

# HOJA DE PRESUPUESTOS

OBRA Edificio Administrativo - Tesis HOJA N° 1 DE 3

UBICACION Lima HECHO POR JAPG

REF. Al 31-05-86 FECHA 20-06-86 REVISADO POR -

CODIGO	DESCRIPCION	UNID.	CANT.	C.UNIT.	PARCIAL	TOTAL
A	<u>Aligerado Típico - Nivel 2º</u> (H = 0.25 m)					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm2	m3	69.40	656.56	45,565.26	
	b) Encofrado	m2	694.0	40.84	28,342.96	
	c) Fierro	Kg	5036	8.71	43,863.56	
	d) Ladrillo de techo .20x.30x.30	Un	5,783	4.46	25,792.18	143,563.96
B	<u>Viga II-C-1,4</u>					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm2	m3	3.77	675.38	2,546.18	
	b) Encofrado	m2	17.2	68.35	1,175.62	
	c) Fierro	Kg	470	8.71	4,093.70	7,815.50
C	<u>Viga II-3-A,J</u>					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm2	m3	8.54	675.38	5,767.75	
	b) Encofrado	m2	38.2	68.35	2,610.97	
	c) Fierro	Kg	1,904	8.71	16,583.84	24,962.56
D	<u>Viga VA-1,4 (todos los niveles)</u> Incluye viga de conexión en Placa P-A					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm2	m3	34.96	675.38	23,611.28	
	b) Encofrado	m2	114.4	68.35	7,819.24	
	c) Fierro	Kg	5,571	8.71	48,523.41	79,953.93
E	<u>Viga Corte 1-1 (todos los niveles)</u>					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm2	m3	2.24	675.38	1,512.85	
	b) Encofrado	m2	17.6	68.35	1,202.96	
	c) Fierro	Kg	568	8.71	4,947.28	7,663.09
F	<u>Viga Corte 2-2 (todos los niveles)</u>					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm2	m3	4.88	675.38	3,295.85	
	b) Encofrado	m2	20.0	68.35	1,367.00	
	c) Fierro	Kg	760	8.71	6,619.60	11,282.45
G	<u>Viga Corte 3-3 (todos los niveles)</u>					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm2	m3	4.16	675.38	2,809.58	
	b) Encofrado	m2	33.6	68.35	2,296.56	
	c) Fierro	Kg	320	8.71	2,787.20	7,893.34

## HOJA DE PRESUPUESTOS

OBRA Edificio Administrativo - Tesis HOJA Nº 2 DE 3

UBICACION Lima HECHO POR JAPG

REF. Al 31-05-86 FECHA 20-06-86 REVISADO POR -

CODIGO	DESCRIPCION	UNID.	CANT.	C.UNIT.	PARCIAL	TOTAL
H	Detalle Corte 4-4 (todos los niveles)					
	H.1 Viga					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m3	2.24	675.38	1,512.85	
	b) Encofrado	m2	17.6	68.35	1,202.96	
	c) Fierro	Kg	168	8.71	1,463.28	
	H.2 Parapeto					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m3	3.20	779.74	2,495.17	
	b) Encofrado	m2	63.2	54.87	3,467.78	
	c) Fierro	Kg	216	8.71	1,881.36	12,023.40
I	Detalle Corte 5-5 (todos los niveles)					
	I.1 Losas sólidas (e = 0.10 y 0.25 m)					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m3	161.84	656.56	106,257.67	
	b) Encofrado	m2	870.4	48.62	42,318.85	
	c) Fierro	Kg	4,440	8.71	38,672.40	
	I.2 Parapeto					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m3	42.40	779.74	33,060.98	
	b) Encofrado	m2	903.2	54.87	49,558.58	
	c) Fierro	Kg	2,952	8.71	25,711.92	295,580.40
J	Columna C-C3 (todos los niveles)					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m3	7.03	779.74	5,481.57	
	b) Encofrado	m2	43.2	57.67	2,491.34	
	c) Fierro	Kg	1,165	8.71	10,147.15	18,120.06
K	Placa P-A (todos los niveles)					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m3	86.03	779.74	67,081.03	
	b) Encofrado	m2	855.9	54.87	46,963.23	
	c) Fierro	Kg	11,313	8.71	98,536.23	212,580.49
L	Zapata Aislada Z-C3					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m3	10.27	615.03	6,316.36	
	b) Fierro	Kg	536	8.71	4,668.56	10,984.92
M	Zapata Corrida Z-A					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m3	48.20	615.03	29,644.45	
	b) Fierro	Kg	1,568	8.71	13,657.28	43,301.73

## HOJA DE PRESUPUESTOS

OBRA Edificio Administrativo HOJA Nº 3 DE 3  
 UBICACION Lima HECHO POR JAPG  
 REF. A1 31-05-86 FECHA 20-06-86 REVISADO POR -

