

ESTRUCTURAS III



Ing. E.D.U. Alberto Elicabe

Arq. Isolda Simonetti
Arq. Gustavo G. González

Ing. Alicia Adler
Arq. Raquel Fabre
Arq. Gabriela Asís Ferri
Arq. Eduardo Wuthrich
Arq. Julieta Mansilla
Arq. Eduardo Rodríguez
Arq. Nahuel Ghesan
Arq. Laura Bellman

ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES



UNC



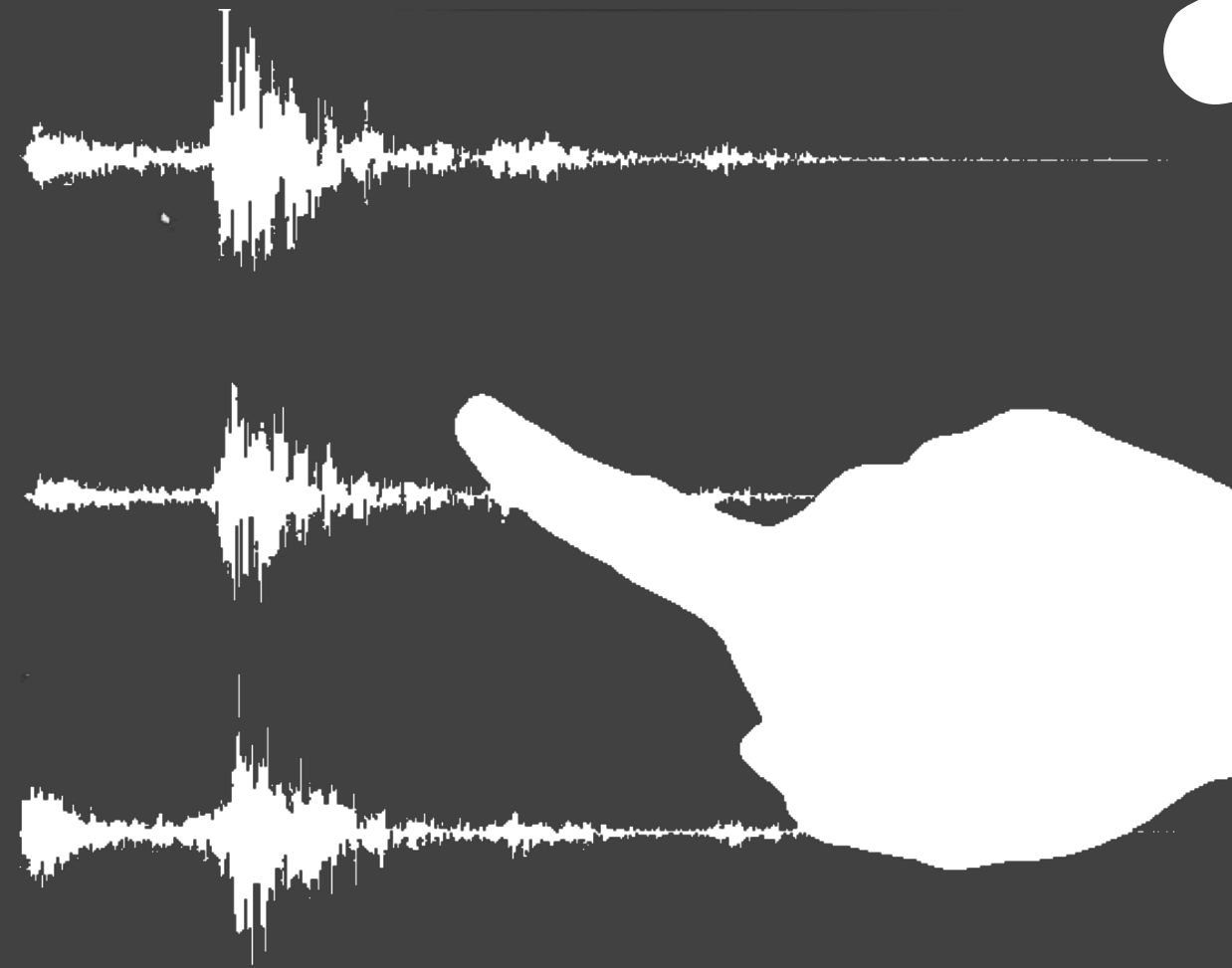
FAUDI

MARZO - 2014

CAPITULO 1: Sismologia	3
El origen de los simos	5
Magnitud e intensidad	5
Sismos recientes	5
Evaluacion de la acción sísmica	7
Introducción	7
Zonificación sísmica	7
Factor de riesgo	7
Tipos de suelo	8
Período del edificio	9
Interacción suelo-estructura	9
Masa a considerar para la evaluación sísmica	10
Ductilidad global	10
Valores de la ductilidad global	11
Determinacion V0	13
Distribución del corte en la altura	14
Determinación del corte basal y su distribución en altura	15
Tablas	16
Ejercicios	22
CAPITULO 2: Acciones horizontales en las estructuras	25
Rigidez	27
Concepto	27
Traslacion	28
Rigidez traslacional	28
Centro de rigidez	28
Efecto de la traslacion en un nivel	29
Efecto de la traslacion en varios niveles	35
Torsion	36
Efecto de la torsion en un nivel	36
Combinación entre traslacion y torsion	38

INDICE

Aspectos reglamentarios	39
Ejercicios	40
CAPITULO 3: Análisis cualitativo	43
Deformada de pórticos a nudos desplazables	45
Barra con un extremo perfectamente empotrado y el otro articulado	45
Barra con ambos extremos perfectamente empotrados	46
Barra con un extremo perfectamente empotrado y el otro elásticamente empotrado	47
Gráfico comparativo	48
Barra con ambos extremos articulados	49
Barra con un extremo articulado y el otro extremo perfectamente empotrado	50
Barra con un extremo articulado y el otro extremo elásticamente empotrado	51
Gráfico comparativo	52
Deformada y diagrama de momento de un pórtico	53
Ejercicios	54
CAPITULO 4: Análisis cuantitativo	57
Resolución aproximada de pórticos bajo cargas horizontales	59
Ejercicios	66
CAPITULO 5: Modelado de planos verticales	67
El análisis mediante software	69
Introducción	69
Ejes	70
Zonas rígidas	70
Vinculación por un plano horizontal	70
Estructuras con simetría	71
Secciones asimétricas	71
Resortes	72
Armado del modelo	73



Sismología

SISMOLOGIA

El origen de los sismos

Los sismos pueden tener origen natural o artificial. Los primeros pueden deberse a actividad volcánica, movimiento de las placas continentales, derrumbe de cavernas, etc. Los artificiales son provocados por el hombre como explosiones subterráneas, derrumbe de minas, caída de objetos muy pesados como una plataforma petrolera y otras causales.

Los sismos que liberan mayor cantidad de energía son los debidos a los movimientos de las placas en su zona de borde, denominada falla. Las distintas placas en que está dividida la corteza terrestre (fig. 1) se desplazan permanentemente, y en sus bordes chocan o se deslizan por encima o debajo de otras. Dado que la roca puede considerarse elástica se produce el mismo efecto que en un resorte que está siendo acortado, se va acumulando energía hasta que esta es repentinamente liberada, generando un sismo (fig. 2).

El punto de la falla donde se produjo el corrimiento y consecuente liberación de energía se denomina hipocentro, y su proyección en vertical sobre la superficie terrestre es el epicentro.

Magnitud e intensidad

La cantidad de energía liberada se mide con la escala de Richter modificada, comienza en cero y no tiene límite superior. Actualmente ha sido reemplazada por la escala sismológica de magnitud de momento, ambas escalas dependen del logaritmo de la energía liberada. De esa totalidad una parte es irradiada y genera terremotos.

La intensidad del sismo se mide con la Escala Mercalli Modificada de doce grados.

Sismos recientes

Uno de los terremotos más destructivos de los últimos tiempos fue el de Valdivia, en Chile, el 22/05/1960, con una magnitud de 9,5 grados Richter, numerosos epicentros y tres maremotos asociados al mismo.

Los efectos colaterales producidos después del sismo, como daños en infraestructura y comunicaciones, suelen ser más graves que el propio movimiento sísmico. El movimiento suele producir rotura de cañerías de gas cuando estas son rígidas, por lo que son frecuentes los incendios, con el agravante de que la rotura de los conductos de agua y la dificultad de transitar por los escombros existentes impiden la extinción de los mismos.

En el sismo de Chile del año 2010 se destruyeron cañerías de cobre de conducción de gas, las que debieron a posteriori, ser reemplazadas por cañerías plásticas, más flexibles.

El sismo de magnitud 9 que ocurrió en Japón el 11 de Marzo de 2011, fue acompañado por un maremoto que produjo olas de hasta 40 metros, causando un daño mucho mayor que el propio sismo, y entre otros daños se produjeron explosiones en la central atómica de Fukushima.

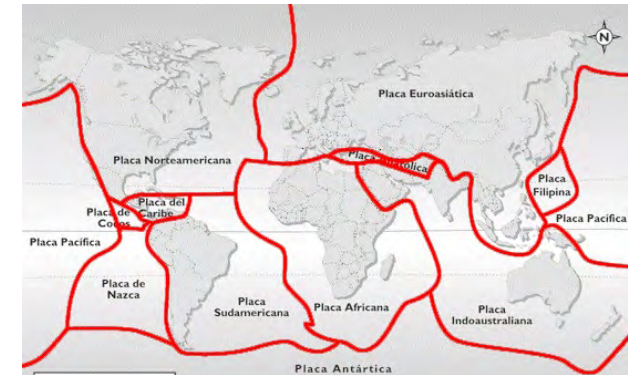


Fig. 1 - Límite de placas tectónicas

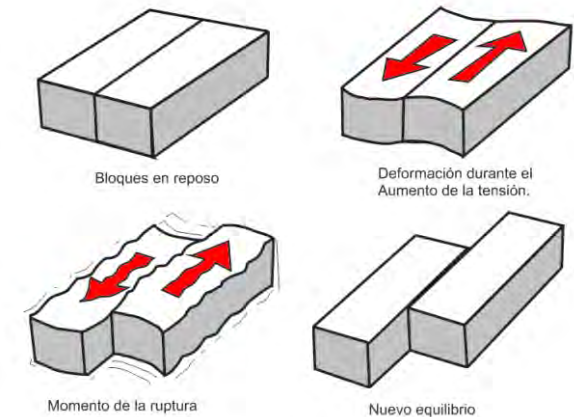


Fig. 2 - Desplazamiento de placas

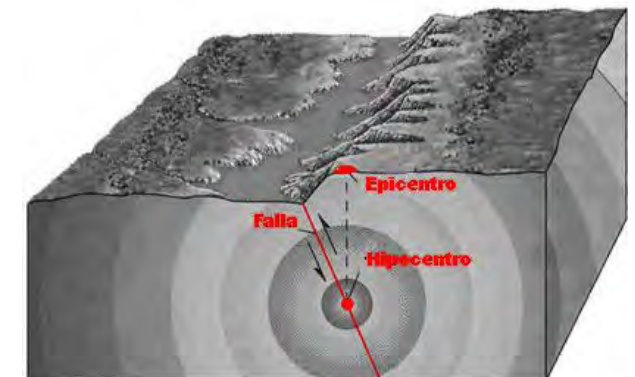


Fig. 3 - Epicentro e hipocentro



Fig. 4 - Terremoto Haití. Palacio de gobierno.

Vinculos web:

Sismos en Córdoba:

<http://www.inpres.gov.ar/seismology/xultimos.php>

Sismos en el Mundo (Mapa en tiempo real):

<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/map/>

Sismo de Japon, Explosion en planta nuclear:

http://www.bbc.co.uk/mundo/noticias/2011/03/110311_japon_sismo_centrales_nucleares_pea.shtml

Estaciones sismologicas :

http://www.inpres.gov.ar/est_sism.htm

Red nacional de acelerografos:

http://www.inpres.gov.ar/Ing_Sismorres/RNA.html

El terremoto de **Haiti** (con epicentro en Puerto Príncipe) del 12 de Enero de 2010 fue de magnitud 7 y produjo cuantiosos daños ya que se trata de un país con escasos recursos y no se habían tomado adecuadas previsiones para paliar este tipo de eventos, el número de víctimas fatales superó los 100.000. (Fig 4).

Escala de Mercalli	Escala de Richter
I. Casi nadie lo ha sentido.	2.0 a 3.4. Apenas se siente
II. Muy pocas personas lo han sentido.	
III. Temblor notado por mucha gente que, sin embargo, no suele darse cuenta de que es un terremoto.	3.5 a 4.2. Se siente levemente
IV. Se ha sentido en el interior de los edificios por mucha gente. Parece un camión que ha golpeado el edificio.	
V. Sentido por casi todos, mucha gente se despierta. Pueden verse árboles y postes oscilando.	
VI. Sentido por todos; mucha gente corre fuera de los edificios. Los muebles se mueven, pueden producirse pequeños daños.	4.3 a 4.9. Sacude muebles. Puede hacer caer y romper objetos sueltos
VII. Todo el mundo corre fuera de los edificios. Las estructuras mal construidas quedan muy dañadas;	5.0 a 5.9. Mueve objetos pesados de su lugar. Produce cuarteaduras en paredes.
VIII. Las construcciones especialmente diseñadas, dañadas ligeramente, las otras se derrumban.	6.0 a 6.9. Daño considerable a edificios
IX. Todos los edificios muy dañados, desplazamiento de	
X. Muchas construcciones destruidas. Suelo muy agrietado.	7.0 a 7.3. Daño mayor a edificaciones. Roturas de tuberías subterráneas
	7.4 a 7.9. Gran daño. Destruye mampostería y afecta a edificios con estructura metálica
XI. Derrumbe de casi todas las construcciones. Puentes destruidos. Grietas muy amplias en el suelo.	Arriba de 8. Destrucción total. El suelo se mueve en forma de olas u ondas.
XII. Destrucción total. Se ven ondulaciones sobre la superficie del suelo. Los objetos se mueven y golpean.	

EVALUACION DE LA ACCION SÍSMICA

Introducción

El fenómeno sísmico es esencialmente dinámico, genera fuerzas de inercia debido al movimiento de la base de la construcción. No obstante se admite su estudio mediante métodos aproximados como el llamado "estático". En este procedimiento se aplican fuerzas en las masas del edificio que se considera equivalen a la acción del sismo.

Para valorar esas fuerzas se parte del llamado corte basal (V_0), que es el corte total que sufre el edificio en su base a causa del terremoto. El V_0 depende de la masa del edificio, de la zona en que se encuentra y de la interacción que se produce entre este y el suelo. Además se asignan distintos valores de riesgo a las construcciones según su destino.

Zonificación sísmica

En nuestro país hay una red de sismógrafos y de acelerógrafos que permiten registrar la actividad sísmica.

Mediante el historial de registros obtenidos y de datos recopilados se ha establecido una zonificación sísmica para la República Argentina. (Fig. 5)

Se la divide en cinco zonas, la cero es aquella donde la actividad sísmica es muy reducida y la cuatro la más proclive a sismos de alta intensidad.

Como resulta razonable la peligrosidad se incrementa a medida que nos aproximamos a la línea de falla, donde la placa de Nazca se introduce bajo la placa Sudamericana, (Fig 6 - movimiento de subducción). No obstante también existen otras fallas locales que han sido consideradas en el mapa, por ejemplo la que dio origen al terremoto de Sampacho en la provincia de Córdoba (11/07/1934), el que tuvo un grado VIII en la escala Mercalli.

A cada zona se le asigna un rango de aceleraciones que los terremotos pueden generar en los edificios, por comodidad se expresan como el cociente entre la aceleración producida por el sismo y la aceleración de la gravedad y se denominan pseudoaceleraciones (sa).

Factor de riesgo γ_d según destino y funciones

Según el destino del edificio se consideran cuatro grupos de construcciones: A0, A, B y C. A cada uno se le asigna un factor de riesgo (γ_d), de modo que presente una seguridad mayor que los grupos siguientes. Así se intenta preservar los edificios cuyas funciones son necesarias en ocasión de un desastre, brindándoles una seguridad mayor que a los restantes, también se les asigna un factor de riesgo mayor a aquellas construcciones cuya falla tendría efectos catastróficos como centrales nucleares.

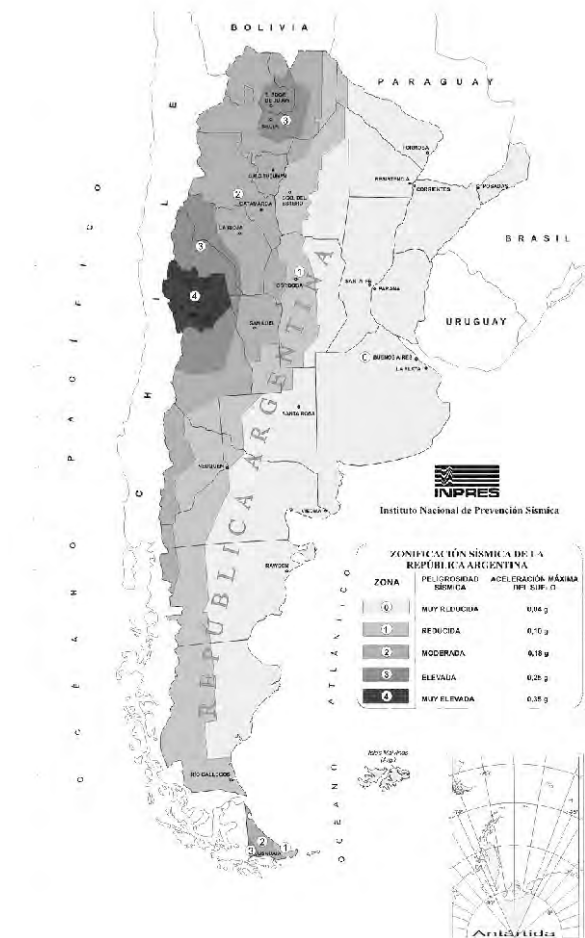


Fig. 5 - Zonas sísmicas de la República Argentina.



Fig. 6 - Movimiento de subducción.

Fig. 7 - Grupo A₀

Fig. 8 - Grupo A



Fig. 9 - Grupo B

Construcción	Factor de riesgo γ_d
Grupo A ₀	1,4
Grupo A	1,3
Grupo B	1

Grupo A₀

Construcciones o instalaciones que presentan alguna de las características siguientes:

- Cumplen funciones esenciales en caso de ocurrencia de sismos destructivos.
- Su falla produciría efectos catastróficos sobre vastos sectores de población.

Grupo A

Construcciones o instalaciones que presentan alguna de las características siguientes:

- Su falla causa graves consecuencias, ocasionando pérdidas directas o indirectas excepcionalmente elevadas con relación al costo que implica el incremento de su seguridad (gran densidad de ocupación, contenido de gran valor, funciones importantes para la comunidad).
- Resultan de interés para la producción y seguridad nacional.

Grupo B

Construcciones e instalaciones cuyo colapso produciría pérdidas de magnitud intermedia (normal densidad de ocupación, contenido de valor normal).

Grupo C

Construcciones o instalaciones cuya falla produciría pérdidas de muy escasa magnitud y no causaría daños a construcciones de los grupos anteriores (construcciones aisladas o provisionales no destinadas a habitación).

Tipos de suelo

Las fuerzas sísmicas, que se originan en los entrepisos de la construcción (donde se suponen concentradas las masas), son fuerzas de inercia.

El suelo se mueve y el edificio, por la ley de inercia, tiende a permanecer en su ubicación inicial, pero sus distintos niveles se ven obligados a moverse ya que el terreno se ha movido. Por lo tanto se originan fuerzas de inercia que son proporcionales a la masa del nivel y a su aceleración.

El movimiento oscilatorio del edificio depende de sus características dinámicas (distribución de masas y de rigideces), y se caracteriza por el período de esa oscilación. Las ondas sísmicas viajan por el suelo con una cierta longitud de onda y frecuencia que depende del tipo de suelo.

Conocemos la diferencia de propagación del sonido en distintos medios, ocurre algo similar con las ondas sísmicas. Cuando la frecuencia (o su inversa el período) del edificio es similar a la de las ondas se

produce la máxima respuesta, es decir el edificio sufre más. Han coincidido las frecuencias del emisor y el receptor, tal como ocurre al sintonizar con nuestra radio una estación transmisora. Por esta razón el daño depende del tipo de suelo sobre el que se asienta el edificio. Además, debido al efecto de impedancia, en terreno blando las ondas sísmicas aumentan su amplitud (por haber disminuido su velocidad).

Así, conforme a los estudios realizados, se puede clasificar a los suelos en tres grandes categorías, las que, a los efectos prácticos, se asocian a la resistencia que los caracteriza. (Fig. 10)

Período del edificio

Como se indicó depende de la distribución de masas y rigideces. El período es el tiempo que tarda el edificio en desarrollar una oscilación completa, partiendo y llegando al mismo punto, se mide en segundos, un edificio posee tantos períodos como grados de libertad tiene (Fig. 11 y 12). A los efectos prácticos es importante el período fundamental, que se caracteriza porque todas las masas del edificio están siempre del mismo lado de la vertical y además es el de período más largo.

Para determinar el período fundamental se utilizan fórmulas empíricas, ya que los cálculos que se realizan con programas de resolución estructural no tienen en cuenta la influencia de los elementos no estructurales que cambian notablemente los valores.

Podemos decir que el período aumenta con la altura del edificio y disminuye con el aumento de rigidez del mismo.

Adoptaremos una expresión aproximada: $T = 0,018 H$
Siendo T el período en segundos y H la altura total en metros.

Interacción suelo – estructura

En cada zona sísmica hay que considerar los tres tipos posibles de suelo, y ver como interactúan con el período del edificio.

Esto se realiza a través de gráficos, uno para cada zona sísmica, donde se encuentran representadas las curvas de los tres tipos de suelo en función del período fundamental del edificio. El valor obtenido es la pseudoaceleración, o sea la relación entre la aceleración que se produce en el edificio, de un período T, ubicado en determinada zona y sobre un suelo conocido, y la aceleración de la gravedad.

En el gráfico de de las figuras 13 y 14 de la pagina siguiente vemos que, a partir de un cierto valor del período, los valores a considerar de la acción sísmica comienzan a disminuir.

La parte horizontal de cada curva se denomina plafón, señala la máxima acción sísmica y se extiende por un cierto rango de períodos. La ordenada al origen señala la pseudoaceleración del suelo. El tramo hasta el comienzo del plafón no se utiliza en la práctica ya que corresponde a construcciones muy rígidas (de bajo período) que se estudian por otros métodos.

La aceleración que sufre el edificio resulta mayor que la aceleración del suelo.

Suelo	Descripción	Tensión adm σ (kg/cm ²)
TIPO I	Muy firmes y compactos	$\sigma > 5$ kg/cm ²
TIPO II	Intermedios	5 kg/cm ² $> \sigma > 1$ kg/cm ²
TIPO III	Blandos	$\sigma < 1$ kg/cm ²

Fig. 10 - Tipos de suelo

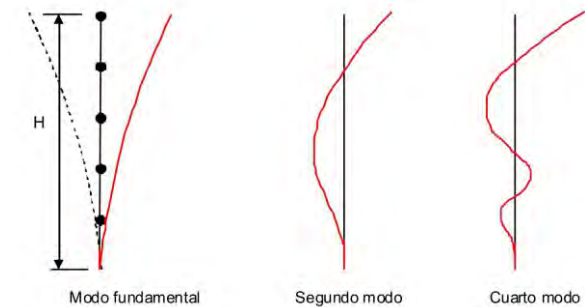


Fig. 11 - Modos de vibración

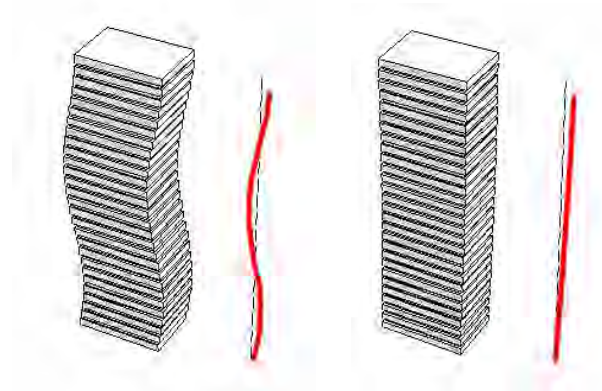


Fig. 12 - Modos de vibración

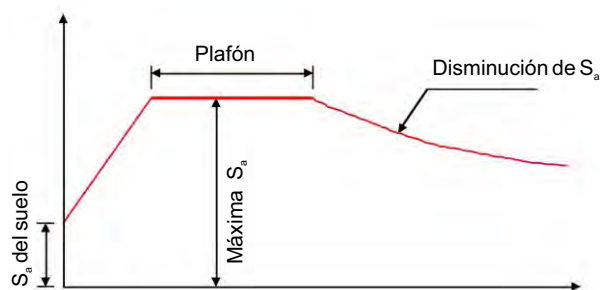


Fig. 13 - Sectores del gráfico de pseudoaceleraciones

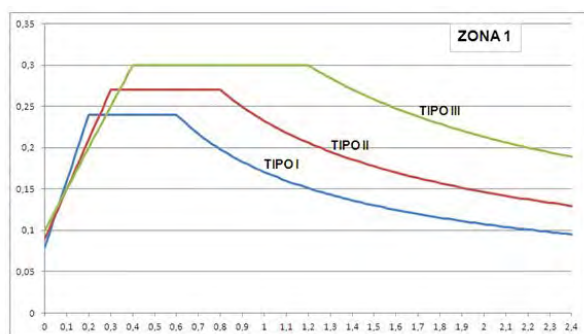


Fig. 14 - Seudoaceleraciones Zona 1

Masa a considerar para la evaluación sísmica

Se estima que es probable que no esté presente toda la sobrecarga en el momento en que ocurre un sismo, razón por la cual se evalúan las acciones sísmicas para la totalidad de la carga permanente y solo una fracción de la sobrecarga.

El peso a considerar en cada nivel es:

$$W_i = D_i + \eta L_i$$

Con:

- W_i La carga gravitatoria operante en el nivel k ;
- D_i La carga gravitatoria permanente, compuesta por el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales de la construcción, equipos, instalaciones, maquinarias, etc., de carácter permanente;
- L_i Las sobrecargas de servicio (cargas accidentales variables en el tiempo), establecidas en el reglamento CIRSOC 101 "Cargas y sobrecargas gravitatorias para el cálculo de las estructuras de edificios";
- η El factor de simultaneidad y presencia de sobrecargas de servicio (fracción de la sobrecarga de servicio a considerar). (Fig. 15).

El factor η se establece en base a consideraciones de tipo probabilístico. Los valores mínimos del factor η para los casos usuales se indican en la Tabla II.

Ductilidad global

La ductilidad es la capacidad que posee la estructura para deformarse en el rango inelástico. Es decir para niveles de esfuerzos que producen deformaciones permanentes, las que pueden llegar a poner fuera de servicio al edificio, pero sin que se produzca el colapso del mismo.

Esta capacidad depende en gran medida de la posibilidad de las barras que la componen para sufrir importantes rotaciones a causa de la flexión. Para que esto resulte posible es necesario cuidar el detallado de las armaduras, y cumplir con ciertas relaciones dimensionales para las secciones.

La ductilidad permite que la estructura disipe energía sin llegar a resistir los valores de fuerza que le corresponderían en caso de mantenerse en estado elástico (sin fisuras y con posibilidad de recuperarse de las deformaciones sufridas).

Es mayor para materiales como el acero y menor para el hormigón armado, bajando aún más para las distintas mamposterías. Además depende de la tipología estructural, es mayor en los pórticos y menor para los tabiques.

Actualmente se la valora en forma estimativa, sin proceder a determinarla en forma precisa, aunque la tendencia es que se la calcule con mayor nivel de acierto.

Se supone que a mayor ductilidad menor es la fuerza que resulta necesario resistir, por lo que a los valores de pseudoaceleración se los divide por la ductilidad estimada para la estructura diseñada.

Valores de la ductilidad global

A continuación se indican los valores de la ductilidad global, de acuerdo con la configuración de la estructura y sus materiales:

Ductilidad global $\mu = 6$

- Pórticos de acero dúctil.
- Tabiques Sismorresistentes Acoplados de Hormigón Armado diseñados con especiales condiciones de ductilidad.

Ductilidad global $\mu = 5$

- Pórticos de hormigón Armado Sismorresistente con o sin rigidización de mampostería.
- Pórticos de Hormigón Armado Sismorresistente asociados con Tabiques Sismorresistentes de hormigón armado, donde los pórticos absorben, en promedio, por lo menos el 30% del esfuerzo de corte provocado por las acciones sísmicas.

Ductilidad global $\mu = 4$

- Pórticos de Acero Convencional.
- Sistemas de Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado asociados entre sí por vigas que permitan su funcionamiento en conjunto.

