

Sistemas Resistentes de Esfuerzos Laterales

El sistema resistente de esfuerzos laterales es el conjunto de elementos estructurales que llevan las acciones horizontales aplicadas al edificio hasta el terreno a través de las fundaciones.

Las acciones horizontales pueden tener orígenes diversos:

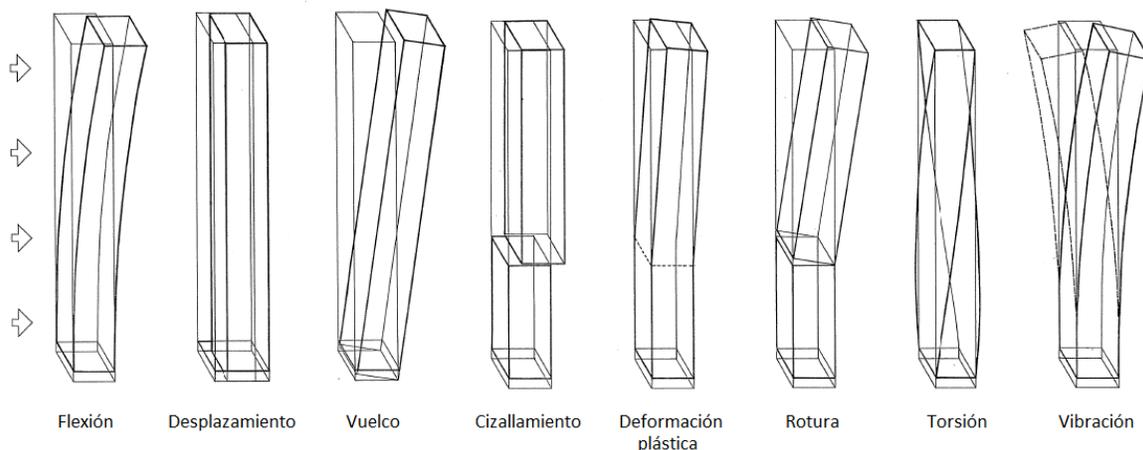
- Cargas de viento
- Sismos
- Empuje de terreno, agua, etc.
- Acciones accidentales, explosiones, impactos, etc.

Además, el sistema resistente lateral distribuye esfuerzos internos horizontales generados por cargas verticales. Un ejemplo de ello es la componente horizontal de elementos inclinados del sistema resistente vertical o excentricidades en estructuras asimétricas o discontinuas. Se incluyen dentro de los elementos inclinados los elementos resistentes verticales con desplomes accidentales (excentricidad accidental).

Las cargas horizontales ocasionadas por los orígenes descritos anteriormente producen diferentes movimientos y deformaciones, que en ocasiones pueden ser de complejo análisis. Rigidizar el edificio frente a estas alteraciones es una de las principales tareas del diseño de los sistemas de estructurales laterales e incluso puede llegar a definir la forma del edificio.

Dentro de los principales movimientos se encuentran:

- Flexión
- Desplazamiento
- Vuelco
- Cizallamiento (corte)
- Deformación plástica (doblado)
- Rotura
- Torsión
- Vibración



Existen distintos tipos de sistemas básicos resistentes laterales siendo algunos de ellos:

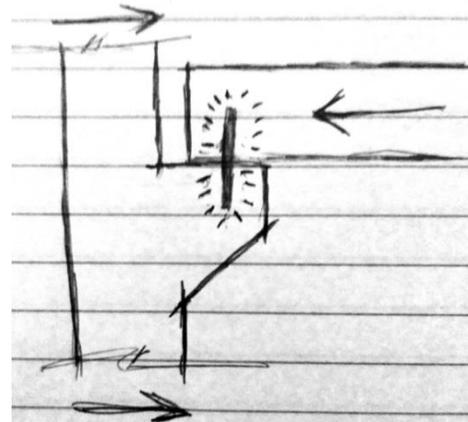
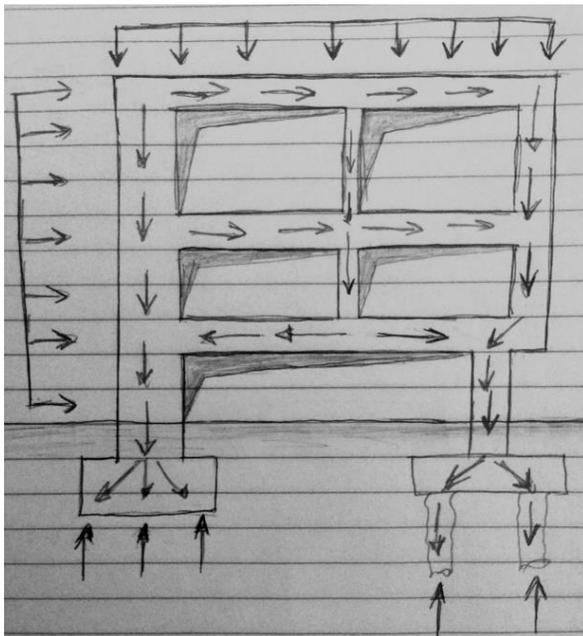
- Pantallas/Muros
- Pórticos
- Núcleos
- Pórticos arriostrados/Celosías

A su vez es posible combinar estos distintos sistemas básicos de formas de obtener sistemas combinados y el sistema resistente lateral total del edificio.

En nuestro país los más utilizados y los que serán abordados en el curso son los pórticos, los núcleos, pantallas y combinaciones de estos.

Camino de Carga en Sistemas Resistentes de Esfuerzos horizontales

Antes de estudiar el comportamiento de los distintos sistemas y su interacción es importante estudiar cómo es el camino de las acciones horizontales hasta la fundación. Es decir, como es que las acciones aplicadas a la estructura viajan hasta y por los sistemas resistentes laterales hasta la fundación. El proyectista debe elegir un camino de carga por el cual se transmiten las fuerzas desde su punto de aplicación hasta los puntos de apoyo a través de la estructura. Es de gran utilidad la realización de esquemas de caminos de carga para cada una de las acciones externas e internas. Los mismos deben ser exhaustivos en el sentido de que no deben quedar por fuera uniones ni elementos de transición logrando la continuidad total a lo largo del camino de carga. Como concepto general el esquema óptimo será aquella que lleve la fuerza hacia los apoyos de manera más directa. Esto reducirá el costo, el número de uniones, transiciones, y reduce la complejidad de la estructura. El esquema óptimo deberá ser ajustado a las limitaciones inherentes de cada caso para lograr el edificio óptimo en su globalidad.



Se estudiará a continuación el camino de carga para el caso del viento como ejemplo.

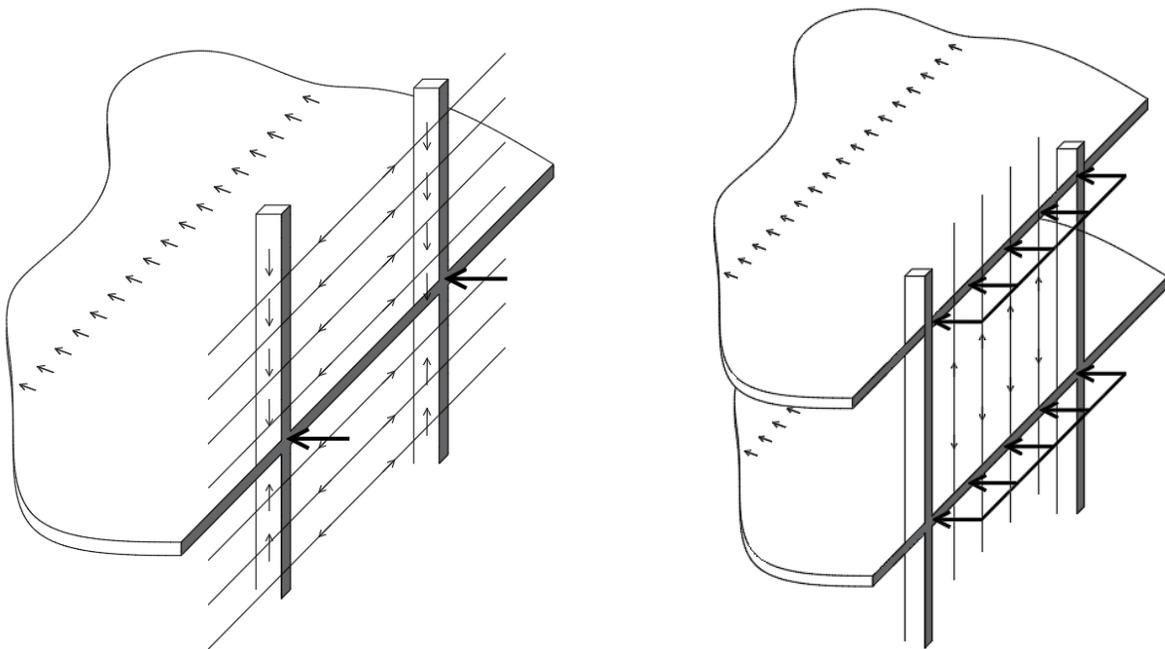
Introducción de Cargas al Sistema Resistente Horizontal

Como se vio en el tema Definición de Acciones, el viento genera presiones sobre los elementos del contorno expuesto del edificio. Estas presiones están aplicadas a elementos estructurales y no estructurales como cerramientos. Estrictamente están presentes también las presiones interiores, pero al cancelarse las resultantes de estas presiones, las mismas no tienen efecto sobre el comportamiento global del sistema. Esto no significa que se puedan despreciar, son fundamentales para estudiar componentes no estructurales, como por ejemplo en fachadas y cerramientos interiores o exteriores. Es importante recordar que para el diseño de estos se tienen presiones locales mayores a las globales que aplicamos a un entrepiso entero.

Las presiones son aplicadas en muros externos, ventanas, vigas, pilares, etc. del contorno del edificio.

En el caso de las presiones aplicadas al cerramiento, ventanas, muros, etc. la carga es transferida por cortante en estos elementos hacia vigas, losas, y pilares en los que se apoyan lateralmente los mismos.

La carga llega a los pilares y esta sigue su camino a través de estos hacia las losas del entrepiso.



Una vez la carga entra a las losas, son estas últimas que se encargan de repartir las mismas hacia los sistemas resistentes laterales. Evidentemente en caso de que los pilares anteriormente mencionados sean parte del sistema resistente lateral estos llevarán parte de la carga hasta el nivel inferior, donde puede incrementarse o disminuir la carga que estos toman. Este proceso se repite en cada nivel cargando los sistemas resistentes de esfuerzos laterales.

Una vez que se identifica como entran las cargas a los sistemas resistentes laterales se podrá analizar el camino de cargas interno de cada subsistema resistente horizontal y la interacción entre ellos, hasta llegar a la fundación donde las cargas se transmiten al terreno de fundación.

