

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

-----oOo-----

Proyecto de Grado de Ingeniería Estructural presentado
por el ex-alumno de la Especialidad de Construcciones
Civiles, Sr. Carlos Alvarez Algorta, perteneciente a la
Promoción del año 1946.

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES
CIVILES.

Especificaciones para el proyecto de grado del alumno
Carlos Alvarez Algorta.

Edificio de 3 pisos (1 planta baja, 2 pisos altos) con estructura total de concreto armado. Los muros perimétricos, los de fachada a la calle y los de fachada a los patios, serán de 0.25 m. de espesor, de ladrillo hueco, no resistente. Los tabiques interiores serán todos de ladrillo hueco de 0.15 m. de espesor (180 Kgs./m²)

Las sobrecargas sobre los pisos serán:

Azotea	100 Kgs./m ²
Tercer piso	250 "
Segundo piso	200 "
Planta baja	600 "

La tienda de la esquina tendrá un sótano de 3m. de altura libre.

En cuanto a la cimentación, el terreno estará formado de una capa de tierra vegetal húmeda de 1m70 de espesor; debajo, una capa de arena arcillosa húmeda (resistencia práctica 0.8 Kgs./cm²) de 3m20 de espesor; y finalmente una capa de cascajo compacto (resistencia 6 Kgs./cm²) de espesor indeterminado, mayor de 4 m. La napa freática está a 4m. bajo el nivel del piso y puede oscilar unos 0.80m. debajo de ese nivel.

Lima, 25 de Octubre de 1946.

Sello de la Jefatura del
Departamento.

Nota:- Los planos arquitectónicos son proyecto de los Arquitectos Enrique Seoane Ros y Gabriel Tizón Ferreyros, y fueron proporcionados por la Empresa "Gramonvel S.A."

MEMORIA DESCRIPTIVA

El presente proyecto es un trabajo completamente académico ya que mi experiencia profesional en esta Rama de Ingeniería es limitada, por encontrarme dedicado exclusivamente, desde que egresé de esta Escuela, a la Rama de Saneamiento. Por este motivo, aunque seguramente el trabajo que presento adolece de muchos defectos, su confección me ha demandado un verdadero esfuerzo.

Aprovecho la oportunidad para agradecer muy deveras a mis profesores Ings? Ricardo Valencia, Eduardo Young Bazzo y Juan Quiroga, así como al Ing? José Tola Pasquel, por la solícita orientación que cada vez que me fué necesaria, se sirvieron proporcionarme.

- GENERALIDADES -

Considero conveniente exponer brevemente algunos de los principios en que me he basado para la ejecución de mi trabajo, lo que aparte de que facilitará la comprensión del desarrollo de los cálculos que presento después, podrá servir como una guía para aquellos alumnos de promociones posteriores a la mía, que busquen información en este Proyecto de Grado.

Para repartir las cargas que gravitan en los paños rectangulares de las losas, sobre las vigas que las sustentan, se toma en consideración el sentido del refuerzo y se reparte la carga total en partes iguales entre las dos vigas de apoyo teórico. En el caso particular de losas reforzadas en ambos sentidos, es claro que las cuatro vigas perimétricas absorben los esfuerzos respectivos y los límites para el metrado de cargas correspondiente, se obtienen trazando rectas de división a 45° por las esquinas de los paños. Este criterio aunque no es exacto, sobre todo en el primer caso, es el empleado con mas frecuencia por su simplicidad.

En el metrado de cargas los tabiques ligeros se consideran como cargas repartidas sobre las vigas inmediatas que mediante las losas los soportan. Estas losas se refuerzan adicionalmente bajo dichos tabiques.

Los vanos en los muros o tabiques no se toman en cuenta al hacer la determinación de cargas si son de pequeña luz. En caso contrario, lógicamente hay que considerarlos. Trátándose de puertas con luces apreciables, se puede suponer por simplicidad que el reparto del peso a la viga o elemento de sustentación se realiza según cargas concentradas aplicadas a uno y otro lado de la abertura y en el punto medio de la zona de entrega. Las ventanas grandes se pueden descontar determinando su area en porcentaje del area total del muro o tabi-

././.

que y descontando entonces este mismo porcentaje del peso de dicho elemento constructivo.

Cuando entre los tramos de una losa o viga continua se presenta uno de pequeña luz y por tanto de gran rigidez, se puede considerar que los tramos adyacentes están empotrados en su unión con él. En este tramo corto generalmente la carga impuesta no hace cambiar el signo del momento flector en su parte media, por lo que resulta innecesario bajar las varillas de refuerzo negativo como se hace en los tramos de luces normales, desde que seguramente no hay momento positivo. El refuerzo que reglamentariamente hay que mantener en la parte inferior, por sí solo absorbe con exceso cualquier esfuerzo motivado por esta causa.

Frecuentemente en ciertas partes de una estructura se hace factible el omitir la colocación de algunas vigas entre columnas adyacentes por no existir tabiques o losas que reclamen sustentación en tales sitios. Sin embargo generalmente se les mantiene con el objeto de arriostrar y dar mayor amarre entre los diversos elementos de la estructura. Es el criterio del ingeniero el que prevalece en estos casos. En estas vigas basta con colocar el refuerzo mínimo que indica el reglamento.

Cuando las vigas que se apoyan en una columna interior tienen a uno y otro lado de ésta luces mas o menos iguales, dicha columna se calculará como con carga centrada. Es también el criterio del ingeniero el que dirá cuando se está en este caso.

En los baños de la clase de edificios del presente, hay que disponer la losa del piso en forma especial para dar albergue a las tuberías de los servicios. Una solución es bajar el nivel de la losa. El espacio comprendido entre los tubos se rellena en este caso con material ligero como ladrillos huecos partidos por ejemplo. En lo que se refiere al cálculo es claro que se mantiene la continuidad en las partes de cambio de nivel, ya que el conjunto es solidario en los giros. Otra solución es no alterar el nivel de la losa y pasar los tubos directamente hacia abajo. Se coloca entonces en el techo del piso inferior un cielo raso para cubrirlos. Esto último no es posible si la pieza inferior es mas grande que el baño que está encima, ya que habría que poner un cielo raso excesivo o en su defecto dejar el techo en desnivel, lo que resulta antiestético. Otra solución también es cambiar el espesor de la losa en los tramos correspondientes a los baños.

En los entramados de edificios los momentos debidos a desplazamientos laterales ocasionados por asimetría de cargas o por asimetría de las mismas estructuras, se pasan

././.

././.

por alto en la mayoría de los casos corrientes, ya que su valor es pequeño comparado con el de los momentos debidos a las cargas directas o sean pesos propios y sobrecargas.

Cuando se vá a resolver un entramado mediante los principios de continuidad, y el valor de la sobrecarga por metro corrido de viga es mayor que vez y media los pesos propios que gravitan sobre la misma longitud, es forzoso hacer hipótesis de sobrecargas alternadas.

En el cálculo de cimentaciones y pilares es permitido reducir cierto porcentaje en el valor de las sobrecargas debido a lo improbable que resulta que todo el edificio esté a la vez completamente sobrecargado.

En el diseño de estructuras del género del que estoy tratando hay que tener presente que el espesor de las losas no debe ser menor de $1/40$ de la luz y que la flecha en general no debe ser mayor de $1/360$ de la misma. Este último detalle es muy importante cuando se trata de luces fuertes, como ocurre en teatros, tribunas y otras estructuras similares.

En cuanto a juntas de dilatación, como en nuestro medio las variaciones de temperatura entre una estación y otra del año no alcanzan cifras verdaderamente altas, una separación entre estas juntas de 30m. es una cifra razonable. En la presente estructura se omitirá este detalle constructivo.

Los esfuerzos debidos a la presión del viento se toman tan solo en cuenta en edificios de gran altura, ya que en esta ciudad no se presentan vientos de velocidades apreciables.

Las cajas de ascensores se calculan mediante la fórmula de flexión compuesta como columnas huecas amarradas al resto de la estructura. Las vigas y losas que se apoyan en ellas son cargas excéntricas. Para ascensores corrientes de baja velocidad se consideran, además de estas cargas y del peso propio de la caja, 5000 kgs. más por ascensor, aplicados céntricamente. Para ascensores de alta velocidad hay que revisar los catálogos correspondientes para determinar los puntos en que se aplican las cargas del caso y los valores de las mismas. El espesor corriente de las paredes es de 20 cms. El refuerzo vertical se colocará en ambas caras y el refuerzo horizontal es el propio de todas las columnas de acuerdo al reglamento. La parte superior de toda caja sobresale en la azotea del edificio y está cubierta por una losa la que generalmente tiene un voladizo en un la-

././.

do para recibir el mecanismo del ascensor. La parte inferior siempre baja del nivel del terreno. La sección de la parte hueca de la columna debe ser la que corresponde al tipo y marca del ascensor que se piensa utilizar y es fijada por el arquitecto.

La escalera se apoyará en el presente caso de un lado en la columna hueca del ascensor y del otro en una guardera o viga inclinada que reemplazará a la viga horizontal que normalmente debe quedar a la altura del piso. Los peldaños se armarán entre estos dos elementos. En algunos casos las guarderas, para su cálculo, se pueden considerar estructuralmente como arcos triarticulados.

Para soportar los muros y tabiques de la primera planta, desde que en el presente caso el terreno no es resistente en su superficie, hay que disponer vigas las que se diseñarán como empotradas en la parte inferior de las columnas. La proximidad inmediata de las zapatas justifica ampliamente esta hipótesis. Estas vigas servirán también de apoyo a los pisos los que se dispondrán en forma de losas por el mismo motivo antes mencionado. Cuando el terreno es resistente estas losas pueden ser reemplazadas por falsos pisos y los tabiques ser resistidos por zapatas corridas.

En todos los casos en que el material consistente en que se ha de apoyar la cimentación se encuentra a cierta profundidad, la solución más económica consiste en alcanzar ese nivel mediante el empleo de pilotes. Sin embargo, cuando el número que resulta de ellos debido a las cargas impuestas a las columnas, hace impracticable su colocación en la zapata respectiva, hay que recurrir al descenso con cajones sin fondo para el llenado posterior de un block de concreto ciclópeo. El nivel superior de las zapatas o de estos blockes quedara de 10 a 20 cms. bajo la superficie del terreno.

- CALCULO DEL PORTICO L -

Es un entramado¹o pórtico múltiple de dos crujeas desiguales y tres pisos. Las longitudes de los diferentes elementos así como sus secciones y características aparecen en la primera de las figuras que vienen a continuación. Los factores de transmisión valen 0.5.

Las distribuciones de momentos mediante el método de aproximaciones sucesivas las he realizado para el peso propio y para hipótesis de sobrecargas totales y alternadas. Los momentos de empotramiento perfecto son la doceava parte del producto de la carga uniformemente repartida por el cuadrado

¹ Ver planos No.2 y No.1.

././.

.//.

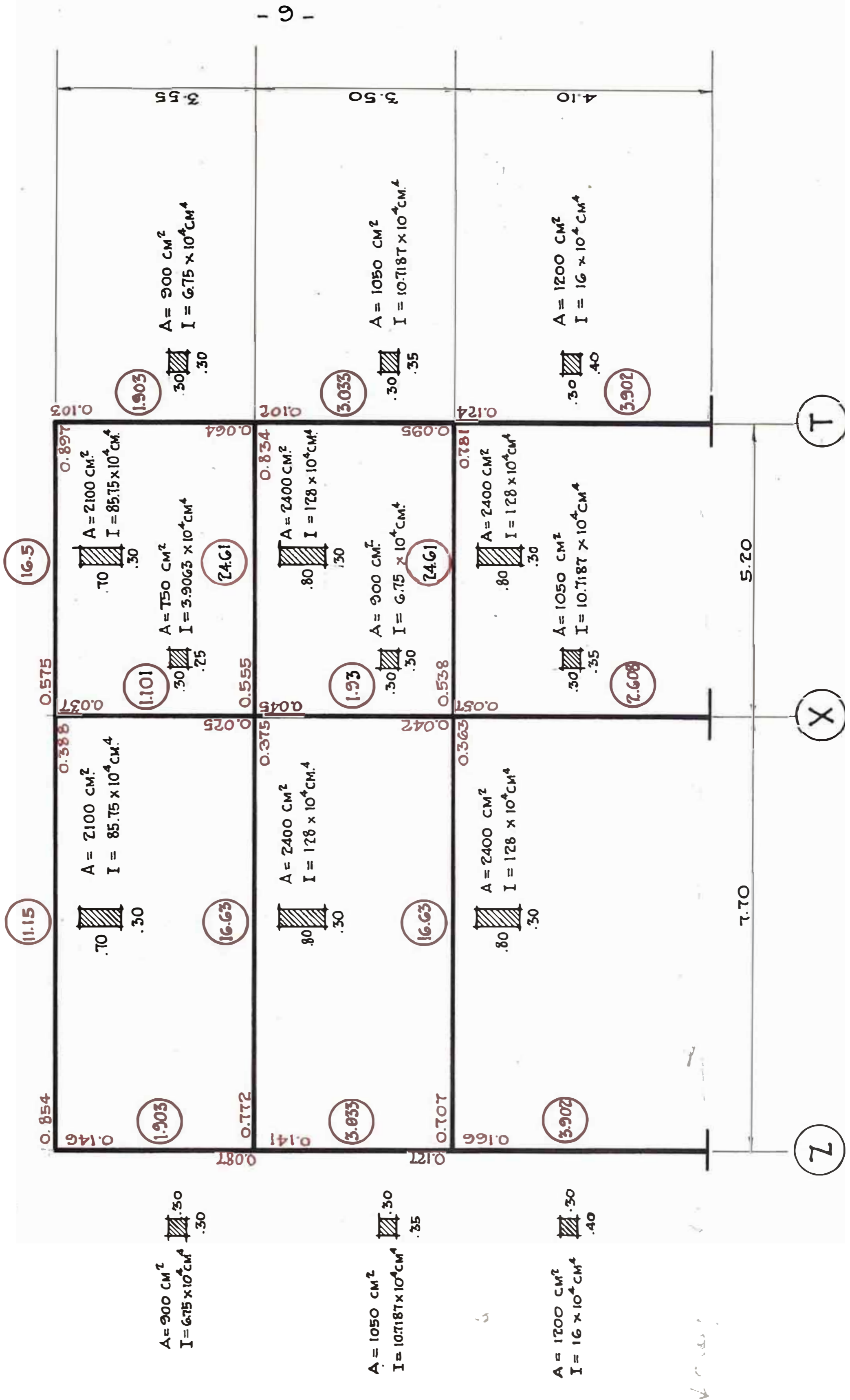
de la luz. Tratándose de las sobrecargas he tomado dichos momentos de empotramiento perfecto en porcentaje. Como la estructura es asimétrica, he hecho las correcciones debido al desplazamiento lateral, el que se verificará hacia la crujía menor. El grado de desplazabilidad es $\frac{1}{3}$ y como la hipótesis de carga supuesta puede hacerse simultáneamente en los entramados vecinos, no es posible considerar reducción alguna por interdependencia, ya que todos pueden desplazarse a la vez. Las ecuaciones de desplazamiento son tres con tres incógnitas cada una, sistema que se resuelve prescindiendo en cada ecuación de dos de las incógnitas, con lo que se convierte el sistema en tres ecuaciones de una sola incógnita. La diferencia que así se obtiene en los resultados con relación a los valores exactos, es despreciable. Los momentos finales han sido reducidos a las caras de las columnas. Las distribuciones se han comprobado mediante la fórmula del slope deflection que permite verificar la igualdad de los giros en los miembros que concurren en un nudo:

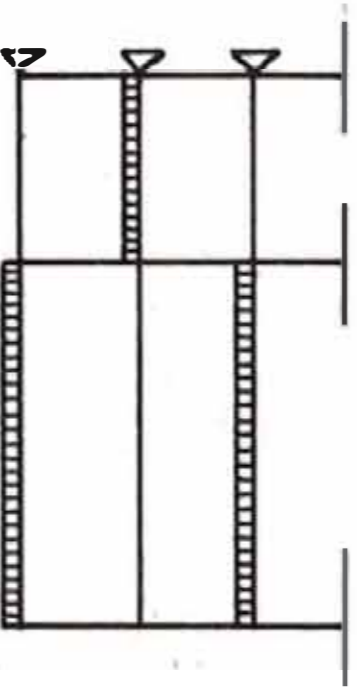
$$\theta = \frac{4}{3} \times \frac{1}{K} \left[M - u - \frac{1}{2} (M' - u') \right]$$

En esta fórmula K es la rigidez del miembro, M el momento final del mismo en el extremo considerado, u el momento de empotramiento perfecto en el mismo sitio, y M' y u' lo mismo que M y u pero en el extremo opuesto.

