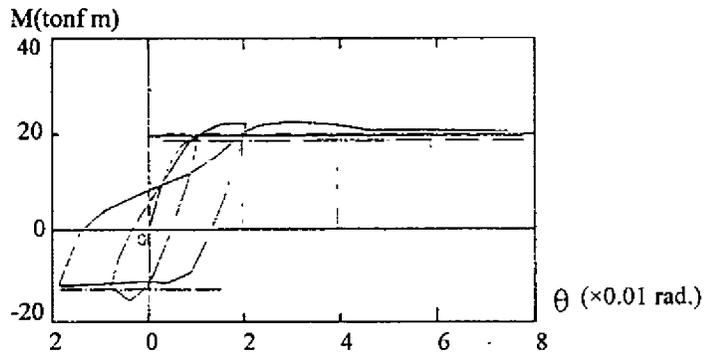
1) Montaje de la prueba



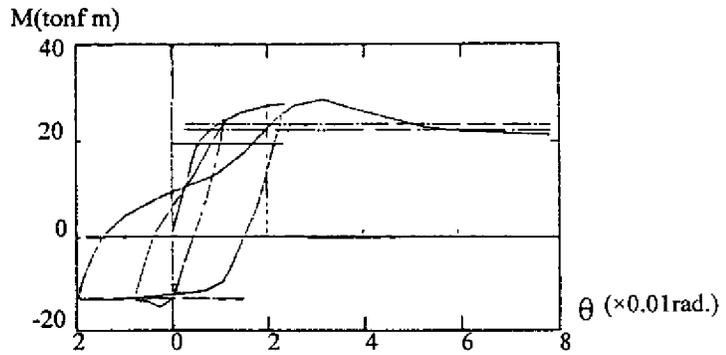
2) Espécimen A

t1=25 mm
t2=50 mm

M : momento en la viga en la cara de la conexión viga-columna
θ : rotación de la viga en M



3) Espécimen B



4) Espécimen C

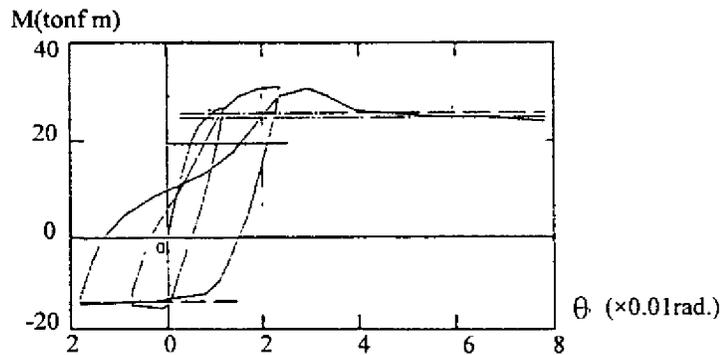
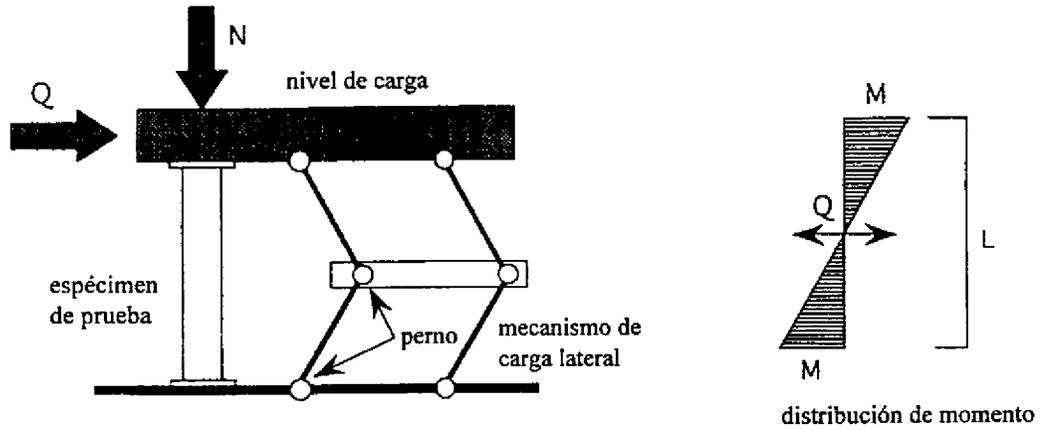
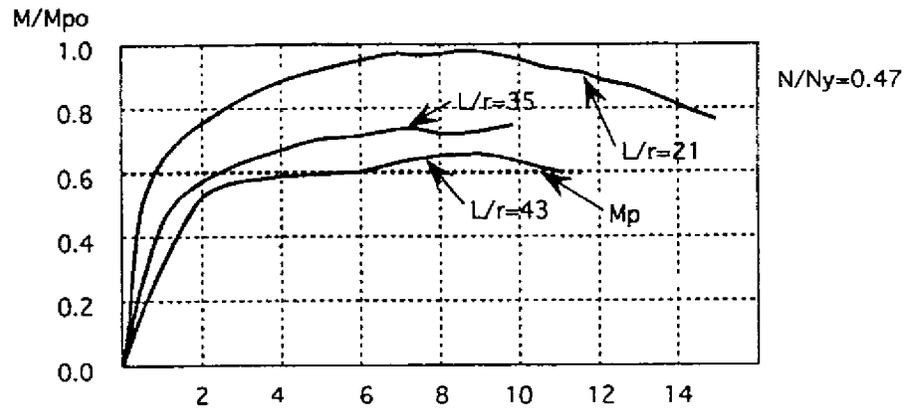