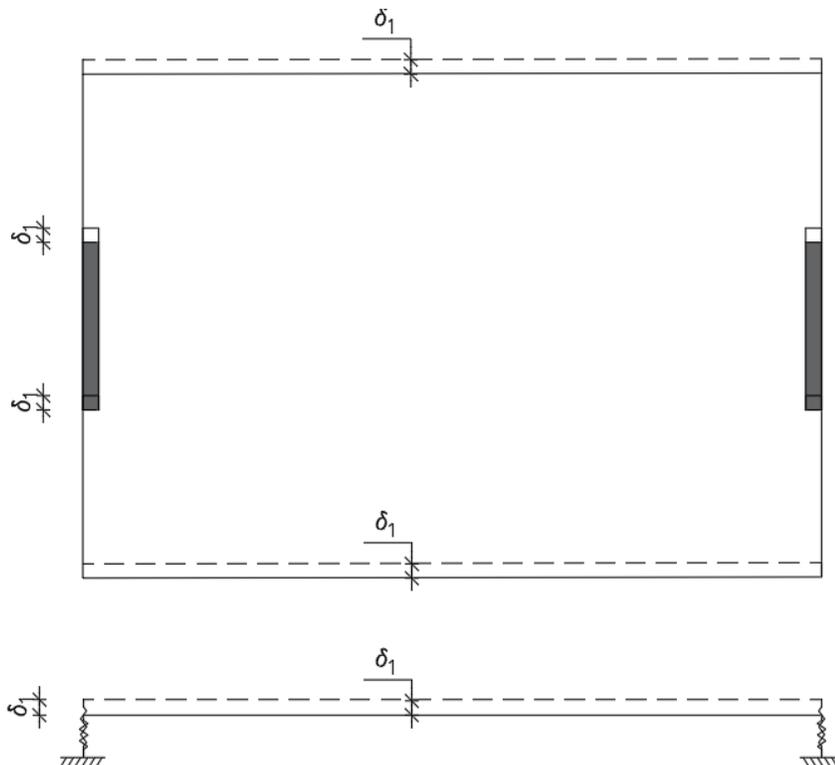
Antes de ver como viajan las cargas dentro de los distintos subsistemas resistentes laterales veremos más en detalle cómo se distribuyen las cargas en los distintos entrepisos.

Diafragmas – Distribución de Carga al Sistema Resistente Lateral

La distribución de cargas desde las losas o el entrepiso hacia los elementos resistentes laterales depende, como ya estamos acostumbrados, a las diferencias relativas de rigideces entre los elementos estructurales involucrados. Se le llama diafragmas a los entrepisos, ya sea que sean metálicos, de hormigón, mixtos, de madera, etc. Se les llama diafragma a los entrepisos que distribuyen cargas horizontales por trabajar en su plano y por tener cierta rigidez (en su plano). Cabe diferenciar entonces entre las distintas rigideces relativas. En este caso las rigideces que intervienen son, la del diafragma mismo y entre los apoyos del diafragma, es decir, el sistema resistente lateral.

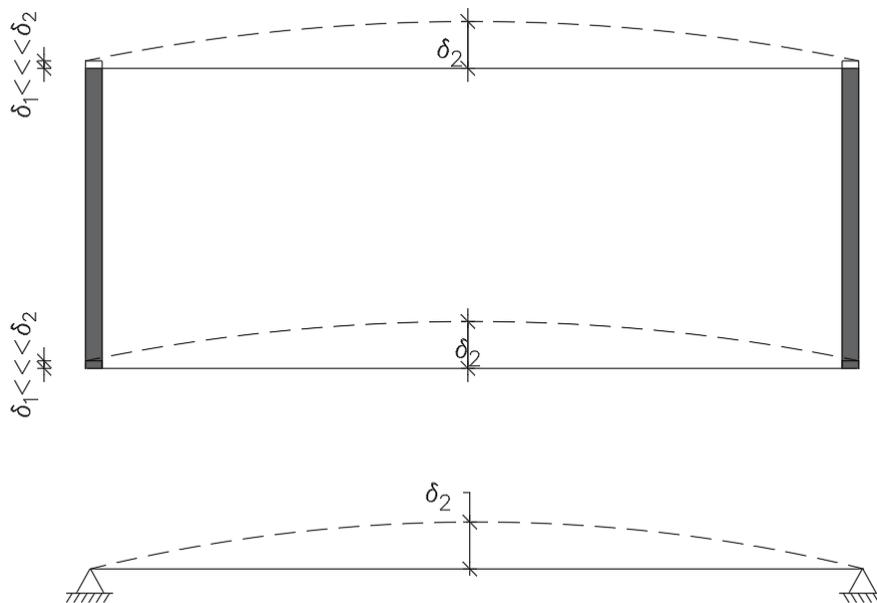
Diafragmas Rígidos

Llamamos *diafragmas rígidos* a los diafragmas cuya rigidez es mucho mayor a la rigidez de los distintos sub sistemas resistentes. En este caso la carga total que entra al diafragma se reparte en función de la rigidez relativa de cada sub sistema resistente lateral, es decir, entre la rigidez relativa entre los distintos núcleos, pantallas, pórticos, etc. En este caso la rigidez del diafragma es tal que oficia como una chapa rígida coartando los desplazamientos del diafragma y por ende de los distintos subsistemas resistentes laterales. No existen, o son despreciables, desplazamientos relativos entre los puntos del diafragma. Los mismos se pueden asimilar a vigas de gran rigidez sobre apoyos elásticos.



Diafragmas Flexibles

Llamamos *diafragmas flexibles* a aquellos cuya rigidez es mucho menor a la rigidez de los distintos sub sistemas resistentes. En este caso la carga total que entra al diafragma se reparte en función del área/longitud tributaria de cada sub sistema resistente lateral. En este caso la rigidez de los apoyos/sub sistemas resistentes laterales es infinita, comportándose como apoyos fijos, y únicamente entra en juego la rigidez del diafragma en sí mismo. Se podría asemejar a una viga continua flexible sobre apoyos fijos. Evidentemente el diafragma puede tener zonas o tramos de distinta rigidez, al igual que en una viga continua. Por el contrario de lo que sucede en el caso de diafragmas rígidos, modificar la rigidez de los subsistemas resistentes laterales no tendrá efecto en la repartición de la carga total, cada sub sistema llevara la misma carga (siempre que el diafragma siga considerándose flexible). Además los distintos puntos del diafragma tendrán deformaciones distintas.



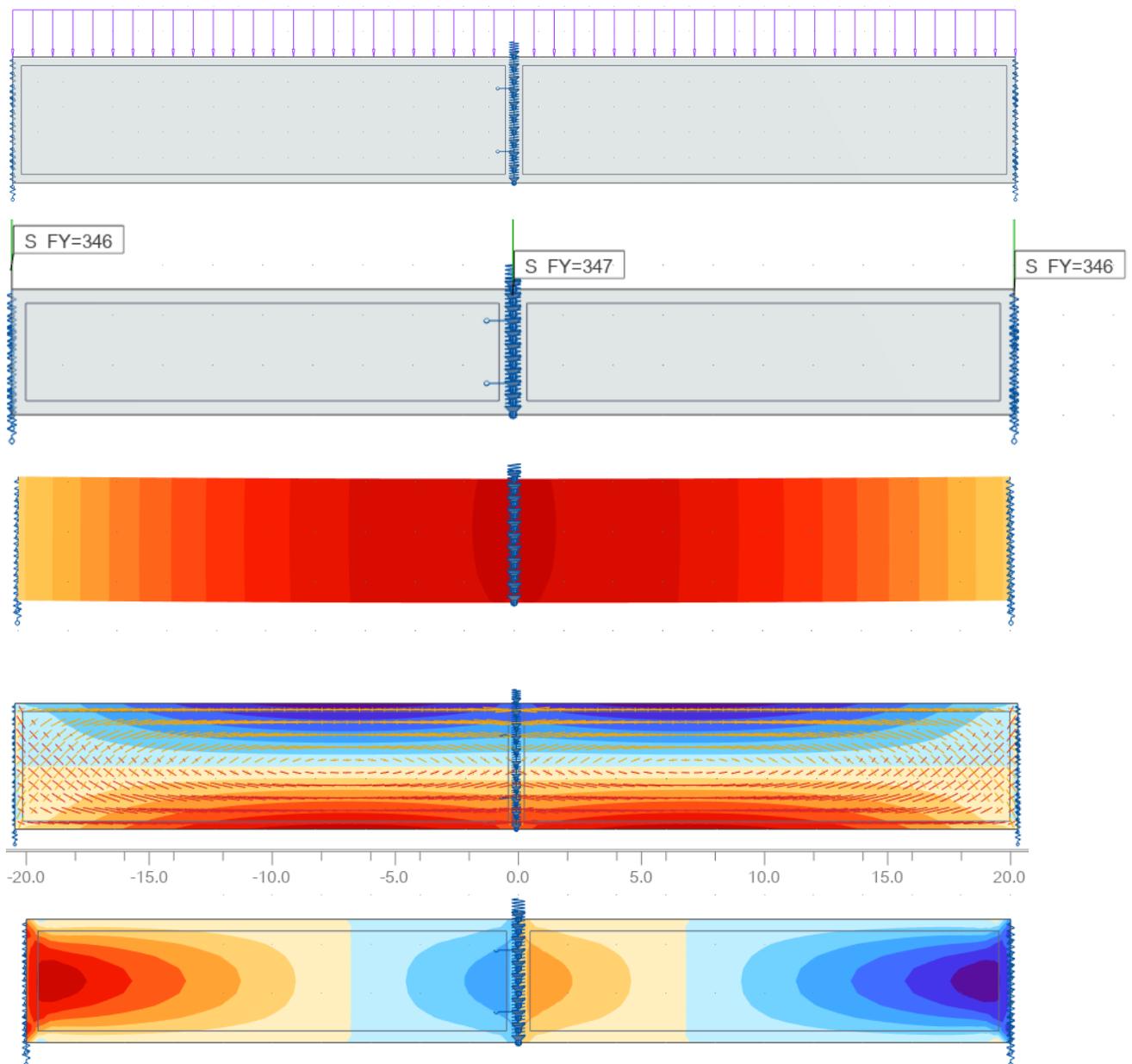
En la realidad los diafragmas se comportan como *diafragmas semi rígidos*, es decir que su comportamiento depende tanto de la rigidez del diafragma en sí como de los distintos subsistemas resistentes laterales.