Para la determinación de las compresiones longitudinales en los pilares, basta con ir sumando las reacciones que les transmiten los dinteles que en ellos se apoyan. Estas reacciones constan de un término isostático que vale la carga repartida unitaria por la mitad de la luz y de un término hiperestático igual a la suma algebraica de los pares de empotramiento dividida entre la luz. Del sentido de estos pares se deduce inmediatamente las columnas que resultan cargadas y las que resultan descargadas. Tratándose de estas últimas se pasa por alto la disminución de la carga al hacer el diseño. Los esfuerzos cortantes en las vigas se obtienen también añadiendo a los isostáticos los hiperestáticos correspondientes.

P O R T I C O L





$\begin{array}{r} + 87.0 \\ - 12.3 \\ + 11.9 \\ - 55.3 \\ + 42.7 \\ + 100. \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 87.0 \\ - 12.3 \\ + 11.9 \\ - 55.3 \\ + 42.7 \\ + 100. \end{array}$	$\begin{array}{r} + 0.9 \\ - 12.4 \\ + 9.1 \\ + 36.8 \\ - 41.0 \end{array}$
$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 0.9 \\ - 12.4 \\ + 9.1 \\ + 36.8 \\ - 41.0 \end{array}$
$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 0.9 \\ - 12.4 \\ + 9.1 \\ + 36.8 \\ - 41.0 \end{array}$
$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 0.9 \\ - 12.4 \\ + 9.1 \\ + 36.8 \\ - 41.0 \end{array}$
$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 100.4 \\ - 84.4 \\ + 27.6 \\ - 23.8 \\ + 18.4 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 0.9 \\ - 12.4 \\ + 9.1 \\ + 36.8 \\ - 41.0 \end{array}$

SOBRECARGA ALTERNADA Δ

VERDADEROS VALORES DE LOS MOMENTOS EN LAS HIPOTESIS DE SOBRECARGA

SOBRECARGA TOTAL

		+2090	+67	
+494	-494	-116	-1974	-67
+595	+5160	-133	+214	-79
+941	-1536	-257	-4775	-135
+864	+4060	-220	+233	-128
+660	-1524	-170	-3670	-105
+379	-86	-53		

SOBRECARGA ALTERNADA A

		+1635	+17	
+346	-346	-96	-1539	-17
+100	+1100	+35	+427	-160
+172	-222	+65	-1200	-267
+545	+3218	-171	-249	+4
+793	-1338	-349	-2699	+245
+395	-175	+113		

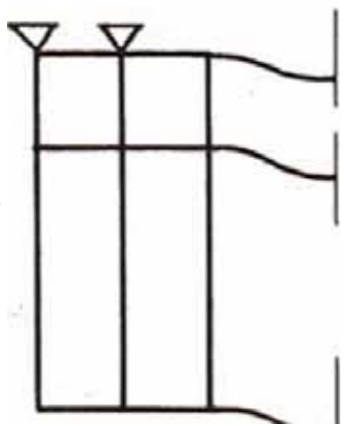
SOBRECARGA ALTERNADA B

		+460	+83	
+150	-150	-72	-438	-83
+495	+4050	-167	-210	+83
+820	-1315	-313	-3570	+127
+321	+844	-99	+465	-135
+179	-192	+175	-970	-350
-64	+86	-165		



$\begin{array}{r} + 86.4 \\ + 7.8 \\ - 11.5 \\ + 85.7 \\ + 42.4 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 30.1 \\ - 15.6 \\ - 2.9 \\ + 5.9 \\ + 42.7 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 85.4 \\ + 2.9 \\ - 5.9 \\ + 82.4 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 86.4 \\ + 7.8 \\ - 11.5 \\ + 85.7 \\ + 42.4 \\ \hline \end{array}$
$\begin{array}{r} + 86.4 \\ + 7.8 \\ - 11.5 \\ + 85.7 \\ + 42.4 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 30.1 \\ - 15.6 \\ - 2.9 \\ + 5.9 \\ + 42.7 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 85.4 \\ + 2.9 \\ - 5.9 \\ + 82.4 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 86.4 \\ + 7.8 \\ - 11.5 \\ + 85.7 \\ + 42.4 \\ \hline \end{array}$
$\begin{array}{r} + 86.4 \\ + 7.8 \\ - 11.5 \\ + 85.7 \\ + 42.4 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 30.1 \\ - 15.6 \\ - 2.9 \\ + 5.9 \\ + 42.7 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 85.4 \\ + 2.9 \\ - 5.9 \\ + 82.4 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 86.4 \\ + 7.8 \\ - 11.5 \\ + 85.7 \\ + 42.4 \\ \hline \end{array}$
$\begin{array}{r} + 86.4 \\ + 7.8 \\ - 11.5 \\ + 85.7 \\ + 42.4 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 30.1 \\ - 15.6 \\ - 2.9 \\ + 5.9 \\ + 42.7 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 85.4 \\ + 2.9 \\ - 5.9 \\ + 82.4 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 86.4 \\ + 7.8 \\ - 11.5 \\ + 85.7 \\ + 42.4 \\ \hline \end{array}$

DESPLAZAMIENTO LATERAL
(PRIMERA FASE)



- 0.2 - 0.2	0.854	0.0	0.575
- 100 + 8.3 - 0.4 - 26.1	0.166 + 70.7 + 5.7 - 3.7 + 72.7	0.363	0.057
+ 16.6 - 100	+ 12.7 - 0.4 + 11.6 + 10.7 - 0.7 - 0.5	0.042	0.538
+ 5.1 - 0.3 - 6.3	+ 0.2 + 0.1 + 0.7 + 0.1 + 0.1 + 0.7	0.375	0.045
+ 84.3 - 0.9 - 100	+ 32.7 + 11.5 + 17.5 - 1.8 - 12.5 + 3.2	0.075	0.555
- 84.3 + 16.6 - 100	+ 0.8 + 1.0 + 0.6 - 2.4	0.025	0.064
+ 17.1 + 35.7 - 18.3 + 34.5	- 3.7 + 0.9 + 0.7 - 3.9 + 0.4	0.095	0.834
+ 9.4 + 0.9 - 0.2 + 8.7	+ 4.1 + 0.1 + 0.4 + 4.3	0.095	0.102
- 93.9 + 0.5 + 5.6 - 100	- 87.6 + 1.1 + 11.3 - 100	0.124	0.103
+ 0.1 + 0.1 + 0.0			

DESPLAZAMIENTO LATERAL
(TERCERA FASE)

ECUACIONES DE DESPLAZAMIENTO

SOBRECARGA TOTAL

$$197 - 129.5 \alpha + 3.64 \beta - 0.282 \gamma = 0$$

$$334 + 8.84 \alpha - 131.8 \beta + 8.69 \gamma = 0$$

$$140.2 - 0.635 \alpha + 9.76 \beta - 120 \gamma = 0$$

$$\alpha \approx \frac{197}{129.5} = 1.521 \quad \beta \approx \frac{334}{131.8} = 2.538 \quad \gamma \approx \frac{140.2}{120} = 1.169$$

SOBRECARGA ALTERNADA A

$$58.6 - 129.5 \alpha + 3.64 \beta - 0.282 \gamma = 0$$

$$85.1 + 8.84 \alpha - 131.8 \beta + 8.69 \gamma = 0$$

$$249 - 0.635 \alpha + 9.76 \beta - 120 \gamma = 0$$

$$\alpha \approx \frac{58.6}{129.5} = 0.453 \quad \beta \approx \frac{85.1}{131.8} = 0.646 \quad \gamma \approx \frac{249}{120} = 2.075$$

SOBRECARGA ALTERNADA B

$$128.5 - 129.5 \alpha + 3.64 \beta - 0.282 \gamma = 0$$

$$220 + 8.84 \alpha - 131.8 \beta + 8.69 \gamma = 0$$

$$-104.1 - 0.635 \alpha + 9.76 \beta - 120 \gamma = 0$$

$$\alpha \approx \frac{128.5}{129.5} = 0.992 \quad \beta \approx \frac{220}{131.8} = 1.67 \quad \gamma \approx \frac{104.1}{120} = -0.865$$

PESO PROPIO

$$7.46 - 129.5 \alpha + 3.64 \beta - 0.282 \gamma = 0$$

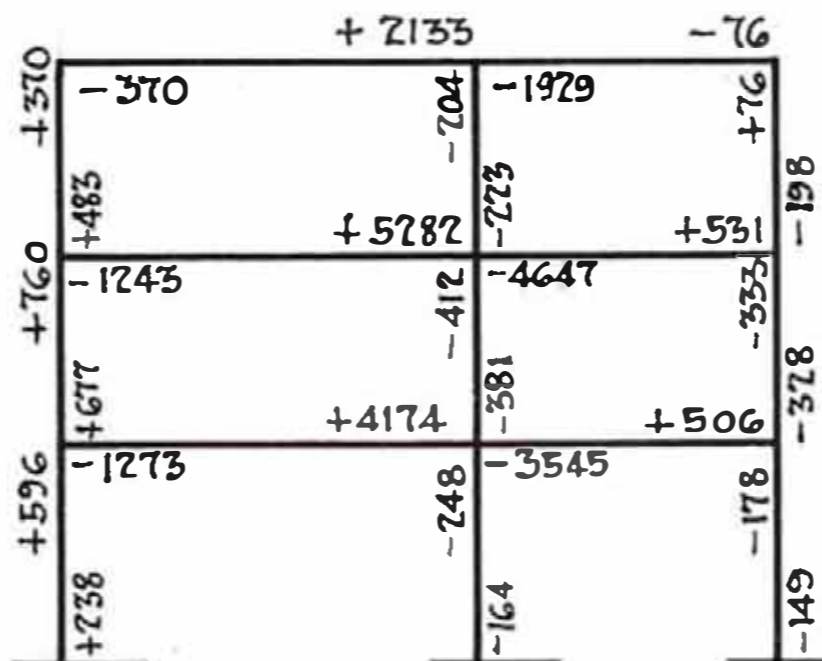
$$1352 + 8.84 \alpha - 131.8 \beta + 8.69 \gamma = 0$$

$$712.5 - 0.635 \alpha + 9.76 \beta - 120 \gamma = 0$$

$$\alpha \approx \frac{7.46}{129.5} = 5.76 \quad \beta \approx \frac{1352}{131.8} = 10.26 \quad \gamma \approx \frac{712.5}{120} = 5.94$$

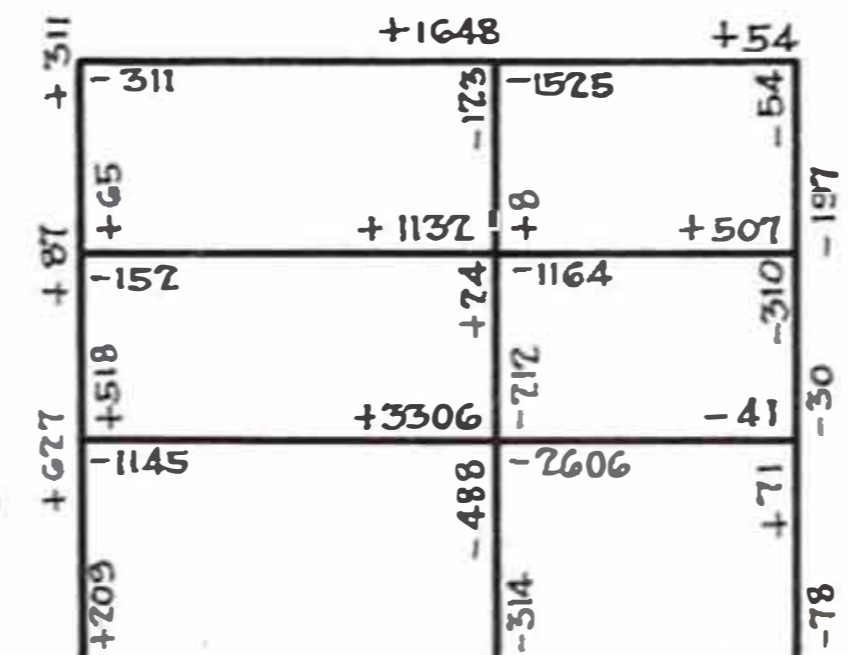
(CÁLCULO DE LOS MOMENTOS TOTALES) SOBRECARGA TOTAL

M ₀	-494	-116	+2090	-1974	+62	+941	+595	-1536	-252	+5160
α M ₁	+133	-89	+46	+43	-131	+19	-130	+111	-1	+45
β M ₂	-9	+1	-3	+2	-7	-206	+19	+187	-159	+77
γ M ₃	0	0	0	0	0	+6	-1	-5	0	0
M	-370	-204	+2133	-1979	-76	+760	+483	-1243	-412	+5282
M ₀	-133	-4775	-135	+214	-79	+660	+864	-1524	-170	+4060
α M ₁	-89	+45	+15	+120	-135	-2	+8	-6	0	-1
β M ₂	-1	+83	-218	+201	+17	+37	-209	+172	0	+77
γ M ₃	0	0	+5	-4	-1	-99	+14	+85	-78	+38
M	-223	-4647	-333	+531	-198	+596	+677	-1273	-248	+4174
M ₀	-220	-3670	-105	+233	-128	+329	-86	-53		
α M ₁	0	+1	-1	-6	+7	-1	0	-1		
β M ₂	-161	+84	+30	+188	-218	+18	0	+15		
γ M ₃	0	+40	-102	+91	+11	-108	-78	-110		
M	-381	-3545	-178	+506	-328	+238	-164	-149		



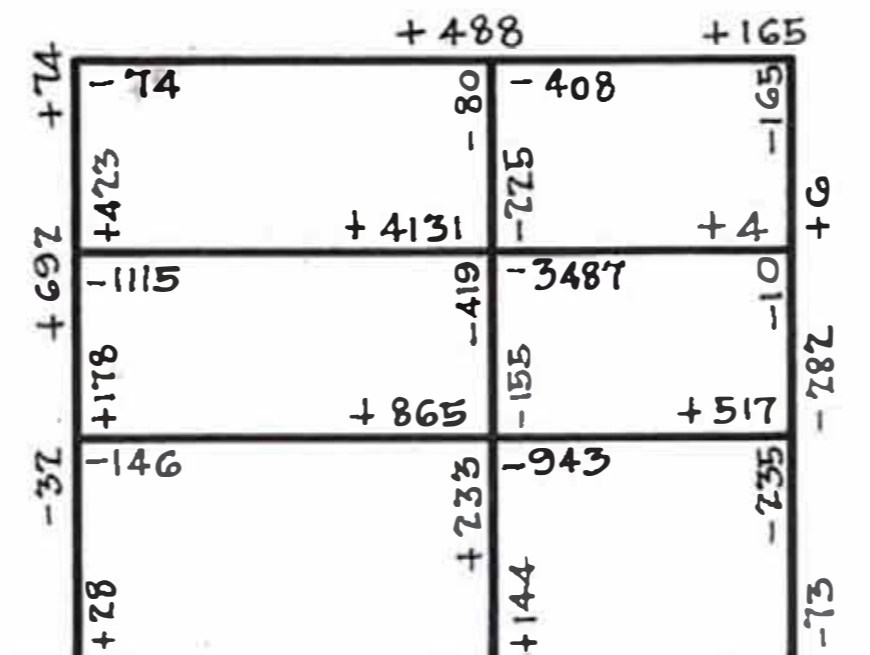
(CÁLCULO DE LOS MOMENTOS TOTALES) SOBRECARGA ALTERNADA Δ

M_0	- 346	- 96	+ 1635	- 1539	+ 17	+ 122	+ 100	- 222	+ 65	+ 1100
αM_1	+ 37	- 27	+ 14	+ 13	+ 39	+ 6	- 39	+ 33	- 0	+
βM_2	- 2	+ 0	- 1	+ 1	- 2	- 52	+ 5	+ 47	- 41	+ 20
γM_3	+ 0	+ 0	0	+ 0	+ 0	+ 11	- 1	- 10	+ 0	- 1
M	- 311	- 123	+ 1648	- 1525	+ 54	+ 87	+ 65	- 152	+ 24	+
M_0	+ 35	- 1200	- 267	+ 427	- 160	+ 793	+ 545	- 1338	- 349	+ 3218
αM_1	- 27	+ 14	+ 4	+ 36	- 40	- 0	+ 2	- 2	+ 0	- 0
βM_2	- 0	+ 21	- 56	+ 52	+ 4	+ 9	- 53	+ 44	- 0	+ 20
γM_3	+ 0	+ 1	+ 9	- 8	- 1	- 175	+ 24	+ 151	- 139	+ 68
M	+ 8	- 1164	- 310	+ 507	- 197	+ 627	+ 518	- 1145	- 488	+ 3306
M_0	- 171	- 2698	+ 245	- 249	+ 4	+ 395	- 175	+ 113		
αM_1	- 0	+ 0	- 0	- 2	+ 2	- 0	+ 0	- 0		
βM_2	- 41	+ 21	+ 8	+ 48	- 56	+ 5	- 0	+ 4		
γM_3	0	+ 71	- 182	+ 162	+ 20	- 191	- 139	- 195		
M	- 212	- 2606	+ 71	- 41	- 30	+ 209	- 314	- 78		



