

19
lej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"

**"ESTRUCTURA DE ACERO PARA SOPORTE DE EQUIPOS
EN UNA PLANTA INDUSTRIAL, INCLUYENDO
TRABE - CARRIL".**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N :
HILARIO MORANTE MORANTE
JOSE CALIXTO CHAVEZ



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



ESCUELA NACIONAL
DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

HILARIO MORANTE MORANTE
P R E S E N T E .

En contestación a la solicitud de fecha 27 de noviembre del año próximo pasado, presentada por José Calixto Chávez y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. GUSTAVO JIMENEZ VILLEGAS pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado " ESTRUCTURA DE ACERO PARA SOPORTE DE EQUIPOS EN UNA PLANTA INDUSTRIAL, INCLUYENDO TRABE-CARRIL", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi atenta consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Méx., enero 9 de 1986.
EL DIRECTOR


LIC. SERGIO GUERRERO VERDEJO


c.c.p. Coordinación de Ingeniería (21).
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Asesor de Tesis.

CC/11/100/1111

INDICE

CAPITULO I INTRODUCCION	1
CAPITULO II REQUERIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA	6
II.1 FUNCIONES	6
II.2 EQUIPOS	6
II.3 LOCALIZACION DE LOS EQUIPOS	8
II.4 BANCOS DE APOYO PARA EQUIPOS	8
II.5 LOCALIZACION DE LOS EJES DE COLUMNAS	8
II.6 ESTRUCTURACION DE LA ZONA DE EQUIPOS POR NECESIDADES DE SERVICIO	8
II.7 AREA DE MANTENIMIENTO DE HACES DE TUBOS	8
II.8 ACCESO A LOS DIFERENTES NIVELES	8
II.9 ANILLOS PARA ESTABILIZAR COLUMNAS	8
CAPITULO III ANALISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	
III.1 METODO DE DISEÑO ELASTICO	15
III.2 METODO DE ANALISIS DE LOS MARCOS	15
III.3 FUERZAS LATERALES EN LA ESTRUCTURA Y EQUIPOS	17
III.4 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS INTERIORES DE MARCOS EN PLANTA NIVEL + 110.975	23
III.4.1 ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS TIPO "a"	23
III.4.2 ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS TIPO "f"	26
III.4.3 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS TIPO "g"	27
III.5 ANALISIS Y DISEÑO DE LA VIGA "e"	28
III.5.1 DISEÑO DE LA VIGA "d"	29
III.6 ANALISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS INTERIORES DEL MARCO LIMITADO POR LOS EJES 4, 5, B y C	34
III.7 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS DEL MARCO EJES 5, 6, B y C	41
III.8 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS INTERIORES DEL MARCO 6, 7, B y C	45
III.9 ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS DEL MARCO 6,7, B y C	46
III.10 ANALISIS Y DISEÑO DE LA REJILLA ABATIBLE QUE SIRVE PARA DAR MANTENIMIENTO A LOS HACES DE TUBOS	50
III.10.1 VIGA 1 DE LA REJILLA ABATIBLE	50
III.10.2 VIGA 2 DE LA REJILLA ABATIBLE	52
III.10.3 VIGA 3 DE LA REJILLA ABATIBLE	53

III.10.4 VIGA 4 DE LA REJILLA ABATIBLE	54
III.10.5 VIGA 5 DE LA REJILLA ABATIBLE	55
III.10.6 VIGA 6 DE LA REJILLA ABATIBLE	56
III.10.7 VIGA 7 DE LA REJILLA ABATIBLE	57
III.11 ESTRUCTURAS DE EXTRACCION	60
III.12 ANALISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SECUNDARIOS DEL 4° NIVEL, PLANTA EN ELEVACION + 117.975	61
III.12.1 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS QUE SOPORTAN A LOS EQUIPOS EA-306 Y EA-307	61
III.12.2 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS QUE SOPORTAN A LOS EQUIPOS EA-310 A Y EA-310 B	66
III.12.3 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS QUE SOPORTAN A LOS EQUIPOS EA-313 A/B, C/D	70
III.12.4 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS QUE SOPORTAN A LOS EQUIPOS EA-314 = EA-314 B EA-312 A/B = EA-312 D/E Y EA-318	74
III.13 TRABE CARRIL	90
III.14 DETERMINACION DE LAS CARGAS ACTUANTES EN MARCOS DE LA ESTRUCTURA	102
III.15 ANALISIS DEL MARCO LONGITUDINAL EJE "B" POR EL METODO DE KANI-MODIFICADO	109
III.16 RESUMEN DE LAS TRABES PRINCIPALES QUE FORMAN LOS MARCOS DE LA ESTRUCTURA	144
III.17 DETERMINACION DE LAS FUERZAS CORTANTES EN MARCOS PRINCIPALES	145
III.18 COLUMNAS	146
III.19 CONEXIONES	155
CAPITULO IV ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION	160
CAPITULO V	
CONCLUSIONES	182
BIBLIOGRAFIA	184