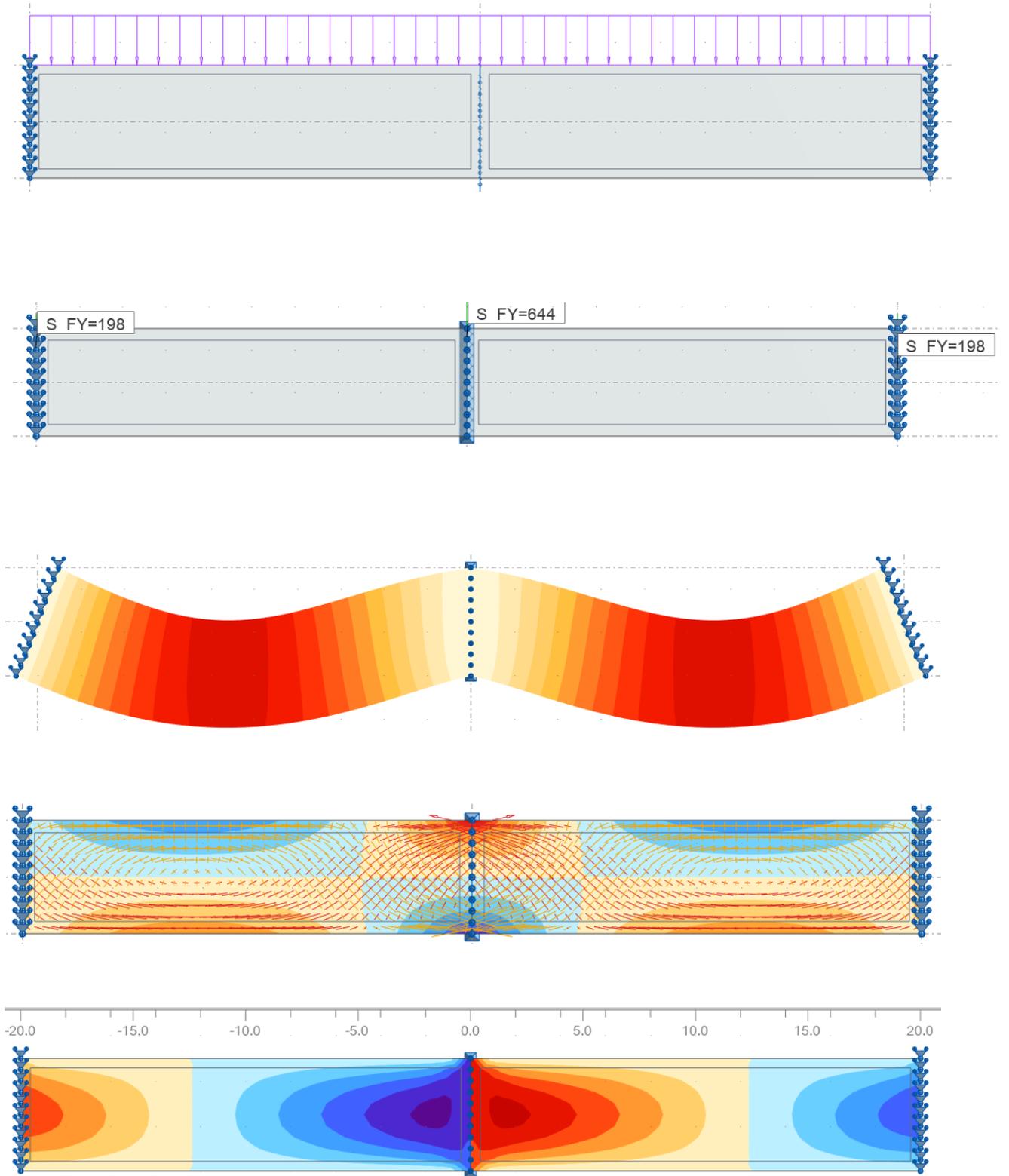
En entresijos de hormigón armado las losas son usualmente idealizados como diafragmas rígidos, a menos que se tengan distancias grandes relativas (h/L) entre sub sistemas resistentes laterales o que los mismos tengan geometrías particulares. Por el contrario muchos entresijos de madera se comportan más como diafragmas flexibles. En el caso de estructuras metálicas o mixtas se pueden lograr cualquiera de los dos comportamientos dependiendo de varios factores como por ejemplo la presencia o no de arriostramientos.

Evidentemente el hecho de considerar una losa como diafragma no significa que no pueda cumplir función como placa, es decir que una losa puede oficiar tanto para repartir las cargas horizontales como para tomar cargas fuera de su plano (pesos propios, sobrecargas, etc) mediante flexiones. Por lo tanto los diafragmas están sometidos a directa por las cargas horizontales en su plano y a flexiones por las cargas gravitatorias.

Notar que al ser los diafragmas elementos de repartición de cargas, los mismos se verán sometidos a esfuerzos internos, al trabajar como diafragma en su plano. Esto generará esfuerzos en el plano, directas y cortantes. Se pueden observar las tensiones principales en las imágenes siguientes donde se representa una diafragma rígido y uno flexible.

El concepto de división entre entrepisos rígidos y flexibles según el uso habitual viene de épocas atrás donde no existían el poder de cómputo actual en las que este tipo de aproximaciones simplificaba drásticamente el análisis de repartición de cargas. De todas formas las normas actuales siguen simplificando los diafragmas en las mismas clases dando reglas generales de diseño y análisis. Actualmente con el poder de cómputo existente, considerar tanto la rigidez de los distintos subsistemas laterales como de los diafragmas en la repartición de fuerzas horizontales es extremadamente sencillo y rápido.

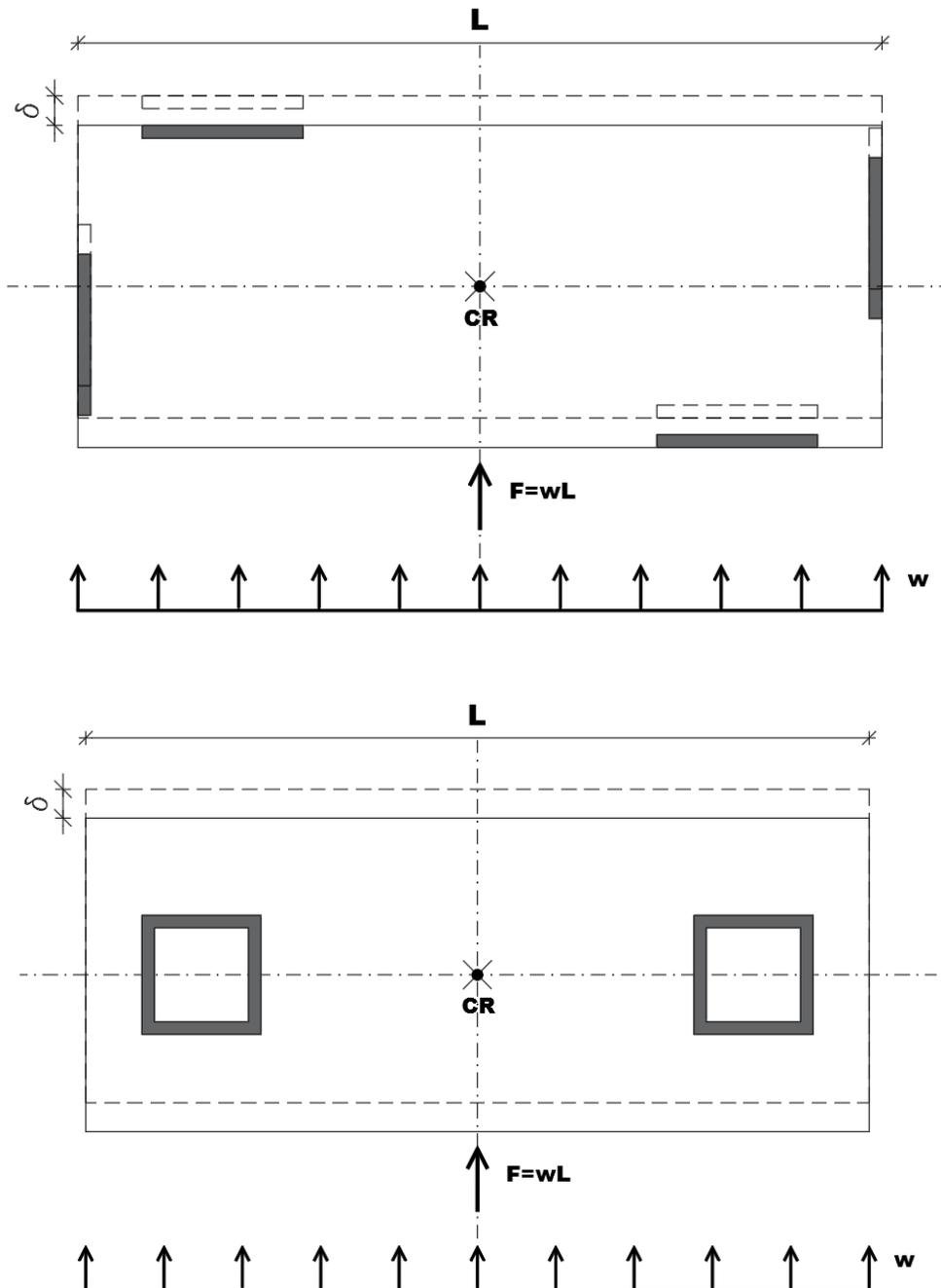


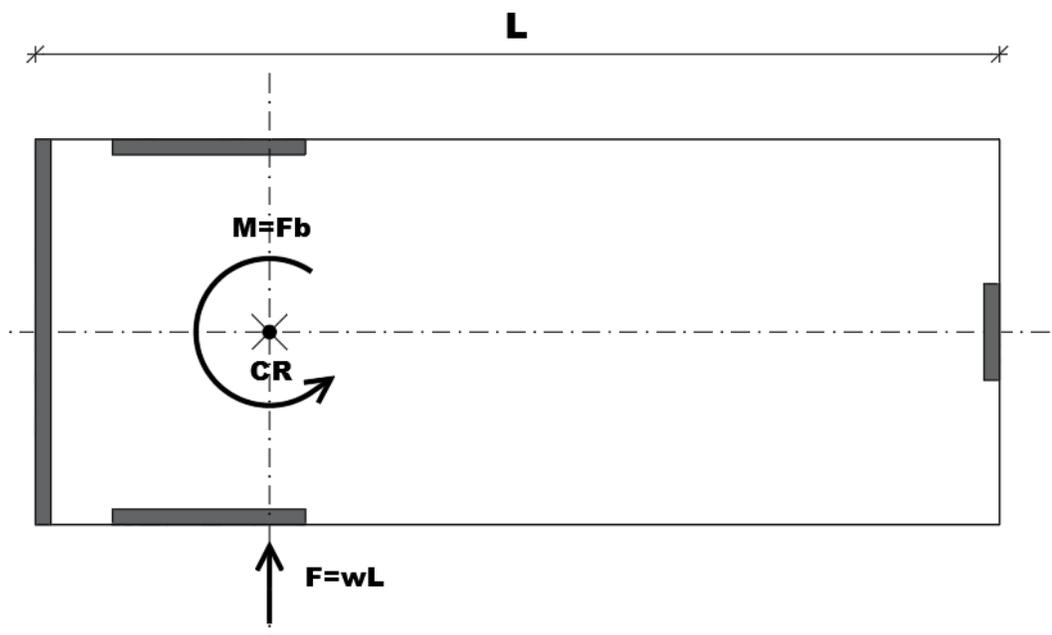
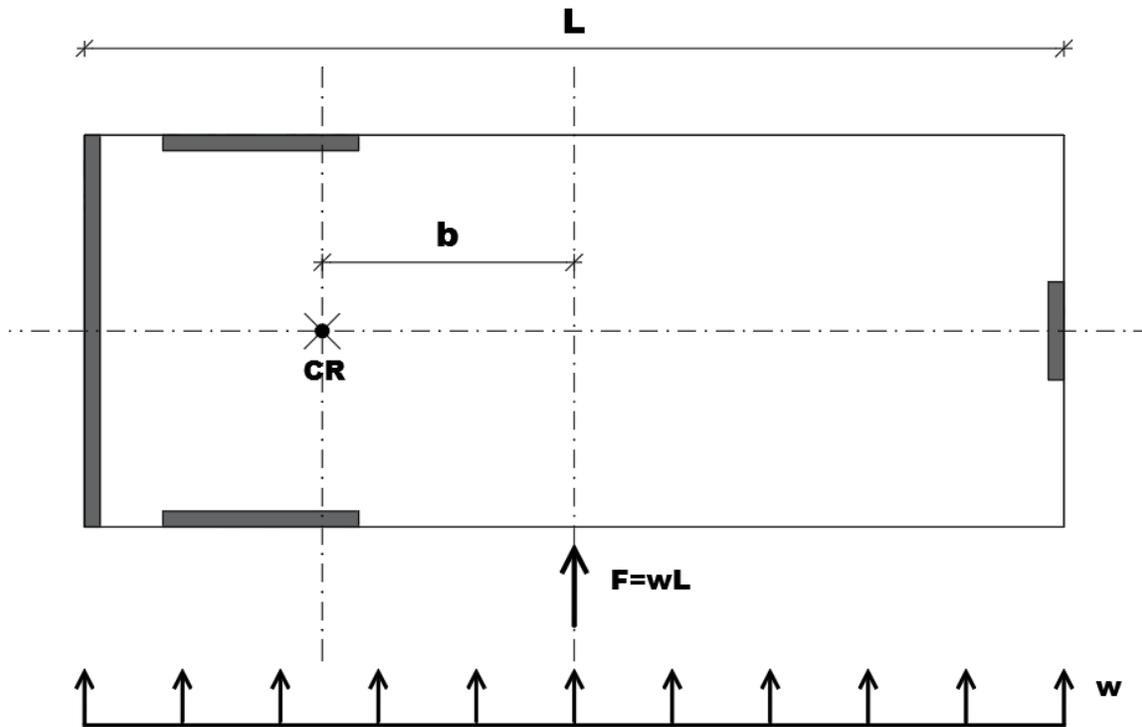