Ductilidad Global $\mu = 3,5$

- Sistemas Pórticos - Tabiques o Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado que no verifiquen las condiciones anteriores.
- Muros de Mampostería Armada y Encadenada de ladrillos macizos.
- Muros de Mampostería Reforzada con Armadura Distribuida.



Fig. 15 - Ductilidad 6 - Pórticos de acero



Fig. 16 - Ductilidad 5 - Pórticos y tabiques vinculados



Fig. 17 - Ductilidad 4 - Tabiques vinculados entre sí



Fig. 18 - Ductilidad 3
Mampostería



Fig. 18 - Ductilidad 2
Prefabricados

Ductilidad global $\mu = 3$

- Muros de Mampostería Encadenada de ladrillos Macizos.
- Estructuras tipo Péndulo Invertido con especiales detalles de diseño del soporte y unión.

Ductilidad global $\mu = 2$

- Muros de Mampostería Encadenada de ladrillos huecos o bloques.
- Estructuras tipo Péndulo Invertido que no cumplan las condiciones anteriores.
- Estructuras colgantes.
- Columnas de Hormigón Armado que en la dirección analizada no presentan vinculaciones.

Ductilidad global $\mu = 1$

- Estructuras en las que se requiera comportamiento elástico ante sismos destructivos.

Determinación de V_0

$$V_0 = C \cdot W$$

Con: $C = \frac{\gamma_d \cdot S_a}{R}$ y $W = \sum W_i$

Siendo:

γ_d Factor de riesgo

S_a Seudoaceleración correspondiente a la zona sísmica, tipo de suelo y período del edificio

$R = \mu$ Factor de reducción que es igual a la ductilidad global de la estructura para edificios de período fundamental superior al de comienzo del plafón.

W_i es el peso total por nivel que se considera presente en el momento del sismo.

Se puede obtener el valor del coeficiente sísmico mediante el uso de una planilla en Excel (Fig19), en la cual deben ingresarse los valores correspondientes a:

1. Zona sísmica (1 a 4)
2. Tipo de suelo: Tipo 1, 2, ó 3, según tabla de la figura 10.
3. Factor de riesgo γ_d , el que depende del grupo a que pertenece la construcción.
4. Ductilidad global μ , que varía según la tipología estructural.
5. La masa total por nivel, W_i y la altura total H, que se obtiene como suma de las correspondientes a los pisos del edificio.

Los datos se ingresan en las celdas con fondo de color verde, las celdas con fondo azul corresponden a los resultados.

Los resultados son válidos una vez que se han ingresado todos los valores, tanto de datos generales como los que corresponden al peso y la altura de cada entrepiso y de la cubierta.

La columna correspondiente a desplazamientos del nivel se utilizará en una segunda etapa para evaluar el comportamiento de la estructura, por lo que en esta oportunidad queda vacía tal como se la aprecia en la planilla de la figura 19.

Como se aprecia en las figuras 20 y 21, la planilla se acompaña con gráficos correspondientes al esfuerzo de corte en toda la altura del edificio (fig. 20) y al diagrama de seudoaceleraciones - períodos (fig. 21), sobre el cual se indica el valor de la de seudoaceleración que corresponde al caso en estudio.

Calculo y distribución de V_0 (máx. 30 pisos)									
Zona Sísmica:	2	factor riesgo =	1	R =	4				
Tipo de Suelo:	2	ductilidad μ =	4	periodo:	0.76 seg				
Nº de Pisos:	12	C =	0.12	α =	1				
Corte Basal = 146.4 t									
Piso	W_i	hpiso	h_i	$W_i h_i$	Fuerza del nivel	Corte del nivel	Desplaz del nivel	Distorsión del nivel	
	t	m	m	tm	t	t	m		
12	120	3	42	5040	23.9	23.9			
11	100	3	39	3900	18.5	42.4			
10	100	3	36	3600	17.1	59.5			
9	100	3	33	3300	15.7	75.2			
8	100	3	30	3000	14.2	89.4			
7	100	3	27	2700	12.8	102.2			
6	100	3	24	2400	11.4	113.6			
5	100	3	21	2100	10	123.6			
4	100	3	18	1800	8.5	132.1			
3	100	5	15	1500	7.1	139.2			
2	100	5	10	1000	4.7	143.9			
1	100	5	5	500	2.4	146.3			

Fig. 19 - Planilla para el cálculo de V_0 .

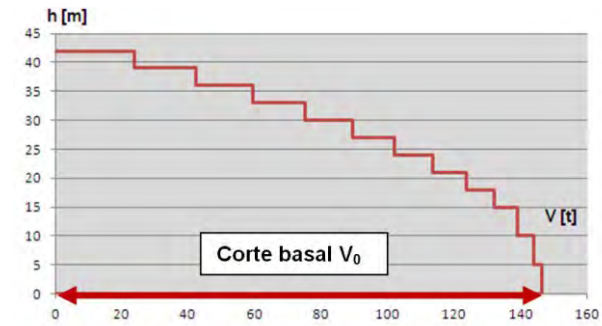


Fig. 20 - Diagrama de esfuerzos de corte

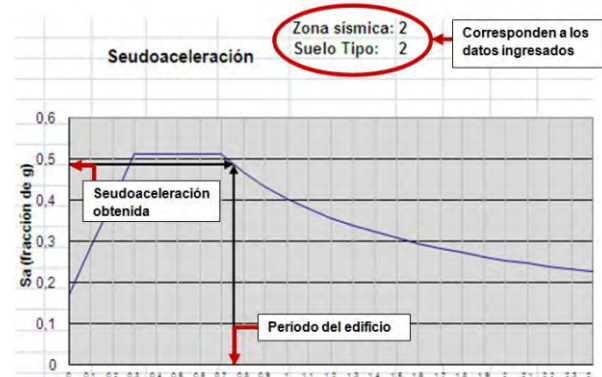


Fig. 21 - S_a obtenida según período T (segundos).

Vinculos web:

Planilla Vo :

<http://uncavim10.unc.edu.ar/mod/resource/view.php?id=4415>

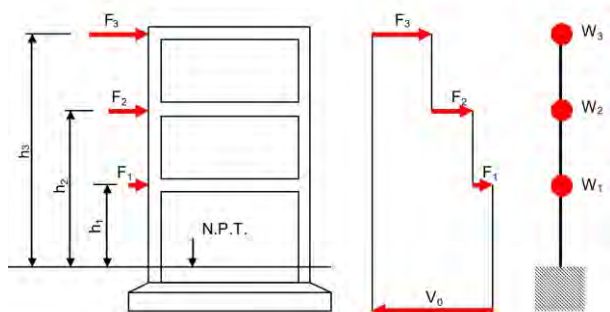


Fig. 22 - Esquema del edificio con sus fuerzas sísmicas, diagrama de corte y masas concentradas en los entresijos y cubiertas.

Distribución del corte en la altura (fuerzas sísmicas)

Una vez obtenido el corte total en la base del edificio es necesario distribuirlo entre sus distintos niveles, que es donde puede suponerse concentradas las masas.

Como lo expresáramos las aceleraciones que sufren los distintos niveles son superiores en los más altos, ya que efectúan un recorrido mayor que los de abajo en un mismo tiempo (el período). Las fuerzas de inercia son proporcionales a la aceleración y la masa de cada nivel, y su suma tiene que darnos igual al corte basal.

Resulta entonces:

$$F_i = m_i a_i$$

Pero la masa es proporcional al peso y a las aceleraciones las podemos suponer proporcionales a la altura del nivel respecto al suelo:

$$F_i = \alpha w_i h_i$$

Y

$$\sum_{i=1}^{i=n} F_i = \alpha \sum_{i=1}^{i=n} w_i h_i = V_0$$

Despejando α :

$$\alpha = \frac{V_0}{\sum_{i=1}^{i=n} w_i h_i}$$

Con lo cual cada fuerza es:

$$F_i = \frac{V_0}{\sum_{i=1}^{i=n} w_i h_i} w_i h_i$$

Por lo que dependen del corte basal (V_0), de la masa del nivel y de su altura respecto al suelo.

Se resumen a continuación los pasos a seguir para obtener las fuerzas sísmicas:

Determinación del corte basal (V_0) y su distribución en altura

1. En el mapa de la República ubicar la zona sísmica del edificio (0, 1, 2, 3 ó 4).
2. De acuerdo al destino y funciones de la construcción definir su grupo (A0, A, B ó C) y su Factor de Riesgo (1,4; 1,3 ó 1).
3. Establecer el Tipo de suelo (I, II ó III), según el valor de su tensión admisible.
4. Hallar el valor de la masa vibrante de cada nivel (W_i), para lo cual es necesario conocer los valores de la carga permanente (D_i) y sobrecarga (L_i) totales del nivel y el factor de simultaneidad (η). La expresión a usar es:

$$W_i = D_i + \eta L_i$$

Donde:

$$W_i = (q_D + \eta q_L) \text{Sup}_{\text{planta } i} + D_{\text{tab, vigas, col, etc.}}$$

Siendo q_D y q_L , respectivamente, la carga permanente y la sobrecarga de uso de la losa.

5. Adoptar el valor de la ductilidad global (μ) según el tipo de planos resistentes de la estructura.
6. Con los datos anteriores y la altura de cada piso utilizar la planilla de distribución de fuerzas sísmicas en la altura.

Con los valores de zona sísmica, tipo de suelo y período del edificio (obtenido a partir de su altura total), la planilla elige en el diagrama de pseudoaceleraciones correspondiente el valor de s_a .

El coeficiente sísmico resulta:

$$C = \frac{\gamma_d \cdot S_a}{\mu}$$

La masa vibrante total se obtiene como sumatoria de las masas de los distintos niveles.

$$W = \sum W_i$$

Y el corte basal es:

$$V_0 = C W$$

La fuerza de cada nivel (F_i) se obtiene distribuyendo el corte basal V_0 en proporción a la altura y masa vibrante de cada uno.

$$F_i = V_0 \frac{h_i \cdot W_i}{\sum h_i \cdot W_i}$$

TABLA I - FACTOR DE RIESGO DE LAS CONSTRUCCIONES

DESTINO	γ_D
Grupo Ao Hospitales, centrales de Policía y Bomberos, garajes de ambulancias, radioemisoras y centros de comunicación, centrales de energía, aeropuertos, depósitos de gases y líquidos tóxicos, inflamables o radiactivos.	1.4
Grupo A Sedes y dependencias gubernamentales, edificios asistenciales, militares o policiales no incluidos en el grupo anterior, edificios educacionales, templos, estaciones de transporte, museos, registros, archivos, cines, teatros, estadios, hoteles de gran capacidad, edificios públicos de más de 300 m ² .	1.3
Grupo B Edificios de vivienda, oficinas privadas, comerciales de densidad ocupacional moderada.	1.0

TABLA II - VALORES MINIMOS DEL FACTOR DE SIMULTANEIDAD

CONDICIONES	η
La presencia de sobrecargas de servicio constituye una circunstancia excepcional. Por ejemplo en: azoteas, techos y cubiertas inaccesibles, salvo con fines de mantenimiento.	0
Es reducida la probabilidad de presencia de la totalidad de la sobrecarga de servicio. Por ejemplo en locales donde no es frecuente la alta densidad ocupacional de personas o aglomeración de cosas: edificios de habitación, oficinas, hoteles, etc.	0,25
Resulta intermedia la probabilidad de presencia de la totalidad de la carga de servicio. Por ejemplo en locales con frecuente alta densidad ocupacional de personas o aglomeración de cosas: escuelas, templos, cines, teatros, edificios públicos, etc.	0,50
Sobrecarga de nieve y de hielo. Se considerará en los lugares indicados en el reglamento CIRSOC 104 "Acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones"	0,50
Es elevada la posibilidad de presencia de la totalidad de la sobrecarga de servicio. Por ejemplo en: depósitos de mercaderías, edificios de cocheras, archivos, etc.	0,75
La sobrecarga de servicio está normalmente presente en su totalidad. Por ejemplo en depósito de líquidos, tanques, silos, etc.	1
Para la verificación local de partes críticas de la estructura en que la sobrecarga de servicio resulta de importancia. Por ejemplo voladizos, balcones, etc.	1

TABLA III - VALORES DE DUCTILIDAD GLOBAL

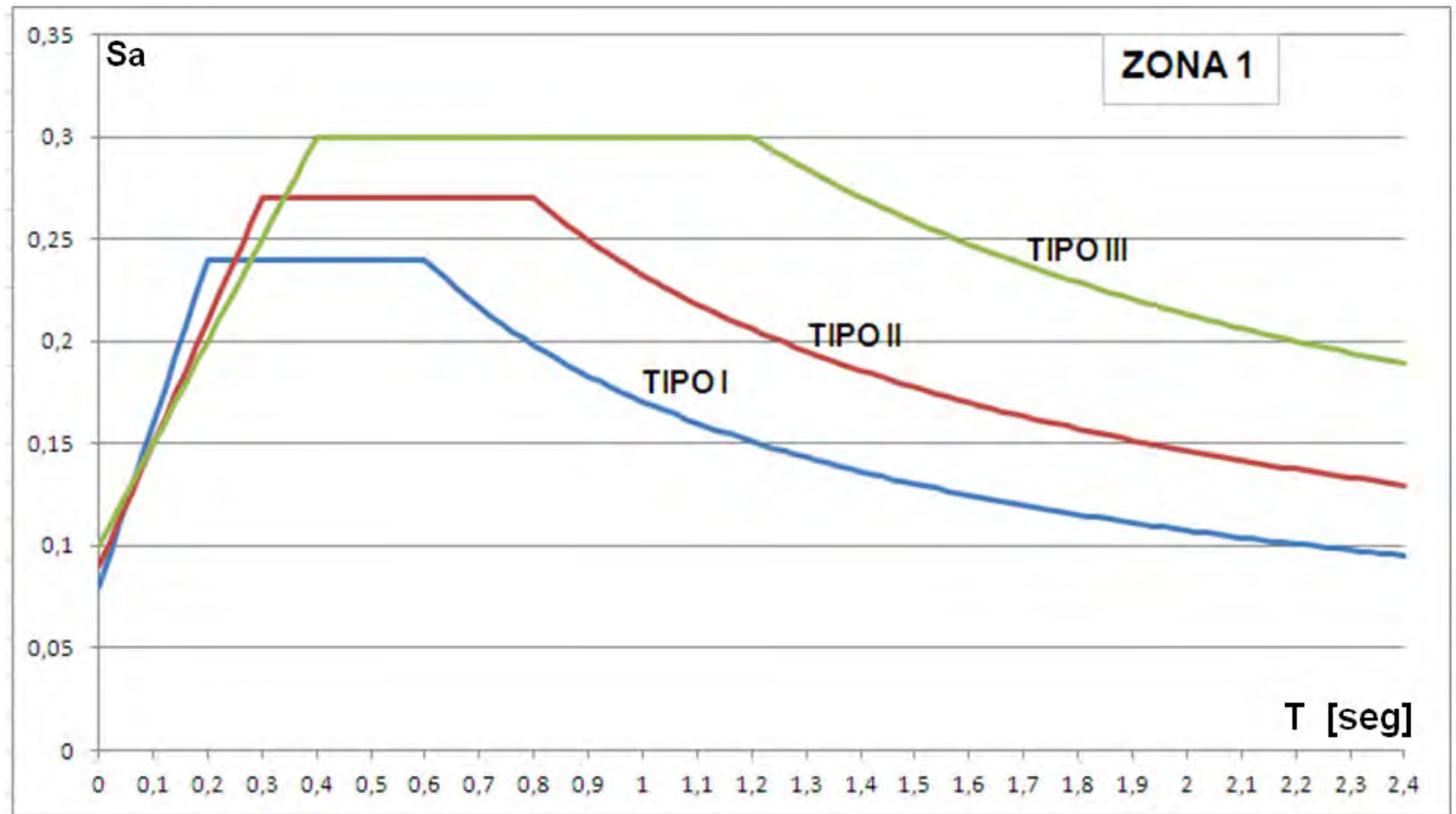
TIPO DE ESTRUCTURA	μ
Pórticos de acero dúctil Tabiques sismorresistentes acoplados de H°A° diseñados con especiales condiciones de ductilidad.	6
Pórticos de H°A° sismorresistente con o sin rigidización de mampostería. Pórticos de H°A° sismorresistente asociados con tabiques sismorresistentes de H°A°, donde los pórticos absorben, en promedio, por lo menos el 30% del esfuerzo de corte provocado por las acciones sísmicas.	5
Pórticos de acero convencional. Sistemas de tabiques sismorresistentes de H°A° asociados entre sí por vigas que permitan su funcionamiento en conjunto.	4
Sistemas pórtico-tabiques o tabiques sismorresistentes de H°A° que no verifiquen las condiciones anteriores. Muros de mampostería armada y encadenada de ladrillos macizos. Muros de mampostería reforzada con armadura distribuida.	3,5
Muros de mampostería encadenada de ladrillos huecos o bloques. Estructuras tipo péndulo invertido que no cumplan las condiciones anteriores. Estructuras colgantes. Columnas de H°A° que en la dirección analizada no presentan vinculaciones.	3
Estructuras en las que se requiere comportamiento elástico ante sismos destructivos.	1

TABLA IV - FACTOR DE AMPLIFICACIÓN PARA TENSIONES DE SUELO

SUELO	ZONA SISMICA			
	1	2	3	4
Rocas y suelos cohesivos muy rígidos. Cohesión >2.0 Kg/cm ² .	1,8	1,8	1,8	1,8
Suelos cohesivos duros. Cohesión entre 0.7 y 2.0 Kg/cm ² .	1,6	1,7	1,8	1,8
Suelos cohesivos blandos. Cohesión < 0.5 Kg/cm ² .	1,2	1,3	1,4	1,5
Arenas muy densas. Densidad relativa > 85%.	1,4	1,5	1,6	1,7
Arenas densas. Densidad relativa entre 65% y 85%.	1,1	1,2	1,3	1,4
Arenas poco densas. Densidad relativa < 65%.	0,9	0,9	1,0	1,1

ESPECTRO ELÁSTICO DE SEUDOACELERACIONES ($\varepsilon = 5\%$)

ZONA SÍSMICA 1



ZONA SÍSMICA 2

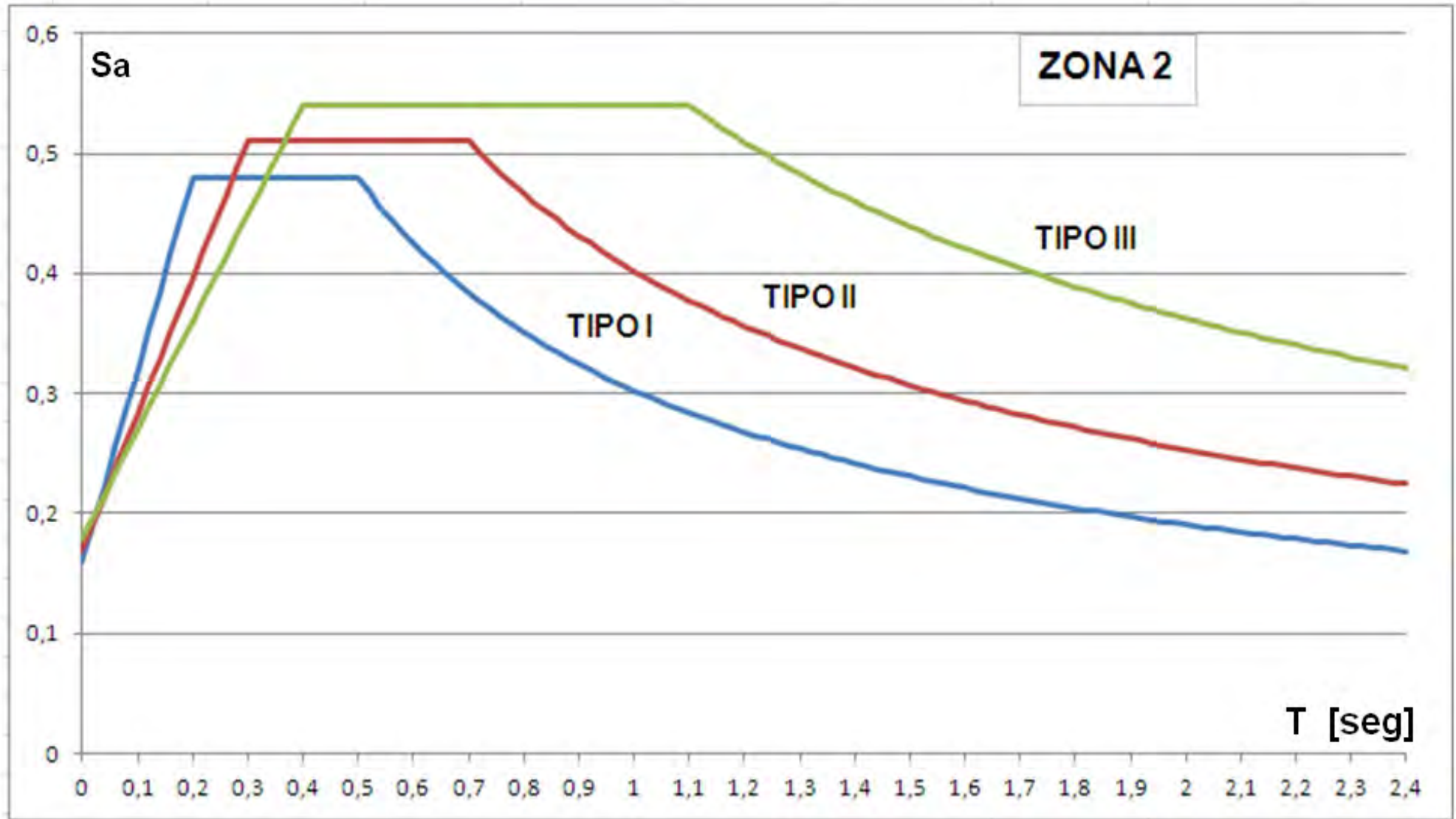
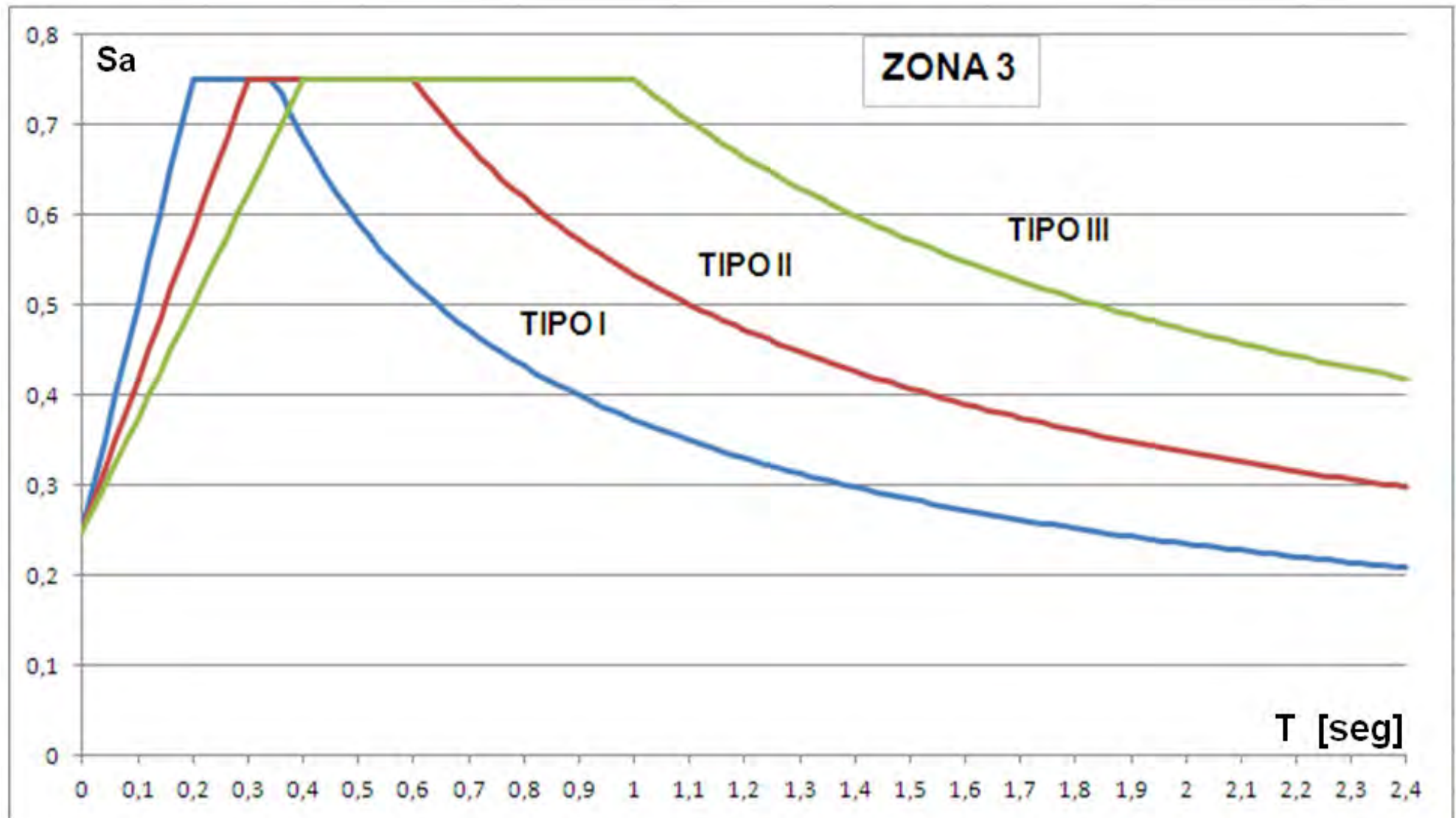
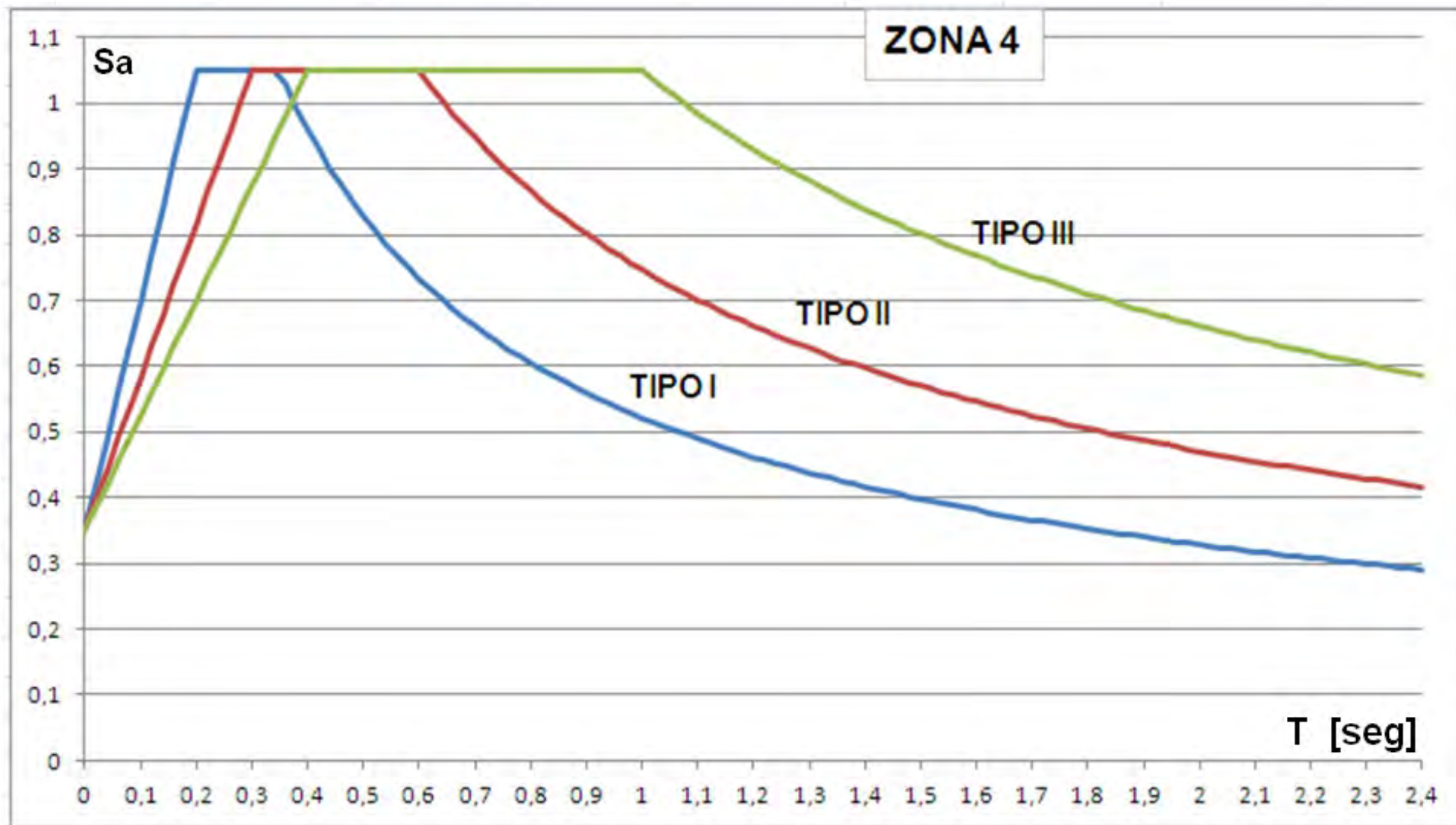