CODIGO	DESCRIPCION	UNID.	CANT.	C.UNIT.	PARCIAL	TOTAL
N	Escalera de Servicio E-2 (todos los niveles)					
	N.1 Escalera					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	28.44	675.38	19,207.81	
	b) Encofrado	m <sup>2</sup>	132.0	76.24	10,063.68	
	c) Fierro	Kg	2,046	8.71	17,820.66	
	N.2 Losa sólida Corte 6-6					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	24.94	656.56	16,374.61	
	b) Encofrado	m <sup>2</sup>	110.8	48.62	5,387.10	
	c) Fierro	Kg	2,502	8.71	21,792.42	90,646.28
O	Tanque Elevado					
	O.1 Losas sólidas (e = 0.15 y 0.20 m)					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	7.29	656.56	4,786.32	
	b) Encofrado	m <sup>2</sup>	33.6	48.62	1,633.63	
	c) Fierro	Kg	358	8.71	3,118.18	
	O.2 Muros					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	4.35	779.74	3,391.87	
	b) Encofrado	m <sup>2</sup>	34.7	54.87	1,903.99	
	c) Fierro	Kg	323	8.71	2,813.33	17,647.32
P	Tanque Cisterna					
	P.1 Losas sólidas (e = 0.15 y 0.20 m)					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	5.77	656.56	3,788.35	
	b) Encofrado	m <sup>2</sup>	12.3	48.62	598.03	
	c) Fierro	Kg	309	8.71	2,691.39	
	P.2 Muros					
	a) Concreto f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	11.58	779.74	9,029.39	
	b) Encofrado	m <sup>2</sup>	99.0	54.87	5,432.13	
	c) Fierro	Kg	677	8.71	5,896.67	27,435.96

## CAPITULO 14

### CONCLUSIONES

14.1 Generalidades

14.2 Conclusiones y Recomendaciones

## 14.1 GENERALIDADES

En esta tesis se expone un método de trabajo encaminado a desarrollar el análisis y diseño sismo-resistente de un edificio típico de concreto armado.

En cada capítulo se ha desarrollado la teoría necesaria para cada tipo de análisis a fin de permitir una comprensión profunda de la temática expuesta.

Hemos pensado que esta tesis puede servir de guía simplificada para el diseño de edificios de características similares. Asimismo, esta tesis presenta la ventaja de incluir programas de cómputo en lenguaje Pascal permitiendo ser aplicados directamente en, quizás, la gran mayoría de las microcomputadoras de tamaño estandar.

Por último, en la siguiente sección se expondrán ciertas conclusiones y recomendaciones derivadas de la experiencia obtenida durante el propio desarrollo del trabajo.

## 14.2 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Es indudable que la experiencia es un factor muy importante para el análisis estructural. En nuestro caso se pudo evitar el Análisis Sísmico en el Sentido Y debido a la alta influencia que ejercen las placas P-A, P-J y P-1. Quizá hubiera bastado una distribución rápida de la carga sísmica mediante una sobresimplificación del Método de Muto a fin de determinar en forma aproximada los esfuerzos y deformaciones en las placas. En este caso, para los pórticos no hubiese sido necesario una isostatización ya que su rigidez relativa en ese sentido es muy baja.

- De manera similar, el análisis estructural por cargas verticales practicado para el Pórtico 3 fue completamente innecesaria por el simple hecho de que los techos no se apoyan en ese sentido. A pesar de

haber evidenciado este efecto con la debida anticipación, se prefirió realizar el cómputo indicado por fines pedagógicos.

- Durante el predimensionamiento de las vigas de conexión del Pórtico 3 del Sentido X se consideró inicialmente mantener la rigidez y el ancho de los tramos restantes obteniéndose una sección peraltada de  $40 \times 35 \text{ cm}^2$ ; sin embargo, esta sección inicial resultó ser incapaz de contener adecuadamente el refuerzo de diseño por ser elevado (es necesario señalar que este tanteo inicial no fue mencionado en los capítulos anteriores). Por lo tanto, se consideró entonces achatar la viga obteniéndose, tal como se muestra en el Capítulo 2, una sección final de  $110 \times 25 \text{ cm}^2$ , la cual resultó ser eficiente para contener todo el refuerzo debido a su gran anchura.

- Es conveniente que en los diseños arquitectónicos se diseñen las vigas de conexión con una longitud relativamente grande a fin de reducir los esfuerzos de interacción entre el pórtico y la placa.

- Debido a la elevada rigidez de las placas se obtuvo una baja excentricidad para la torsión en planta. Pudo haber bastado una distribución de esfuerzos por torsión accidental con un factor de seguridad adicional.

- Durante el predimensionamiento de columnas se trató de uniformizar las secciones al máximo a fin de compensar el mayor gasto de concreto con la menor habilitación de formas de encofrado y de estribos. Esta uniformización mejora el aspecto arquitectónico y abarata los costos durante la construcción del edificio.

- Se pudo evitar el análisis por cargas verticales en el Pórtico 3 del Sentido X por ser éstas despreciables. En este caso, los únicos tramos realmente cargados resultaron ser los de las vigas de conexión, las cuales fueron diseñadas únicamente por esfuerzos de sismo por ser mucho más elevados.

- La deformación por corte en placas, durante el análisis por cargas horizontales, resultó ser mínima; en todo caso, este efecto incrementó los esfuerzos en los pórticos y lo redujo en las placas. Por otro lado,

la deformación por corte hizo que la isostatización de los Sistemas W y F sea más imperfecta.

- En los análisis por sismo (tanto en el Sentido X como en el Sentido Y), el pórtico equivalente asumido por el Método de Khan y Sbarounis resultó más rígido que la estructura real. Una recomendación útil podría ser el rebajar las rigideces de las columnas del pórtico equivalente en aproximadamente un 10% en los niveles superiores del edificio.

- La velocidad de convergencia del Método de Khan y Sbarounis resultó mucho mayor en el Sentido Y que en el Sentido X. Esto debido a que la relación de rigideces Placa/Pórtico resultó ser bastante alta en el Sentido Y, mientras en el Sentido X resultó ser bastante baja.