Fig. 14 Relación Momento-Rotación de una viga compuesta según TAGAWA [8]

1) Montaje de la prueba y distribución de momentos del espécimen de prueba



2) Relación momento-rotación del espécimen A ($b/t=6$ del patín)



3) Relación momento-rotación del espécimen B ($b/t=9$ del patín)

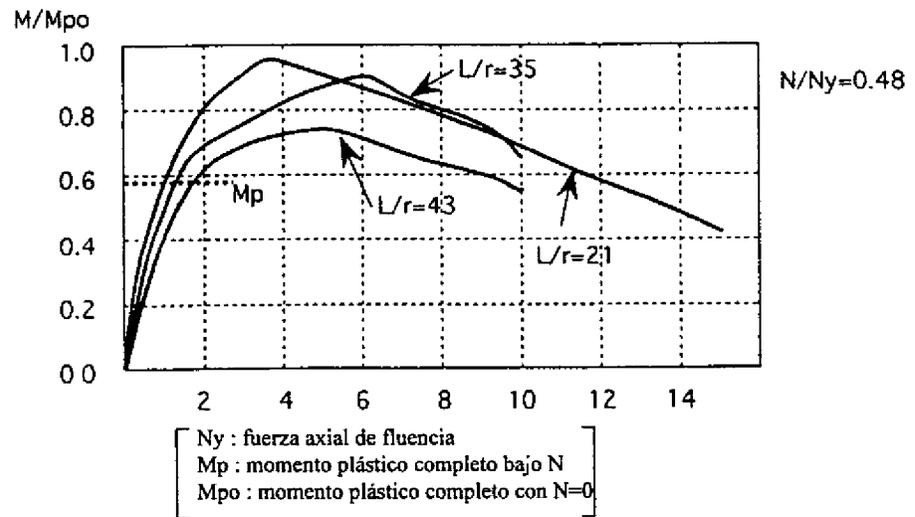
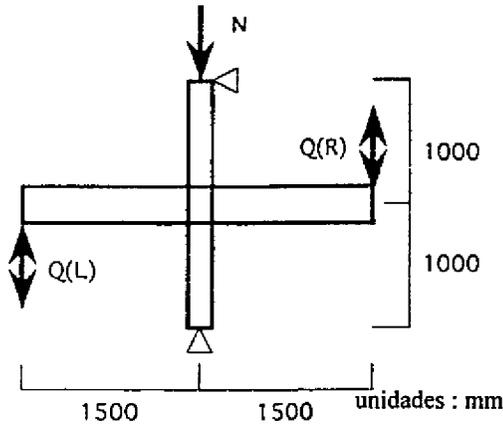


