

Diseño sísmico de muros y vigas sísmicas

Proyecto de Hormigón Armado - Entrega N°6

Grupo: N°1
Integrantes: Mauricio Leal V.
Pablo Pizarro R.
Ignacio Yáñez G.
Profesor: Juan Mendoza V.
Auxiliar: Felipe Andrade T.

Fecha de entrega: 5 de Diciembre de 2018
Santiago, Chile

Índice de Contenidos

1. Diseño de muros	1
1.1. Metodología de cálculo	1
1.1.1. Obtención de fuerzas solicitantes de cada muro	1
1.1.2. Comprobación resistencia a compresión y requisito esbeltez	2
1.1.3. Cálculo armadura de corte horizontal	2
1.1.4. Cálculo armadura vertical y puntas de muro	3
1.2. Resultados obtenidos	4
1.3. Resistencias a compresión de cada muro	6
1.4. Esquemas de armaduras de muro	6
2. Diseño de vigas sísmica	12
2.1. Armadura mínima.	12
2.2. Esfuerzos de diseño.	13
2.3. Armadura de Corte.	14
2.4. Armadura de Flexión.	14
3. Diseño de viga estática	15
3.1. Armadura mínima	15
3.2. Esfuerzos de diseño.	15
3.3. Diagramas de momento y corte	16
3.4. Armadura de Corte.	17
3.5. Armadura de Flexión.	17
3.6. Esqema de armadura de corte y flexión	18
4. Comentarios	19

Lista de Figuras

Lista de Tablas

1. Diseño de muros

1.1. Metodología de cálculo

En la presente trabajo se busca calcular la armadura de los muros de cinco ejes del edificio: Eje 6, 11, 13, G entre 3 y 6 y el eje I.

Para cada uno de los muros de dichos ejes se obtuvieron las fuerzas de diseño desde ETABS y se calculó la armadura horizontal requerida utilizando dos métodos de resistencia al corte¹, para obtener la armadura vertical y las puntas de muro se utilizaron los diagramas de interacción P-M. Adicionalmente se comprueba la resistencia a compresión y el requisito de esbeltez.

1.1.1. Obtención de fuerzas solicitantes de cada muro

Para obtener las fuerzas que actúan sobre cada uno de los muros a diseñar (P, Q, M) se hace uso de la herramienta ETABS. En ella se define un *pier* en cada uno de los muros a analizar, considerando siempre que se requieren dos pier o más si es que el muro presenta discontinuidades en un mismo piso para un eje estudiado.

La Figura 1 ilustra un esquema de asignación de *pier* en los muros modelados en ETABS. A modo de simplificar el análisis numérico se asignó una etiqueta distinta para cada muro, en el caso que no cambie en altura el pier es el mismo para todos los pisos.

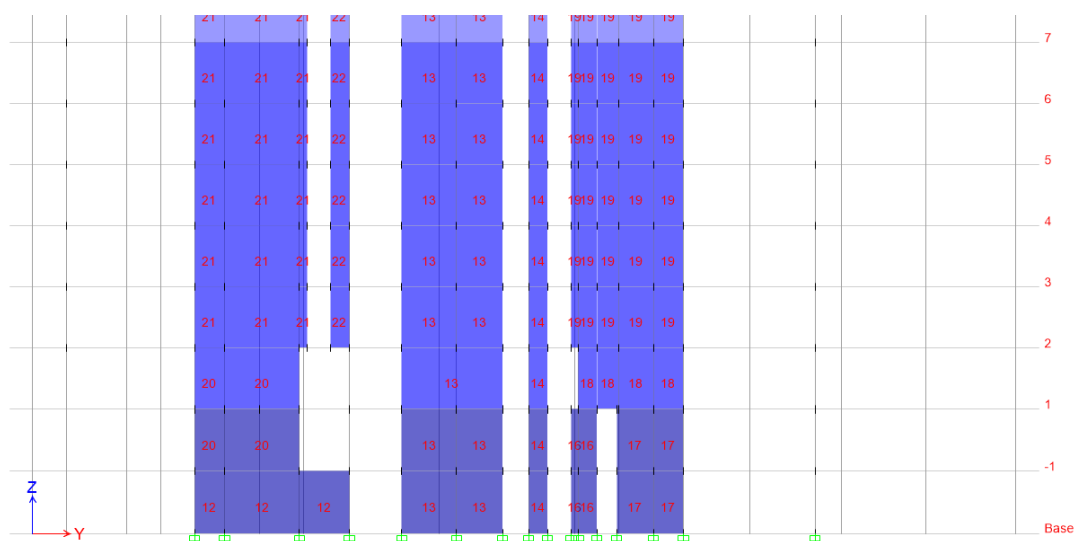


Figura 1: Ejemplo de asignación de pier en ETABS, eje G.

¹ Método aproximado y método propuesto por el código de diseño para concreto estructural ACI 318.

1.1.2. Comprobación resistencia a compresión y requisito esbeltez

Si H corresponde a la altura libre de muro y e su ancho se busca que la esbeltez, definida por $\frac{H}{16}$, sea mayor o igual a e :

$$e \geq \frac{H}{16} \quad (1)$$

En el caso que lo anterior no se cumpla sólo se puede modificar el ancho del muro e , dado que la altura libre es un dato fijo. En cualquier caso todos los muros analizados cumplieron satisfactoriamente con el requisito de esbeltez.

Para la resistencia a compresión se comprobó que la carga última N_u fuese menor o igual que la resistencia a la compresión:

$$N_u \leq 0,35f'_c \cdot A_c \quad (2)$$

1.1.3. Cálculo armadura de corte horizontal

Para calcular la armadura de corte horizontal requerida se utilizó tanto la fórmula aproximada como el método de ACI para obtener el área mínima de acero requerida en la sección para lograr la resistencia.

- **Fórmula aproximada:** Suponiendo que el acero toma el cien por ciento del corte, obtenido como la suma de los valores absolutos de las fuerzas de corte producto de las cargas de servicio, se busca un A_e área de acero con tal de satisfacer:

$$Q = |Q_{Peso \text{ propio}}| + |Q_{Sobrecarga}| + |Q_{Sismico}| \quad (3)$$

$$\tau = \frac{Q}{A} \quad (4)$$

$$A_e = \frac{\tau \cdot 100 \cdot e}{2\sigma_e} \quad (5)$$

En donde τ es la tensión de corte media en el muro (kgf/cm^2), A el área de la sección transversal del muro, A_e el área transversal por metro de ancho, considerando dos capas de acero (cm^2), e el espesor del muro y σ_e la tensión de corte admisible del acero, que para el caso puntual del presente trabajo $\sigma_e = 2800$ (kgf/cm^2).

- **Método ACI:** Para este caso el cálculo de la armadura de corte se basa en una suma de resistencias contribuídas por el hormigón y el acero. En este sentido se considera que la resistencia al corte proporcionada por la sección de hormigón corresponde a:

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c}hd \quad (6)$$

En donde h es el espesor del muro, $d = 0,8l_w$, l_w el largo del muro y $\lambda=1$. Una vez conocido V_c se calcula V_s como el necesario para cumplir el requisito de resistencia:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (7)$$

En donde V_u se calcula considerando una combinación de las cargas puras de diseño obtenidas mediante ETABS (piers):

$$V_u = 1,2Q_{pp} + 1,0Q_{sc} + 1,4Q_{sismo} \quad (8)$$

De esta manera, se obtiene el diámetro de la enfierradura con tal de cumplir:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot 0,8l_w}{s} \leq 0,66\sqrt{f'c}b_wd \quad (9)$$

Una vez obtenido V_c y V_s se debe verificar que V_u no exceda:

$$V_n = A_{cv} \cdot \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y \right) \quad (10)$$

En donde $\rho_t = \frac{A_v}{s \cdot e}$, α_c coeficiente que es 0.25 para $h_w/l_w \leq 1,5$, 0.15 para $h_w/l_w = 2,0$ y varía linealmente entre 0.25 y 0.17 para h_w/l_w entre 1.5 y 2.0.

