VII CONGRESO INTERNACIONAL DE LA CONSTRUCCIÓN CON ACERO

2019 Medellín, *Centro de Eventos El Tesoro*
Junio 19, 20 y 21

ICCA®
INSTITUTO COLOMBIANO DE LA CONSTRUCCIÓN CON ACERO

ASPECTOS TÉCNICOS QUE NO ENTENDIÓ Y NUNCA SE ATREVIÓ A PREGUNTAR

VII CONGRESO INTERNACIONAL DE LA CONSTRUCCIÓN CON ACERO

ICCA INSTITUTO COLOMBIANO DE LA CONSTRUCCIÓN CON ACERO

Nota del ICCA

El ICCA no ejerce control sobre el contenido de esta conferencia. Lo tratado en ella refleja sólo la opinión de su autor.

Los invitamos a poner sus teléfonos en silencio.

Gracias

“La sabiduría es un producto del tiempo y de las experiencias. Ya puedes leerte todos los libros y no llegarás a sabio, en el verdadero sentido de la palabra”

Fernando González.

“Pretender saber todo, no es mas que una artilugio de la vanidad del ego, será mejor entonces concientizar que es lo que no se sabe, eso si es sabiduría”

El autor

ANTECEDENTE:

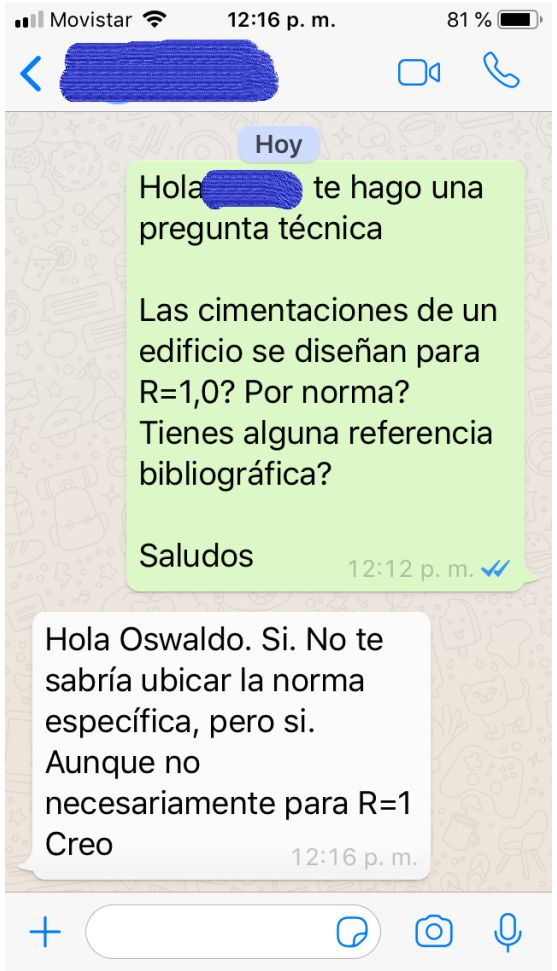
Afirmación: “Las cimentaciones de un edificio deben ser diseñadas para un R=1,0”.

Se respalda en la NSR-10-Titulo H.

- Se crea la duda.
- Se consultaron diferentes fuentes.
- La mas llamativa.

¡Se percibe la simultaneidad de la confusión!

Es mejor estudiar para no dar por un hecho los postulados ingenieriles que a veces son mitos.



Pregunta 1. Cuales son las cargas con las que debo diseñar la cimentación?

La NSR-10:

- Las fuerzas sísmicas reducidas E, aplicando el valor de R debidamente calificado según el sistema de resistencia sísmica a usar .
- Mediante procedimientos de análisis inelásticos.
- Evaluando el desempeño de la estructura (curvas demanda capacidad).
- Analizando el mecanismo de plastificación.
- R=1 Titulo H.

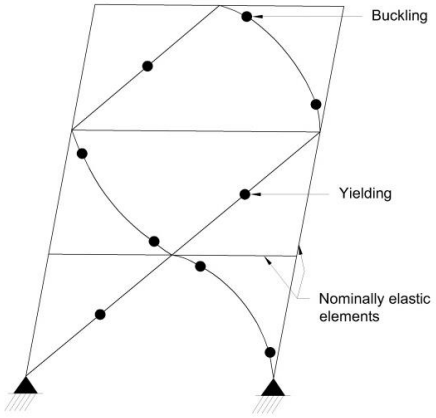
prescriptivo R

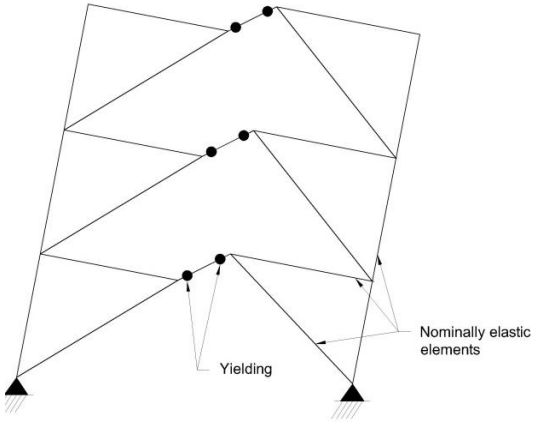
En cualquier caso los Factores de Seguridad Básicos F_{SB} aplicados al material térreo (suelo, roca o material intermedio) no deben ser inferiores a los Factores de Seguridad Básicos Mínimos F_{SBM} o F_{SBUM} de la tabla H.2.4-1, en la cual las cargas se refieren a valores nominales sin coeficientes de mayoración, tal como se indica en el aparte B.2.3 de este Reglamento, en el cual, para los cimientos y el material térreo de cimentación se empleará para las fuerzas sísmicas E un factor $R = 1.0$. En ningún caso el factor de seguridad básico mínimo F_{SBM} podrá ser inferior a 1.00

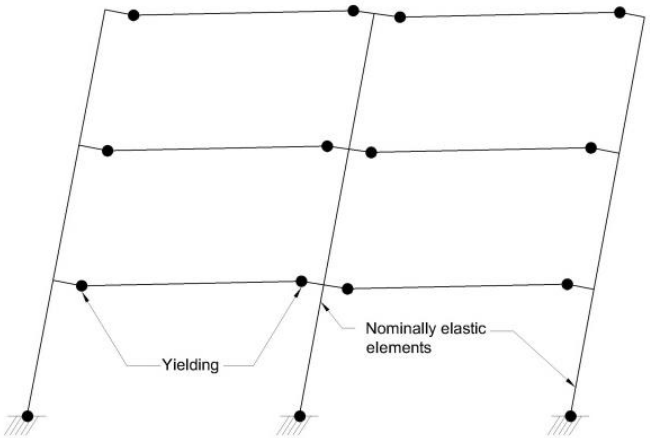
Pregunta 1. Cuales son las cargas con las que debo diseñar la cimentación?

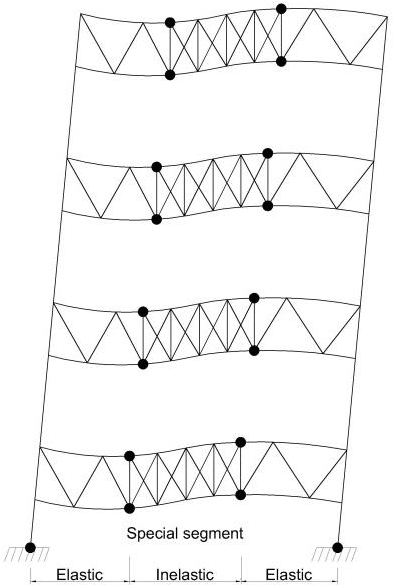
Existen diferentes factores que modifican R.

- Depende básicamente de la tipología del sistema estructural.





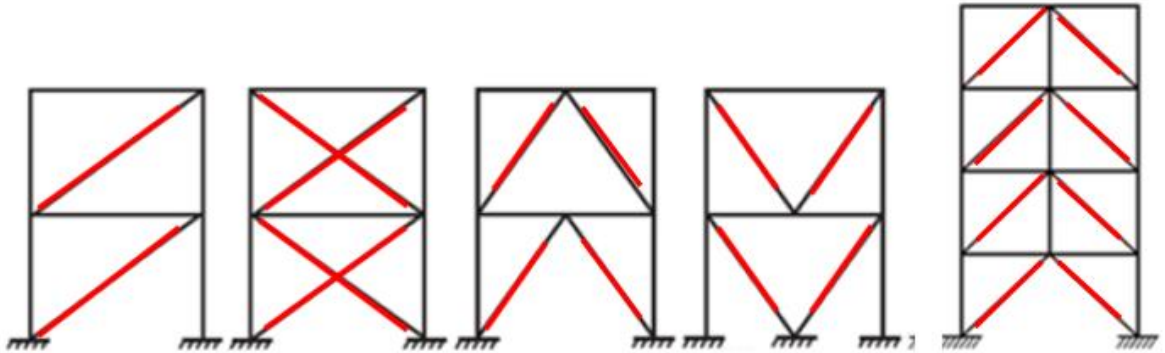




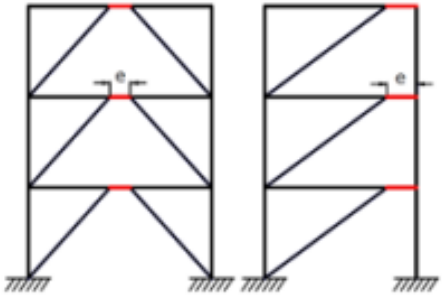
Pregunta 1. Cuales son las cargas con las que debo diseñar la cimentación?

Existen diferentes factores que disminuyen el valor del R.

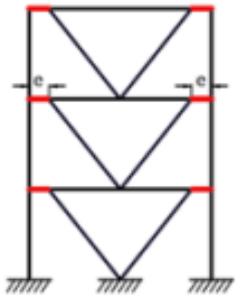
- Secciones en exceso por existencias comerciales.
- Limite de derivas exige mayores secciones.
- Mayor capacidad a tensión, compresión, cortante o a momento.



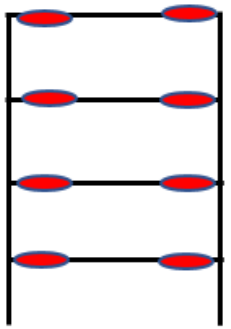
Diagonal En "X" En "V-invertida" En "V" Con columna de cierre



Configuraciones típicas



Otras configuraciones

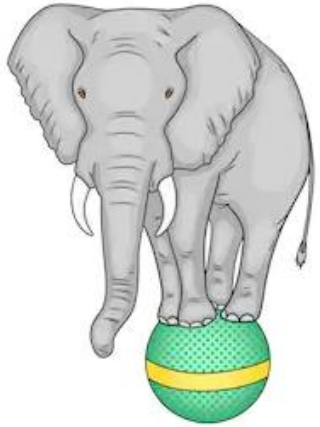


PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO

Pregunta 1. Cuales son las cargas con las que debo diseñar la cimentación?