- Al tener en el Sentido X un Sistema F bastante influyente, se pudo emplear un factor de ductilidad  $R_d = 5.0$ . En el Sentido Y, se debió mantener  $R_d = 4.0$  debido a que el sistema apórticado absorbe menos del 25% de la carga horizontal en varios niveles del edificio.

Al emplear en ambos sentidos de análisis un factor  $R_d = 4.0$ , la aplicación de las disposiciones reglamentarias para pórticos dúctiles especiales fueron considerados como opcionales; sin embargo, en este caso, como es lógico, lo más económico hubiese sido el no aplicar estas disposiciones.

- Para el diseño de las vigas de conexión del Pórtico 3 (Viga 3, D-E' y Viga 3, <sup>G</sup>~~D~~-F') no fue posible mantener las recomendaciones de ductilidad aplicables a países sísmicos debido a la obtención de momentos flectores significativamente elevados en sus extremos. En este caso, la cuantía de diseño se tuvo que limitar a  $0.75\rho_b$ , pues de lo contrario se hubiese tenido que modificar el esquema arquitectónico del proyecto.

- La aplicación de la teoría de flexocompresión biaxial a las columnas de nuestro proyecto fue muy limitada debido a la poca influencia del sismo en el Sentido Y. La flexocompresión biaxial finalmente

fue requerida considerando un momento accidental equivalente a generar  $P_n$  (max); sin embargo, en este caso el diseño pudo realizarse considerando únicamente flexocompresión uniaxial en el Sentido X.

- La amplificación de momentos en el Sentido Y no fue necesaria debido a la elevada influencia del sistema W en ese sentido.

- Para el análisis sísmico en el Sentido Y se estructuró el modelo de análisis condicionado a las Placas P-A y P-J como "un todo" tomando en cuenta la rigidez atenuante de las vigas de conexión existentes entre las aberturas dejadas por las puertas tipo P-3 (ver "Response to Lateral Forces", ACI Committee 442). Es posible que al haber empleado altas rigideces en las Placas P-A y P-J se haya sobrecargado la absorción sísmica hacia el Sistema W y, por otro lado, se haya rebajado la misma hacia el Sistema F; sin embargo, la diferencia es de por sí ligera y no produce mayores incrementos sobre el refuerzo algo conservador de las columnas.



## A N E X O

A-1 Tabla para Diseño de Elementos a Flexión

A-2 Tablas y Figuras del Portland Cement Association  
(PCA) para Diseño de Tanques Rectangulares