1.1.4. Cálculo armadura vertical y puntas de muro

Para cada uno de los muros se graficó en un diagrama de interacción P-M, de mismo $f'c$ que el muro de análisis, el estado de carga de cada una de las combinaciones. Luego la cuantía ρ de las puntas de muro corresponde a aquella envolvente de todos los puntos, ρ_w la cuantía de la armadura vertical corresponde a la cuantía con la que fué diseñado el diagrama.

Los diagramas se obtuvieron digitalizando los gráficos propuestos por el libro *Manual de Cálculo de Hormigón Armado* de GERDAU AZA. La Figura 2 ilustra un diagrama digitalizado, cada una de las curvas simboliza una cuantía de punta ρ diferente, variada entre 1 % y 8 %.

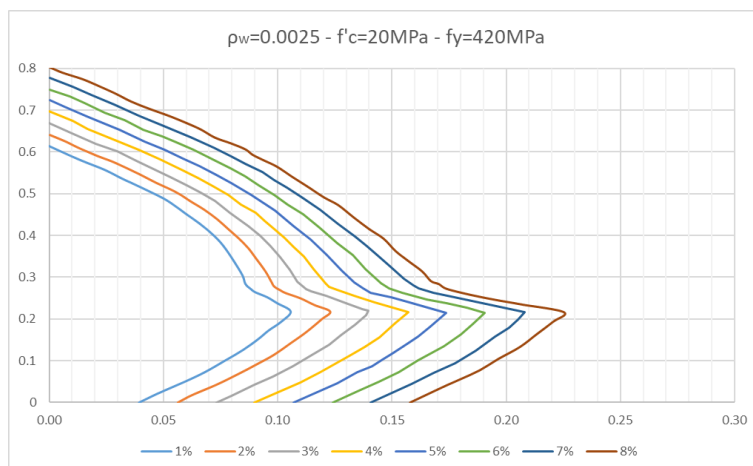


Figura 2: Diagrama de interacción P-M, $\rho_w=0.0025$, $f'c=30\text{MPa}$

1.2. Resultados obtenidos

Tabla 1: Resultado armaduras muros eje 6.

PISO	MURO	NPIER	EJE SISMO	$f'c$ (MPa)	e (cm)	L (cm)	H (cm)	N (tonf)	PP (tonf)	SC (tonf)	QS (tonf)	M.H	M.V	PUNTA
-1	EJE 6.C-D	1	X	35	25	178	230	487.81	1.78	0.51	4.05	$\phi 10 @ 14$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 25$
-1	EJE 6.C-E	2	X	35	25	227	230	422.11	18.19	4.55	14.89	$\phi 10 @ 14$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 25$
1	EJE 6.C-G	3	X	35	25	625	230	1051.10	7.51	7.46	131.33	$\phi 10 @ 14$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 25$
3	EJE 6.B-E	5	X	35	25	636	230	963.78	37.86	7.90	61.93	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 25$
8	EJE 6.B-E	5	X	30	25	636	230	767.57	6.99	1.37	59.73	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 25$
15	EJE 6.B-E	5	X	20	20	636	230	406.09	5.70	1.24	44.63	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	2 $\phi 22$
23	EJE 6.B-E	5	X	20	20	636	230	33.09	3.99	0.52	23.14	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	2 $\phi 22$

Tabla 2: Resultado armaduras muros eje 11.

PISO	MURO	NPIER	EJE SISMO	$f'c$ (MPa)	e (cm)	L (cm)	H (cm)	N (tonf)	PP (tonf)	SC (tonf)	QS (tonf)	M.H	M.V	PUNTA
-1	EJE 11.C-E	6	X	35	25	485	230	1076.19	14.05	4.38	24.04	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 25$
1	EJE 11.C-E	6	X	35	25	485	230	1069.67	11.60	6.96	47.22	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 25$
3	EJE 11.B-E	8	X	35	25	636	230	999.28	35.60	7.72	62.26	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 25$
8	EJE 11.B-E	8	X	30	25	636	230	800.88	6.05	1.38	71.47	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 25$
15	EJE 11.B-E	8	X	20	20	636	230	423.45	4.79	1.17	50.25	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	2 $\phi 22$
23	EJE 11.B-E	8	X	20	20	636	230	30.51	8.89	2.09	15.57	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	2 $\phi 22$

Tabla 3: Resultado armaduras muros eje 13.

PISO	MURO	NPIER	EJE SISMO	$f'c$ (MPa)	e (cm)	L (cm)	H (cm)	N (tonf)	PP (tonf)	SC (tonf)	QS (tonf)	M.H	M.V	PUNTA
-1	EJE 13.H-L	9	X	35	25	489	230	663.53	26.75	2.05	21.93	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 22$
1	EJE 13.H-K	10	X	35	25	345	230	613.06	11.75	3.17	31.83	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 22$
3	EJE 13.B-E	11	X	35	25	345	230	556.23	14.33	3.24	34.75	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 22$
8	EJE 13.B-E	11	X	30	25	345	230	409.58	4.47	1.19	16.45	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 22$
15	EJE 13.B-E	11	X	20	20	345	230	216.55	4.81	1.38	12.90	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	2 $\phi 16$
23	EJE 13.B-E	11	X	20	20	345	230	17.46	6.21	1.30	2.35	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	2 $\phi 16$

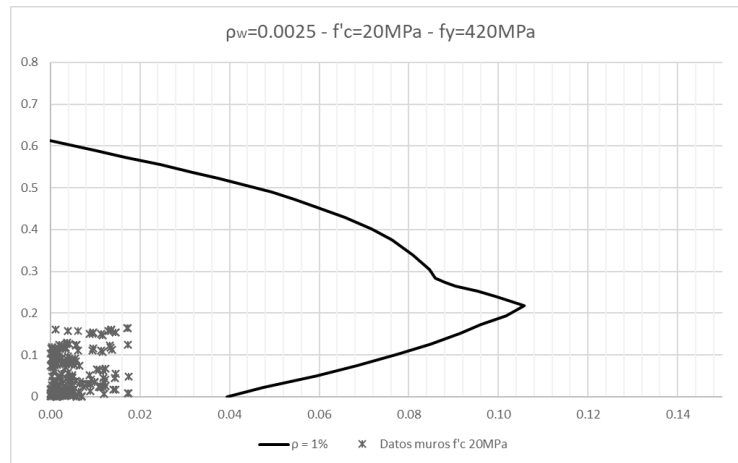
Tabla 4: Resultado armaduras muros eje G entre 3 y 6.