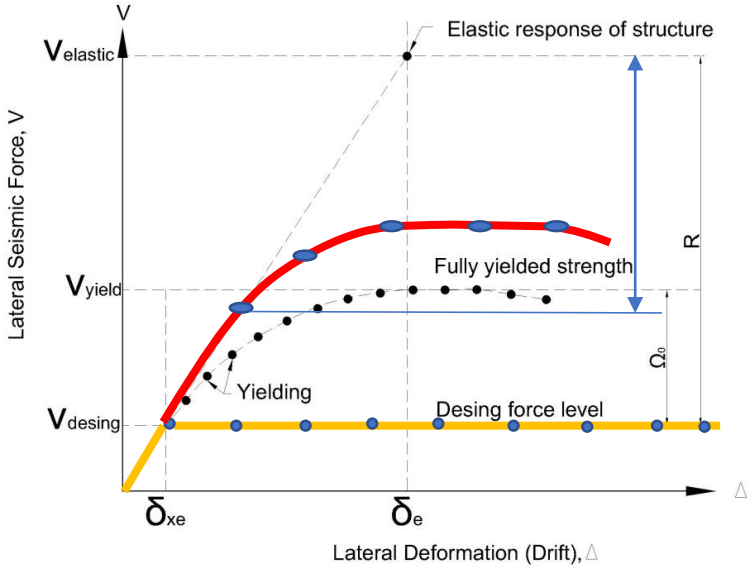
Cual será la alternativa que mejor representa la realidad?

- Cimentación con capacidad para soportar las reacciones de la edificación, incluyendo sismo.



$$R = \frac{Velastic}{Vdesign}$$

$$\Omega o = \frac{Vyield}{Vdesign}$$

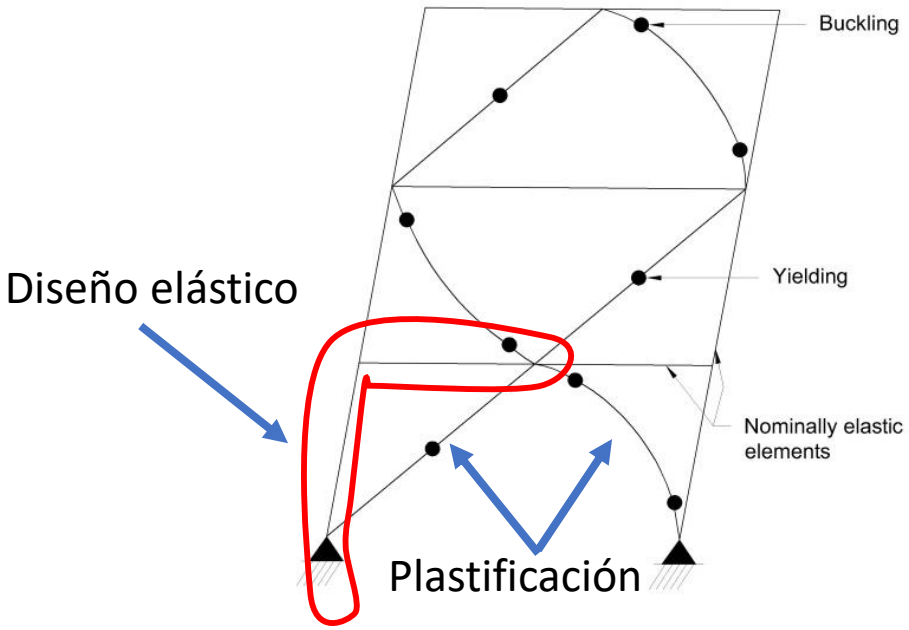


- Primera rotula plástica.
- El resultado es una disminución del valor de R
- Incremento del cortante de diseño.
- Modificación sobre resistencia

RESPUESTA: **DISEÑAR SOLO CON R ES IMPRECISO.**
CIMENTACIONES → ¡CALCULAR EL MECANISMO!

Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

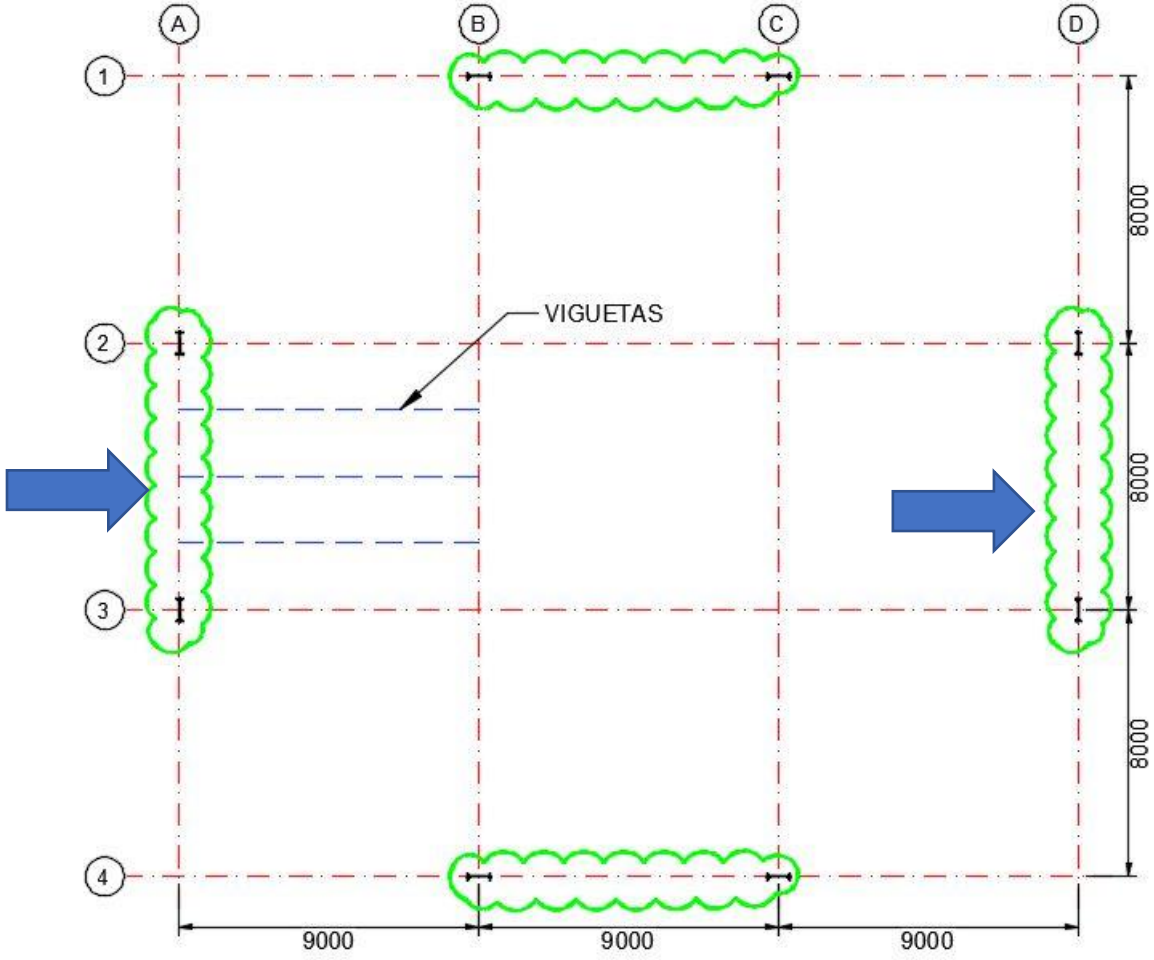
- Se enmarca en determinar cual es la capacidad del fusible que produce la disipación de energía: Vigas (PRM), riostras (PAC), vínculos (PAE).
- En el caso de los PAC DES



Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

Supóngase un pórtico arriostrado como se muestra en la figura:

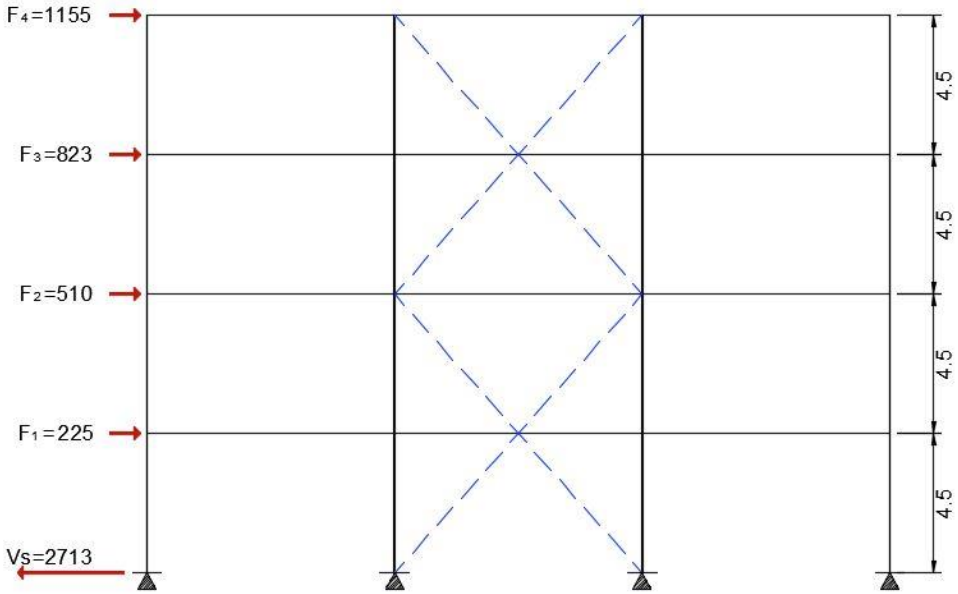
- Q_D= 4,7 kN/m^2
- Q_L= 2,0 kN/m^2
- Medellín
- Suelo tipo C.
- F_a= 1,20
- A_a= 0,15
- I=1,0
- S_a= 0,45



Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

Calculando las cargas sísmicas por método estático FHE:

- Para sistemas arriostrados según NSR-10 Ro=5 y $\Omega o=2,5$
- Los pórticos arriostrados atienden el 100% de las cargas sísmicas.
- Se consideran $\Phi a=1$, $\Phi p=1$ y $\Phi r=0,75$



Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

- Se aplican dos combinaciones de carga para el ejemplo:

  1,2D + 1,0E + 0,5L

  0,9D + 1,0E

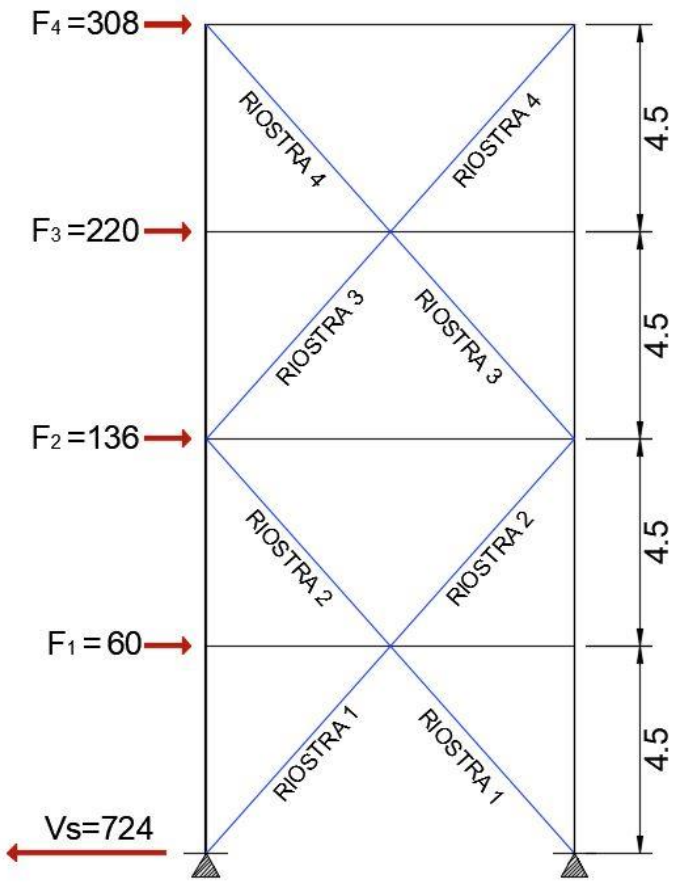
- Resolviendo elásticamente el sistema se obtienen las siguientes cargas.

	P_D	P_L	P_E	P_E/R	1,2D - E + 0,5L	1,2D + E +0,5L	0,9D - E	0,9D + E	$C_{U\ MÁXIMA}$	$T_{U\ MÁXIMA}$
RIOSTRA 1	-264	-112	2056	548	-921	175	-786	311	-921	311
RIOSTRA 2	-196	-84	1854	494	-772	217	-671	318	-772	318
RIOSTRA 3	-109	-47	1492	398	-552	244	-496	300	-552	300
RIOSTRA 4	-42	-18	870	232	-291	173	-270	194	-291	194

- Para la primera riostra los axiales máximos son:

  Cu=921 Compresión

  Tu= 311 Tensión



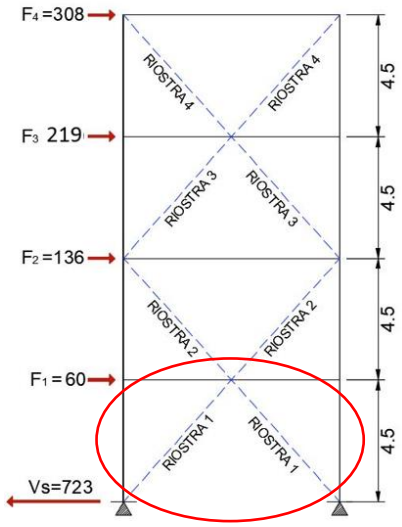
Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

- El primer tanteo de la riostra se realiza con distancia entre ejes:

$$L = \sqrt{4500^2 + 4000^2} = 6020 \text{ mm}$$

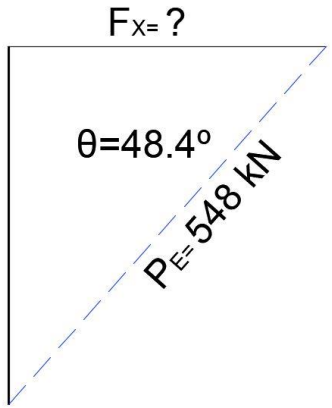
- Ajustar según el diseño definitivo incluyendo unión. L disminuye P aumenta.
- Entre el 30 y el 70% de la fuerza horizontal acumulada debe ser resistida por riostras a tensión

$$Vacumulado = \sum 308 + 219 + 136 + 60 = 723 \text{ kN}$$

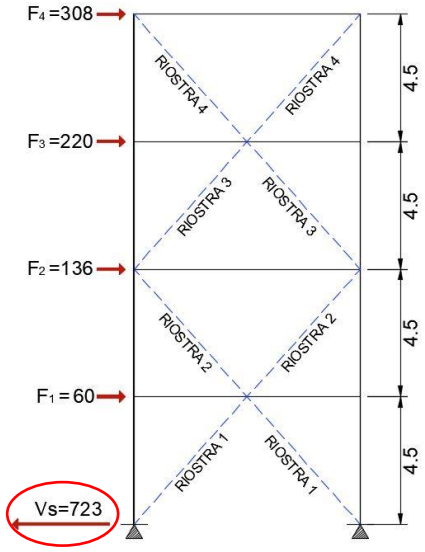


Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

La tensión por sismo en la riostra:



$$F_X = 548 \times COS(48{,}4) = 364\ kN$$



Equivale al 50% del cortante sísmico acumulado 723 kN.

	P_D	P_L	P_E	P_E/R	1,2D - E + 0,5L	1,2D + E +0,5L	0,9D - E	0,9D + E	$C_{U\ MÁXIMA}$	$T_{U\ MÁXIMA}$
RIOSTRA 1	-264	-112	2056	548	-921	175	-786	311	-921	311
RIOSTRA 2	-196	-84	1854	494	-772	217	-671	318	-772	318
RIOSTRA 3	-109	-47	1492	398	-552	244	-496	300	-552	300
RIOSTRA 4	-42	-18	870	232	-291	173	-270	194	-291	194

Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

Miremos que tubulares se pueden usar:

- Cumpliendo esbeltez limite para miembros de ductilidad alta.

$$\lambda_{da} = 0{,}053\frac{E}{RyFy} = 25{,}7$$

Donde:

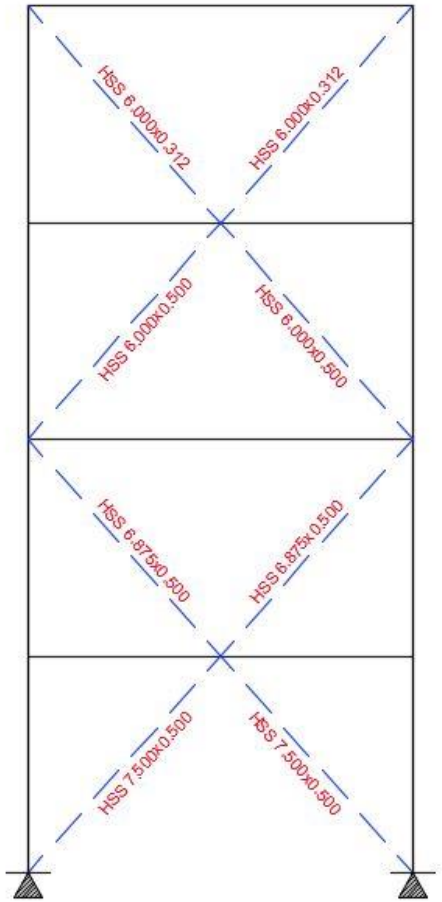
Ry=1,3

Fy=317 MPa

E=200.000 MPa

- Se toman los siguientes tubulares tomados del AISC.

RIOSTRA 1	HSS 7.500 x 0.500
RIOSTRA 2	HSS 6.875 x 0.500
RIOSTRA 3	HSS 6.000 x 0.500
RIOSTRA 4	HSS 6.000 x 0.312

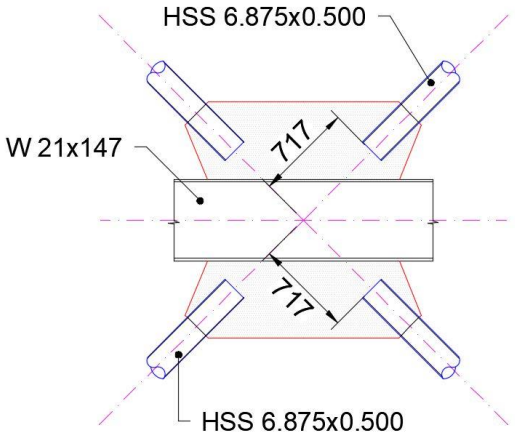


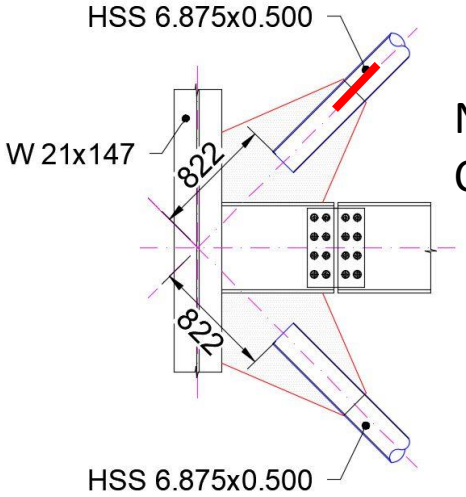
Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

Se revisa el cumplimiento de las ecuaciones básicas. Es mandatorio cumplirlas.

	C_U MÁXIMA	$T_{U\ MÁXIMA}$	HSS	Ag	r	ΦPn	ΦTn	CHEQUEO
RIOSTRA 1	921	311	7,500X0,500	6645	63,24	1034	1896	CUMPLE
RIOSTRA 2	772	318	6,875X0,500	6038	57,66	830	1723	CUMPLE
RIOSTRA 3	552	300	6,000X0,500	5219	49,78	553	1489	CUMPLE
RIOSTRA 4	291	194	6,000X0,312	3368	51,30	379	961	CUMPLE

Para este análisis se uso la longitud centro a centro, sin embargo para la próxima etapa de diseño se deben realizar los cálculos con la longitud de la riostra excluyendo el tamaño de las uniones.