CAPITULO
I
INTRODUCCION

INTRODUCCION

I.1 IMPORTANCIA DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

Las construcciones de la época actual cualquiera que sea el propósito a que se destinen prácticamente no se pueden concebir sin el empleo de dos materiales - estructurales que por sus características mecánicas se hacen indispensables en el desarrollo de la Ingeniería Civil; tales materiales son, el Concreto u Hormigón y el Acero; en el Concreto la propiedad principal consiste en su alta resistencia a la compresión y en el Acero, su resistencia a la tensión, por lo tanto, al combinar estos materiales adicionan sus propiedades resultando lo -- que se conoce como Concreto Reforzado que es un material con gran resistencia a los esfuerzos normales y tangenciales inducidos por las cargas actuantes que obran sobre las estructuras hechas de Concreto Reforzado.

Refiriéndonos en particular a las estructuras de Acero, diremos que constituyen la parte medular de casi toda la Industria sirviendo como soporte y apoyo de toda clase de maquinaria y equipo, esto se evidencia más en la Industria -- Química y en la extractiva como es la Petrolera, pues comenzando con la Torre de Perforación, que comprenden a las Plataformas Marinas hasta los grandes --- complejos Petroquímicos las estructuras metálicas son la constante indispensable.

El uso de estructuras de acero en la Industria se debe a varias ventajas, citando algunas:

a) RAPIDEZ EN EL TIEMPO DE ERECCION

-Las operaciones prácticamente se reducen al armado y unión de los miembros de acero, ya que estos han sido previamente dimensionados y preparados en taller o en campo.-

b) FACILIDAD EN LA MODIFICACION DE LA ESTRUCTURA

-Con mucha frecuencia por motivos de operación, expansión o adaptación es - necesario modificar la estructura original y debido a la importancia de la producción u altos costos operativos es necesario que el tiempo de readaptación se reduzca al mínimo lo cual se logra si la estructura es metálica ya que las labores se reducen a redimensionar y unir los nuevos miembros - e inmediatamente vuelve a ser funcional la estructura.-

c) MENOR PESOS MUERTO TOTAL

-Al no utilizarse concreto, el peso total que obra en la cimentación es menor por lo cual se reducen las dimensiones de la misma con su correspondiente reducción en costo.-

d) MAYOR ESBELTEZ DE SUS MIEMBROS

-Debido a sus propiedades mecánicas los miembros de acero estructurales presentan secciones más reducidas.-

Como es natural el acero tiene también sus desventajas siendo las más importantes:

LA OXIDACION, que tiende a corroer el material reduciendo su resistencia según el grado que haya alcanzado en el miembro; afortunadamente es po

sible minimizar esta desventaja por medio de gran variedad de productos químicos que van desde recubrimientos de Zinc y A falto hasta -- pinturas especiales.

EL FUEGO, peligro siempre presente en las actividades industriales; llega a -- provocar si no colapso de la estructura, si grandes deformaciones.

Estas desventajas se evitan utilizando RECUBRIMIENTOS que pueden aminorar los efectos antes citados, el empleo de capas delgadas de concreto es de uso común.

I.2 NOTAS HISTORICAS

El uso de acero como material estructural data de principio del siglo pasado en Inglaterra, cuando la producción relativamente grande -para esa época- hizo posible la fabricación de placas y barras que podían unirse por medio de remaches y de esta manera formar estructuras de elevada resistencia a las cargas.

El desarrollo de la industria metalúrgica del acero se efectuó en forma paralela al del incipiente ferrocarril ya que éste para su expansión necesitaba de -- grandes cantidades de rieles y también para la fabricación de locomotoras y vagones. Los primeros puentes para ferrocarril se construyeron de "Acero" como el puente BRITANIA en el Norte de Gales y en el que se utilizaron vigas de sección en cajón.

Es necesario señalar que el primer material metálico utilizado no fue el acero como lo conocemos en la actualidad, en realidad se trataba de hierro colado, este "Acero" rudimentario era muy frágil por lo cual fue substituido por el Hierro Forjado y finalmente tras muchos ensayos y pruebas se llegó al acero actual que en su amplia gama de especificaciones y calidad se encuentra a disposición del Ingeniero Constructor.

El empleo más espectacular del acero en estructuras posiblemente se haya logrado en los Estados Unidos de Norteamérica, país en donde por primera vez se construyeron edificios a base de estructuras de acero que sobrepasaron el centenar de metros de altura siendo el ejemplo más notable el EMPIRE STATE BUILDING, en la ciudad de Nueva York, también en este país se construyeron gigantescos puentes metálicos como el de BROOKLYN, y más recientemente el VERRAZANO-NARROWS, -- ambos en Nueva York.