PISO	MURO	NPIER	EJE SISMO	$f'c$ (MPa)	e (cm)	L (cm)	H (cm)	N (tonf)	PP (tonf)	SC (tonf)	QS (tonf)	M.H	M.V	PUNTA
-1	EJE G.3-7	12	Y	35	30	640	230	734.48	32.54	6.50	41.38	$\phi 10 @ 13$	$\phi 10 @ 20$	2 $\phi 25$
1	EJE G.3-6	20	Y	35	30	440	230	656.99	3.98	2.12	68.11	$\phi 10 @ 13$	$\phi 10 @ 20$	2 $\phi 22$
3	EJE G.3-6	21	Y	35	25	460	230	637.07	28.10	7.15	77.52	$\phi 10 @ 13$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 22$
8	EJE G.3-6	21	Y	30	25	460	230	459.45	3.15	0.76	67.50	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 22$
15	EJE G.3-6	21	Y	20	20	460	230	282.73	3.45	0.93	54.00	$\phi 8 @ 17$	$\phi 8 @ 20$	2 $\phi 18$
23	EJE G.3-6	21	Y	20	20	460	230	37.50	1.43	2.44	12.76	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	2 $\phi 18$

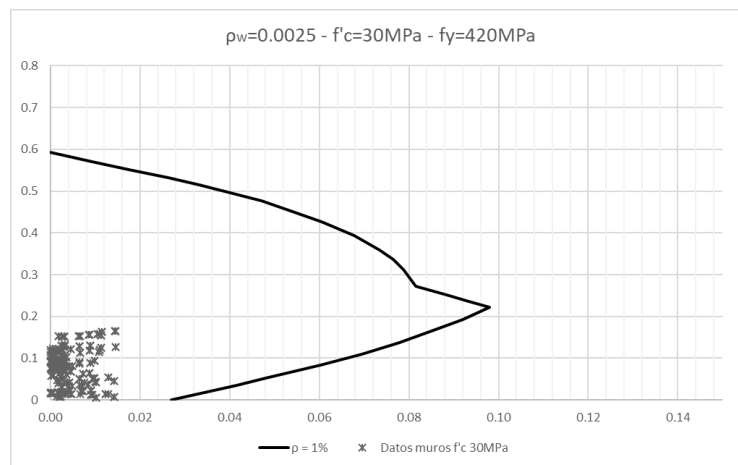
Tabla 5: Resultado armaduras muros eje I.

PISO	MURO	NPIER	EJE SISMO	$f'c$ (MPa)	e (cm)	L (cm)	H (cm)	N (tonf)	PP (tonf)	SC (tonf)	QS (tonf)	M.H	M.V	PUNTA
-1	EJE I.7-9	23	X	35	30	230	230	461.95	0.11	0.31	10.11	$\phi 8 @ 13$	$\phi 10 @ 20$	2 $\phi 16$
1	EJE I.7-9	23	Y	35	30	230	230	440.11	2.40	0.64	8.04	$\phi 8 @ 13$	$\phi 10 @ 20$	2 $\phi 16$
3	EJE I.7-9	23	X	35	25	230	230	390.08	0.67	0.69	11.85	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 16$
8	EJE I.7-9	23	X	30	25	230	230	269.69	1.28	1.03	5.76	$\phi 8 @ 16$	$\phi 8 @ 16$	2 $\phi 16$
15	EJE I.7-9	23	Y	20	20	230	230	150.19	1.30	1.03	5.03	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	2 $\phi 16$
23	EJE I.7-9	23	Y	20	20	230	230	45.16	4.05	1.98	5.37	$\phi 8 @ 20$	$\phi 8 @ 20$	2 $\phi 16$

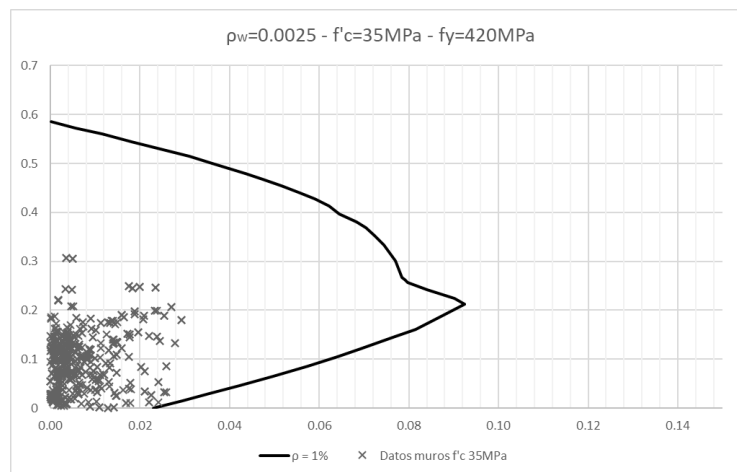
A continuación se ilustran los diagramas de interacción obtenidos para cada uno de los muros considerando los ditintos $f'c$ de cada piso. Se puede observar que con la mínima cuantía $\rho = 1\%$ se logra obtener una envolvente para todos los puntos (P,M).



(a) Diagrama de interacción P-M, $f'_c = 20\text{MPa}$, cuantía vertical $\rho_w=0.0025$.



(b) Diagrama de interacción P-M, $f'_c = 30\text{MPa}$, cuantía vertical $\rho_w=0.0025$.



(c) Diagrama de interacción P-M, $f'_c = 35\text{MPa}$, cuantía vertical $\rho_w=0.0025$.

Figura 3: Diagramas de interacción P-M obtenidos.

1.3. Resistencias a compresión de cada muro

Tabla 6: Resistencias a compresión de los muros, representado como un factor de utilización para las cargas N solicitantes.

EJE	PISO	MURO	NPIER	FU COMPRESIÓN (%)
EJE 6	-1	EJE 6.C-D	1	88 %
	-1	EJE 6.C-E	2	60 %
	1	EJE 6.C-G	3	54 %
	3	EJE 6.B-E	5	49 %
	8	EJE 6.B-E	5	45 %
	15	EJE 6.B-E	5	45 %
	23	EJE 6.B-E	5	4 %
EJE 11	-1	EJE 11.C-E	6	71 %
	1	EJE 11.C-E	6	71 %
	3	EJE 11.B-E	8	50 %
	8	EJE 11.B-E	8	47 %
	15	EJE 11.B-E	8	47 %
	23	EJE 11.B-E	8	3 %
EJE 13	-1	EJE 13.H-L	9	43 %
	1	EJE 13.H-K	10	57 %
	3	EJE 13.B-E	11	52 %
	8	EJE 13.B-E	11	44 %
	15	EJE 13.B-E	11	44 %
	23	EJE 13.B-E	11	4 %
EJE C	-1	EJE G.3-7	12	31 %
	1	EJE G.3-6	20	40 %
	3	EJE G.3-6	21	44 %
	8	EJE G.3-6	21	37 %
	15	EJE G.3-6	21	43 %
	23	EJE G.3-6	21	6 %
EJE I	-1	EJE I.7-9	23	54 %
	1	EJE I.7-9	23	51 %
	3	EJE I.7-9	23	54 %
	8	EJE I.7-9	23	44 %
	15	EJE I.7-9	23	46 %
	23	EJE I.7-9	23	14 %

1.4. Esquemas de armaduras de muro

A continuación se ilustran los esquemas de armaduras de muros realizados en AUTOCAD.