# ANEXO A-1

## DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEXION

TABLA A-1: MOMENTO RESISTENTE RECTANGULARES CON  $M_u/f'cbd2 = \phi w(1-0.59w)$  DE SECCIONES UNICAMENTE EN TRACCION

w	.000	.001	.002	.003	.004	.005	.006	.007	.008	.009
.00	.0000	.0009	.0018	.0027	.0036	.0045	.0054	.0063	.0072	.0081
.01	.0089	.0098	.0107	.0116	.0125	.0134	.0143	.0151	.0160	.0169
.02	.0178	.0187	.0195	.0204	.0213	.0222	.0230	.0239	.0248	.0257
.03	.0265	.0274	.0283	.0291	.0300	.0308	.0317	.0326	.0334	.0343
.04	.0352	.0360	.0369	.0377	.0386	.0394	.0403	.0411	.0420	.0428
.05	.0437	.0445	.0454	.0462	.0471	.0479	.0487	.0496	.0504	.0513
.06	.0521	.0529	.0538	.0546	.0554	.0563	.0571	.0579	.0587	.0596
.07	.0604	.0612	.0620	.0629	.0637	.0645	.0653	.0662	.0670	.0678
.08	.0686	.0694	.0702	.0710	.0719	.0727	.0735	.0743	.0751	.0759
.09	.0767	.0775	.0783	.0791	.0799	.0807	.0815	.0823	.0831	.0839
.10	.0847	.0855	.0863	.0871	.0879	.0886	.0894	.0902	.0910	.0918
.11	.0926	.0934	.0941	.0949	.0957	.0965	.0973	.0980	.0988	.0996
.12	.1004	.1011	.1019	.1027	.1034	.1042	.1050	.1057	.1065	.1073
.13	.1080	.1088	.1095	.1103	.1111	.1118	.1126	.1133	.1141	.1148
.14	.1156	.1163	.1171	.1178	.1186	.1193	.1201	.1208	.1216	.1223
.15	.1231	.1238	.1245	.1253	.1260	.1267	.1275	.1282	.1289	.1297
.16	.1304	.1311	.1319	.1326	.1333	.1340	.1348	.1355	.1362	.1369
.17	.1377	.1384	.1391	.1398	.1405	.1412	.1420	.1427	.1434	.1441
.18	.1448	.1455	.1462	.1469	.1476	.1483	.1490	.1497	.1504	.1511
.19	.1518	.1525	.1532	.1539	.1546	.1553	.1560	.1567	.1574	.1581
.20	.1588	.1594	.1601	.1608	.1615	.1622	.1629	.1635	.1642	.1649
.21	.1656	.1663	.1669	.1676	.1683	.1690	.1696	.1703	.1710	.1716
.22	.1723	.1730	.1736	.1743	.1750	.1756	.1763	.1769	.1776	.1783
.23	.1789	.1796	.1802	.1809	.1815	.1822	.1828	.1835	.1841	.1848
.24	.1854	.1861	.1867	.1873	.1880	.1886	.1893	.1899	.1905	.1912
.25	.1918	.1924	.1931	.1937	.1943	.1950	.1956	.1962	.1969	.1975
.26	.1981	.1987	.1994	.2000	.2006	.2012	.2018	.2024	.2031	.2037
.27	.2043	.2049	.2055	.2061	.2067	.2073	.2080	.2086	.2092	.2098
.28	.2104	.2110	.2116	.2122	.2128	.2134	.2140	.2146	.2152	.2158
.29	.2163	.2169	.2175	.2181	.2187	.2193	.2199	.2205	.2210	.2216
.30	.2222	.2228	.2234	.2239	.2245	.2251	.2257	.2263	.2268	.2274
.31	.2280	.2285	.2291	.2297	.2302	.2308	.2314	.2319	.2325	.2331
.32	.2336	.2342	.2347	.2353	.2359	.2364	.2370	.2375	.2381	.2386
.33	.2392	.2397	.2403	.2408	.2414	.2419	.2425	.2430	.2435	.2441
.34	.2446	.2452	.2457	.2462	.2468	.2473	.2478	.2484	.2489	.2494
.35	.2500	.2505	.2510	.2515	.2521	.2526	.2531	.2536	.2541	.2547
.36	.2552	.2557	.2562	.2567	.2572	.2578	.2583	.2588	.2593	.2598
.37	.2603	.2608	.2613	.2618	.2623	.2628	.2633	.2638	.2643	.2648
.38	.2653	.2658	.2663	.2668	.2673	.2678	.2683	.2688	.2693	.2697
.39	.2702	.2707	.2712	.2717	.2722	.2727	.2731	.2736	.2741	.2746
.40	.2750	.2755	.2760	.2765	.2769	.2774	.2779	.2783	.2788	.2793
.41	.2797	.2802	.2807	.2811	.2816	.2820	.2825	.2830	.2834	.2839
.42	.2843	.2848	.2852	.2857	.2861	.2866	.2870	.2875	.2879	.2884
.43	.2888	.2893	.2897	.2901	.2906	.2910	.2915	.2919	.2923	.2928
.44	.2932	.2936	.2941	.2945	.2949	.2953	.2958	.2962	.2966	.2971
.45	.2975	.2979	.2983	.2987	.2992	.2996	.3000	.3004	.3008	.3012
.46	.3016	.3021	.3025	.3029	.3033	.3037	.3041	.3045	.3049	.3053
.47	.3057	.3061	.3065	.3069	.3073	.3077	.3081	.3085	.3089	.3093
.48	.3097	.3100	.3104	.3108	.3112	.3116	.3120	.3124	.3127	.3131
.49	.3135	.3139	.3143	.3146	.3150	.3154	.3158	.3161	.3165	.3169
.50	.3173	.3176	.3180	.3184	.3187	.3191	.3194	.3198	.3202	.3205
.51	.3209	.3212	.3216	.3220	.3223	.3227	.3230	.3234	.3237	.3241

- La tabla es aplicable si  $w = w_b(1-0.59w)$

$A_s = w f'c/f_y bd$

- Para diseño  $w = 0.75w_b$

$K = M_u/f'cbd2 = \phi w(1-0.59w)$

# ANEXO A-2

Tables I, II, III and IV. Moment Coefficients for Tanks with Various Support Conditions

**Table I**

Moment = Coef.  $\times wa^3$

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
3.00	0	+0.35	+0.10	+0.25	+0.11	-0.09	-0.29
	1/4	+0.57	+0.16	+0.44	+0.17	-0.13	-0.61
	1/2	+0.51	+0.11	+0.41	+0.14	-0.11	-0.55
2.50	0	+0.31	+0.11	+0.21	+0.10	-0.08	-0.18
	1/4	+0.52	+0.17	+0.38	+0.17	-0.12	-0.62
	1/2	+0.47	+0.15	+0.35	+0.14	-0.11	-0.55
2.00	0	+0.25	+0.13	+0.15	+0.09	-0.07	-0.37
	1/4	+0.42	+0.20	+0.28	+0.15	-0.12	-0.53
	1/2	+0.41	+0.16	+0.29	+0.13	-0.11	-0.53
1.75	0	+0.20	+0.11	+0.12	+0.08	-0.07	-0.15
	1/4	+0.38	+0.20	+0.23	+0.13	-0.11	-0.57
	1/2	+0.38	+0.17	+0.25	+0.12	-0.10	-0.51
1.50	0	+0.15	+0.13	+0.08	+0.07	-0.08	-0.32
	1/4	+0.28	+0.21	+0.16	+0.11	-0.10	-0.52
	1/2	+0.30	+0.17	+0.20	+0.11	-0.10	-0.49
1.25	0	+0.09	+0.12	+0.05	+0.05	-0.06	-0.20
	1/4	+0.19	+0.19	+0.11	+0.09	-0.09	-0.45
	1/2	+0.23	+0.17	+0.14	+0.09	-0.09	-0.43
1.00	0	+0.05	+0.09	+0.02	+0.03	-0.04	-0.20
	1/4	+0.11	+0.18	+0.08	+0.06	-0.07	-0.35
	1/2	+0.18	+0.11	+0.09	+0.07	-0.07	-0.35
0.75	0	+0.01	+0.08	+0.00	+0.02	-0.02	-0.12
	1/4	+0.05	+0.11	+0.02	+0.03	-0.04	-0.22
	1/2	+0.09	+0.11	+0.05	+0.05	-0.05	-0.25
0.50	0	+0.00	+0.03	+0.00	+0.01	-0.01	-0.05
	1/4	+0.01	+0.05	+0.01	+0.01	-0.02	-0.10
	1/2	+0.04	+0.07	+0.02	+0.02	-0.03	-0.14

