

IV.- DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1.- Diseño de Trabes

4.2.- Diseño de Columnas

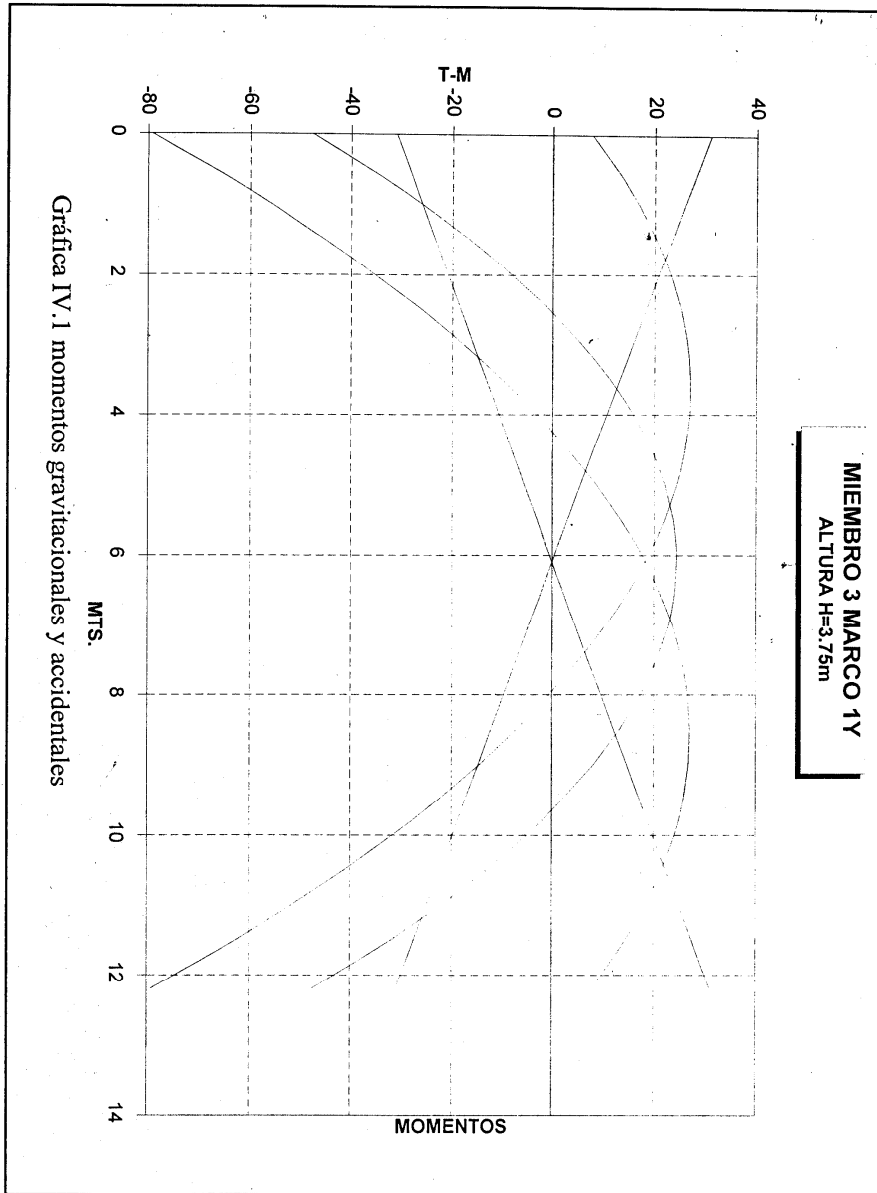
4.1.- DISEÑO DE TRABES

Para comenzar a diseñar los elementos estructurales se tomó el miembro N° 3 del marco 1y como modelo, el cual los momentos de este están representados en la gráfica IV.1. Los momentos correspondientes a cada una de las curvas son: el momento gravitacional solo, momentos accidentales, todos estos resultados del análisis estructural. De la combinación de los momentos antes mencionados y multiplicados por los factores correspondientes (ver referencia 7), tanto gravitacional como sísmico se obtuvo en la gráfica la curva de los momentos envolventes con la ecuación $M_e = 0.75*M_g + M_s*0.75*1.87$, de este diagrama se toman los momentos negativos que están al paño de la columna con los que se hace el diseño del acero de este miembro.

La tabla IV.1 contiene la información de cada uno de los puntos por donde pasan las curvas ya mencionadas de la gráfica IV.1. En esta tabla se vierten los datos del cortante gravitacional de uno de sus extremos, la carga uniformemente distribuida que actúa en el elemento, el momento gravitacional de uno de sus extremos, el cortante sísmico de un extremo. Con todos estos datos se calculan las curvas correspondientes.

Las gráficas IV.2 y IV.3 y las tablas IV.2 y IV.3 muestran las curvas de los momentos para los miembros 15 y 30 del marco 1y respectivamente, las gráficas de la IV.4 a la IV.6 y sus respectivas tablas (tablas de la IV.4 a la IV.6) nos muestran las curvas de los momentos para los miembros 8, 60, 127 respectivamente.

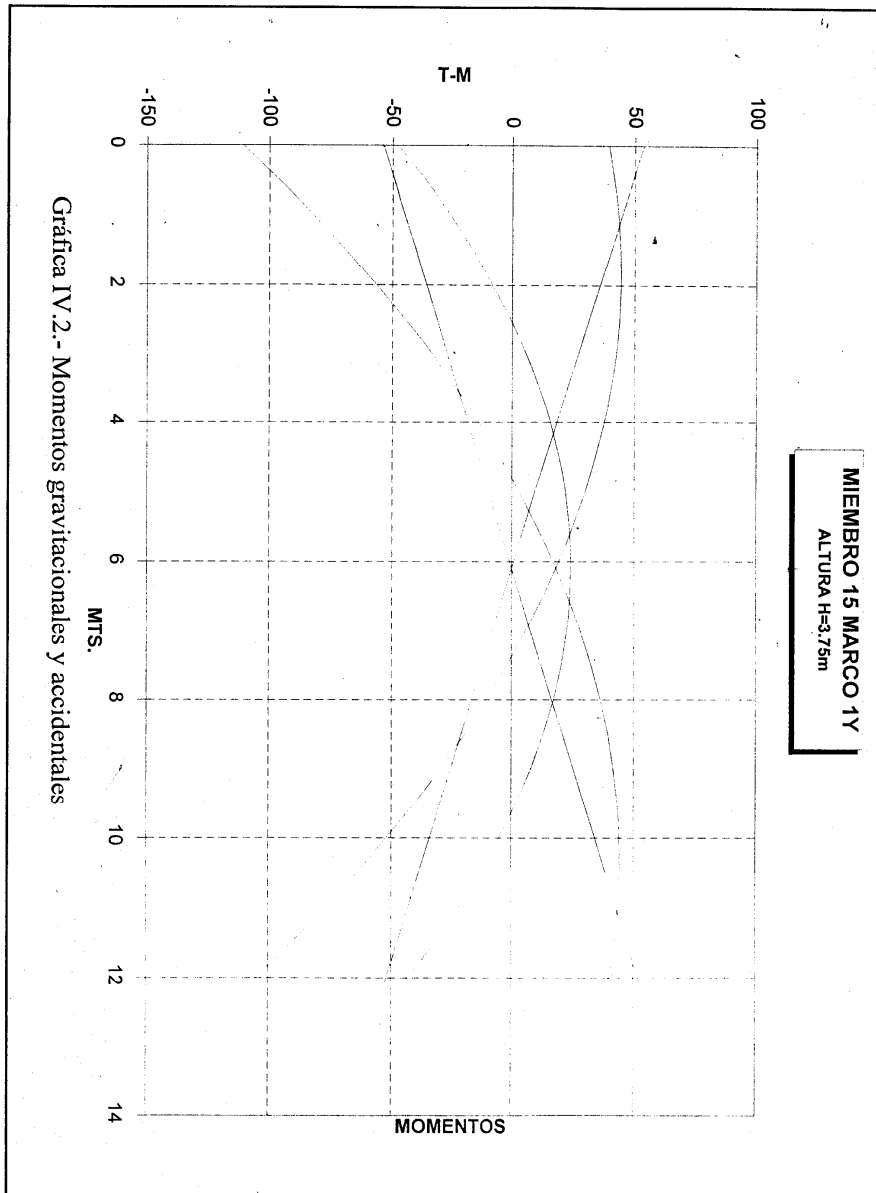
Es conveniente aclarar que los miembros 8, 9 y 10 son iguales (tienen la misma magnitud de momento), por lo que solo se muestra la gráfica y la tabla del primero, los miembros 60, 61, 62 también son iguales entre sí y se procede de la misma forma, lo mismo sucede con los miembros 125, 126 y 127.



V GRAV	W DIST	M.G.	V SIS.	M.S.(+)	M.S.(-)
23.607	3.87	-47.55	-5.089	31.053	-31.053

TRAMO(°)	M.G.	M.S(+)	M.S(-)	M.F(+)	M.F(-)
0	-47.55	31.053	-31.053	7.889333	-79.21433
0.6	-34.0824	27.9996	-27.9996	13.70764	-64.83124
0.8	-29.9028	26.9818	-26.9818	15.41487	-60.26907
1	-25.878	25.964	-25.964	17.00601	-55.82301
1.5	-16.49325	23.4195	-23.4195	20.47591	-45.21579
1.8	-11.3268	21.8928	-21.8928	22.20955	-39.19975
2	-8.076	20.875	-20.875	23.22019	-35.33419
2.5	-0.62625	18.3305	-18.3305	25.23884	-26.17821
2.889	4.500492	16.35088	-16.35088	26.30748	-19.55674
3.2	8.178	14.7682	-14.7682	26.8459	-14.5789
3.5	11.37075	13.2415	-13.2415	27.09927	-10.04314
3.8	14.2152	11.7148	-11.7148	27.09141	-5.768607
4	15.918	10.697	-10.697	26.94104	-3.064043
4.5	19.49775	8.1525	-8.1525	26.05719	3.189431
4.8	21.1812	6.6258	-6.6258	25.17858	6.593215
5	22.11	5.608	-5.608	24.44772	8.71728
5.5	23.75475	3.0635	-3.0635	22.11262	13.5195
5.8	24.2772	1.5368	-1.5368	20.36326	16.05254
6	24.432	0.519	-0.519	19.0519	17.5961
6.5	24.14175	-2.0255	2.0255	15.26555	20.94708
6.8	23.5032	-3.5522	3.5522	12.64544	22.60936
7	22.884	-4.57	4.57	10.75357	23.57243
7.5	20.65875	-7.1145	7.1145	5.515976	25.47215
8	17.466	-9.659	9.659	-0.447248	26.64625
8.5	13.30575	-12.2035	12.2035	-7.136096	27.09472
9	8.178	-14.748	14.748	-14.55057	26.81757
9.5	2.08275	-17.2925	17.2925	-22.69067	25.81479
9.8	-2.0388	-18.8192	18.8192	-27.92303	24.86483
10	-4.98	-19.837	19.837	-31.55639	24.08639
10.5	-13.01025	-22.3815	22.3815	-41.14774	21.63237
10.8	-18.2928	-23.9082	23.9082	-47.25085	19.81165
11	-22.008	-24.926	24.926	-51.46472	18.45272
11.5	-31.97325	-27.4705	27.4705	-62.50731	14.54744
11.8	-38.4168	-28.9972	28.9972	-69.48117	11.85597
12.2	-47.55	-31.0328	31.0328	-79.186	7.861002

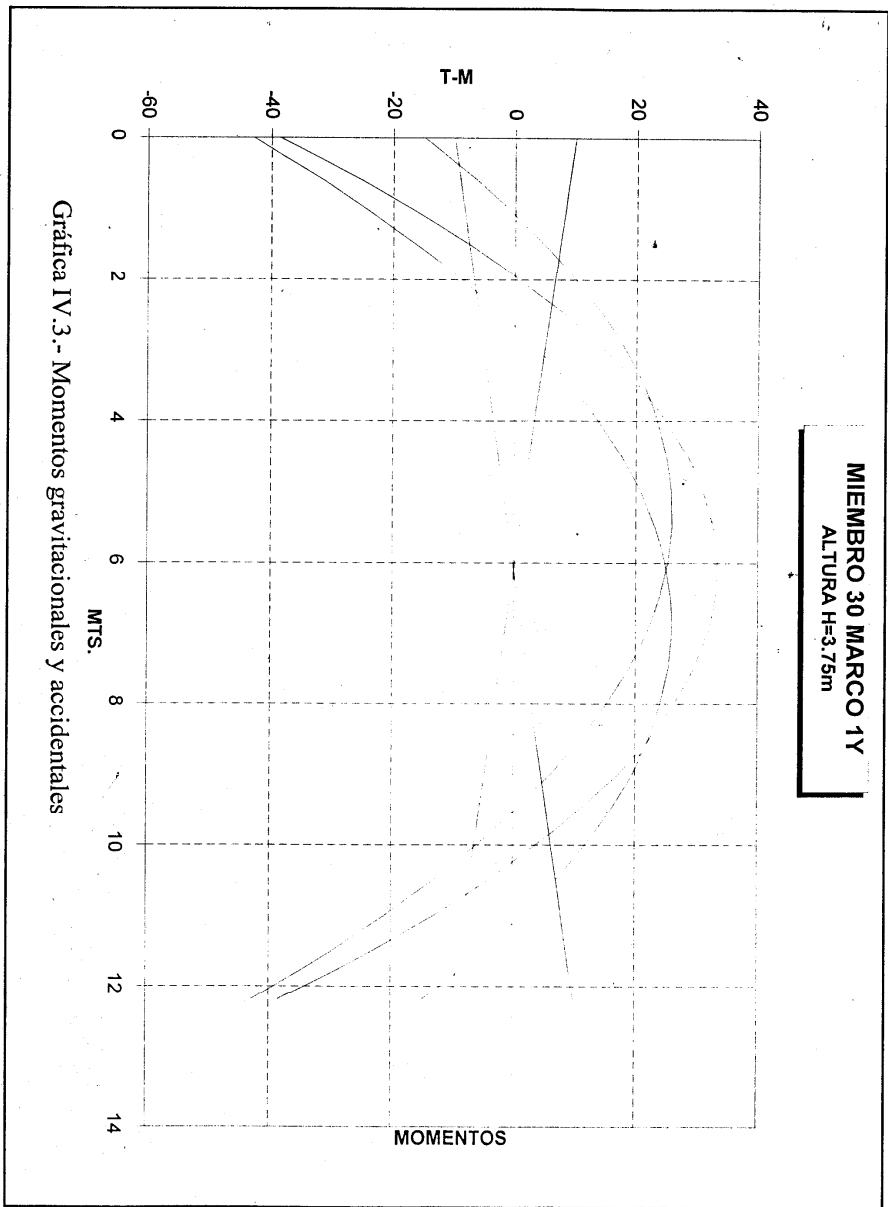
Tabla IV.1. - Puntos por donde pasan las curvas de momentos gravitacionales, accidentales de la gráfica IV.1 (miembro #3, marco 1y, h=3.75m)