(CALCULO DE LOS MOMENTOS TOTALES SOBRECARGA ALTERNADA B

M_0	- 150	- 22	+ 460	- 438	+ 83	+ 820	+ 495	- 1315	- 313	+ 4050
αM_1	+ 82	- 58	+ 30	+ 28	+ 86	+ 12	- 85	+ 73	- 1	+ 29
βM_2	- 6	+ 0	- 2	+ 2	- 4	- 136	+ 13	+ 123	- 105	+ 51
γM_3	0	0	0	0	0	- 4	0	+ 4	- 0	+ 1
M	- 74	- 80	+ 488	- 408	+ 165	+ 692	+ 423	- 1115	- 419	+ 4131
M_0	- 167	- 3570	+ 127	- 210	+ 83	- 129	+ 321	- 192	+ 175	+ 844
αM_1	- 58	+ 30	+ 10	+ 78	- 88	- 1	+ 5	- 4	+ 0	- 1
βM_2	- 0	+ 54	- 143	+ 133	+ 10	+ 25	- 138	+ 113	- 0	+ 51
γM_3	- 0	- 1	- 4	+ 3	+ 1	+ 73	- 10	- 63	+ 58	- 29
M	- 225	- 3487	- 10	+ 4	+ 6	- 32	+ 178	- 146	+ 233	+ 865
M_0	- 49	- 970	- 330	+ 465	- 135	- 64	+ 86	- 165		
αM_1	- 0	+ 1	- 1	- 4	+ 5	- 0	+ 0	+ 0		
βM_2	- 106	+ 55	+ 20	+ 124	- 144	+ 12	- 0	+ 10		
γM_3	0	- 29	+ 76	- 68	- 8	+ 80	+ 58	+ 82		
M	- 155	- 943	- 235	+ 517	- 282	+ 28	+ 144	- 73		



Diseño de la viga 4LZX.-

Datos:

$$f'_c = 2000 \text{ lbs/pulg}^2.$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 900 \text{ lbs/pulg}^2.$$

$$f_s = 18000 \text{ lbs/pulg}^2.$$

$$n = 15$$

$$K = 165$$

$$k = 0.429$$

$$j = 0.857$$

$$p = 0.0107$$

$$v_c = 60 \text{ lbs/pulg}^2.$$

$$v = 240 \text{ lbs/pulg}^2.$$

$$u = 150 \text{ lbs/pulg}^2. \text{ (barras deformadas con anclaje especial)}$$

Luz libre:

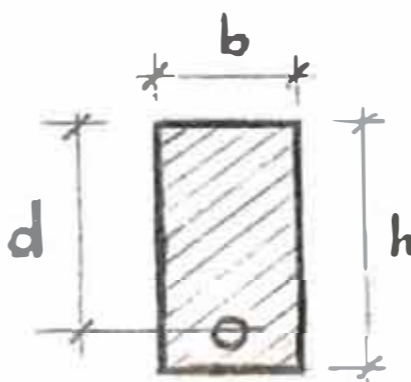
$$L = 7.425 \text{ m.} = 24.4'$$

Dimensiones asignadas:

$$b = 0.30 \text{ m.} = 12''$$

$$d = 0.65 \text{ m.} = 26''$$

$$h = 0.70 \text{ m.} = 28''$$



Cargas:

$$\text{Sobrecarga: } 3.8 \times 100 = 380 \text{ kgs/m.}$$

$$\text{Peso propio de la losa: } 3.8 \times 350 = 1330 \text{ ,,}$$

$$\text{Peso propio de la viga: } 0.3 \times 0.7 \times 2500 = 525$$

$$w = \underline{2235 \text{ kgs/m.}}$$

Momentos flectores:

$$M_x = 11270 \text{ Kgs-mt.} = 975000 \text{ lbs-pulg.}$$

$$M_z = 1200 \text{ ,,} = 104000 \text{ ,,}$$

$$M_p = 10510 \text{ ,,} = 910000 \text{ ,,}$$

Corte máximo:

$$V_z = 1/2 wL = 1/2 \times 2235 \times 7.425 = 8290 \text{ Kgs.} = 18300 \text{ lbs.}$$

$$V_x = 1/2 wL + \frac{M_x - M_z}{L} = 8290 + \frac{11270 - 1200}{7.425} = 8290 + 1360 = 9650 \text{ Kgs.} = 21300 \text{ lbs.}$$

Verificación de la altura efectiva:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{975000}{165 \times 12}} = 22.2" < 26"$$

Refuerzo mínimo:

$$A_s = 0.005 bd = 0.005 \times 12 \times 26 = 1.56 \text{ pulg}^2.$$

Areas de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_{s_z} = \frac{104000}{18000 \times 0.857 \times 26} = 0.26 \text{ pulg}^2 < 1.56 \text{ " } 2 \phi 1" = 1.57 \text{ " }^2$$

$$A_{s_x} = \frac{975000}{18000 \times 0.857 \times 26} = 2.43 \text{ pulg}^2$$

$$2 \phi 1" + 2 \phi 3/4" = 2.45 \text{ " }^2$$

$$A_{s_p} = \frac{910000}{18000 \times 0.857 \times 26} = 2.27 \text{ pulg}^2 \quad 3 \phi 1" = 2.36 \text{ " }^2$$

Esfuerzos unitarios de corte:

$$v = \frac{V}{jbd}$$

$$v_z = \frac{18300}{0.857 \times 12 \times 36} = 68.2 \text{ lbs/pulg}^2 > 60 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$v_x = \frac{21300}{0.857 \times 12 \times 36} = 79.5 \text{ ,,} > 60 \text{ ,,}$$

Espacios que requieren estribos:

$$a_z = L \left(\frac{v'_z}{v_x + v_z} \right) = 24.4 \times \frac{68.2-60}{28.2+79.5} = 1.36' = 16.3''$$
$$a_x = L \left(\frac{v'_x}{v_x + v_z} \right) = 24.4 \times \frac{79.5-60}{68.2+79.5} = 3.23' = 38.3''$$

Colocación de estribos¹:

$$bv'_z = 12 \times 8.2 = 98 \quad \longrightarrow \quad \text{separación máxima}$$

$$bv'_x = 12 \times 19.5 = 234 \quad \longrightarrow \quad \text{separación máxima}$$

$$S_{\max} = 3/4 d = 3/4 \times 26 = 20'' \quad ,, \quad ,,$$

Extremo Z: 1 ϕ 3/8" U a 10" = 0.25 m. de la cara de la columna

Extremo X: ϕ 3/8" U, 1 a 10" = 0.25 m. de la cara de la columna + 1 a 20" = 0.50 m.

Esfuerzos de adherencia:

$$u = \frac{V}{\sum_o j d}$$

$$u_z = \frac{18300}{6.28 \times 0.857 \times 26} = 130 \text{ lbs/pulg}^2 < 150 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$u_x = \frac{21300}{10.99 \times 0.857 \times 26} = 87 \quad ,, \quad < 150 \quad ,,$$

Diseño de la viga 4LXT.-

Luz libre:

$$L = 4.925 \text{ m.} = 16.2'$$

Dimensiones asignadas:

Las mismas de la viga anterior por razones de uniformidad aunque en realidad resultan en exceso.

Cargas:

$$w = 2235 \text{ Kgs/m.}$$

¹ He usado los abacos de la Portland Cement Association.

Momentos flectores:

$$M_x = 10540 \text{ Kgs.-mt.} = 912000 \text{ lbs.-pulg.}$$

$$M_t = 270 \text{ ,,} = 23400 \text{ ,,}$$

$$M_p = 3090 \text{ ,,} = 267000 \text{ ,,}$$

Corte máximo:

$$V_t = 1/2 wL = 1/2 \times 4.925 \times 2235 = 5500 \text{ Kgs.} = 12100 \text{ lbs.}$$

$$V_x = 1/2 wL + \frac{M_x - M_t}{L} = 5500 + \frac{10540 - 270}{4.925} = 5500 + 2080 = 7580 \text{ Kgs.} = 16700 \text{ lbs.}$$

Refuerzo mínimo:

$$A_s = 1.56 \text{ pulg}^2.$$

Areas de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_{s_x} = \frac{912000}{18000 \times 0.857 \times 26} = 2.27 \text{ pulg}^2. \quad 2 \phi 1" + 2 \phi 3/4" = 2.45"2$$

$$A_{s_t} = \frac{23400}{18000 \times 0.857 \times 26} = 0.06 \text{ pulg}^2. < 1.56 \text{ pulg}^2$$

$2 \phi 3/4" = 0.88"2$

(viene además refuerzo adicional de la columna)

$$A_{s_p} = \frac{267000}{18000 \times 0.857 \times 26} = 0.67 \text{ pulg}^2. < 1.56 \text{ pulg}^2$$

$1 \phi 1" + 2 \phi 3/4" = 1.67"2$

Esfuerzos unitarios de corte:

$$v = \frac{V}{jbd}$$

$$v_x = \frac{16700}{0.857 \times 12 \times 26} = 63 \text{ lbs/pulg}^2 \sim 60 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$v_t = \frac{12100}{0.857 \times 12 \times 26} = 46 \text{ ,,} < 60 \text{ ,,}$$

No requiere estribos.

Esfuerzos de adherencia:

$$u = \frac{V}{\phi_o j d}$$

$$u_x = \frac{16700}{10.99 \times 0.857 \times 26} = 68 \text{ lbs/pulg}^2.$$

$$u_t = \frac{12100}{4.71 \times 0.857 \times 26} = 115 \text{ ,,}$$

Diseño de la columna¹ 3LZ.-

Dimensiones:

$$b = 0.30 \text{ m.} = 12''$$

$$t = 0.30 \text{ m.} = 12''$$

$$g = 0.78$$

$$b/L = \frac{0.30}{2.80} = 0.107 > 0.1 \text{ (columna corta)}$$

Esfuerzo admisible en el concreto:

$$f_p = 900 \text{ lbs./in}^2$$

Momento flector:

$$M = 1900 \text{ Kgs.-mt.} = 13.7 \text{ kips-pié.}$$

Carga sobre la columna:

$$\text{Entrega de la viga 4LZX} = 18.3 \text{ kips.}$$

$$\text{Entrega de las vigas de amarre: } 2 \times 2.2 = 4.4 \text{ ,,}$$
$$N = 22.7 \text{ kips.}$$

Area de acero:

$$e = \frac{12M}{N} = \frac{12 \times 13.7}{22.7} = 7.26''$$

$$e/t = \frac{7.26}{12} = 0.6$$

$$Q = \frac{b t f_p}{1000N} = \frac{12 \times 12 \times 900}{1000 \times 22.7} = 5.7$$

¹ He usado el Manual del A.C.I.

$$np = 0.08$$

$$A_s = \frac{np}{n} \times bt = \frac{0.08}{15} \times 144 = 0.77 \text{ pulg}^2$$

Verificación del esfuerzo admisible en el concreto:

Carga que resiste el concreto = 52 kips.

_____ refuerzo = 11 _____

Carga axial admisible, P = 63 kips.

$$f_a = \frac{1000P}{A_g + (n-1)A_s} = \frac{63000}{144 + 14 \times 0.77} = 407 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$(n-1)p = 14 \times \frac{0.77}{144} = 0.075$$

$$D = 5.6$$

$$Dxe/t = 5.6 \times 0.6 = 3.36$$

$$f_a/f'_c = \frac{407}{2000} = 0.2$$

$$f_p = 700 \text{ lbs/pulg}^2$$

Modificación del área de acero:

$$Q = \frac{A_g}{1000 N} f_p = \frac{144 \times 700}{1000 \times 22.7} = 4.45$$

$$np = 0.16$$

$$A_s = \frac{np}{n} A_g = \frac{0.16}{15} \times 144 = 1.54 \text{ pulg}^2$$

$$2 \phi 1/2" + 4 \phi 5/8" = 1.62 \text{ pulg}^2$$

Espaciamiento de las abrazaderas:

$$16 \text{ diámetros de barra} = 16 \times 1/2 = 8"$$

$$48 \text{ diámetros de abrazadera} = 48 \times 1/4 = 12"$$

Menor dimensión de la sección: 12"

Luego se colocarán abrazaderas $\phi 1/4"$ a 8" = 0.20 m.

Diseño de la columna 3LT.-

Dimensiones:

$$b = 0.30 \text{ m.} = 12''$$

$$t = 0.30 \text{ m.} = 12''$$

$$g = 0.78$$

$$b/L = \frac{0.3}{2.8} = 0.107 > 0.1 \text{ (columna corta)}$$

Momento flector:

$$M = 700 \text{ kgs.-mt.} = 5.07 \text{ kips-pié}$$

Carga sobre la columna:

$$\text{Entrega de la viga 4 LXT} = 12.1 \text{ kips.}$$

$$\text{Entrega de las vigas de amarre: } 2 \times 2.2 = 4.4$$

$$N = 16.5 \text{ kips.}$$

Area de acero:

$$e = \frac{12M}{N} = \frac{12 \times 5.07}{16.5} = 3.68''$$

$$e/t = \frac{3.68}{12} = 0.3$$

$$Q = \frac{bt f_p}{1000N} = \frac{12 \times 12 \times 900}{16500} = 7.85$$

$$n_p = 0$$

$$A_s = \frac{n_p}{n} \times bt = 0$$

Verificación del esfuerzo admisible en el concreto:

$$\text{Carga que resiste el concreto} = 52 \text{ kips.}$$

$$\text{refuerzo} = 0$$

$$\text{Carga axial admisible, P} = 52 \text{ kips.}$$

$$f_a = \frac{1000P}{A_g + (n-1)A_s} = \frac{52000}{144 + 14 \times 0} = 360 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$\begin{aligned}(n-1)p &= 0 \\ D &= 6 \\ D e/t &= 6 \times 0.3 = 1.8 \\ f_a/f'_c &= \frac{360}{2000} = 0.18 \\ f_p &= 580 \text{ lbs/pulg}^2\end{aligned}$$

Modificación del area de acero:

$$Q = \frac{A_g}{1000 N} f_p = \frac{144 \times 580}{1000 \times 16.5} = 5.05$$

$$n_p = 0$$

$$A_s = \frac{n_p}{n} A_g = 0$$

Se usará el refuerzo mínimo:

$$\begin{aligned}A_s &= 0.01 A_g = 0.01 \times 144 = 1.44 \text{ pulg}^2 \\ &2 \phi 5/8" + \phi 1/2" = 1.42 \text{ pulg}^2.\end{aligned}$$

Espaciamiento de las abrazaderas:

$$\text{Abrazaderas de } \phi 1/4" \text{ a } 8" = 0.20 \text{ m.}$$

Diseño de la columna 3LX.-

Dimensiones:

$$b = 0.25 \text{ m.} = 10"$$

$$t = 0.30 \text{ m.} = 12"$$

$$g = 0.78$$

$$b/L = \frac{0.25}{2.80} = 0.09 < 0.1 \text{ (columna larga)}$$

Momento flector:

$$M = 950 \text{ Kgs-mt.} = 6.9 \text{ kips-pié}$$

Carga sobre la columna:

Entrega de la viga 4LZX = 21.3 kips.

,, ,, ,, ,, 4LXT = 16.7 ,,

,, ,, las vi-
gas de amarre $2 \times 0.63 \underline{\hspace{1cm}} = 1.26 \underline{\hspace{1cm}}$,,

N' = 39.26 kips.

$$N' = N (1.3 - 0.03 L/b)$$

$$39.26 = N (1.3 - 0.03 \times \frac{2.8}{0.25}) = 0.96N$$

$$N = \frac{39.26}{0.96} = 41 \text{ kips.}$$

Area de acero:

$$e = \frac{12M}{N} = \frac{12 \times 6.2}{41} = 1.87''$$

$$e/t = \frac{1.87}{12} = 0.156$$

$$Q = \frac{b t f_p}{1000N} = \frac{10 \times 12 \times 900}{1000 \times 41} = 2.64$$

$$n_p = 0$$

$$A_s = 0$$

Verificación del esfuerzo admisible en el concreto:

Carga que resiste el concreto = 43 kips.