**Table III**

Moment = Coef.  $\times wa^3$

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
3.00	0	0	+0.25	0	+0.14	0	-0.82
	1/4	+0.10	+0.19	+0.07	+0.11	0.14	-0.71
	1/2	+0.05	+0.10	+0.04	+0.10	0.11	-0.55
	3/4	-0.33	-0.61	-0.18	-0.00	0.09	-0.29
	1	-0.26	-0.25	-0.22	-0.13	0	0
2.50	0	0	+0.27	0	+0.14	0	-0.74
	1/4	+0.12	+0.22	+0.07	+0.13	-0.13	-0.65
	1/2	+0.11	+0.11	+0.08	+0.10	-0.11	-0.51
	3/4	-0.21	-0.61	-0.10	-0.01	-0.05	-0.27
	1	-0.108	-0.28	-0.77	-0.15	0	0
2.00	0	0	+0.27	0	+0.10	0	-0.50
	1/4	+0.13	+0.23	+0.08	+0.10	-0.12	-0.59
	1/2	+0.15	+0.16	+0.10	+0.10	-0.10	-0.43
	3/4	-0.08	+0.01	-0.02	+0.03	-0.05	-0.27
	1	-0.08	-0.17	-0.59	-0.12	0	0
1.75	0	0	+0.21	0	+0.07	0	-0.50
	1/4	+0.12	+0.22	+0.05	+0.08	-0.10	-0.52
	1/2	+0.18	+0.18	+0.10	+0.09	-0.09	-0.48
	3/4	-0.02	+0.03	+0.01	+0.04	-0.05	-0.27
	1	-0.24	-0.15	-0.50	-0.10	0	0
1.50	0	0	+0.21	0	+0.05	0	-0.40
	1/4	+0.08	+0.20	+0.04	+0.07	-0.09	-0.44
	1/2	+0.10	+0.18	+0.10	+0.08	-0.08	-0.42
	3/4	+0.03	+0.08	+0.03	+0.04	-0.05	-0.28
	1	-0.06	-0.12	-0.41	-0.08	0	0
1.25	0	0	+0.15	0	+0.03	0	-0.29
	1/4	+0.05	+0.15	+0.02	+0.05	-0.07	-0.34
	1/2	+0.14	+0.15	+0.08	+0.07	-0.07	-0.37
	3/4	+0.04	+0.07	+0.05	+0.05	-0.06	-0.24
	1	-0.47	-0.09	-0.31	-0.08	0	0
1.00	0	0	+0.09	0	+0.02	0	-0.18
	1/4	+0.02	+0.11	+0.09	+0.03	-0.05	-0.23
	1/2	+0.09	+0.13	+0.05	+0.05	-0.08	-0.23
	3/4	+0.08	+0.08	+0.05	+0.04	-0.04	-0.20
	1	-0.35	-0.07	-0.22	-0.05	0	0
0.75	0	0	+0.04	0	+0.01	0	-0.07
	1/4	+0.01	+0.08	-0.03	+0.02	-0.02	-0.11
	1/2	+0.05	+0.10	+0.02	+0.03	-0.03	-0.17
	3/4	+0.07	+0.07	+0.03	+0.03	-0.03	-0.13
	1	-0.24	-0.05	-0.15	-0.03	0	0
0.50	0	0	+0.01	0	+0.00	0	-0.02
	1/4	+0.00	+0.05	-0.00	+0.01	-0.01	-0.04
	1/2	+0.02	+0.04	+0.01	+0.01	-0.02	-0.09
	3/4	+0.04	+0.06	+0.01	+0.01	-0.01	-0.07
	1	-0.18	-0.03	-0.08	-0.02	0	0

**Table II**

Moment = Coef.  $\times wa^3$

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
3.00	0	0	+0.70	0	+0.27	0	-1.96
	1/4	+0.28	+0.61	+0.15	+0.28	-0.34	-1.70
	1/2	+0.49	+0.49	+0.32	+0.26	-0.27	-1.37
	3/4	+0.45	+0.30	+0.34	+0.18	-0.17	-0.87
2.50	0	0	+0.61	0	+0.19	0	-1.38
	1/4	+0.24	+0.53	+0.10	+0.22	-0.28	-1.32
	1/2	+0.42	+0.44	+0.25	+0.22	-0.23	-1.15
	3/4	+0.41	+0.27	+0.30	+0.16	-0.16	-0.78
2.00	0	0	+0.45	0	+0.11	0	-0.91
	1/4	+0.10	+0.42	+0.04	+0.14	-0.19	-0.94
	1/2	+0.33	+0.36	+0.20	+0.16	-0.18	-0.89
	3/4	+0.35	+0.24	+0.25	+0.14	-0.13	-0.65
1.75	0	0	+0.36	0	+0.08	0	-0.71
	1/4	+0.13	+0.35	+0.05	+0.11	-0.15	-0.76
	1/2	+0.28	+0.32	+0.17	+0.14	-0.15	-0.78
	3/4	+0.31	+0.22	+0.21	+0.12	-0.12	-0.59
1.50	0	0	+0.27	0	+0.05	0	-0.52
	1/4	+0.05	+0.28	+0.03	+0.08	-0.12	-0.59
	1/2	+0.22	+0.27	+0.12	+0.11	-0.13	-0.53
	3/4	+0.27	+0.17	+0.17	+0.11	-0.10	-0.52
1.25	0	0	+0.17	0	+0.03	0	-0.34
	1/4	+0.05	+0.20	+0.02	+0.05	-0.08	-0.42
	1/2	+0.17	+0.23	+0.09	+0.09	-0.10	-0.49
	3/4	+0.21	+0.17	+0.13	+0.09	-0.09	-0.44
1.00	0	0	+0.10	0	+0.02	0	-0.19
	1/4	+0.02	+0.13	+0.00	+0.03	-0.05	-0.25
	1/2	+0.10	+0.17	+0.05	+0.08	-0.07	-0.30
	3/4	+0.18	+0.15	+0.09	+0.07	-0.07	-0.38
0.75	0	0	+0.05	0	+0.01	0	-0.18
	1/4	+0.01	+0.08	+0.00	+0.02	-0.03	-0.13
	1/2	+0.05	+0.11	+0.02	+0.04	-0.04	-0.22
	3/4	+0.10	+0.12	+0.06	+0.04	-0.05	-0.28
0.50	0	0	+0.02	0	+0.00	0	-0.03
	1/4	+0.00	+0.04	+0.00	+0.01	-0.01	-0.05
	1/2	+0.02	+0.06	+0.01	+0.02	-0.02	-0.10
	3/4	+0.07	+0.08	+0.02	+0.02	-0.03	-0.14