Fig. 15 Comportamiento de la columna según SUZUKI [9]

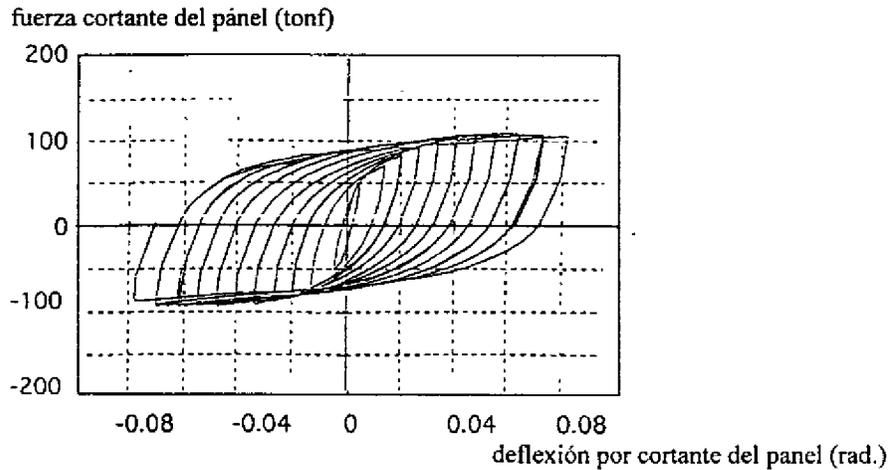
1) Montaje de la prueba



2) Miembros de los especímenes de prueba

material	
resistencia de fluencia	. 45kgf/mm ²
resistencia de tensión	. 60kgf/mm ²
vigas	: H-250×125×9×12
columnas	: H-250×200×9×12
relación de fluencia del panel	
especimen A	: Rp = 0.26
especimen B	: Rp = 0.77
(panel reforzado por placas dobles)	

3) Relación cortante-deflexión del panel en la conexión viga-columna del espécimen A



4) Relación cortante-deflexión del panel en la conexión viga-columna del espécimen B

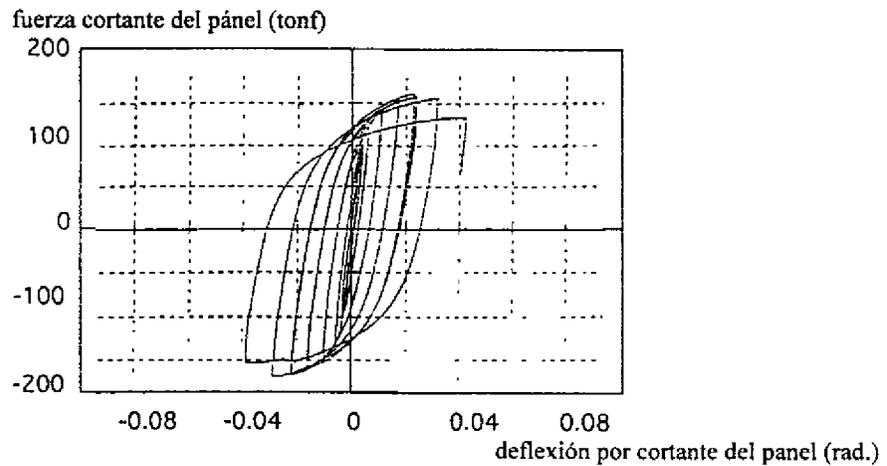
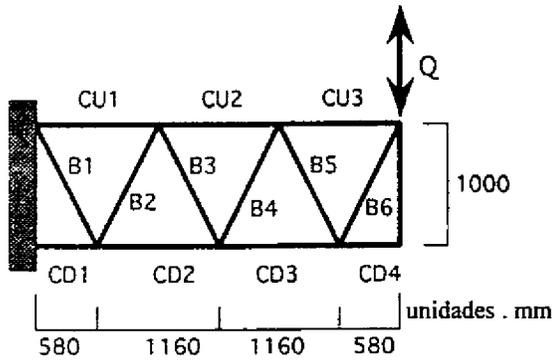