V GRAV	W DIST	M.G.	V SIS.	M.S.(+)	M.S.(-)
23.607	3.87	-47.64	-8.78	53.57	-53.57

TRAMO(X)	M.G.	M.S(+)	M.S(-)	M.F.(+)	M.F.(-)
0	-47.64	53.57	-53.57	39.40193	-110.8619
0.6	-34.1724	48.302	-48.302	42.11426	-93.37286
0.8	-29.9928	46.546	-46.546	42.78617	-87.77537
1	-25.968	44.79	-44.79	43.34198	-82.29398
1.5	-16.58325	40.4	-40.4	44.22356	-69.09844
1.8	-11.4168	37.766	-37.766	44.40422	-61.52942
2	-8.166	36.01	-36.01	44.37953	-56.62853
2.5	-0.71625	31.62	-31.62	43.80986	-44.88424
2.889	4.410492	28.20458	-28.20458	42.86479	-36.24905
3.2	8.088	25.474	-25.474	41.79329	-29.66129
3.5	11.28075	22.84	-22.84	40.49366	-23.57254
3.8	14.1252	20.206	-20.206	38.93282	-17.74502
4	15.828	18.45	-18.45	37.74713	-14.00513
4.5	19.40775	14.06	-14.06	34.27496	-5.163338
4.8	21.0912	11.426	-11.426	31.84337	-0.206565
5	22.02	9.67	-9.67	30.07718	2.952825
5.5	23.66475	5.28	-5.28	25.15376	10.34336
5.8	24.1872	2.646	-2.646	21.85142	14.42938
6	24.342	0.89	-0.89	19.50473	17.00827
6.5	24.05175	-3.5	3.5	13.13006	22.94756
6.8	23.4132	-6.134	6.134	8.956965	26.16283
7	22.794	-7.89	7.89	6.029775	28.16122
7.5	20.56875	-12.28	12.28	-1.796137	32.64926
8	17.376	-16.67	16.67	-10.34768	36.41167
8.5	13.21575	-21.06	21.06	-19.62484	39.44846
9	8.088	-25.45	25.45	-29.62763	41.75962
9.5	1.99275	-29.84	29.84	-40.35604	43.34516
9.8	-2.1288	-32.474	32.474	-47.14139	43.94818
10	-5.07	-34.23	34.23	-51.81008	44.20507
10.5	-13.10025	-38.62	38.62	-63.98974	44.33936
10.8	-18.3828	-41.254	41.254	-71.64584	44.07163
11	-22.098	-43.01	43.01	-76.89503	43.74802
11.5	-32.06325	-47.4	47.4	-90.52594	42.43106
11.8	-38.5068	-50.034	50.034	-99.05279	41.29258
12.2	-47.64	-53.546	53.546	-110.8283	39.36826

Tabla IV.2 .- Puntos por donde pasan las curvas de momentos gravitacionales, accidentales de la gráfica IV.2 (miembro #15, marco 1y, h=3.75m)

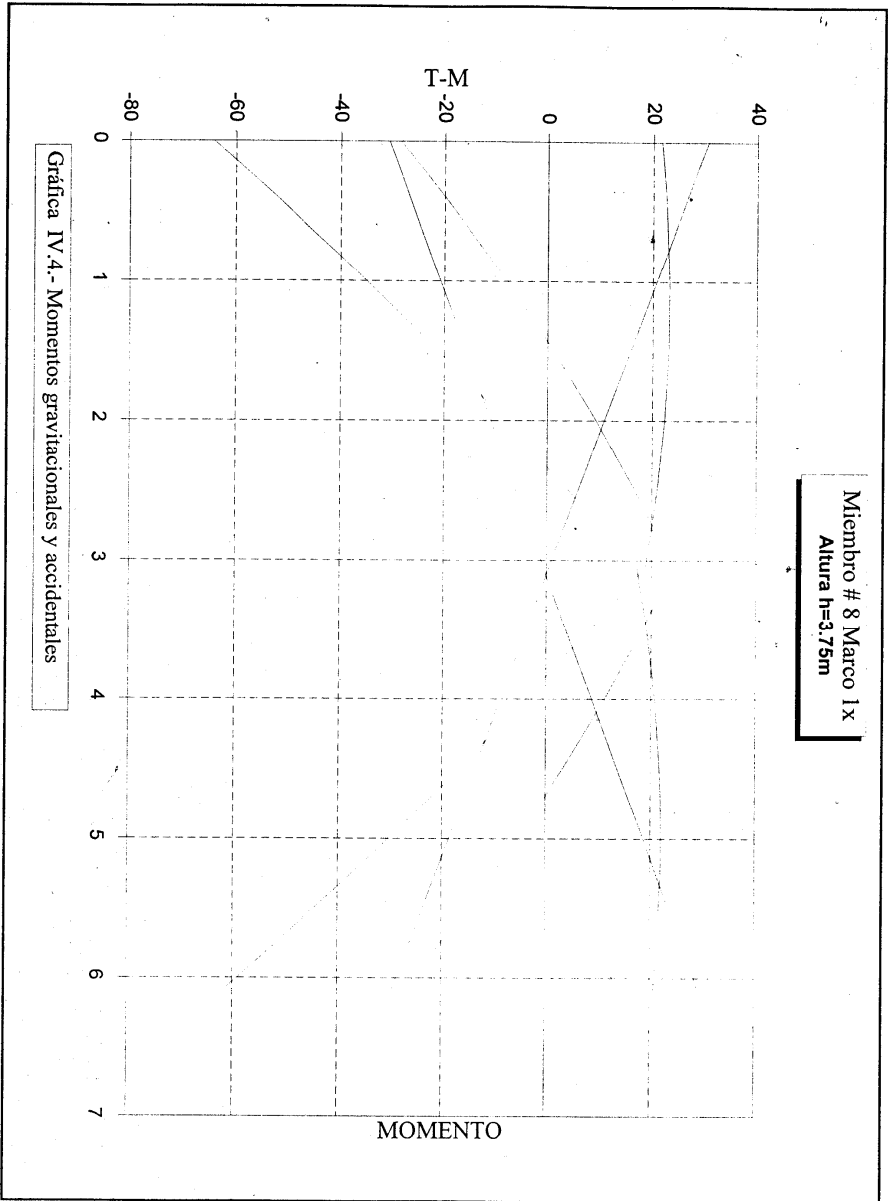


Gráfica IV.3.- Momentos gravitacionales y accidentales

V GRAV	W DIST	M.G.	V SIS.	M.S.(+)	M.S.(-)
23.607	3.87	-38.56	-1.64	10.01	-10.01

TRAMO(x)	M.G.	M.S(+)	M.S(-)	M.F(+)	M.F(-)
0	-38.56	10.01	-10.01	-14.88098	-42.95903
0.6	-25.0924	9.026	-9.026	-6.160335	-31.47827
0.8	-20.9128	8.698	-8.698	-3.485655	-27.88355
1	-16.888	8.37	-8.37	-0.927075	-24.40493
1.5	-7.50325	7.55	-7.55	4.961437	-16.21631
1.8	-2.3368	7.058	-7.058	8.146245	-11.65145
2	0.914	6.73	-6.73	10.12433	-8.753325
2.5	8.36375	5.91	-5.91	14.56159	-2.015963
2.889	13.49049	5.27204	-5.27204	17.5119	2.723833
3.2	17.168	4.762	-4.762	19.5547	6.197295
3.5	20.36075	4.27	-4.27	21.25924	9.281887
3.8	23.2052	3.778	-3.778	22.70255	12.10525
4	24.908	3.45	-3.45	23.51963	13.84237
4.5	28.48775	2.63	-2.63	25.05439	17.67724
4.8	30.1712	2.138	-2.138	25.62694	19.62985
5	31.1	1.81	-1.81	25.86352	20.78647
5.5	32.74475	0.99	-0.99	25.94704	23.17009
5.8	33.2672	0.498	-0.498	25.64884	24.25195
6	33.422	0.17	-0.17	25.30492	24.82807
6.5	33.13175	-0.65	0.65	23.93719	25.76044
6.8	32.4932	-1.142	1.142	22.76825	25.97155
7	31.874	-1.47	1.47	21.84382	25.96717
7.5	29.64875	-2.29	2.29	19.02484	25.44829
8	26.456	-3.11	3.11	15.48022	24.20377
8.5	22.29575	-3.93	3.93	11.20999	22.23364
9	17.168	-4.75	4.75	6.214125	19.53787
9.5	11.07275	-5.57	5.57	0.492637	16.11649
9.8	6.9512	-6.062	6.062	-3.288555	13.71535
10	4.01	-6.39	6.39	-5.954475	11.96947
10.5	-4.02025	-7.21	7.21	-13.12721	7.096837
10.8	-9.3028	-7.702	7.702	-17.77916	3.824955
11	-13.018	-8.03	8.03	-21.02558	1.498575
11.5	-22.98325	-8.85	8.85	-29.64956	-4.825313
11.8	-29.4268	-9.342	9.342	-35.17226	-8.967945
12.2	-38.56	-9.998	9.998	-42.9422	-14.89781

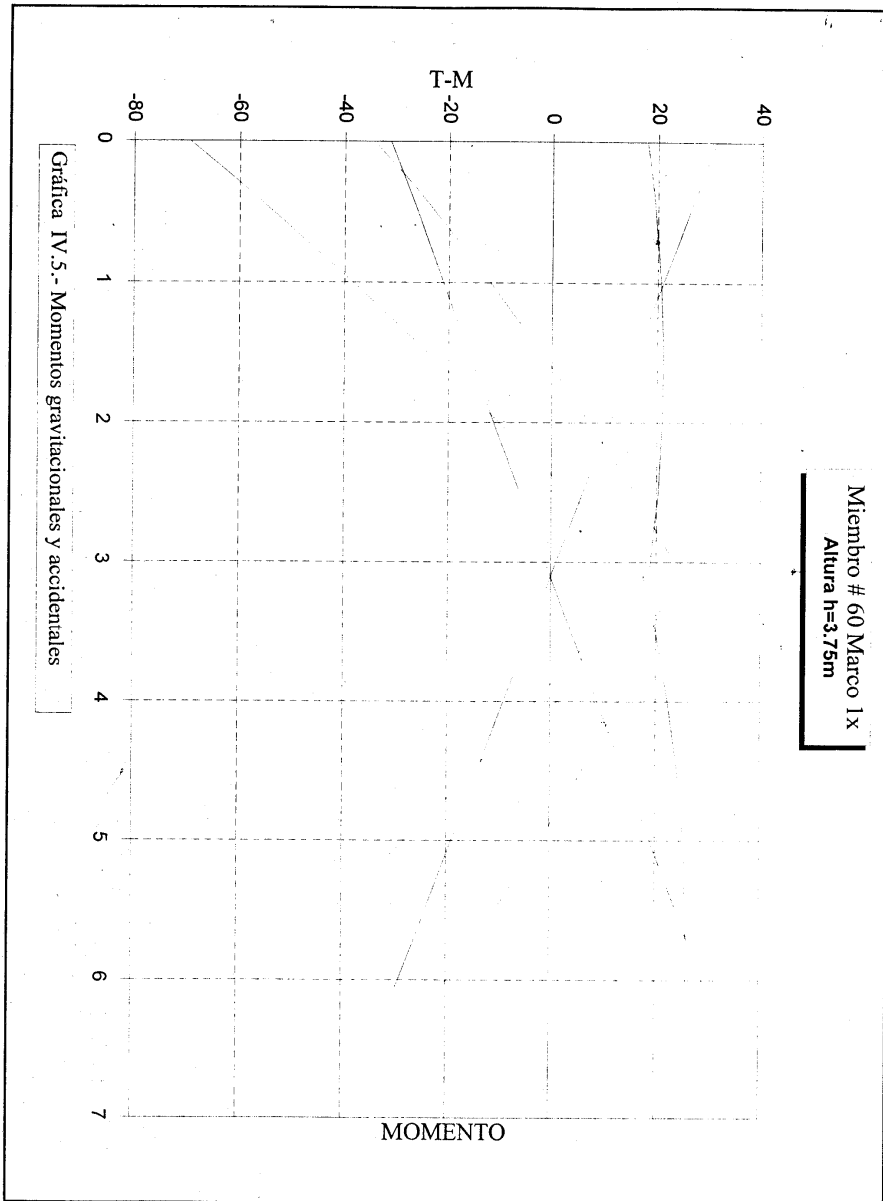
Tabla IV.3 .- Puntos por donde pasan las curvas de momentos gravitacionales, accidentales de la gráfica IV.3 (miembro #30, marco 1y, h=3.75m)



CORTANTE	CARGA	M.G.	CORT.SIS	M.S.(+)	M.S.(-)	C.P.	DIS. C.P.
22.160	3.250	-28.415	-9.845	30.600	-30.600	24.2	3.05

TRAMO(X)	M.G.	M.S(+)	M.S.(-)	M.F.(+)	M.F.(-)
0.000	-28.415	30.600	-30.600	21.605	-64.228
0.200	-24.048	28.631	-28.631	22.119	-58.191
0.400	-19.811	26.662	-26.662	22.535	-52.252
1.000	-7.880	20.755	-20.755	23.199	-35.019
1.500	1.169	15.833	-15.833	23.082	-21.329
2.000	9.405	10.910	-10.910	22.355	-8.248
2.500	16.829	5.988	-5.988	21.019	4.224
3.000	23.440	1.065	-1.065	19.074	16.086
3.05	24.056	0.573	-0.573	18.846	17.239
3.500	18.349	-3.858	3.858	8.351	19.172
4.000	11.235	-8.780	8.780	-3.888	20.740
4.500	3.309	-13.703	13.703	-16.736	21.699
4.700	-0.089	-15.672	15.672	-22.046	21.912
5.000	-5.430	-18.625	18.625	-30.194	22.049
5.200	-9.153	-20.594	20.594	-35.748	22.018
5.800	-21.102	-26.501	26.501	-52.994	21.341
6.000	-25.345	-28.470	28.470	-58.938	20.920
6.1	-27.515	-29.455	29.455	-61.946	20.673