**Table IV**

Moment = Coef.  $\times wa^3$

b/a	x/a	y = 0		y = b/4	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
3.00	1/4	+0.089	+0.22	+0.077	+0.25
	1/2	+0.118	+0.29	+0.101	+0.34
2.50	1/4	+0.085	+0.24	+0.070	+0.27
	1/2	+0.112	+0.32	+0.092	+0.37
2.00	1/4	+0.078	+0.27	+0.061	+0.28
	1/2	+0.100	+0.37	+0.078	+0.38
1.75	1/4	+0.070	+0.29	+0.054	+0.29
	1/2	+0.091	+0.40	+0.070	+0.39
1.50	1/4	+0.061	+0.31	+0.047	+0.29
	1/2	+0.078	+0.43	+0.058	+0.40
1.25	1/4	+0.049	+0.33	+0.038	+0.29
	1/2	+0.063	+0.44	+0.047	+0.39
1.00	1/4	+0.038	+0.33	+0.027	+0.27
	1/2	+0.044	+0.44	+0.033	+0.38
0.75	1/4	+0.022	+0.29	+0.018	+0.23
	1/2	+0.028	+0.38	+0.018	+0.30
0.50	1/4	+0.010	+0.20	+0.007	+0.18
	1/2	+0.009	+0.26	+0.007	+0.19

Minus sign indicates tension on the loaded side in all tables.