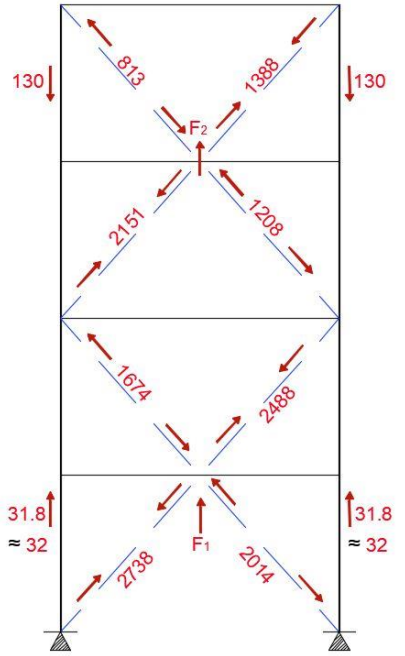


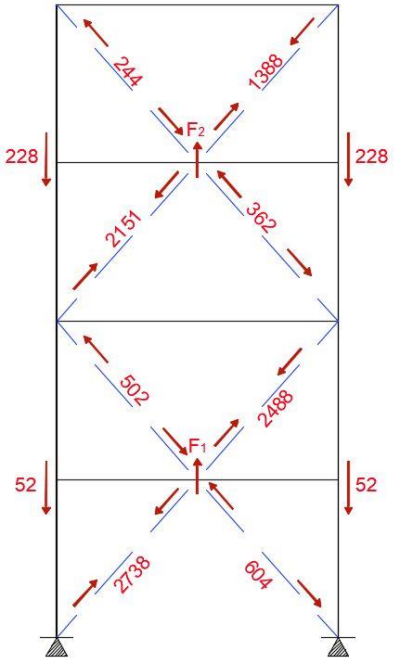
NOTA:
Colocar refuerzo en riostra

Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

Se requiere evaluar dos posible escenarios:

- Caso 1: Un análisis en el cual se supone que las riostras actúan con las fuerzas correspondientes a su resistencia esperada a compresión y a tensión.
- Caso 2: Un análisis en el cual se supone que las riostras a tensión actúan con las fuerzas correspondientes a su resistencia esperada y todas las riostras a compresión actúan con su resistencia esperada al post pandeo





(a) Cuando $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $(F_e \ge 0.44F_y)$

$$F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e}\right]F_y$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $(F_e < 0.44F_y)$

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

1,14

HSS	Ag	RyFyAg	$(1/0.877)F_{CRe}A_g$	$0.3x(1/0.877)F_{CRe}A_g$
7,500X0,500	6645	2738	2014	604
6,875X0,500	6038	2488	1674	502
6,000X0,500	5219	2151	1208	362
6,000X0,312	3368	1388	813	244

Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

- Caso 1:

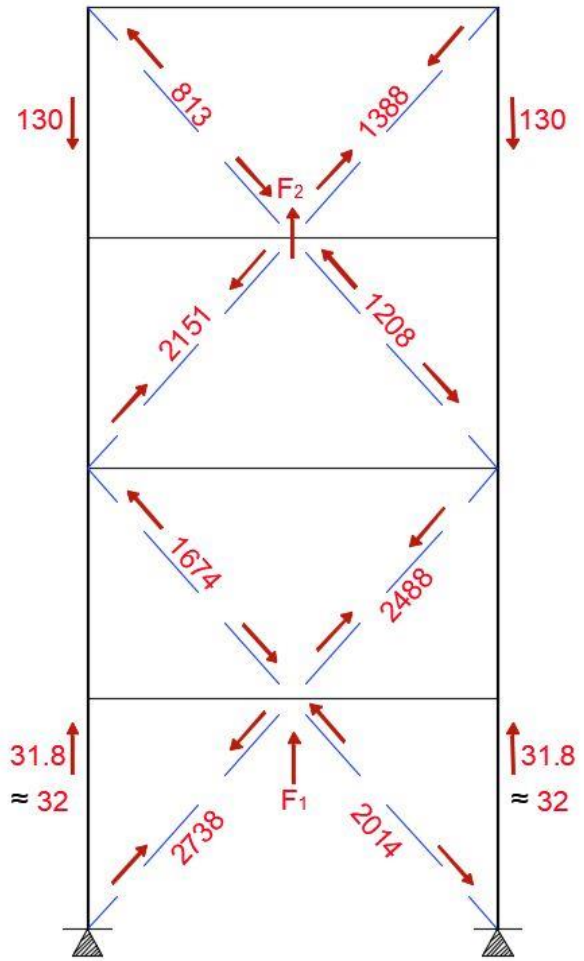
Existe una fuerza descompensada en la viga

$$\sum Fy = 0 \qquad (-2738 + 2014 - 1674 + 2488) \times \sin 45 + F1 = 0$$

F1=-64 kN

$$\sum Fy = 0 \qquad (-2151 + 1208 - 813 + 1388) \times \sin 45 + F2 = 0$$

F2=260 kN



La compresión en la columna será:

$$(-1388 - 1208 - 2488) \times \sin 45 - 130 + 32 = -3693\ kN$$

La tensión en la columna será:

$$(813 + 2151 + 1674) \times \sin 45 + 32 - 130 = 1822\ kN$$

Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

- Caso 2:

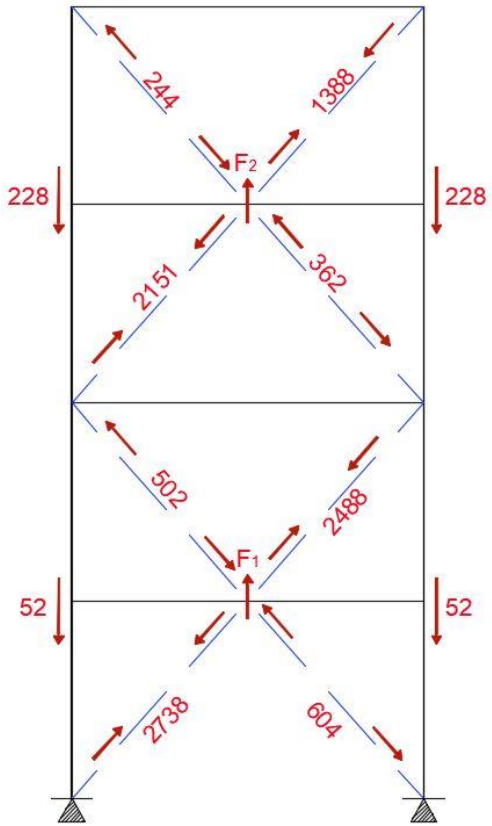
Existe una fuerza descompensada en la viga

$$\sum Fy = 0 \qquad (-2738 + 604 - 502 + 2488) \times \sin 45 + F1 = 0$$

F1=104 kN

$$\sum Fy = 0 \qquad (-2151 + 362 - 244 + 1388) \times \sin 45 + F2 = 0$$

F2=456 kN



La compresión en la columna será:

$$(-1388 - 362 - 2488) \times \sin 45 - 228 - 52 = -3277 \ kN$$

La tensión en la columna será:

$$(244 + 2151 + 502) \times \sin 45 - 228 - 52 = 1768 \ kN$$

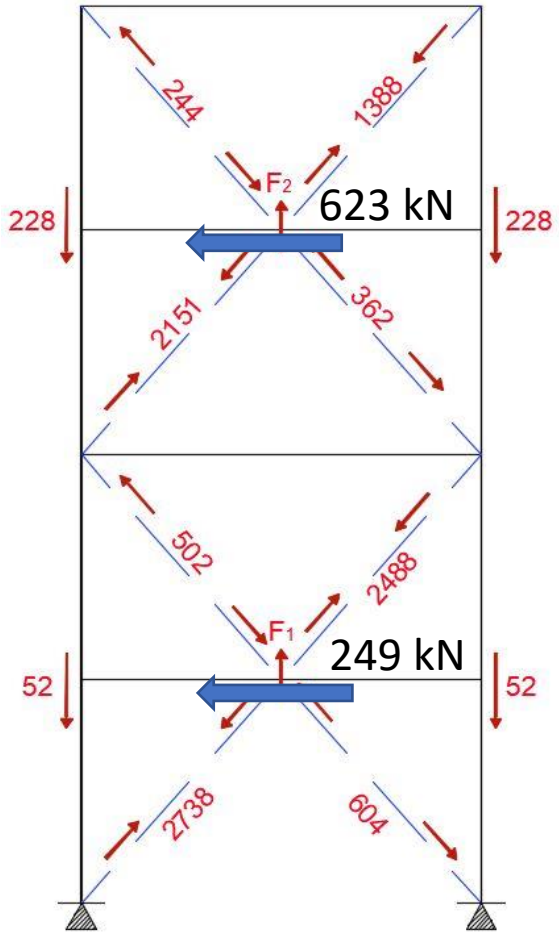
Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

- Caso 2:

Nótese que si se hace la sumatoria en el eje horizontal:

$$\sum Fx = 0$$

- Arriostramiento para pandeo lateral de la viga.
- El colector o la cuerda del diafragma debe ser diseñada incluyendo dicho efecto



Pregunta 2. Como calculo el mecanismo de falla para el SRS?

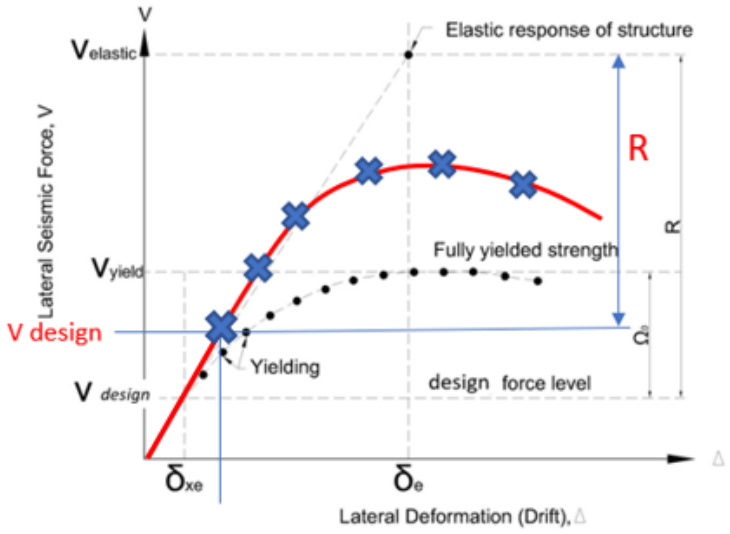
- Domina el caso 1.

La columna debe diseñarse para:

Pu=3693 kN

Tu=1822 kN

	Pu con R	Tu con R	Pu Mecanismo	Tu Mecanismo	Pu con sobreresistencia	Tu con sobreresistencia
RIOSTRA 1	921	311	2738	2014	1749	1163
COLUMNA	1631	333	3693	1822	2953	1655



Para columna:

Carga mecanismo/Carga Comb solo R Titulo B =2,26

Carga mecanismo/Carga Comb con Ω Titulo B =1,25

Para riostra:

Carga mecanismo/Carga Comb Titulo B =2,97

Carga mecanismo/Carga Comb con ΩoTitulo B =1,56 UNIÓN

Pregunta 3. Cuales son los limites de deflexiones?