Fig. 16 Comportamiento de la Conexión Viga-Columna según KOHZU[10]

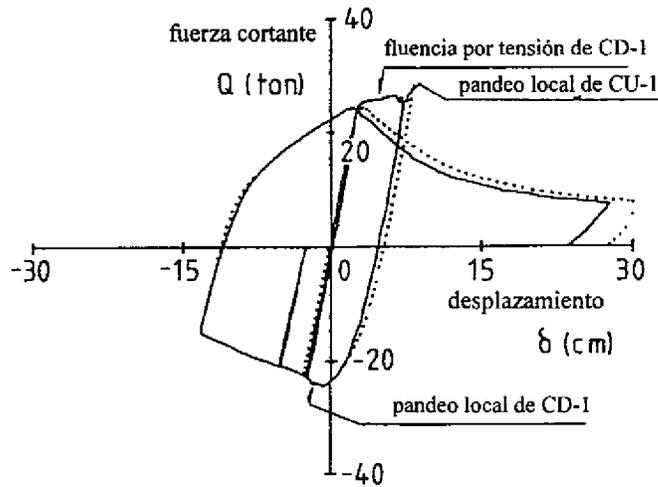
1) Espécimen de prueba



2) Lista de miembros

especimen	A	B
sección de CU1-CU3 & CD1-CD4	H-194×150 ×6×9	H-194×150 ×6×9
sección de B1-B6	tubo 89 1×4 2	tubo 60 5×3 2
relacion de esbeltez de CU1	32	32
relación de esbeltez de B1-B6	30	45

3) Relación carga-desplazamiento del espécimen de prueba A



4) Relación carga-desplazamiento del espécimen de prueba B

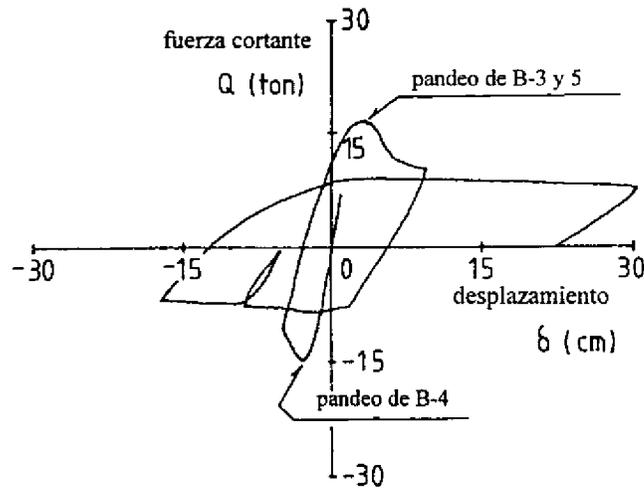
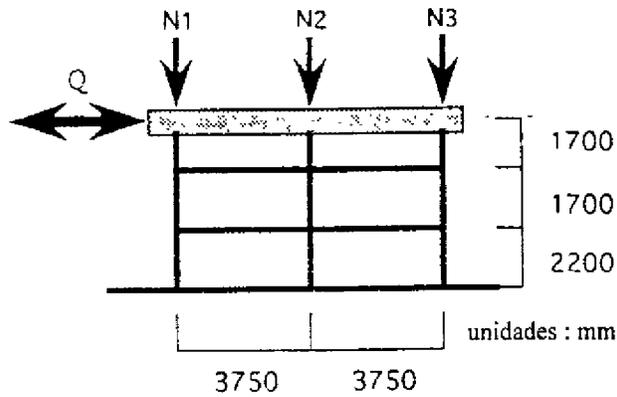
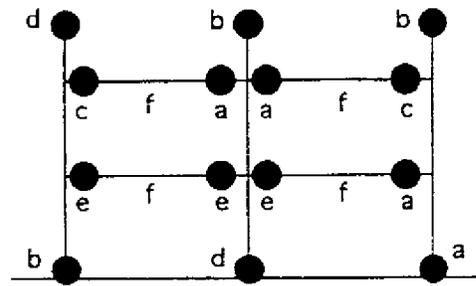