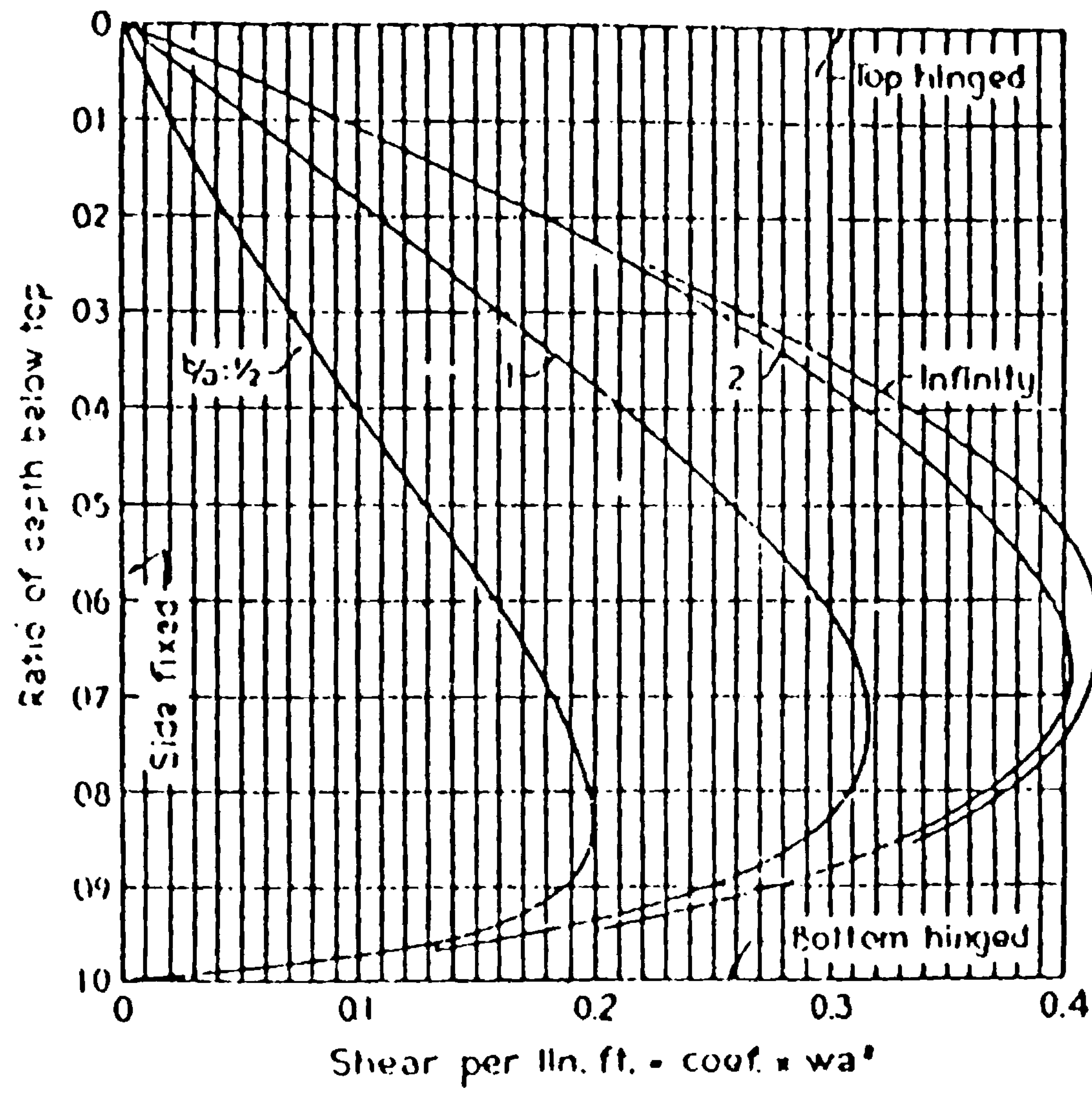


FIG. 1

Table VII. Shear at Edges of Slabs Hinged at Top and Bottom

$b/a$	$\frac{1}{2}$	1	2	5	10	Infinity
Mid-point of bottom edge	+0.1407 $wa^2$	+0.2419 $wa^2$	+0.3290 $wa^2$			+0.3333 $wa^2$
Corner of bottom edge	-0.2575 $wa^2$ †	-0.4397 $wa^2$	-0.5831 $wa^2$			-0.6000 $wa^2$
Mid-point of fixed side edge	+0.1280 $wa^2$	+0.2582 $wa^2$	+0.3604 $wa^2$			+0.3912 $wa^2$
Lower third-point of side edge	+0.1736 $wa^2$	+0.3113 $wa^2$	+0.4023 $wa^2$			+0.4116 $wa^2$
Lower quarter-point of side edge	+0.1919 $wa^2$	+0.3153 $wa^2$	+0.3904 $wa^2$			+0.3980 $wa^2$
Total at top edge	0.0000 $wa^2$	0.0052 $wa^2$	0.0533 $wa^2$	0.1203 $wa^2$	0.1415 $wa^2$	0.1667 $wa^2$
Total of bottom edge	0.4800 $wa^2$	0.0960 $wa^2$	0.1819 $wa^2$	0.2715 $wa^2$	0.3023 $wa^2$	0.3333 $wa^2$
Total at one fixed side edge	0.2260 $wa^2$	0.1934 $wa^2$	0.1122 $wa^2$	0.0543 $wa^2$	0.0271 $wa^2$	0.0275 $wa^2$ *
Total at all four edges	0.5000 $wa^2$	0.5000 $wa^2$	0.4000 $wa^2$	0.5000 $wa^2$	0.5000 $wa^2$	0.5000 $wa^2$

\* Estimated.

† Negative sign indicates reaction acts in direction of load.