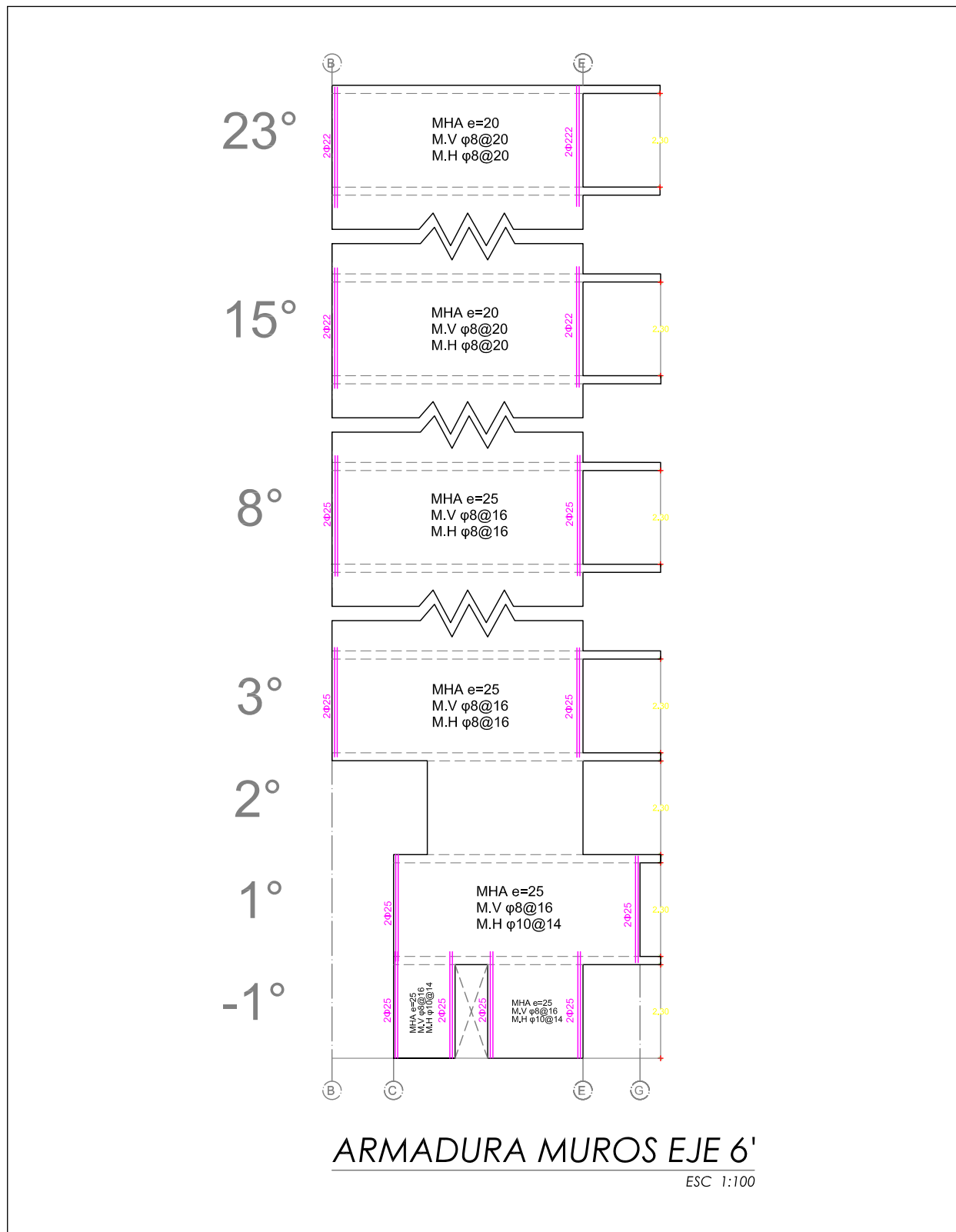


Figura 4: Muros eje 6.

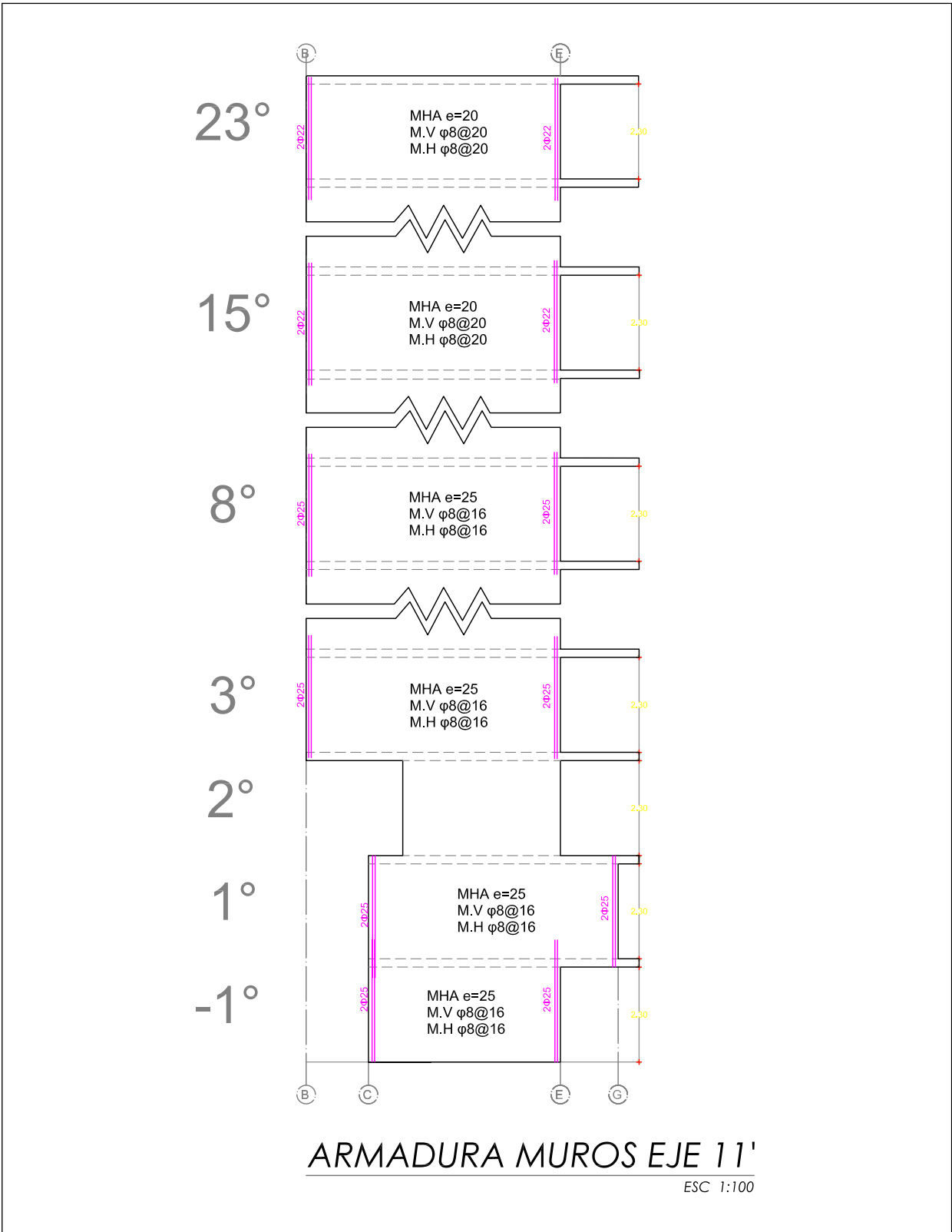


Figura 5: Muros eje 11.