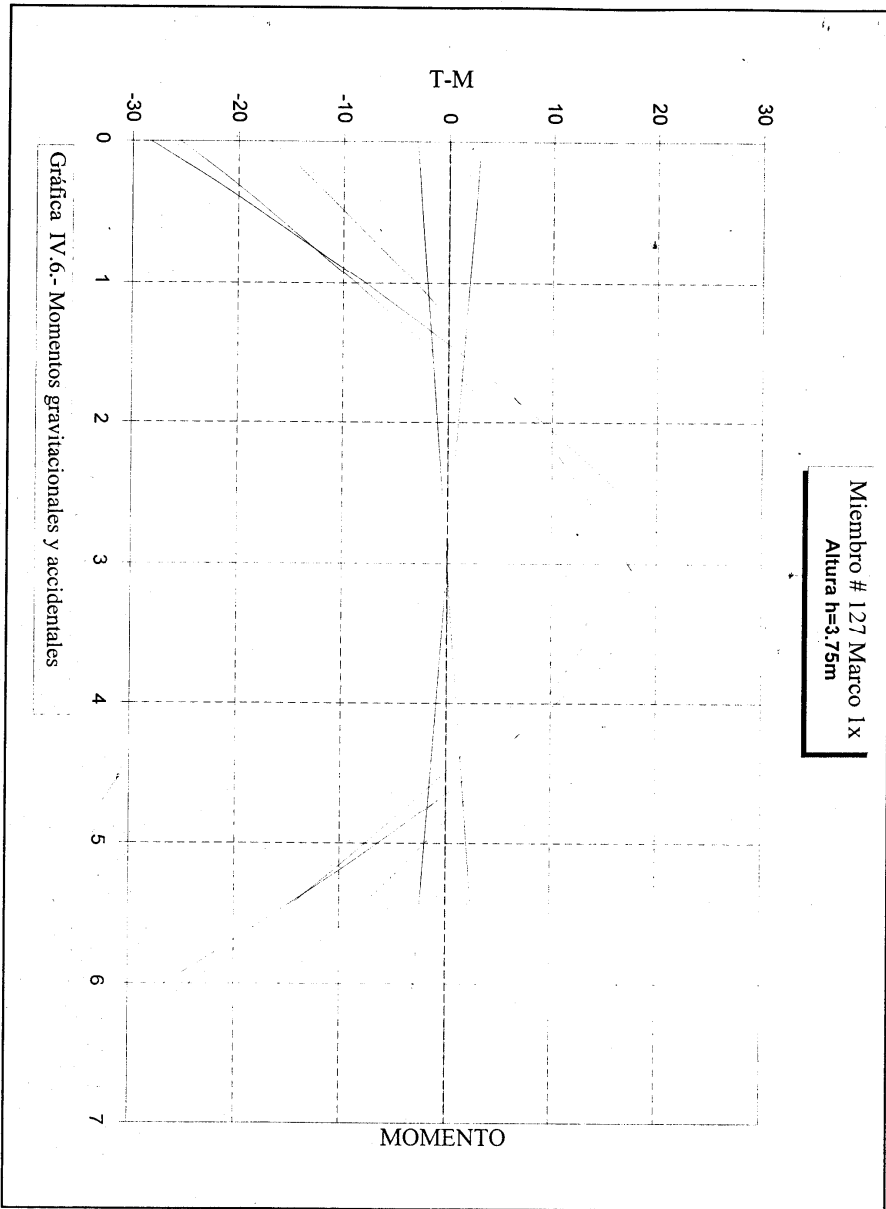
Tabla IV.4.- Puntos por donde pasan las curvas de momentos gravitacionales y accidentales de la gráfica IV.4 (miembro #8, marco 1x, h=3.75m)
 unidades de cortante son (toneladas), momento(T/m)



CORTANTE	CARGA	M.G	CORT.SIS	M.S.(+)	M.S.(-)	C.P	DIS. C.P.
24.080	3.250	-34.360	-10.030	31.160	-31.160	24.2	3.05

TRAMO(x)	M.G	M.S(+)	M.S.(-)	M.F(+)	M.F.(-)
0.000	-34.360	31.160	-31.160	17.932	-69.472
0.200	-29.609	29.154	-29.154	18.682	-63.095
0.400	-24.988	27.148	-27.148	19.334	-56.816
1.000	-11.905	21.130	-21.130	20.706	-38.564
1.500	-1.896	16.115	-16.115	21.179	-24.023
2.000	7.300	11.100	-11.100	21.043	-10.093
2.500	15.684	6.085	-6.085	20.297	3.229
3.000	23.255	1.070	-1.070	18.942	15.941
3.05	23.967	0.569	-0.569	18.773	17.178
3.500	19.124	-3.945	3.945	8.810	19.876
4.000	12.970	-8.960	8.960	-2.839	22.294
4.500	6.004	-13.975	13.975	-15.097	24.103
4.700	2.990	-15.981	15.981	-20.171	24.656
5.000	-1.775	-18.990	18.990	-27.965	25.302
5.200	-5.114	-20.996	20.996	-33.282	25.611
5.800	-15.911	-27.014	27.014	-49.820	25.954
6.000	-19.770	-29.020	29.020	-55.528	25.873
6.1	-21.748	-30.023	30.023	-58.418	25.796

Tabla IV.5.- Puntos por donde pasan las curvas de momentos gravitacionales y accidentales de la gráfica IV.5 (miembro #60, marco 1x, h=3.75m)
 unidades de cortante son (toneladas), momento(T/m)



CORTANTE	CARGA	M.G.	CORT.SIS	M.S.(+)	M.S.(-)	C.P	DIS. C.P.
21.950	3.250	-28.260	-1.005	3.035	-3.035	24.2	3.05

TRAMO(X)	M.G.	M.S(+)	M.S.(-)	M.F.(+)	M.F.(-)
0.000	-28.260	3.035	-3.035	-16.938	-25.452
0.200	-23.935	2.834	-2.834	-13.977	-21.926
0.400	-19.740	2.633	-2.633	-11.112	-18.498
1.000	-7.935	2.030	-2.030	-3.104	-8.798
1.500	1.009	1.528	-1.528	2.899	-1.386
2.000	9.140	1.025	-1.025	8.293	5.417
2.500	16.459	0.523	-0.523	13.077	11.611
3.000	22.965	0.020	-0.020	17.252	17.196
3.05	23.571	-0.030	0.030	17.636	17.721
3.500	17.769	-0.482	0.482	12.650	14.003
4.000	10.550	-0.985	0.985	6.531	9.294
4.500	2.519	-1.487	1.487	-0.197	3.975
4.700	-0.921	-1.688	1.688	-3.059	1.677
5.000	-6.325	-1.990	1.990	-7.535	-1.953
5.200	-10.090	-2.191	2.191	-10.640	-4.495
5.800	-22.165	-2.794	2.794	-20.542	-12.705
6.000	-26.450	-2.995	2.995	-24.038	-15.637
6.1	-28.641	-3.095	3.095	-25.822	-17.139

Tabla IV.6.- Puntos por donde pasan las curvas de momentos gravitacionales y accidentales de la gráfica IV.6 (miembro #127, marco 1x, h=3.75m)
 unidades de cortante son (toneladas), momento(T/m)

4.1.1.-DISEÑO DE ACERO EN TRABE (miembro N° 3, Marco ly, altura h=3.75m)

Del diagrama de momentos de la figura IV.1 se toma el momento de diseño (el mayor a paños de la columna) primeramente para verificar si la trabe se arma doble o simplemente, como a continuación se describe:

Momento $(-)$ $d = 64.5 \text{ T}$

La cuantía de acero balanceada se calcula de la siguiente forma:

$$\rho_b = 0.85 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.85 (250/4200) \left(\frac{6000}{6000+4200} \right) = 0.0298$$

La cuantía de acero máxima para análisis sísmico se calcula con la fórmula

$$\rho_{\max} = 0.5\rho_b = 0.5 (0.0298) = 0.01488$$

Se obtiene el índice de refuerzo con la ecuación:

$$q_{\max} = \rho_{\max} (4200 \text{ kg/cm}^2 / 250 \text{ kg/cm}^2) = 0.01488 (4200 \text{ kg/cm}^2 / 250 \text{ kg/cm}^2) = 0.25$$

Se calcula el momento resistente con la siguiente expresión:

$$M_R = \phi b * d^2 f_c q (1 - 0.59 q)$$

se supone en este caso un valor del recubrimiento igual a 6 cm por tanto $d=74\text{cm}$, $h=80\text{cm}$ y $b=40\text{cm}$

$$M_R = 0.90 (40\text{cm}) (74 \text{ cm})^2 (250 \text{ kg/cm}^2) 0.25 (1 - 0.59 * 0.25)$$

convirtiendo unidades tenemos que:

$$M_R = 105.04 \text{ T-m}$$

el momento resistente se compara con el actuante (momento de diseño):

$$105.04 \text{ T-m} > 64.5 \text{ T-m}$$

Por lo tanto, se arma simplemente.

CÁLCULO DEL ACERO:

Se retoma nuevamente el momento de diseño utilizado anteriormente para calcular el acero longitudinal con el cual se arma la trabe como sigue:

Acero para momento negativo:

$$M_{(c)d} = 64.5 \text{ T-m}$$

con el momento de diseño se obtiene primeramente el índice de refuerzo

$$q = 0.845 - \sqrt{0.714 - \frac{18800000 \times 64.5 \text{ T} \cdot \text{m}}{b \cdot d^2 \cdot f'_c}} = 0.14317$$

posteriormente se calcula la cuantía de acero como sigue:

$$\rho = q (f'_c / f_y) = 0.15288 (250 \text{ kg/cm}^2 / 4200 \text{ kg/cm}^2) = 0.008522$$

el área de acero calculada se obtiene con:

$$A_s = \rho b \cdot d = 0.00910 (40 \text{ cm})(74 \text{ cm}) = 25.22 \text{ cm}^2$$

dada el área de acero encontrada se propone la siguiente área de acero:

$$A_{sprop} = 7 \phi \# 7 = 27.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{sprop} = 27.16 \text{ cm}^2$$

Revisamos cuantías para verificar si es subreforzada o no .

$$\rho = A_{sprop} / bd = 27.16 \text{ cm}^2 / (40 \text{ cm})(74 \text{ cm}) = 0.0092$$

sabemos del cálculo anterior que la cuantía máxima es:

$$\rho_{max} = 0.01488$$

la cuantía de acero mínima se calcula de la siguiente forma:

$$\rho_{min} = (14 / f_y) = (14 / 4200 \text{ kg/cm}^2) = 0.0033$$

la ρ debe ser menor que la ρ_{max} y mayor que la ρ_{min} de acuerdo con la referencia 7

$$\rho < \rho_{max} \quad 0.0092 < 0.01488$$

$$\rho > \rho_{min} \quad 0.0092 > 0.0033$$

dado que si cumple con estos requisitos la sección es subreforzada.

Aplicación del reglamento:

se calcula una área de acero con la siguiente ecuación, según la referencia 7

$$A_s = \frac{14.1 \text{ bwd}}{f_y} = \frac{14.1 (40) (74)}{4200} = 9.93 \text{ cm}^2$$

el área de acero encontrada debe ser menor que la calculada en la trabe

$$27.16 > 9.93 \text{ cm}^2$$

la ρ de la trabe calculada anteriormente debe ser menor que 0.025 según referencia 7

$$\rho < 0.025$$

$$0.0092 < 0.025$$

debido que cumple con estas condiciones la sección es satisfactoria.

Acero para momento positivo

Para calcular el acero para momento positivo la referencia 7 indica que se tome al menos la mitad del momento negativo mayor a paños de columna, en caso de que dicho momento rebase el 50% del momento negativo mayor, se usara este mismo para el diseño. En este caso se diseña con el 50%.

el momento negativo mayor es :

$$M_R = 69.06 \text{ T-m}$$

la mitad de este momento es :

$$M_{(+)} = 34.53 \text{ T-m.}$$

el área de acero correspondiente a dicho momento es :

$$A_s = 12.92 \text{ cm}^2$$

se propone una área de acero de:

$$A_{sprop} = 5 \text{ var } \# 6 = 14.25 \text{ cm}^2$$

la cuantía de acero para esta área es:

$$\rho = 0.00437$$

debe de cumplirse la siguiente condición : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

de los cálculos anteriores sabemos que la ρ_{\max} es igual a:

$$\rho_{\max} = 0.01488$$

y la ρ_{\min} es igual a:

$$\rho_{\min} = 0.0033$$

con estos valores se revisan las condiciones para verificar que cumplan con la referencia 7

$$\rho < \rho_{\max} \quad 0.00437 < .01488$$

$$\rho > \rho_{\min} \quad 0.00437 > .0033$$

si cumplen y la sección es subreforzada.

se compara nuevamente el área de acero que exige el reglamento (ver referencia 7), con el área calculada y tenemos:

$$A_s = 9.93 \text{ cm}^2$$

$$14.25 > 9.93 \text{ cm}^2$$

por lo tanto si se cumple con esta condición

también se vuelve a comparar la ρ con 0.025 y tenemos que:

$$0.00437 < 0.025$$

Por lo tanto cumple con esta condición.

CALCULO DEL CORTANTE DE DISEÑO

El cálculo de este cortante se hará de acuerdo a la referencia 7, la cual especifica en términos generales que la fuerza cortante de diseño debe ser una buena aproximación del cortante máximo que se pueda desarrollar en el elemento. A continuación se detalla el cálculo de dicho cortante:

Se usaran las áreas de acero calculadas para momento negativo y positivo:

$$A_{s(-)} = 28.03 \text{ cm}^2 \quad A_{s(+)} = 14.01 \text{ cm}^2$$

se obtienen las cuantías de acero para dichas áreas

$$\rho_{A_{s(-)}} = A_s/bd = .0092 \quad \rho_{A_{s(+)}} = .0044$$

los índices de refuerzo izquierdo y derecho se obtienen con las ecuaciones:

$$q_{lq} = \rho_{As(-)} = (1.25f_y / f'_c)$$

$$q_{lq} = .0092(5250 \text{ kg/cm}^2 / 250 \text{ kg/cm}^2) = 0.20$$

$$q_{der} = 0.09$$

se utiliza un factor de $\phi=1$, según la referencia 7, y con las cuantías de acero encontradas anteriormente se calcula los momentos izquierdo y derecho como sigue:

$$M = \phi * b * d^2 * f'_c * q (1 - 0.59 * q)$$

$$M_{lq} = 1(40)(74)^2 (250)(0.20)(1 - 0.59 * 0.20) = 95.4 \text{ T-m}$$

$$M_{der} = 1(40)(74)^2 (250)(0.099)(1 - 0.59 * 0.099) = 47.9 \text{ T-m}$$

con la carga uniformemente distribuida y la longitud del claro libre se calcula el siguiente cortante:

$$V_1 = W (l_n) / 2 = (3.87 \text{ t/m} * 11 \text{ m}) / 2 = 21.3 \text{ T}$$

se hace una suma de momentos en uno de los extremos de la viga y despejando de esta, se obtienen los siguientes cortantes:

$$V_2 = (M_{lq} + M_{der}) / l_n = (95.4 + 47.9) / 11 \text{ m} = 13.02 \text{ T}$$

$$V_{\text{Totlq}} = V_1 + V_2 = 21.3 \text{ ton} + 13.02 \text{ ton} = 34.3 \text{ T}$$

$$V_{\text{totder}} = V_1 - V_2 = 21.3 \text{ T} - 13.02 \text{ T} = 8.26 \text{ T}$$

de estos dos cortantes resultantes se toma el mayor, que finalmente es el cortante de diseño.

$$V_d = 34.3 \text{ T}$$

según la referencia 7, si V_2 es menor que el 50% del cortante de diseño se considera la contribución del concreto para el refuerzo transversal, por lo cual se hace esta comparación:

$$V_2 = 13.02 \text{ T}$$

$$V_d / 2 = 34.3 \text{ T} / 2 = 17.15 \text{ T}$$

$$13.02 \text{ T} < 17.15 \text{ T}$$

Por lo tanto si se considera la contribución del concreto

En la figura IV.1 se muestra el diagrama de los cortantes calculados anteriormente.