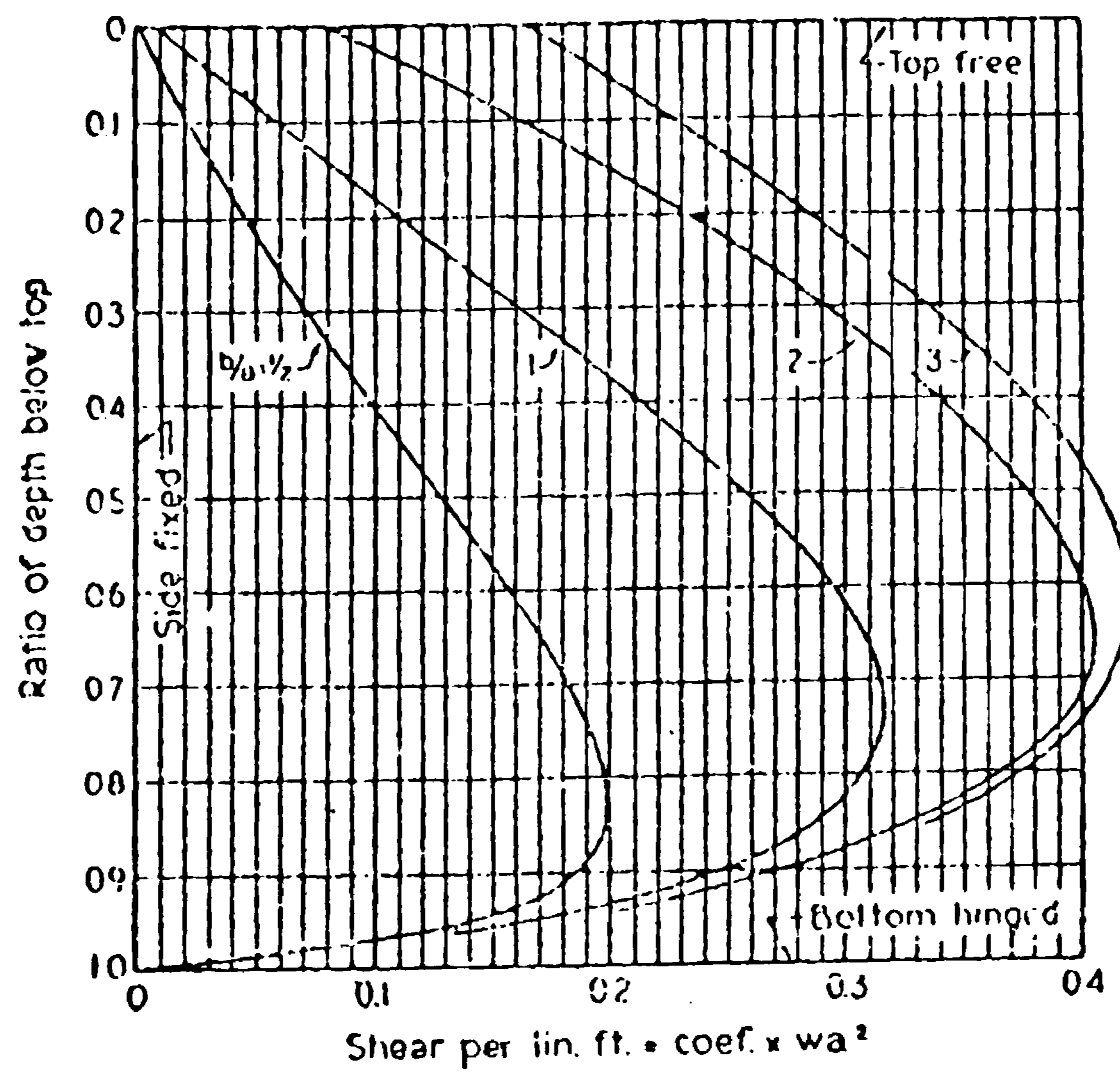


FIG. 2

Table VIII. Shear at Edges of Slabs Free at Top and Hinged at Bottom\*

$b/a$	$\frac{1}{2}$	1	2	3
Mid-point of bottom edge	$+0.141 wa^2$	$+0.242 wa^2$	$+0.38 wa^2$ †	$+0.48 wa^2$ †
Corner of bottom edge	$-0.258 wa^2$ ‡	$-0.440 wa^2$	$-0.683 wa^2$	$-0.690 wa^2$
Top of fixed side edge	$.000 wa^2$	$+0.010 wa^2$	$+0.100 wa^2$	$+0.165 wa^2$
Mid-point of fixed side edge	$+0.128 wa^2$	$+0.258 wa^2$	$+0.375 wa^2$	$+0.406 wa^2$
Lower third-point of side edge	$+0.174 wa^2$	$+0.311 wa^2$	$+0.406 wa^2$	$+0.416 wa^2$
Lower quarter-point of side edge	$+0.192 wa^2$	$+0.315 wa^2$	$+0.390 wa^2$	$+0.398 wa^2$
Total at bottom edge	$.048 wa^2$	$.098 wa^2$	$.204 wa^2$	$.266 wa^2$
Total at one fixed side edge	$.220 wa^2$	$.202 wa^2$	$.148 wa^2$	$.107 wa^2$
Total at all four edges	$.500 wa^2$	$.500 wa^2$	$.500 wa^2$	$.500 wa^2$

\*Data are derived by modifying values computed for walls hinged top and bottom.  
 †This value could not be estimated accurately beyond two decimal places.  
 ‡Negative sign indicates reaction acts in direction of load.

BIBLIOGRAFIA

## B I B L I O G R A F I A

1. Kani, G. N. J., "Cálculo de Pórticos de Varios Pisos", Editorial Reverté S. A., Buenos Aires, 1958.
2. Muto, Kiyoshi, "Seismic Analysis of Reinforced Concrete Buildings", Shokoku-sha Publising Co., Tokyo, 1965.
3. Winter, George, and Nilson, Arthur H., "Design of Concrete Structures", McGraw-Hill Kogakusha Ltd., Tokyo, 1972.
4. Ministerio de Vivienda y Construcción, "Reglamento Nacional de Construcciones", Lima, 1977.
5. Comité ACI 318, "Reglamento de Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-77) y Comentarios", Instituto Mexicano de Cemento y del Concreto, México D. F., 1979.
6. ACI Committe 340, "Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of ACI 318-71", V.1, SP-17, American Concrete Institute, Detroit, 1973.
7. ACI Committee 340, "Ultimate Strength Design Handbook, Columns", V.2, SP-17A, American Concrete Institute, Detroit, 1978.
8. Cásseres, David, "Apple /// Pascal Programmer's Manual", V.1, y V.2, Apple Computer, Cupertino, California, 1982.
9. González Cuevas, Oscar M.; Robles F. V., Francisco; Casillas G. de L., Juan; Díaz de Cossío, Roger; "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado". Editorial LIMUSA S. A., México D.F., 1982.
10. Park, R., y Paulay, T., "Estructuras de Concreto Reforzado", Editorial LIMUSA S. A., México D. F., 1980.



11. Siev, Avina, "Analysis of free straight multifight staircases", Proceedings, ASCE, V.88, ST3, June 1962, pp. 207-232.
12. Khan, F. R., and Sbarounis, J. A., "Interaction of Shear Walls and Frames", Proceedings, ASCE, V.90, ST3, June 1964, pp. 285-335.
13. Portland Cement Association, "Rectangular Concrete Tanks", Information Sheet IS 003.02D, PCA, Skokie, 1969, 166 pp.
14. ACI Committee 350, "Concrete Sanitary Engineering Structures", ACI Journal, Proceedings V.69, N° 2, Feb. 1972, pp. 125-132.
15. ACI Committee 442, "Response of Buildings to Lateral Forces", ACI Journal, Proceedings V.68, N° 2, Feb. 1971.