TABLA I - FACTOR DE RIESGO DE LAS CONSTRUCCIONES

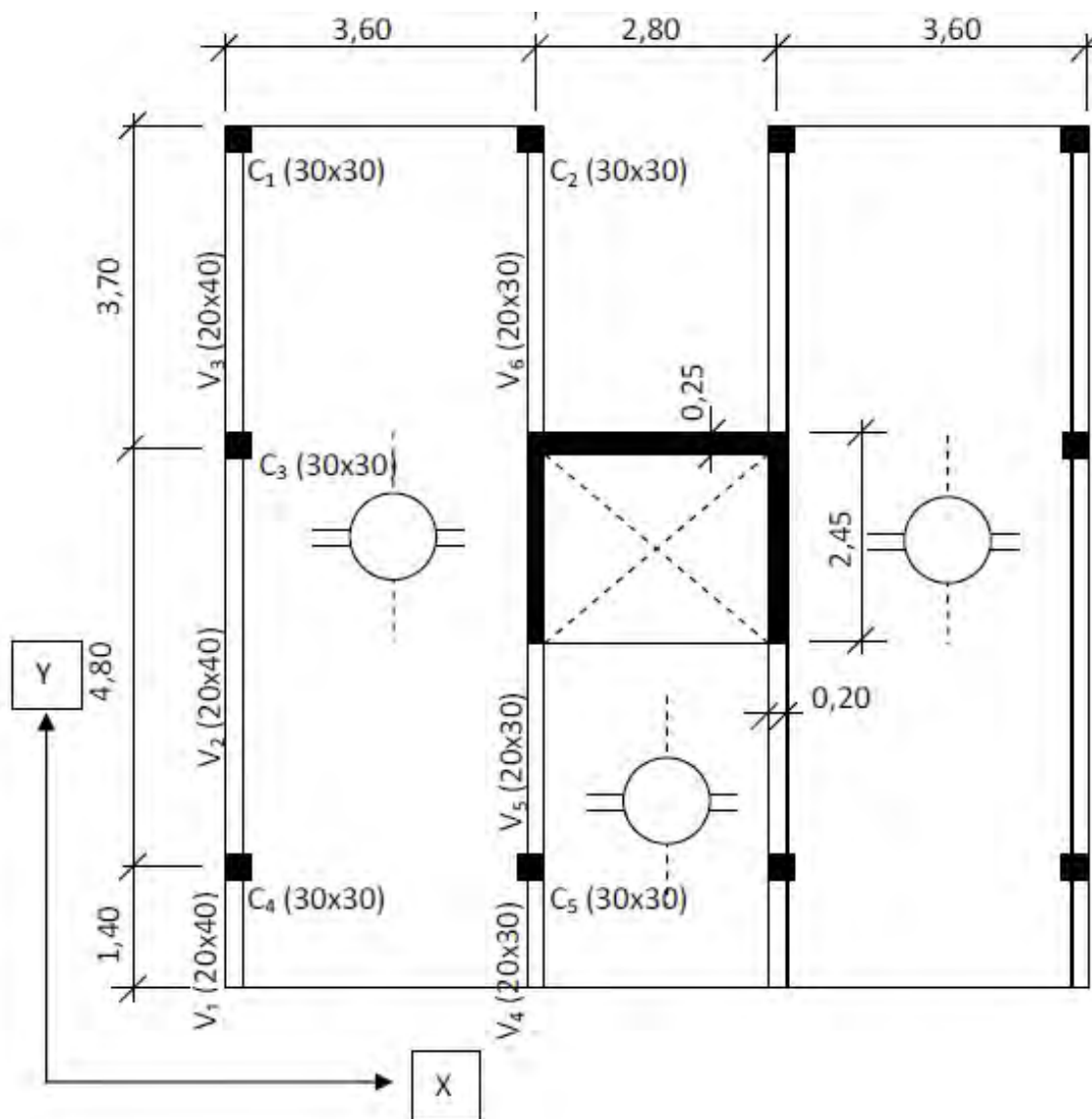
ZONA SÍSMICA 3



ZONA SÍSMICA 4



Del edificio cuya planta se transcribe a continuación, ubicado en zona sísmica II, se requiere obtener el valor de corte basal V_0 y las fuerzas sísmicas correspondientes a cada nivel.



Datos edificio:

Destino: biblioteca

Carga de losas: $q_b = 500 \text{ Kg/m}^2$
 $q_l = 550 \text{ Kg/m}^2$

Número de niveles: 3

Alturas: primer nivel: 4,00 m
 segundo y tercer nivel: 2,80 m

Peso de vigas y columnas de un nivel: 12 t

RESOLUCION

El valor del corte basal esta determinado por la expresión:

$$V_0 = C \cdot W$$

Calculo de coef. sísmico C:

$$C = \frac{\gamma_d \cdot S_a}{\mu}$$

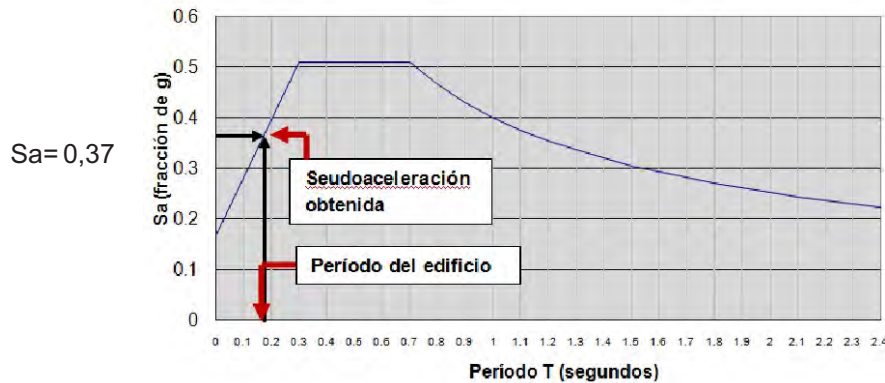
Según tabla I $\gamma_d = 1$

Según tabla III $\mu = 4$

Se calcula el periodo T para ingresar en el grafico y obtener S_a

$$T = 0,018 H = 0,018 \cdot 9,6 = 0,17$$

Seudoaceleración



Coef. Sísmico $C = 0,092$

Cálculo de masa vibrante W:

Superficie por nivel:

$$9,90 \text{ m} \cdot 10,00 \text{ m} - 2,60 \text{ m} \cdot 3,60 \text{ m} = 89,64 \text{ m}^2$$

Evaluación de carga sísmica por m^2 :

$$q_b + q_L \cdot \eta$$

Segun tabla II el factor de simultaneidad para bibliotecas es:

$$\eta = 1$$

Por lo tanto la carga por m^2 para el calculo de fuerzas sísmicas será:

$$500 \text{ Kg/m}^2 + 1 \cdot 550 \text{ Kg/m}^2 = 1050 \text{ kg/m}^2$$

Carga por nivel (losa):

$$1050 \text{ kg/m}^2 \cdot 89,64 \text{ m}^2 = 94.122 \text{ kg} = 94,1 \text{ t}$$

Peso de tabiques:

$$(2 \cdot 2,45 \text{ m} \cdot 0,20 \text{ m} + 0,25 \text{ m} \cdot 2,60 \text{ m}) \cdot 2,80 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ t/m}^3 = 10,95 \text{ t}$$

Total masa vibrante por nivel (incluyendo losa, vigas y columnas y tabiques):

$$W_1 = 94,1 \text{ t} + 12 \text{ t} + 10,95 \text{ t} = 117,05 \text{ t}$$

Masa vibrante del edificio:

$$W = 117,05 \cdot 3 = 351,15 \text{ t}$$

Corte basal:

$$V_0 = 0,092 \cdot 351,15 \text{ t} = 32,3 \text{ t}$$

F nivel 1:

$$F_1 = 32,3 \text{ t} \cdot \frac{4 \text{ m} \cdot 117,05 \text{ t}}{2387,82} = 6,34 \text{ t}$$

F nivel 2:

$$F_1 = 32,3 \text{ t} \cdot \frac{6,8 \text{ m} \cdot 117,05 \text{ t}}{2387,82} = 10,76 \text{ t}$$

F nivel 3:

$$F_1 = 32,3 \text{ t} \cdot \frac{9,6 \text{ m} \cdot 117,05 \text{ t}}{2387,82} = 15,20 \text{ t}$$

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS HORIZONTALES

RIGIDEZ

Las estructuras Arquitectónicas se construyen en general para perdurar sin cambios geométricos apreciables durante toda su vida útil.

Para mantener la forma original de la obra de arquitectura, la funcionalidad y una cierta sensación de seguridad del usuario de las mismas, se debe prever que dichas obras sometidas a las máximas acciones previsibles (viento, sismo, nieve, etc.) no sufran modificaciones o efectos mayores a los previstos en el diseño como admisibles, para el conjunto de la construcción, las partes que lo integran y los materiales que los componen, garantizando los objetivos de formalidad, funcionalidad y habitabilidad durante la vida útil de las obras de arquitectura.

Es por ello que es tan importante para el DISEÑADOR de estos contenedores espacio-funcionales habitables, el manejo y conocimiento del concepto de "RIGIDEZ", como parámetro de evaluación del comportamiento estructural de la obra.

El concepto más general que se puede dar de rigidez es:

La relación entre una cierta acción aplicada a una estructura y una determinada deformación producida por dicha acción.

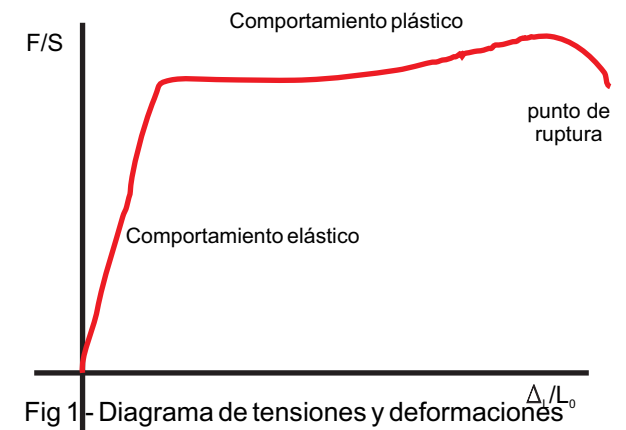
Desde un punto de vista más filosófico: **Rigidez = Acción/Deformación = causa/efecto**

La rigidez depende de la configuración geométrica de la estructura (configuración de los planos resistentes, pórticos, tabiques, triangulaciones, etc.) de la materialidad de los mismos (acero, hormigón armado, etc.) del sistema de fundaciones, donde podríamos hablar de la rigidez del conjunto para solicitaciones generales sobre el mismo.

En el análisis del equilibrio de las partes que componen el sistema estructural aparece el concepto de coeficiente de distribución como cociente entre la rigidez del elemento considerado y la suma de rigideces de todos los elementos colaborantes. En este análisis interviene la relación dimensional del elemento analizado con respecto al conjunto del cual forma parte, del material constituyente y tipos de vínculos del mismo.

El módulo de elasticidad es la magnitud que representa la rigidez propia de cada material, el cociente entre tensión y deformación $E = \sigma/\epsilon$ responde a la idea de rigidez unitaria (Ley de Hooke) (fig. 1). Siendo este un valor casi constante dentro de ciertos límites de tensión para materiales como el acero, en cambio es esencialmente variable para materiales como el hormigón, madera, plásticos, etc. (Fig 2).

Un material es más rígido que otro cuanto mayores son los esfuerzos necesarios para producir una deformación dada, o sea cuando mayor es su módulo de elasticidad **E**. (Idea no textual Arq. Daniel Moisset de Espanés 1992)



MATERIAL	E (Kg/cm ²)
Mampostería de ladrillo	30.000 - 50.000
Maderas duras (paralelo a las fibras)	100.000 - 225.000
Maderas blandas (paralelo a las fibras)	90.000 - 110.000
Acero	2.100.000
Hierro	1.000.000
Aluminio	700.000
Vidrio	700.000
Hormigones	140.000 - 350.000

Fig. 2 - Tabla de módulos de elasticidad

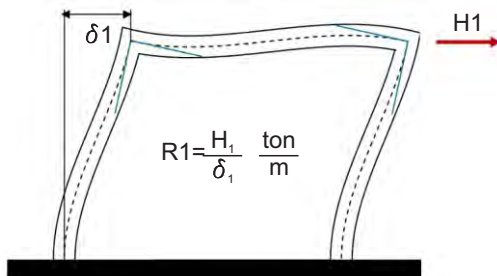
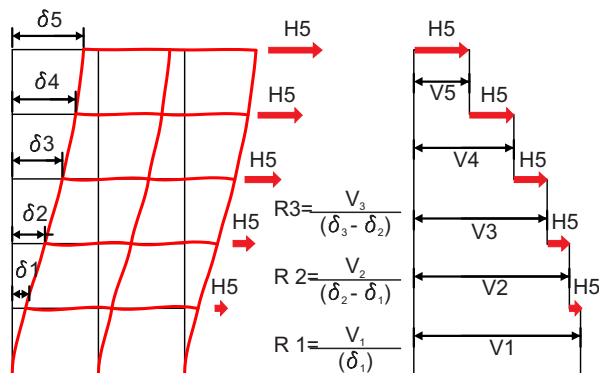
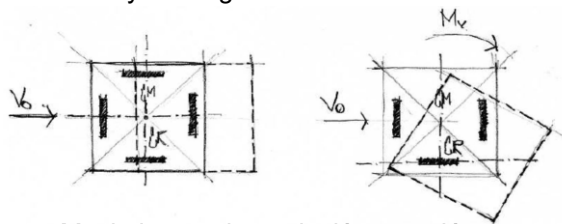
Fig 3 - Pórtico de un nivel con carga horizontal H_1 Fig 4 - Pórtico de cinco niveles con carga horizontal H y su diagrama de corte

Fig 5 - Movimientos de traslación y torsión

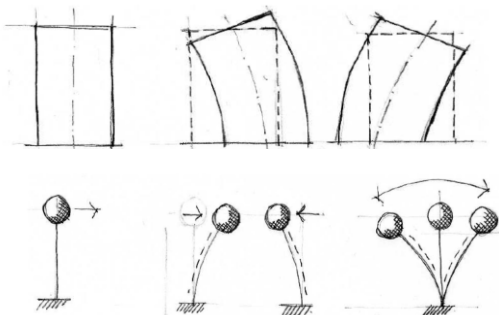


Fig. 6 - Acción sísmica

TRASLACIÓN

Rigidez traslacional

La rigidez traslacional de un plano resistente de un nivel (pórtico, tabique, muro encadenado, etc.) es la relación entre la fuerza horizontal aplicada al mismo en su coronamiento y el desplazamiento horizontal que genera. (Fig. 3).

En el caso de planos resistentes de varios niveles definimos la rigidez traslacional de un nivel dado como la relación entre el corte horizontal del plano en ese nivel y su desplazamiento horizontal relativo respecto al nivel inmediato inferior. (Fig. 4).

La rigidez de un plano resistente depende de los materiales con que está ejecutado, del tipo de sus apoyos y de su geometría, incluyendo en esta última las dimensiones globales del mismo y las correspondientes a las secciones de las distintas barras u otros elementos que lo componen.

En un pórtico dependerá del tipo de hormigón, de si sus apoyos están articulados o empotrados y de su geometría, es decir las alturas de los pisos, longitudes y cantidad de vanos y secciones de sus vigas y columnas.

En un muro encadenado del tipo y calidad del mampuesto y su mortero de unión, de las dimensiones globales del muro (longitud y altura) y las de sus encadenados, así como el tipo de hormigón usado en estos.

En el caso de pórticos como el de la figura 4 se los puede procesar con un programa de resolución de estructuras (Wineva, STRAP u otro) y así obtener los valores de los desplazamientos. Los resultados de los desplazamientos están referidos a la posición inicial de cada nudo. Cuando nos interesa el valor relativo de desplazamiento de un nivel respecto a otro debemos efectuar la operación correspondiente para obtenerlo.

Centro de rigidez

Propiedades del Centro de Rigidez:

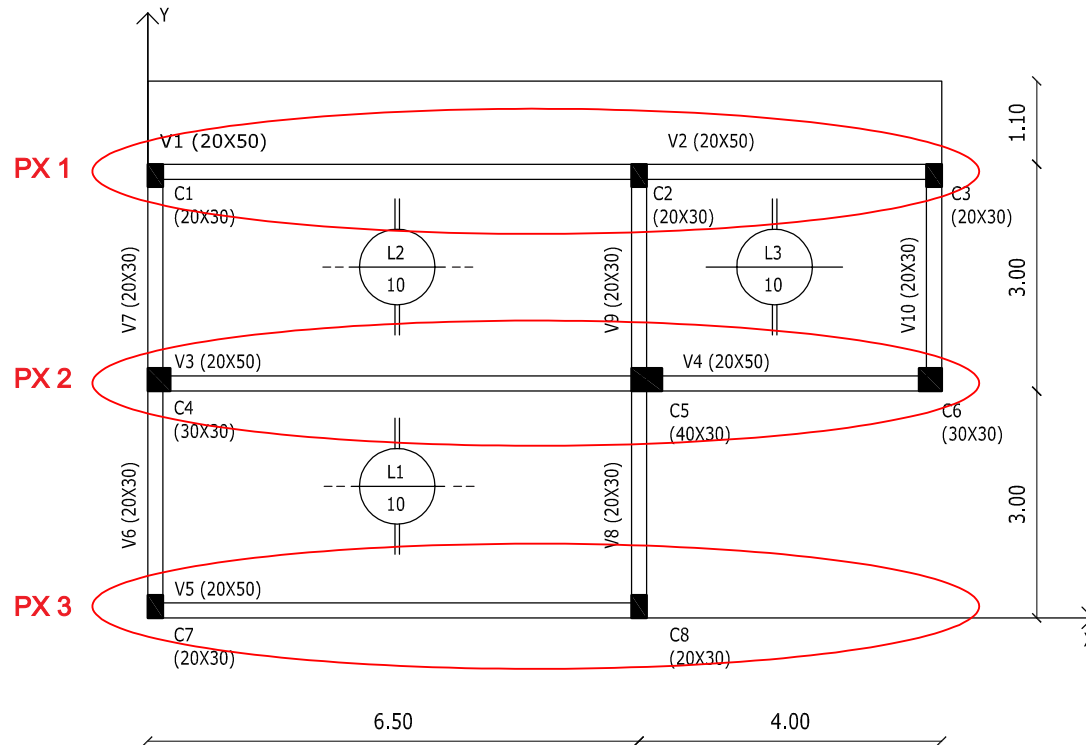
1. Toda fuerza horizontal que pasa por el C.R. produce solamente traslaciones (no hay giro de la construcción).
2. Si se aplica un momento torsor (en el plano horizontal) la construcción gira alrededor del C.R.

Concluimos que si una fuerza horizontal pasa por el C.R. la construcción solo se traslada mientras que, si no pasa por el mismo, se traslada y también rota.

Como las acciones sísmicas son inerciales su resultante pasará por el centro de masa (a los efectos prácticos centro de gravedad) del edificio, y cuanto más lejos esté el C.G. del C.R. mayores serán los efectos torsionales en el caso de un sismo.

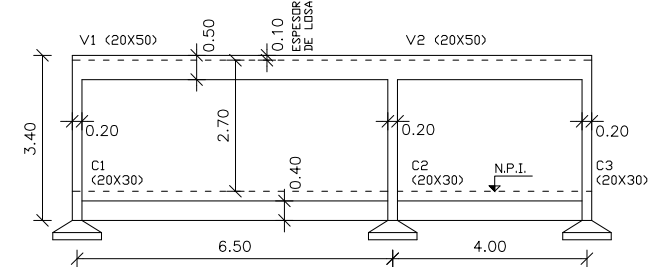
Distribución de fuerza horizontal en construcciones de un nivel

Analizaremos en un ejemplo de una construcción de un nivel como se distribuye, entre los planos resistentes verticales, una fuerza horizontal aplicada en el C.R. Se trata de un edificio con estructura conformada por pórticos de hormigón H20 dispuestos en direcciones X e Y y losas macizas de hormigón armado.

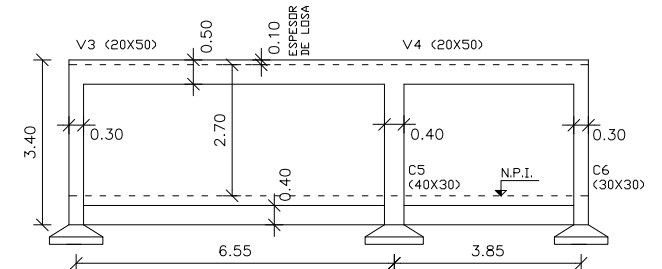


Planta de estructura - Planos en X

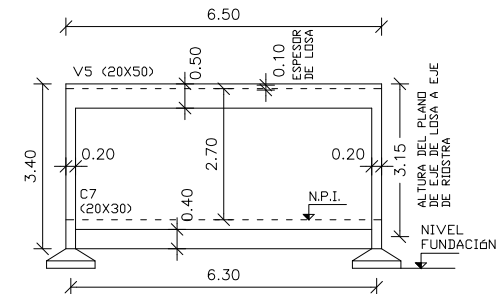
PX 1



PX 2

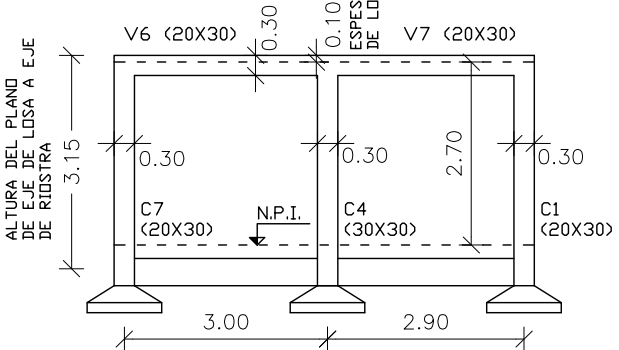


PX 3

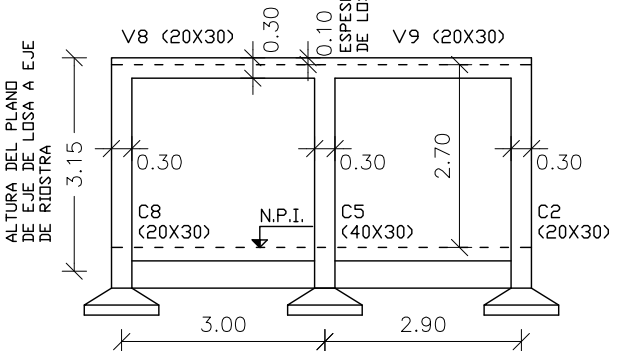


Se aclara que si bien lo correcto es tomar las medidas a ejes de las barras se tolerará tomar las medidas entre ejes dadas en planta (al PX2 se le podrían considerar luces de 6,50 y 4,00 m y a los PY luces de 3,00 iguales para ambos vanos).

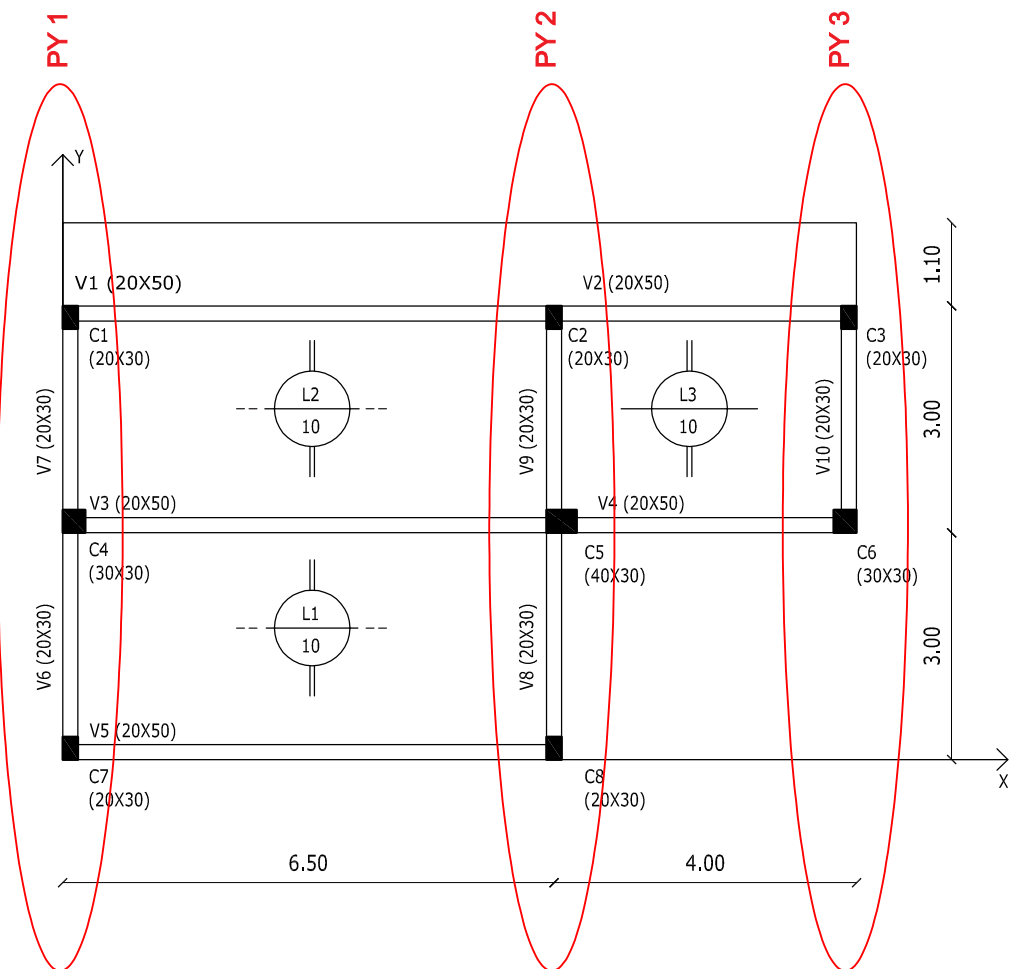
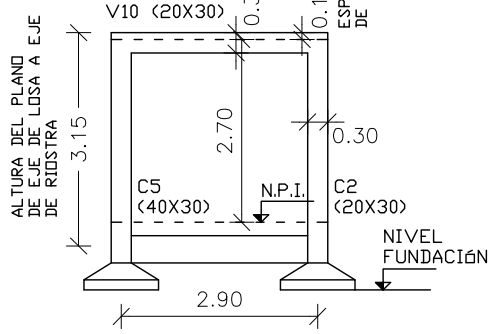
PY 1



PY 2



PY 3



Planta de estructura - Planos en Y

Primer método:

Determinamos la rigidez de cada uno de los tres planos PX mediante un programa de resolución estructural aplicándole a cada uno, en su coronamiento, una fuerza horizontal de 1 t.

La rigidez resulta:

$$R_{Px1} = \frac{1 \text{ t}}{0,002803 \text{ m}} = 356,76 \text{ t/m}$$

$$R_{Px2} = \frac{1 \text{ t}}{0,000449 \text{ m}} = 2227,17 \text{ t/m}$$

$$R_{Px3} = \frac{1 \text{ t}}{0,001832 \text{ m}} = 545,85 \text{ t/m}$$

La suma de rigideces es:

$$R_{Px1} + R_{Px2} + R_{Px3} = (356,76 + 2227,17 + 545,85) \text{ t/m} \\ = 3129,78 \text{ t/m}$$

Otra simplificación que adoptaremos será la de suponer a todos los pórticos de la misma altura, desde el eje de la losa, donde está aplicada la acción sísmica, hasta el eje de las riostras donde supondremos un empotramiento perfecto (Generado por las bases y las riostras).

La altura será:

$$h = (3,40 - 0,05 - 0,20) \text{ m} = 3,15 \text{ m}$$

Supondremos que se aplica en el C.R. una fuerza horizontal, a nivel de la losa, de 10 t en dirección del eje X.

Veremos a continuación tres procedimientos para distribuir esa fuerza, que solo produce traslación, entre los tres planos resistentes paralelos a esa dirección (PX1, PX2 y Px3), los pórticos en dirección Y no participan ya que se supone que no tienen rigidez en dirección perpendicular a su plano.