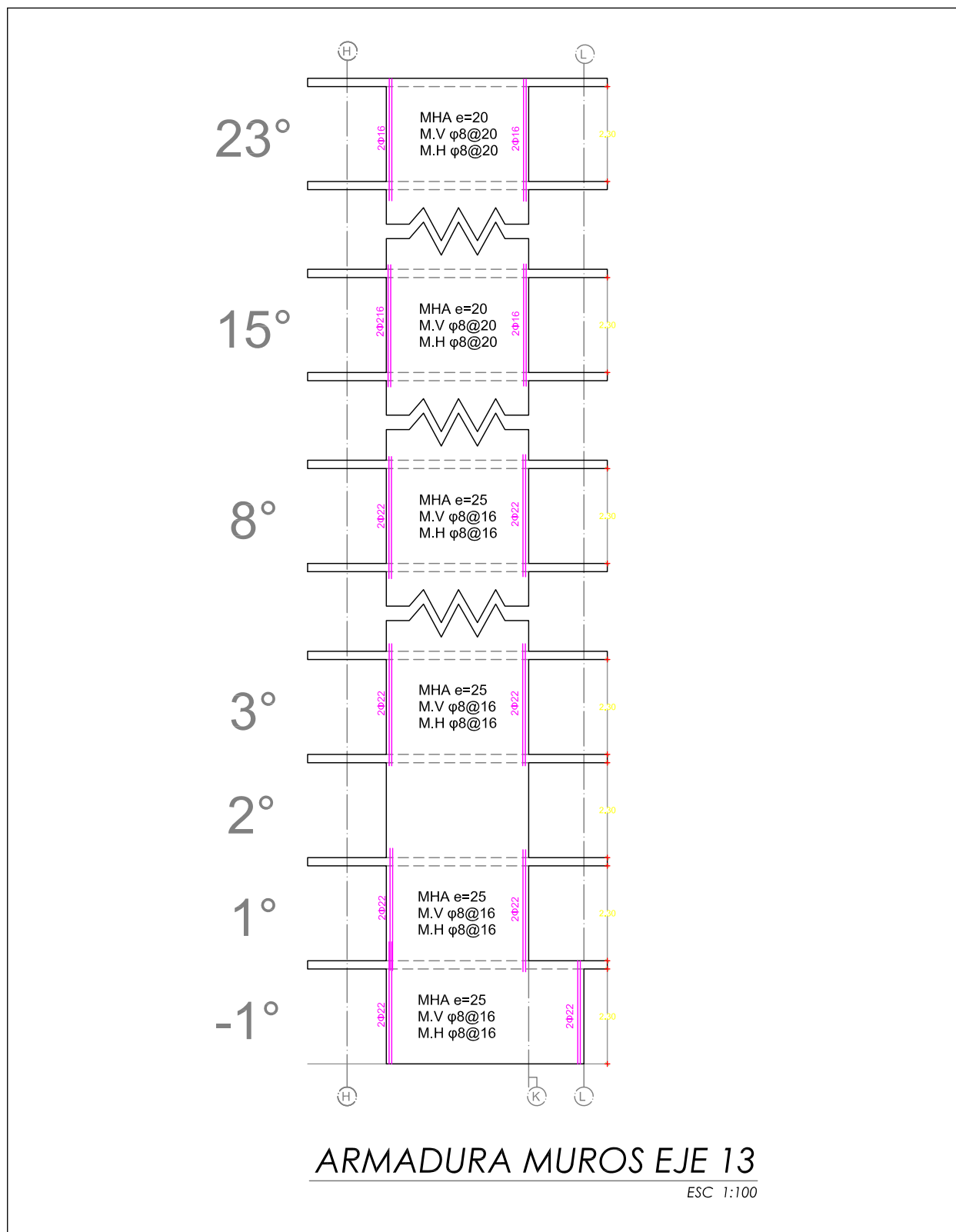


Figura 6: Muros eje 13.

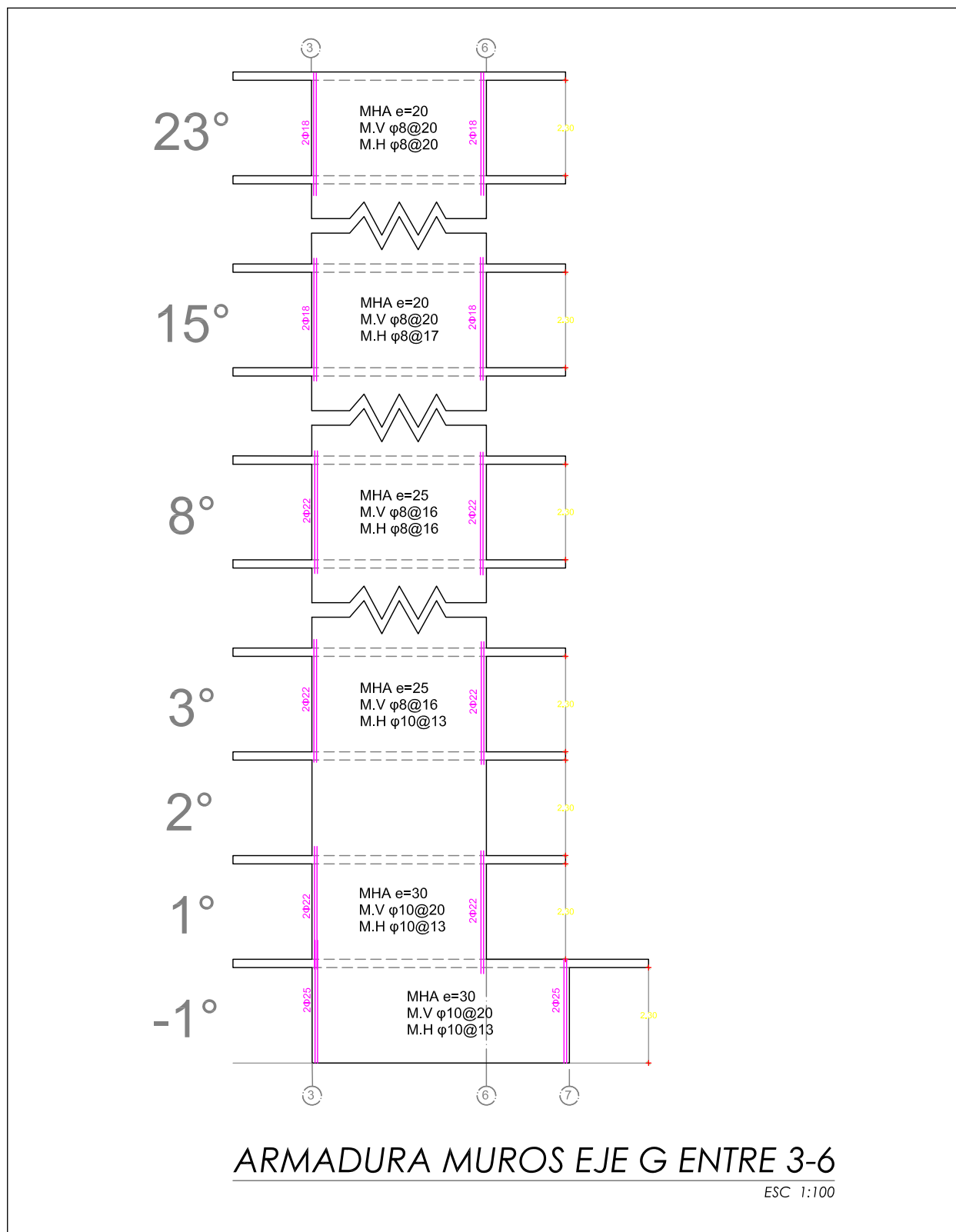


Figura 7: Muros eje G entre 3 y 6.