Fig. 17 Relación Carga-Desplazamiento de la armadura según NISHIYAMA[11]

1) Movimiento de la prueba



2) Daño después de la carga

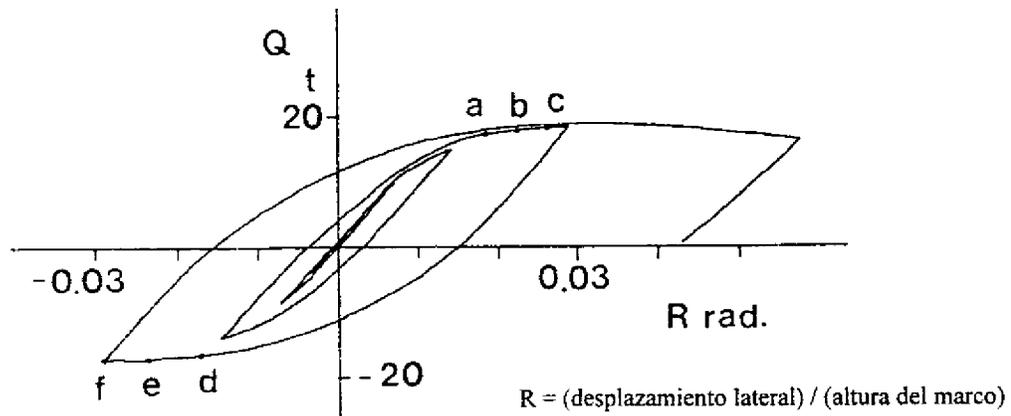


● : articulación plástica = pandeo local del patín

f : pandeo lateral

a - f corresponden a la misma letra en la curva Q-R

3) Relación fuerza-desplazamiento lateral



4) Miembros del marco de prueba

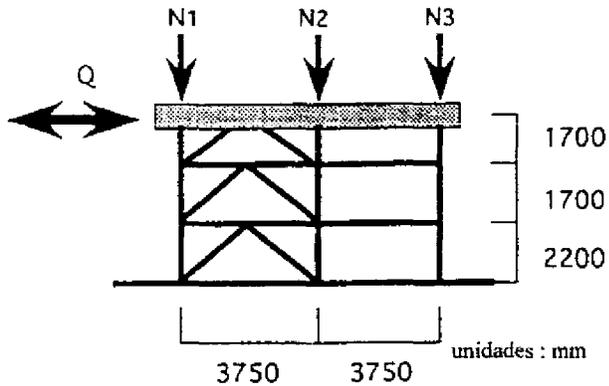
miembro	nivel	tipo	sección	H/tw	b/tf
columna extrema	1 - 3	6W20	H-157.5x152.9x6.60x9.27	23.9	8.25
columna central	2 & 3	6W25	H-162.1x154.4x8.13x11.56	19.9	6.68
	1	8W35	H-206.2x203.7x7.87x12.57	26.2	8.10
viga	3	8W10	H-200.4x100.1x4.32x5.21	46.4	9.61
viga	2	8W13	H-202.9x101.6x5.84x6.48	34.7	7.84

c f H . altura de la sección
tw . espesor del alma

b . semi-ancho del patín
tf . espesor del patín

Fig. 18 Relación Fuerza-Desplazamiento Lateral de un Marco Resistente a Momentos con Miembros Dúctiles según FUKUTA[12]