Distribuimos ahora la fuerza aplicada de 10 t entre los tres pórticos proporcionalmente a la rigidez de cada uno. Aplicando el coeficiente de distribución correspondiente, esto es, la participación de c/u de los pórticos con respecto a la totalidad de los planos que equilibran el sistema en la dirección de análisis.

$$\text{coef. dist} = \frac{\text{rig Px}(i)}{\sum \text{Px}(i) + \text{Px}(i+1) + \text{Px}(i+N)}$$

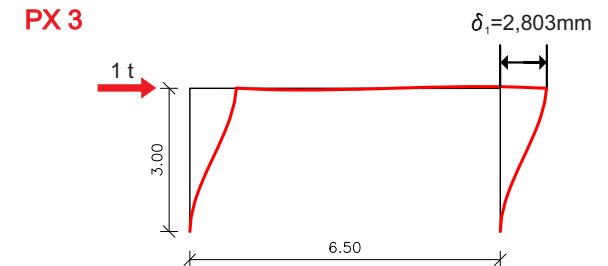
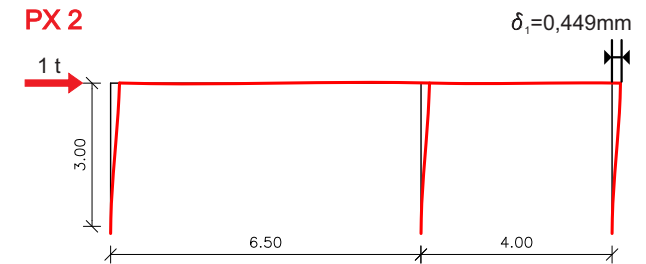
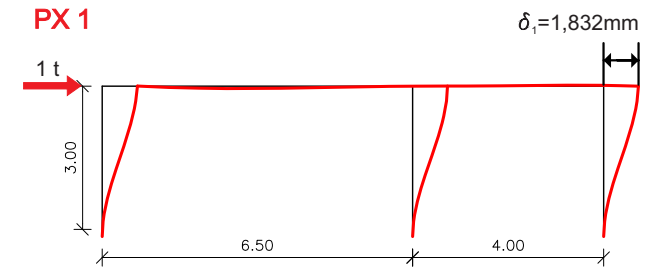
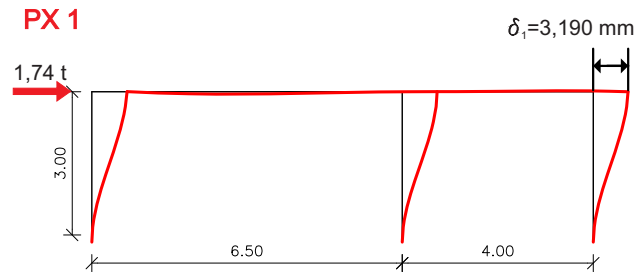


Fig 7 - Desplazamiento de cada pórtico PX bajo la acción de una fuerza $H = 1 \text{ t}$



$$H_{PX1} = 10 \text{ t} \cdot \frac{356,76 \text{ t/m}}{3129,78 \text{ t/m}} = 1,14 \text{ t}$$

La fuerza será en PX2

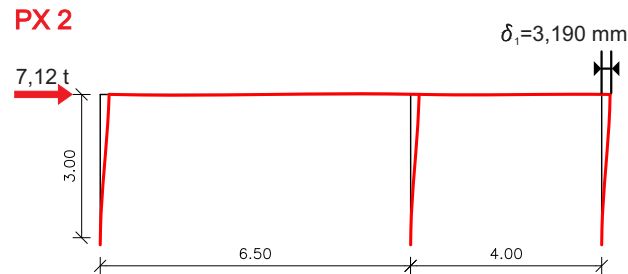
$$H_{PX2} = 10 \text{ t} \cdot \frac{2227,17 \text{ t/m}}{3129,78 \text{ t/m}} = 7,12 \text{ t}$$

La fuerza será en PX3

$$H_{PX3} = 10 \text{ t} \cdot \frac{545,85 \text{ t/m}}{3129,78 \text{ t/m}} = 1,74 \text{ t}$$

Para comprobar si el desplazamiento es el mismo en los tres casos resolvemos cada uno de ellos mediante software, sometido a la fuerza que le corresponde.

Obtenemos el mismo desplazamiento para los tres, con un valor de 3,19 mm. (Fig 8).



Segundo método:

Obtenemos igual que antes la rigidez de cada pórtico y las sumamos para obtener la rigidez traslacional total en dirección X.

La fuerza aplicada de 10 t producirá un desplazamiento igual a su valor dividido por la rigidez total:

$$\delta_x = \frac{10 \text{ t}}{3129,78 \text{ t/m}} = 0,00319 \text{ m}$$

Conociendo el desplazamiento y la rigidez de cada plano puede obtenerse la fuerza que le corresponde:

$$H_{PX1} = 0,0319 \text{ m} \cdot 356,76 \text{ t/m} = 1,14 \text{ t}$$

$$H_{PX2} = 0,0319 \text{ m} \cdot 2227,17 \text{ t/m} = 7,12 \text{ t}$$

$$H_{PX3} = 0,0319 \text{ m} \cdot 545,85 \text{ t/m} = 1,74 \text{ t}$$

Como vemos todos los valores de fuerzas y el de desplazamiento resultaron iguales a los del primer método.

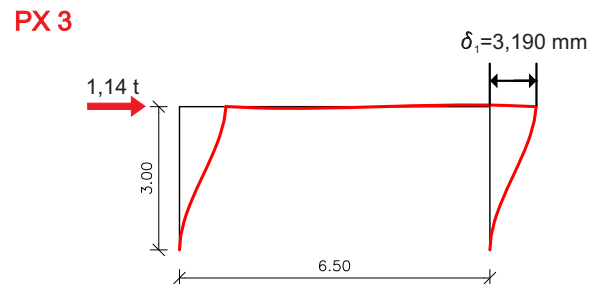
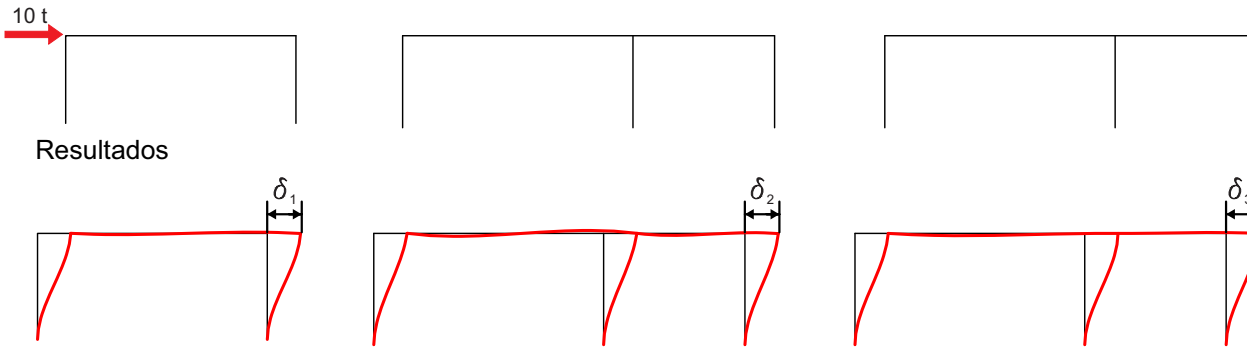


Fig 8 - Resolución de los planos en X bajo la acción de la fuerza correspondiente a cada uno.

Tercer método:

Este es el procedimiento más sencillo, consiste en cargar en el programa de resolución de estructuras los tres pórticos y unirlos entre sí a nivel de la losa (Encargada de distribuir los esfuerzos entre todos los planos que participan del equilibrio del sistema en la dirección de análisis), para lo cual se utiliza un comando que obliga a todos los nudos ubicados a ese nivel a experimentar el mismo desplazamiento en X.

La fuerza aplicada es la total de 10 t, ya que estamos haciendo trabajar a la totalidad de los planos en esa dirección.

Esquema

Pórticos PX vinculados en su coronamiento (igual δ , para todos)

La fuerza se ha repartido entre los pórticos en proporción a la rigidez de cada uno (se obtienen sumando las reacciones horizontales al pie de las columnas de cada pórtico).

La ubicación del C.R. respecto al eje X puede determinarse tomando momentos o bien de las fuerzas o bien de las rigideces, ya que ambas son proporcionales, respecto al origen de coordenadas.

$$Y_R = \frac{1,14 \text{ t} \cdot 0,10 \text{ m} + 7,12 \text{ t} \cdot 3,10 \text{ m} + 1,74 \text{ t} \cdot 6,10 \text{ m}}{10 \text{ t}} = 3,28 \text{ m}$$

$$Y_R = \frac{356,76 \text{ t/m} \cdot 0,10 \text{ m} + 2227,17 \text{ t/m} \cdot 3,10 \text{ m} + 545,85 \text{ t/m} \cdot 6,10 \text{ m}}{3129,78 \text{ t/m}} = 3,28 \text{ m}$$

Si se repite el procedimiento en dirección Y se puede obtener la coordenada X_R del centro de rigidez. .

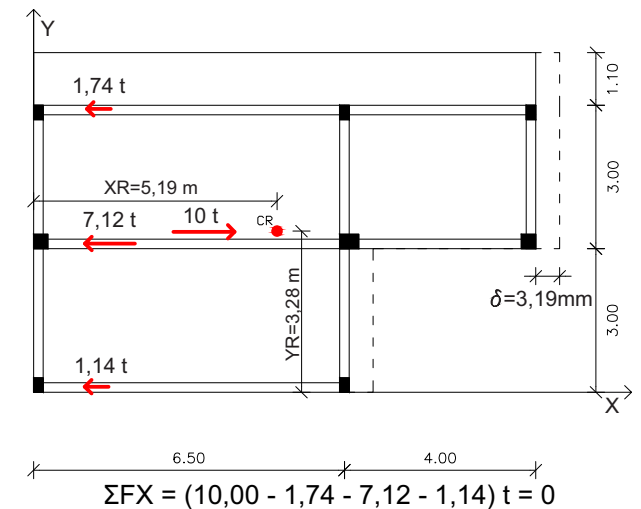


Fig 9 - Fuerzas en dirección X y cotas del C.R. (corte directo, esfuerzo de traslación)

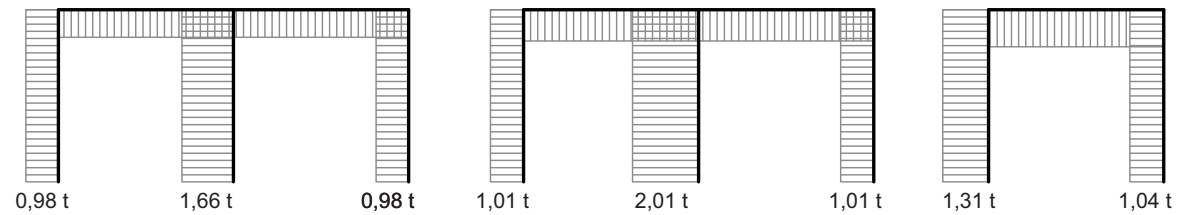


Diagrama de esfuerzos de corte de los tres pórticos PY, aplicando una fuerza horizontal por el C.R. de 10 t en dirección X.

La suma de los esfuerzos de corte de las columnas de cada pórtico es:

$$\begin{array}{l}
 \text{Py1:} \quad (0,98+1,66+0,98)t = 3,62 t \\
 \text{PY2:} \quad (1,01 + 2,01 + 1,01) t = 4,03 t \\
 \text{PY3:} \quad (1,31 + 1,04) t = 2,35 t
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Py1:} \\ \text{PY2:} \\ \text{PY3:} \end{array}} \right\} (3,62 + 4,03 + 2,35)t = 10,00 t$$

La coordenada X_R es

$$X_R = \frac{3,62 t \cdot 0,10 m + 4,03 \cdot 6,60 m + 2,35 t \cdot 10,60 m}{10,00 t} = 5,19 m$$

Distribución de fuerza horizontal en varios niveles

En el ejemplo anterior supusimos que la fuerza debida al sismo era de 10 t para esa construcción de un nivel.

Si el edificio tuviera tres niveles (P.B. y dos pisos) sería razonable suponer que el corte basal debido a la acción sísmica (que es proporcional a la masa), se triplique y resulte de 30 t.

Veremos más adelante que la distribución en los distintos niveles del corte basal, que se denomina V_0 , no es la misma para cada uno de ellos. Las fuerzas de inercia que se generan en ocasión de un sismo son proporcionales a la masa de cada piso y también a la aceleración que corresponde a cada uno. El edificio se mueve como un péndulo invertido y en esa oscilación los arcos que describen los niveles superiores, en un mismo tiempo, son mayores que los de los inferiores. Aproximadamente se puede suponer que las aceleraciones son proporcionales a la altura de cada nivel respecto al suelo.

O sea que, si las masas de los tres pisos son iguales, al tercer nivel, cuya altura es el triple que la del primero, le tocará el triple de fuerza y al segundo el doble de lo que le toca al primero.

Si la fuerza en el primer nivel es proporcional a 1, en el segundo lo será a 2 y en el tercero a 3. Además la suma de las tres fuerzas nos tiene que dar el corte basal (V_0).

Por lo que las fuerzas resultan de 5 t en el primer nivel, de 10 t en el segundo, y de 15 t en el tercero. (Fig 10).

Entonces

$$H_1 + 2 H_1 + 3 H_1 = V_0$$

Sacando factor común H_1

$$(1+2+3) H_1 = 30 \text{ t}$$

$$H_1 = 30/6 \text{ t} = 5 \text{ t}$$

$$H_2 = 2 H_1 = 10 \text{ t}$$

$$H_3 = 3 H_1 = 15 \text{ t}$$

Analicemos nuevamente en dirección X a este edificio de tres niveles para el efecto producido por la traslación sola. En cada nivel habrá que colocar la fuerza que le corresponde y vincular todos los nudos de los pórticos para que tengan el mismo desplazamiento horizontal. (Fig 11)

Se obtienen así todos los resultados (esfuerzos y desplazamientos) debidos a la acción del sismo actuando en el C.R. de cada nivel. (Fig 12 y 13)

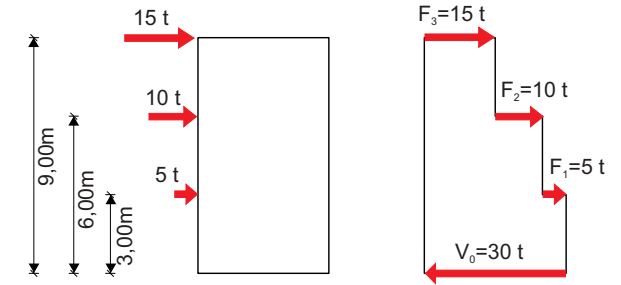


Fig 10 - Fuerzas sísmicas para el edificio de tres niveles y diagrama de corte

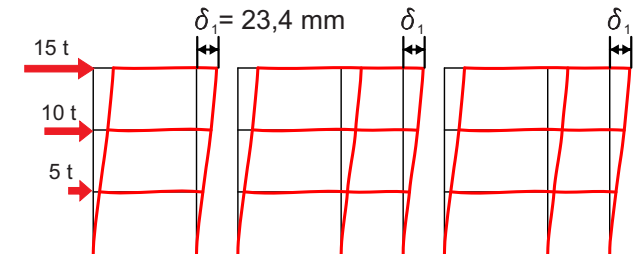


Fig 11 - Desplazamientos en dirección X para el edificio de 3 niveles.

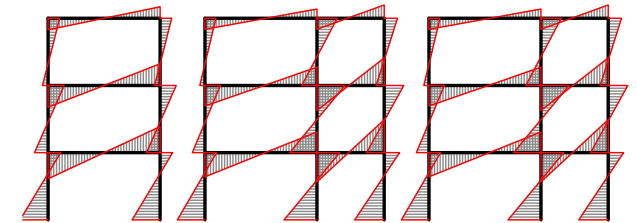


Fig 12 - Diagrama de momentos flectores de los PX.

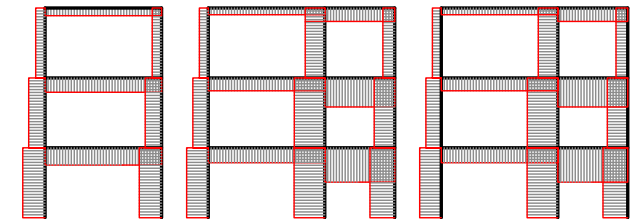


Fig 13 - Diagrama de esfuerzos de corte de los PX.

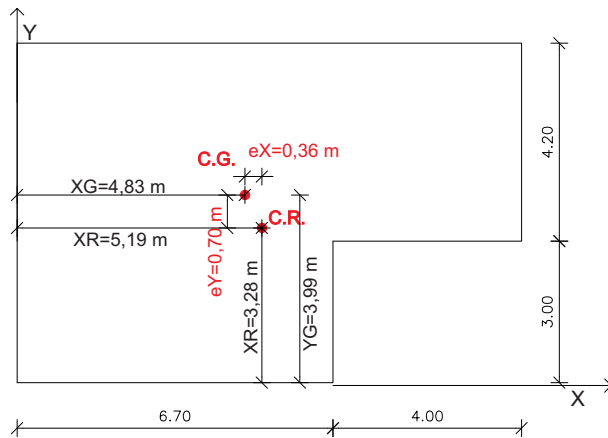


Fig 14 - Ubicación del C.R. y C.G. Excentricidad inicial.

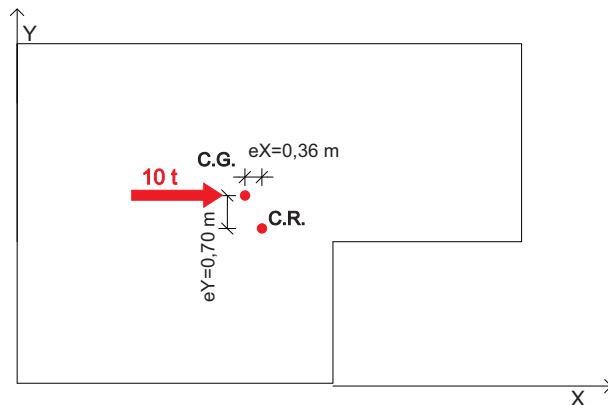


Fig 15 - Fuerza de 10 t aplicada en C.G., dirección X.

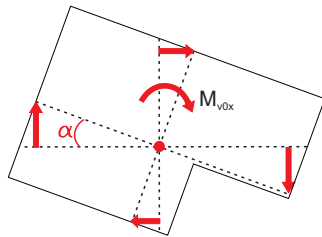


Fig 16 - Desplazamientos debidos al giro producido por M_{v0x}

TORSIÓN

Rigidez rotacional

Las fuerzas sísmicas (fuerzas de inercia) están aplicadas en el centro de masa de la construcción, que a los efectos prácticos podemos ubicarlo en el centro de gravedad de la planta.

Para el ejemplo visto la determinación del C.G. Sería:

$$X_G = \frac{(6,70 \cdot 7,20) \text{ m}^2 \cdot 6,70 \text{ m} / 2 + (4,00 \cdot 4,20) \text{ m}^2 \cdot (6,70 + 4,00 / 2) \text{ m}}{[(6,70 \cdot 7,20) + (4,00 \cdot 4,20)] \text{ m}^2} = 4,83 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{(6,70 \cdot 7,20) \text{ m}^2 \cdot 7,20 \text{ m} / 2 + (4,00 \cdot 4,20) \text{ m}^2 \cdot (3,00 + 4,20 / 2) \text{ m}}{[(6,70 \cdot 7,20) + (4,00 \cdot 4,20)] \text{ m}^2} = 3,99 \text{ m}$$

Las excentricidades iniciales son: (Fig. 14)

$$e_{0x} = 5,19 \text{ m} - 4,38 \text{ m} = 0,36 \text{ m}$$

$$e_{0y} = 3,99 \text{ m} - 3,28 \text{ m} = 0,71 \text{ m}$$

Considerando una fuerza de 10 t aplicada en el centro de gravedad, en dirección X, la fuerza producirá traslación, que ya hemos estudiado, y también un giro de la losa debido a su distancia respecto al centro de rigidez. (Fig. 15)

A continuación estudiaremos solamente la torsión producida por el momento de la fuerza de 10 t respecto al centro de rigidez.

$$M_{v0x} = 10 \text{ t} \cdot 0,71 \text{ m} = 7,1 \text{ tm}$$

El giro se produce alrededor del C.R. y su valor será proporcional al momento M_{v0x} e inversamente proporcional a la rigidez torsional de la estructura.

$$\alpha = \frac{M \cdot V_{0x}}{R_t}$$

El desplazamiento que sufre cada plano resistente vertical depende del valor de α y de su distancia d_i al C.R., para el plano I será:

$$\delta M_i = \alpha \cdot d_i$$

Ese desplazamiento moviliza la rigidez del plano, de modo que reacciona con una fuerza proporcional a su rigidez y al desplazamiento que experimenta:

$$F_{pi} = R_i \cdot d_i \cdot \delta M_i$$

La fuerza generada en el plano produce un momento respecto al C.R., que será el producto de la fuerza por la distancia d_i del plano al C.R.

$$M_{pi} = d_i \cdot F_{pi}$$

La suma de los momentos producidos tiene que ser igual al momento aplicado $M_{v_{0x}}$

Efectuando los reemplazos de F_{pi} y δ_{Mi} queda:

$$M_{v_{0x}} = \sum M_{pi} = \sum d_i F_{pi} = \sum d_i R_i \delta_{Mi} = \sum d_i R_i \delta_{Mi} = \sum d_i R_i \alpha d_i = \sum \alpha R_i d_i^2 = \alpha \sum R_i d_i^2$$

Se puede pasar al primer miembro, con lo que obtenemos la rigidez rotacional como cociente entre el momento torsor aplicado y el giro producido.

$$\frac{M_{v_{0x}}}{\alpha} = \sum R_i d_i^2$$

Vemos que la **rigidez rotacional** depende de la rigidez de cada plano y del cuadrado de su distancia al C.R. queremos incrementarla conviene colocar los planos en el perímetro de la construcción para aumentar su brazo de palanca respecto al C.R.

Analizando el ejemplo de la figura 17:

Rigidez rotacional:

$$(5,09^2 \cdot 1105 + 1,41^2 \cdot 1228 + 5,41^2 \cdot 716 + 3,18^2 \cdot 356,76 + 0,18^2 \cdot 2227,17 + 2,82^2 \cdot 545,85) \text{ tm} = 60046 \text{ tm}$$

El giro α es de:

$$\alpha = \frac{M_{v_{0x}}}{\sum R_i d_i^2} = \frac{7,1 \text{ tm}}{60046 \text{ tm}} = 1,18 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

Los desplazamientos, fuerzas y momentos de estas respecto al C.R. para cada pórtico son:

portico	Por giro				Por traslación
	d_i m	R_i t/m	$F_{pi} = \alpha d_i R_i$ t	$M_{pi} = F_{pi} d_i$ tm	F_{pi} t
Py1	5,09	1105	0,67	3,39	3,62
Py2	1,41	1228	0,20	0,29	4,03
Py3	5,41	716	0,46	2,48	2,35
Py4	3,18	356	0,13	0,43	1,14
Py5	0,18	2227	0,05	0,01	7,12
Py6	2,82	545	0,18	0,51	1,74
				$\sum M_{pi} =$	7,10

Como vemos la suma de momentos equilibra al momento aplicado de 7,1 tm.

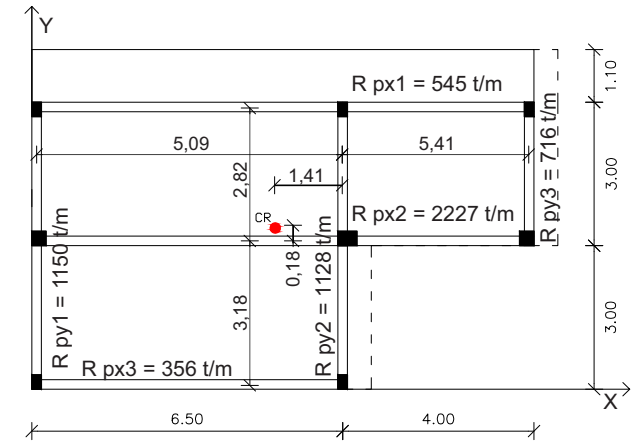


Fig 17 - Distancia al C.R. y rigidez de cada plano.

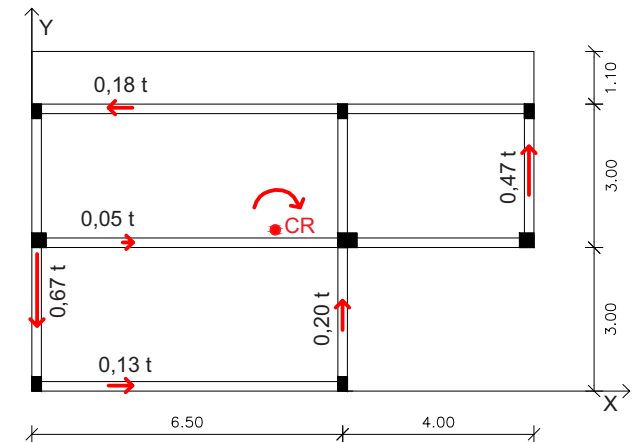


Fig 18. - Fuerzas en cada pórtico debidas solamente al momento de 7,1 tm

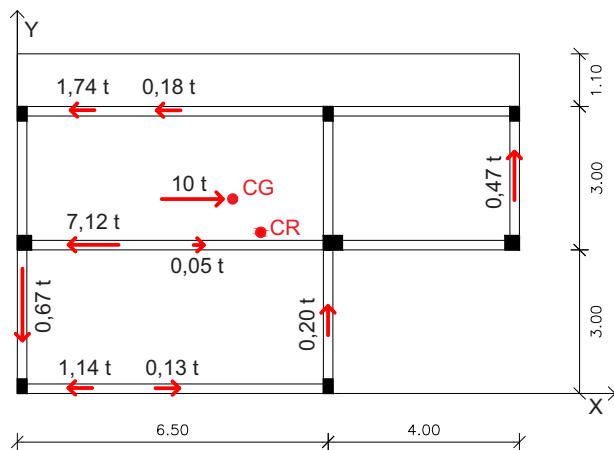


Fig 19. - Fuerzas en cada pórtico debidas a la traslación y a la torsión.

El sentido de cada fuerza es tal que produzca, respecto al C.R., un momento contrario al aplicado. Algunas fuerzas se suman y otras se restan al efecto que producía la traslación. Además observamos que todos los planos reaccionan equilibrando el momento que la fuerza aplicada produce respecto al C.R., incluso los perpendiculares a la dirección de la fuerza. Vemos también que el PX2, a pesar de tener una rigidez muy superior a los restantes pórticos, contribuye poco al equilibrio rotacional, ya que su distancia respecto al C.R. es muy pequeña respecto a las de los restantes planos.

El aporte de cada plano resistente vertical al equilibrio a rotación está dado por el momento equilibrante que produce, así la proporción con que contribuye cada uno es:

Pórtico	$M_{pi} = F_{pi} d_i$	$100 (M_{pi}/M_{v0x})$
	tm	%
Py1	3,39	48
Py2	0,29	4
Py3	2,48	35
Px1	0,43	6
Px2	0,01	0
Px3	0,51	7

Vemos que el PY1 y el PY3 contribuyen, sumados, al 83% del equilibrio a rotación.

Combinacion de traslación y torsion

Resistencia: Corresponde sumar las fuerzas generadas en cada plano cuando se supone la fuerza equivalente al sismo actuando en el C.G. Dado que en el ejemplo solo hay pórticos en X e Y los primeros sufren ambos efectos, mientras que a los pórticos en Y solo los afecta la torsión. (Fig. 19)

Deformación: Deben sumarse, con su signo, los desplazamientos que resultan en cada punto de la construcción.

Aspectos reglamentarios

El reglamento sismorresistente exige que solo se consideren los efectos de la torsión cuando resultan desfavorables, por lo que no pueden verificarse los planos restándoles la fuerza de torsión.

Además se considera siempre una excentricidad mínima llamada accidental, aún cuando coincidieran el C.G. y el C.R.

Esta excentricidad accidental considera las posibles diferencias en la ubicación de masas supuesta y la real y también los efectos torsionales que pudieran producirse por otras causas. Se la hace depender de la dimensión máxima de la construcción en dirección perpendicular a la acción sísmica supuesta. Se mide desde el C.G. en ambos sentidos.