,, ,, ,, ,, refuerzo = 0 ,,

Carga axial admisible, P = 43 kips.

$$f_a = \frac{1000P}{A_g + (n-1)A_s} = \frac{43000}{120 + 14 \times 0} = 358 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$(n-1)_p = 0$$

$$D = 6$$

$$Dx e/t = 6x0.15 = 0.9$$

$$f_a/f'_c = \frac{358}{2000} = 0.179$$

$$f_p = 500 \text{ lbs/pulg}^2$$

Modificación del area de acero:

$$Q = \frac{A_g}{1000N} f_p = \frac{10x12x500}{1000x41} = 1.46$$

$$n_p = 0.25$$

$$A_s = \frac{n_p}{n} A_g = \frac{0.25}{15} x 120 = 2 \text{ pulg}^2$$

$$2 \phi 7/8" + 4 \phi 1/2" = 2 \text{ pulg}^2$$

Espaciamiento de las abrazaderas:

$$16 \text{ diámetros de barra} = 16 x 1/2 = 8"$$

$$48 \text{ ,, ,, abrazadera} = 48 x 1/4 = 12"$$

Menor dimensión de la sección: 10"

Luego se colocarán abrazaderas de $\phi 1/4"$ a $8" = 0.20 \text{ m.}$

Diseño de la viga ~~3LZX~~.-

Luz libre:

$$L = 7.425 \text{ m.} = 24.4'$$

Dimensiones asignadas:

$$b = 0.30 \text{ m.} = 12"$$

$$d = 0.75 \text{ m.} = 30"$$

$$h = 0.80 \text{ m.} = 32"$$

Cargas:

$$\text{Sobrecarga} = 950 \text{ Kgs/m.}$$

$$\text{Peso propio} = \underline{2840 \text{ ,,}}$$

$$w = 3790 \text{ Kgs/m.}$$

Carga concentrada (entrega de viga), $P = 4730 \text{ Kgs.}$

Momentos flectores:

$$M_z = 4040 \text{ Kgs-mt.} = 350,000 \text{ lbs-pulg.}$$

$$M_x = 21860 \text{ ,,} = 1'900,000 \text{ ,,}$$

$$M_p = 20120 \text{ ,,} = 1'740,000 \text{ ,,}$$

Corte Máximo:

$$V_z = 1/2 w L + \frac{Pa}{L} = 1/2 \times 3790 \times 7.425 + \frac{4730 \times 2.275}{7.425} = 15650 \text{ Kgs} = 34500 \text{ lbs.}$$

$$V_x = 1/2 w L + \frac{Pb}{L} + \frac{M_x - M_z}{L} = 1/2 \times 3790 \times 7.425 + \frac{4730 \times 5.15}{7.425} + \frac{21860 - 4040}{7.425} = 19,880 \text{ Kgs} = 43800 \text{ lbs.}$$

Verificación de la altura efectiva:

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{1'900.000}{165 \times 12}} = 30''$$

Refuerzo mínimo:

$$A_s = 0.005 bd = 0.005 \times 12 \times 30 = 1.8 \text{ pulg}^2$$

Areas de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_{s_z} = \frac{350000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 0.76 \text{ pulg}^2 < 1.8 \text{ pulg}^2 \quad 3\phi 1'' = 2.36''^2$$

$$A_{s_x} = \frac{1'900.000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 4.1 \text{ ,,} \quad 3\phi 1'' + 3\phi 7/8'' = 4.16''^2$$

$$A_{s_p} = \frac{1'740.000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 3.76 \text{ ,,} \quad 4\phi 1'' + 1\phi 7/8'' = 3.76''^2$$

Esfuerzos unitarios de corte:

$$v = \frac{V}{jbd}$$

$$v_z = \frac{34500}{0.857 \times 12 \times 30} = 112 \text{ lbs/pulg}^2 > 60 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$v_x = \frac{43800}{0.857 \times 12 \times 30} = 142 \text{ lbs/pulg}^2 > \text{ ,,}$$

Espacios que requieren estribos:

$$V_c = v_c j b d = 60 \times 0.857 \times 12 \times 30 = 18600 \text{ lbs.}$$

$$V_{5.15} = 15650 - 5.15 \times 3790 = 15650 - 19500 = -3850 \text{ Kgs.} = \\ = -8500 \text{ lbs.} < 18600 \text{ lbs.}$$

$$a_x = 2.25 \text{ m. (distancia de la cara de la columna a la carga concentrada)}$$

$$a_z = 1.875 \text{ m. (valor obtenido graficamente)}$$

Colocación de estribos:

En el extremo Z:

$$v'_z = 112 - 60 = 52 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$v'_z b = 12 \times 52 = 624$$

$$a_z = 1.875 \text{ m} = 73.4'' = 6.1'$$

$$\phi 1/2'' \text{ U, 1 a 6''} = 0.15 \text{ m., 1 a 12''} = 0.30 \text{ m.,}$$

$$1 \text{ a } 18'' = 0.45 \text{ m., 2 a 20''} = 0.50 \text{ m.}$$

En la zona X:

$$S_x = \frac{A_v f_v}{v'b} = \frac{2 \times 0.2 \times 18000}{(142 - 60) \times 12} = 7.5'' \text{ (separación en el extremo)}$$

$$\phi 1/2'' \text{ U, 1 a 7.5''} = 0.18 \text{ m., 2 a 8''} = 0.20 \text{ m.,}$$

$$2 \text{ a 10''} = 0.25 \text{ m., 3 a 12''} = 0.30 \text{ m.}$$

Esfuerzos de adherencia:

$$u = \frac{V}{\epsilon_o j d}$$

$$u_z = \frac{34600}{9.4 \times 0.857 \times 30} = 143 \text{ lbs/pulg}^2 < 150 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$u_x = \frac{43800}{17.7 \times 0.857 \times 30} = 96 \text{ ,, } < 150 \text{ ,,}$$

Diseño de la viga 3LXT.-

Luz libre:

$$L = 4.875 \text{ m.} = 16'$$

Dimensiones asignadas:

Las mismas de la viga anterior por la razón ya mencionada.

Cargas:

$$\text{Sobrecarga} = 950 \text{ Kgs/m.}$$

$$\text{Peso propio} = \underline{2480 \text{ ,,}}$$

$$w = 3430 \text{ Kgs/m.}$$

Momento flectores:

$$M_x = 19260 \text{ Kgs-mt.} = 1'670,000 \text{ lbs-pulg}$$

$$M_t = 2640 \text{ ,,} = 228,000 \text{ ,,}$$

$$M_p = 2680 \text{ ,,} = 232,000 \text{ ,,}$$

Corte Máximo:

$$V_x = \frac{1}{2} wL + \frac{M_x - M_t}{L} = \frac{1}{2} \times 3430 \times 4.875 + \frac{19260 - 2640}{4.875} = 11880 \text{ Kgs} = 26200 \text{ lbs.}$$

$$V_t = \frac{1}{2} wL = \frac{1}{2} \times 3430 \times 4.875 = 8470 \text{ Kgs} = 18700 \text{ lbs.}$$

Refuerzo mínimo:

$$A_s = 0.005 bd = 0.005 \times 12 \times 30 = 1.8 \text{ pulg}^2$$

Areas de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_{s_x} = \frac{1670000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 3.61 \text{ pulg}^2 \quad 3 \phi 1" + 3 \phi 7/8" =$$

$$= 4.16 \text{ pulg}^2$$

$$A_{s_t} = \frac{228000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 0.49 \text{ pulg}^2 < 1.8 \text{ pulg}^2$$

$$3 \phi 7/8" = 1.8 \text{ pulg}^2$$

$$A_{s_p} = \frac{232000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 0.5 \text{ pulg}^2 < 1.8 \text{ pulg}^2$$

$$3 \phi 7/8" + 1 \phi 5/8" =$$

$$= 2.11 \text{ pulg}^2$$

Esfuerzos unitarios de corte:

$$v = \frac{V}{jbd}$$

$$v_x = \frac{26200}{0.857 \times 12 \times 30} = 84.8 \text{ lbs/pulg}^2 > 60 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$v_t = \frac{18700}{0.857 \times 12 \times 30} = 60.5 \text{ lbs/pulg}^2 \sim 60 \text{ lbs/pulg}^2$$

Espacio que requiere estribos:

$$a_x = L \left(\frac{v'_x}{v_x + v_t} \right)$$

$$a_x = 16 \left(\frac{84.8 - 60}{84.8 + 60.5} \right) = 2.73'$$

Colocación de estribos:

$$bv'_x = 290 \rightarrow \text{Espaciamiento máximo}$$

$$S_{\max} = 3/4 d = 3/4 \times 30 = 22.5" \sim 22"$$

$$\phi 1/2" U, 1 \text{ a } 10" = 0.25 \text{ m.}, 1 \text{ a } 22" = 0.55 \text{ m.}$$

Esfuerzos de adherencia:

$$u = \frac{V}{\sum o_j d}$$

$$u_x = \frac{26200}{17.7 \times 0.857 \times 30} = 57 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$u_t = \frac{18700}{8.2 \times 0.857 \times 30} = 89 \text{ ..}$$

Diseño de la columna 2LZ.-

Dimensiones:

$$b = 0.30 \text{ m.} = 12"$$

$$t = 0.35 \text{ m.} = 14"$$

$$g = 0.78$$

$$b/L = \frac{0.30}{2.7} = 0.111 > 0.1 \text{ (Columna corta)}$$

Momento flector:

$$M = 2880 \text{ Kgs-mt.} = 20.8 \text{ kips-pié.}$$

Carga sobre la columna:

Entrega de la viga 3LZX (la sobrecarga ha sido reducida en 10%) = 15180 Kgs.

Entrega de las vigas de amarre: 2x2365 = 4730 ,,

Carga sobre la columna superior = 10650 ,,

Peso de la columna superior = 790 ,,

N = 31350 Kgs = 69 kips

Area de acero:

$$c = \frac{12M}{N} = \frac{12 \times 20.8}{69} = 3.48''$$

$$e/t = \frac{3.48}{14} = 0.25$$

$$Q = \frac{b t f_p}{1000N} = \frac{12 \times 14 \times 900}{69000} = 2.2$$

$$n_p = 0.1$$

$$A_s = \frac{n_p}{n} \times b t = \frac{0.1}{15} \times 12 \times 14 = 1.12 \text{ pulg}^2$$

Verificación del esfuerzo admisible en el concreto:

Carga que resiste el concreto = 60 kips.

Carga que resiste el refuerzo = 20 ,,

Carga axial admisible, P = 80 kips.

$$f_a = \frac{1000P}{A_g + (n-1)A_s} = \frac{80,000}{12 \times 14 + 14 \times 1.12} = 435 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$(n-1)p = 14 \times \frac{0.1}{15} = 0.094$$

$$D = 5.5$$

$$Dxe/t = 5.5 \times 0.25 = 1.37$$

$$f_a/f'_c = \frac{435}{2000} = 0.217$$

$$f_p = 620 \text{ lbs/pulg}^2$$

Modificación del area de acero:

$$Q = \frac{A_g}{1000N} f_p = \frac{12 \times 14 \times 620}{1000 \times 69} = 1.51$$

$$n_p = 0.43$$

$$A_s = \frac{n_p}{n} A_g = \frac{0.43 \times 168}{15} = 4.8 \text{ pulg}^2 \quad 6 \phi 1"$$

Espaciamiento de las abrazaderas:

$$16 \text{ diámetros de barra: } 16 \times 1 = 16"$$

$$48 \text{ diámetros de abrazadera: } 48 \times 1/4 = 12"$$

Menor dimensión de la sección; 12"

Luego se colocarán abrazaderas: $\phi 1/4"$ a 12" = 0.30 m.

Diseño de la columna 2LT.-

Dimensiones:

Las mismas que las de la columna anterior.

Momento flector:

$$M = 900 \text{ Kgs-mt.} = 6.5 \text{ kips-pié}$$

Carga sobre la columna:

Entrega de la viga 3LXT (la sobrecarga ha sido reducida en 10%) = 8130 Kgs.

Entrega de las vigas de amarre: 2x2365 = 4730 ,,

Carga sobre la columna superior = 7050 ,,

Peso de la columna superior = 790 "

$$N = 20700 \text{ Kgs} = 45.5 \text{ kips}$$

Area de acero:

$$e = \frac{12M}{N} = \frac{12 \times 6.5}{45.5} = 1.72"$$

$$e/t = \frac{1.72}{14} = 0.122$$

$$Q = \frac{b t f_p}{1000N} = \frac{12 \times 14 \times 900}{1000 \times 45.5} = 3.32$$

$$n_p = 0$$

$$A_s = \frac{np}{n} \times bt = 0$$

Verificación del refuerzo admisible en el concreto:

$$\text{Carga que resiste el concreto} = 60 \text{ kips}$$

$$\underline{\text{Carga que resiste el refuerzo} = 0}$$

$$\text{Carga axial admisible, P} = 60 \text{ kisp.}$$

$$f_a = \frac{1000P}{A_g + (n-1)A_s} = \frac{60000}{168 + 14 \times 0} = 357 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$(n-1)p = 0$$

$$D = 6$$

$$Dxe/t = 6 \times 0.122 = 0.732$$

$$f_a/f'_c = \frac{357}{2000} = 0.178$$

$$f_p = 480 \text{ lbs/pulg}^2$$

Modificación del area de acero:

$$Q = \frac{A_g}{1000N} f_p = \frac{168 \times 480}{1000 \times 45.5} = 1.8$$

$$np = 0$$

$$A_s = \frac{np}{n} A_g = 0$$

Luego colocaremos el refuerzo mínimo:

$$A_s = 0.01 \times A_g = 0.01 \times 168 = 1.68 \text{ pulg}^2$$

6 ϕ 5/8"

Espaciamiento de las abrazaderas:

$$16 \text{ diámetros de barra: } 16 \times 5/8 = 10"$$

$$48 \text{ diámetros de abarazadera: } 48 \times 1/4 = 12"$$

$$\text{Menor dimensión de la sección: } 12"$$

$$\text{Luego se colocarán abrazaderas } \phi 1/4" \text{ a } 10" = 0.25 \text{ m.}$$

Diseño de la columna 2LX

Dimensiones:

$$b = 0.30 \text{ m.} = 12''$$

$$t = 0.30 \text{ m.} = 12''$$

$$g = 0.78$$

$$b/L = \frac{0.30}{2.7} = 0.111 > 0.1 \text{ (columna corta)}$$

Momento flector:

$$M = 1900 \text{ kgs.-mt.} = 13.7 \text{ kips-pié}$$

Carga sobre la columna:

$$\text{Entrega de la viga } 3LZX \text{ (la sobrecarga ha sido reducida en 10\%)} = 17030 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Entrega de la viga } 3LXT \text{ (la misma reducción anterior)} = 8150 \text{ ,,}$$

$$\text{Entrega de las vigas de amarre: } 2 \times 2365 = 4730 \text{ ,,}$$

$$\text{Carga sobre la columna superior} = 17800 \text{ ,,}$$

$$\text{Peso de la columna superior} = \underline{660 \text{ ,,}}$$

$$N = 48350 \text{ Kgs} = 106 \text{ kips}$$

Area de acero:

$$e = \frac{12M}{N} = \frac{12 \times 13.7}{106} = 1.55''$$

$$e/t = \frac{1.55}{12} = 0.13$$

$$Q = \frac{bt f_p}{1000N} = \frac{144 \times 900}{1000 \times 106} = 1.22$$

$$np = 0.35$$

$$A_s = \frac{np}{n} \times bt = \frac{0.35}{15} \times 144 = 3.36 \text{ pulg}^2$$

Verificación del esfuerzo admisible en el concreto:

Carga que resiste el concreto = 52 kips

Carga que resiste el refuerzo = 60.5 k.

Carga axial admisible, P = 112.5 kips.

$$f_a = \frac{1000 P}{A_g + (n-1)A_s} = \frac{1000 \times 112.5}{144 + 14 \times 3.36} = 558 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$(n-1)p = 14 \times \frac{0.35}{15} = 0.326$$

$$D = 4.9$$

$$Dxe/t = 4.9 \times 0.13 = 0.64$$

$$f_a/f'_c = \frac{558}{2000} = 0.294$$

$$f_p = 670 \text{ lbs/pulg}^2$$

Modificación del area de acero:

$$Q = \frac{A_g}{1000N} f_p = \frac{144 \times 670}{1000 \times 106} = 0.91$$

$$n_p = 0.7$$

$$A_s = \frac{n_p}{n} \times A_g = \frac{0.7}{15} \times 144 = 6.7 \text{ pulg}^2$$

6 ϕ 1"

Espaciamiento de las abrazaderas:

$$16 \text{ diámetros de barra} \quad 16 \times 1 = 16''$$

$$48 \text{ diámetros de abrazadera: } 48 \times 1/4'' = 12''$$

$$\text{Menor dimensión de la sección:} \quad 12''$$

Luego se colocarán abrazaderas ϕ 1/4" a 12" = 0.30 m.