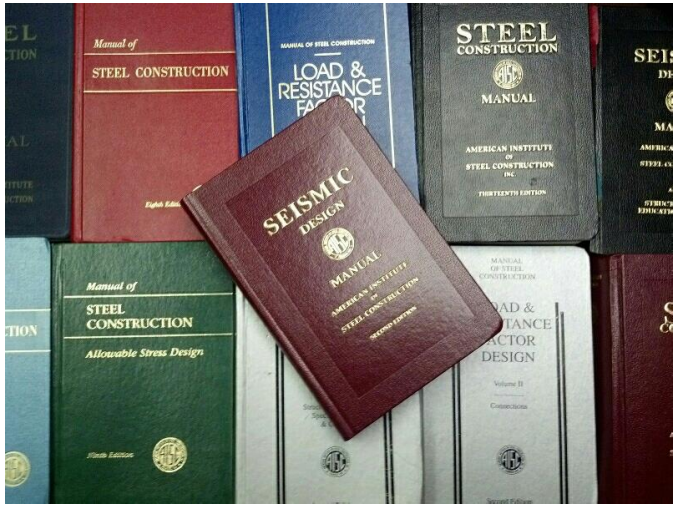
Referencias respecto a condiciones de servicio:

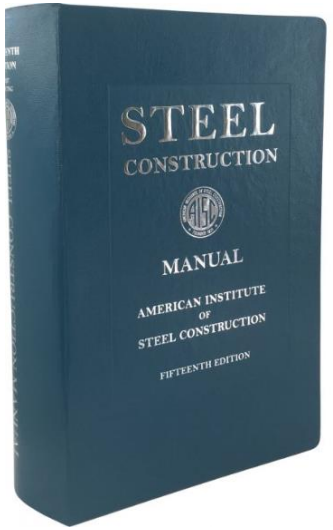
- NSR-10: Referencia aspectos como: Contra flechas, deflexiones, derivas, vibración, movimientos por viento, expansión y contracción, deslizamiento por conexiones
- AISC 14 Ed: Se presenta el capitulo L " Desing for serviceability"
- AISC 15 Ed: Capitulo idéntico L " Desing for serviceability"

Comentarios no hacen parte del AISC 360
Refieren al ASCE 7-16 APÉNDICE C

Los estados limites de servicio son condiciones en las cuales la funcionalidad de la edificación se ha perdido por daños locales, deterioro o deformación del edificio sus componentes o la incomodidad de sus ocupantes

- No colapso.
- Deflexiones verticales
- Vibraciones
- Derivas.
- Expansión y contracción.
- Deflexiones a largo plazo. ¿Flujo plástico?





Pregunta 3. Cuales son los limites de deflexiones?

- Debe evaluarse las condiciones de servicio.

Pregunta 3. Cuales son los limites de deflexiones?

- Referido a condiciones de servicio.

Pregunta 3. Cuales son los limites de deflexiones?

- AISC-360-16: "Las desviaciones en los miembros estructurales y los sistemas estructurales deben limitarse para no perjudicar la capacidad de servicio de la estructura". Remite al ASCE-7-16
- ASCE-7-16 APÉNDICE C: " No es mandatorio".
- Cumplir limites de servicio → Daños en acabados.
- Edificación con servicio

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	CARGA VIVA L/LIMITE	VIENTO L/LIMITE	MUERTA + VIVA L/LIMITE
MIEMBROS DE CUBIERTA			
Soportan cielos con yeso	360	360	240
Soportan cielos sin yeso	240	240	120
No soportan cielos	180	180	-
Soportando cubiertas de metal	150	-	-
MIEMBROS DE PISO	360	-	240
Muros exteriores y particiones interiores	-	-	-
Con acabados frágiles	-	240	-
Con acabados flexibles	-	120	-
Miembros secundarios de paredes que soportan paneles de revestimiento	-	90	-

RESPUESTA: LAS DEFLEXIONES SON RELATIVAS AL MATERIAL DE ACABADO O REVESTIMIENTO Y NO SON MANDATORIOS PERO SI ÉTICAMENTE NECESARIAS

Pregunta 4. Cual es la normativa para el diseño de Racks?

- NSR-10. Incluido A.9

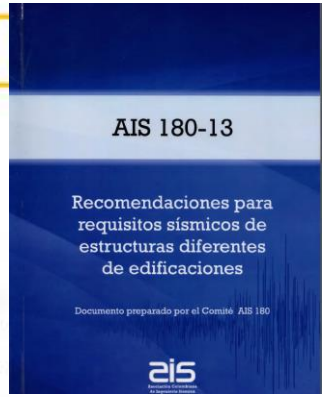
A.9.1.2 — ALCANCE — El presente Capítulo cubre las previsiones sísmicas que deben tenerse en el diseño de los elementos no estructurales y de sus anclajes a la estructura, con la excepción de lo indicado en A.9.1.3. Dentro de los elementos no estructurales que deben ser diseñados sísmicamente se incluyen:

(a) Acabados y elementos arquitectónicos y decorativos,
(b) Instalaciones hidráulicas y sanitarias,
(c) Instalaciones eléctricas,
(d) Instalaciones de gas,
(e) Equipos mecánicos,
(f) Estanterías e
(g) Instalaciones especiales.

- AIS-180

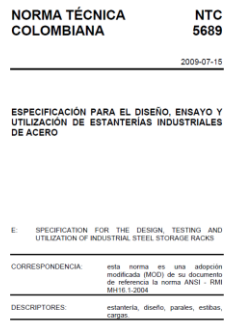
5.3.5 — Procedimiento alternativo para anaqueles de acero para almacenamiento

Como alternativa a lo requerido en la presente Sección 5.3, se permite diseñar los anaqueles de acero para almacenamiento de acuerdo con el documento de referencia ANSI/RMI MH 16.1 con las modificaciones contenidas en las secciones 15.5.3.1 a 15.5.3.3 del documento ASCE 7-10.



- NTC 5689. Curiosidad el R

R = Para estanterías de más de 2,44 m (8 pies) de altura, R = 4,0 en la dirección arriostrada y R = 6,0 en la dirección no arriostrada. Se permite usar mayores valores si se presentan resultados de ensayos que los sustenten.


NORMA TÉCNICA COLOMBIANA NTC 5689

2009-07-15

ESPECIFICACIÓN PARA EL DISEÑO, ENSAYO Y UTILIZACIÓN DE ESTANTERÍAS INDUSTRIALES DE ACERO

ICONTEC

E: SPECIFICATION FOR THE DESIGN, TESTING AND UTILIZATION OF INDUSTRIAL STEEL STORAGE RACKS

CORRESPONDENCIA: esta norma es una adopción modificada (MOD) de su documento de referencia la norma ANSI - RMI MH16.1:2004

DESCRIPTORES: estantería, diseño, parales, estibas, cargas

Pregunta 5. En una ampliación en altura debo cumplir F3?

- Variación de la masa menor al 10%.
- Vulnerabilidad y rehabilitación sísmica NSR 10 A.10
- Tipología de adición.
- Si se requiere R F3.
- AIS 180.
- NSR-10 TITULO A.8

RESPUESTA: NO REQUIERE CUMPLIR F3

Pregunta 6. En un PRM es necesario cumplir columna fuerte viga débil en todos los pisos?

Se debe cumplir columna fuerte viga débil para PRM DES, no es mandatorio DMO o en DMI

F.3.5.3.4.1 — ***Relación de momentos*** — Deben satisfacerse las siguientes relaciones en las conexiones viga-columna:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1 \qquad \textbf{(F.3.5.3-1)}$$

donde:

$\sum M^*_{pc}$ = suma de las proyecciones al eje de la viga, de la resistencia nominal a flexión de las columnas (incluidas las ménsulas si estas se utilizan) arriba y abajo de la unión , con una reducción debida a la fuerza axial de la columna. Se puede calcular como:

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - P_{uc}/A_g\right) \qquad \textbf{(F.3.5.3-2)}$$

Cuando los ejes de vigas opuestas en la misma conexión no coincidan se debe utilizar la línea intermedia entre ejes.

$\sum M^*_{pb}$ = suma de las proyecciones al eje de la columna de las resistencias esperadas a flexión de las vigas en la rótula plástica. Se puede calcular como:

$$\sum M^*_{pb} = \sum \left(1.1 R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}\right) \qquad \textbf{(F.3.5.3-3)}$$

Alternativamente, se puede determinar $\sum M^*_{pb}$ consistentemente con el diseño de la conexión precalificada de acuerdo con ANSI/AISC 358, o como se determine en una precalificación de conexión de acuerdo con la sección F.3.11.1 o en un programa de ensayos de calificación de acuerdo con F.3.11.2.

A_g = área bruta de la columna, mm^2.

F_{yc} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la columna, MPa.

M_{uv} = momento adicional en el eje de la columna debido a la amplificación por el cortante desde la rótula plástica hasta el eje de la columna, N-mm.

P_{uc} = resistencia a la compresión requerida (valor absoluto), N.

Z_b = módulo de sección plástico de la viga, mm^3.

Z_c = módulo de sección plástico de la columna, mm^3.

Z_{RBS} = módulo de sección plástico mínimo en la sección reducida de la viga, mm^3.

Pregunta 6. En un PRM es necesario cumplir columna fuerte viga débil en todos los pisos?

Existen excepciones para el requerimiento de columna fuerte viga débil:

Excepción — Este requisito no aplica si se cumplen las siguientes dos condiciones:

(1) Para columnas con $P_{uc} < 0.3P_c$ para todas las combinaciones excepto las que incluyan la carga sísmica amplificada y que cumplan cualquiera de las siguientes condiciones:

(a) Columnas de edificios de un piso o el piso superior de un edificio de varios pisos.

(b) Columnas donde: (1) la suma de las resistencias a cortante de diseño de todas las columnas del piso a las que se aplicará la excepción sea menor que 20% de la suma de las resistencias de diseño a cortante de todas las columnas de pórticos resistentes a momento en el piso y que actúen en la misma dirección; y (2) la suma de las resistencias a cortante de diseño de todas las columnas a las que se aplicará la excepción en cada eje de columnas de pórticos resistentes a momentos en dicho piso sea menor que 33% de la resistencia a cortante de diseño de todas las columnas de la estructura en ese eje de columnas. Para efectos de esta excepción se define el eje de columnas como una línea de columnas o líneas paralelas de columnas separadas menos del 10% de la dimensión plana perpendicular al eje de columnas. Para efectos de esta excepción la resistencia de diseño de las columnas debe calcularse como la resistencia límite considerando la resistencia a flexión en cada extremo y limitada por la resistencia a flexión de las vigas que conectan, o por la resistencia a flexión de las columnas mismas, dividida por H ,donde H es la altura de piso en mm.

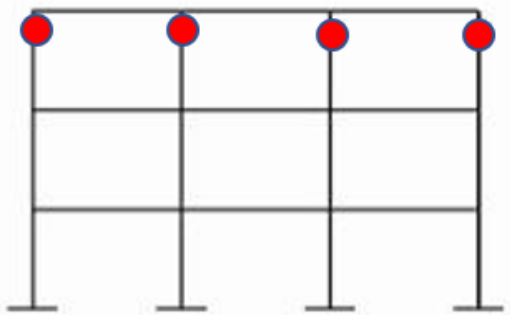
donde:

$P_c = F_{yc}A_g$, N **(F.3.5.3-5)**

P_{uc} = resistencia requerida a la compresión, N

(2) Las columnas en cualquier piso tienen una relación de resistencia de diseño a cortante a resistencia requerida a cortante 50% mayor que el piso inmediatamente superior.