La excentricidad accidental se suma y se resta a la excentricidad inicial, generando así dos posiciones para la fuerza equivalente a la acción del sismo. (Fig. 20)

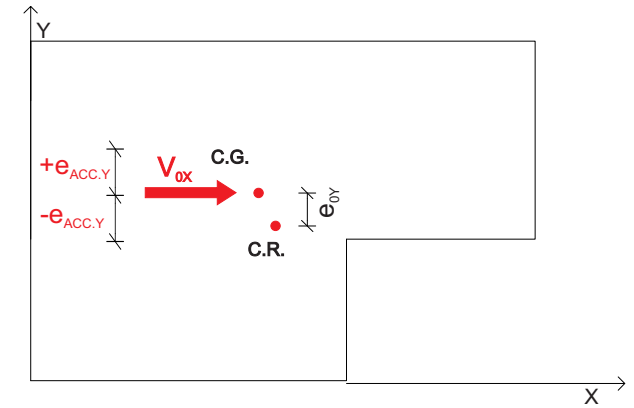
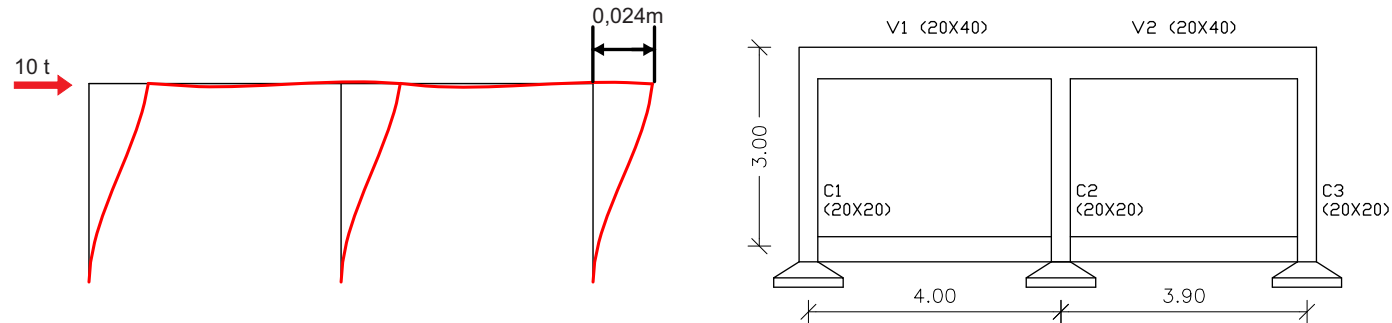


Fig. 20 - Dimensiones **LX** y **LY**. Excentricidad accidental para V_{0x} .

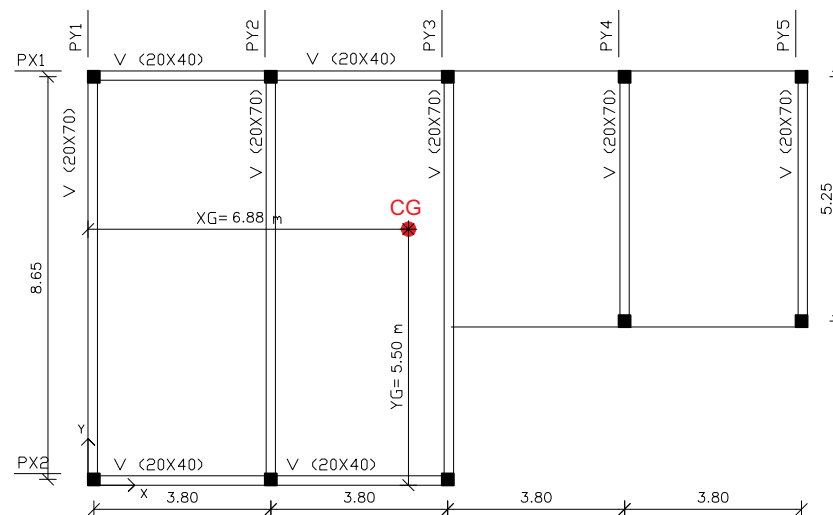
Para el pórtico del cual se ha graficado la deformada y se indican las dimensiones de sus secciones, se pide:

1. Calcule el valor de la rigidez traslacional del plano, bríndelo con sus unidades.
2. Exprese cual es el valor de la reacción vertical en el apoyo de la columna C2 para la carga horizontal aplicada de 10 t.



Para el edificio de un nivel, cuya estructura se representa a continuación, se pide:

1. Calcular las coordenadas XR e YR que miden la distancia del centro de rigidez al origen de coordenadas indicado en el gráfico de la planta de estructura. Grafique su ubicación en la planta.
2. Dadas las coordenadas del centro de gravedad ($X_G = 6,88$ m e $Y_G = 5,00$ m), calcule la excentricidad ey y la excentricidad ex.
3. Grafique la simbología de losas suponiendo que se trata de losas macizas de hormigón armado.
4. Grafique en vista el PY5 suponiendo una altura de piso a cubierta de 2,60 m y una profundidad de asiento de las bases de 0,90 m.
5. Grafique en planta las áreas de influencia de las losas sobre las vigas.



DATOS:

Rigideces de los porticos

$Py_1, Py_2, Py_3 = 430 \text{ t/m}$

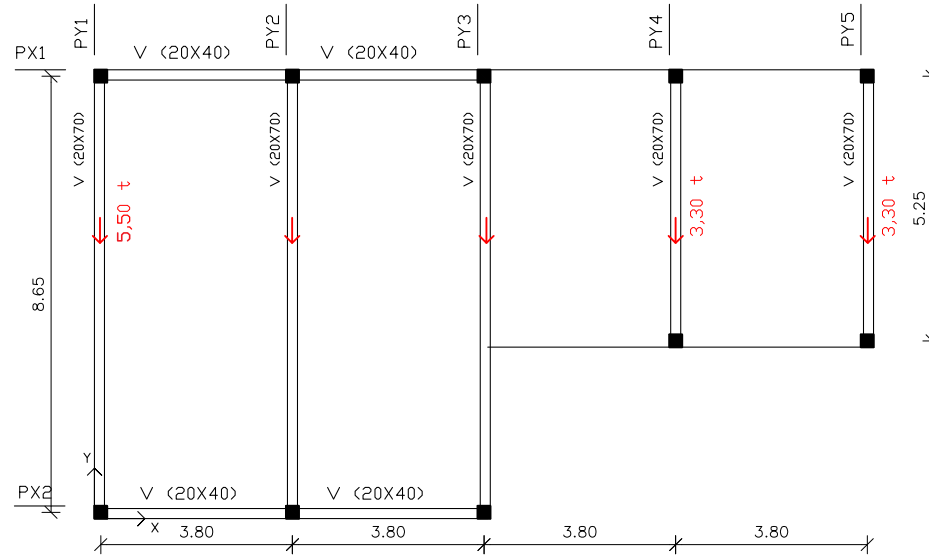
$Py_4, Py_5 = 300 \text{ t/m}$

$Px_1, Px_2 = 630 \text{ t/m}$

Todas las columnas son de 25x25cm

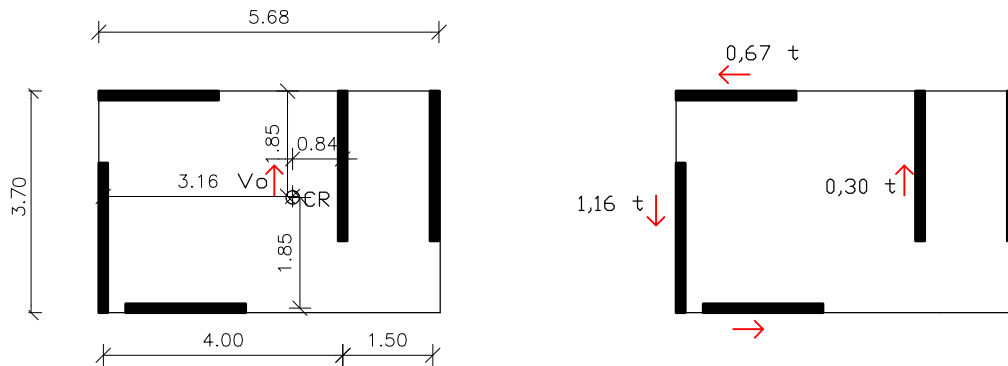
Se cambiaron las secciones de las vigas del caso anterior, por lo que se han modificado las rigideces de los pórticos PY1, PY2 y PY3.
 Se conoce que una fuerza de 20,1 t se aplicó en el centro de rigidez en dirección del eje Y positivo, y se obtuvieron en los pórticos PY1, PY4 y PY5 las fuerzas reactivas indicadas en la planta,
 Se pide:

1. Brinde el valor de las fuerzas reactivas de los pórticos PY2 y PY3. Justifique su respuesta.

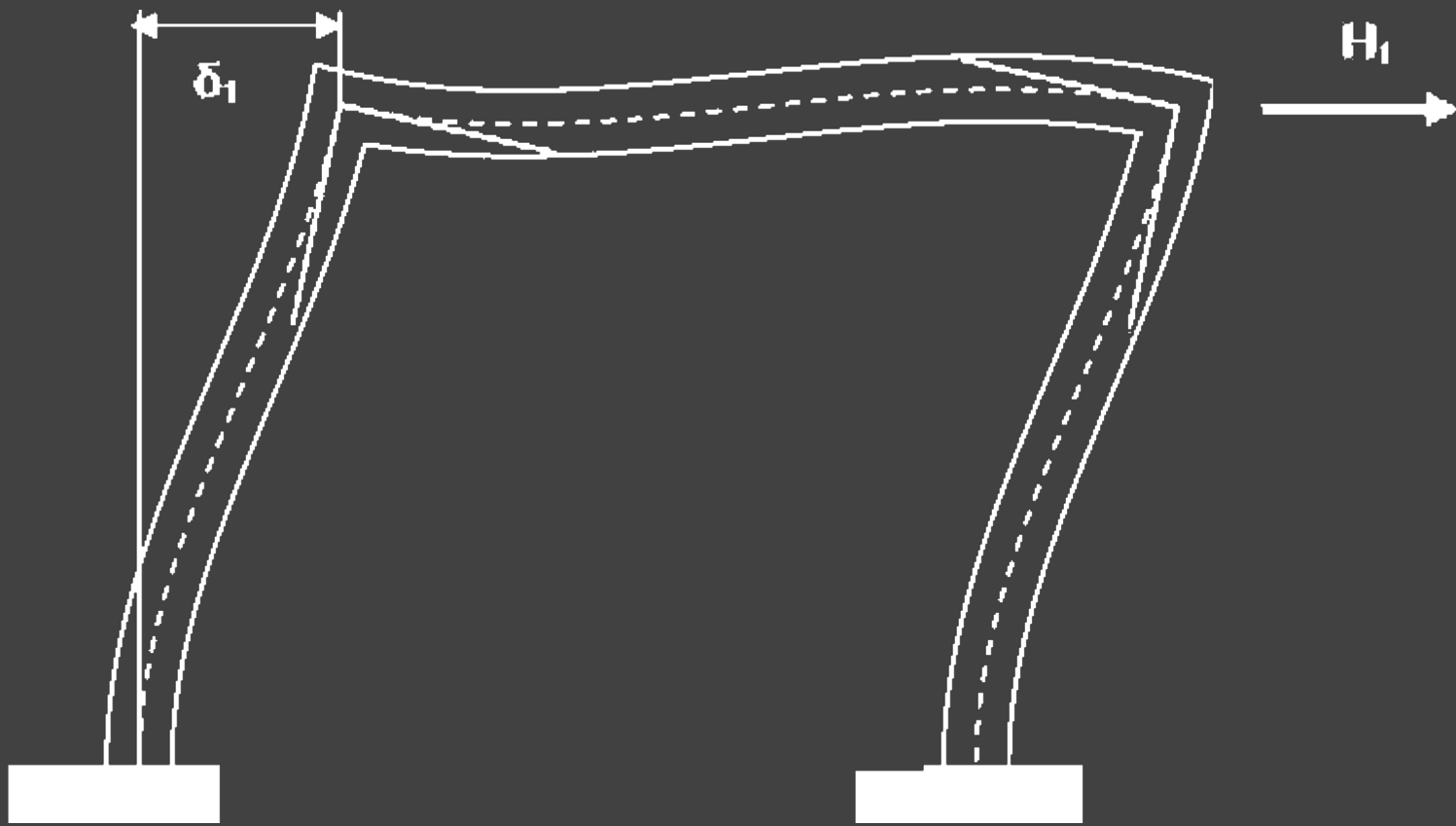


En la estructura que se detalla a continuación, para el corte basal aplicado, $V_0 = 20$ t, en dirección del eje Y positivo se pide:

1. En la planta de la izquierda graficar, con sus valores, las reacciones en los planos verticales debidas solamente a la traslación.
2. Calcular el momento torsor que produce el V_0 .
3. En la planta de la derecha graficar, con sus valores, las reacciones faltantes debidas a la torsión.



DATOS:
 $XG=2.85m$ $YG=1.95m$
 $XR= 3.27m$ $YR=1.95m$
 Todos los planos verticales tienen igual rigidez



Análisis Cualitativo

DEFORMADA DE PÓRTICOS A NUDOS DESPLAZABLES

Estos pórticos se desplazan debido a fuerzas horizontales (viento, sismos, etc.) Este estado de cargas se analiza de forma aislada despreciando todo tipo de cargas de origen gravitatorio, inclusive su peso propio.

Las barras verticales (columnas) son las que están sometidas a los desplazamientos relativos.

Se analizarán barras de la misma longitud y momento de inercia a las que se les aplica el mismo desplazamiento relativo.

BARRAS CON DESPLAZAMIENTO

1 - Barra con un extremo perfectamente empotrado y el otro extremo articulado (Fig 1)

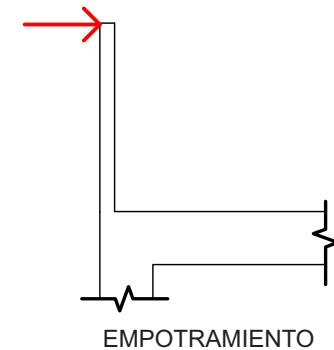
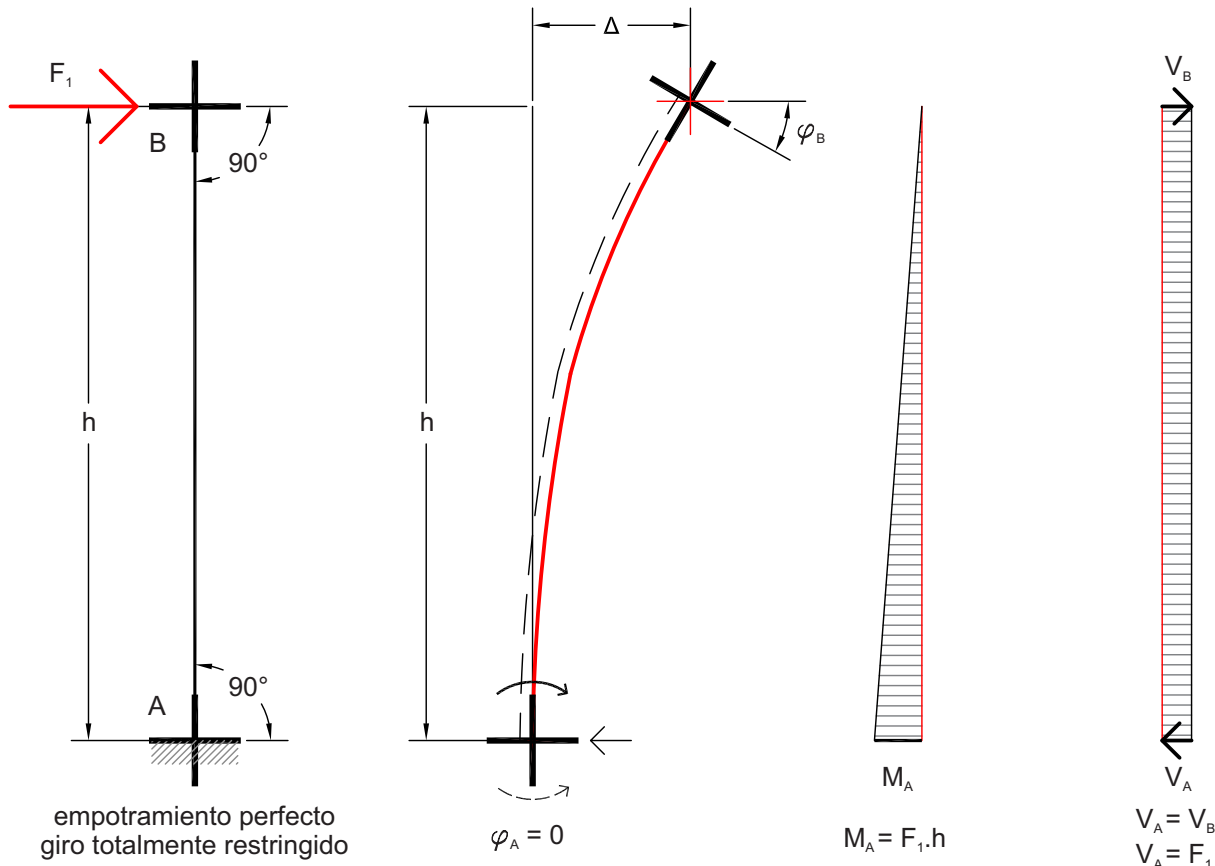


Fig 1 - Barra empotrada en su extremo inferior y articulada en su extremo superior

La fuerza produce un desplazamiento, el extremo superior gira libremente un ángulo ϕ_B y el extremo inferior no gira. La barra no tiene punto de inflexión.

El momento M_A es el del empotramiento, y el momento en el extremo articulado es igual a cero.

El corte en la barra está generado por los momentos en sus extremos, generando un corte constante a lo largo de la misma, es igual a:

$$V = \frac{M_A}{h}$$

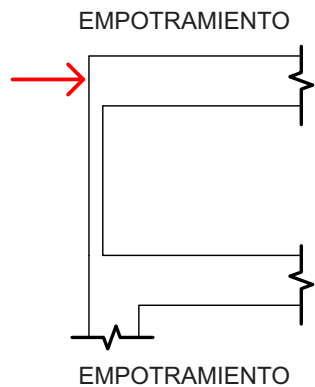


Fig 2 - Barra empotrada en ambos extremos.

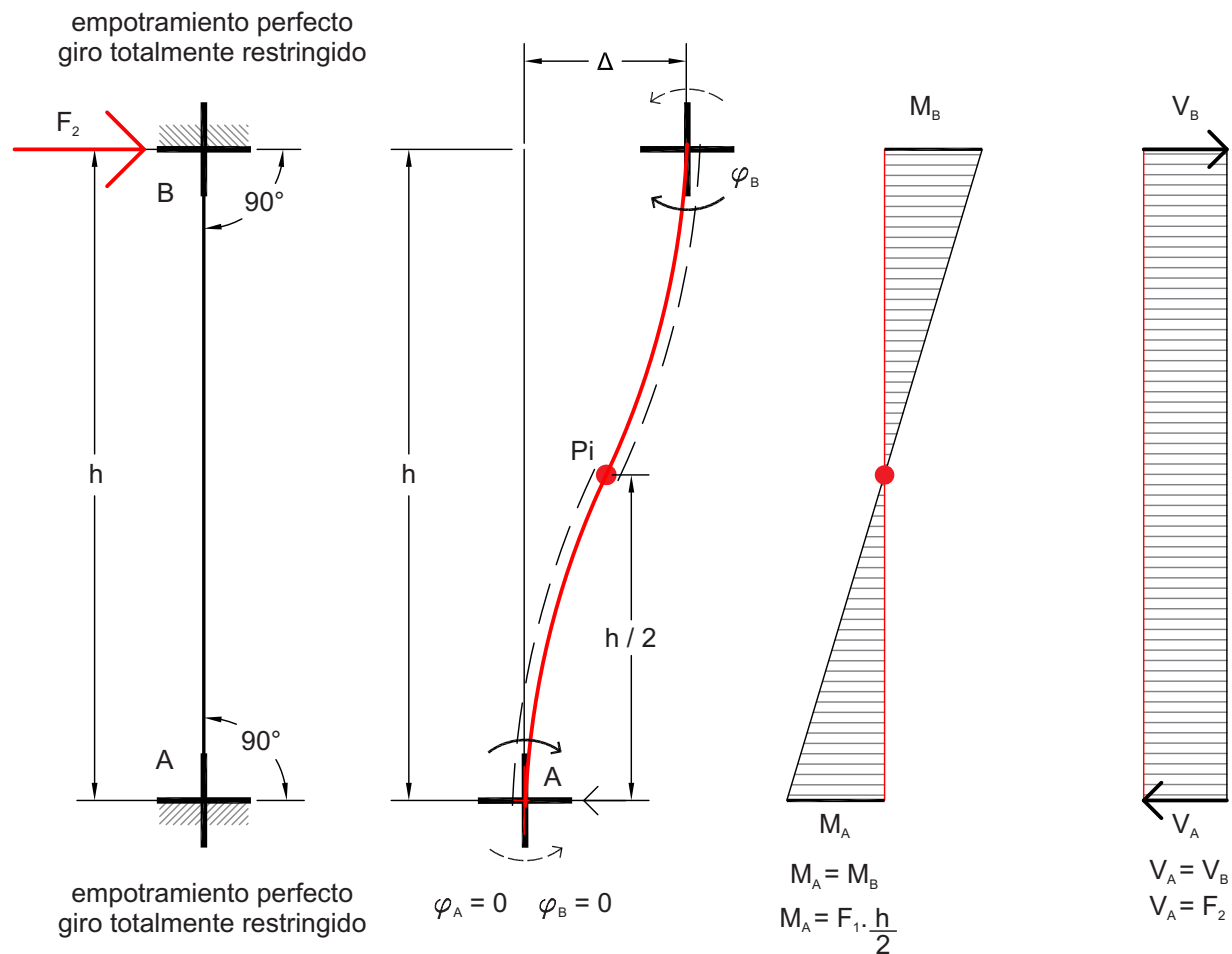
La fuerza produce un desplazamiento, los extremos al estar perfectamente empotrados no giran, la deformada de la barra tiene un punto de inflexión a la mitad de su altura.

El momento M_A y M_B son iguales.

El corte en la barra está generado por los momentos en sus extremos, generando un corte constante a lo largo de la misma, es igual a:

$$V = \frac{\sum M}{h}$$

2 - Barra con ambos extremos perfectamente empotrados



3 - Barra con un extremo perfectamente empotrado y el otro extremo elásticamente empotrado. (Fig 3)

(La situación es intermedia con respecto a los dos casos anteriores.)

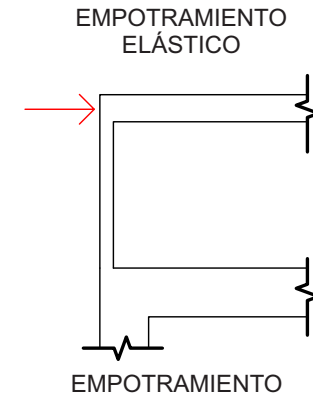
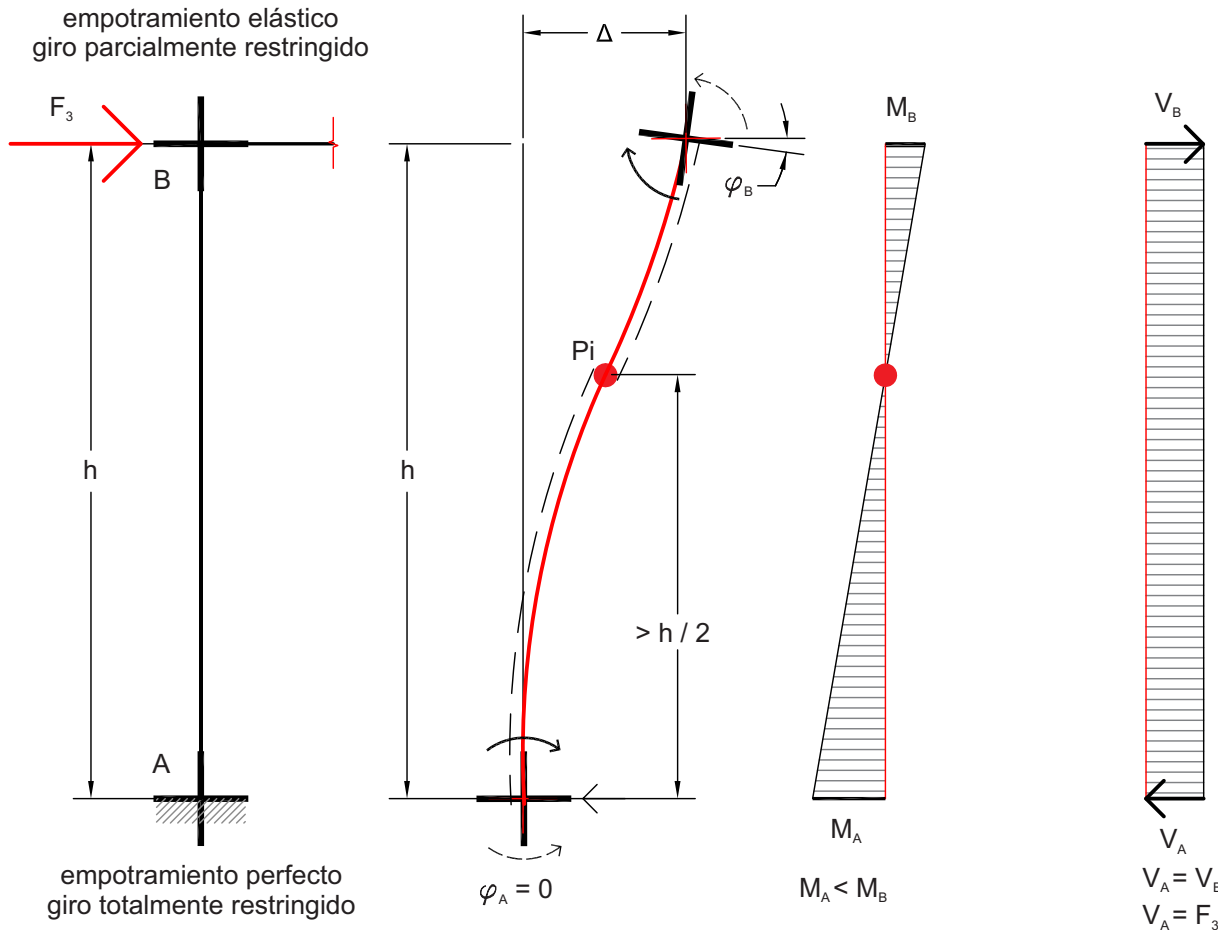


Fig 2 - Barra empotrada en ambos extremos.

La fuerza produce un desplazamiento, el extremo superior gira parcialmente. El nudo es indeformable, es decir que el ángulo formado por las tangentes de las barras antes de la deformación es igual al ángulo que forman las tangentes después de la deformación.

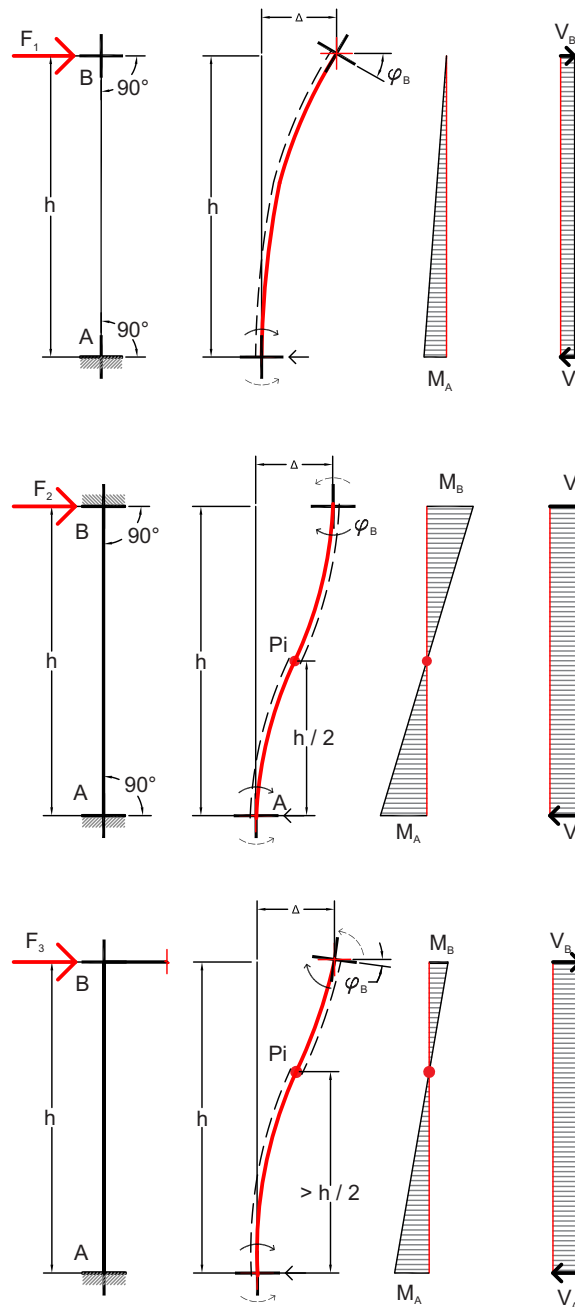
El extremo inferior no gira, la deformación de la barra tiene un punto de inflexión por encima de la mitad de su altura.