Diseño de la viga 2LZX.-

Luz libre:

$$L = 7.325 \text{ m.}$$

Dimensiones asignadas:

$$b = 0.30 \text{ m.} = 12''$$

$$d = 0.75 \text{ m.} = 30''$$

$$h = 0.80 \text{ m.} = 32''$$

Cargas:

$$\text{Sobrecargas} = 760 \text{ Kgs/m.}$$

$$\text{Peso propio} = 2840 \text{ ,,}$$

$$w = 3600 \text{ Kgs/m.}$$

$$\text{Carga concentrada (entrega de viga), } P = 4730 \text{ Kgs.}$$

Momentos flectores:

$$M_z = 4600 \text{ Kgs-mt.} = 398,000 \text{ lbs/pulg}$$

$$M_x = 20150 \text{ ,,} = 1'745,000 \text{ ,,}$$

$$M_p = 18480 \text{ ,,} = 1'600,000 \text{ ,,}$$

Corte Máxima:

$$\begin{aligned} V_z &= 1/2 wL + \frac{Pa}{L} = 1/2 \times 3600 \times 7.325 + \frac{4730 \times 2.225}{7.325} = \\ &= 14640 \text{ Kgs.} = 32300 \text{ lbs.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_x &= 1/2 wL + \frac{Pb}{L} + \frac{M_x - M_z}{L} = 1/2 \times 3600 \times 7.325 + \\ &+ \frac{4730 \times 5.1}{7.325} + \frac{20150 - 4600}{7.325} = 18720 \text{ Kgs} = 41300 \text{ lbs.} \end{aligned}$$

Verificación de la altura efectiva:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{1'745,000}{165 \times 12}} = 29.7'' \sim 30''$$

Refuerzo mínimo:

$$A_s = 0.005 bd = 0.005 \times 12 \times 30 = 1.8 \text{ pulg}^2.$$

Areas de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_{s_z} = \frac{398,000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 0.86 \text{ pulg}^2 < 1.8 \text{ pulg}^2$$

$$2 \text{ } \phi \text{ } 7/8" + 2 \text{ } \phi \text{ } 5/8" = 1.82 \text{ pulg}^2$$

$$A_{s_x} = \frac{1745,000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 3.77 \text{ pulg}^2$$

$$5 \text{ } \phi \text{ } 7/8" + 1 \text{ } \phi \text{ } 1" = 3.79 \text{ pulg}^2.$$

$$A_{s_p} = \frac{1600,000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 3.46 \text{ pulg}^2$$

$$3 \text{ } \phi \text{ } 1" + 2 \text{ } \phi \text{ } 7/8" = 3.57 \text{ pulg}^2.$$

Esfuerzos unitarios de corte:

$$v = \frac{V}{j b d}$$

$$v_z = \frac{32300}{0.857 \times 12 \times 30} = 105 \text{ lbs/pulg}^2 > 60 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$v_x = \frac{41300}{0.857 \times 12 \times 30} = 134 \text{ lbs/pulg}^2 > 60 \text{ lbs/pulg}^2$$

Espacios que requieren estribos:

$$V_c = v_c j b d = 60 \times 0.857 \times 12 \times 30 = 18600 \text{ lbs.}$$

$$V_{5.1} = 14640 - 5.1 \times 3600 = - 3760 \text{ Kgs.} = - 8300 \text{ lbs} < 18600 \text{ lbs.}$$

$$a_x = 2.225 \text{ m. (distancia de la cara de la columna a la carga concentrada.)}$$

$$a_z = 1.725 \text{ m. (valor detenido graficamente)}$$

Colocación de estribos:

En el extremo Z:

$$v'_z = 105 - 60 = 45 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$v'_z b = 45 \times 12 = 540$$

$$a_z = 1.725 \text{ m.} = 5.65'$$

$$\phi \text{ } 1/2" \text{ U, } 1 \text{ a } 8" = 0.20 \text{ m., } 4 \text{ a } 15" = 0.38 \text{ m.}$$

En la zona X:

$$S_x = \frac{A_v f_v}{v' b} = \frac{2 \times 0.2 \times 18000}{(134 - 60) \times 12} = 8" \text{ (separación en el extremo)}$$

$$\phi \text{ } 1/2" \text{ U, } 2 \text{ a } 8" = 0.20 \text{ m., } 3 \text{ a } 10" = 0.25 \text{ m., } 3 \text{ a } 12" = 0.30 \text{ m.}$$

Esfuerzos de adherencia:

$$u = \frac{V}{\sum_o j d}$$
$$u_z = \frac{32300}{9.4 \times 0.857 \times 30} = 134 \text{ lbs/pulg}^2 < 150 \text{ lbs/pulg}^2$$
$$u_x = \frac{41300}{16.9 \times 0.857 \times 30} = 95 \text{ ,, } < 150 \text{ ,,}$$

Diseño de la viga 2 LXT.-

Luz libre:

$$L = 4.825 \text{ m.} = 15.8'$$

Dimensiones asignadas:

Las mismas de la viga anterior.

Cargas:

$$\text{Sobrecarga} = 760 \text{ Kgs/m.}$$

$$\text{Peso propio} = 2480 \text{ ,,}$$

$$w = 3240 \text{ Kgs/m.}$$

Momentos flectores:

$$M_x = 15550 \text{ Kgs-mt.} = 1'347,000 \text{ lbs/pulg}$$

$$M_t = 820 \text{ ,,} = 71,000 \text{ ,,}$$

$$M_p = 4200 \text{ ,,} = 364,000 \text{ ,,}$$

Corte Máximo:

$$V_x = 1/2 wL + \frac{M_x - M_t}{L} = 1/2 \times 3240 \times 4.825 + \frac{15550 - 820}{4.825} =$$
$$= 10870 \text{ Kgs.} = 24000 \text{ lbs.}$$

$$V_t = 1/2 wL = 1/2 \times 3240 \times 4.825 = 7810 \text{ Kgs.} = 17,200 \text{ lbs.}$$

Refuerzo Mínimo:

$$A_s = 0.005 bd = 0.005 \times 12 \times 30 = 1.8 \text{ pulg}^2$$

Areas de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_{s_x} = \frac{1,347,000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 2.9 \text{ pulg}^2$$

$$5 \phi 7/8" + 1" = 3.79 \text{ pulg}^2$$

$$A_{st} = \frac{71000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 0.153 \text{ pulg}^2 < 1.8 \text{ pulg}^2$$

$$3 \phi 7/8" = 1.8 \text{ pulg}^2$$

$$A_{sp} = \frac{364000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 0.79 \text{ pulg}^2 < 1.8 \text{ pulg}^2$$

$$3 \phi 7/8" + 1 \phi 5/8" = 2.11 \text{ pulg}^2$$

Esfuerzos unitarios de corte:

$$v = \frac{V}{j b d}$$

$$v_x = \frac{24000}{0.857 \times 12 \times 30} = 78 \text{ lbs/pulg}^2 > 60 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$v_t = \frac{17200}{0.857 \times 12 \times 30} = 56 \text{ ,, } < 60 \text{ ,,}$$

Espacio que requiere estribos:

$$a_x = L \left(\frac{v'_x}{v_x + v_t} \right)$$

$$a_x = 15.8 \left(\frac{78-60}{78+56} \right) = 2.1'$$

Colocación de estribos:

$$b v'_x = 12 \times 18 = 216 \rightarrow \text{Espaciamiento máximo.}$$

$$S_{\max} = 3/4 d = 3/4 \times 30 = 22.5" \sim 22"$$

$$\phi 1/2" U, 1 \text{ a } 10" = 0.25 \text{ m.}, 1 \text{ a } 22" = 0.55 \text{ m.}$$

Esfuerzos de adherencia:

$$u = \frac{V}{\sum_o j d}$$

$$u_x = \frac{24000}{16.9 \times 0.857 \times 30} = 55 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$u_t = \frac{17200}{8.2 \times 0.857 \times 30} = 82 \text{ lbs/pulg}^2$$

Diseño de la columna 1 LZ.-

Dimensiones:

$$b = 0.30 \text{ m.} = 12''$$

$$t = 0.40 \text{ m.} = 16''$$

$$g = 0.78$$

$$b/L = \frac{0.30}{3.7} = 0.08 < 0.1 \quad (\text{Columna larga})$$

Momento flector:

$$M = 2910 \text{ Kgs-mt.} = 21 \text{ kips-pié.}$$

Carga sobre la columna:

Entrega de la viga 2 LZK (la sobrecarga ha sido reducida en 20%) = 14070 Kgs.

Entrega de las vigas de amarre: 2 x 2365 = 4730 ,,

Carga sobre la columna superior 31350 ,,

Peso de la columna superior 920 ,,

$$N' = 51070 \text{ Kgs} =$$

$$= 113 \text{ kips.}$$

$$N' = N (1.3 - 0.03 h/b)$$

$$113 = N (1.3 - 0.03 \times \frac{3.7}{0.3})$$

$$113 = N \times 0.93$$

$$N = 113/0.93 = 122 \text{ kips.}$$

Area de acero:

$$e = \frac{12M}{N} - \frac{12 \times 21}{122} = 2.07''$$

$$e/t = \frac{2.07}{16} = 0.13$$

$$Q = \frac{b t f_p}{1000N} = \frac{12 \times 16 \times 900}{1000 \times 122} = 1.4$$

$$n_p = 0.2$$

$$A_s = \frac{n_p}{n} \times b t = \frac{0.2}{15} \times 192 = 2.54 \text{ pulg}^2$$

Verificación del esfuerzo admisible en el concreto:

Carga que resiste el concreto = 69 kips

Carga que resiste el refuerzo = 45.6 . . .

Carga axial admisible, P = 114.6 Kips.

$$f_a = \frac{1000P}{A_g + (n-1)A_s} = \frac{114600}{192 + 14 \times 2.54} = 508 \text{ lbs/pulg}^2.$$

$$(n-1)_p = 14 \times 0.2/15 = 0.187$$

$$D = 5.3$$

$$Dxe/t = 5.3 \times 0.13 = 0.7$$

$$f_a/f'_c = \frac{508}{2000} = 0.254$$

$$f_p = 620 \text{ lbs/pulg}^2$$

Modificación del area de acero:

$$Q = \frac{A_g}{1000 N} f_p = \frac{192 \times 620}{122000} = 0.965$$

$$np = 0.65$$

$$A_s = \frac{np}{n} \times A_g = \frac{0.65}{15} \times 192 = 8.24 \text{ pulg}^2$$

8 ϕ 7/8" + 4 ϕ 1"

Espaciamiento de las abrazaderas:

16 diámetros de barra: 16 x 7/8 = 14"

48 diámetros de abrazadera: 48 x 1/4 = 12"

Menor dimensión de la sección: 12"

Luego se colocarán abrazaderas ϕ 1/4" a 12" = 0.30 m.

Diseño de la columna 1 LT.

Dimensiones:

Las mismas que las de la columna anterior.

Momento flecto ϕ :

$$M = 663 \text{ Kgs.-mt.} = 4.8 \text{ kips-pié.}$$

Carga sobre la columna:

Entrega de la viga 2 LXT (la sobrecarga ha sido reducida en 20%) = 7470 Kgs.

Entrega de las vigas de amarre: 2x2365 = 4730 ,,

Carga sobre la columna superior = 20700 ,,

Peso de la columna superior = 920 ,,

N' = 33820 Kgs = 74.6 kips.

$$N = \frac{74.6}{0.93} = 80.3 \text{ kips.}$$

Area de acero:

$$e = \frac{12M}{N} = \frac{12 \times 4.8}{80.3} = 0.72$$

$$e/t = \frac{0.72}{16} = 0.045$$

$$Q = \frac{bt f_p}{1000N} = \frac{192 \times 900}{80300} = 2.13$$

$$n_p = 0$$

$$A_s = \frac{n_p}{n} bt = 0$$

Verificación del esfuerzo admisible en el concreto:

Carga que resiste el concreto : 69 kips.

Carga que resiste el refuerzo : 0

Carga axial admisible, P = 69 kips.

$$f_a = \frac{1000P}{A_g + (n-1)A_s} = \frac{69000}{192 + 14 \times 0} = 363 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$(n-1) p = 0$$

$$D = 6$$

$$D \times e/t = 6 \times 0.045 = 0.27$$

$$f_a/f'_c = \frac{363}{2000} = 0.181$$

$$f_p = 420 \text{ lbs/pulg}^2$$

Modificación del area de acero:

$$Q = \frac{A_g}{1000N} f_p \frac{192 \times 420}{1000 \times 80.3} = 0.995$$

$$n_p = 0.25$$

$$A_s = \frac{n_p}{15} A_g = \frac{0.25}{15} \times 192 = 3.17 \text{ pulg}^2$$

$$4 \text{ } \phi \text{ } 7/8" \text{ } \dagger \text{ } 2 \text{ } \phi \text{ } 3/4"$$

Espaciamiento de las abrazaderas:

$$16 \text{ diámetros de barra: } 16 \times 3/4" = 12"$$

$$48 \text{ diámetros de abrazadera: } 48 \times 1/4 = 12"$$

$$\text{Menor dimensión de la sección: } 12"$$

Luego se colocarán abrazaderas ϕ 1/4 a 12" = 0.30 m.

Diseño de la columna 1 LX.

Dimensiones:

$$b = 0.30 \text{ m.} = 12"$$

$$t = 0.35 \text{ m.} = 14"$$

$$g = 0.78$$

$$b/L = \frac{0.30}{3.7} = 0.08 < 0.1 \text{ (Columna larga)}$$

Momento flector:

$$M = 1720 \text{ Kgs-mt.} = 12.5 \text{ kips-pié.}$$

Carga sobre la columna:

Entrega de la viga 2LZX (la sobrecarga ha sido reducida en 20%) 15930 Kgs.

Entrega de la viga 2LXT (la misma reducción anterior) = 7470 ,,

Entrega de las vigas de amarre: 2 x 2365 = 4730 ,,

Carga sobre la columna superior 48350 ,,

Peso de la columna superior - 790 ,,

$$N' = 77270 \text{ Kgs} =$$

$$= 171 \text{ kips.}$$

$$N' = \frac{171}{0.93} = 184 \text{ kips.}$$

Area de acero:

$$e = \frac{12M}{N} = \frac{12 \times 12.5}{184} = 0.652$$

$$e/t = \frac{0.652}{14} = 0.047$$

$$Q = \frac{bt f_p}{1000N} = \frac{168 \times 900}{184000} = 0.82$$

$$np = 0.55$$

$$A_s = \frac{np}{n} bt = \frac{0.55}{15} \times 168 = 6.16 \text{ pulg}^2$$

Verificación del esfuerzo admisible en el concreto:

$$\text{Carga que resiste el concreto} = 60 \text{ kips.}$$

$$\text{Carga que resiste el refuerzo} = 111 \text{ kips.}$$

$$\text{Carga axial admisible, } P = 171 \text{ kips.}$$

$$f_a = \frac{1000P}{A_g + (n-1)A_s} = \frac{1000 \times 171}{168 + 14 \times 6.16} = 674 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$(n-1)p = 14 \times \frac{0.55}{15} = 0.52$$

$$D = 4.6$$

$$D \times e/t = 4.6 \times 0.047 = 0.216$$

$$f_a/f'_c = \frac{674}{2000} = 0.337$$

$$f_p = 710 \text{ lbs/pulg}^2$$

Modificación del area de acero:

$$Q = \frac{A_g}{1000N} f_p = \frac{168 \times 710}{1000 \times 184} = 0.65$$

$$np = 0.75$$

$$A_s = \frac{np}{n} A_g = \frac{0.75}{15} \times 168 = 8.4 \text{ pulg}^2$$

$$6 \text{ } \phi \text{ } 1 \text{''} + 6 \text{ } \phi \text{ } 7/8 \text{''}$$

Espaciamiento de las abrazaderas:

$$16 \text{ diámetros de barra: } 16 \times 7/8 = 14''$$

$$48 \text{ diámetros de abrazadera: } 48 \times 1/4 = 12''$$

$$\text{Menor dimensión de la sección: } 12''$$

Luego se colocarán abrazaderas $\phi 1/4''$ a $12'' = 0.30$.