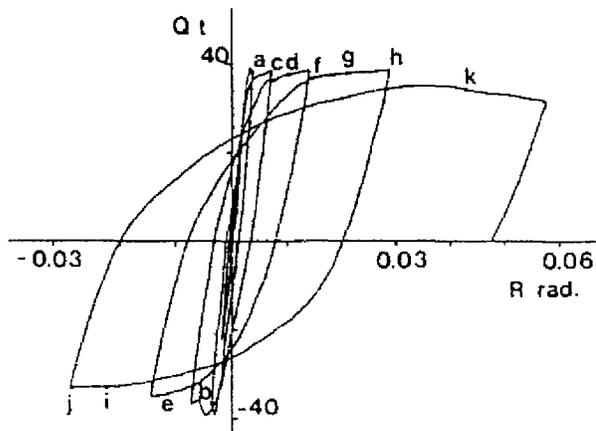
1) Montaje de prueba



relación de esbeltez de contraevidos
 $K L/r = 69$ ($K=0.7$)

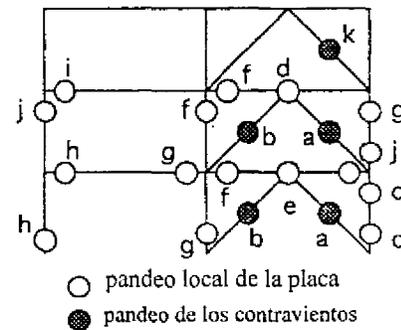
89% de la fuerza cortante lateral es tomada por los contraevidos en el rango elástico

2) Relación carga lateral-desplazamiento



$$R = (\text{desplazamiento lateral}) / (\text{altura del marco})$$

3) Daño



- pandeo local de la placa
- pandeo de los contraevidos

4) Miembros del marco de prueba

miembro	nivel	tipo	sección	H/tw	b/tf
columna extrema	1 - 3	6W20	H-157.5x152.9x6.60x9.27	23.9	8.25
columna central	2 & 3	6W25	H-162.1x154.4x8.13x11.56	19.9	6.68
	1	8W35	H-206.2x203.7x7.87x12.57	26.2	8.10
viga	3	8W10	H-200.4x100.1x4.32x5.21	46.4	9.61
viga	2	8W13	H-202.9x101.6x5.84x6.48	34.7	7.84

c.f. H: altura de la sección b: semiancho del patín
 tw: espesor del alma tf: espesor del patín

Fig. 19 Relación Fuerza-Desplazamiento Lateral de un Marco Contraevidado con Vigas Dúctiles y Columnas según FUKUTA[12]

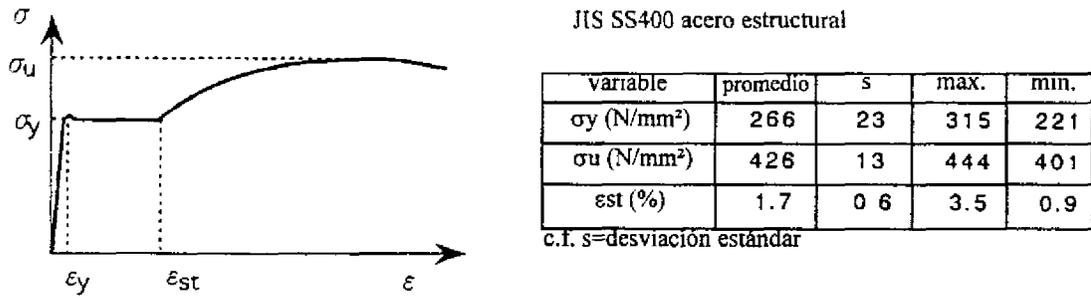
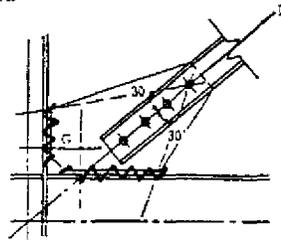
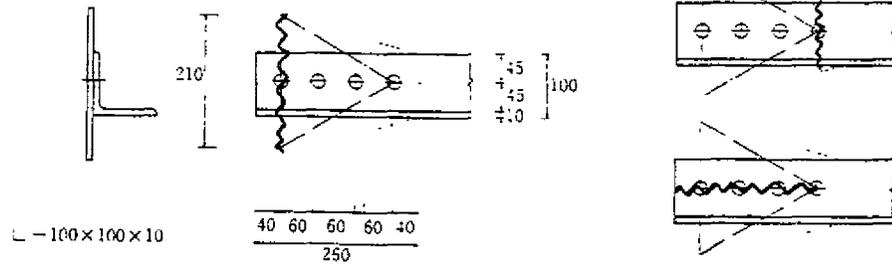