El momento M_A es mayor que el momento M_B .

El corte en la barra está generado por los momentos en sus extremos, generando un corte constante a lo largo de la misma, es igual a:

$$V = \frac{\sum M}{h}$$

Grafico Comparativo



Podemos observar en el gráfico comparativo barras de igual longitud y momento de inercia, a las que se les aplica el mismo desplazamiento relativo,

A medida que restringimos el giro en el extremo superior, el punto de inflexión se va desplazando hacia la mitad de la altura de la barra.

El momento de empotramiento en el extremo inferior se va incrementando a medida que se va empotrando el extremo superior, se puede observar que para dos barras de la misma longitud y momento de inercia, a las que se les aplica el mismo desplazamiento relativo, el momento flector es el doble en la barra con sus dos extremos empotrados que la barra que tiene un extremo empotrado y otro articulado.

Esto se debe al incremento de su rigidez por causa de sus vínculos.

Podemos observar que el corte es mayor en la barra que tiene mayores momentos en sus extremos.

4 - Barra con ambos extremos articulados (Fig. 4)

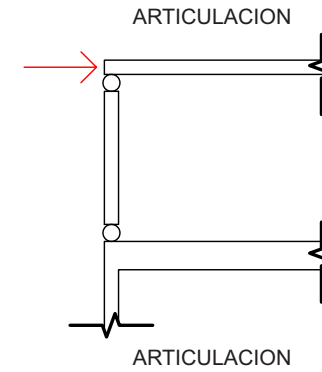
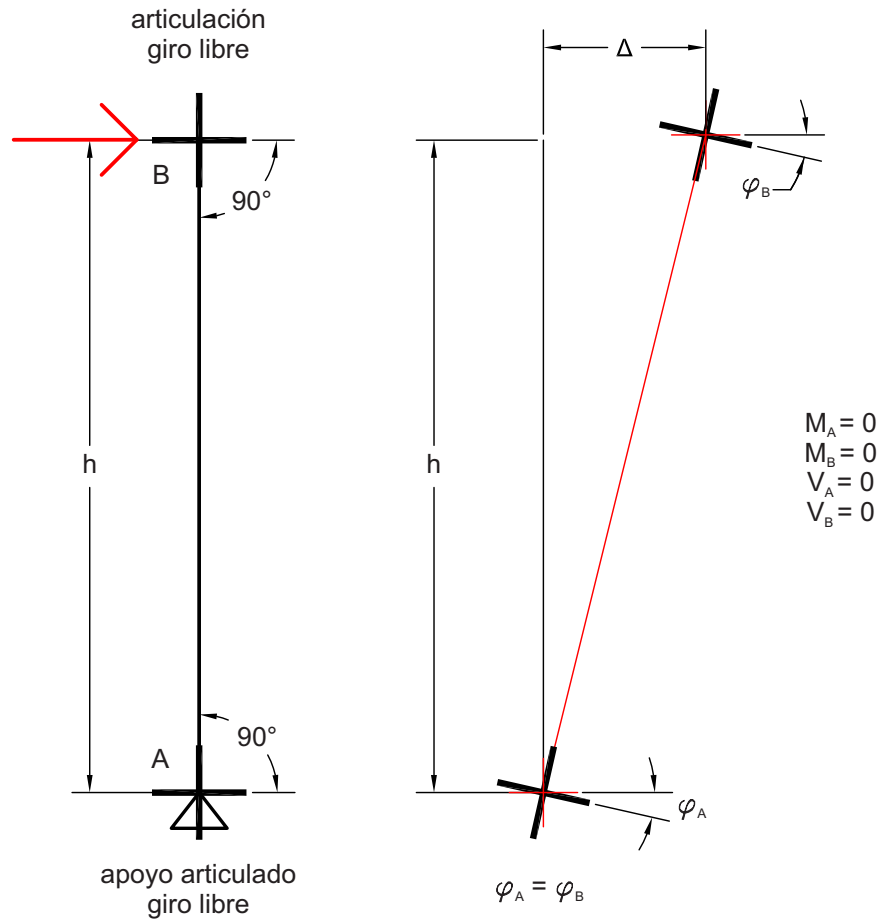


Fig 4 - Barra articulada en ambos extremos.

Se desplaza el apoyo superior perpendicularmente al eje de la barra.

Al desplazarse el nudo superior, ambos extremos giran libremente ángulos de igual magnitud y sentido, la barra se comporta como una biela.

No tiene momentos flectores.

No tiene esfuerzo de corte.

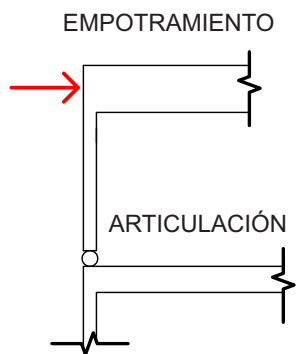


Fig 5 - Barra con un extremo articulado y otro empotrado.

La fuerza produce un desplazamiento, el extremo superior no gira y el extremo inferior gira libremente.

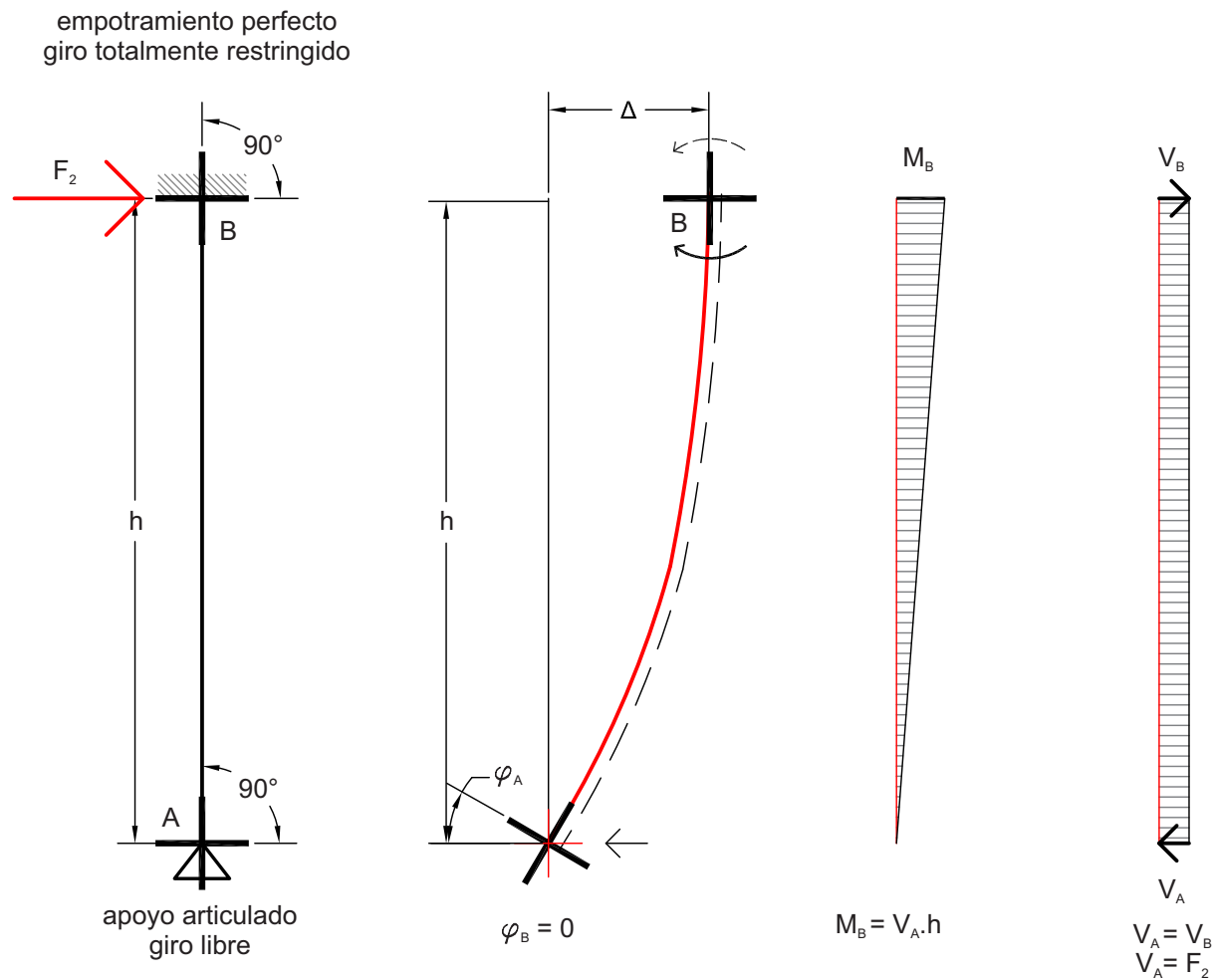
La barra no tiene punto de inflexión.

El momento $M_A = 0$ (articulación) y el momento $M_B = V \cdot h$

El corte en la barra está generado por los momentos en sus extremos, generando un corte constante a lo largo de la misma, es igual a:

$$V = \frac{M_B}{h}$$

5 - Barra con un extremo articulado y el otro perfectamente empotrado (Fig. 5)



Barra con un extremo articulado y el otro extremo elásticamente empotrado. (Fig.6)
 (La situación es intermedia con respecto a los dos casos anteriores.)

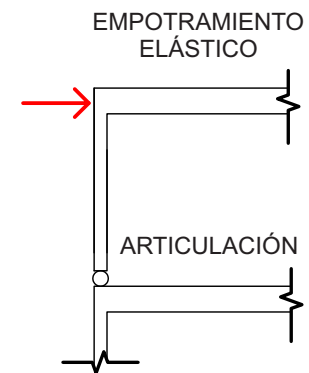
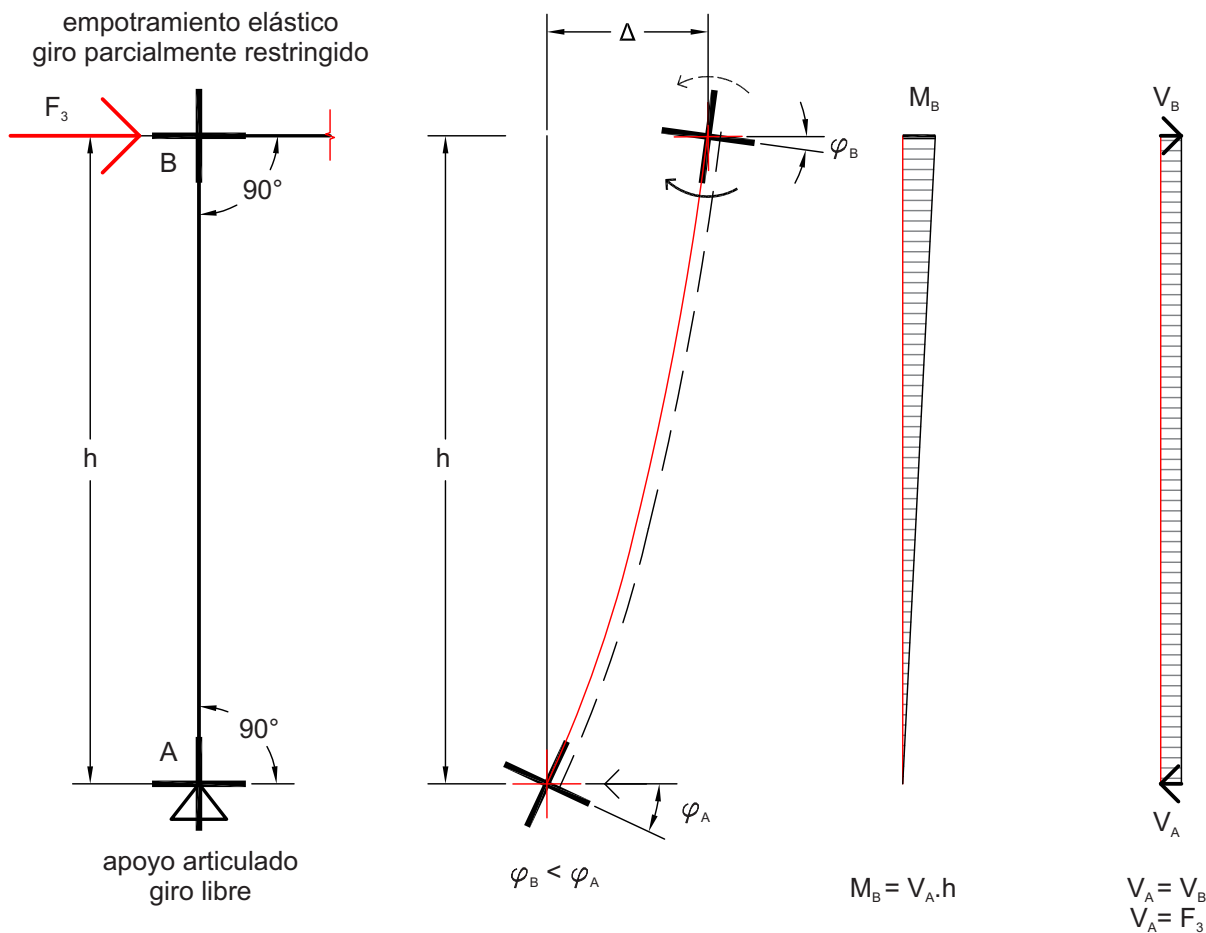


Fig 6 - Barra con un extremo articulado y otro elásticamente empotrado.

La fuerza produce un desplazamiento, el extremo superior gira pero no libremente, hay restricción parcial de giro. El nudo es indeformable, es decir que el ángulo formado por las tangentes de las barras antes de la deformación es igual al ángulo que forman las tangentes después de la deformación. El extremo inferior gira libremente.

El momento $M_A = 0$ y el momento $M_B = V \cdot h$

El corte en la barra está generado por los momentos en sus extremos, generando un corte constante a lo largo de la misma, es igual a:

$$V = \frac{M_B}{h}$$

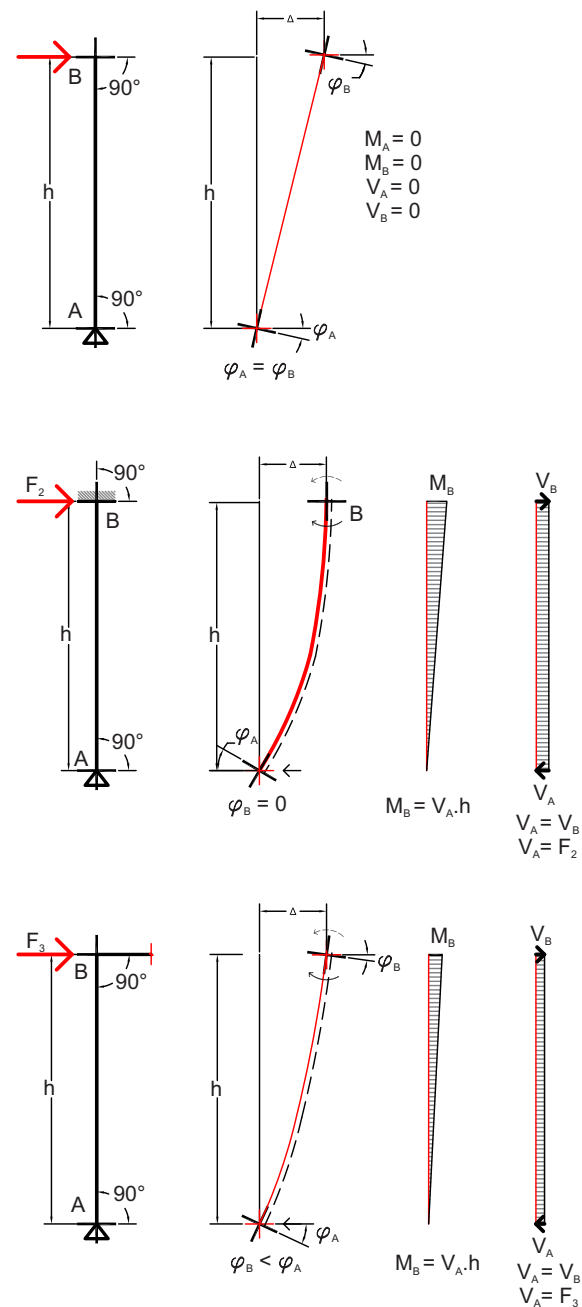
Podemos observar en el gráfico comparativo barras de igual longitud y momento de inercia, a las que se les aplica el mismo desplazamiento relativo,

A medida que restringimos el giro en el extremo superior en la barra se incrementan la rigidez, se hace mayor la curvatura y la flexión de la barra, es decir, aumentan los momentos.

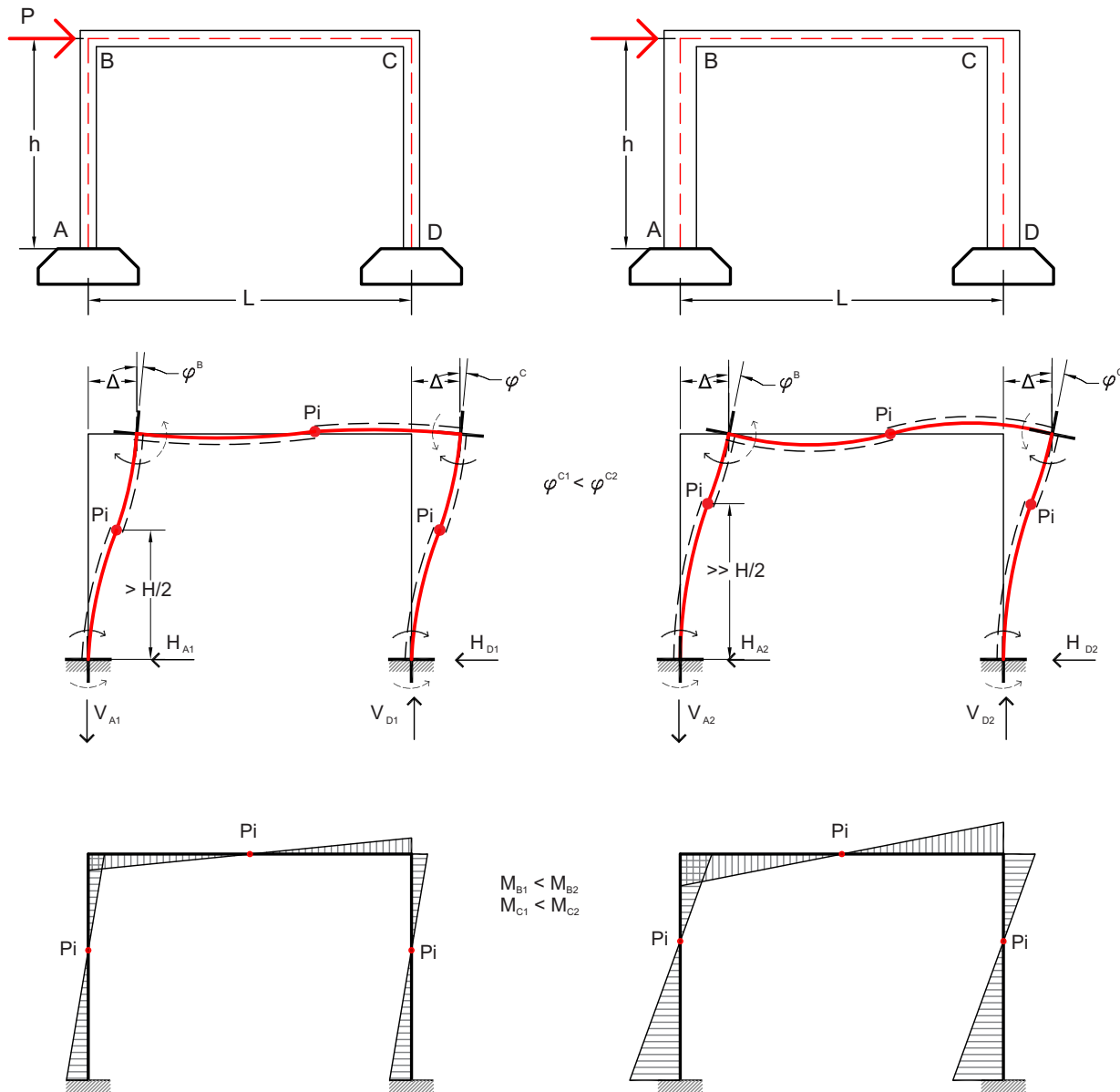
El momento en el extremo superior se va incrementando a medida que la viga le restringe el giro. Esto se debe al incremento de su rigidez por causa de sus vínculos.

Podemos observar que el corte es mayor en la barra más rígida y tiene mayor momento en su extremo.

Gráfico Comparativo



Deformada y diagrama de momento de un pórtico



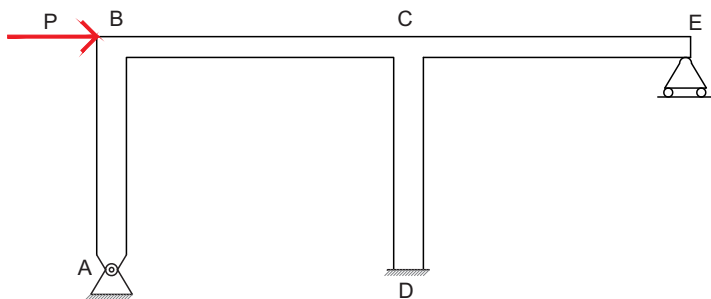
La viga es la barra que vincula al extremo superior de la columna, por lo tanto es la viga quien restringe el giro provocado por un desplazamiento.

Lo primero que se estudia es el comportamiento de la columna que se desplaza y como son sus giros en los nudos, luego es la viga que acompaña esa deformación y equilibra el nudo.

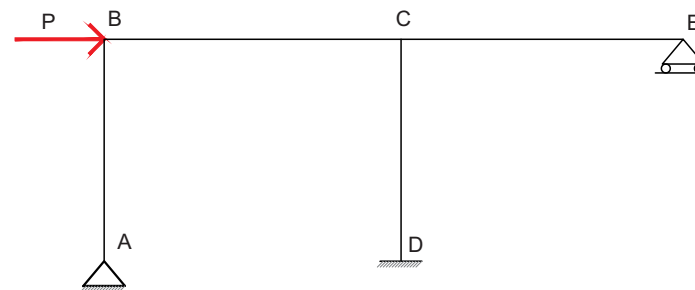
Si comparamos dos pórticos que tienen diferentes rigideces de columnas y que sus vigas son iguales, vemos que en el primer caso la viga puede restringir más a la columna que en el segundo caso, por lo tanto el giro de será menor.

En el segundo caso las columnas son muy rígidas, la viga no tiene la misma capacidad de restringir el giro que en el caso anterior, por lo tanto el giro será mayor. El punto de inflexión se acercará más al nudo superior.

Grafique la deformada cualitativa del plano, bajo la acción de cargas horizontales. Indique los giros, tangentes, fibras traccionadas, puntos de inflexión y reacciones transmitidas al pie de cada columna.

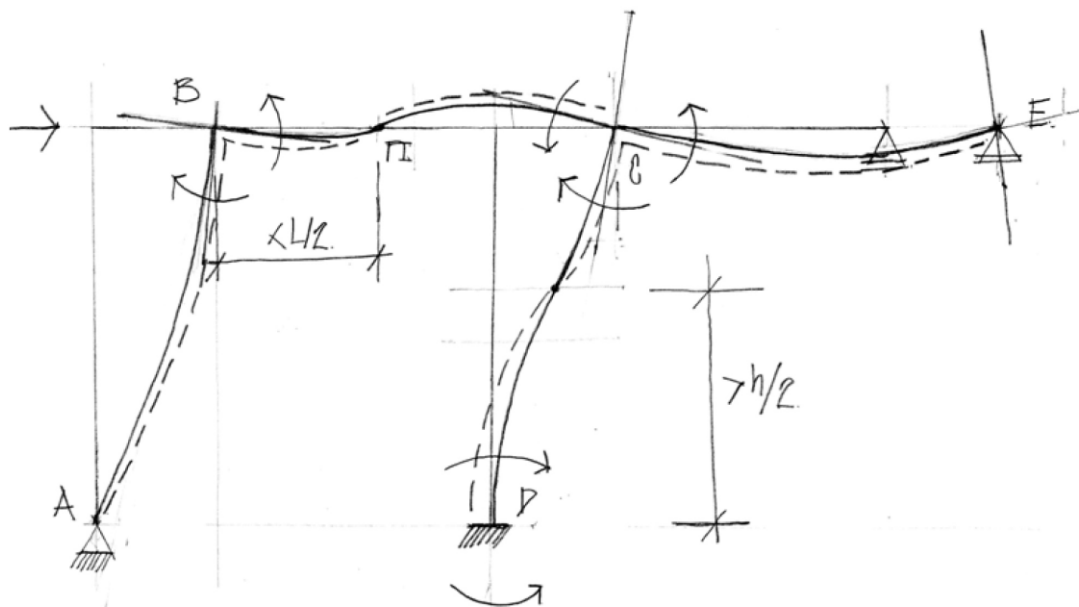


Vista del pórtico



Modelado del pórtico

Comenzamos la deformada desplazando todos los nudos, se giran sus nudos de acuerdo al tipo de restricción que la viga le genera a la columna, teniendo en cuenta la rigidez de las mismas según su momento de inercia y su tipo de vínculos, trazamos la deformada de la misma colocando tracciones y puntos de inflexión.



Seguimos deformando las barras que equilibran los nudos de acuerdo a los giros que provocaron el desplazamiento de los nudos.