Diseño de la viga 1 LZX.-

Luz libre:

$$L = 7.325 \text{ m.} = 24'$$

Dimensiones asignadas:

$$b = 0.30 \text{ m.} = 12''$$

$$d = 0.75 \text{ m.} = 30''$$

$$h = 0.80 \text{ m.} = 32''$$

Cargas:

$$\text{Peso propio de la viga: } 0.8 \times 0.3 \times 25000 = 600 \text{ kgs/m.}$$

$$\text{Peso propio de la losa: } 3.8 \times 350 = 1330 \text{ ,,}$$

$$\text{Sobrecarga: } 3.8 \times 600 = 2280$$

$$w = 4210 \text{ kgs/m.}$$

Momento flector:

$$M = \frac{wl^2}{12} = \frac{4210 \times 7.325^2}{12} = 19800 \text{ Kgs-mt.} = 1'630,000 \text{ lbs/pulg}^2$$

Corte máximo:

$$V_x = V_2 = 1/2 wL = 1/2 \times 4210 \times 7.325 = 15,400 \text{ Kgs} = 35,500 \text{ lbs.}$$

Verificación de la altura efectiva:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{1630,000}{165 \times 12}} = 27.8'' < 30$$

Refuerzo mínimo:

$$A_s = 0.005 bd = 0.005 \times 12 \times 30 = 1.8 \text{ pulg}^2$$

Areas de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_{s_x} = A_{s_z} = A_{s_p} = \frac{1'630.000}{18,000 \times 0.857 \times 30} = 3.65 \text{ pulg}^2 > 1.8 \text{ pulg}^2$$

Esfuerzos unitarios de corte: $5 \text{ } \phi \text{ } 7/8" + 1 \text{ } \phi \text{ } 1" = 7.79 \text{ pulg}^2$

$$v = \frac{V}{j b d}$$

$$v_x = v_z = \frac{35500}{0.857 \times 12 \times 30} = 119 \text{ lbs/pulg}^2 > 60 \text{ lbs/pulg}^2$$

Espacios que requieren estribos:

$$a = L/2 \left(\frac{v'}{v} \right)$$

$$a_z = a_x = 24/2 \left(\frac{119-60}{119} \right) = 6' = 72"$$

Colocación de estribos:

$$v' = 119 - 60 = 59 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$v' b = 59 \times 12 = 708 \text{ ,,}$$

$$\begin{aligned} \phi \text{ } 1/2" \text{ } v, \text{ } 1 \text{ a } 9" &= 0.22 \text{ m}; \text{ } 1 \text{ a } 12" = 0.30 \text{ m.}; \text{ } 1 \text{ a } 15" = \\ &= 0.38 \text{ m.}; \text{ } 2 \text{ a } 18" = 0.45 \text{ m.} \end{aligned}$$

Esfuerzos de adherencia:

$$u = \frac{V}{\Sigma_o j d}$$

$$u_z = u_x = \frac{35500}{16.9 \times 0.857 \times 30} = 85 \text{ lbs/pulg}^2 < 150 \text{ lbs/pulg}^2$$

Diseño de la viga 1 LXT.

Luz libre:

$$L = 4.825 = 15.8'$$

Dimensiones asignadas:

Las mismas de la viga anterior.

Cargas:

$$w = 4210 \text{ Kgs/m.}$$

Momento flector:

$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{4210 \times 4.825^2}{12} = 8170 \text{ Kgs-mt.} = 707,000 \text{ lbs-pulg}$$

Corte máximo:

$$V_x = V_t = 1/2 wL = 1/2 \times 4210 \times 4.825 = 10150 \text{ Kgs} = 22400 \text{ lbs.}$$

Refuerzo mínimo:

$$A_s = 0.005 bd = 0.005 \times 12 \times 30 = 1.8 \text{ pulg}^2$$

Area de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_{s_x} = A_{s_t} = A_{s_p} = \frac{707000}{18000 \times 0.857 \times 30} = 1.58 \text{ pulg}^2 < 1.8 \text{ pulg}^2$$

$$3 \phi 7/8" = 1.8 \text{ pulg}^2$$

$$A_{s_x} = A_{s_t} = A_{s_p} = 1.8 \text{ pulg}^2$$

Esfuerzos unitarios de corte:

$$v = \frac{V'}{jbd}$$

$$v_x = v_t = \frac{22400}{0.857 \times 12 \times 30} = 75 \text{ lbs/pulg}^2 > 60 \text{ lbs/pulg}^2$$

Espacios que requieren estribos:

$$a = \frac{L}{2} \left(\frac{v'}{v} \right)$$

$$a_x = a_t = \frac{15.8 (75-60)}{2 \times 75} = 1.58' = 18"$$

Colocación de estribos:

$$v' = 75 - 60 = 15 \text{ lbs/pulg}^2$$

$$v'b = 15 \times 12 = 180 \text{ Espaciamiento máximo.}$$

$$S_{\max} = 3/4 d = 3/4 \times 30 = 22"$$

$$1 \phi 1/2" \text{ u a } 15"$$

Esfuerzos de adherencia:

$$u = \frac{V}{\sum_o j d}$$

$$u_x = u_t = \frac{22400}{8.2 \times 0.857 \times 30} = 110 \text{ lbs/pulg}^2 < 150 \text{ lbs/pulg}^2$$

Cargas aplicadas a las zapatas.-

Zapata LZ:

Carga sobre la columna 1 LZ =	=	51070 Kgs.
Peso de la columna 1 LZ = $0.3 \times 0.4 \times 4.5 \times 2500$	=	1350 ,,
Entrega de la viga 1 LZ X	=	15400 11
	P=	67720 Kgs
	=	149,200 lbs.
	=	149.2 kips.

Zapata LX:

Carga sobre la columna 1 LX =	=	77270 Kgs.
Peso de la columna 1 LX = $0.3 \times 0.35 \times 4.5 \times 2500$	=	1180 ,,
Entrega de la viga 1 LX Z	=	15400 ,,
Entrega de la viga 1 LXT	=	10150 11
	P =	104000 Kgs.
	=	229000 lbs.
	=	229 kips.

Zapata LT:

Carga sobre la columna 1 LT =	=	33820 Kgs.
Peso de la columna 1 LT	=	1350 ,,
Entrega de la viga 1 LTX	=	10150 11
	P =	45320 Kgs.
	=	100000 lbs.
	=	100 kips.

Cálculo del Pórtico D

Podría considerarse en realidad como un entramado ó pórtico de cinco crujiás desiguales y cuatro pisos, ver planos N° 2 y N° 1, pero para los efectos del cálculo he descompuesto la estructura en dos partes aprovechando de la presencia del tramo corto entre los ejes X y T cuya apreciable rígidez produce un efecto de empotramiento perfecto en los miembros que inciden a uno y otro lado. Los tramos entre los ejes T y Z los he calculado aplicando la teoría de continuidad mientras que para los comprendidos entre los O y Q he usado coeficientes. La primera de estas

dos partes de la estructura es la que tiene mayor interés y para ella aparecen en la primera de las figuras que vienen a continuación las longitudes de sus diferentes elementos así como sus secciones y características. Los factores de transmisión valen 0.5

Las distribuciones de momentos mediante el método de aproximaciones sucesivas las he realizado para el peso propio y para hipótesis de sobrecarga total. Los momentos finales han sido reducidos a las caras de las columnas.

Como la estructura completa a pesar de ser asimétrica no permite hipótesis de carga que puedan ocurrir simultáneamente en los entramados vecinos, he omitido toda corrección debido al desplazamiento lateral, con lo que simplifiqué el cálculo sin cometer error apreciable.

Las distribuciones las he comprobado mediante la fórmula del slope deflection que permite verificar la igualdad de los giros en los miembros que concurren en un nudo.

El detalle numérico del diseño de las vigas y columnas de concreto que integran el pórtico no lo presento para no repetir procedimientos ya expuestos.

SOBRECARGA

$\begin{array}{r} + 484 \\ + 35 \\ + 144 \\ + 305 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} 858 \\ + 2152 \\ + 1847 \\ + 389 \\ + 210 \\ - 484 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 2388 \\ - 14 \\ + 105 \\ - 778 \\ + 923 \\ + 2152 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 427 \\ - 10 \\ - 576 \\ + 1013 \\ \hline \end{array}$
$\begin{array}{r} + 750 \\ + 78 \\ + 180 \\ + 492 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} 094 \\ - 5390 \\ + 4458 \\ + 1030 \\ + 709 \\ \hline 1253 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 5812 \\ - 101 \\ + 354 \\ - 2060 \\ + 2229 \\ + 5390 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 488 \\ - 74 \\ - 1573 \\ + 2085 \\ \hline \end{array}$
$\begin{array}{r} 246 \\ + 361 \\ + 39 \\ + 12 \\ + 258 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} 807 \\ - 4300 \\ + 3271 \\ + 762 \\ - 112 \\ \hline 1679 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 4542 \\ + 75 \\ + 56 \\ - 1824 \\ + 1635 \\ + 4300 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 592 \\ + 57 \\ - 1134 \\ + 1669 \\ \hline \end{array}$
$\begin{array}{r} + 1021 \\ + 15 \\ + 584 \\ + 422 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} 104 \\ + 211 \\ + 1167 \\ + 7 \\ + 156 \\ + 1521 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} - 440 \\ + 10 \\ + 259 \\ - 191 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 3445 \\ - 125 \\ - 2520 \\ + 6090 \\ \hline \end{array}$
$\begin{array}{r} + 4245 \\ + 502 \\ + 3743 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} 613 \\ + 12900 \\ + 7779 \\ + 1707 \\ + 1042 \\ - 5786 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 13727 \\ - 169 \\ + 521 \\ + 3414 \\ + 3889 \\ + 12900 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 3445 \\ - 125 \\ - 2520 \\ + 6090 \\ \hline \end{array}$
$\begin{array}{r} + 1871 \\ + 251 \\ + 2122 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} 296 \\ + 12900 \\ + 7779 \\ + 1707 \\ + 1042 \\ - 5786 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} - 1712 \\ - 81 \\ - 1631 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} + 3445 \\ - 125 \\ - 2520 \\ + 6090 \\ \hline \end{array}$

P E S O P R O P I O

$ \begin{array}{r} + 2112 \\ + 269 \\ + 2355 \\ \hline + 4788 \\ + 25 \\ + 538 \\ + 4225 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 295 \\ + 15170 \\ + 8180 \\ + 19450 \\ + 1117 \\ + 87 \\ + 52 \\ + 7252 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 843 \\ + 1316 \\ + 122 \\ + 168 \\ + 8 \\ + 2464 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 2687 \\ + 3 \\ + 84 \\ + 244 \\ + 658 \\ + 1698 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 104 \\ + 17103 \\ + 13185 \\ + 31205 \\ + 18255 \\ + 117 \\ + 26 \\ + 5234 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 767 \\ + 1453 \\ + 114 \\ + 209 \\ + 3 \\ + 2547 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 1707 \\ + 13 \\ + 28 \\ + 349 \\ + 712 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 20903 \\ + 13 \\ + 234 \\ + 947 \\ + 6240 \\ + 6592 \\ + 19825 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 356 \\ + 698 \\ + 14 \\ + 75 \\ + 1091 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 4731 \\ - 174 \\ - 4645 \\ + 9050 \\ \hline \end{array} $
$ \begin{array}{r} + 2798 \\ + 7 \\ + 67 \\ + 218 \\ + 449 \\ + 1562 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 142 \\ + 11000 \\ + 2438 \\ + 1987 \\ + 1320 \\ + 83 \\ + 14 \\ + 2298 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 781 \\ + 898 \\ + 109 \\ + 134 \\ + 1924 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 2595 \\ + 2 \\ + 104 \\ + 229 \\ + 726 \\ + 1534 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 094 \\ + 17103 \\ + 13890 \\ + 3275 \\ + 2071 \\ + 127 \\ + 19 \\ + 4519 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 851 \\ + 851 \\ + 851 \\ + 851 \\ + 1924 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 2114 \\ + 2 \\ + 9 \\ + 254 \\ + 1038 \\ + 6591 \\ + 6945 \\ + 19825 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 337 \\ + 434 \\ + 14 \\ + 17 \\ + 0 \\ + 802 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 4020 \\ + 188 \\ - 4843 \\ + 9050 \\ \hline \end{array} $	
$ \begin{array}{r} + 12745 \\ + 0 \\ + 167 \\ + 660 \\ - 3974 \\ + 4719 \\ + 11000 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 12745 \\ + 0 \\ + 167 \\ + 660 \\ - 3974 \\ + 4719 \\ + 11000 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 2096 \\ + 0 \\ - 174 \\ - 2950 \\ + 5170 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 064 \\ + 5170 \\ + 5900 \\ + 248 \\ + 11317 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 559 \\ + 559 \\ + 559 \\ + 559 \\ + 802 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 025 \\ + 025 \\ + 025 \\ + 025 \\ + 802 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 377 \\ + 377 \\ + 377 \\ + 377 \\ + 377 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 041 \\ + 041 \\ + 041 \\ + 041 \\ + 041 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 046 \\ + 9050 \\ + 9291 \\ + 348 \\ + 18688 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 4074 \\ - 6 \\ - 129 \\ - 2871 \\ + 7080 \\ \hline \end{array} $
$ \begin{array}{r} + 1950 \\ + 4 \\ + 84 \\ + 1862 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 322 \\ + 322 \\ + 322 \\ + 322 \\ + 322 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 154 \\ + 154 \\ + 154 \\ + 154 \\ + 154 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 154 \\ + 154 \\ + 154 \\ + 154 \\ + 154 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 7080 \\ + 5743 \\ + 258 \\ + 127 \\ + 13093 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 322 \\ + 322 \\ + 322 \\ + 322 \\ + 322 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 154 \\ + 154 \\ + 154 \\ + 154 \\ + 154 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 154 \\ + 154 \\ + 154 \\ + 154 \\ + 154 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 7080 \\ + 5743 \\ + 258 \\ + 127 \\ + 13093 \\ \hline \end{array} $	$ \begin{array}{r} + 4074 \\ - 6 \\ - 129 \\ - 2871 \\ + 7080 \\ \hline \end{array} $

MOMENTOS MAXIMOS TOTALES

$\begin{array}{r} + 4515 \\ + 2593 \\ + 2122 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 6705 \\ - 3590 \\ - 3115 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 3550 \\ + 1930 \\ + 1620 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 8330 \\ - 4680 \\ - 3650 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 1240 \\ - 720 \\ - 520 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 24000 \\ - 13050 \\ - 10950 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 19690 \\ - 10790 \\ - 8900 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 4580 \\ - 2480 \\ - 2100 \end{array}$
$\begin{array}{r} - 2790 \\ - 2100 \\ - 690 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 2270 \\ + 1840 \\ + 430 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 4440 \\ - 3300 \\ - 1140 \end{array}$	$\begin{array}{r} 3500 \\ 14480 \\ 17980 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 960 \\ - 760 \\ - 200 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 21000 \\ - 17300 \\ - 3700 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 18440 \\ - 15080 \\ - 3360 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 3050 \\ - 2700 \\ - 350 \end{array}$
$\begin{array}{r} - 2440 \\ - 1890 \\ 550 \end{array}$	$\begin{array}{r} + 1790 \\ + 1390 \\ + 400 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 3400 \\ - 2750 \\ - 650 \end{array}$	$\begin{array}{r} 4740 \\ 14700 \\ 19440 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 760 \\ 600 \\ 160 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 22700 \\ - 17700 \\ - 5000 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 21660 \\ - 16900 \\ - 4760 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 2950 \\ - 2700 \\ - 250 \end{array}$
$\begin{array}{r} - 2740 \\ - 1860 \\ - 380 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 1650 \\ - 1400 \\ - 250 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 12900 \\ - 10800 \\ - 2100 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 12060 \\ - 10100 \\ - 1960 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 1800 \\ - 1500 \\ - 300 \end{array}$	$\begin{array}{r} 1850 \\ 9600 \\ 11450 \end{array}$	$\begin{array}{r} 914 \\ 750 \\ 164 \end{array}$	$\begin{array}{r} 380 \\ 1800 \\ 2180 \end{array}$
$\begin{array}{r} + 2750 \\ + 1450 \\ + 1280 \end{array}$	$\begin{array}{r} - 1830 \\ - 975 \\ - 855 \end{array}$	$\begin{array}{r} 9750 \\ 11270 \\ 21020 \end{array}$	$\begin{array}{r} 2120 \\ 2550 \\ 4670 \end{array}$				

Los pórticos F, H, J, K, LL, M y Ñ han sido calculados en forma similar al pórtico L, y los pórticos A, B, P y Q han sido diseñados con coeficientes.