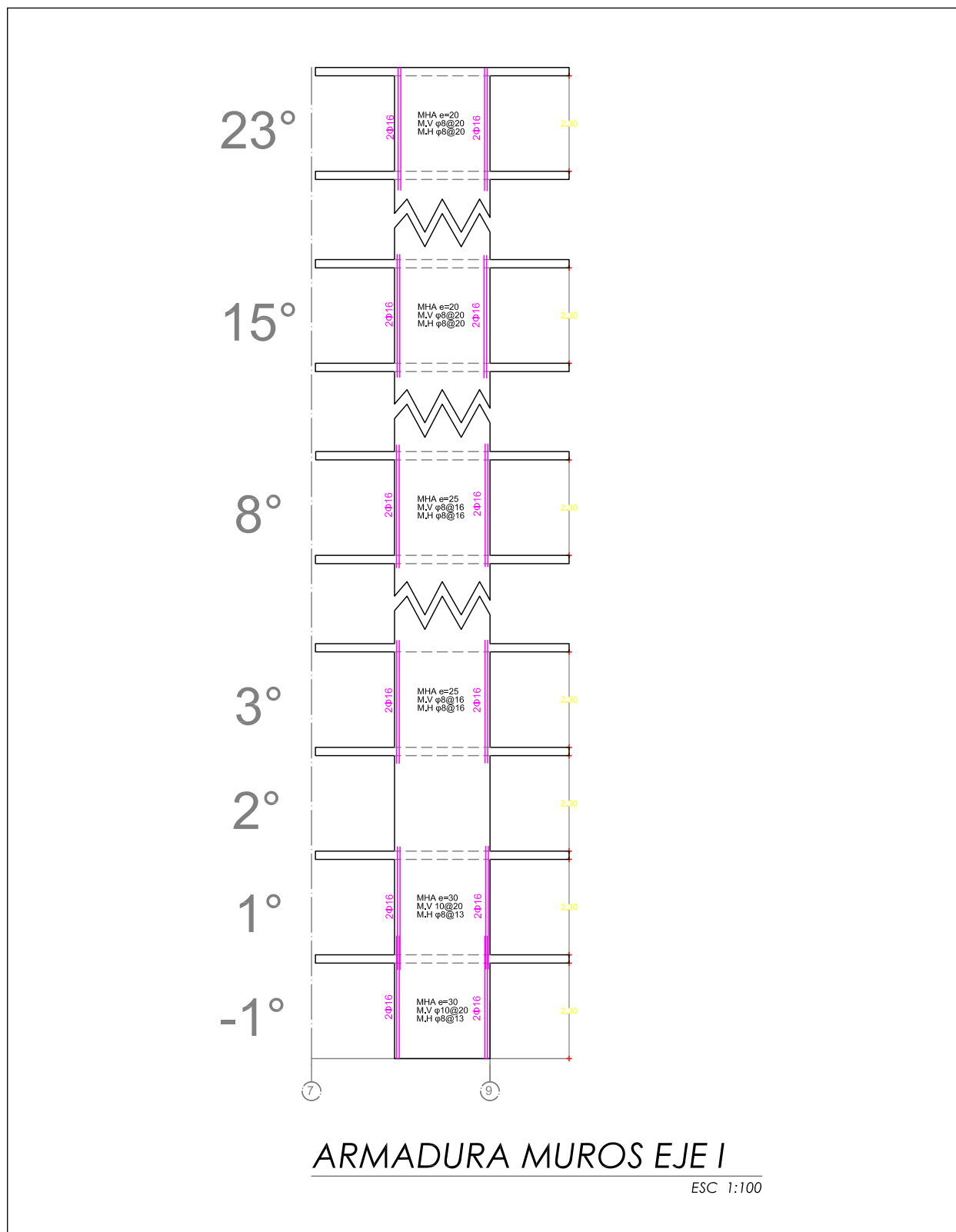


Figura 8: Muros eje .

2. Diseño de vigas sísmica

Las vigas sísmicas a diseñar corresponden a las ubicadas en los ejes C (entre 11 y 12) y K (entre 10 y 11), en el nivel 2, estas son del tipo VI25/168G35 (en adelante Viga C) y VI25/180G35 (en adelante viga K), y de largos 90 cm y 184 cm, respectivamente.

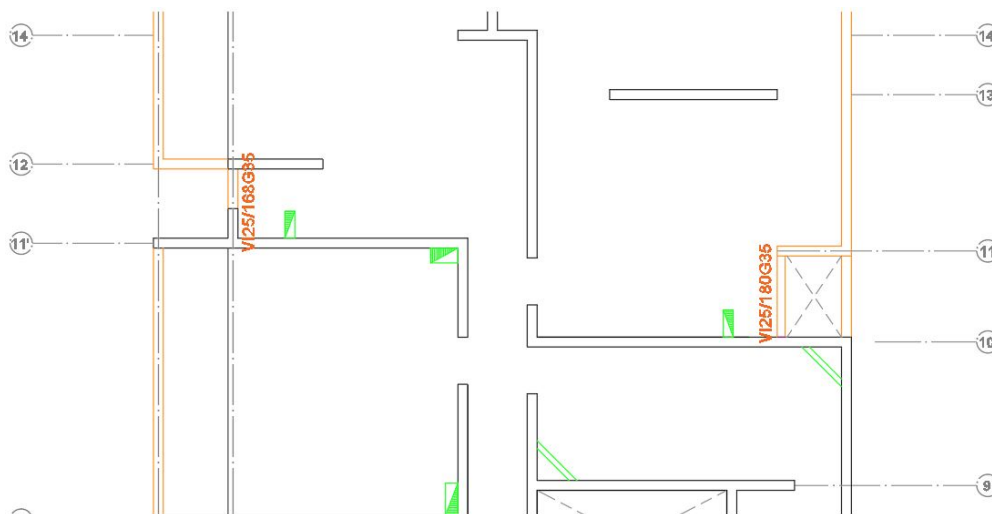


Figura 9: Vigas sísmicas a diseñar.

2.1. Armadura mínima.

Las armaduras mínimas, tanto a flexión como a corte, se determinan según lo indicado en la ACI318:

$$A_s > \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} > \frac{1,4 \cdot b \cdot d}{f_y} \quad (1)$$

Armadura mínima a flexión.

$$A_s > \frac{b \cdot s}{3f_y} \quad (2)$$

Armadura mínima a flexión.

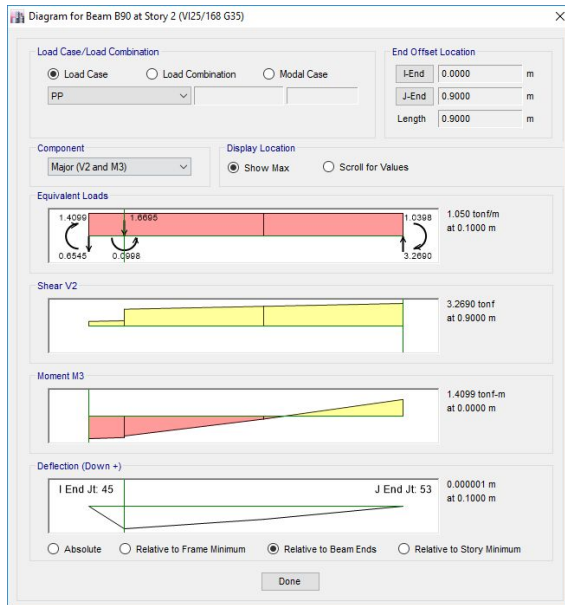
Con esto se obtienen las siguientes áreas mínimas de refuerzo requeridas:

Tabla 7: Áreas mínimas de acero de refuerzo para vigas sísmicas.