Miembro # 15 Marco 1y (TRABE)
 Altura de entrepiso $h = 3.75\text{m}$

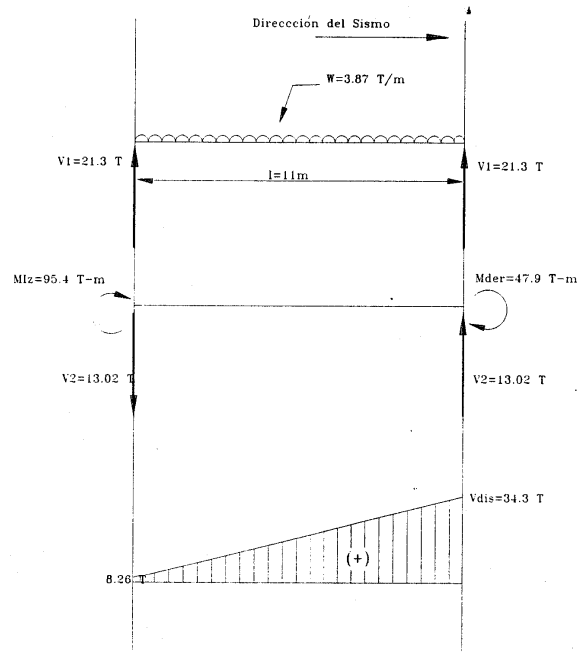


Fig. IV.1 Digrama de cortante de diseño para calculo de estribos en trabe

CÁLCULO DE ESTRIBOS Y SU SEPARACIÓN :

$$V_{Vd} = 34.30 \text{ T}$$

$$W = 3.871 \text{ T/m}$$

se calcula el cortante ultimo con el cortante de diseño encontrado y la carga uniformemente distribuida como se ve en la siguiente expresión:

$$V_u = V_d - W \cdot (d)$$

sustituyendo tenemos:

$$V_u = 34.3 \text{ T} - 3.87 \text{ T/m}(0.74) = 31.44 \text{ T}$$

el cortante que toma el concreto se obtiene con la expresión siguiente:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (b) \cdot (d)$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2} \cdot 40 \text{ cm} \cdot 74 \text{ cm} = 24.81 \text{ T}$$

posteriormente se calcula el cortante que toma el acero

$$V_s = (V_u / \phi) - V_c = 12.19 \text{ T}$$

debido a que $V_s > 0$ Sí necesita estribos

este mismo valor de V_s siempre debe ser menor que $2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

$$2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = (2.1 \cdot \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2} \cdot b \cdot d) / 1000 = 98.28 \text{ T}$$

comparando tenemos:

$$12.19 < 98.28 \text{ T}$$

Por lo tanto la sección es adecuada.

A continuación se obtendrá el cálculo de la separación de los estribos:

primeramente se calcula una separación de estribos a una distancia "d" como sigue :

$$S_{cal} = (A_v f_y d) / V_s$$

$$S_{cal} = (1.42 \cdot 4200 \cdot 74 \text{ cm}) / 12.19 \text{ T} = 36.2 \text{ cm}$$

seguido de esto se obtiene una separación mínima

$$S_{min} = A_v f_y / 3.5 b_w = 1.42 \cdot 4200 / 3.5 \cdot 40 = 42.6 \text{ cm}$$

después se calcula una separación máxima con

$$S_{max} = d / 2 = 74 \text{ cm} / 2 = 37 \text{ cm}$$

las separaciones calculadas se deben comparar con las siguientes :

$$\begin{aligned} d/4 &= 74\text{cm} / 4 = 18.5\text{cm} \\ 8*(\text{diámetro varilla menor}) &= 8*(1.91\text{cm}) = 15.28\text{cm} \\ 24*(\text{diámetro de estribos}) &= 24*(0.95\text{ cm}) = 22.8\text{ cm} \\ &30\text{cm} \end{aligned}$$

la separación que se obtiene de las anteriores se aplica en una distancia $L=2*h = 1.6\text{m}$ de acuerdo con la referencia 7

Para el resto de la trabe se obtienen las distancias de separación de estribos para los siguientes cortantes:

$$\begin{aligned} V_u &= 31.44\text{ton} \\ \phi V_c &= 21.08\text{ton} \\ 1/2\phi V_c &= 10.54\text{ton} \end{aligned}$$

las distancias se calculan de la siguiente forma:

$$\text{distancia } X = (V_d - V) / W$$

$$\begin{aligned} X_{v_u} &= \text{distancia del cortante ultimo} = .74\text{m} \\ X_{\phi V_c} &= \text{distancia de } 0.85 \text{ del cortante que toma el concreto} = 3.42\text{m} \\ X_{1/2\phi V_c} &= \text{distancia a la mitad de } (0.85 V_c) = 6.14\text{m} \end{aligned}$$

la separación para cada una de las distancias son:

$$\begin{aligned} S(X_{v_u}) &= @15\text{cm} \\ S(X_{\phi V_c}) &= @37\text{cm} \\ S(X_{1/2\phi V_c}) &= @37\text{cm} \end{aligned}$$

CONCLUSION :

El primero estribo se coloca a 5cm, luego se colocan 11 estribos @ 15cm, y el resto @ 37cm para ambos extremos de la trabe. La figura IV.2 muestra una representación esquemática de este diseño

Nota: Aquí se presenta el procedimiento de diseño completo para una trabe; el cálculo del resto de los miembros de trabe que se escogieron para diseñar se hizo con este mismo procedimiento, por lo cual aquí solo aparecen los resultados de dichos miembros.

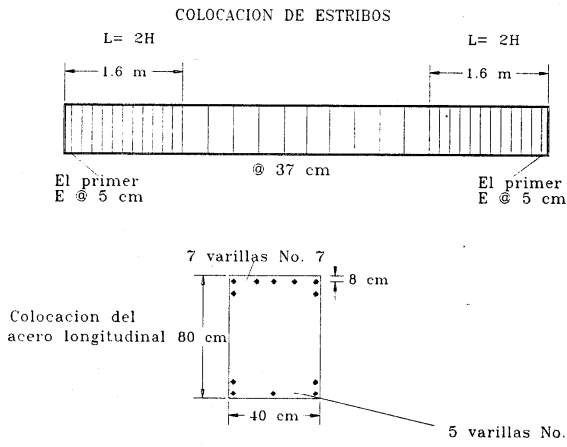
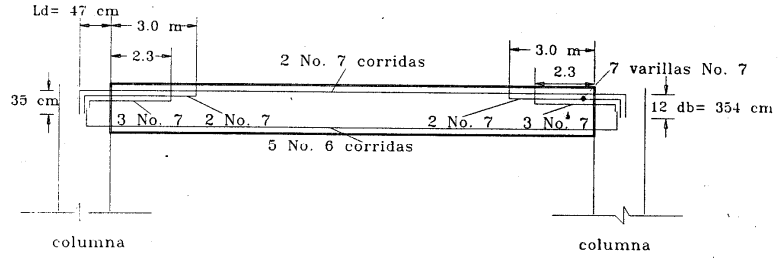


Fig.IV.2.- Colocacion de acero longitudinal y transversal en trabe (miembro No. 3 marco 1y) altura $h = 3.75$ m

REFUERZO EN TRABES**(Miembro # 3 Marco 1y Altura de entrepiso h = 4.25m)**

NOTA : El procedimiento del calculo es el mismo que el de los miembros anteriores.

Para Momento negativo tenemos :

$$M(-)_{\text{Diseño}} = 63 \text{ T-m}$$

$$M_U = 105.04 \text{ T-m}$$

105.04 > 63 Por lo tanto es simplemente Armada

$$A_s = 25.3 \text{ cm}^2 \quad \rho_{A_s} = 0.0086$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.015 \quad 0.0086 < 0.015$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.0033 \quad 0.0086 > 0.0033 \quad \text{Por lo tanto es subreforzada}$$

Por reglamento tenemos :

$$A_{s\text{regl}} = 9.94 \text{ cm}^2$$

$$9.94 < 25.3 \quad \text{Si cumple}$$

$$0.0086 < 0.025 \quad \text{Si cumple con el reglamento.}$$

Para Momento positivo tenemos :

$$M(+) = 26.5 \text{ T-m}$$

$$0.0048 < 0.015 \quad 9.94 < 14.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14.25 \text{ cm}^2$$

$$0.0048 > 0.0033 \quad 0.0048 < 0.025$$

$$\rho_{A_s} = 0.0048$$

Cumple con todas estas condiciones por lo tanto cumple con el reglamento.

El cortante de diseño que se calculo es igual

$$V_d = 34.6 \text{ T}$$

La separación de los estribos queda como sigue :

El primer estribo a 5 cm, 11 estribos a cada 15 cm , el resto a cada 35 cm. Para ambos extremos.

Nota: El diseño de este miembro es igual al miembro 3, de las tres alturas de entrepiso distintas.

REFUERZO EN TRABES**(Miembro # 15 Marco 1y Altura de entrepiso h = 3.75m)**

NOTA : El procedimiento del calculo es el mismo que el de los miembros anteriores.

Para Momento negativo tenemos :

$$M(-)_{\text{Diseño}} = 97 \text{ T-m} \qquad M_U = 105.04 \text{ T-m}$$

105.04 > 97 Por lo tanto es simplemente Armada

$$A_s = 40.5 \text{ cm}^2 \qquad \rho_{As} = 0.014$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.015 & 0.014 < 0.015 \\ \rho_{\min} &= 0.0033 & 0.014 > 0.0033 \text{ Por lo tanto es subreforzada} \end{aligned}$$

Por reglamento tenemos :

$$A_{s\text{regl}} = 9.94 \text{ cm}^2 \qquad 9.94 < 40.5 \text{ Si cumple}$$

$$0.014 < 0.025 \text{ Si cumple con el reglamento.}$$

Para Momento positivo tenemos :

$$M(+) = 49 \text{ T-m} \qquad 0.007 < 0.015 \qquad 9.94 < 20.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20.3 \text{ cm}^2 \qquad 0.007 > 0.0033 \qquad 0.007 < 0.025$$

$$\rho_{As} = 0.007 \qquad \text{Cumple con todas estas condiciones por lo tanto cumple con el reglamento.}$$

El cortante de diseño que se calculo es igual

$$V_d = 40.7 \text{ T}$$

La separación de los estribos queda como sigue :

El primer estribo a 5 cm, 9 estribos a cada 20 cm , el resto a cada 37 cm. Para ambos extremos.

Nota: El diseño de este miembro es igual al miembro 15, de las tres alturas de entrepiso distintas.

REFUERZO EN TRABES**(Miembro # 30 Marco 1y Altura de entrepiso h = 3.75m)**

NOTA : El procedimiento del calculo es el mismo que el de los miembros anteriores.

Para Momento negativo tenemos :

$$M(-)_{\text{Diseño}} = 42.4 \text{ T-m} \qquad M_U = 105.04 \text{ T-m}$$

105.04 > 42.4 Por lo tanto es simplemente Armada

$$A_s = 17.1 \text{ cm}^2 \qquad \rho_{As} = 0.005$$

$$\begin{array}{ll} \rho_{\text{max}} = 0.015 & 0.005 < 0.015 \\ \rho_{\text{min}} = 0.0033 & 0.005 > 0.0033 \end{array} \quad \text{Por lo tanto es subreforzada}$$

Por reglamento tenemos :

$$A_{s\text{regl}} = 9.94 \text{ cm}^2 \qquad 9.94 < 17.1 \quad \text{Si cumple}$$

$$0.005 < 0.025 \quad \text{Si cumple con el reglamento.}$$

Para Momento positivo tenemos :

$$M(+) = 26.43 \text{ T-m} \qquad 0.004 < 0.015 \qquad 9.94 < 11.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.4 \text{ cm}^2 \qquad 0.004 > 0.0033 \qquad 0.004 < 0.025$$

$$\rho_{As} = 0.004 \qquad \text{Cumple con todas estas condiciones por lo tanto cumple con el reglamento.}$$

El cortante de diseño que se calculo es igual

$$V_d = 31.2 \text{ T}$$

La separación de los estribos queda como sigue :

El primer estribo a 5 cm, 11 estribos a cada 15 cm , el resto a cada 37 cm. Para ambos extremos.

Nota: El diseño de este miembro es igual al miembro 30, de las tres alturas de entrepiso distintas.

REFUERZO EN TRABES**(Miembro # 8 Marco 1x Altura de entrepiso h = 4.0m)**

NOTA : El procedimiento del calculo es el mismo que el de los miembros anteriores.

Para Momento negativo tenemos :

$$M(-)_{\text{Diseño}} = 51.9 \text{ T-m} \qquad M_U = 105.04 \text{ T-m}$$

105.04 > 51.9 Por lo tanto es simplemente Armada

$$A_s = 20.3 \text{ cm}^2 \qquad \rho_{A_s} = 0.007$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.015 \qquad 0.007 < 0.015$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.0033 \qquad 0.007 > 0.0033 \qquad \text{Por lo tanto es subreforzada}$$

Por reglamento tenemos :

$$A_{s\text{regl}} = 9.94 \text{ cm}^2 \qquad 9.94 < 20.3 \quad \text{Si cumple}$$

$$A_{s\text{cal}} = 20.3 \text{ cm}^2 \qquad 0.007 < 0.025 \quad \text{Si cumple con el reglamento.}$$

Para Momento positivo tenemos :

$$M(+) = 26.43 \text{ T-m} \qquad 0.004 < 0.015 \qquad 9.94 < 11.64 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.64 \text{ cm}^2 \qquad 0.004 > 0.0033 \qquad 0.004 < 0.025$$

$$\rho_{A_s} = 0.004 \qquad \text{Cumple con todas estas condiciones por lo tanto cumple con el reglamento.}$$

El cortante de diseño que se calculo es igual

$$V_d = 32 \text{ T}$$

La separación de los estribos queda como sigue :

El primer estribo a 5 cm, 11 estribos a cada 15 cm , el resto a cada 37 cm. Para ambos extremos.