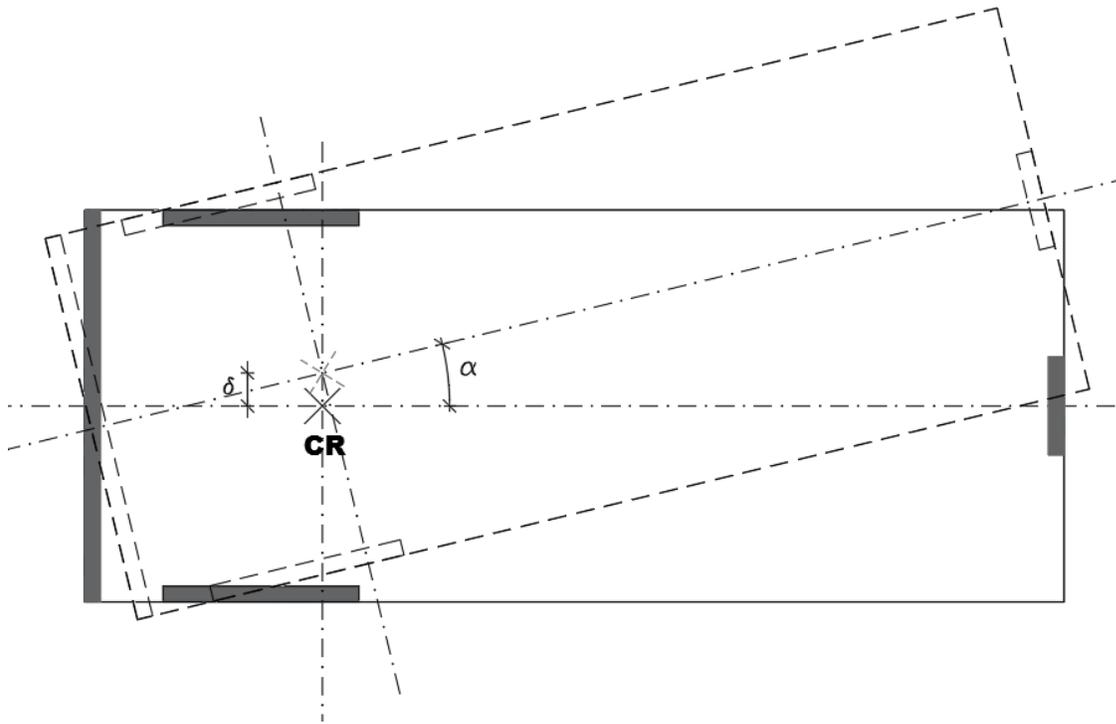
Comportamiento de Diafragmas Rígidos con Cargas Excentricas

Las infinitas posibilidades de diagramación de un edificio genera muchas veces soluciones asimétricas en planta. Cuando decimos estructuras asimétricas hacemos referencia a estructuras en las que la resultante de acciones no coincide con el centro de rigidez. Esto se puede dar tanto por cargas asimétricas como por la disposición de los subsistemas resistentes.

Está claro que en situaciones donde el centro de rigidez de la estructura no coincide con el punto de la resultante de las acciones, se produce un giro de la misma de forma que la resultante de las reacciones coincida con la de las acciones.







Como se puede ver en las imágenes anteriores, la ubicación de los subsistemas resistentes laterales es clave a la hora de minimizar las deformaciones laterales de la estructura. A su vez, la ubicación de estos sistemas incide directamente en la cuota parte de carga que cada uno tomará.

Los sistemas más alejados del centro de rotación tendrán mayores desplazamientos por lo que, a igualdad de rigidez, estos tomarán mayor carga.

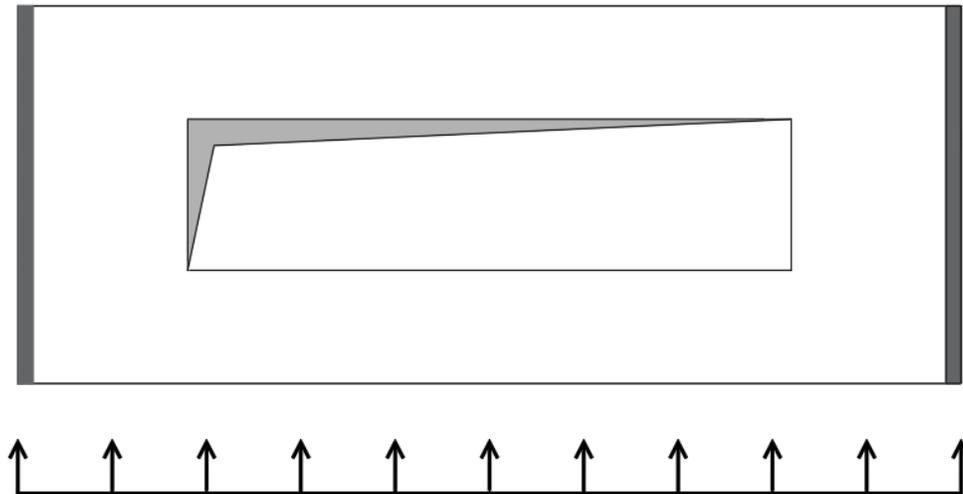
Hasta este punto se vio cómo es que los esfuerzos horizontales llegan hasta los sistemas resistentes horizontales, es necesario estudiar cómo se comporta cada uno de ellos para poder diseñar los mismos y analizar cómo interaccionan entre sí y como llega la carga hasta la fundación.

Diafragmas con aberturas de grandes dimensiones

Es importante reconocer que en diafragmas con grandes aberturas, como puede darse en centros comerciales por ejemplo, los diafragmas pueden estar solicitados en mayor medida. La presencia de huecos hace trabajar al diafragma con grandes solicitaciones de flexión en su plano al disminuir significativamente su canto. Además el cortante total debe pasar por zonas más reducidas.

En la imagen a continuación se muestra un caso de abertura de grandes dimensiones. En este caso es más claro aún el comportamiento a flexión que tendrán partes del diafragma paralelas a los lados mayores de las aberturas.

Es claro que en casos de aberturas de grandes dimensiones el estudio de los diafragmas requiere mayor cuidado.



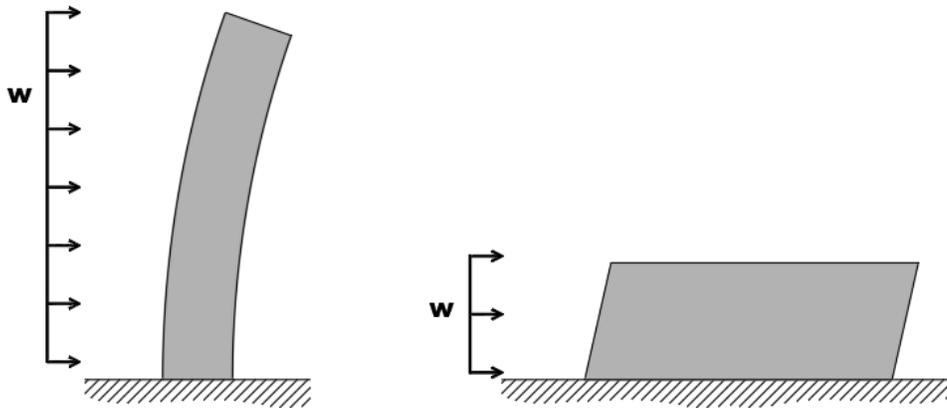
Tipos de Subsistemas resistentes laterales

En esta sección se describe como es el comportamiento de los sistemas básicos.

Pantallas/Muros

Las pantallas o muros son elementos planos en los que su comportamiento es el de una columna empotrada en la fundación. Se debe notar que el empotramiento en la fundación tendrá una rigidez dada por la solución de fundación y las propiedades geotécnicas, con lo cual en general no debe asumirse por defecto que el empotramiento es necesariamente perfecto. Las pantallas suelen ser de sección rectangular de espesor reducido y con un canto importante. Estas propiedades le confieren una gran rigidez a flexión. En el caso de proporciones extremas donde la altura vertical del elemento y el canto son similares podrá ser necesario considerar además la deformación por cortante.

Por sus dimensiones apreciables, estos son elementos que tiene un impacto importante en la arquitectura. Usualmente se disponen en medianeras, cajas de ascensores y escaleras, y en las líneas de paredes de arquitectura (idealmente con continuidad en toda las plantas) donde no sea necesario la presencia de huecos.



Por las dimensiones de los muros, estos son usualmente utilizados principalmente en edificios de pocos pisos.

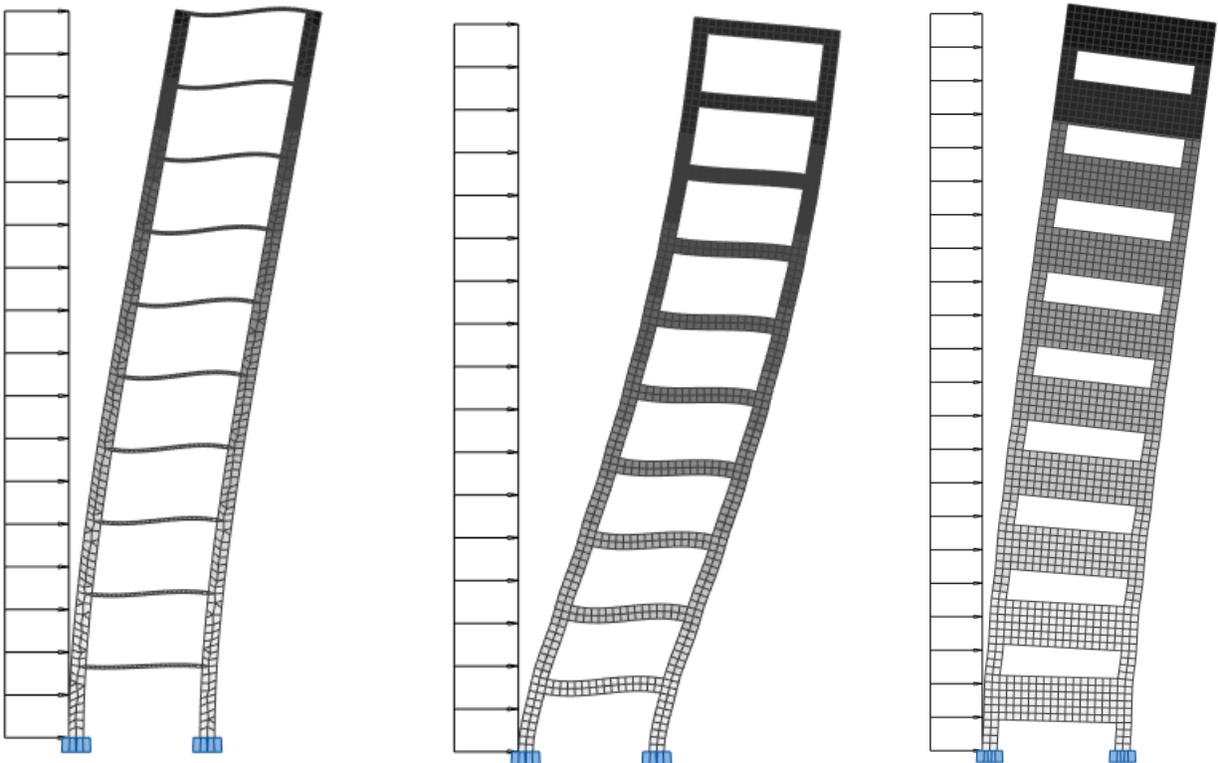
Muchas veces cuando se tienen subsistemas resistentes de mayor rigidez como pórticos y núcleos el aporte de las pantallas aisladas al sistema lateral total es bajo y se puede depreciar su colaboración de forma conservadora. Esto evidencia que las mismas no solamente se utilizan en casos en los que se quiere aportar rigidez lateral, son usuales en casos donde por cargas elevadas (anchos de muro reducidos) se recurre a ellas como parte del sistema resistente vertical.