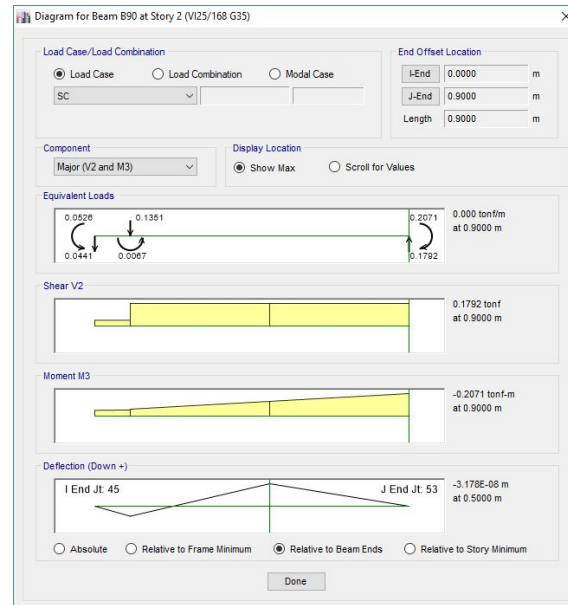
	Flexión	Corte	ρ_{min}
Viga C	4,56	1,58	0,003
Viga K	4,9	1,68	0,003

2.2. Esfuerzos de diseño.

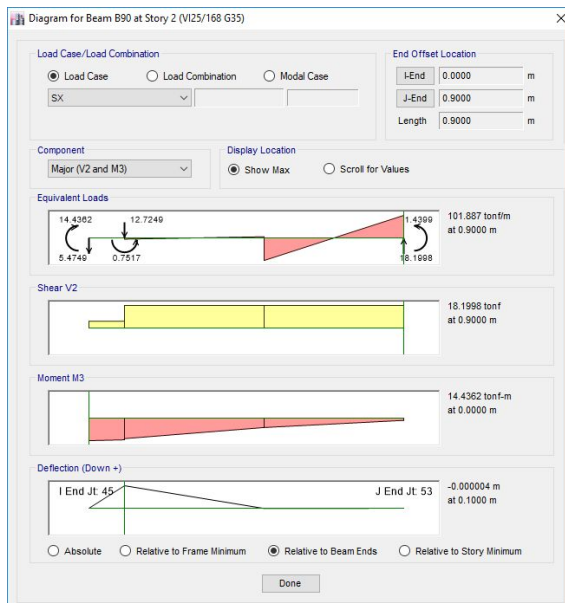
Los esfuerzos de diseño se determinan a través del modelo en ETABS, los resultados se muestran a continuación:



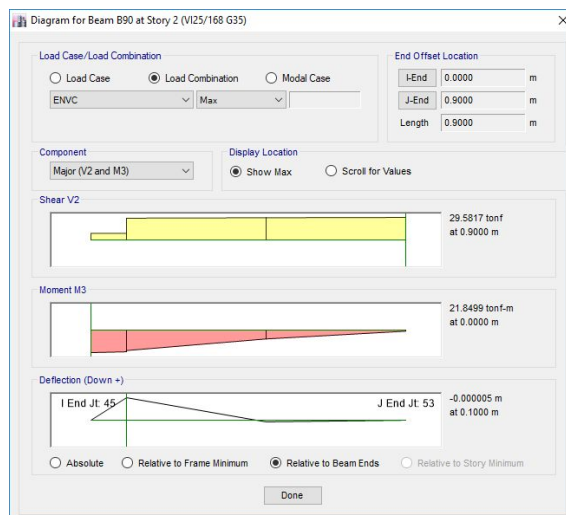
(a) Esfuerzos de corte y flexión producto de peso propio.



(b) Esfuerzos de corte y flexión producto de sobrecarga.



(c) Esfuerzos de corte y flexión producto de cargas de sismo.



(d) Envolvente de esfuerzos sobre viga sísmica, según combinación LRFD.

Figura 10: Cargas aplicadas a Viga C.

En la tabla 8 se muestra el resumen del corte y momento últimos a los que está sometida la

Viga C, que serán los que determinan su diseño.

Tabla 8: Esfuerzos de diseño Viga C.

Esfuerzo	PP	SC	Sismo	$1, 2PP + SC + 1, 4Sismo$
$M[tonf \cdot m]$	1,4	-0,2	14,44	21,69
$V[tonf]$	3,26	0,17	18,20	29,57

En análisis para la Viga K es análogo. Se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 9: Esfuerzos de diseño Viga K.

Esfuerzo	PP	SC	Sismo	$1, 2PP + SC + 1, 4Sismo$
$M[tonf \cdot m]$	10,67	2,95	5,28	23,15
$V[tonf]$	6,70	1,54	2,43	13,00

2.3. Armadura de Corte.

Del análisis se obtienen los siguientes resultados de armadura de corte.

Tabla 10: Armadura de corte y resistencia al corte Viga C.

Estribos	$\phi Vn[tonf]$
$E\phi 12@80$	45,09

Tabla 11: Armadura de corte y resistencia al corte Viga K.

Estribos	$\phi \cdot Vn[tonf]$
$E\phi 12@20$	45,09

2.4. Armadura de Flexión.

Del análisis se obtienen los siguientes resultados de armadura de flexión.

Tabla 12: Armadura de flexión y resistencia a flexión Viga C.

ρ_{req}	$A_{req}[cm^2]$	F	F'	$\phi Mn[tonf \cdot m]$
0,003	16,66	$3\phi 25$	$3\phi 25$	88,97

Tabla 13: Armadura de flexión y resistencia a flexión Viga K.

ρ_{req}	$A_{req}[cm^2]$	F	F'	$\phi Mn[tonf \cdot m]$
0,003	14,66	$3\phi 25$	$3\phi 25$	95,65

3. Diseño de viga estática

La viga estática a diseñar corresponde a la ubicada entre los ejes A y B, en el nivel -1, esta es del tipo V30/50G35, de largo total 35,51 m, con apoyos intermedios como se esquematiza en la figura 11, correspondientes a muros.

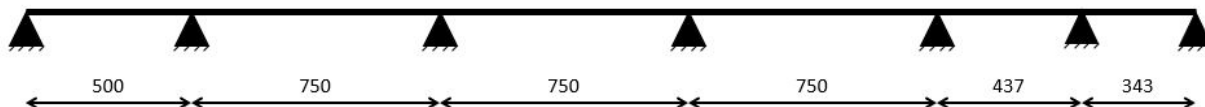


Figura 11: Diagrama viga estática a diseñar.

3.1. Armadura mínima

Las armaduras mínimas se calculan nuevamente con las expresiones (1) y (2), obteniéndose:

Tabla 14: Armadura mínima para viga estática.

	Flexión	Corte
Viga estática	1,537	0,476

3.2. Esfuerzos de diseño.

Las cargas a considerar se obtienen de tributar las sobrecargas y peso propio de la losa en el área tributaria correspondiente a la viga en cuestión. En la figura 12 se ejemplifica la forma en que se tributó el área mostrando una de las secciones consideradas.

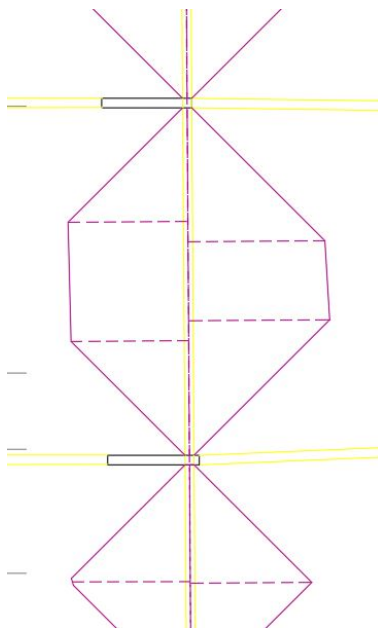


Figura 12: Esquema de tributación de cargas a viga estática.

Estas sollicitaciones se aplican como cargas distribuidas de forma trapezoidal sobre el modelo de la viga, donde además se considera su peso propio. En las figuras 13 y 14 se muestran las cargas aplicadas en el modelo.