Nota: El diseño de este miembro es igual a los miembros 8, 10 y 12 de las alturas de entrepiso distintas.

REFUERZO EN TRABES**(Miembro # 60 Marco 1x Altura de entrepiso h = 4.0m)**

NOTA : El procedimiento del calculo es el mismo que el de los miembros anteriores.

Para Momento negativo tenemos :

$$M(-)_{\text{Diseño}} = 61 \text{ T-m} \qquad M_U = 105.04 \text{ T-m}$$

105.04 > 61 Por lo tanto es simplemente Armada

$$A_s = 25.3 \text{ cm}^2 \qquad \rho_{A_s} = 0.0086$$

$$\begin{array}{ll} \rho_{\text{max}} = 0.015 & 0.0086 < 0.015 \\ \rho_{\text{min}} = 0.0033 & 0.0086 > 0.0033 \end{array} \quad \text{Por lo tanto es subreforzada}$$

Por reglamento tenemos :

$$A_{s\text{regl}} = 9.94 \text{ cm}^2 \qquad 9.94 < 25.3 \quad \text{Si cumple}$$

$$0.0086 < 0.025 \quad \text{Si cumple con el reglamento.}$$

Para Momento positivo tenemos :

$$M(+) = 32.43 \text{ T-m} \qquad 0.0048 < 0.015 \qquad 9.94 < 14.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14.25 \text{ cm}^2 \qquad 0.0048 > 0.0033 \qquad 0.0074 < 0.025$$

$$\rho_{A_s} = 0.0048 \qquad \text{Cumple con todas estas condiciones por lo tanto cumple con el reglamento.}$$

El cortante de diseño que se calculo es igual

$$V_d = 36.2 \text{ T}$$

La separación de los estribos queda como sigue :

El primer estribo a 5 cm, 11 estribos a cada 15 cm , el resto a cada 37 cm. Para ambos extremos.

Nota: El diseño de este miembro es igual a los miembros 60, 61 y 62 de las tres alturas de entrepiso distintas.

REFUERZO EN TRABES**(Miembro # 127 Marco 1x Altura de entrepiso h = 4.0m)**

NOTA : El procedimiento del calculo es el mismo que el de los miembros anteriores.

Para Momento negativo tenemos :

$$M(-)_{\text{Diseño}} = 20.2 \text{ T-m}$$

$$M_U = 105.04 \text{ T-m}$$

105.04 > 20.2 Por lo tanto es simplemente Armada

$$A_s = 11.4 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 0.004$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.015 \quad 0.004 < 0.015$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.0033 \quad 0.004 > 0.0033 \text{ Por lo tanto es subreforzada}$$

Por reglamento tenemos :

$$A_{s\text{regl}} = 9.94 \text{ cm}^2$$

$$9.94 < 11.4 \quad \text{Si cumple}$$

$$0.004 < 0.025 \quad \text{Si cumple con el reglamento.}$$

Para Momento positivo tenemos :

$$M(+) = 11 \text{ T-m}$$

$$0.004 < 0.015 \quad 9.94 < 11.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$0.004 > 0.0033 \quad 0.004 < 0.025$$

$$\rho_{As} = 0.004$$

Cumple con todas estas condiciones por lo tanto cumple con el reglamento.

El cortante de diseño que se calculo es igual

$$V_d = 25 \text{ T}$$

La separación de los estribos queda como sigue :

El primer estribo a 5 cm, 11 estribos a cada 15 cm , el resto a cada 37 cm. Para ambos extremos.

Nota: El diseño de este miembro es igual a los miembros 125, 126 y 127 de las tres alturas de entrepiso distintas.

4.2. - DISEÑO DE COLUMNAS

En las siguientes paginas se ilustra el procedimiento completo para el calculo de una columna; el miembro N°13 del marco 1y para la altura de entrepiso $h= 3.75m$; con este mismo proceso se hace el diseño del resto de las columnas.

La figura IV.3 muestra los momentos y las cargas axiales, que se obtuvieron anteriormente en el análisis estructural, con los cuales se llevará a cabo el diseño.

El primer paso en el diseño es la determinación de las rigideces de la columna; se ha supuesto que la estructura no esta contraventeada lateralmente y que, por lo tanto, puede sufrir desplazamientos laterales.

Comenzaremos haciendo el análisis en la dirección X para la cual se obtienen los siguientes resultados:

CÁLCULO DE RIGIDECES EN DIRECCIÓN "X" y "Y":

Rigidez en dirección "X"

$$\begin{aligned} b_{col} &= 1.2 \text{ m} & b_{trabe} &= 0.40 \text{ m} \\ h_{col} &= 0.8 \text{ m} & h_{trabe} &= 0.80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$I_{colx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1.2m(0.8m)^3}{12} = 0.0512 \text{ m}^4 \qquad I_{trabe} = \frac{0.4m(0.8m)^3}{12} = 0.01707 \text{ m}^4$$

Una vez obtenidos los momentos de inercia, de columna y trabe, se sustituyen en la siguiente ecuación:

$$\Psi_{9x} = \frac{I_{colx} \left[\frac{1}{lon.columna} + \frac{1}{lon.columna} \right]}{I_{trabe} \left[\frac{1}{lon.trabe} + \frac{1}{lon.trabe} \right]} = \frac{0.0512m^4 \left[\frac{1}{3.75m} + \frac{1}{3.75m} \right]}{0.01707m^4 \left[\frac{1}{6.10} + 0 \right]} = 9.75$$

La rigidez en el nudo 11x es la misma que la anterior, dado que llegan miembros iguales a este, por lo tanto $\Psi_{11x} = 9.75$

Rigidez en dirección y:

Para este caso lo que varia son los momentos de inercia de la columna dado que los de la trabe son iguales en cualquier dirección

$$b_{col} = 0.8m \quad h_{col} = 1.2m$$

$$I_{coly} = \frac{0.8m(1.2m)^3}{12} = .1152m^4$$

$$\Psi_{9y} = \frac{.1152m^4 \left[\frac{1}{3.75m} + \frac{1}{3.75m} \right]}{.01707 * (1/12.2m)} = 43.9$$

Para el extremo en "y" el valor de Ψ_{11y} es igual a 43.9 ya que es un nudo con las mismas características que el anterior.

$$\Psi_{11y} = 43.9$$

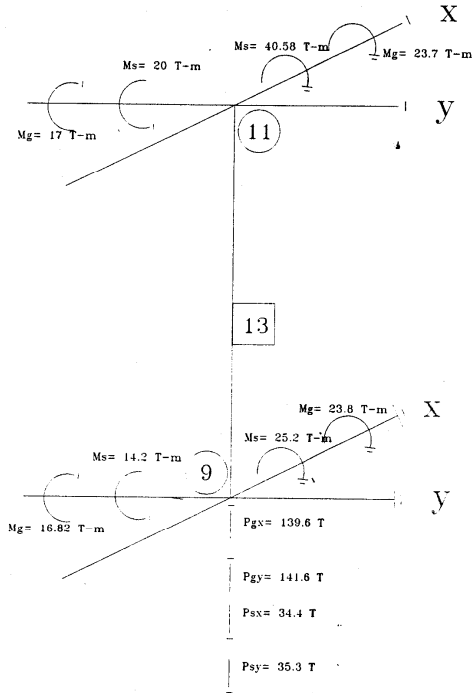


Fig. IV.3.-Momentos y cargas axiales, gravitacionales y sísmicos resultados del análisis estructural para el miembro No. 13 marco 1y

VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ:

Primeramente obtenemos el radio de giro para ambas direcciones:

$$r_x = 0.3 * 0.8 \text{ m} = 0.24 \text{ m} \qquad r_y = 0.3 * 1.2 \text{ m} = 0.36 \text{ m}$$

En la referencia 7 se pide que se analice la columna para marcos contraventeados y no contraventeados como se hace a continuación

Análisis sin desplazamiento lateral

Con las rigideces calculadas y de las tablas de nomogramas se obtienen los valores de K_x y K_y

$$K_x = 0.95$$

$$K_y = 0.98$$

Se encuentran las relaciones de esbeltez :

$$K_x l_u / r_x = 0.95 (2.95) / 0.24 = 11.67$$

$$K_y l_u / r_y = 0.98 (2.95) / 0.36 = 8.03$$

Seguido de esto se calculan los valores que serán comparados con las relaciones de esbeltez encontradas

$$X = 34 - 12(M_{gix} / M_{gjx}) = 34 - 12 (- 23.7 \text{ T-m} / 23.8 \text{ T-m}) = 45.95$$

$$Y = 34 - 12(M_{gij} / M_{gij}) = 34 - 12 (- 16.82 \text{ T-m} / 17 \text{ T-m}) = 45.87$$

Se comparan los valores de X y Y con las relaciones de esbeltez correspondientes en cada dirección según la referencia 7.

$$11.67 < 45.95$$

$$8.03 < 45.87$$

Dado que las relaciones de esbeltez son menores que los valores de X y Y, para el caso gravitacional no es necesario considerar efecto de esbeltez por lo tanto $\delta_b = 1$

Análisis con desplazamiento lateral:

En este análisis las relaciones de esbeltez se comparan con 22 de acuerdo con el reglamento

$$K_x = 2.96 \qquad K_x l_u / r_x = 36.38$$

$$K_y = 5.3 \qquad K_y l_u / r_y = 43.4$$

comparando tenemos que:

$$36.38 > 22$$

$$43.4 > 22$$

Por lo tanto para este caso si es necesario considerar efecto de esbeltez y se hará el calculo de δ_s .

CALCULO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS δ_s

Para este cálculo intervienen todas las columnas que hay en el entrepiso, y se clasificaron en columnas de esquina y columnas de borde ya que hay solo dos tipos distintos de columnas. Empezaremos calculando el factor βd como se muestra a continuación.

COLUMNAS DE ESQUINA

Cálculo de βd :

Se obtiene βdx de cada extremo de la columna de la siguiente forma:

$$\beta dx = \frac{\text{Momento carga permanente}}{\text{momento total}}$$

El momento de carga permanente se obtiene multiplicando el momento gravitacional en el nudo de su respectiva dirección por el 70% .

El cálculo del momento total se muestra posterior a este.

El momento gravitacional y sísmico resultado del análisis en cada nudo se aprecian en la figura IV.3

Cálculo de βdxi :

$$Mg = 23.8 \text{ T-m} \quad Mwper = 0.70 (23.8 \text{ T} * M) = 16.66 \text{ T-m}$$

$$Ms = 25.2 \text{ T-m} \quad M \text{ total}_i = 23.8 \text{ T-m} + 25.2 \text{ T-m} = 49 \text{ T-m}$$

$$\beta dxi = 16.66 \text{ T-m} / 49 = 0.339$$

Cálculo de βdxj :

$$Mg = 23.7 \text{ T-m} \quad Mwperm = 0.70 (23.7 \text{ T} * M) = 16.66 \text{ T-m}$$

$$Ms = 40.58 \text{ T-m} \quad M \text{ total} = 23.7 \text{ T-m} + 40.58 \text{ T-m} = 64.28 \text{ T-m}$$

$$\beta dxj = 16.6 \text{ T-m} / 64.28 \text{ T-m} = 0.258$$

Cálculo de βdyi :

$$Mg = 16.82 \text{ T-m} \quad Mwper = 0.7 (16.82 \text{ T} * M) = 11.77 \text{ T-m}$$

$$Ms = 14.23 \text{ T-m} \quad M_{\text{total}} = 16.82 \text{ T-m} + 14.23 \text{ T-m} = 31.05$$

$$\beta dyi = 11.77 \text{ T-m} / 31.05 \text{ T-m} = 0.382$$

Cálculo de β_{dyj} :

$$M_g = 16.97 \text{ T-m}$$

$$M_w \text{ perm} = 0.70 (16.97 \text{ T-m}) = 11.88 \text{ T-m}$$

$$M_s = 20.04 \text{ T-m}$$

$$M \text{ total} = 16.97 \text{ T-m} + 20.04 \text{ T-m} = 37.01 \text{ T-m}$$

$$\beta_{dyj} = 11.88 \text{ T-m} / 36.77 \text{ T-m} = 0.323$$

Promediamos todos los β_d encontrados para estas columnas en ambas direcciones tenemos:

$$\beta_{dx} = (0.339 + 0.258) / 2 = 0.298$$

$$\beta_{dy} = (0.382 + 0.321) / 2 = 0.352$$

A continuación se hará el cálculo de la carga crítica P_c en ambas direcciones. los momentos de inercia calculados anteriormente son:

$$I_x = 0.0512 \text{ m}^4$$

$$I_y = 0.1152 \text{ m}^4$$

Se calcula el valor de EI en ambas direcciones con las expresiones :

$$EI_x = (E_c \cdot I_{colx} / 2.5) / (1 + \beta_{dx})$$

$$EI_x = ((2371708 \text{ T/m}^2)(0.0512 \text{ m}^4) / 2.5) / (1 + 0.298) = 37397 \text{ T-m}^2$$

$$EI_y = ((2371708 \text{ T/m}^2)(0.1152 \text{ m}^4) / 2.5) / (1 + 0.352) = 80947.5 \text{ T-m}^2$$

Para evaluar la carga crítica de pandeo se utiliza la expresión:

$$P_{cx} = (\pi^2 E I_x) / (K_x l_u)^2 = (\pi^2 * 37397 \text{ T-m}^2) / (2.96 * 2.95 \text{ m})^2 = 4840.7 \text{ T}$$

$$P_{cy} = (\pi^2 E I_y) / (K_y l_u)^2 = (\pi^2 * 80947.5 \text{ T-m}^2) / (5.3 * 2.95 \text{ m})^2 = 3268.2 \text{ T}$$

Dado que existen 4 columnas de esquina se calcula el valor de P_c de estas como sigue:

$$\sum P_{cx} = 4840.7 \text{ T} * 4 = 19363 \text{ T}$$

$$\sum P_{cy} = 3268.2 \text{ T} * 4 = 13072.82 \text{ T}$$

El valor de P_{ux} y P_{uy} se calcula con las cargas axiales que le llegan a la columna con la ecuación

$$P_{ux} = 0.75 (1.87 * (P_{sx} + 0.3 P_{sy}) + P_{gx} + P_{gy})$$

$$P_{ux} = 0.75 (1.87 * (34.4 \text{ T} + 0.3 * 35.3 \text{ T}) + 139.6 \text{ T} + 142 \text{ T}) = 274.3 \text{ T}$$