Pórticos

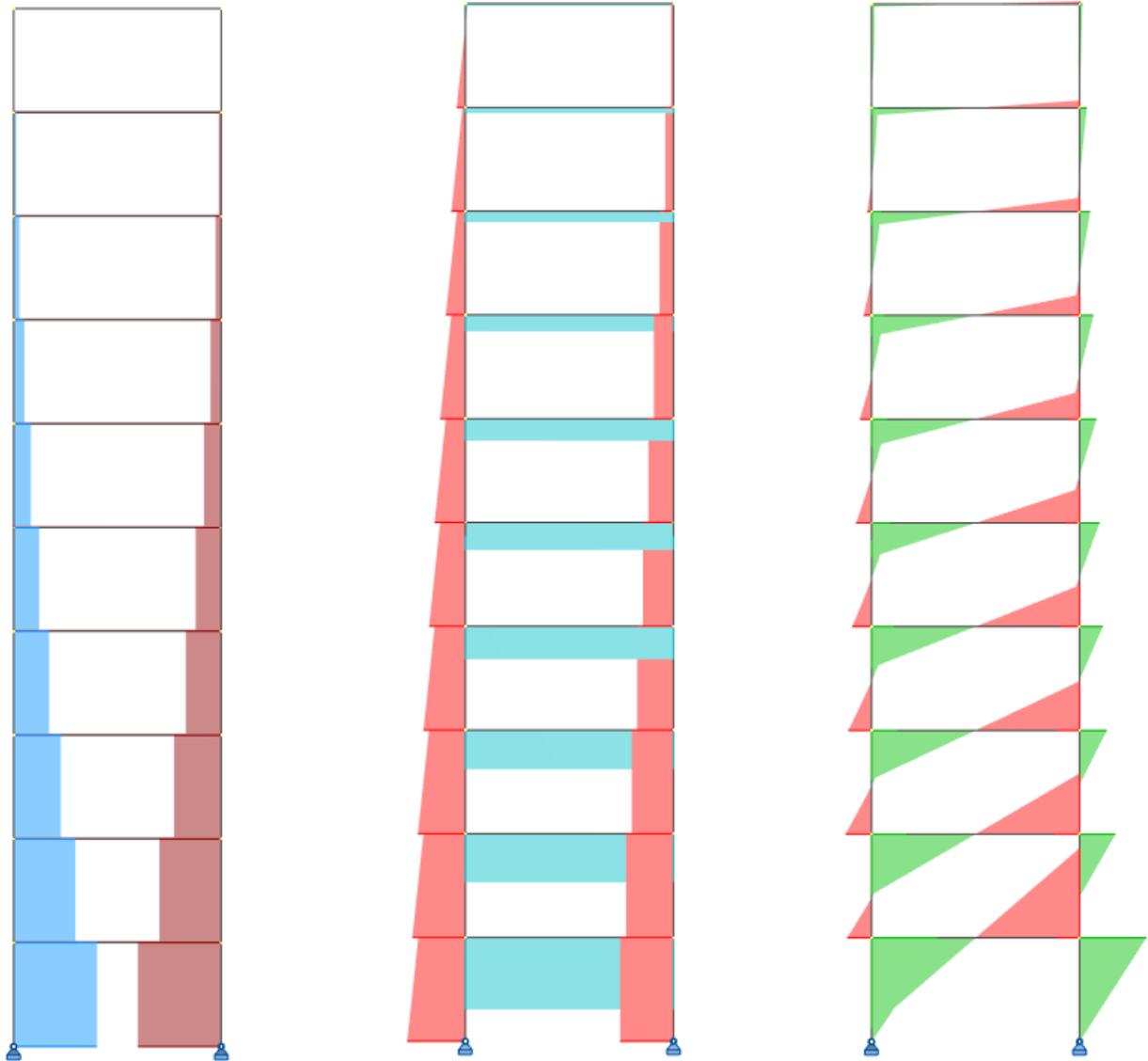
Los pórticos son sistemas planos compuestos de vigas y pilares donde la rigidez de los nudos permite, a través de las vigas, coartar (en mayor o menor medida) las deformaciones de los pilares que componen los mismos. El papel de las vigas en los pórticos es asegurar una transferencia de cortante entre las columnas y aportar rigidez por medio del aporcamiento. La relación de rigidez entre las vigas y pilares definirá cómo se comporta el mismo. En el caso de columnas muy rígidas y vigas flexibles, el pórtico se asemeja a un conjunto de pilares donde únicamente el desplazamiento horizontal está coartado. En el caso de vigas muy rígidas el comportamiento será más parecido al de una sección compuesta con transferencia de cortante (Steiner), es decir que se asemeja el pórtico entero a una única ménsula cuya inercia está dada por el área de cada pilar y la distancia entre ellos, la rigidez a cortante (viga de Timoshenko) estará dada por la rigidez a distorsión del pórtico entre pisos consecutivos.

Los pórticos ocurren de forma natural en muchos casos donde se realizan entrepisos con vigas. En el caso de entrepisos sin vigas es usual disponer de pórticos en los muros de medianera donde naturalmente concurren vigas para tomar la carga vertical del muro. Sucede algo similar en algunas fachadas que no presentan aberturas de piso a techo permitiendo disponer vigas como dinteles, antepechos y balcones.

En la siguiente imagen se ve la deformada de pórticos con distinta rigidez relativa entre viga y pilares. A la izquierda caso con vigas muy flexibles, al centro vigas de rigidez "normal", a la derecha vigas de gran rigidez. Se muestran la deformada a distinta escala para cada estructura. En términos globales las deformadas entre un sistema y el siguiente tienen órdenes de magnitud decrecientes. Notar la las diferencias en las curvaturas a lo largo de la altura en los distintos pórticos.

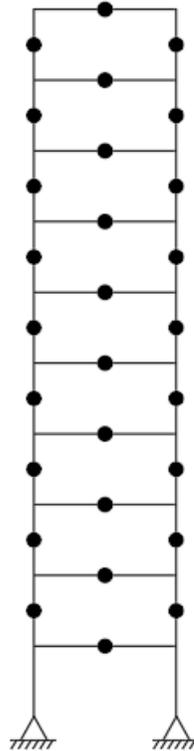


En la siguiente imagen se muestran los diagramas de directa, cortante y momento en el pórtico con vigas y pilares de rigidez “normal”



Nótese como en el diagrama de momentos, tanto los puntos centrales de la vigas como a altura media de cada vano de pilar, los momentos se anulan. Esto permite aproximar el comportamiento del pórtico considerando rótulas al punto medio de vigas y tramos de pilar. Al hacer esta aproximación es posible estudiar la estructura hiperestática real del pórtico como una estructura isostática fácilmente resoluble de forma manual, de forma de obtener las solicitaciones sin necesidad de recurrir a métodos computacionales.

Las rótulas así introducidas permiten la transferencia de cortante al mismo tiempo que anulan los momentos. La aproximación resulta de forzar exactamente el punto de momento nulo al centro de los vanos, lo cual en la realidad tiene ciertas variaciones. En casos de pórticos con pilares de igual rigidez, la hipótesis de momento nulo al centro de las vigas es correcta. Sin embargo el punto de momento nulo en los pilares varía levemente causando diferencias con el comportamiento real de la estructura. La precisión del método depende de las rigideces relativas entre vigas y pilares. Además variaciones tanto en la rigidez de las vigas, entre si o a lo largo de una misma viga, o entre tramos de pilares hacen que esta aproximación sea cada vez menos exacta.

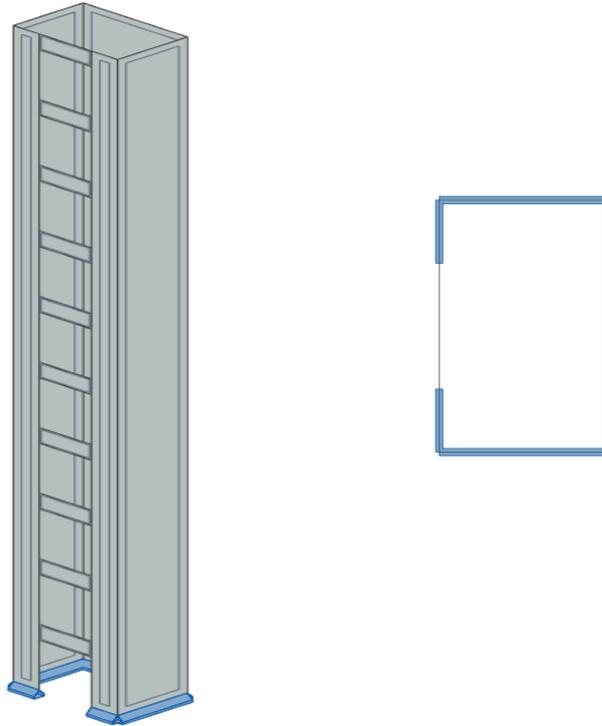


Se estudiará en el práctico la resolución manual de solicitaciones en pórticos.

Núcleos

La necesidad de disponer escaleras y ascensores permite la disposición de núcleos de gran rigidez dadas las dimensiones de estos elementos. Los mismos se componen de pantallas vinculadas generando secciones cerradas tipo cajón con aberturas de acceso en los distintos niveles.

Por su gran rigidez muchas veces son el único elemento necesario para llevar la totalidad de los esfuerzos horizontales. Su comportamiento, al igual que en las pantallas, el mismo es el de una barra empotrada en la fundación. Recordamos al lector que no se debe asumir livianamente el empotramiento perfecto en la base del núcleo, sino que dicha condición de borde surge de la solución geotécnica de fundación. Por ser secciones cerradas son a todos los efectos los únicos sistemas básicos con capacidad de llevar torsiones.