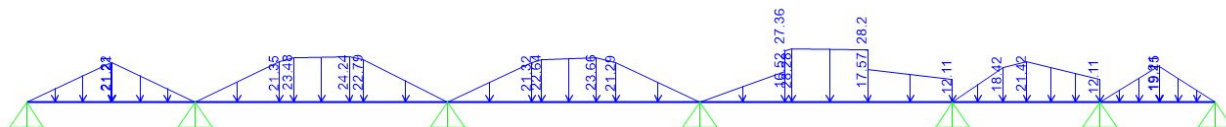


Figura 13: Cargas de peso propio aplicadas al modelo de la viga. *SAP2000*.

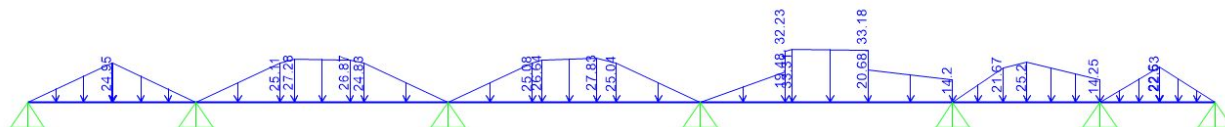


Figura 14: Sobrecargas aplicadas al modelo de la viga. *SAP2000*.

3.3. Diagramas de momento y corte

Los esfuerzos de diseño, de corte y flexión, se obtienen modelando la viga en SAP2000. Se considera la combinación 1, $2PP + 1,6SC$. Se muestran los resultados en las figuras 15 y 16.

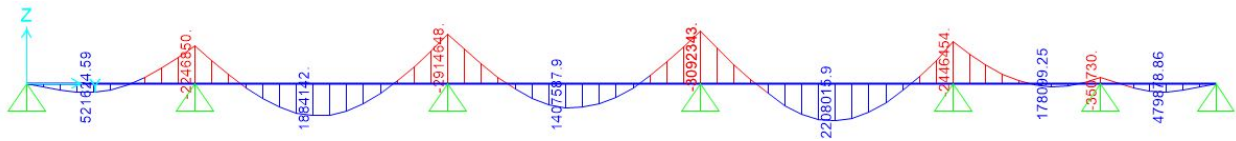


Figura 15: Flexión resultante en viga estática. *SAP2000*.

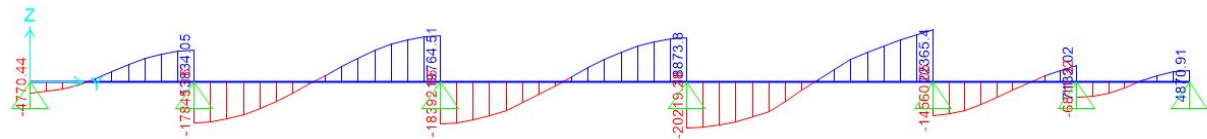


Figura 16: Esfuerzo de corte resultante en viga estática. *SAP2000*.

Los esfuerzos considerados en el diseño del refuerzo de la viga se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 15: Esfuerzos de diseño viga estática.

Esfuerzo	1,2PP + 1,6SC
$M[tonf \cdot m]$	22,08 -30,92
$V[tonf]$	22,36

3.4. Armadura de Corte.

Del análisis se obtienen los siguientes resultados de armadura de corte.

Tabla 16: Armadura de corte y resistencia al corte Viga estática.

Estribos	$\phi \cdot Vn[tonf]$
E ϕ 12@20	26,65

3.5. Armadura de Flexión.

Del análisis se obtienen los siguientes resultados de armadura de flexión negativa y positiva.

Tabla 17: Armadura de flexión positiva y resistencia a la flexión positiva Viga estática.

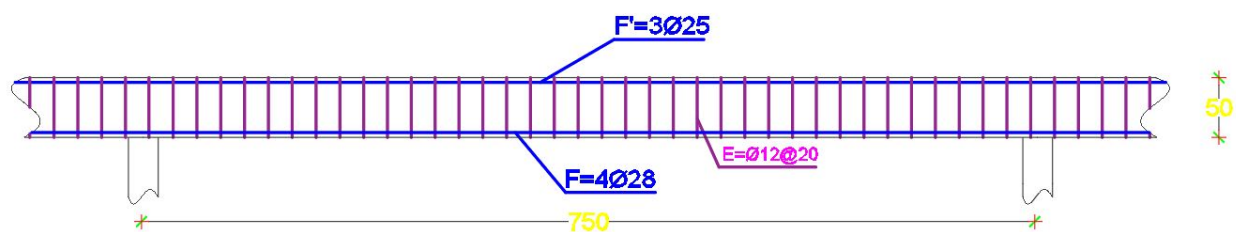
$A_{req}[cm^2]$	F	$\phi Mn[tonf \cdot m]$
13,65	3 ϕ 25	23,67

Tabla 18: Armadura de flexión negativa y resistencia a la flexión negativa
Viga estática.

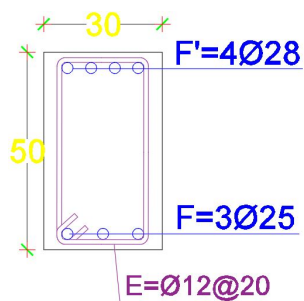
$A'_{req}[cm^2]$	F'	$\phi Mn[tonf \cdot m]$
19,78	4 ϕ 28	37,43

3.6. Esqema de armadura de corte y flexión

En las figuras siguientes se esquematiza la disposición de su armaduras de corte y flexión en la viga estática.



(a) Esquema longitudinal de uno de los vanos.



(b) Esquema transversal.

Figura 17: Esquemas de disposición de armadura en viga estática.

4. Comentarios

- En el diseño de muros se obtuvo, por lo general, resistencias al corte superiores a las solicitantes, por lo que se escogieron armaduras con tal de cumplir el mínimo. En cuanto a la compresión y esbeltez todos los muros resistieron de manera correcta las cargas (Tabla 6), sin embargo para los pisos superiores la resistencia a compresión es muy grande (factores de utilización del orden del 5 %).
- En cuanto a la resistencia a flexo-compresión todos los muros escogidos cumplieron con la armadura mínima, con lo cual se escogieron armaduras de acuerdo al espesor de cada muro.
- En vigas sísmicas se obtuvo resistencias, tanto a flexión como a corte, muy superior a las requerida, entre 50 % y 300 % de resistencia adicional. Esto debido a los requerimientos de cuantías mínimas de acero de refuerzo a flexión en ambas vigas. Esto sumado a que la sección de armadura escogida excede al área requerida, que se acentúa por la gran distancia, d , de esta al borde en compresión, resultó en secciones con elevadas resistencias a la flexión.

Por otro lado, para el caso del corte en la viga K, al tener secciones tan grandes se da el caso en que el hormigón por si solo es capaz de resistir más del doble del esfuerzo de corte, por lo que no requeriría refuerzo adicional según la verificación establecida en la ACI, sin embargo se considera de todas formas la armadura mínima. Si bien la sección de hormigón de la viga C es de dimensiones similares a la viga K, el esfuerzo de corte al que se ve sometida es mayor, por lo que sí requiere armadura de corte, sin embargo esta es la mínima.

- En la viga estática el excedente de resistencia fue menor, debido a su menor sección, con la que requería una cuantía mayor a la mínima para resistir los esfuerzos de flexión. Con eso se obtuvo entre un 7 % y 21 % de excedente de resistencia. Similar a lo ocurrido con la resistencia al corte, donde el excedente fue de 19 %.