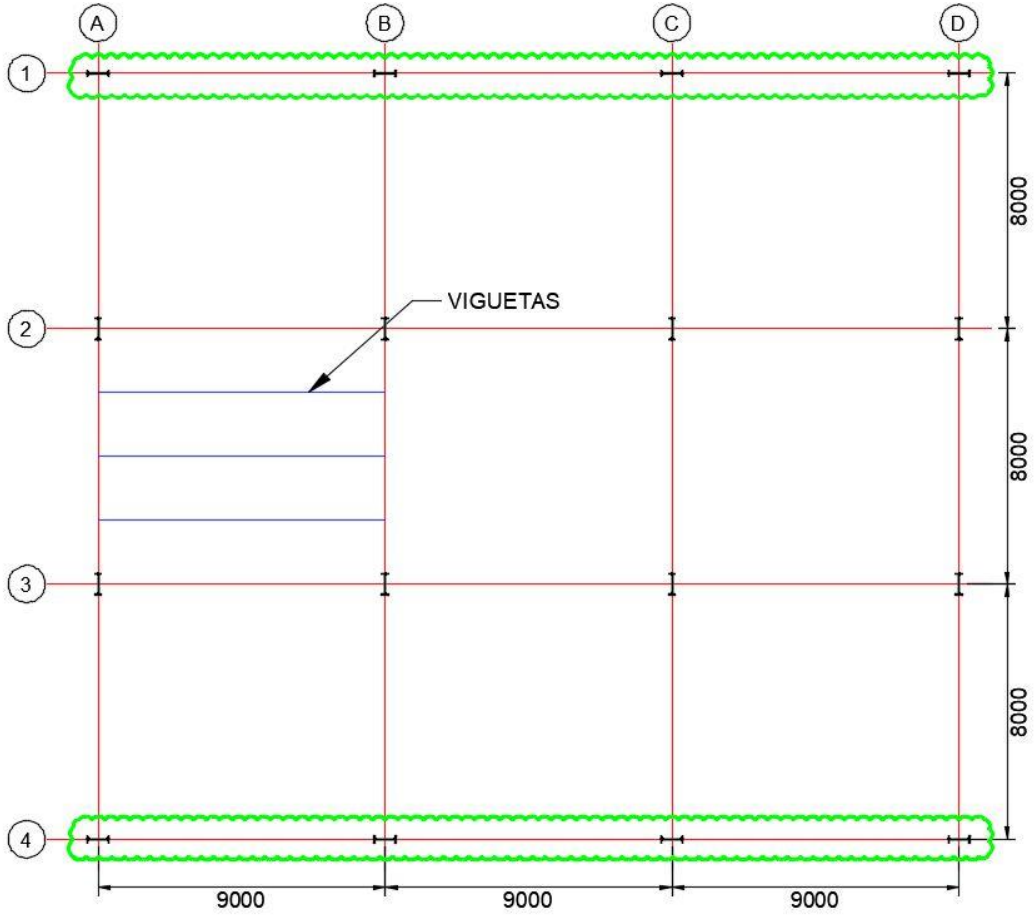
RESPUESTA:
NO ES NECESARIO.
EXISTEN EXCEPCIONES



Pregunta 7. Como se verifica que la columna de excepción cumpla?

Supóngase un pórtico resistente a momento como se muestra en la figura:

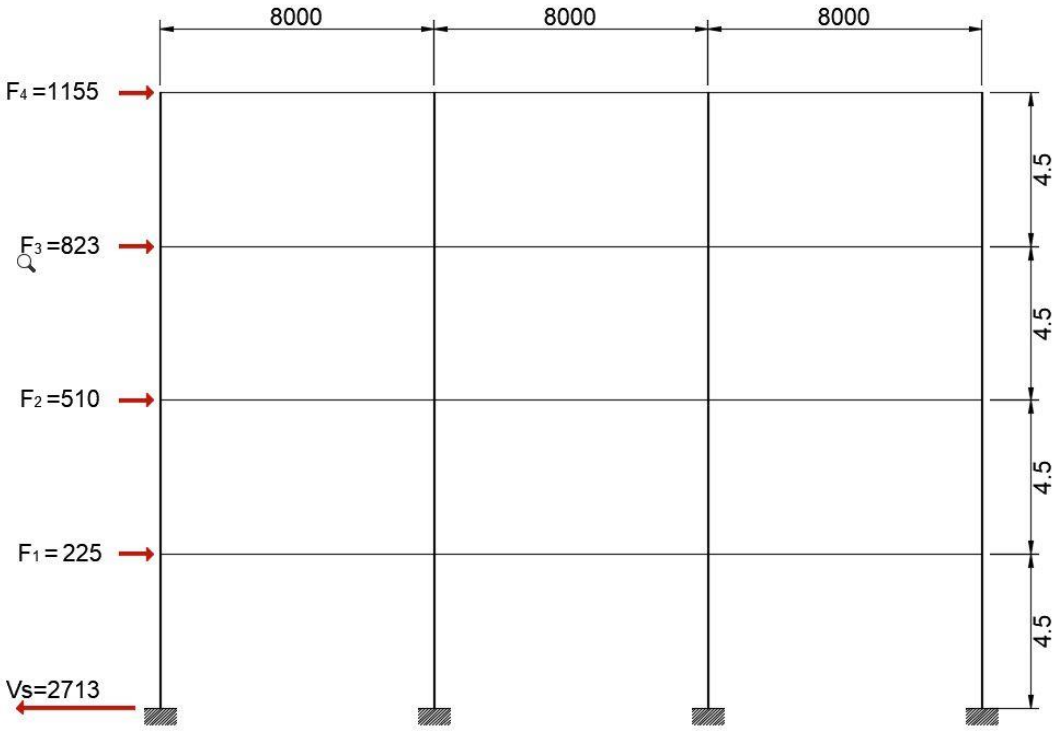
- Q_D= 4,7 kN/m^2
- Q_L= 2,0 kN/m^2
- Medellín
- Suelo tipo C.
- F_a= 1,20
- A_a= 0,15
- I=1,0
- S_a= 0,45



Pregunta 7. Como se verifica que la columna de excepción cumpla?

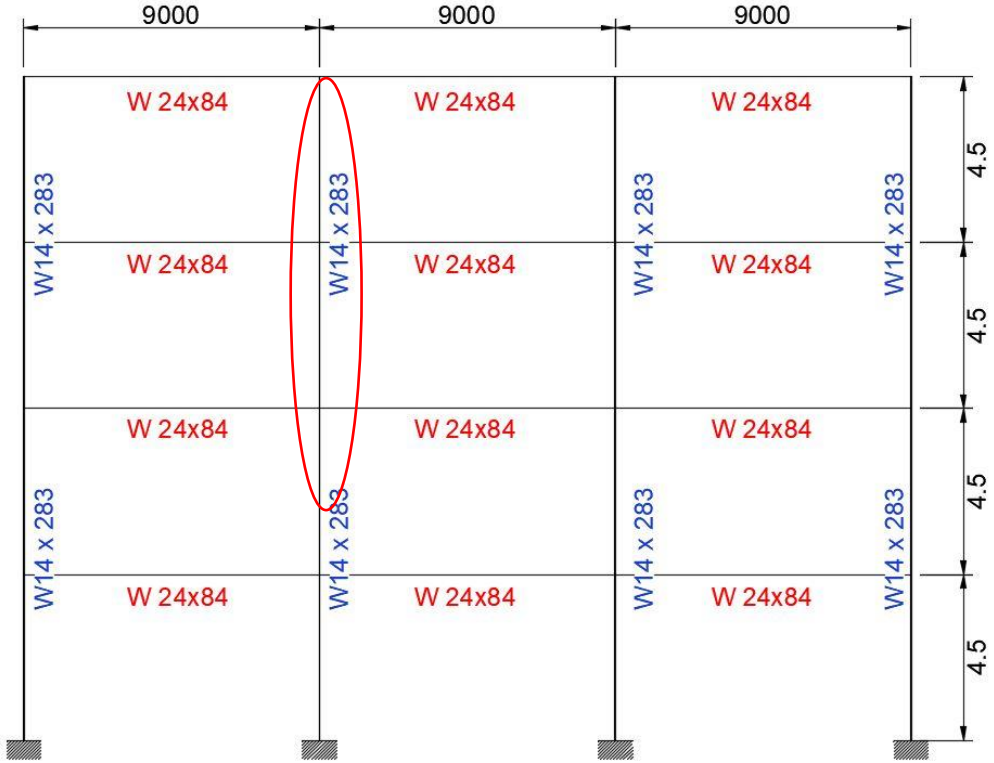
Calculando las cargas sísmicas por método estático FHE:

- Para sistemas PRM DES según NSR-10 Ro=7 y $\Omega o=3,0$
- Los pórticos arriostrados atienden el 100% de las cargas sísmicas.
- Se consideran $\Phi a=1$, $\Phi p=1$ y $\Phi r=1,0$



Pregunta 7. Como se verifica que la columna de excepción cumpla?

Por un análisis tradicional incluyendo la combinación 1,2D + 0,5L + E se obtiene un predimensionamiento básico. Observemos si la columna señalada se puede modificar por una W10X100 alternativamente a la W14X283



Pregunta 7. Como se verifica que la columna de excepción cumpla?

En el caso particular de las excepciones se plantea

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1$$

Castiga la simplificación

Donde para el caso

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - P_{uc} / A_g \right)$$

Para columnas W10x100

Zc=2’130.318 mm^3

Ag=18.903 mm^2

Para vigas W24x84

Zb=3’670.702 mm^3

Ag=15.935 mm^2

Pregunta 7. Como se verifica que la columna de excepción cumpla?

Verificación Prc<0,3Pc

$$P_c = F_{yc} \times Ag$$

$$P_{rc} = Esfuerzo\ axial\ requerido$$

$$P_c = Esfuerzo\ nominal\ de\ compresión$$

$$P_U = Carga\ axial\ en\ el\ elemnto$$

$$P_C = 345MPa \times 18903mm^2 = 6522kN$$

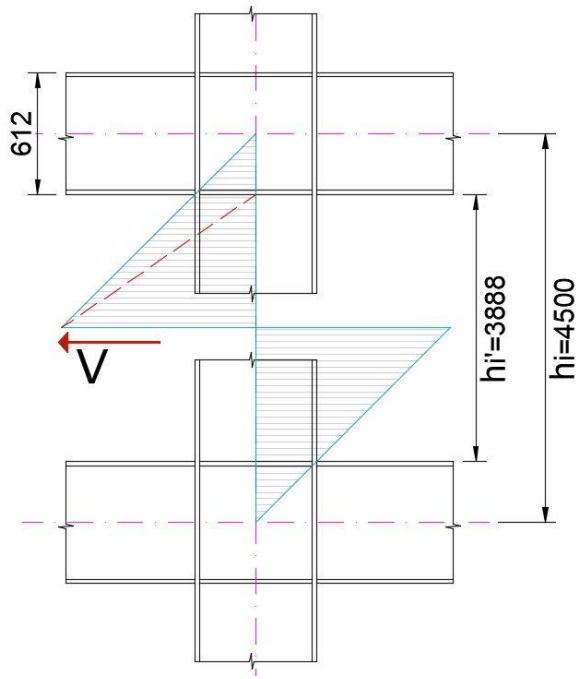
$$P_{rc} = \frac{P_U}{P_c} = \frac{1704kN}{6522kN} = 0{,}26 < 0{,}30\ ¡\,ok!$$

Pregunta 7. Como se verifica que la columna de excepción cumpla?