Fig. 20 Relación Esfuerzo-Deflexión para el acero sometido a tensión.

1) Ruptura de la soldadura



2) Ruptura del ángulo contraviento



3) Ruptura del contraviento en canal-C

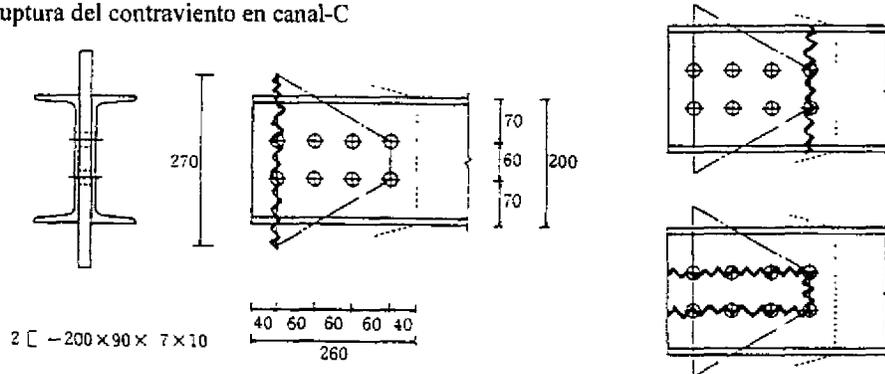


Fig. 21 Ejemplos de Modos de Ruptura en Conexiones de Contravientos

Tabla 2. Rangos Estructurales y Relación b/t de Vigas y Columnas Según el Reglamento Japonés

1) rangos estructurales y ductilidad

	rango A	rango B	rango C	rango D
ductilidad (μ)	$\mu > 7$	$7 = \text{or } > \mu > 5$	$5 = \text{or } > \mu > 3$	$3 = \text{or } 7 = \text{or } > \mu$

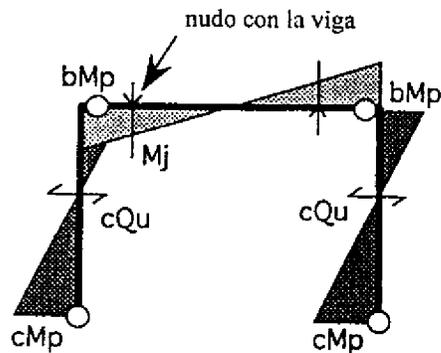
2) columnas

sección	porción	grado del acero	rango A	rango B	rango C	rango D
sección-H	patín	SS400 SM490	≤ 9.5 ≤ 8.0	≤ 12.0 ≤ 10.0	≤ 15.5 ≤ 13.2	otros
	alma	SS400 SM490	≤ 43 ≤ 37	≤ 45 ≤ 39	≤ 48 ≤ 41	otros
sección cajón		SS400 SM490	≤ 33 ≤ 27	≤ 37 ≤ 32	≤ 48 ≤ 41	otros
tubo		SS400 SM490	≤ 50 ≤ 36	≤ 70 ≤ 50	≤ 100 ≤ 73	otros

3) vigas

sección	porción	grado del acero	rango A	rango B	rango C	rango D
sección-H	patín	SS400	≤ 9.0 ≤ 7.5	≤ 11.0 ≤ 9.5	≤ 15.5 ≤ 13.2	otros
	alma	SM490	≤ 60 ≤ 51	≤ 65 ≤ 65	≤ 71 ≤ 61	otros