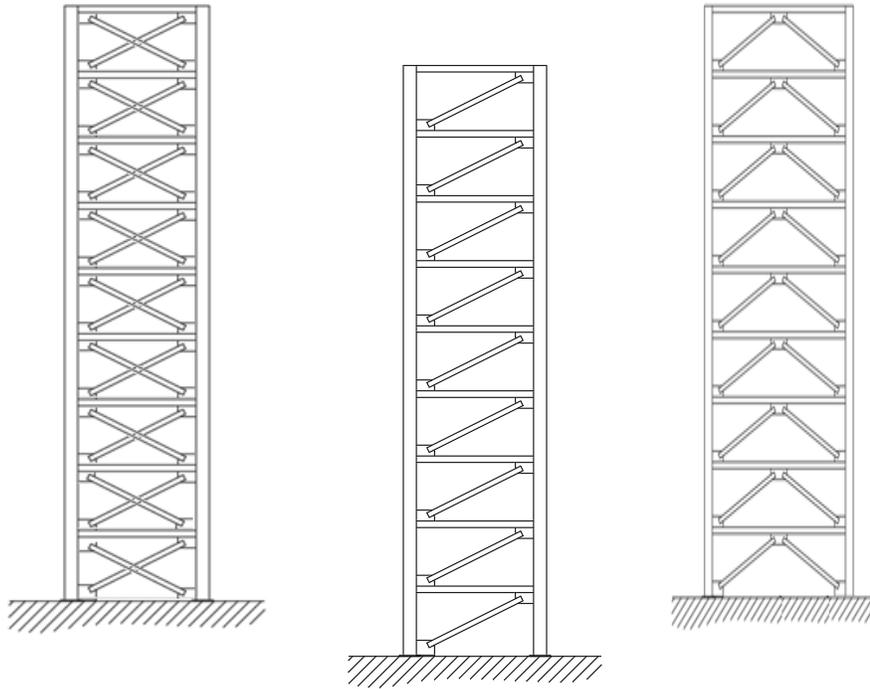


Dada la necesidad de acceder al interior de estos elementos ya sea para utilizar un ascensor o una escalera, no es posible proyectar secciones cerradas. Es usual que por necesidades arquitectónicas se generen dinteles bajo las puertas de entrada dotando a la sección con una mayor rigidez a torsión. De esta forma el núcleo se comporta de forma intermedia entre una sección cerrada y una sección abierta.

Pórticos arriostrados o Celosías

Los pórticos arriostrados son sistemas planos compuestos por pilares y elementos diagonales que trabajan a directa. Son sistemas reticulados donde los cordones están formados por los pilares mientras que las diagonales toman el cortante. Son sistemas muy rígidos y eficientes lo que permite su uso en edificios de alturas mayores que los sistemas anteriores.

Estos sistemas son pocas veces usados en edificios de vivienda usuales en nuestro país, siendo muy utilizados en galpones industriales. Además, por la geometría inclinada de las diagonales resulta más práctico utilizar este sistema en edificios metálicos. Abajo se muestran clásicos sistemas de arriostramientos, en forma de X, de Z y de K.



Interacción entre sub sistemas resistentes laterales

En esta sección se verá como los distintos subsistemas resistentes interaccionan entre sí para formar el sistema resistente lateral total.

Se vio en la sección anterior como es la deformación de los distintos sub sistemas laterales en forma aislada.

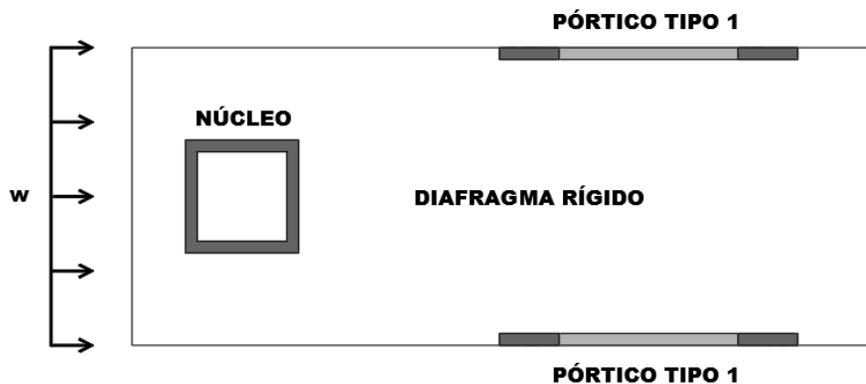
Al estar estos distintos sub sistemas conectados mediante los diafragmas, se genera una interacción entre ellos de forma que la carga total se reparta entre los distintos sub sistemas.

Se verá en primer lugar el caso de la interacción entre un pórtico y una pantalla o un núcleo. En segundo lugar se verá el caso de una bandera.

Interacción Pórtico - Pantalla/Núcleo

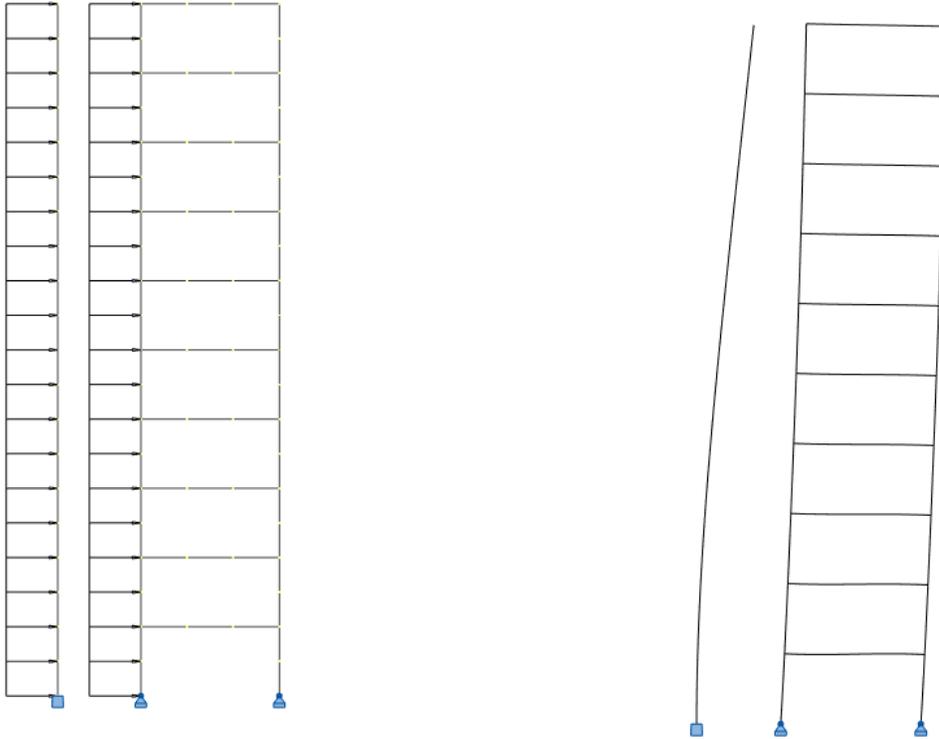
Si vemos las curvas de las deformadas de un núcleo, que se deforma como una ménsula, y la del pórtico, notamos que para lograr tener iguales desplazamientos en todos los niveles sería necesario aplicar fuerzas en los distintos niveles, en ambos sub sistemas, para “corregir” la deformada de cada sub sistema a la del sistema total.

Para visualizar mejor la situación se plantea el siguiente ejemplo simplificado donde el centro de rigidez del sistema lateral coincide con el de la resultante de las acciones externas, por lo que no habrá giro.



Aun tratándose de una planta de un edificio de varios pisos, en esta situación podemos tratar el problema espacial como un problema plano. Por un lado tenemos el núcleo y por otro los dos pórticos. A su vez, es evidente que al comportamiento de los dos pórticos en conjunto es equivalente a un pórtico con el doble de rigidez. Haremos esta simplificación a continuación.

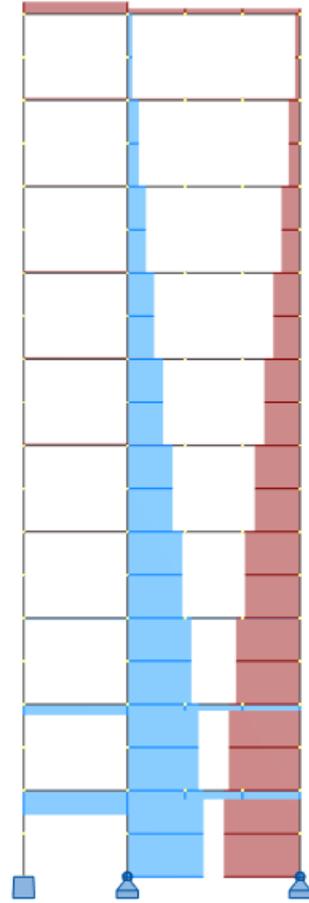
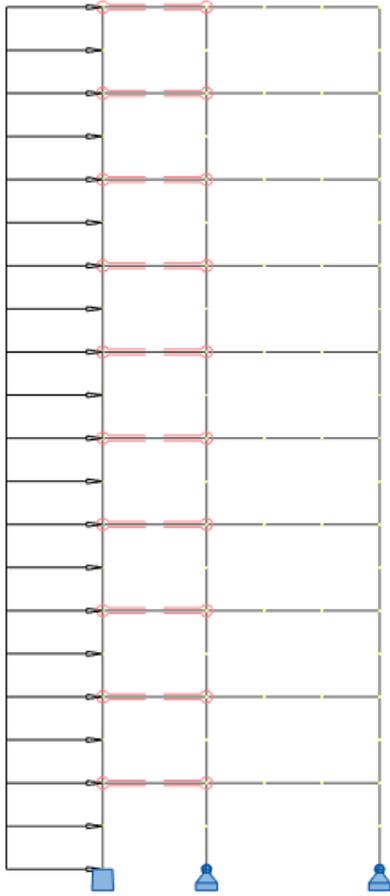
Se muestran en las siguientes imágenes la deformada que tendría el núcleo por si solo y la deformada de los pórticos por si solos. Al ver las deformadas relativas de los dos casos es evidente que para llevar las curvas a una misma a nivel de los entrepisos será necesario aplicar fuerzas horizontales a nivel de los mismos. Vemos como el pórtico se deforma más que la ménsula a alturas bajas y a alturas altas esta tendencia se invierte.



En las siguientes imágenes se muestra tanto el núcleo como el pórtico unidos por bielas rígidas (sin transmisión de momentos) entre los dos sistemas. Estas barras están modelando el comportamiento del entrepiso cuya función es igualar desplazamientos horizontales en todos los niveles.