Revisión: La resistencia a cortante de todas las columnas del piso a las que se aplica excepción sea menor que el 20% de la suma de las resistencias de diseño a cortante de todas las columnas del piso que actúan en la misma dirección

$$V_{Excepción} = \frac{\sum_i M^*_{pc(i)}}{\sum_i \left(\frac{h_i}{2}\right)}$$

$\sum M^*_{pc}$ = suma de las proyecciones al eje de la viga, de la resistencia nominal a flexión de las columnas (incluidas las ménsulas si estas se utilizan) arriba y abajo de la unión , con una reducción debida a la fuerza axial de la columna. Se puede calcular como:



Si

$$V = \frac{M_{pc}}{h'_i/2} \qquad V = \frac{M^*_{pc}}{hi/2}$$

Igualando cortantes se obtiene:

$$M^*_{pc} = M_{pc}\frac{h_i}{h'_i}$$

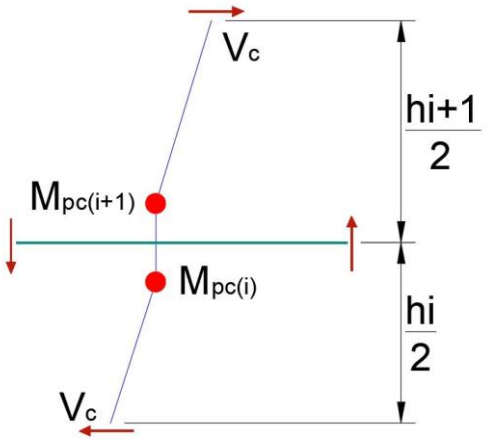
Pregunta 7. Como se verifica que la columna de excepción cumpla?

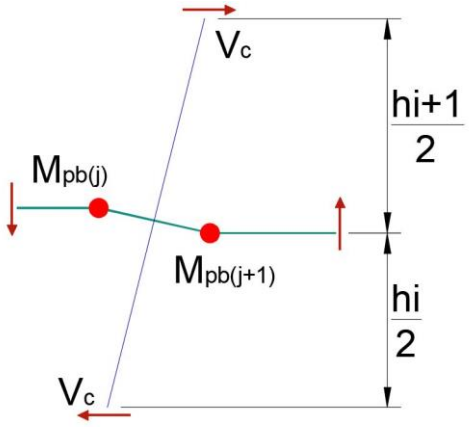
Calculando para la columna que requiere la excepción:

$$V_{Excepcion} = \frac{F_{yc} \times Z_X \left({}^{h_1}/_{h_1'} \right) + F_{yc} \times Z_X \left({}^{h_2}/_{h_2'} \right)}{\left({}^{h_1}/_{2} \right) + \left({}^{h_1}/_{2} \right)}$$

$$V_{Excepcion} = \frac{345MPa \times 2'318 \left({}^{4500}/_{3888} \right) + 345MPa \times 2'318 \left({}^{4500}/_{3888} \right)}{\left({}^{4500}/_{2} \right) + \left({}^{4500}/_{2} \right)}$$

$$= 378\ kN$$



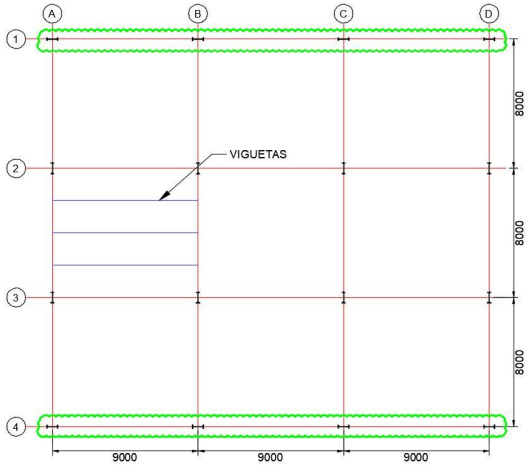


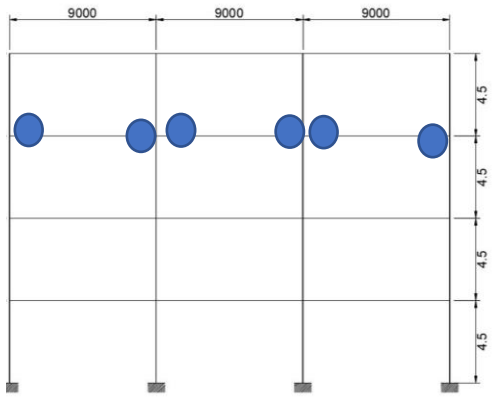
Pregunta 7. Como se verifica que la columna de excepción cumpla?

El cortante en todos los pórticos que actúan en la misma dirección:

$$V_{dirección} = \frac{\sum_i M^*_{pb\,(i)}}{\sum_i \left(\frac{h_i}{2}\right)}$$

$$V_{dirección} = \frac{\#de\ conexiones \times F_{yb} \times Z_X \left({}^{L}/_{L_h}\right)}{\left({}^{h_1}/_{2}\right) + \left({}^{h_2}/_{2}\right)} + V_{excepción}$$

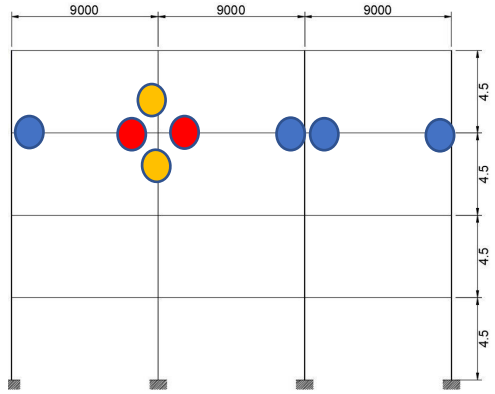




$$V_{dirección} = \frac{10\ unidades \times 345MPa \times 3'670.702mm^3 \left({}^{9000mm}/_{7900mm}\right)}{\left({}^{4500}/_{2}\right) + \left({}^{4500}/_{2}\right)} + 378kN$$

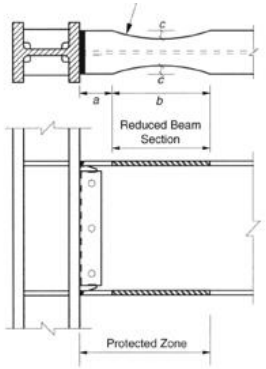
$$V_{dirección} = 3584kN$$

$$\frac{V_{excepción}}{V_{dirección}} = \frac{378\ kN}{3584kN} = 0.11 < 0.20\ ¡OK!$$

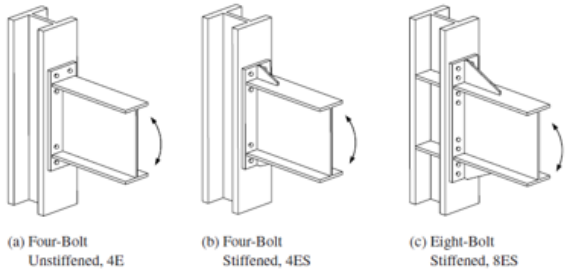


Pregunta 7. Como se verifica que la columna de excepción cumpla?

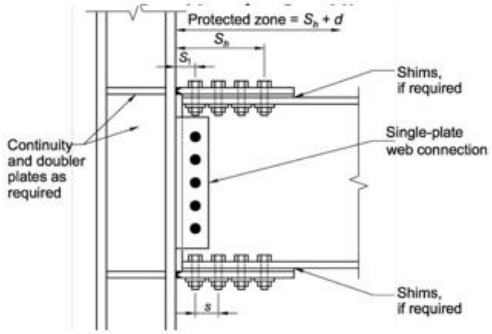
RECORDEMOS



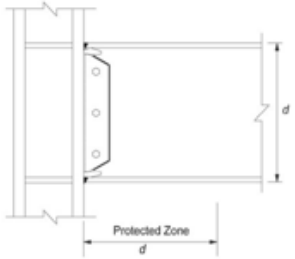
RBS.
REDUCED BEAM SECTION



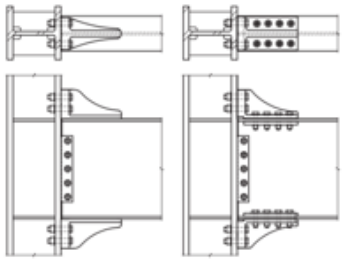
END PLATE



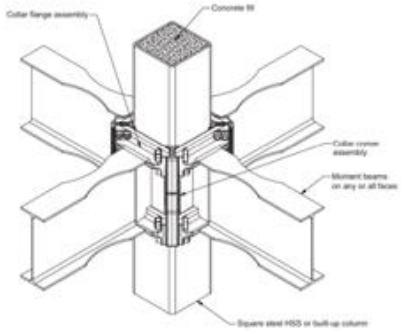
BFP. BOLTED FLANGE PLATE



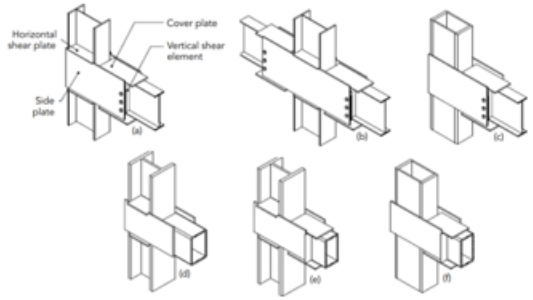
WUF-W WELDED UNREINFORCED FLANGE-WELDED WEB



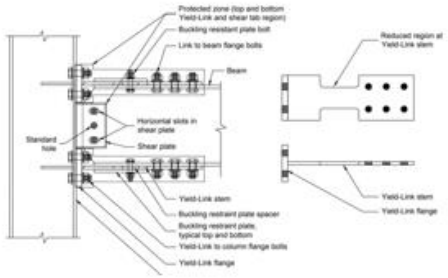
KBB. KAISER BOLTED BRACKET



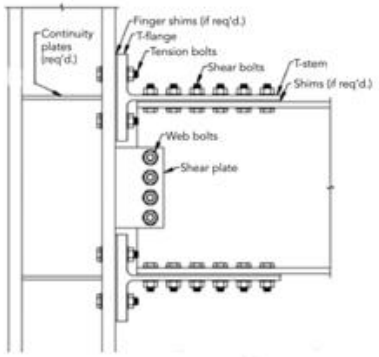
ConXtech. ConXL



SIDEPLATE



SIMPSOM



DOUBLE TEE

Pregunta 7. Como se verifica que la columna de excepción cumpla?