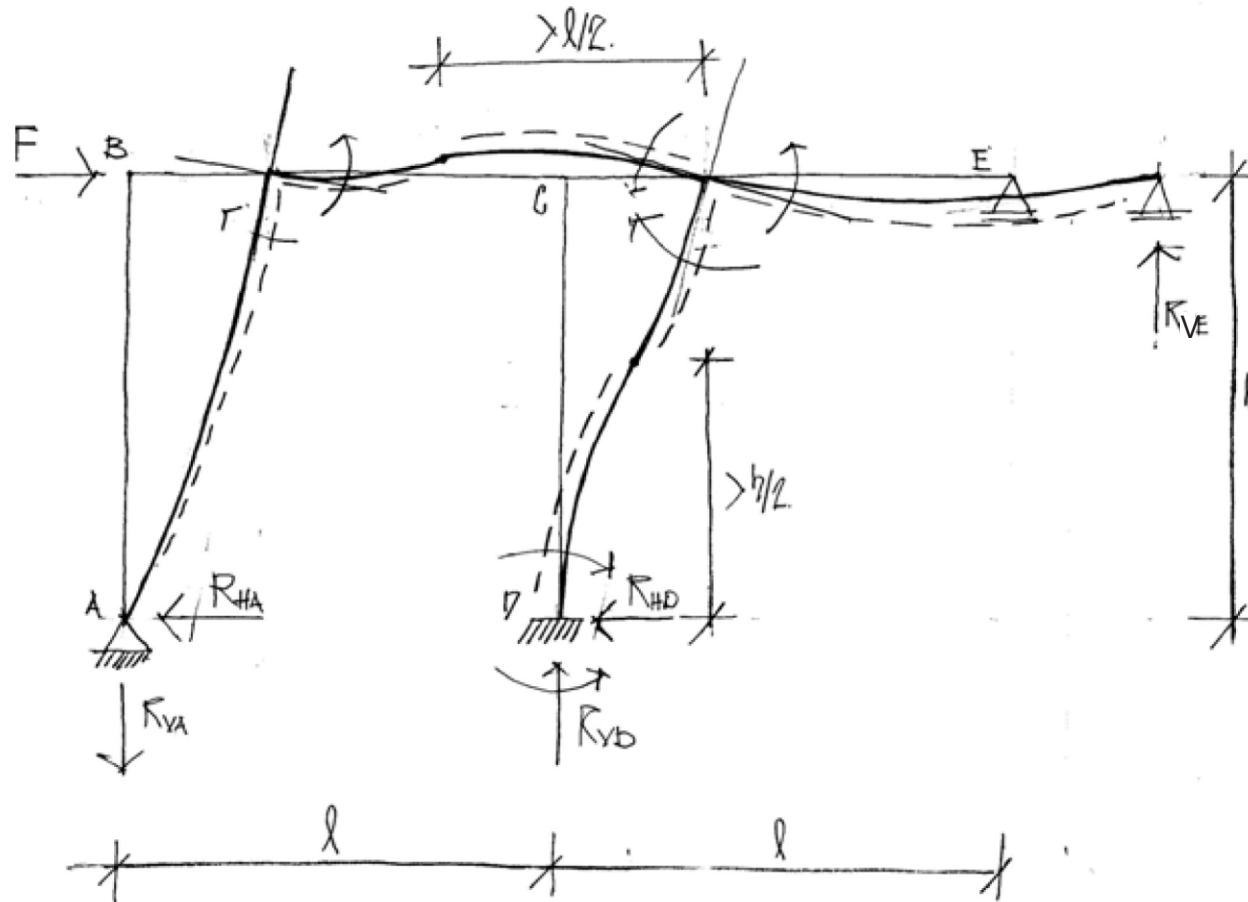
Una vez hecha la curva de deformada, colocamos las tracciones en las barras, los momentos en todos los nudos con la cola de la flecha del lado de las tracciones, de esta forma verifico el equilibrio de los momentos en todos los nudos.

$$\Sigma M = 0.$$

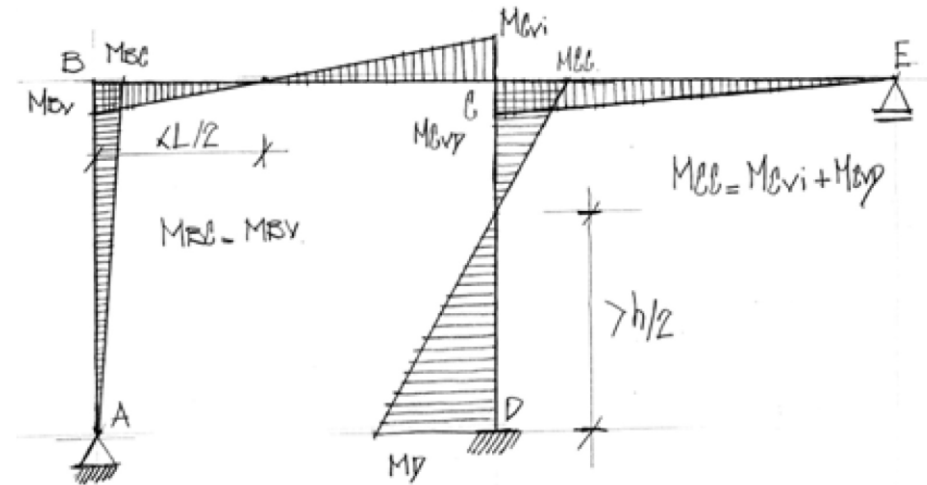
Colocamos las reacciones en los apoyos, de esta forma verifico el equilibrio de las traslaciones.

$$F - R_{HA} - R_{HD} = 0$$

$$Y - R_{VA} + R_{VD} + R_{VE} = 0$$

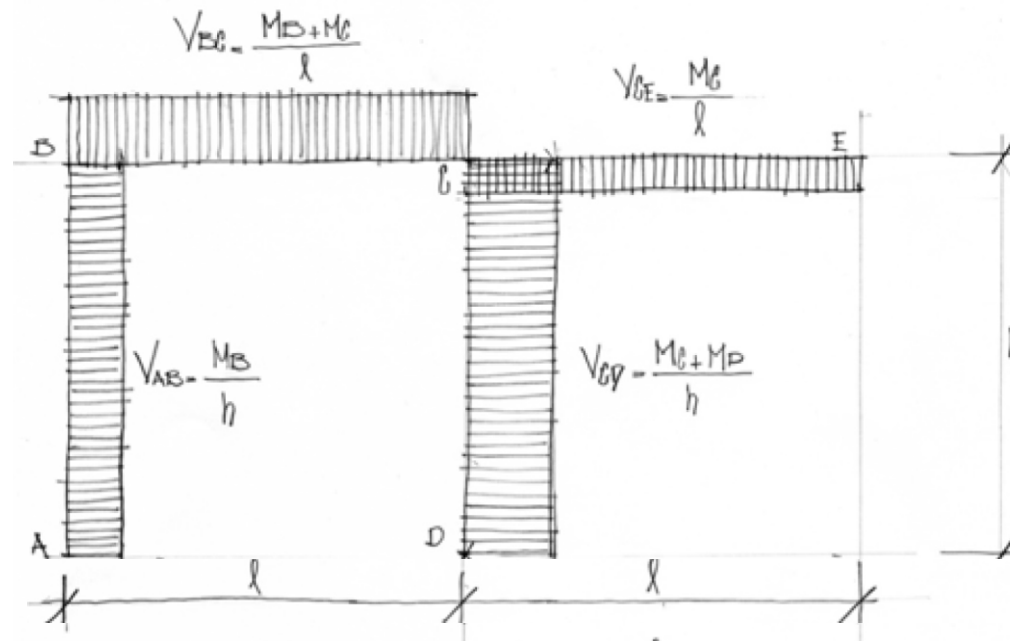


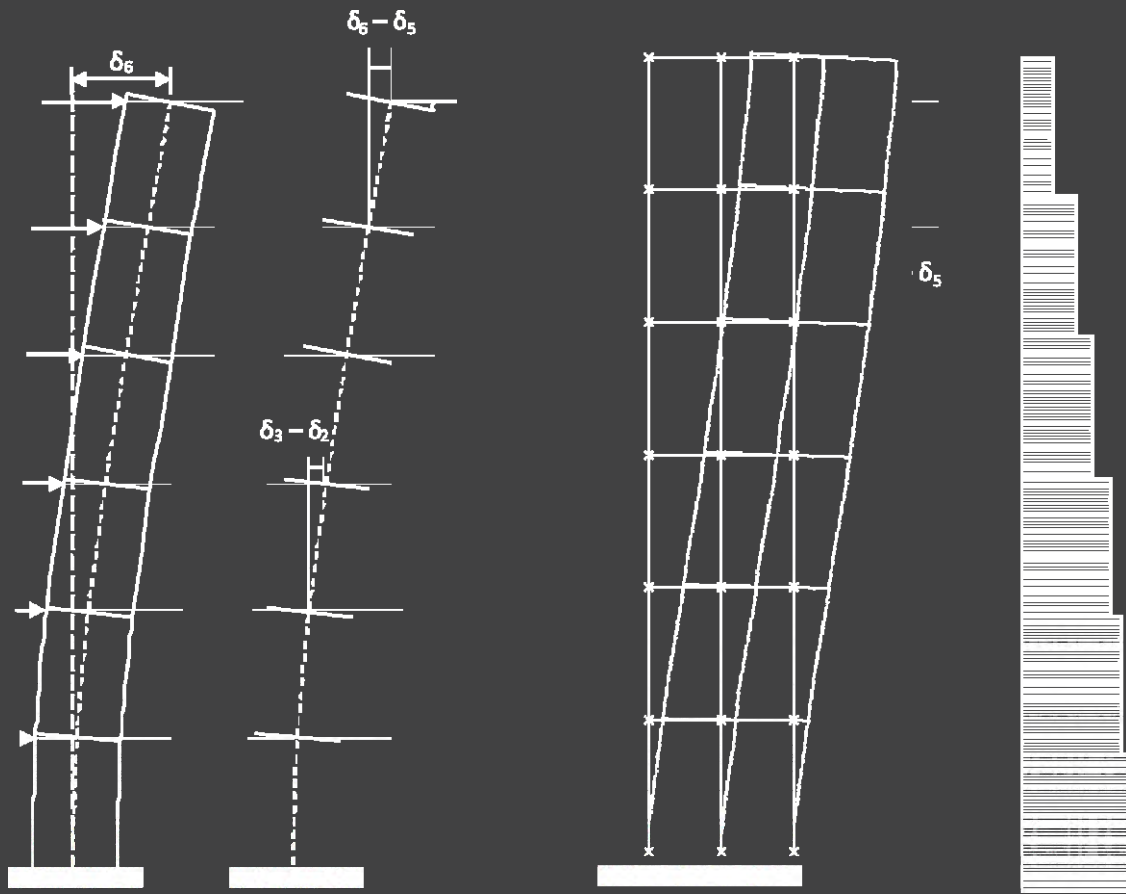
Finalizada la deformada se proceder a dibujar el diagrama de momento flector, comenzando por los momentos de las columnas, y luego los momentos de las vigas, teniendo en cuenta el equilibrio del nudo, las tracciones (momentos del lado de las tracciones) y los puntos de inflexión.



En función de las magnitudes de momentos flectores de los extremos de las barras y sus longitudes quedaran definidas las magnitudes de los esfuerzos de corte en las diferentes barras.

Los esfuerzos de corte varían con la pendiente del diagrama de momento flector.





Análisis Cuantitativo

RESOLUCIÓN DE PÓRTICOS BAJO CARGAS HORIZONTALES

MÉTODO APROXIMADO DEL PORTAL

Con el fin de comprender la distribución de esfuerzos que se produce en un pórtico sometido a fuerzas horizontales haremos algunos comentarios y luego desarrollaremos el llamado método del portal.

Podemos pensar a un pórtico como un tabique con grandes perforaciones que nos permiten iluminar y ventilar cuando el plano se encuentra en la fachada.

Si con el material del tabique construimos un pórtico que tenga el mismo desplazamiento máximo cuando está sometido a las mismas fuerzas que el tabique, notamos lo siguiente:

- 1) Las secciones horizontales del tabique giran mucho más que la del pórtico.
- 2) Los desplazamientos relativos entre dos pisos disminuyen hacia abajo en el caso del tabique mientras que aumentan en el del pórtico. (Con excepción del primer nivel por la influencia del empotramiento en la base). (Fig. 1 - 2)

El tabique se comporta como una ménsula, que se deforma preponderantemente por flexión, se trata de un voladizo esbelto, su único punto de inflexión está en su coronamiento. (Fig 1)

En el pórtico, en cambio, los desplazamientos relativos se incrementan a medida que aumenta el esfuerzo de corte que produce flexión de las columnas, todas las cuales presentan puntos de inflexión.

Si las vigas del pórtico son de una rigidez muy superior a la de las columnas estas últimas tendrán prácticamente impedido el giro de sus extremos y deformarán en forma de S, con desplazamientos relativos proporcionales al esfuerzo horizontal aplicado, o sea al corte. (Fig 2)

En el pórtico de la figura 3 las reacciones horizontales son nulas, al igual que los momentos de empotramiento, solo hay reacciones verticales que forman una cupla y contrarrestan al momento producido por las dos fuerzas horizontales aplicadas.

Equilibrio:

$$\sum F_x = F_2 - F_1 = 0$$

$$\sum F_y = N - N = 0$$

$$\sum M = F_2 \cdot h - N \cdot L = 0$$

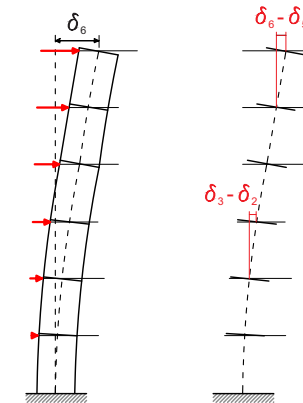


Fig 1 - Deformación de un tabique - Desplazamientos relativos

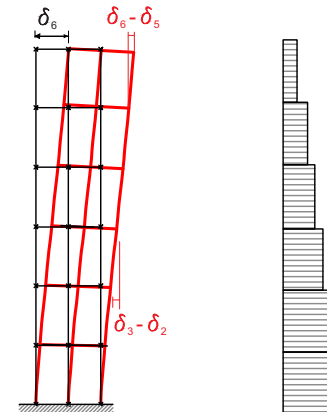


Fig 2 - Deformación de un pórtico y su diag. de corte

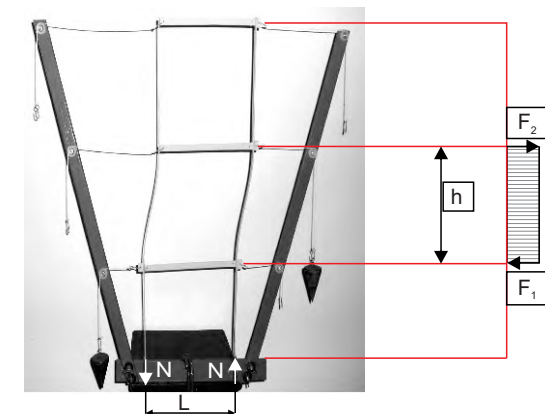


Fig 3 - Pórtico con fuerzas horizontales opuestas.

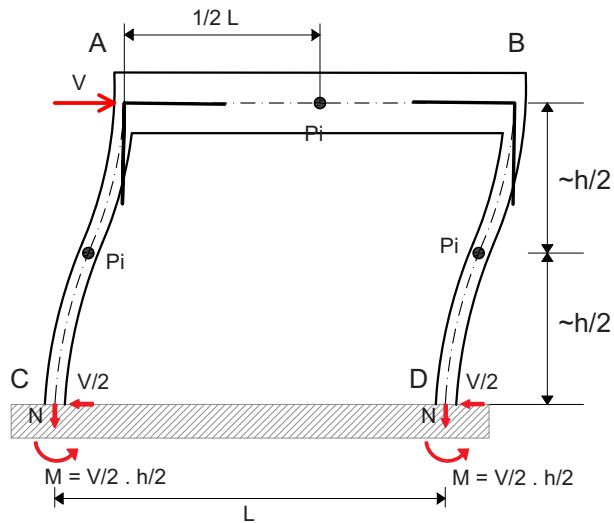


Fig 4 - Reacciones de un pórtico

$$\begin{aligned}\sum F_x &= V - 2 \cdot (V/2) = 0 \\ \sum F_y &= N - N = 0 \\ \sum M &= V \cdot h - N \cdot L - 2M = 0\end{aligned}$$

Fig 5 - Ecuaciones de equilibrio

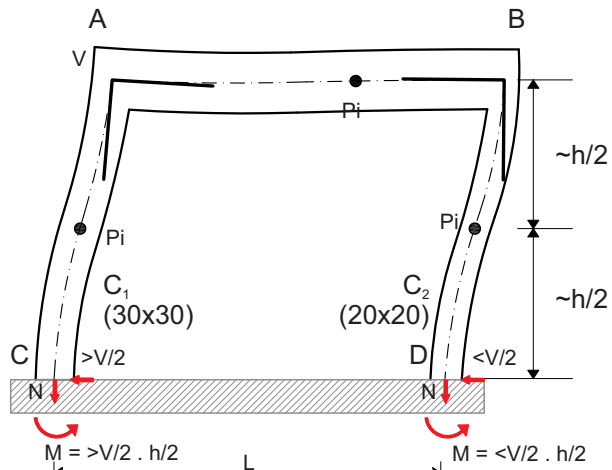


Fig 6- Pórtico con columnas de distinta rigidez.

En la figura 4, el corte total V se repartió entre ambas columnas, que por ser iguales reciben $V/2$ cada una. Dado que el punto de inflexión de las columnas está a la mitad de su altura, el momento en los nudos es el producto del corte ($V/2$) por la distancia desde el punto de inflexión, de momento nulo, hasta el nudo ($h/2$).

Las reacciones verticales de las columnas son iguales al esfuerzo de corte en la viga, este se obtiene sumando sus momentos extremos y dividiendo por la luz.

$$V_{\text{VIGA}} = \frac{M_A + M_B}{L}$$

Verificación del equilibrio a rotación:

El momento producido por la fuerza horizontal externa respecto al punto C es: $M = V \cdot h$

Queda equilibrado por la reacción vertical en D multiplicada por su brazo de palanca respecto a C a la cual se suman los momentos reactivos en C y D.

$$V \cdot h = M_c + M_d + N \cdot L$$

$$V \cdot h = 2 \frac{V \cdot h}{4} + \frac{(M_A + M_B)}{L} = V \frac{h}{2} + V \frac{h}{2}$$

Si las columnas del pórtico tienen distinta rigidez se debe repartir el corte de ese nivel entre las columnas del nivel en proporción a la rigidez de cada una.

En el caso de la figura 6, la fuerza V se distribuye entre ambas columnas en proporción a la rigidez de cada una. La rigidez de columnas de $H^{\circ}A^{\circ}$ depende de su sección, calidad del hormigón, cuantía de armadura, nivel de carga de compresión, longitud y vínculos.

Dado que se trata de columnas del mismo material, longitud y vínculos simplificadamente haremos depender su rigidez solo del momento de inercia de la sección transversal.

Momentos de inercia:

$$I_{c1} = 2 \frac{(3)^3}{12} \text{ dm}^4 = 4,5 \text{ dm}^4$$

$$I_{c2} = 2 \frac{(2)^3}{12} \text{ dm}^4 = 1,33 \text{ dm}^4$$

$$\sum I_{c1} + I_{c2} = (4,5 + 1,33) \text{ dm}^4 = 5,83 \text{ dm}^4$$

Proporción de la rigidez de cada columna respecto a la rigidez total:

$$\left. \begin{aligned}\frac{I_{c1}}{\sum (I_{c1} + I_{c2})} &= \frac{4,5}{5,83} = 0,77 \\ \frac{I_{c2}}{\sum (I_{c1} + I_{c2})} &= \frac{1,33}{5,83} = 0,23\end{aligned}\right\} 0,77 + 0,23 = 1,00$$

Corte en cada columna:

$$V_{c1} = 0,77 V$$

$$V_{c2} = 0,23 V$$

Momentos en los nudos:

$$M_A = M_C = V_{c1} \cdot h/2$$

$$M_B = M_D = V_{c2} \cdot h/2$$

El corte en la viga se obtiene sumando los momentos en sus extremos, que procuran hacerla girar ambos en sentido horario, y equilibrándolo con la cupla formada por las reacciones verticales, cuyo brazo de palanca es la luz de la viga. Fig. 7

Si el pórtico tiene varios niveles lo primero es graficar el diagrama de corte de todo el plano a fin de conocer cuál es el corte a repartir en cada nivel.

En la figura 8 se representa un pórtico con columnas de rigidez creciente hacia abajo siguiendo los valores del esfuerzo de corte (los desplazamientos relativos son todos iguales).

Se colocaron las fuerzas en relación 3:2:1 para los niveles 3, 2 y 1.

A su vez la rigidez de las columnas crece con el corte, si tienen un valor 3 en el tercer nivel, les corresponde 3 + 2 = 5 en el segundo y 5 + 1 = 6 en el primero, con estas rigideces los desplazamientos relativos son iguales en todos los niveles.

Pórtico de varios niveles

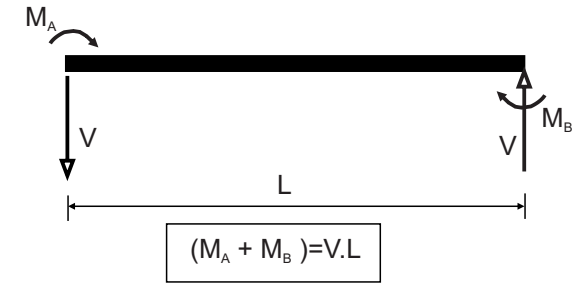
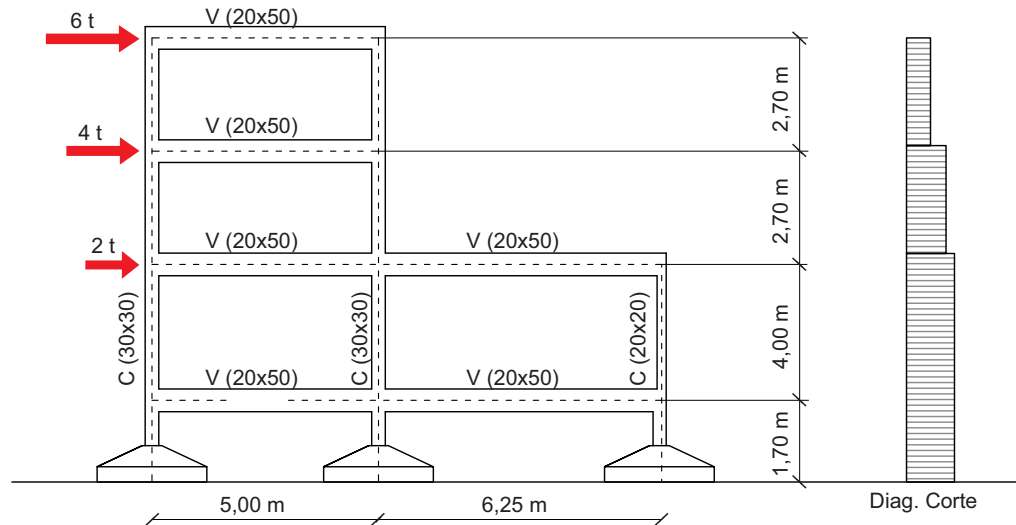


Fig 7 - Corte en una viga

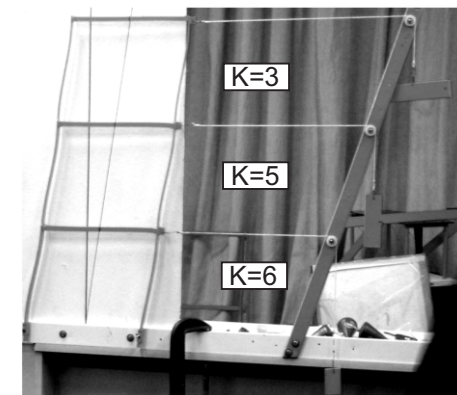
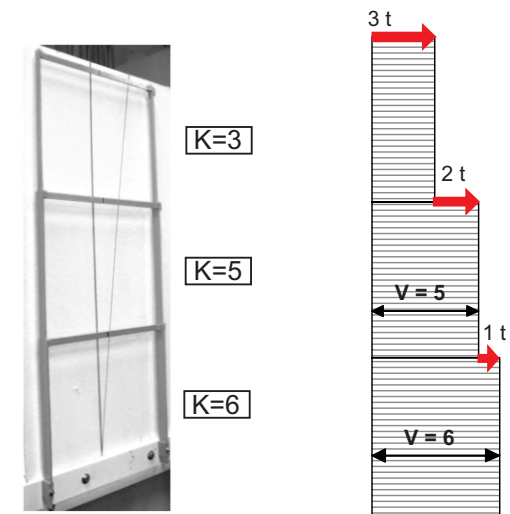


Fig 8 - Pórtico de rigidez variable en altura

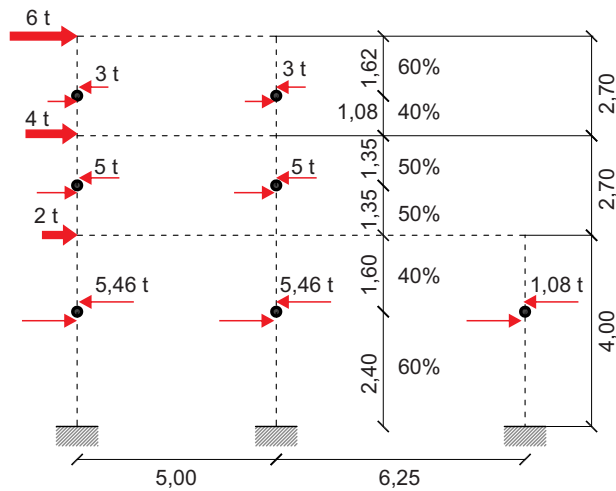


Figura 7- Esquema con ubicación de los puntos de inflexión y cortes en columnas.

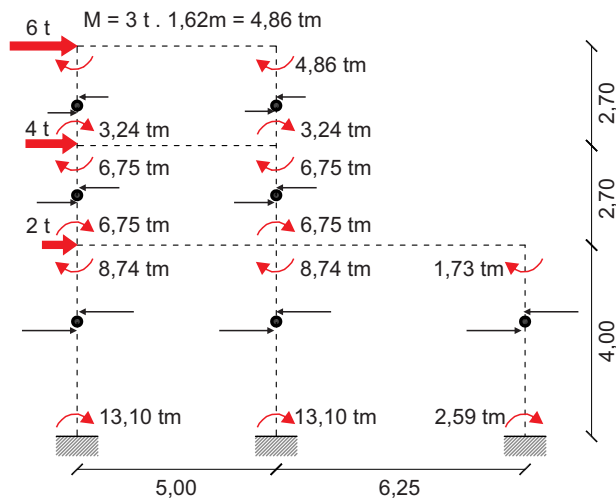


Figura 8 - Momentos en cabeza y pie de columna.

Vamos a suponer que las columnas están perfectamente empotradas en la intersección de su eje con el de la viga riostra.

Tercer nivel: hay que repartir un corte de 6 t entre dos columnas iguales, le corresponden 3 t a cada una. El punto de inflexión de las columnas lo supondremos más alejado del nudo de arriba que del de abajo, ya que al superior lo hace girar una columna y al inferior dos. Tomaremos 60% y 40% de la altura respectivamente.

Colocamos los cortes en los puntos de inflexión de las columnas (ver figura 9).

Segundo nivel: en todos los niveles intermedios supondremos similares los giros de los nudos superiores e inferiores, con lo que el punto de inflexión de las columnas estará al 50% de la altura. El corte a repartir es de $4 t + 6 t = 10 t$ entre dos columnas de igual rigidez, le corresponden 5 t a cada una.

Primer nivel: El efecto del empotramiento en el pie de las columnas hace que el punto de inflexión en éstas suba al 60% de su altura. El corte a repartir es de $10 t + 2 t = 12 t$.

Las columnas tienen distintas rigideces, por lo que debe obtenerse el porcentaje que corresponde a cada una.

$$\text{Columnas de } 30 \times 30: I = 3 \frac{(3)^3}{12} \text{ dm}^4 = 6,75 \text{ dm}^4$$

$$\text{Columna de } 20 \times 20: I = 2 \frac{(2)^3}{12} \text{ dm}^4 = 1,33 \text{ dm}^4$$

$$\text{Total: } I = 2 \cdot 6,75 \text{ dm}^4 + 1 \cdot 1,33 \text{ dm}^4 = 14,83 \text{ dm}^4$$

$$\text{Corte en columnas de } 30 \times 30: 12 t \frac{6,75 \text{ dm}^4}{14,83 \text{ dm}^4} = 5,46$$

$$\text{Corte en columna de } 20 \times 20: 12 t \frac{1,33 \text{ dm}^4}{14,83 \text{ dm}^4} = 1,08$$

Desde el punto de inflexión, de momento nulo, el momento flector crece linealmente hasta alcanzar en los nudos superiores e inferiores de las columnas el valor correspondiente. Los momentos en las cabezas y pie de columnas se obtienen multiplicando el corte por su distancia al nudo. (Fig 10)

En cada nudo las vigas deben equilibrar a la suma de los momentos de las columnas que concurren al mismo. De haber una sola viga ella será la que deba restablecer el equilibrio. Si hay dos vigas cada una contribuirá en forma proporcional a su rigidez.

La rigidez de cada viga a rotación depende del tipo de sus vínculos, es proporcional al material, y al momento de inercia de su sección e inversamente proporcional a su longitud.

Como tenemos vigas del mismo material, sección y vínculos, bastará con tomar la rigidez rotacional como inversamente proporcional a su longitud.

$$\left. \begin{aligned} K_{V_{IZQ}} &= \frac{1}{5,00} = 0,20 \\ K_{V_{DER}} &= \frac{1}{6,25} = 0,16 \end{aligned} \right\} 0,20 + 0,16 = 0,36$$

$$\Sigma M_{COL} = 6,75 \text{ tm} + 8,75 \text{ tm} = 15,49 \text{ tm}$$

El momento en vigas será (Fig. 11)

$$M_{V_{IZQ}} = 15,49 \text{ tm} \frac{0,20}{0,36} = 8,60 \text{ tm}$$

$$M_{V_{DER}} = 15,49 \text{ tm} \frac{0,16}{0,36} = 6,89 \text{ tm}$$

El corte en vigas, como vimos, se obtiene sumando los momentos en sus extremos y dividiendo por la luz de la viga. (Fig. 12)

$$V = \frac{M_A + M_B}{L} = 1,08$$

El corte de las vigas se transmite a las columnas como esfuerzo normal, de compresión o de tracción, y en cada nivel se agrega el proveniente de las vigas del mismo.

En la figura 13 se resumen los valores que resultan.