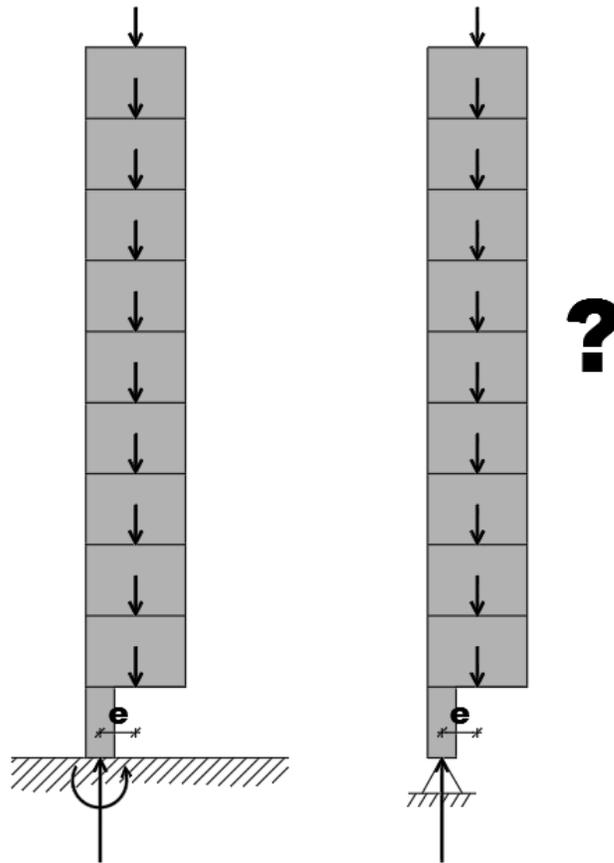
A su vez se puede apreciar en el diagrama de fuerzas de directa como efectivamente aparecen esfuerzos de tracción o compresión en las barras que modelan los diafragmas. Es importante destacar que la fuerza que se extrae del modelo no representa necesariamente la fuerza que hay en el diafragma. Esto dependerá también de cómo ingresa la carga al sistema. Por ejemplo, no es lo mismo que sea el núcleo quien recibe la carga y luego la distribuya a los pórticos mediante el diafragma que se dé la situación al revés, o que la carga entre por el diafragma y luego al núcleo y a los pórticos. Para el diseño de los diafragmas en sí se deberán tener estas consideraciones en cuenta, es decir, conocer el camino de carga.

La magnitud de estas fuerzas y el nivel al que se da la inversión de directas en las barras diafragma depende de la rigidez relativa entre los pórticos y el núcleo.



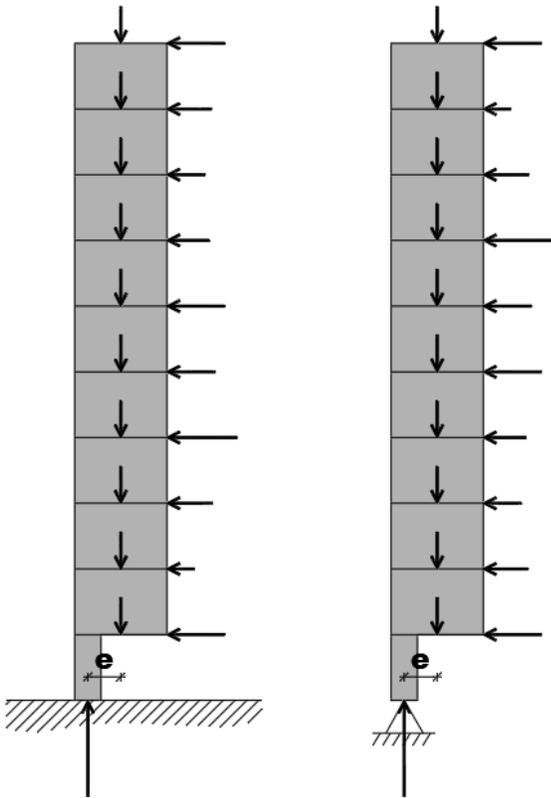
Interacciones en Banderas

Llamamos banderas a las pantallas o pilares las que se produce una discontinuidad en su sección a lo largo de la altura. En edificios de vivienda suele ser algo que se da particularmente en las plantas bajas donde se generan espacios amplios donde los elementos verticales de la estructura suelen quedar expuestos. Estas discontinuidades están acompañadas casi siempre de excentricidades entre los baricentros de la sección hacia abajo y arriba del nivel donde se da la discontinuidad, muchas veces forzado por la arquitectura y retiros frontales normativos.



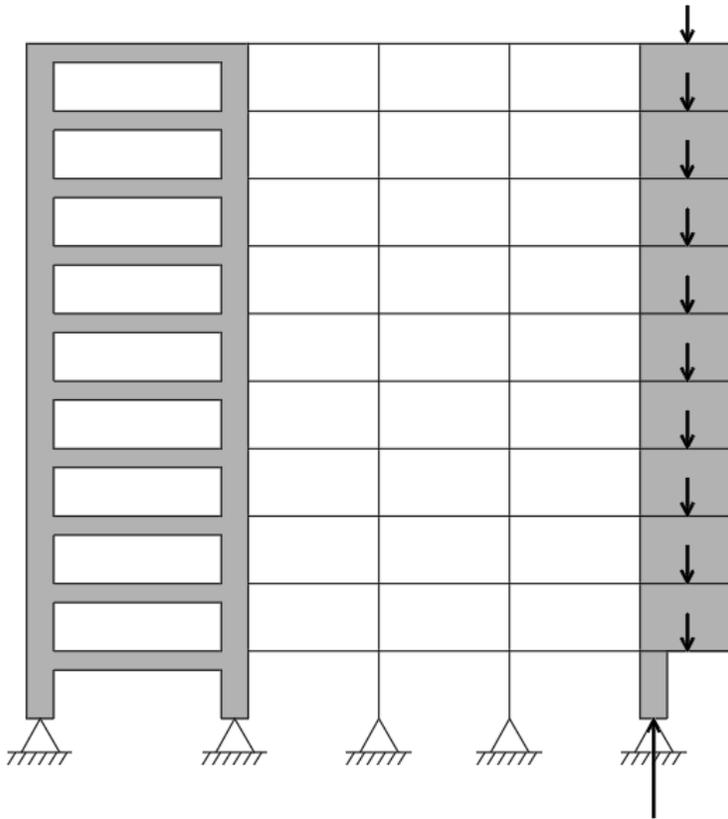
Dado que normalmente estas excentricidades ocurren en los pisos inferiores, la carga que tienen las columnas suele ser muy elevada resultando que para excentricidades relativamente pequeñas se generen momentos también muy elevados. Para excentricidades muy pequeñas es posible llevar estos momentos directamente por flexión en la columna. Además es práctica usual diseñar las columnas articuladas en la base para facilitar las fundaciones. En estos casos no es posible llevar ni siquiera pequeños momentos a la base por flexión de las columnas.

Una forma de resolver este problema sería aplicar en los distintos niveles un sistema de fuerzas que permita compensar los momentos flectores generados por la excentricidad de la carga como se muestra en la siguiente imagen. A priori la distribución podría ser cualquiera que restituya el momento total en la sección de transición. Con esto estaríamos eliminando los momentos en fundación y en tramos de columnas con dimensiones reducidas



Estos sistemas de fuerzas generan esfuerzos horizontales en cada planta. Por lo tanto estas cargas deberán ser llevadas por el sistema resistente lateral. En efecto lo que sucede es que al querer volcar la bandera, esta es estabilizada por el sistema resistente lateral a través de los diafragmas que los vinculan.

Al igual que en caso de la interacción entre el núcleo y los pórticos, la distribución de esfuerzos que se da entre los distintos componentes depende de la rigidez de cada uno de ellos.



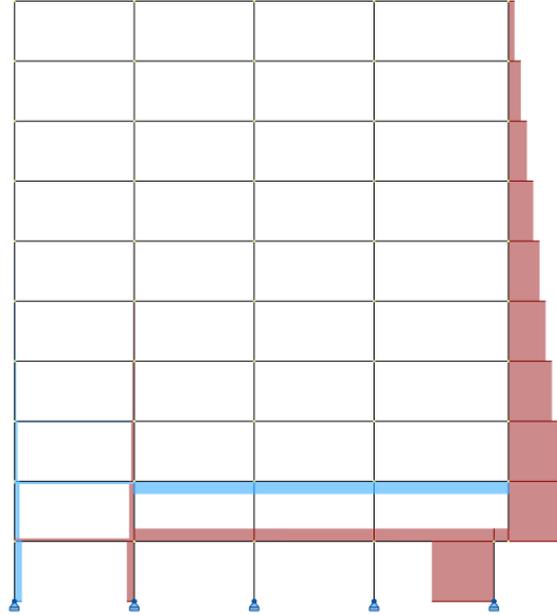
En la imagen siguiente se muestra como sería el esquema de fuerzas de transferencia para una bandera vinculada con un pórtico como en la imagen anterior. Se ha cargado en el modelo únicamente las cargas verticales en la bandera para ver con mayor claridad el impacto de este fenómeno en la estructura. Además se modelan los pilares intermedios y los entrepisos como elementos que trabajan solamente a directa, es decir que no intervienen en el sistema resistente lateral. Se han incluido estos elementos para explicitar como no forman parte del sistema y no se ven afectados por el efecto de las banderas.

Como puede observarse es común que el momento flector producto de la excentricidad en la bandera sea rectificado por un par de fuerzas entre las primeras dos plantas. Este par es tomado por el sistema resistente lateral, el pórtico en este caso.

De forma simplificada y como una primera aproximación al problema, se puede concluir del análisis anterior que el momento que se da en la sección de transición se toma como un par que tiene como brazo la altura entre plantas, con esto se determina la fuerza a transferir por el diafragma. Además se determina rápidamente el momento total a transferir al pórtico. La conclusión anterior vale también en el caso en que el sistema resistente lateral está formado por otro tipo de sistemas resistentes laterales que trabajen a flexión como por ejemplo núcleos.

No debemos olvidar incluir las cargas horizontales que se generan en los entrepisos a la hora de diseñar los mismos. Si bien estas solicitaciones en general no tienen una magnitud importante si uno considera la sección del diafragma, las directas están fuertemente localizadas en la intersección del diafragma con las columnas lo que probablemente requiera un cuidado especial a la hora de detallar esa conexión y

zonas próximas a la zona de introducción de la carga. Puede ser importante también la zona de transferencia de la carga del diafragma al sistema resistente lateral, aunque probablemente de menor magnitud dado las mayores dimensiones en general de estos elementos.

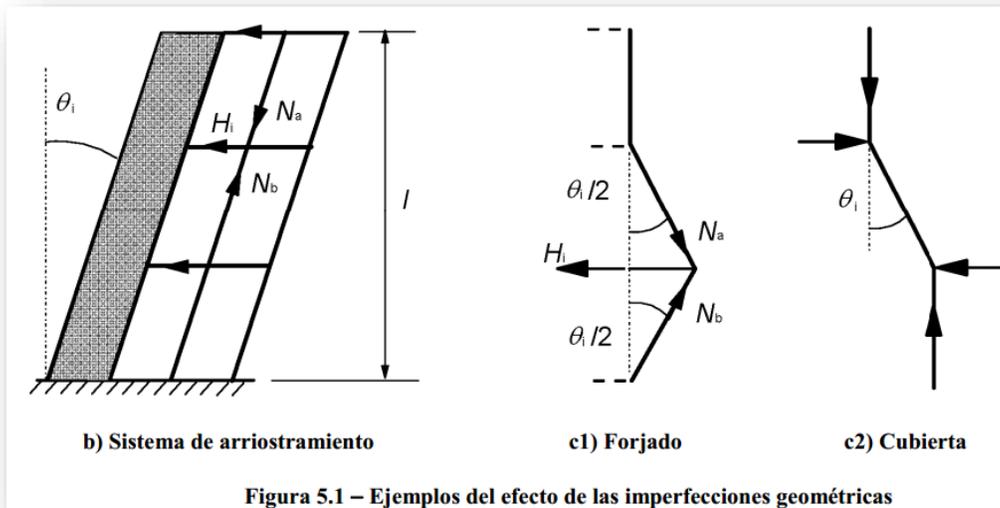


Imperfecciones

Como sabemos las estructuras tendrán inevitablemente cierto grado de imperfecciones. Por tanto las estructuras deberán estar diseñadas de forma de contemplar los posibles desvíos e imprecisiones respecto de la geometría teórica de proyecto.