La sumatoria de estas cargas queda como sigue :

$$\sum P_{ux} = 274.3 \text{ T} (4 \text{ columnas}) = 1097 \text{ T}$$

$$P_{uy} = 0.75 (1.87 * (34.4 \text{ T} * 0.3 + 35.3 \text{ T}) + 139.6 \text{ T} + 142 \text{ T}) = 275 \text{ T}$$

$$\sum P_{uy} = 275 \text{ T} (4 \text{ columnas}) = 1100 \text{ T}$$

COLUMNAS DE BORDE

Para el caso de las columnas de borde se siguió el mismo proceso que el anterior y se obtuvo :

$$P_{cx} = 8436 \text{ T} \quad P_{cy} = 4584 \text{ T}$$

$$P_{ux} = 319.6 \text{ T} \quad P_{uy} = 345.7 \text{ T}$$

Dado que existen diez columnas de este tipo tenemos que la sumatoria es :

$$\sum P_{cx} = 8436 (10) = 84360 \text{ T} \quad \sum P_{cy} = 45840 \text{ T}$$

$$\sum P_{ux} = 319.6 \text{ T} (10) = 3196 \text{ T} \quad \sum P_{uy} = 3457 \text{ T}$$

Se hace una sumatoria total de P_c y P_u en columnas de borde y esquina

$$\sum P_{cx} \text{ total} = 19363 \text{ T} + 84360 \text{ T} = 103723 \text{ T}$$

$$\sum P_{cy} \text{ total} = 13073 \text{ T} + 45840 \text{ T} = 58913 \text{ T}$$

$$\sum P_{ux} \text{ total} = 1097 \text{ T} + 3196 \text{ T} = 4293 \text{ T}$$

$$\sum P_{uy} \text{ total} = 1097 \text{ T} + 3457 \text{ T} = 4554 \text{ T}$$

Finalmente con estos valores se calcula el factor de amplificación con la ecuación:

$$\delta_{sx} = 1 / (1 - (\sum P_{ux} / \phi \sum P_{cx})) = 1 / (1 - (4293 \text{ T} / (0.7 * 103723 \text{ T})))$$

$$\delta_{sx} = 1 / 0.742 = 1.06$$

$$\delta_{sy} = 1 / (1 - (\sum P_{uy} / \phi \sum P_{cy})) = 1 / (1 - (4554 \text{ T} / (0.7 * 58913 \text{ T})))$$

$$\delta_{sy} = 1 / 0.802 = 1.12$$

CÁLCULO DE MOMENTOS AMPLIFICADOS:

Para hacer este análisis se considera que actúa el 100% del cortante en una dirección y el 30% en la otra. razón por la cual se analizan dos casos

Caso No 1 0.30V_x, V_y, V_{grav}.

Es importante aclarar que para este caso el 30% se aplica en los momentos sísmicos que actúan en la dirección "Y", también los momentos son afectados por los factores de 0.75 y 1.87. M_{gx_1} y M_{sx_1} son los momentos gravitacional y sísmico respectivamente mas chicos en la dirección "X", M_{gx_2} y M_{sx_2} son los momentos mas grandes en la misma dirección, de la misma manera se consideran en la dirección "Y".

$$M_{gx_1} = 0.75 * 23.7 \text{ T-m} = 17.8 \text{ T-m}$$

$$M_{gy_1} = 0.75 * 16.8 \text{ T-m} = 12.6 \text{ T-m}$$

$$M_{gx_2} = 0.75 * 23.8 \text{ T-m} = 17.85 \text{ T-m}$$

$$M_{gy_2} = 0.75 * 17 \text{ T-m} = 12.8 \text{ T-m}$$

$$M_{sx_1} = 0.75 * 1.87 * 25.2 \text{ T-m} = 35.3 \text{ T-m}$$

$$M_{sy_1} = 0.75 * 0.3 * 1.87 * 14.03 \text{ T-m} = 5.9 \text{ T-m}$$

$$M_{sx2} = 0.75 * 1.87 * 40.58 \text{ T-m} = 56.91 \text{ T}$$

$$M_{sy2} = 0.75 * 0.30 * 1.87 * 20 \text{ T-m} = 8.42 \text{ T-m}$$

de estos momentos calculados se escogen M_{gx2} y M_{sx2} , M_{gy2} y M_{sy2} , ya que son los momentos mas grandes. Con estos valores y con los factores de amplificación encontrados anteriormente se calcula el momento amplificado para este caso.

$$M_{cx} = 17.8 \text{ T-m} (1) + 56.9 \text{ T-m} (1.06) = 78.11 \text{ T-m}$$

$$\delta_{sx} = 1.06$$

$$M_{cy} = 12.8 \text{ T-m} (1) + 8.33 \text{ T-m} (1.12) = 22.13 \text{ T-m}$$

$$\delta_{sy} = 1.12$$

$$P_u = 0.75 (1.87 (0.3 (34.45 \text{ T}) + 35.3 \text{ T}) + 139.6 \text{ T} + 141.6 \text{ T})$$

$$P_u = 275 \text{ T}$$

Caso N° 2 V_x , $0.3V_y$, V_{grav}

Se sigue el mismo proceso que el anterior con la diferencia que aquí el 30% se aplica para los momentos en la dirección "X".

$$M_{sx1} = 0.75 (0.3) (1.87) (24.5) = 10.31 \text{ T-m}$$

$$M_{sy1} = 0.75 (1.87) (14.03) = 19.7 \text{ T-m}$$

$$M_{sx2} = 0.75 (0.3) (1.87) (39.4) = 16.6 \text{ T-m}$$

$$M_{sy2} = 0.75 (1.87) (19.8) = 27.8 \text{ T-m}$$

$$M_{cx} = 17.8 + 16.6 (1.06) = 35.39 \text{ T-m}$$

$$M_{cy} = 12.8 + 27.8 (1.12) = 43.9 \text{ T-m}$$

$$P_u = 0.75 [1.87 ((34.3) + 0.3 (34.7)) + 139.6 + 141.6]$$

$$P_u = 273.6 \text{ T}$$

$$M_x = 78.11 \text{ T-m}$$

$$M_{cx} = 35.39 \text{ T-m}$$

$$M_y = 22.13 \text{ T-m}$$

$$M_{cy} = 43.9 \text{ T-m}$$

$$P_u = 274 \text{ Ton.}$$

$$P_u = 273.6 \text{ T}$$

Caso N° 3 (gravitacional solo):

Aquí se escogen los momentos gravitacionales directos mas grandes en ambas direcciones

$$M_x = 23.7 \text{ T-m}$$

$$M_y = 17 \text{ T-m}$$

$$P_u = 281.5 \text{ T}$$

De estos tres casos se escoge el mas crítico, se concluye que fue el primero ya que el momento mas grande fue lo determinante, por lo tanto estos momentos y esa carga se usan para diseñar el acero en las columnas como se muestran a continuación.

Cálculo de P_{rx} , P_{ry} , P_{ro} (Revisión por resistencia)

Los momentos siguientes y la carga última (caso más crítico) son los usados para el diseño

$$M_{ux} = 78.11 \text{ T.m.}$$

$$M_{uy} = 22.13$$

$$P_u = 274 \text{ Ton.}$$

El tamaño de la sección que se obtuvo fue de 80cm por 120cm. Se propone una área de acero que corresponde al 1% que sería lo más económico y cumple con lo especificado en la referencia 7 ya que se exige que la cuantía de acero este entre el 1% y 6% para sismos.

$$\begin{aligned} \text{Asprop} &= 16 \text{ varillas } \# 9 \\ \text{Asprop} &= 96.2 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Con el área de acero propuesta y las dimensiones de la sección obtenemos la cuantía de acero con:

$$\rho = \text{Asprop} / b \cdot h$$

$$\rho = 96.2 \text{ cm}^2 / (80 \text{ cm} \cdot 120 \text{ cm}) = 0.01$$

$$\rho = 0.01(100) = 1\%$$

Se calcula el índice de refuerzo con la siguiente ecuación :

$$q = \rho (f_y / 0.85 f'_c)$$

$$q = \frac{0.01 (4200 \text{ kg/cm}^2)}{0.85(250 \text{ kg/cm}^2)} = 0.20$$

Cálculo de Prx :

Se considera un recubrimiento al centro de la varilla igual a 8cm por lo que el peralte total y efectivo quedan como sigue:

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$d = h - 8 \text{ cm} = 112 \text{ cm}$$

$$d/h = 112 \text{ cm} / 120 \text{ cm} = 0.93$$

La excentricidad se calcula con la ecuación $e = M_u / P_u$

$$e_x = \frac{76.18 \text{ T-m}}{274 \text{ T}} (100) = 27.9 \text{ cm}$$

$$e_x / h = 0.28$$

Con los valores de q , d/h , e/h , entramos al diagrama de interacción para encontrar k

$$K_x = 0.69$$

La carga axial aplicada con una excentricidad en "X" se calcula de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} P_{rx} &= K_x \cdot \phi \cdot b \cdot h \cdot 0.85 f'_c = (0.69 \cdot 0.70 \cdot 80 \text{ cm} \cdot 120 \text{ cm} \cdot 0.85 \cdot 250 \text{ kg/cm}^2) / 1000 \\ P_{rx} &= 985.3 \text{ T} \end{aligned}$$

La carga axial a una excentricidad "Y" se encuentra de la misma forma que la anterior, lo que varía en este caso es la orientación de la sección, por lo cual el ancho y el peralte se invierten con respecto a los de P_{rx} y el cálculo queda como sigue:

Cálculo de P_{ry} :

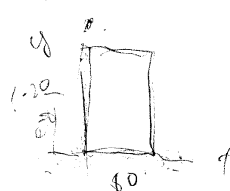
$$h = 80 \text{ cm}$$

$$d = 72 \text{ cm}$$

$$d/h = 72\text{cm}/80\text{cm} = 0.95$$

$$e_y = 23.87 \text{ T-m} / 274 \text{ T} = 8.71 \text{ cm}$$

$$e_y/h = 0.11$$



De los diagramas de interacción tenemos que el valor de K_y es igual a:

$$K_y = 0.97$$

$$P_{ry} = (0.97 * 0.70 * 80\text{cm} * 120\text{cm} * 0.85 * 250\text{kg/cm}^2) / 1000$$

$$P_{ry} = 1385.2 \text{ T}$$

Cálculo de P_{ro} :

Para este caso la carga axial actúa en el centro de la columna, por lo que $e_x = e_y = 0$, con el valor de q de los diagramas de interacción tenemos que

$$K = 1.2$$

$$P_{ro} = 1.2 * 0.70 * 80\text{cm} * 120\text{cm} * 0.85 * 250\text{kg/cm}^2 / 1000$$

$$P_{ro} = 1710 \text{ T}$$

Finalmente para calcular la carga resistente en la sección (P_r) se utiliza la ecuación de Bressler que es:

$$1/P_r = 1/P_{rx} + 1/P_{ry} - 1/P_{ro}$$

Despejando de aquí tenemos que la carga resistente P_r es:

$$P_r = 1/(1/P_{rx} + 1/P_{ry} - 1/P_{ro}) = 867 \text{ T} \quad P_r = 867 \text{ T}$$

Se compara la carga resistente con la actuante y tenemos:

$$867 \text{ T} > 274 \text{ T} \text{ Por lo tanto la sección es apropiada.}$$

CÁLCULO DEL CORTANTE DE DISEÑO PARA ESTRIBOS EN COLUMNAS:**(Miembro # 13 Marco 1y Altura de Entrepiso h=3.75m)****Cálculo en dirección "X" :**

A la sumatoria de las cargas axiales gravitacionales se le resta la sumatoria de las cargas sísmicas

$$\sum P_g = \text{Sumatoria de fuerzas axiales gravitacionales en columna} = P_{gx} + P_{gy}$$

$$\sum P_s = \text{Sumatoria de fuerzas axiales sísmicas en columna} = P_{sx} + P_{sy}$$

$$P_{gx} = 141.6 \text{ T}$$

$$P_{sx} = 35.31 \text{ T}$$

$$P_{gy} = 139.61 \text{ T}$$

$$P_{sy} = 34.45 \text{ T}$$

$$P_r = \sum P_g - \sum P_s = 211.44 \text{ ton}$$

se usara un factor de resistencia $\phi = 1$ especificado por el reglamento, de los diagramas de interacción calculamos K con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{P_u}{FR * b * h * 0.85 * f_c} = \frac{211.44T(1000kg)}{1 * 80cm * 120cm * 0.85 * 250kg/cm^2} = 0.103$$

Del cálculo de Pr tomamos los siguientes valores :

$$q = 0.2 \quad d/h = 0.933$$

con estos valores y el valor de K encontrado entramos a los diagramas de interacción para obtener un valor de R asociado a K.

$$R = 0.13$$

el momento resistente se calcula despejando Mu de la ecuación de R de los diagramas de interacción

$$M_R = R * \phi * b * h^2 * 0.85 * f_c = 0.13 * 1 * 80cm * (120cm)^2 * 0.85 * 250kg/cm^2 / 1000$$

$$M_R = 265.2 \text{ T-m}$$

hacemos una suma de momentos en un extremo y despejamos de aquí el cortante de diseño

Miembro # 1 Marco 1y (COLUMNNA)
Altura de entrepiso $h = 3.75\text{m}$

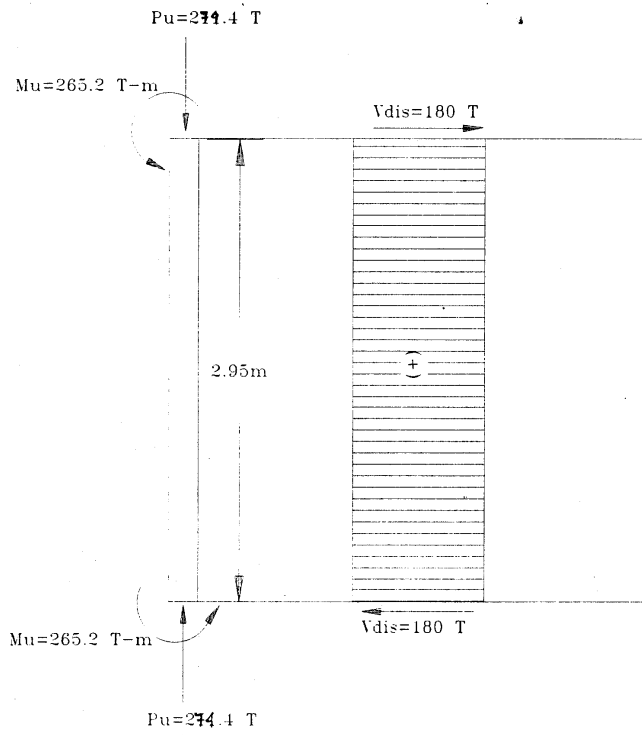


Fig. IV.4.- Diagrama de cortante de diseño para cálculo de estribos en columna.