1) Distribución de esfuerzos con Q_u



$$Q_u = \sum cQu$$

O : articulación plástica

2) Relación fuerza lateral a distorsión de piso

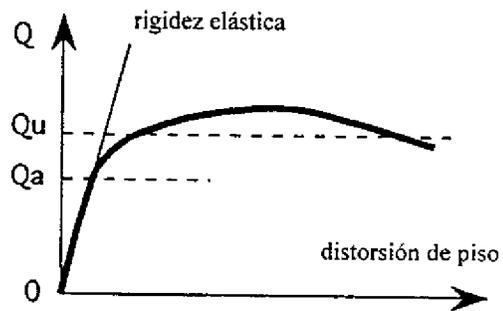
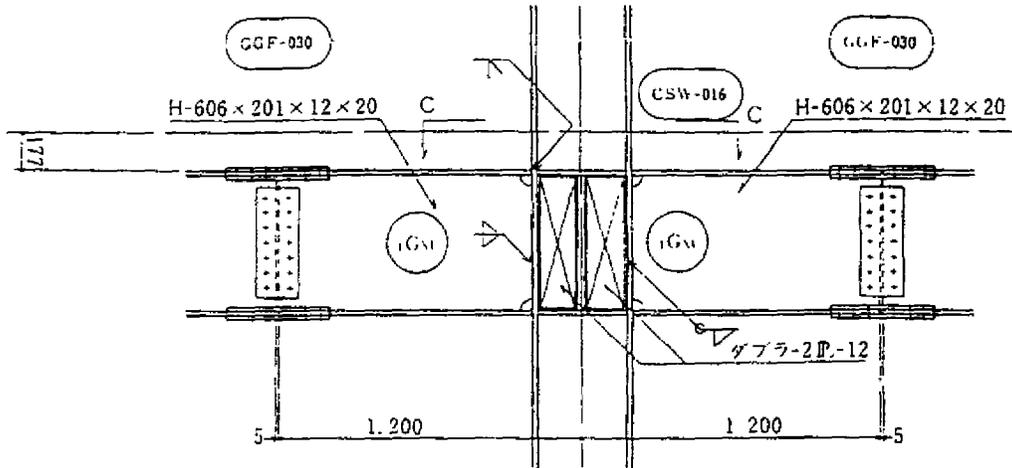
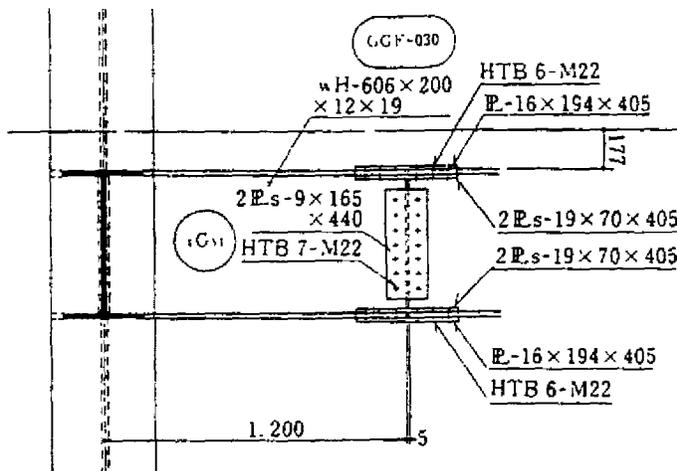


Fig. 22 Momentos de Diseño en los Nudos Según el Diseño Plástico

1) Elevación-I



2) Elevación- 2



3) Sección transversal

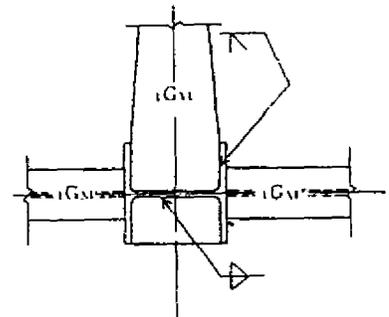


Fig. 23 Ejemplo de un Marco Resistente a Momentos en Japón