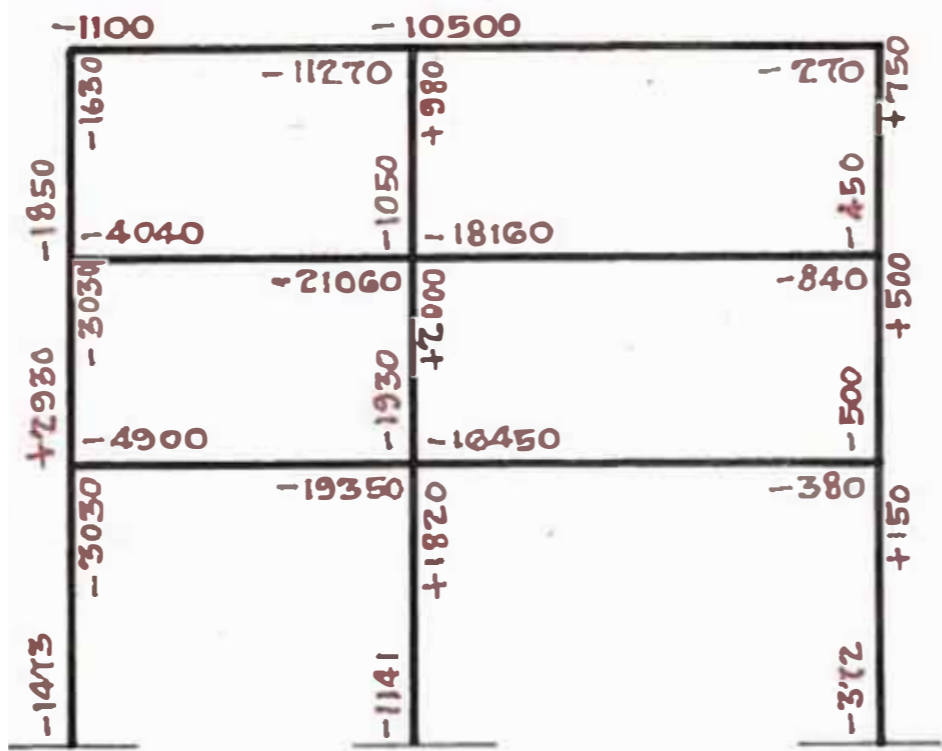
En el caso de los seis primeros pórticos mencionados, cuyos momentos máximos totales aparecen en la lámina que viene a continuación, al hacer para ellos la distribución de fierros en el diseño se encuentran disposiciones sensiblemente iguales debido a que los momentos de las vigas de mayor luz en los nudos centrales se mantienen respectivamente constantes. Es claro que son estos momentos los que mandan en el diseño ya que los momentos en las vigas en los nudos exteriores son reducidos y el refuerzo que requieren es inferior al mínimun:

$$A_{smin} = 0.005 bd ,$$

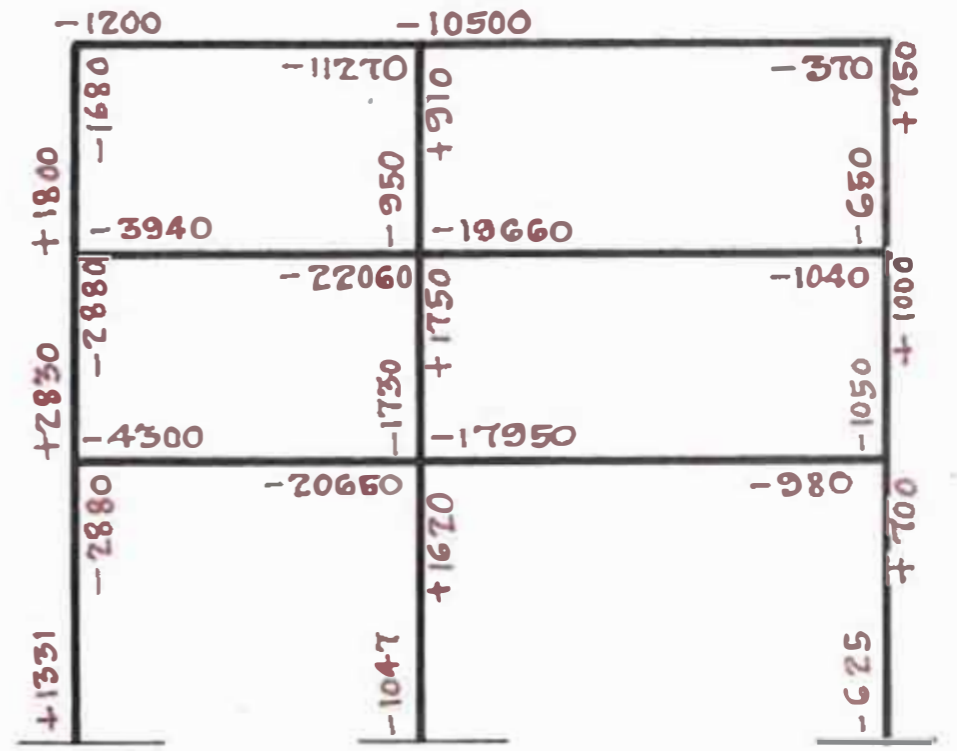
de acuerdo al Reglamento Americano, y por tanto es este último refuerzo el que hay que colocarles a todas uniformándose así el diseño.

Por tanto he asimilado todos estos pórticos al L, con lo que la estructura, se hace más simple reduciéndose a la vez las posibilidades de cometer errores al colocar las armaduras lo que es tan frecuente en nuestro medio donde los obreros son tan descuidados en la ejecución de su trabajo.

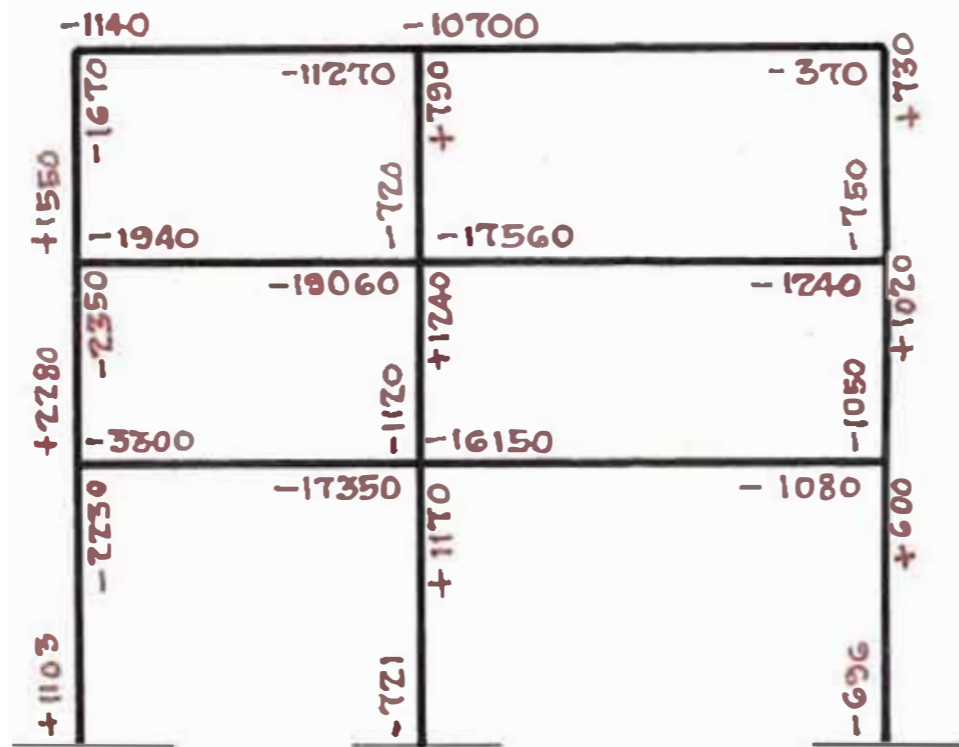
MOMENTOS MAXIMOS TOTALES EN LOS PORTICOS F, H, J, K, LL Y M.



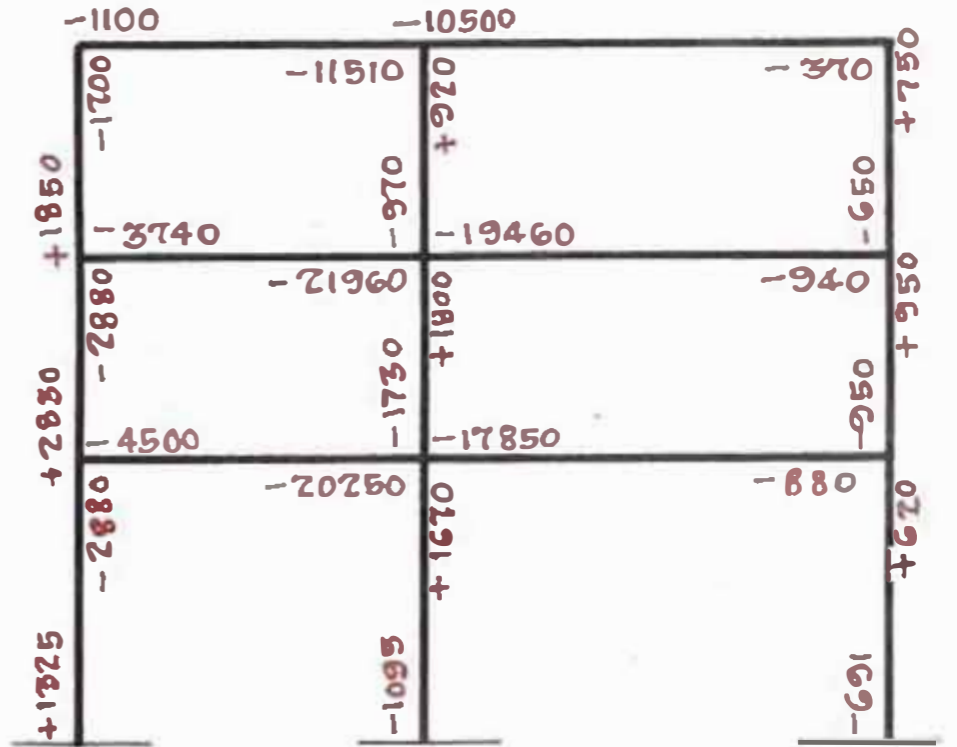
PORTICO F



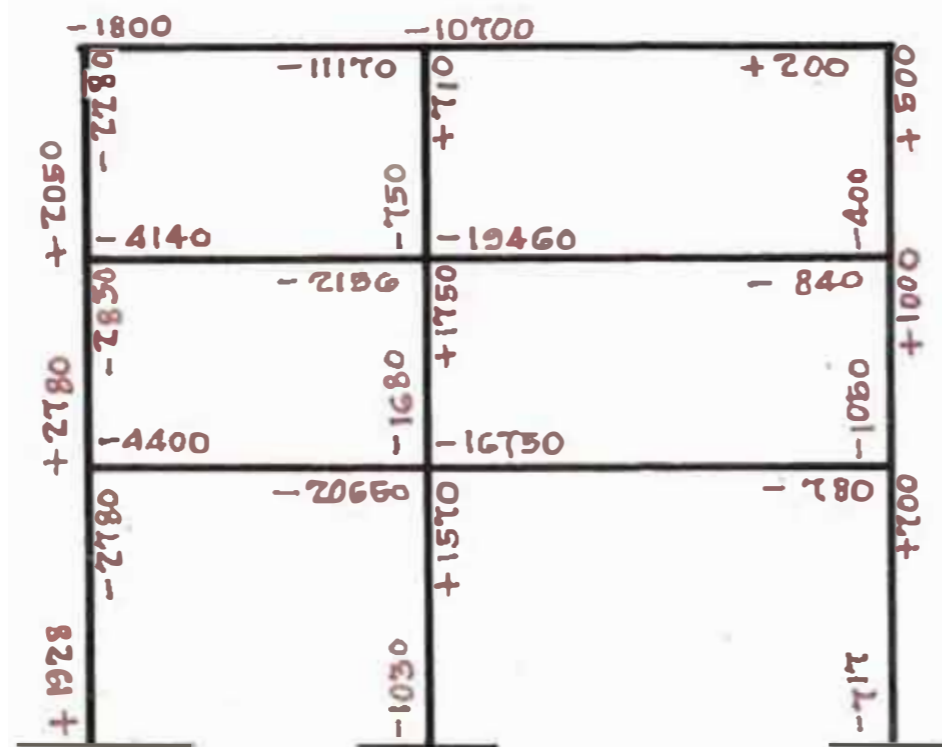
PORTICO H



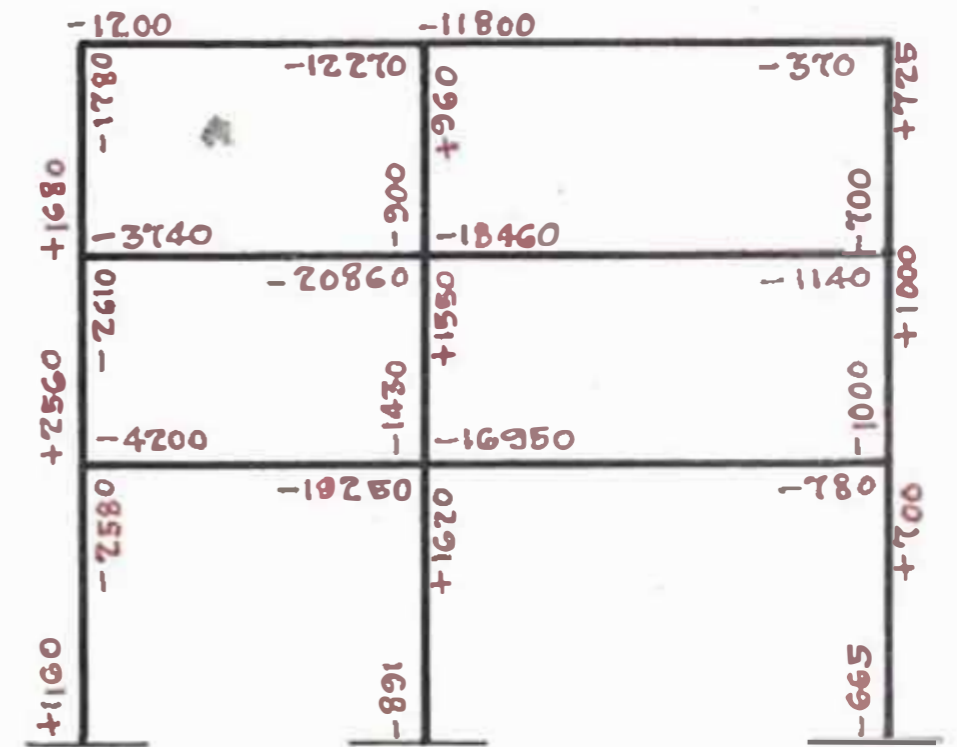
PORTICO J



PORTICO K



PORTICO LL



PORTICO M

Cálculo del Muro de Contención del Sótano.

Datos:

$$\begin{aligned}f'_c &= 2000 \text{ lbs/pulg}^2 \\f_c &= 0.45 f'_c = 900 \text{ lbs/pulg}^2 \\f_s &= 18000 \text{ lbs/pulg}^2 \\n &= 15 \\K &= 165 \\k &= 0.429 \\j &= 0.857 \\p &= 0.0107 \\v_c &= 60 \text{ lbs/pulg}^2 \\v &= 240 \text{ lbs/pulg}^2 \\u &= 150 \text{ lbs/pulg}^2 \text{ (barras deformadas con anclaje especial)}\end{aligned}$$

Altura libre:

$$h = 3 - (0.9 - 0.2) = 2.30 \text{ m.} = 7.5'$$

Empuje total por pié de muro (peso del material del terreno: 100 lbs/pie³):

$$P = 0.286 \frac{wh^2}{2} = 0.286 \times \frac{100 \times 7.5^2}{2} = 1080 \text{ lbs.}$$

Reacción superior:

$$V_s = 1/3 P = 1/3 \times 1080 = 360 \text{ lbs.}$$

Reacción inferior:

$$V_i = 2/3 P = 2/3 \times 1080 = 720 \text{ lbs.}$$

Posición de la sección de máximo momento flector:

$$\text{Del borde del apoyo superior: } 0.58 h = 0.58 \times 7.5 = 4.35'$$

Empuje total por pié de muro en la sección de máximo flector:

$$P' = 0.286 \times \frac{100 \times 4.35^2}{2} = 270 \text{ lbs.}$$

Posición de esta resultante:

$$\text{Del borde del apoyo superior: } 2/3 \times 4.35 = 2.9'$$

Momento flector máximo:

$$\begin{aligned} M &= 360 \times 4.35 - 270 (4.35 - 2.9) \\ &= 1565 - 270 \times 1.45 = 1565 - 390 \\ &= 1175 \text{ lbs-pié} = 14100 \text{ lbs-pulg.} \end{aligned}$$

Altura efectiva:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{14100}{165 \times 12}} = \sqrt{7.1} = 2.7''$$

$$8'' \text{ (espesor mínimo)} - 2'' \text{ (recubrimiento)} = 6'' > 2.7''$$

Luego se adoptara un espesor de muro de 8" = 0.20 m. con un valor de d de 6" = 0.15 m.

Refuerzo mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0025 bd = 0.0025 \times 12 \times 6 = 0.18 \text{ pulg}^2$$

Area de refuerzo requerida por flexión:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_s = \frac{14100}{18000 \times 0.857 \times 6} = 0.15 \text{ pulg}^2 < 0.18 \text{ pulg}^2$$

Ø 3/8" a 7 1/2" = 0.20 m., en la cara interior.