DISEÑO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS

Primeramente se calculará la separación de los estribos y la longitud a la que deben ir colocados de acuerdo con el Reglamento del ACI. Los requisitos son los siguientes:

Cálculo de longitud l_0 :

El reglamento del ACI exige que la longitud en la zona donde se forman las articulaciones plásticas se calcule con las siguientes dimensiones:

$$\begin{aligned} l_0 &\geq \text{dimensión mayor de la sección} & l_0 &\geq 120 \text{ cm} \\ l_0 &\geq 1/6 \text{ altura libre de la columna} & l_0 &\geq 1/6(295\text{cm}) = 49\text{cm} \\ l_0 &\geq 45 \text{ cm} & l_0 &\geq 45 \text{ cm} \end{aligned}$$

Conclusión $l_0 = 120\text{cm}$:

Por Reglamento para esta longitud se calcula una Separación máxima de S_0 :

$$\begin{aligned} S_0 &< 1/4 (\text{dimensión menor sección}) < 1/4(80) & S_0 &< 20 \text{ cm} \\ S_0 &< 10 \text{ cm} & S_0 &< 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

En conclusión, de todas estas se escoge la menor separación, por lo cual $S_0 = 10 \text{ cm}$

PARA EL RESTO DE LA COLUMNA TENEMOS :

Se exige que la separación sea :

$$\begin{aligned} S &< 16 \text{ var diam menor} = 16 (2.86 \text{ cm}) = 46 \text{ cm} \\ S &< 48 \text{ diam. Estribos} = 48 (1.59\text{cm}) = 76.32\text{cm} & \text{La separación menor es :} \\ S &< h \text{ menor} = 80 \text{ cm} \\ S &< d/2 = 72/2 = 36 \text{ cm} & S = 36 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se revisaran las áreas de los estribos para ver si cumplen con las que exige el reglamento:

El área de acero calculada es $A_s = 16$ varillas # 9 diámetro # 9 = 2.86 cm

h_c = distancia al centro de los estribos

h'_c = distancia a los extremos del estribo

se propone usar estribos del N° 5

diámetro E # 5 = 1.59cm Área por estribo = 1.98 cm²

$$\begin{aligned} h_c &= 120\text{cm} - 16\text{cm} + 2.86\text{cm} + 1.59\text{cm} = 108.4 \text{ cm} & A_{ch} &= h'_c x \cdot h'_c y \\ h'_c x &= 120\text{cm} - 16\text{cm} + 2.86\text{cm} + (1.59\text{cm} \cdot 2) = 110.04 \text{ cm} & A_{ch} &= 110.04\text{cm} \cdot 70.04\text{cm} \end{aligned}$$

$$h'c_y = 80\text{cm} - 16\text{cm} + 2.86\text{cm} + (1.59\text{cm} * 2) = 70.04\text{ cm}$$

$$A_{ch} = 7707.2\text{ cm}^2$$

Sustituyendo en la primera ecuación tenemos :

$$A_{sh} = 0.3(s * h_c * f_c / f_y h) * (A_g / A_{ch}) - 1$$

$$A_{sh} = 0.3 * (10\text{cm} * (108.4\text{cm}) * 250\text{kg/cm}^2 / 4200\text{kg/cm}^2) * ((9600\text{cm}^2 / 7707.2\text{cm}^2) - 1)$$

$$A_{sh} = 4.75\text{ cm}^2$$

Sustituyendo en la segunda ecuación tenemos :

$$A_{sh} = 0.12 * S * h_c * f_c / f_y = 0.12 * 10\text{cm} * 108.4\text{cm} * 250\text{kg/cm}^2 / 4200\text{kg/cm}^2 = 7.74\text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 7.74\text{ cm}^2$$

De estas dos áreas calculadas se escoge la mayor por lo tanto $A_s = 7.74\text{ cm}^2$

Se obtiene el área de los estribos en la condición mas critica, esto es la longitud de la columna por donde pasa el menor numero de ramas ver figura IV.4

Nº ramas de estribos = 4

$$\text{Área de estribos} = 4 * (1.98\text{cm}^2) = 7.92\text{ cm}^2$$

Comparando el área de los estribos con el área exigida por reglamento tenemos :

$$7.92\text{ cm}^2 > 7.74\text{ cm}^2 \quad \text{por lo tanto si cumple con el reglamento y se usaran estribos # 5}$$

CALCULO DE LA SEPARACIÓN UTILIZANDO EL CORTANTE DE DISEÑO :

Altura de entrepiso $h = 3.75\text{m}$

Alt. libre de columna $H = 3.75\text{m} - 0.80\text{m} = 2.95\text{m}$

Se sustituye la carga P_u calculada en la ecuación del cortante que toma el concreto:

$$A_g = 120\text{cm} * 80\text{cm} = 9600\text{ cm}^2$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{P_u}{A_g} \right) * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{274T / 1000}{9600\text{cm}^2} \right) * 15.81 * 80 * 112\text{cm} \quad V_c = 75.10\text{ ton.}$$

El cortante de diseño se sustituye en la siguiente ecuación para encontrar el cortante que toma el acero :

$$V_d = 180\text{ T}$$

$$V_s = \frac{V_d}{\Phi} - V_c = \frac{180T}{0.85} - 75.10\text{ T} = 136.7\text{ T}$$

El área de acero para las cuatro ramas de los estribos es

$$A_v(5/8") \text{ en 4 Ramas} = 4 * (1.98 \text{ cm}^2) = 7.92 \text{ cm}^2$$

Diámetro de los Estribos # 5 = 1.59 cm

$d = 112 \text{ cm}$

$$S_c = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{7.92 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg / cm}^2 * 112 \text{ cm}}{136700 \text{ kg}} = 27.2 \text{ cm} \quad S_c = @ 27 \text{ cm}$$

la separación encontrada se debe comparar con la que se calculo para el resto de la columna y se escoge la menor de las dos:

$27 \text{ cm} < 36 \text{ cm}$, por lo tanto para la longitud después de l_c la separación queda de 27cm

CONCLUSIÓN :

Por reglamento el primer estribo se coloca a $S_o / 2 = 5 \text{ cm}$

12 estribos a cada 10 cm

El resto a cada 27 cm para ambos extremos de la columna

En la figura IV.5 se muestra el armado completo de columna.

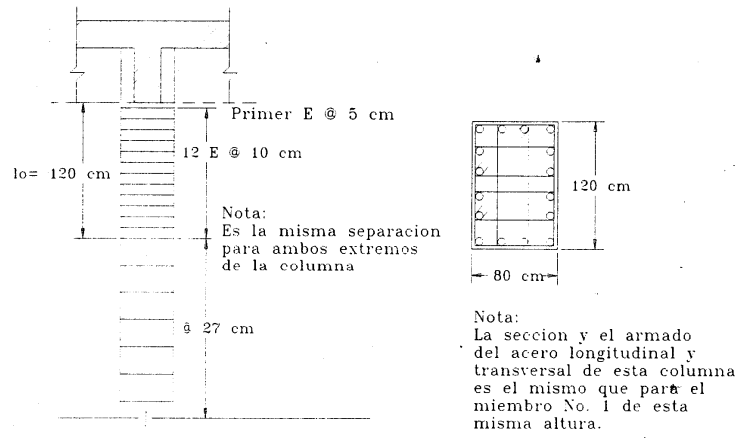


Fig. IV.5.- Colocacion de acero longitudinal y transversal
en columna del miembro No. 13 Marco 1y

REFUERZO EN COLUMNAS**(Miembro #1 Marco 1y Altura de entrepiso h = 3.75m)**

Las rigideces en los extremos son las siguientes :

$$\begin{array}{llll} \Psi_{ix} = 0 & \Psi_{iy} = 0 & \frac{Kxlu}{r_x} = 8.11 & \frac{Kylu}{r_y} = 5.57 \\ \Psi_{jx} = 9.76 & \Psi_{jy} = 43.9 & X = 41 & Y = 41 \end{array}$$

Se comparan estos valores de acuerdo con el Reglamento y se llega a lo siguiente:

Análisis sin desplazamiento lateral (análisis gravitacional)

$$\begin{array}{l} 8.11 < 41 \\ 5.57 < 41 \end{array} \quad \text{por lo tanto para este caso no se considera efecto de esbeltez.}$$

Análisis con desplazamiento lateral (análisis sísmico)

$$\begin{array}{l} 19.05 > 22 \\ 14.75 > 22 \end{array} \quad \begin{array}{l} \delta_x = 1 \\ \delta_y = 1 \end{array}$$

por lo tanto aquí no se considera efecto de esbeltez.

Los Momentos Amplificados de la condición mas critica son los siguientes :

$$M_{ux} = 239.5 \text{ T-m} \quad M_{uy} = 32.83 \text{ T-m} \quad P_u = 477 \text{ T}$$

El área de acero para esta columna quedó de

$$A_s = 96.2 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 1.0 \%$$

La carga resistente calculada es de $P_r = 585.7 \text{ T}$ y $p_u = 477 \text{ T}$

585.7 > 477 por lo tanto pasa por resistencia y se adopta la sección con esta cantidad de acero.

La separación de los estribos es la siguiente:

El primero es a 5cm, 12 estribos a cada 10cm y el resto a cada 19cm.

REFUERZO EN COLUMNAS**(Miembro # 28 Marco 1y Altura de entrepiso h = 3.75m)**

Las rigideces en los extremos son las siguientes :

$$\begin{array}{llll} \Psi_{ix} = 9.76 & \Psi_{iy} = 43.9 & \frac{Kxlu}{r_x} = 11.6 & \frac{Kylu}{r_y} = 13.3 \\ \Psi_{jx} = 9.76 & \Psi_{jy} = 43.9 & X = 41 & Y = 43 \end{array}$$

Se comparan estos valores de acuerdo con el Reglamento y se llega a lo siguiente:

Análisis sin desplazamiento lateral (análisis gravitacional)

$$\begin{array}{l} 11.6 < 41 \\ 13.3 < 43 \end{array} \quad \text{por lo tanto para este caso no se considera efecto de esbeltez.}$$

Análisis con desplazamiento lateral (análisis sísmico)

$$\begin{array}{l} 25.13 > 22 \\ 27.2 > 22 \end{array} \quad \begin{array}{l} \delta_x = 1.03 \\ \delta_y = 1.02 \end{array}$$

por lo tanto aquí si se considera efecto de esbeltez.

Los Momentos Amplificados de la condición mas critica son los siguientes :

$$M_{ux} = 43.34 \text{ T-m} \quad M_{uy} = 12.54 \text{ T-m} \quad P_u = 35.2 \text{ T}$$

El área de acero para esta columna quedo de

$$A_s = 77 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 2.6\%$$

La carga resistente calculada es de $P_r = 40.5 \text{ ton}$ y $p_u = 35.2 \text{ ton}$

40.5 > 35.2 por lo tanto pasa por resistencia y se adopta la sección con esta cantidad de acero.

La separación de los estribos es la siguiente:

El primero es a 5cm, 12 estribos a cada 10cm y el resto a cada 18cm.

REFUERZO EN COLUMNAS**(Miembro #1 Marco 4y Altura de entrepiso h = 3.75m)**

Las rigideces en los extremos son las siguientes :

$$\begin{array}{llll} \Psi_{ix} = 0 & \Psi_{iy} = 0 & \frac{Kxlu}{r_x} = 8.0 & \frac{Kylu}{r_y} = 5.85 \\ \Psi_{jx} = 4.88 & \Psi_{jy} = 43.9 & X = 41 & Y = 34 \end{array}$$

Se comparan estos valores de acuerdo con el Reglamento y se llega a lo siguiente:

Análisis sin desplazamiento lateral (análisis gravitacional)

$$\begin{array}{l} 8.0 < 41 \\ 5.85 < 34 \end{array} \quad \text{por lo tanto para este caso no se considera efecto de esbeltez.}$$

Análisis con desplazamiento lateral (análisis sísmico)

$$\begin{array}{ll} 17.20 > 22 & \delta_x = 1 \\ 14.75 > 22 & \delta_y = 1 \end{array}$$

por lo tanto aquí no se considera efecto de esbeltez.

Los Momentos Amplificados de la condición mas critica son los siguientes :

$$M_{ux} = 182 \text{ T-m} \quad M_{uy} = 26 \text{ T-m} \quad P_u = 563.5 \text{ T}$$

El área de acero para esta columna quedó de

$$A_s = 95 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 1.0 \%$$

La carga resistente calculada es de $P_r = 863.1 \text{ T}$ y $p_u = 583.5 \text{ T}$

863.1 > 583.5 por lo tanto pasa por resistencia y se adopta la sección con esta cantidad de acero.

La separación de los estribos es la siguiente:

El primero es a 5cm, 12 estribos a cada 10cm y el resto a cada 17cm.

Nota: Esta columna tiene el mismo armado que el miembro #13 marco 4y, por lo tanto el cálculo es valido para los dos miembros.

REFUERZO EN COLUMNAS**(Miembro #28 Marco 4y Altura de entrepiso h = 3.75m)**

Las rigideces en los extremos son las siguientes :

$$\begin{array}{llll} \Psi_{ix} = 0.5 & \Psi_{iy} = 3.93 & \frac{Kxlu}{r_x} = 14.2 & \frac{Kylu}{r_y} = 13.3 \\ \Psi_{jx} = 0.24 & \Psi_{jy} = 1.96 & X = 41.3 & Y = 34 \end{array}$$

Se comparan estos valores de acuerdo con el Reglamento y se llega a lo siguiente:

Análisis sin desplazamiento lateral (análisis gravitacional)

$$\begin{array}{l} 14.2 < 41.3 \\ 13.3 < 34 \end{array} \quad \text{por lo tanto para este caso no se considera efecto de esbeltez.}$$

Análisis con desplazamiento lateral (análisis sísmico)

$$\begin{array}{ll} 24.5 > 22 & \delta_x = 1.02 \\ 27.2 > 22 & \delta_y = 1.02 \end{array}$$

por lo tanto aquí si se considera efecto de esbeltez.

Los Momentos Amplificados de la condición mas critica son los siguientes :

$$M_{ux} = 40.75 \text{ T-m} \quad M_{uy} = 2.67 \text{ T-m} \quad P_u = 53.13 \text{ T}$$

El área de acero para esta columna quedó de

$$A_s = 30.4 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 1.0 \%$$

La carga resistente calculada es de $P_r = 78.32 \text{ T}$ y $p_u = 53.1 \text{ T}$

78.32 > 53.1 por lo tanto pasa por resistencia y se adopta la sección con esta cantidad de acero.

La separación de los estribos es la siguiente:

El primero es a 5cm, 12 estribos a cada 10cm y el resto a cada 18cm.