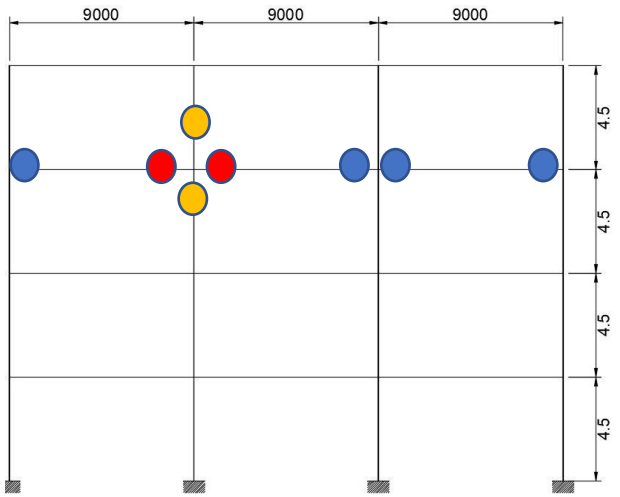
El cortante en todos los pórticos del mismo eje que actúan en la misma dirección:

$$V_{dirección} = \frac{\#de\ conexiones \times F_{yb} \times Z_X \left({}^{L}/_{L_h}\right)}{\left({}^{h_1}/_{2}\right) + \left({}^{h_2}/_{2}\right)} + V_{excepción}$$

$$V_{dirección} = \frac{4\ unidades \times 345MPa \times 3'670.702mm^3 \left({}^{9000mm}/_{7900mm}\right)}{\left({}^{4500}/_{2}\right) + \left({}^{4500}/_{2}\right)} + 378kN$$

$$V_{dirección} = 1660kN$$

$$\frac{V_{excepción}}{V_{dirección}} = \frac{378\ kN}{1660kN} = 0.23 < 0.30\ ¡OK!$$



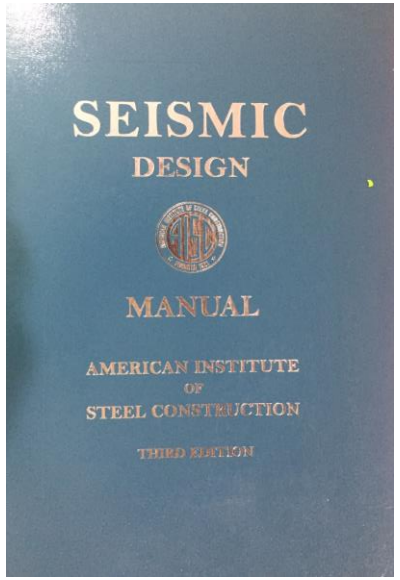
¡SE PUEDE REALIZAR LA EXCEPCIÓN A LA COLUMNA ANALIZADA!

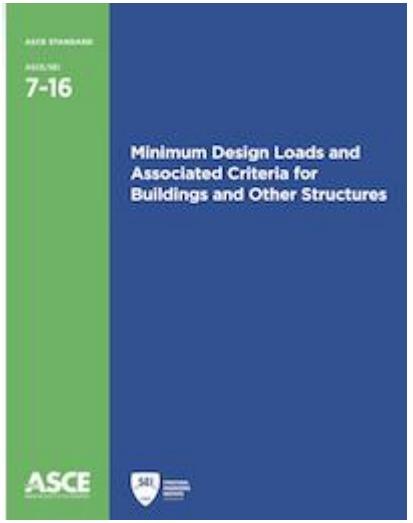
Pregunta 8. Como diseño un diafragma?

AISC 341-16. Parte 8. Diafragmas colectores y cuerdas.

ASCE-7-16 Parte 12.10 Diafragmas colectores y cuerdas.

- Objetivo mantener la integridad estructural.
- Interconectar los elementos verticales y los horizontales.
- Provee estabilidad lateral a columnas y vigas.
- Provee soporte lateral a muros fuera del plano.
- Análisis Rigidez SRS vs Rigidez del diafragma.
- Fuerzas de colectores, cuerdas y conexiones Ωo





Pregunta 8. Como diseño un diafragma?

- Calcule la carga sísmica a nivel de cada diafragma

A.3.6.8.2 — Los diafragmas de piso o de cubierta deben diseñarse para que sean capaces de resistir las fuerzas causadas por la aceleración en cada nivel, expresada como una fracción de la gravedad, determinada por medio de la siguiente ecuación:

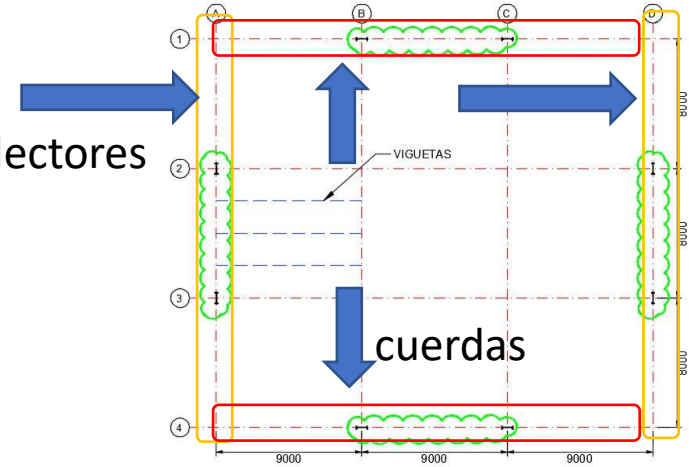
$$a_i = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_i}{h_{eq}} \qquad h_i \le h_{eq}$$

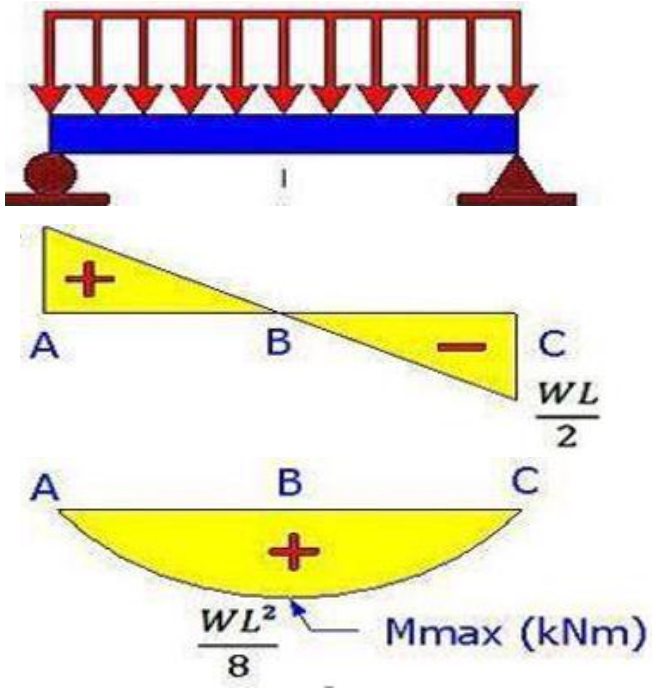
$$a_i = S_a \frac{h_i}{h_{eq}} \qquad h_i \ge h_{eq} \qquad \text{(A.3.6-3)}$$

h_{eq} puede estimarse simplificadamente como $0.75h_n$

Alternativamente a la ecuación A.3.6-3 para calcular las fuerzas que deben resistir los diafragmas de piso o de cubierta, pueden usarse estimaciones más precisas de las aceleraciones absolutas máximas a que estarían sometidos estos diafragmas, resultado por ejemplo, de análisis dinámicos.

- Distribuya la carga sobre la cuerda.
- Analice un modelo de viga simplemente apoyada.
- Diseñe para las cargas resultantes adicionales a las verticales.





Pregunta 8. Como diseño un diafragma?

- M=1640 kNm
- Mu/d=Compresión=Tensión= 68 kN
- Refuerzo adicional.

$$As = \frac{68000\ N}{420\ MPa} = 162mm^2 \quad 2\varphi\ 1/2"$$

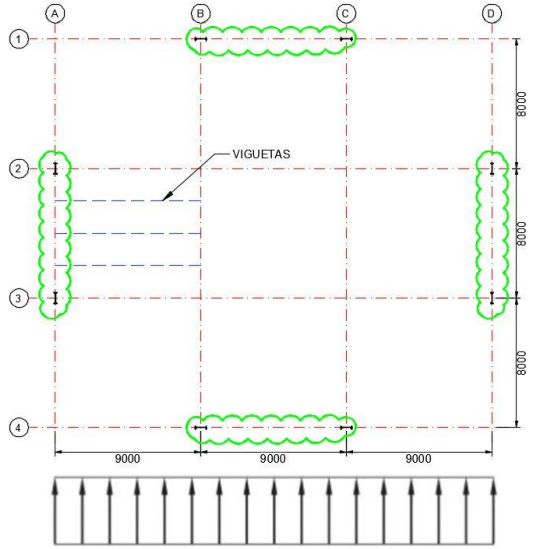
- Revise confinamiento <0,2f´c
- Considere solo el espesor sobre la cresta del steel deck
- M=1640 kNm

espesor sobre la cresta

$$s = \frac{bd^2}{6} = \frac{50mm \times 24000^2}{6} = 4800'000{,}000\ mm^2$$

$$f_c = \frac{M}{s} = 0{,}34\ MPa$$

- fc=0,34 Mpa <4,2 Mpa ok no requiere confinamiento
- Diseñar el colector con la carga axial aferente a el.
- Colector Ωo Cuerda puede disipar



18 kN/m

Aclaraciones.

- En el desarrollo del tema se eliminaron las verificaciones por efectos P-δ Y P-Δ. Véase AISC 360-16.
- Los ejemplos presentados son didácticos, se pueden generar estructuras mas eficientes con nuevas iteraciones.
- Los comentarios a las provisiones sísmica no hacen parte del AISC 341 y su objetivo es el entendimiento de la normativa.

Cassius Marcellus Clay, Jr-Muhammad Ali

¿Quisiera ser presidente?

Que tal si mejor preguntamos con humildad ? y compartimos el conocimiento con generosidad?...¡¡¡¡lograríamos de mejor manera el objetivo del ingeniero… servir!!!!!!

¡Que hermosa profesión tenemos!

Preguntemos y compartamos, la conciencia y la difusión del conocimiento inevitablemente nos lleva a ser mejores seres humanos y por tanto a la mejora social.

MUCHAS GRACIAS