Estudiaremos el tema en base a los lineamientos del EN 1992-1-1 que como muchos otros códigos se basa en la utilización de cargas nocionales horizontales para considerar los efectos de las imperfecciones sobre la estructura.

Las imperfecciones se dan tanto a nivel de componentes, como son las columnas, como a nivel global de la estructura. En esta sección trataremos las imperfecciones globales. Las imperfecciones a nivel de componentes o locales serán estudio en el tema *Diseño de Pilares*.



Como se puede observar en la imagen 5.1 del EN 1992, las posibles inclinaciones de los pilares generan esfuerzos horizontales de desvío que serán necesariamente tomados por el sistema resistente lateral.

Efecto en el sistema de arriostado, (véase la figura 5.1 b)

$$H_i = \theta_i(N_b - N_a)$$

Efecto en el forjado, (véase la figura 5.1 c1)

$$H_i = \theta_i(N_b + N_a)/2$$

Efecto en la cubierta, (véase la figura 5.1 c2):

$$H_i = \theta_i \cdot N_a$$

(5) Las imperfecciones pueden estar representadas por una inclinación, θ_i dada por:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.1)$$

donde

θ_0 es el valor básico;

α_h es el coeficiente de reducción para longitud o altura $\alpha_h = 2 / \sqrt{l}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1;$

α_m es el coeficiente de reducción por número de elementos $\alpha_m = \sqrt{0,5 (1+1/m)}$;

l es la longitud o altura [m], véase el punto (6);

m es el número de elementos verticales que contribuyen al efecto total.

NOTA El valor de θ_0 para su uso en el Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1/200.

(6) En la ecuación (5.1), la definición de l y m depende del efecto considerado, para el cual se pueden distinguir tres casos principales (véase también la figura 5.1):

- Efecto en elemento aislado: l = longitud real del elemento, $m = 1$.
- Efecto en sistema arriostrado: l = altura del edificio, m = número de elementos verticales que contribuyen a la fuerza horizontal en el sistema arriostrado.
- Efecto en forjados o cubiertas que distribuyen las cargas horizontales: l = altura de la planta, m = número de elementos verticales en la(s) planta(s) que contribuyen a la fuerza horizontal total sobre el suelo.

Efectos Globales de Segundo Orden en Estructuras

Como ya se ha visto en cursos anteriores las estructuras con cargas verticales precisan ser arriostradas para impedir deformaciones excesivas de segundo orden que lleven a su inestabilidad. Como es usual en edificios, al tener columnas de gran altura y cargas importantes, es fundamental impedir el desplazamiento horizontal de las mismas disminuyendo su longitud de pandeo. Por lo tanto debemos proporcionar a la estructura con elementos que puedan tomar esfuerzos horizontales, el sistema resistente lateral. Es importante que el sistema resistente lateral no solo tenga resistencia necesaria si no también la rigidez necesaria. Un sistema lateral con gran resistencia pero muy flexible no impide de manera adecuada los desplazamientos horizontales de las columnas que arriostra. Es claro que cuanto más flexible sea el sistema resistente lateral mayores serán las deformaciones de segundo orden y por tanto mayores serán las solicitaciones por segundo orden.

En la práctica la forma de proceder es determinar los incrementos globales de segundo orden y diseñar el sistema resistente lateral de forma que tenga suficiente resistencia para absorber estos incrementos de solicitaciones.

Para ello en general se diferencia entre efectos de segundo orden locales ($P-\delta$) y globales ($P-\Delta$).



En esta parte del curso trataremos los efectos de segundo orden globales ($P-\Delta$) y dejaremos los efectos locales a nivel de componentes ($P-\delta$) para otra sección. La aproximación para este tema se hará en base a los lineamientos del EN 1992-1-1.

En general los efectos de segundo orden pueden despreciarse siempre que la carga vertical este por debajo de ciertos límites. La norma EN 1992-1-1 permite despreciar los efectos de segundo orden si se cumple que son menores al 10% de los efectos de primer orden. Esto significaría que es necesario determinar los efectos de segundo orden para luego decidir si son o no significativos lo que por sí solo carece de sentido práctico. En la sección 5.8.3.3 del EN 1992-1-1 se da una ecuación sencilla con la cual evaluar si los efectos de segundo orden son despreciables o deben ser tenidos en cuenta.

5.8.3.3 Efectos de segundo orden globales en edificación

(1) Como alternativa al punto (6) del apartado 5.8.2, los efectos de segundo orden globales en edificación se pueden ignorar si:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (5.18)$$

donde

$F_{V,Ed}$ es la carga vertical total (en elementos de arriostramiento y elementos arriostrados);

n_s es el número de pisos;

L es la altura total del edificio por encima del nivel de la coacción al momento;

E_{cd} es el valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, véase el punto (3) del apartado 5.8.6;

I_c es el momento de inercia del área (sección de hormigón sin fisurar) del elemento de arriostramiento.

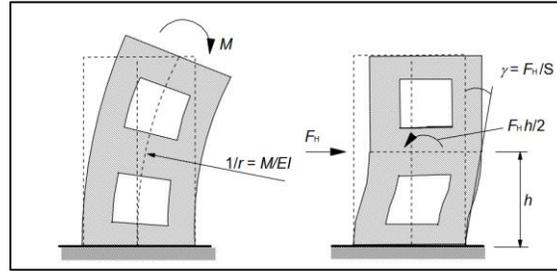
NOTA El valor de k_1 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,31.

La ecuación (5.18) sólo es válida si se cumplen todas las condiciones siguientes:

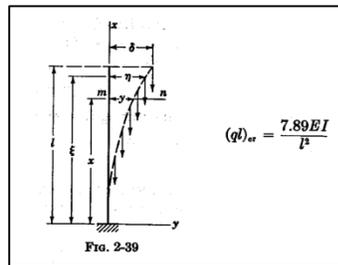
- no domina la inestabilidad por torsión, es decir, la estructura es razonablemente simétrica;
- las deformaciones a cortante globales son despreciables (como en sistema de arriostramiento que consiste principalmente en muros de cortante sin grandes aberturas);
- los elementos de arriostramiento están fijados rígidamente a la base, es decir, los giros son despreciables.
- la rigidez de los elementos de arriostramiento es razonablemente constante a lo largo de la altura;
- la carga total vertical aumenta aproximadamente la misma cantidad por piso.

Como se puede ver este método simplificado tiene ciertas condiciones que debe cumplir el sistema resistente lateral y en caso de estar por fuera de estas condiciones será necesario realizar otras verificaciones para determinar la importancia de los efectos de segundo orden.

En el anexo H se da reglas más generales, sin alguna de estas limitaciones. En particular, permite el tratamiento de sistemas laterales que tanto tengan, o no, deformaciones apreciables de corte. Es decir, se pueden estudiar sistemas resistentes tipo ménsula, los cuales tengan almas con huecos que impliquen distorsiones por cortante en el sistema lateral. El anexo da expresiones para calcular las cargas críticas globales de los sistemas laterales en ambas hipótesis.



La carga crítica para el caso de sistemas laterales sin deformaciones de cortante, es esencialmente la carga crítica de Euler de una ménsula con carga axial distribuida con correcciones debidas al número de pisos (para muchos pisos la corrección tiende a 1.0) y una corrección por empotramiento elástico (la corrección para empotramiento infinitamente rígido es 1.0).



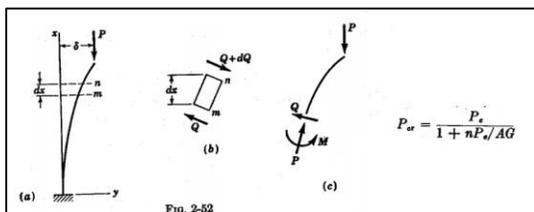
Timoshenko – Estabilidad Elástica

$$F_{V, BB} = \xi \Sigma EI / L^2$$

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{1}{1 + 3,9k}$$

Anexo H – EN1992-1-1

La carga crítica para el caso de sistemas laterales con deformaciones de cortante es básicamente la carga crítica de pandeo con cortante de Engesser.



Timoshenko – Estabilidad Elástica

$$F_{V, Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V, B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V, BB}}{1 + F_{V, BB} / F_{V, BS}} \quad (H.6)$$

where

- $F_{V, B}$ is the global buckling load taking into account global bending and shear
- $F_{V, BB}$ is the global buckling load for pure bending, see H.1.2 (2)
- $F_{V, BS}$ is the global buckling load for pure shear, $F_{V, BS} = \Sigma S$
- ΣS is the total shear stiffness (force per shear angle) of bracing units (see Figure H.1)

Anexo H – EN1992-1-1

Por lo tanto, la sección del anexo H con deformación de cortante aplica de manera inmediata a una estructura con un único sistema lateral el cual tenga deformación por cortante debido a por ejemplo un alma con huecos. Notar que la deformación por cortante en general se debe a flexión local de elementos que conforman las almas con huecos.

En todas las estimaciones de cargas críticas globales anteriores se incluyen efectos de reducción de rigidez debidas a fisuración en los niveles de carga de ELU. En general se deberá asumir que estas pérdidas de rigidez ocurren a menos que se haga un estudio detallado que permita asegurar que no hay fisuración (tensión en el hormigón) en los niveles de carga de ELU. Para sistemas laterales que llevan poca carga vertical pero toda la carga lateral es inusual que no haya fisuración en ELU. EN caso de tratar

con un sistema resistente con deformación por cortante, se debe considerar también la fisuración debida a los momentos locales que inducen dichas las deformaciones por cortante.

Finalmente, el anexo H da reglas para la evaluación de los efectos globales de segundo orden a partir de las cargas críticas globales definidas anteriormente. El estudiante sabrá, o podrá convencerse, que la expresión simplificada de amplificación de esfuerzos de primer a segundo orden del tipo:

$$B = 1 / (1 - P / P_{cr})$$

es válida tanto para pandeo de Euler (sin deformación de cortante) como para pandeo de Engesser (con deformación de cortante).

Este factor es el que se propone en el Anexo H para amplificar las cargas laterales, de manera de evaluar los esfuerzos internos en el sistema resistente lateral de segundo orden a partir de los de primer orden.

H.2 Métodos para el cálculo de los efectos globales de segundo orden

(1) Este capítulo se basa en un cálculo lineal de segundo orden según 5.8.7. Se pueden considerar los efectos globales de segundo orden analizando la estructura para fuerzas horizontales ficticias y aumentadas $F_{H,Ed}$:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}} \quad (H.7)$$

donde

$F_{H,0Ed}$ es la fuerza horizontal de primer orden producida por el viento, las imperfecciones, etc.;

$F_{V,Ed}$ es la carga vertical total sobre los elementos de arriostramiento y los arriostrados;

$F_{V,B}$ es la carga nominal global de pandeo, véase el punto (2).

En caso de tener sistemas laterales que no permiten calcular la carga crítica global usando las expresiones del anexo H, es admisible realizar un análisis numérico de pandeo del edificio, incluyendo en los sistemas laterales las disminuciones de rigidez por fisuración y también por fluencia. Luego se puede proceder a determinar el factor de amplificación por segundo orden de las cargas laterales, o en su defecto se puede realizar el cálculo de los esfuerzos de segundo orden directamente mediante cálculo numérico. Sin embargo, siempre es recomendable tener cálculos manuales independientes, aunque sean aproximados, del grado de amplificación que se puede esperar de la estructura. De forma de no correr el riesgo de hacer una evaluación errónea de los efectos de segundo orden globales debido a un mal uso o un error en el cálculo numérico de efectos de segundo orden.