REFUERZO EN COLUMNAS**(Miembro #1 Marco 1y Altura de entrepiso h = 4.0m)**

Las rigideces en los extremos son las siguientes :

$$\begin{array}{llll} \Psi_{ix} = 0 & \Psi_{iy} = 0 & \frac{Kxlu}{r_x} = 7.6 & \frac{Kylu}{r_y} = 5.4 \\ \Psi_{jx} = 17.2 & \Psi_{jy} = 69.6 & X = 41 & Y = 41.2 \end{array}$$

Se comparan estos valores de acuerdo con el Reglamento y se llega a lo siguiente:

Análisis sin desplazamiento lateral (análisis gravitacional)

$$\begin{array}{l} 7.6 < 41 \\ 5.4 < 41.2 \end{array} \quad \text{por lo tanto para este caso no se considera efecto de esbeltez.}$$

Análisis con desplazamiento lateral (análisis sísmico)

$$\begin{array}{ll} 18.5 > 22 & \delta_x = 1 \\ 14.2 > 22 & \delta_y = 1 \end{array}$$

por lo tanto aquí sí se considera efecto de esbeltez.

Los Momentos Amplificados de la condición mas critica son los siguientes :

$$M_{ux} = 322.2 \text{ T-m} \quad M_{uy} = 43.2 \text{ T-m} \quad P_u = 491.7 \text{ T}$$

El área de acero para esta columna quedó de

$$A_s = 126.7 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 1.0 \%$$

La carga resistente calculada es de $P_r = 716.3 \text{ T}$ y $p_u = 492 \text{ T}$

716.3 > 492 por lo tanto pasa por resistencia y se adopta la sección con esta cantidad de acero.

La separación de los estribos es la siguiente:

El primero es a 5cm, 12 estribos a cada 10cm y el resto a cada 13cm.

Nota: Este miembro tiene el mismo armado que el #13 marco 1y, por lo cual el diseño es valido para los dos.

REFUERZO EN COLUMNAS**(Miembro #28 Marco 1y Altura de entrepiso h = 4.0m)**

Las rigideces en los extremos son las siguientes :

$$\begin{array}{llll} \Psi_{ix}=3 & \Psi_{iy}=9 & \frac{Kxlu}{r_x} = 14.6 & \frac{Kylu}{r_y} = 2.4 \\ \Psi_{jx}=1 & \Psi_{jy}=5 & X = 41 & Y = 41.2 \end{array}$$

Se comparan estos valores de acuerdo con el Reglamento y se llega a lo siguiente:

Análisis sin desplazamiento lateral (análisis gravitacional)

$$\begin{array}{l} 14.6 < 41 \\ 2.4 < 41.2 \end{array} \quad \text{por lo tanto para este caso no se considera efecto de esbeltez.}$$

Análisis con desplazamiento lateral (análisis sísmico)

$$\begin{array}{ll} 28.5 > 22 & \delta_x = 1.02 \\ 33.3 > 22 & \delta_y = 1.02 \end{array}$$

por lo tanto aquí si se considera efecto de esbeltez.

Los Momentos Amplificados de la condición mas critica son los siguientes :

$$M_{ux} = 55.2 \text{ T-m} \quad M_{uy} = 18.02 \text{ T-m} \quad P_u = 36.7 \text{ T}$$

El área de acero para esta columna quedó de

$$A_s = 76.7 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 1.6 \%$$

La carga resistente calculada es de $P_r = 43.1 \text{ T}$ y $p_u = 36.7 \text{ T}$

43.1 > 36.7 por lo tanto pasa por resistencia y se adopta la sección con esta cantidad de acero.

La separación de los estribos es la siguiente:

El primero es a 5cm, 12 estribos a cada 10cm y el resto a cada 28cm.

REFUERZO EN COLUMNAS**(Miembro #1 Marco 4y Altura de entrepiso h = 4.0m)**

Las rigideces en los extremos son las siguientes :

$$\begin{array}{llll} \Psi_{ix} = 0 & \Psi_{iy} = 0 & \frac{Kxlu}{r_x} = 7.6 & \frac{Kylu}{r_y} = 5.45 \\ \Psi_{jx} = 8.6 & \Psi_{jy} = 69.6 & X = 41 & Y = 34 \end{array}$$

Se comparan estos valores de acuerdo con el Reglamento y se llega a lo siguiente:

Análisis sin desplazamiento lateral (análisis gravitacional)

$$\begin{array}{l} 7.6 < 41 \\ 5.45 < 34 \end{array} \quad \text{por lo tanto para este caso no se considera efecto de esbeltez.}$$

Análisis con desplazamiento lateral (análisis sísmico)

$$\begin{array}{ll} 17.4 < 22 & \delta_x = 1 \\ 14.6 < 22 & \delta_y = 1 \end{array}$$

por lo tanto aquí no se considera efecto de esbeltez.

Los Momentos Amplificados de la condición mas critica son los siguientes :

$$M_{ux} = 243.6 \text{ T-m} \quad M_{uy} = 35.7 \text{ T-m} \quad P_u = 590.8 \text{ T}$$

El área de acero para esta columna quedó de

$$A_s = 126.7 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 1.0 \%$$

La carga resistente calculada es de $P_r = 1070.3 \text{ T}$ y $p_u = 590.8 \text{ T}$

1070.3 > 590.8 por lo tanto pasa por resistencia y se adopta la sección con esta cantidad de acero.

La separación de los estribos es la siguiente:

El primero es a 5cm, 12 estribos a cada 10cm y el resto a cada 12cm.

Nota: El armado de este miembro es igual al miembro #13 marco 4y.

REFUERZO EN COLUMNAS**(Miembro #28 Marco 4y Altura de entrepiso h = 4.0m)**

Las rigideces en los extremos son las siguientes :

$$\begin{array}{llll} \Psi_{ix} = 1.29 & \Psi_{iy} = 9.15 & \frac{Kxlu}{r_x} = 13.3 & \frac{Kylu}{r_y} = 12.7 \\ \Psi_{jx} = 0.64 & \Psi_{jy} = 4.58 & X = 41 & Y = 34 \end{array}$$

Se comparan estos valores de acuerdo con el Reglamento y se llega a lo siguiente:

Análisis sin desplazamiento lateral (análisis gravitacional)

$$\begin{array}{l} 13.3 < 41 \\ 12.7 < 34 \end{array} \quad \text{por lo tanto para este caso no se considera efecto de esbeltez.}$$

Análisis con desplazamiento lateral (análisis sísmico)

$$\begin{array}{l} 23.1 > 22 \\ 33.3 > 22 \end{array} \quad \begin{array}{l} \delta_x = 1.02 \\ \delta_y = 1.02 \end{array}$$

por lo tanto aquí no se considera efecto de esbeltez.

Los Momentos Amplificados de la condición mas critica son los siguientes :

$$M_{ux} = 50.4 \text{ T-m} \quad M_{uy} = 3.72 \text{ T-m} \quad P_u = 54.5 \text{ T}$$

El área de acero para esta columna quedó de

$$A_s = 51.3 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 1.1 \%$$

La carga resistente calculada es de $P_r = 83.4 \text{ T}$ y $p_u = 54.5 \text{ T}$ $83.4 > 54.5$ por lo tanto pasa por resistencia y se adopta la sección con esta cantidad de acero.

La separación de los estribos es la siguiente:

El primero es a 5cm, 12 estribos a cada 10cm y el resto a cada 26cm.

REFUERZO EN COLUMNAS**(Miembro #1 Marco 1y Altura de entrepiso h = 4.25m)**

Las rigideces en los extremos son las siguientes :

$$\begin{array}{llll} \Psi_{ix} = 0 & \Psi_{iy} = 0 & \frac{Kxlu}{r_x} = 7.1 & \frac{Kylu}{r_y} = 5.3 \\ \Psi_{jx} = 28 & \Psi_{jy} = 104 & X = 41 & Y = 41 \end{array}$$

Se comparan estos valores de acuerdo con el Reglamento y se llega a lo siguiente:

Análisis sin desplazamiento lateral (análisis gravitacional)

$$\begin{array}{l} 7.1 < 41 \\ 5.3 < 41 \end{array} \quad \text{por lo tanto para este caso no se considera efecto de esbeltez.}$$

Análisis con desplazamiento lateral (análisis sísmico)

$$\begin{array}{ll} 17.8 < 22 & \delta_x = 1 \\ 14.6 < 22 & \delta_y = 1 \end{array}$$

por lo tanto aquí no se considera efecto de esbeltez.

Los Momentos Amplificados de la condición mas critica son los siguientes :

$$M_{ux} = 429 \text{ T-m} \quad M_{uy} = 57.2 \text{ T-m} \quad P_u = 506.7 \text{ T}$$

El área de acero para esta columna quedó de

$$A_s = 158.4 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 1.0 \%$$

La carga resistente calculada es de $P_r = 805.4 \text{ T}$ y $p_u = 506.8 \text{ T}$

805.4 > 506.8 por lo tanto pasa por resistencia y se adopta la sección con esta cantidad de acero.

La separación de los estribos es la siguiente:

El primero es a 5cm, 12 estribos a cada 10cm y el resto a cada 17cm.

Nota: El miembro #13 del marco 1y se diseña igual a este.

REFUERZO EN COLUMNAS**(Miembro #28 Marco 1y Altura de entrepiso h = 4.25m)**

Las rigideces en los extremos son las siguientes :

$$\begin{array}{llll} \Psi_{ix} = 5.62 & \Psi_{iy} = 18.03 & \frac{Kxlu}{r_x} = 13.8 & \frac{Kylu}{r_y} = 11.7 \\ \Psi_{jx} = 2.61 & \Psi_{jy} = 9.01 & X = 41 & Y = 41 \end{array}$$

Se comparan estos valores de acuerdo con el Reglamento y se llega a lo siguiente:

Análisis sin desplazamiento lateral (análisis gravitacional)

$$\begin{array}{l} 13.8 < 41 \\ 11.7 < 41 \end{array} \quad \text{por lo tanto para este caso no se considera efecto de esbeltez.}$$

Análisis con desplazamiento lateral (análisis sísmico)

$$\begin{array}{l} 32.2 > 22 \\ 42.4 > 22 \end{array} \quad \begin{array}{l} \delta_x = 1.01 \\ \delta_y = 1.02 \end{array}$$

por lo tanto aquí si se considera efecto de esbeltez.

Los Momentos Amplificados de la condición mas critica son los siguientes :

$$M_{ux} = 67.7 \text{ T-m} \quad M_{uy} = 22 \text{ T-m} \quad P_u = 41.3 \text{ T}$$

El área de acero para esta columna quedó de

$$A_s = 77 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 1.07 \%$$

La carga resistente calculada es de $P_r = 44.7 \text{ T}$ y $p_u = 41.3 \text{ T}$

44.7 > 41.3 por lo tanto pasa por resistencia y se adopta la sección con esta cantidad de acero.

La separación de los estribos es la siguiente:

El primero es a 5cm, 12 estribos a cada 10cm y el resto a cada 31cm.

REFUERZO EN COLUMNAS**(Miembro # 1 Marco 4y Altura de entrepiso h = 4.25m)**

Las rigideces en los extremos son las siguientes :

$$\begin{array}{llll} \Psi_{ix} = 0 & \Psi_{iy} = 0 & \frac{Kxlu}{r_x} = 7.1 & \frac{Kylu}{r_y} = 5.4 \\ \Psi_{jx} = 14 & \Psi_{jy} = 104 & X = 41 & Y = 34 \end{array}$$

Se comparan estos valores de acuerdo con el Reglamento y se llega a lo siguiente:

Análisis sin desplazamiento lateral (análisis gravitacional)

$$\begin{array}{l} 7.1 < 41 \\ 5.4 < 34 \end{array} \quad \text{por lo tanto para este caso no se considera efecto de esbeltez.}$$

Análisis con desplazamiento lateral (análisis sísmico)

$$\begin{array}{l} 16.7 < 22 \\ 14.2 < 22 \end{array} \quad \begin{array}{l} \delta_x = 1 \\ \delta_y = 1 \end{array}$$

por lo tanto aquí no se considera efecto de esbeltez.

Los Momentos Amplificados de la condición mas critica son los siguientes :

$$M_{ux} = 322.2 \text{ T-m} \quad M_{uy} = 49.3 \text{ T-m} \quad P_u = 599.1 \text{ T}$$

El área de acero para esta columna quedó de

$$A_s = 158.3 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 1.0 \%$$

La carga resistente calculada es de $P_r = 1250 \text{ T}$ y $p_u = 599 \text{ T}$

1250 > 599 por lo tanto pasa por resistencia y se adopta la sección con esta cantidad de acero.

La separación de los estribos es la siguiente:

El primero es a 5cm, 12 estribos a cada 10cm y el resto a cada 15cm.

Nota: El miembro #13 del marco 4y de esta misma altura, se arma igual que este miembro.

REFUERZO EN COLUMNAS**(Miembro # 28 Marco 4y Altura de entrepiso h = 4.25m)**

Las rigideces en los extremos son las siguientes :

$$\begin{array}{llll} \Psi_{ix} = 2.81 & \Psi_{iy} = 18 & \frac{Kxlu}{r_x} = 13 & \frac{Kylu}{r_y} = 11.5 \\ \Psi_{jx} = 1.4 & \Psi_{jy} = 9 & X = 41 & Y = 34 \end{array}$$

Se comparan estos valores de acuerdo con el Reglamento y se llega a lo siguiente:

Análisis sin desplazamiento lateral (análisis gravitacional)

$$\begin{array}{l} 13 < 41 \\ 11.5 < 34 \end{array} \quad \text{por lo tanto para este caso no se considera efecto de esbeltez.}$$

Análisis con desplazamiento lateral (análisis sísmico)

$$\begin{array}{l} 24.5 > 22 \\ 40 > 22 \end{array} \quad \begin{array}{l} \delta_x = 1.01 \\ \delta_y = 1.02 \end{array}$$

por lo tanto aquí si se considera efecto de esbeltez.

Los Momentos Amplificados de la condición mas critica son los siguientes :

$$M_{ux} = 59.93 \text{ T-m} \quad M_{uy} = 5.25 \text{ T-m} \quad P_u = 56.3 \text{ T}$$

El área de acero para esta columna quedó de

$$A_s = 76.9 \text{ cm}^2 \quad \rho_{As} = 1.1 \%$$

La carga resistente calculada es de $P_r = 153.7 \text{ T}$ y $p_u = 56.3 \text{ T}$

153.7 > 56.3 por lo tanto pasa por resistencia y se adopta la sección con esta cantidad de acero.

La separación de los estribos es la siguiente:

El primero es a 5cm, 12 estribos a cada 10cm y el resto a cada 32cm.