Esfuerzo unitario de corte:

$$v = \frac{V}{jbd} = \frac{720}{0.857 \times 12 \times 6} = 12 \text{ lbs/pulg}^2 < 60 \text{ lbs/pulg}^2$$

Esfuerzo de adherencia:

$$u = \frac{V}{\sum_o j d} = \frac{720}{1.6 \times 1.18 \times 0.857 \times 6} = 80 \text{ lbs/pulg}^2 < 150 \text{ lbs/pulg}^2$$

Refuerzo de temperatura:

$$A_s = 0.0025 bd = .18 \text{ pulg}^2$$

Se colocarán Ø 1/2" a 12" = 0.30 m., en ángulo recto al refuerzo anterior y en ambas caras del muro.

Cálculo de las Zapatas

Para las columnas perimétricas a lo largo de ambas calles he adoptado zapatas de tipo continuo, mientras que para las columnas perimétricas restantes he adoptado ya sea zapatas combinadas aprovechando las columnas interiores adyacentes, o zapatas excéntricas aisladas. Las columnas interiores en general tienen zapatas independientes.

Debido a la calidad del terreno todas estas zapatas se apoyan sobre pilotes. En ningún caso ha sido necesario profundizar dichas zapatas mediante cajones sin fondo hasta alcanzar el terreno resistente, ya que siempre el número de pilotes requerido ha permitido que se puedan acomodar en secciones de apoyo racionales.

Para ilustrar sobre el procedimiento seguido en el diseño voy a presentar el cálculo de dos de los tipos de zapatas adoptados, ya que para los restantes no es más que repetición de desarrollos similares con variaciones de datos numéricos y de posiciones de columnas.

Diseño del tramo KL de la zapata continua:

Datos:

f'_c	=	2000 lbs/pulg ²
f_c	=	$0.45 f'_c = 900$ lbs/pulg ²
f_s	=	18000 lbs/pulg ²
n	=	15
K	=	165
k	=	0.429
j	=	0.857
p	=	0.0107
v_c	=	60 lbs/pulg ²
v	=	240 lbs/pulg ²
u	=	150 lbs/pulg ² (barras deformadas con anclaje especial)

Separación entre centros de columnas:

$$3.80 \text{ m.} = 12.5'$$

Sección de las columnas:

$$0.30 \text{ m.} \times 0.40 \text{ m.} = 12" \times 16"$$

Carga que entregan las columnas:

$$149.20 \text{ kips.}$$

Capacidad admisible de apoyo de cada pilote:

$$12.5 \text{ toneladas} = 27,500 \text{ lbs.} = 27.5 \text{ kips.}$$

Ancho de la zapata:

$$1.75 \text{ m.}$$

Peso de la zapata:

$$2.5 \text{ tonelada/ m.l.} = 1680 \text{ lbs/pie lineal} = 1.68 \text{ kips/pie lineal}$$

Carga total sobre los pilotes:

$$149.2 + 1.68 \times 12.5 = 12.5 = 149.2 + 21 = 170.2 \text{ kips.}$$

Número de pilotes requerido:

$$170.2/27.5 = 6 \text{ pilotes.}$$

Arreglo de los pilotes:

En doble fila; dos bajo cada columna y dos en el centro del tramo.

Separación entre los pilotes:

0.75 m. entre centros en un sentido y 1.90 m. entre centros en el otro sentido.

Distancia del centro de un pilote a la cara de la zapata:

$$0.50 \text{ m.}$$

Empotramiento de los pilotes:

$$4" = 0.10 \text{ m.}$$

Momento flector en la cara de la columna:

$$\begin{aligned} M &= \frac{Pl}{8} = \frac{2 \times 27.5 (12.5-1)}{8} \\ &= \frac{2 \times 27.5 \times 11.5}{8} = 79 \text{ kips-pie} \\ &= 950000 \text{ lbs-pulg.} \end{aligned}$$

Altura efectiva:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{950,000}{165 \times 70}} = \sqrt{82} = 9.06" < 13"$$

$$h = d + \text{recubrimiento} = 13 + 7, = 20" = 0.50 \text{ m.}$$

Esfuerzo unitario de corte:

$$v = \frac{V}{jbd} = \frac{27500}{0.857 \times 70 \times 13} = 35 \text{ lbs/pulg}^2 < 60 \text{ lbs/pulg}^2$$

No se requieren estribos.

Area de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{950,000}{1,8000 \times 0.857 \times 13} = 4.75 \text{ pulg}^2$$

Perímetro requerido por adherencia:

$$u_o = \frac{V}{u j d} = \frac{27500}{150 \times 0.857 \times 13} = 16.5 \text{ pulg.}$$

6 \emptyset 1" proporcionan un area de 4.73 pulg² y un perímetro de 18.84"

Diseño de la zapata aislada LX.-

Datos:

- $f'_c = 2000 \text{ lbs/pulg}^2$
- $f_c = 0.45 f'_c = 900 \text{ lbs/pulg}^2$
- $f_s = 18000 \text{ lbs/pulg}^2$
- $n = 15$
- $K = 165$
- $k = 0.429$
- $j = 0.857$
- $p = 0.0107$
- $v_c = 60 \text{ lbs/pulg}^2$
- $v = 240 \text{ lbs/pulg}^2$
- $u = 150 \text{ lbs/pulg}^2$ (barras deformadas con anclaje especial)

Sección de la columna:

$$0.30 \text{ m.} \times 0.35 \text{ m.} = 12" \times 14"$$

Carga que entrega la columna:

$$229 \text{ kips.}$$

Capacidad admisible de apoyo de cada pilote:

$$12.5 \text{ toneladas} = 27.500 \text{ lbs.} = 27.5 \text{ kips.}$$

Dimensiones de la zapata:

$$2.5 \times 2.5 \times 0.6$$

Peso de la zapata:

$$7.5 \text{ toneladas} = 16500 \text{ lbs.} = 16.5 \text{ kips.}$$

Carga total sobre los pilotes:

$$229 + 16.5 = 245.5 \text{ kips.}$$

Número de pilotes requerido:

$$245.5/27.5 = 9 \text{ pilotes.}$$

Arreglo de los pilotes:

$$3 \text{ filas de a } 3 \text{ pilotes.}$$

Separación entre los pilotes:

$$0.75 \text{ m. entre centros.}$$

Distancia del centro de un pilote exterior a la cara de la zapata:

$$0.50 \text{ m.}$$

Empotramiento de los pilotes:

$$4" = 0.10 \text{ m.}$$

Momento flector en la cara de la columna:

$$M = 27500 \times (30-6) = 660,000 \text{ lbs-pulg.}$$

Valor de ϕ :

$$\text{Ancho de la columna } + 12" = 12 + 12 = 24"$$

Altura efectiva:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{660,000}{165 \times 24}} = \sqrt{150} = 12.25" < 17"$$

$$h = d + \text{recubrimiento} = 17 + 7 = 24" = 0.60 \text{ m.}$$

Esfuerzo unitario de corte:

$$V = 27500 \text{ (reacción de un pilote)}$$

b = ancho de la columna + 2 veces la distancia de la sección crítica para corte, de la cara de la columna, distancia que vale $\frac{d}{2}$

$$b = 12 + 2 \times \frac{17}{2} = 29"$$

$$v = \frac{V}{jbd} = \frac{27500}{0.857 \times 29 \times 17} = 65 \text{ lbs/pulg}^2 \text{ (aceptable)}$$

Area de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{660,000}{18,000 \times 0.857 \times 17} = 2.5 \text{ pulg}^2$$

Perímetro requerido por adherencia:

$$\Sigma o = \frac{V}{u j d} = \frac{27500}{150 \times 0.857 \times 17} = 12.6"$$

13 \emptyset 1/2" proporcionan un area de 2.55 pulg² y un perímetro de 20.4"

Por tanto se colocarán dos bandas de estas varillas en ángulo recto,

Cálculo de la Caja de los Ascensores.-

El diseño de una caja para ascensor se puede abreviar adoptando varias simplificaciones.

Sea la fórmula de la flexión compuesta para el mayor esfuerzo de compresión en la sección resistente:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{MC}{I}$$

La expresión de dicha sección es:

$$A = A_g + (n-1) A_s$$

y como el momento flector vale:

$$M = Pe$$

Reemplazando estos valores en la primera fórmula tengo:

$$\sigma = \frac{P}{A_g + (n-1)A_s} + \frac{Pec}{I}$$

De donde despejando A_s obtengo la expresión que permite calcular aproximadamente el área de acero que se necesita de refuerzo, a saber:

$$A_s = \frac{P (I + A_g ec) - I \sigma A_g}{(n-1) (I \sigma - Pec)}$$

El momento de inercia que se considera es siempre el del área gruesa.

Esta fórmula tiene como limitación:

$$e \leq \frac{l}{6}$$

que queda salvada en el presente caso así como en la mayoría de casos ordinarios.

Si resultara $e > \frac{l}{6}$,

por presentarse esfuerzos de tensión en la sección resistente, hay que despreñar el área de concreto que soporta tales esfuerzos y entonces la solución nos lleva a una ecuación cúbica.

Para aplicar en la práctica la fórmula aquí deducida se procede en cada piso a calcular tanto el valor dado por la expresión en referencia, como el área mínima de refuerzo que permite el reglamento, adoptándose como es natural el mayor de estos dos valores.

Cálculo de la Escalera para el Sótano.-

El diseño lo he realizado considerando este elemento como una viga inclinada cuya luz de flexión es la proyección de su longitud sobre el nivel horizontal. Para el cálculo he tomado un ancho unidad. El detalle numérico no lo presento por no repetir procedimientos ya expuestos.

Cálculo de las Vigas de Arriostramiento.-

Este diseño lo he efectuado haciendo uso de coeficientes.² He considerado un valor para el momento de flexión de $1/12 w l^2$ y el area de refuerzo que con él obtengo lo mantengo uniforme tanto en la parte superior como en la inferior de las vigas. De esta manera facilito la colocación de los estribos los que van repartidos uniformemente con una separación de $3/4d$. Con esta disposición los miembros son capaces de resistir en forma segura los esfuerzos de flexión en plano vertical debido al peso propio y a las cargas muertas, los esfuerzos de flexión en plano horizontal debido al desigual desplazamiento lateral de los pórticos adyacentes y los esfuerzos de torsión debido al desigual ángulo de rotación de los nudos de los pórticos a uno y otro lado de las vigas de arriostramiento. El cálculo numérico es tan sencillo que no he creído del caso añadirlo a las presentes líneas.

Estimación de Costo de la Estructura

Análisis de costo de 1 m³. de concreto para estructuras de concreto armado.-

(Elaboración mecánica)

Proporción:

	320 Kgs. de cemento portland.	Concreto:
(Materiales necesarios para hacer 1 m ³ . de concreto)	0.460 m ³ . arena gruesa.	1:2:4
	0.920 m ³ . de piedra partida.	

Jornales:

Maquinista: 14. S//j. = 1.75 S//h.

Peón: 10 S//j. = 1.25 S//h.

Materiales:

a).- Cemento portland: 320 Kgs. a 106 S//T.-----	S/	33.92
b).- Arena gruesa: 0.460 m ³ . a 16 S//m ³ .-----		7.36
c).- Piedra partida: 0.920 m ³ . a 18 S//m ³ .-----		<u>16.56</u>
Costo de los materiales:---	S/	57.84

Mano de obra:

a).- Descarga de 320 Kgs. de cemento en bolsas y conducción al depósito:

Peón: 0.75 h/T x 0.320 T a 1.25 S//h.----- S/ 0.30

b).- Descarga de 0.460 m³. de arena a pala desde el cerro al suelo:

Peón: 0.40 h/m³ x 0.460 m³. a 1.25 S//h.-- 0.23

c).- Descarga de 0.920 m³. de piedra partida a pala desde el carro al suelo:

Peón: 0.80 h/m³ x 0.920 m³. a 1.25 S//h.-- 0.92

Van: S/ 1.45

Vienen:..... S/ 1.45

d).- Batido del concreto en hormigonera:

Maquinista: 0.35 h/m³. a 1.75 S//h.----- 0.62

Peón: 1.5 h/m³. a 1.25 S//h.----- 1.88

Costo de la mano de obra:----- S/ 3.95

Gastos generales:

17% del costo de mano de obra.----- S/ 0.67

Costo de 1 m³. de concreto sin beneficio:----- S/ 62.46

Redondeando: 62.50 S//m³.

Son: Sesentidos Soles Oro con Cincuenta centavos por Metro Cúbico de Concreto.-

- - - - -

Análisis de costo de 1 m³. de concreto armado en miembros de este material.-

Entran en promedio 100 Kgs. de hierro por m³. de concreto.

Jornales:

Carpintero : 16 S//j. 2 S//h.
Albañil : 15 S//j. 1.88 S//h.
Armador : 15 S//j. 1.88 S//h.
Maquinista : 14 S//j. 1.75 S//h.
Peón : 10 S//j. = 1.25 S//h.

Materiales:

a).- Concreto, 1:2:4; 1 m³. a 62.50 S//m³., según análisis anterior.----- S/ 62.50

b).- Hierro redondos corrugados para armaduras: 100 Kgs. a 2.50 S//kg.----- 250.00

c).- Tablas de pino de 1" de espesor para encofrado a usar 4 veces:

$\frac{12 \text{ m}^2}{4} = 3 \text{ m}^2$ a 70 S//m².----- 210.00

Van:..... S/ 522.50

Vienen:..... S/. 522.50

d).- Tirantillos 3" x 3" para labgueros y apuntalamiento a usar 6 veces:

$45 \frac{m.l.}{6} = 7.50 \text{ m.l. a } 6 \text{ S//ml.} \text{-----} 45.00$

e).- Alambre flexible para ataduras: 0.5 Kgs.
a 3.50 S//Kgs.-----

1.75

f).- Clavos para el encofrado.-----

5.00

Costo de los materiales:----- S/. 574.25

Mano de obra:

a).- Descarga de los hierros y trasporte hasta 25 m. de distancia:

Peón: 0.20 h/100 kgs. x 100 Kgs. a 1.25 S//h S/ 0.25

b).- Cortar hierros:

Armador: 0.50 h/100 Kgs. x 100 Kgs. a 1.88 S//h.----- 0.94

Peón: 1 h/100 Kgs. x 100 Kgs. a 1.25 S//h.- 1.25

c).- Doblar hierros:

Armador: 1 h/100 Kgs. x 100 Kgs. a 1.88 S//h 1.88

Peón: 1 h/100 Kgs. x 100 Kgs. a 1.25 S//h.- 1.25

d).- Armar los hierros y colocarlos en el encofrado:

Armador: 1 h/100 Kgs. x 100 Kgs. a 1.88 S//h. 1.88

Peón: 6 h/100 Kgs. x 100 Kgs. a 1.25 S//h.-- 7.50

e).- Preparación del encofrado:

Carpintero: 1.30 h/m2. x 10 m2. a 2 S//h.--- 26.00

Peón: 0.20 h/m2. x 10 m2. a 1.25 S//h.----- 2.50

f).- Transporte horizontal del concreto en carritos volcadores de dos ruedas, hasta 25 m. de distancia y en montagarga hasta 20 m. de altura:

Van:..... S/. 43.45

	Vienen:...	S/.	43.45
	Maquinista: 0.35 h/m ³ a 1.75 S//h.-----		0.62
	Peón: 1.30 h/m ³ . a 1.25 S//h.-----		1.62
g).- Colocación y apisonado del concreto:			
	Albañil: 0.55 h/m ³ a 1.88 S//h.-----		1.04
	Peón: 1.10 h/m ³ . a 1.25 S//h.-----		1.38
h).- Desencofrado y limpieza:			
	Peón: 0.30 h/m ² . x 10 m ² . a 1.25 S//h.-----		<u>3.75</u>
	Costo de la mano de obra:-----	S/.	51.86
Gastos Generales:			
	17% del costo de mano de obra:-----	S/.	8.80
Beneficio:			
	10%.-----		<u>63.49</u>
	Costo de 1 m ³ . de concreto armado:	S/.	698.40
	Redondeado: 700.00 S//m ³ .		

Son: Setecientos Soles Oro por Metro **Cúbico** de Concreto Armado

Costo de la Estructura

Volumen aproximado total de concreto armado que entra en la estructura:----- 1100 m³.

Costo total de la estructura en bruto: 1100 x 700 = S/ 770,000

Son: Setecientos Setenta Mil Soles Oro.

Lima, Mayo de 1949.

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

Cálculo de Estructuras Reticulares por Carlos Fernández Casado.

Theory of Structures por S. Timoshenko.

Estructuras Continuas de Hormigón Armado por Hardy Cross y Newlin Morgan.

Statically Indeterminate Structures por L.C.Maugh.

Reinforced Concrete Design por Hale Sutherland y Raymond Reese.

Simplified Design of Reinforced Concrete por Harry Parker.

El Hormigón Armado por Rudolf Sáliger.

Reinforced Concrete Buildings por L.C.S.Staff.

Reinforced Concrete Design Handbook del American Concrete Institute.

Architects' and Builders' Handbook por Frank Kidder y Harry Parker.

Apuntes del Curso de Procedimientos de Construcción del Ingº Ricardo Valencia.