Resolución mediante software Wineva 7

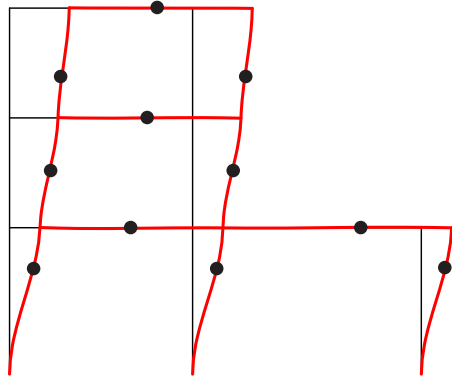


Figura 14 - Deformada con puntos de inflexión

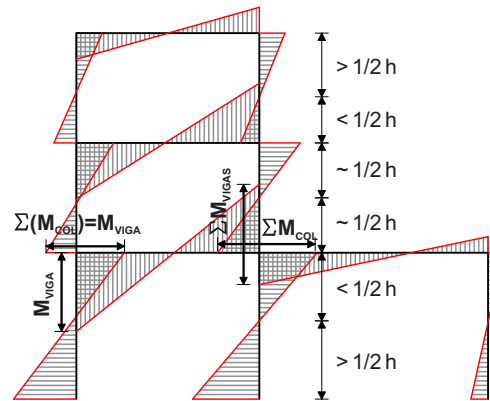


Figura 15 - Diagrama de momentos flectores

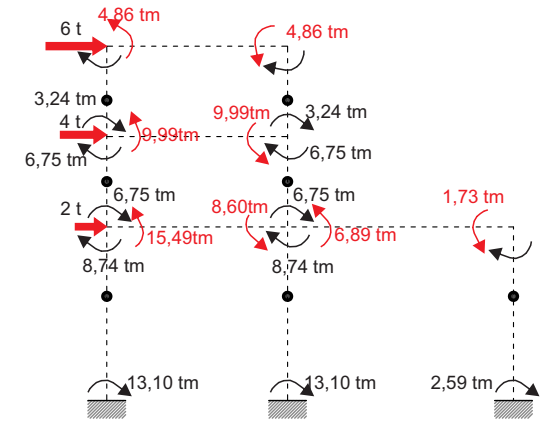


Figura 11 - Momentos en extremos de vigas y col.

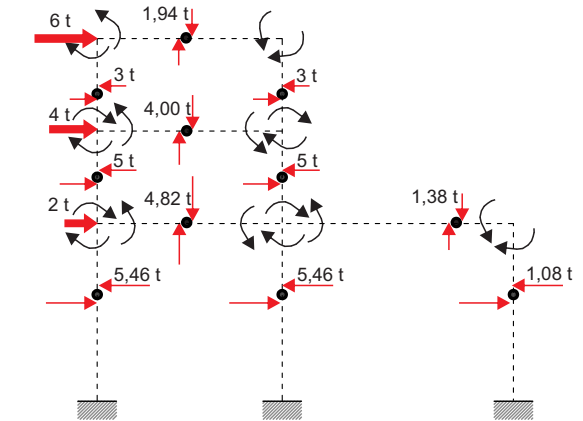


Figura 12 - Cortes en vigas y columnas

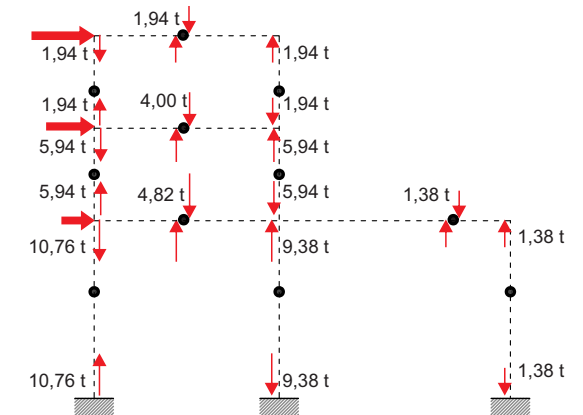


Figura 13 - Cortes en vigas y normal en columnas

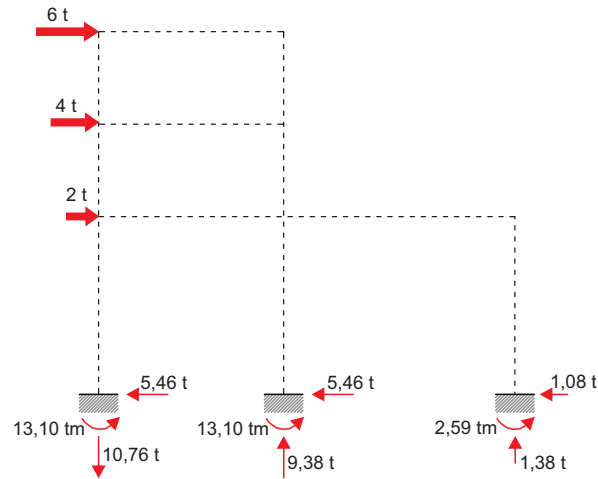


Figura 16 - Reacciones de apoyo

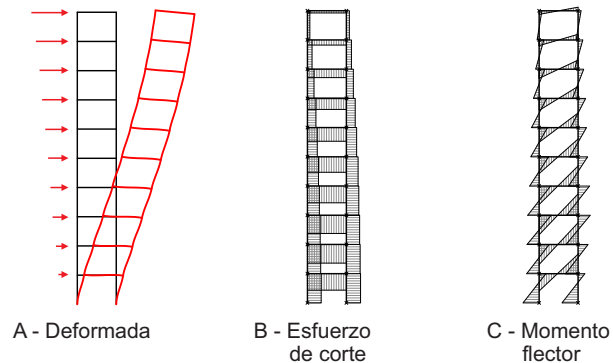


Figura 17 - Pórtico sometido a acciones sísmicas.

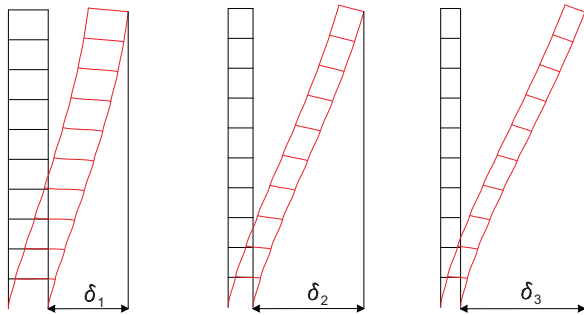


Figura 18 - Incremento del desplazamiento que acompaña al de la esbeltez.

Reacciones de apoyos

La fuerza horizontal en cada empotramiento es igual y de sentido contrario al corte transmitido por la columna que apoya.

La suma es:

$$\sum R_x = 2 \cdot 5,46 t + 1,08 t = 12 t$$

Y resulta igual al corte en la base del plano ($V_0 = 6 t + 4 t + 2 t = 12 t$).

La suma de fuerzas reactivas verticales tiene que dar cero ya que no hay fuerzas aplicadas en esa dirección.

$$\sum R_y = 10,76 t - 9,38 t - 1,38 t = 0$$

La suma de momentos de las fuerzas aplicadas, que tienden a producir el vuelco de la estructura respecto al punto C, es:

$$\sum M_v = 6 t \cdot 9,80 m + 4 t \cdot 7,30 m + 2 t \cdot 4,80 m = 91,2 tm$$

Y la suma de momentos equilibrantes producidos por las reacciones y momentos reactivos, respecto al mismo punto es:

$$\sum M_e = -2 \cdot 13,10 tm - 2,59 tm - 10,76 t \cdot 11,25 m + 9,38 t \cdot 6,25 = -91,2 tm$$

Por lo que se cumplen las tres ecuaciones de equilibrio en el plano. (Fig 16)

Conclusiones

- Los pórticos sometidos a acciones sísmicas, cuando trabajan solos, incrementan sus solicitaciones de arriba hacia abajo, en consonancia con el esfuerzo de corte a que está sometido cada nivel. (Fig 17)
- Los desplazamientos relativos también aumentarán si se han diseñado columnas de igual sección en toda la altura, si se les aumentó el momento de inercia hacia abajo, en forma similar al incremento del cortante, será posible mantener similares los desplazamientos relativos entre niveles.
- Los pórticos funcionan del modo descrito sólo cuando no son excesivamente esbeltas, de lo contrario sus columnas se ven sometidas a fuertes esfuerzos normales que les provocan acortamientos y alargamientos, según su posición, los cuales modifican la deformación del plano asimilándola a la de un tabique. Se produce un incremento del desplazamiento acompañando al aumento de la esbeltez (Fig. 18).

Las secciones e inercias de las columnas pueden mantener una sección constante por razones de diseño o acompañar al incremento de los esfuerzos. Si se emplea la misma cantidad de material en ambos casos resulta más conveniente la segunda opción porque la resistencia acompaña a la sollicitación, pero razones morfológicas nos pueden llevar a adoptar la primera. (Fig 19-20)

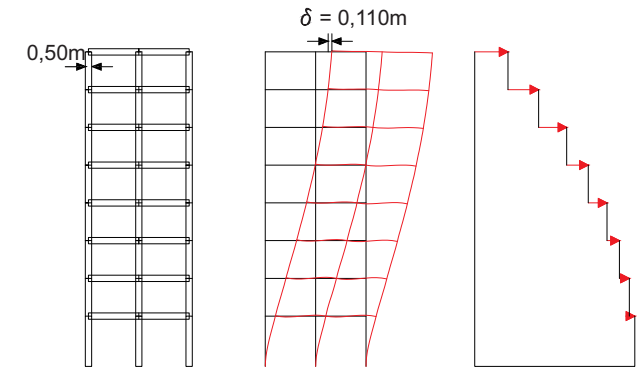


Figura 19 - Columnas de sección constante en la altura.

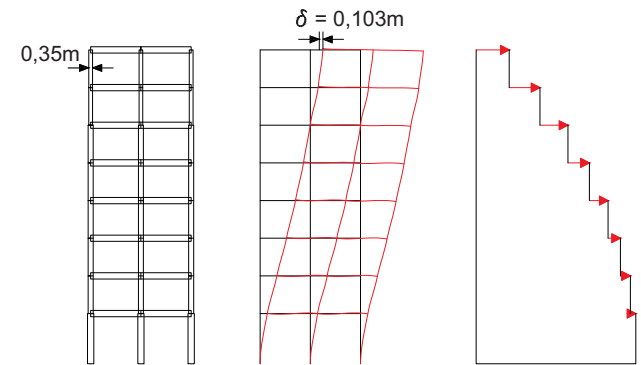
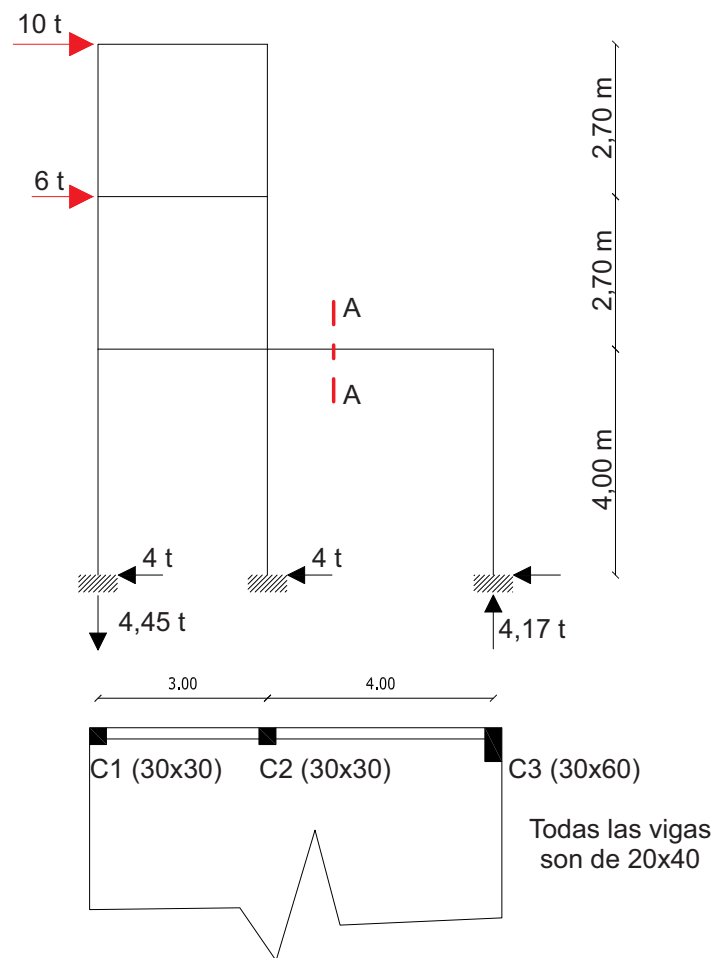
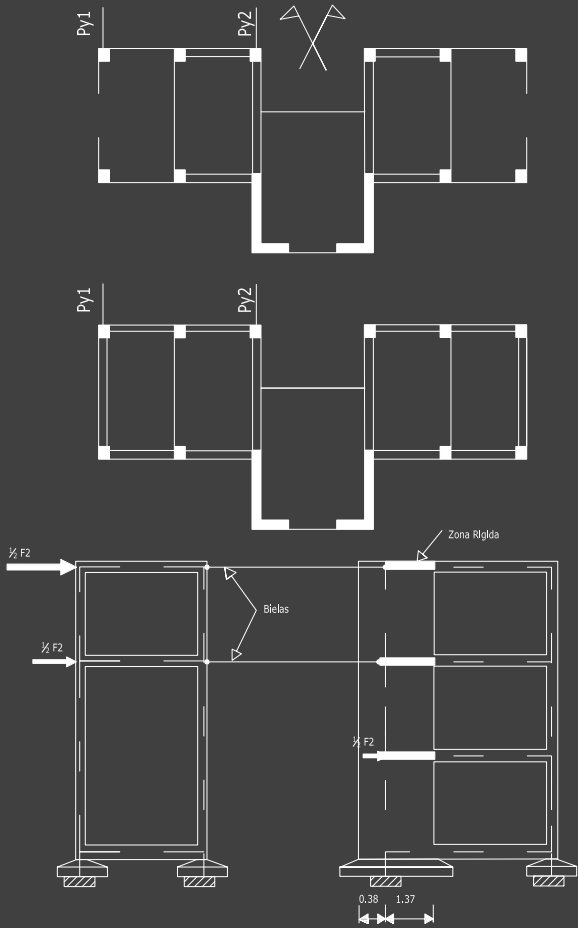


Figura 20 - Columnas de sección variable que utilizan la misma cantidad de material.

Para el pórtico de tres niveles cuyo esquema y planta se brindan, se pide:

1. Graficar el diagrama de corte de las fuerzas externas que se han aplicado
2. Calcular y graficar todas las reacciones faltantes. Justificar por cálculo los valores.
3. Dar el valor, y justificarlo, del esfuerzo de corte en la sección a-a.
4. Expresar si está traccionada o comprimida la C_1 en el nivel inferior.
5. Calcular el momento de vuelco de todas las fuerzas externas respecto al punto A.
6. Calcular el momento equilibrante de todas las reacciones respecto del punto A.





Modelado de Planos verticales

MODELADO DE PLANOS VERTICALES

Introducción

Tanto los pórticos como los tabiques interactúan para equilibrar las acciones verticales y horizontales. Dado que sus rigideces relativas varían en la altura del edificio, para obtener las solicitaciones y las deformaciones que se generan cuando actúan fuerzas horizontales se debe utilizar un software adecuado.

En cursos previos de Estructuras hemos realizado este análisis para evaluar las solicitaciones producidas por las cargas gravitatorias, ahora lo haremos para acciones horizontales.

Para plantear el problema es necesario conocer las fuerzas actuantes, la ubicación y tipo de los apoyos y las características geométricas y mecánicas de la estructura.

Por características mecánicas entendemos el tipo de material de las piezas componentes y la vinculación que existe entre ellas.

Sabemos como evaluar las acciones gravitatorias, separándolas en permanentes y accidentales, a fin de poder combinar las distintas posibles ocurrencias de estas últimas.

También hemos determinado las fuerzas estáticamente equivalentes a la acción sísmica. Y representando adecuadamente la estructura en un programa de resolución podremos obtener los esfuerzos y desplazamientos para las combinaciones de cargas verticales y horizontales que consideremos posibles.

En el caso de cargas gravitatorias colocábamos un apoyo horizontal en cada entrepiso del pórtico que analizábamos. Esto no es posible en el caso de acciones sísmicas, ya que toda la estructura se mueve horizontalmente. Tampoco es posible trabajar con cada pórtico o plano vertical aisladamente, ya que las losas de entrepisos y cubierta mantienen vinculados entre sí a todos los planos verticales, por lo que su desplazamiento horizontal es el mismo, si prescindimos de la torsión.

Es decir que para obtener solicitaciones y desplazamientos producidos por las acciones sísmicas se debe trabajar con todos los planos que reaccionan cuando se aplican las fuerzas estáticamente equivalentes al sismo. (Fig. 1 a 3).

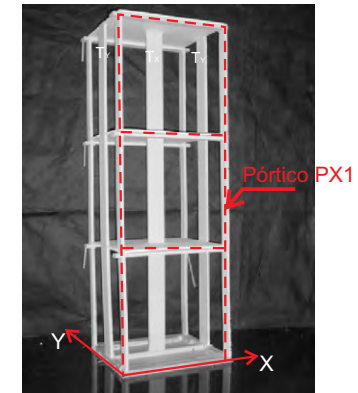


Figura 1 - Maqueta con 2 pórticos y un tabique exento en X, y 2 tabiques en Y



Figura 2 - Planos verticales en dirección X

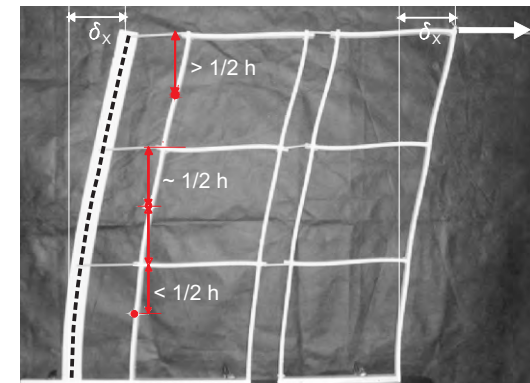


Figura 3 - Trabajo en conjunto de los planos en X, con igual desplazamiento por nivel.



Figura 4 - Columnas y vigas de un pórtico en medianera y sus ejes.

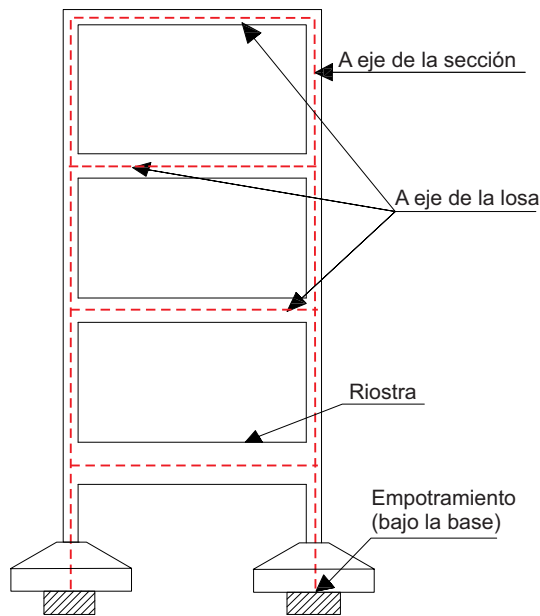


Figura 5 - Ubicacion de ejes

Ejes

Para el modelado es necesario conocer los ejes de las barras (vigas, columnas y tabiques) y estos se ubican, en el caso de columnas y tabiques, en el centro de gravedad de la sección de la barra (Fig. 4).

En las vigas, independientemente de si son tipo cajón o invertidas, los haremos coincidir siempre con el eje de la losa, ya que en esta están aplicadas las fuerzas sísmicas (Fig. 5).

Podemos suponer la existencia de un empotramiento en la superficie de asiento de las zapatas, pero se debe contar con riostras de suficiente rigidez, ya que son ellas las que realmente impiden el giro.

Zonas Rígidas

Hay zonas de una barra que tienen una rigidez muy superior al resto de la misma, es cuando la barra (viga o columna) se introduce en un elemento de grandes dimensiones.

Por ejemplo una viga cuyo eje se introduce dentro de la sección de un tabique (supuesto con su mayor dimensión en el plano de la viga). (Fig. 6).

A la porción de viga que constituye la zona rígida se la trata, según software utilizado, de modo que tenga una rigidez muy superior a la del resto de la viga (en algunos programas la consideran absolutamente indeformable).

Vinculación por un plano horizontal

La vinculación de los planos verticales con la losa exige que todos tengan los mismos desplazamientos horizontales en cada nivel. Para garantizarlo en el modelado se debe imponer la condición de igualdad de desplazamientos horizontales de todos los nudos vinculados a una losa. Esto también impide que las vigas sufran variación en su longitud, lo cual no es posible por lo expresado. En el software se pueden utilizar bielas de gran rigidez o bien comandos especiales que garantizan el mismo desplazamiento para los nudos seleccionados y en la dirección elegida.

Si una columna no está unida a la losa en un determinado nivel no debe imponérsele esa condición, es una columna no vinculada en el nivel dado.

Estructuras con simetría

Si la estructura es simétrica basta con ingresar al programa de cálculo la mitad de los planos verticales, con la precaución de cargarlos con la mitad de las fuerzas horizontales que actúan.

Del mismo modo si todos los planos verticales en una dirección son iguales entre sí bastaría con calcular uno de ellos con la fuerza horizontal total dividida en el número total de planos, ya que teniendo la misma rigidez soportarán todos lo mismo.

Secciones asimétricas

Cuando se trata de secciones asimétricas debe calcularse la posición del centro de gravedad de la misma para colocar su eje (Fig. 7).

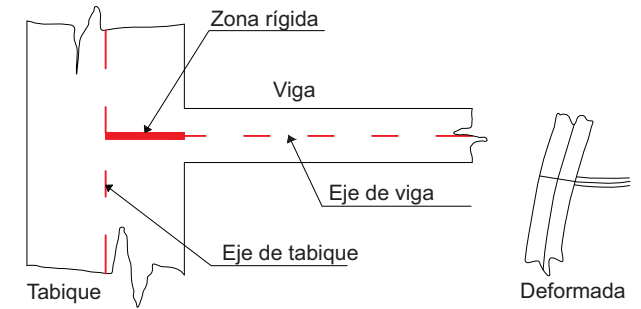


Figura 6 – Zona rígida de una viga que se introduce en un tabique.

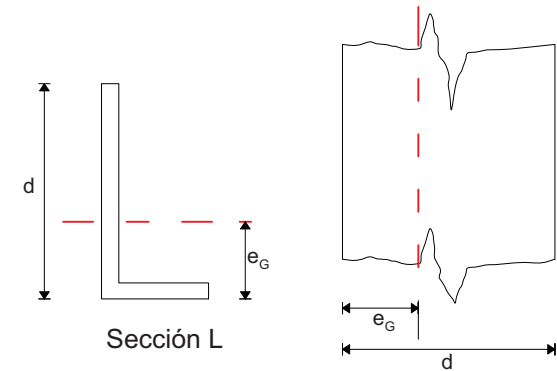
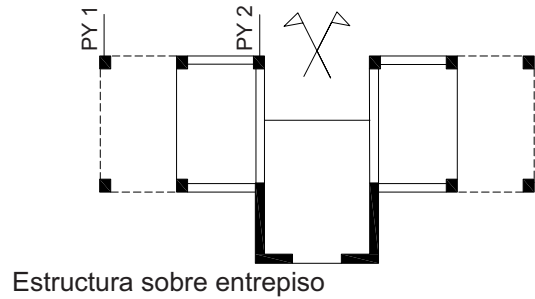
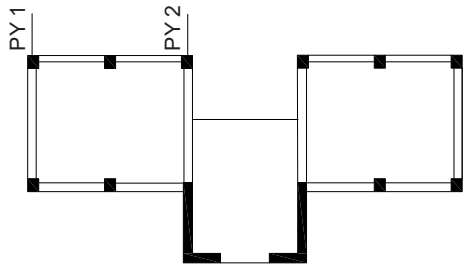


Figura 7 – Eje de una sección asimétrica



Estructura sobre entrepiso



Estructura sobre P.B. y 1°

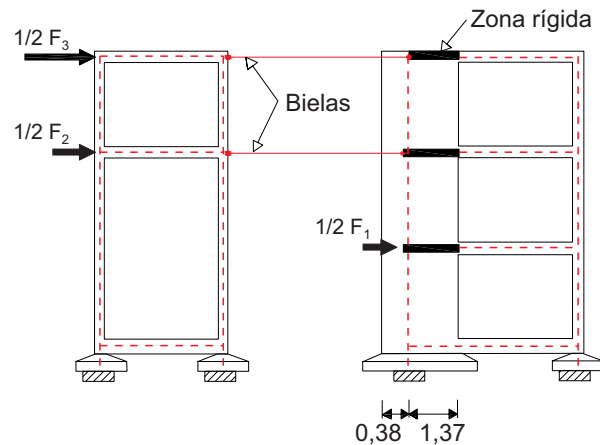


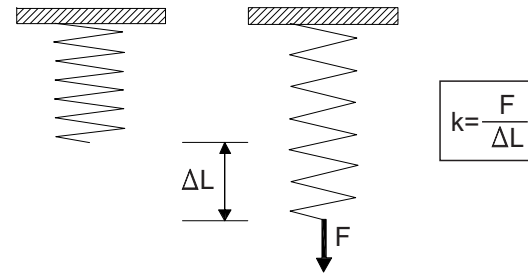
Figura 8 - Ejemplo

Ejemplo

- En el ejemplo graficado en la figura 11 se pueden apreciar lo siguiente:
- Siendo una planta simétrica respecto al eje vertical resulta suficiente modelar la mitad de la estructura en dirección Y (con la mitad de las fuerzas totales).
- El tabique tiene una sección asimétricas en L, por lo que, al ubicar su eje en el centro de gravedad de la sección no queda a la mitad de la vista.
- Se colocan bielas solo donde los planos se vinculan a través de la losa del nivel.
- Las fuerzas horizontales se colocan en nudos que estén vinculados a la losa del nivel.
- Las dos columnas alineadas entre el PY1 y el PY2 no están unidas por viga, por lo que no constituyen un plano vertical rigidizante.

Resortes

Como conocemos un resorte reacciona con una fuerza proporcional a su variación de longitud. La rigidez del resorte es la relación entre la fuerza ejercida y la variación de longitud que se produce y se denomina constante del resorte.



En el software de resolución estructural tenemos la posibilidad de colocar resortes que permiten simular el comportamiento del suelo de fundación.

Una base que recibe una carga se asienta en forma directamente proporcional a la tensión sobre el suelo e inversamente proporcional al coeficiente de balasto de este. El coeficiente de balasto, CB, es el cociente entre la tensión vertical aplicada al suelo y el asentamiento que resulta, y se mide en t/m³ ó Kg/cm³ (Fig. 9).

También es posible evaluar el giro que sufre la base a causa de un momento aplicado, para ello se emplea un resorte de torsión cuya constante es igual al producto del momento de inercia de la base por el coeficiente de balasto del suelo (Fig. 10).

El uso de resortes supone al suelo como un material elástico, lo cual es aceptable solo para cargas de muy corta duración, como ocurre con las acciones sísmicas.

Armado del modelo

Los pasos a seguir, antes de entrar al programa de resolución, son los siguientes:

- Graficar los planos verticales en vista con las dimensiones seccionales de sus barras componentes, ancho (que no es visible) y altura de la sección. Se rebaten en orden y hacia arriba los paralelos al eje X y hacia la izquierda los paralelos al eje Y. Acotar los vanos y las alturas de niveles.
- Marcar los ejes de las piezas, recordando que pasan por el centro de gravedad de las secciones con la excepción de las vigas, donde se ubican a nivel de la losa.
- Graficar los apoyos, usaremos empotramientos ubicados al pie de las bases.
- Marcar las bielas, que llevan sus extremos articulados y solo unen los planos que están vinculados a una misma losa.
- Indicar con trazo grueso las zonas rígidas.
- Aplicar las cargas horizontales a razón de una por losa, el valor total si se trabaja con todos los planos de la dirección considerada.

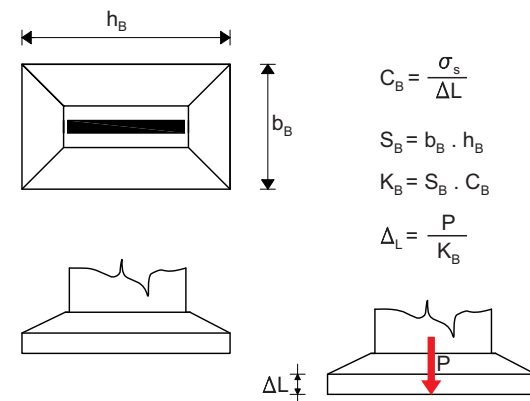


Figura 9 - Asentamiento de la base

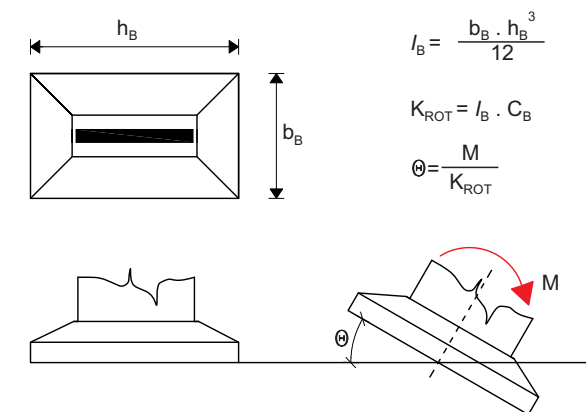


Figura 10 - Rotación de la base