En Europa y para ser más precisos en París, Francia se localiza la estructura -- metálica de líneas estéticas sencillas pero elegantes conocida como la TORRE -- EFFEL que es una consagración indiscutible de la estructuración en acero.

En México la primera estructura metálica utilizada en un edificio de altura considerable (45 pisos) ha resistido satisfactoriamente los sismos de 1957 y 1985, lo que demuestra la seguridad de dichas construcciones a base de acero estructural.

I.3 PROPIEDADES DEL ACERO

Si tenemos en cuenta que materiales estructurales son aquellos usados en las -- construcciones debido a su capacidad para resistir esfuerzos, se comprenderá -- que serán preferidos aquellos que por sus características presentan mayor resistencia a los esfuerzos normales (axiales, de tensión, de compresión y de flexión) y tangenciales o secantes: (cortantes y torsionales).

Los materiales estructurales usados hasta épocas relativamente reciente consistieron exclusivamente en piedra -en sus múltiples variedades- ladrillos de ba--

ro, morteros, los cuales tienen elevada resistencia a la compresión pero baja a la tensión, por lo tanto, las construcciones de la antigüedad fueron diseñadas empíricamente solo para resistir esfuerzos de compresión, así se explica también que en muchos casos los elementos estructurales formados por bloques solo estuvieran superpuestos o en el mejor de los casos unidos por una capa de mortero pobre, como en el caso del tipo piramidal de construcción.

Aunque el hierro -materia prima del acero- fue conocido desde épocas antiguas su producción fue muy escasa debido en gran parte a la rudimentaria tecnología, en rigor se puede decir que su uso en la antigüedad fué muy limitado y visto -- con curiosidad.

Con el correr del tiempo la tecnología metalúrgica se fue desarrollando de modo que en el siglo XIX, alcanzó su mayoría de edad haciendo posible la producción masiva del hierro, lo que dio como resultado que su empleo se fuera extendiendo y comenzara el auge de las construcciones de acero.

Debido a su constitución interna los materiales estructurales pueden ser frágiles y dúctiles; los frágiles son poco deformables, es decir, inelásticos y por lo general fallan después de sufrir pequeñas deformaciones, por el contrario, los materiales dúctiles soportan grandes deformaciones antes de fallar, característica importantísima en el aspecto de seguridad, ya que de este modo se pueden tomar las providencias pertinentes antes de un posible colapso en una estructura que debido a cargas excesivas comienza a deformarse de no poseer esta característica la falla sería repentina y brusca con todo lo que esto significa.

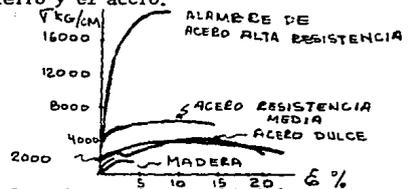
El acero estructural queda clasificado como material con alto índice de ductilidad.

La siguiente tabla nos presenta en forma comparativa algunas propiedades de materiales estructurales.

MATERIAL	RESISTENCIA ULTIMA u kg/cm ²		MODULO DE ELASTICIDAD E kg/cm ²	TIPO DE MATERIAL
	TENSION COMPRESION			
PIEDRA	GRANITO	400	2000	FRAGIL
	CALIZA	50	400	
LADRILLO (RESISTENCIA MEDIA)	60	600	3 x 10 ⁵	
MADERA (PINO)	A LO LARGO	1200	300	1.5 x 10 ⁵
	A TRAVEZ	35	-	-
CONCRETO DE CEMENTO PORTLAND	TRABAJO MASIVO	20	200	2.5 x 10 ⁵
	REFUERZO NORMAL			
ALTA RESISTENCIA	TRABAJO PRESFORSAO	60	600	4 x 10 ⁵
	HIERRO FUNDIDO	2000	8000	1.2 x 10 ⁶
HIERRO Y ACERO	HIERRO FORJADO	3000	3000	1.9 x 10 ⁶
	ACERO ESTRUCTURAL	4500	4500	2.1 x 10 ⁶
RESISTENCIA MEDIA	ACERO RESISTENCIA	6000	6000	2.1 x 10 ⁶
	ALAMBRE ALTA RESISTENCIA	20000	-	2.1 x 10 ⁶
ALUMINIO DURALUMINIO	4500	4500	7 x 10 ⁵	

Como puede observarse en la tabla, de todos los materiales enumerados el que reúne los mayores valores de resistencia es el hierro y el acero.

La gráfica adjunta esfuerzo deformación, nos muestra con más objetividad las diferencias entre los mismos materiales.



En la gráfica podemos observar que algunos materiales tienen más capacidad de deformación lo que significa mayor ductilidad como es el caso del aluminio -- (Duraluminio) y del acero, estos materiales pueden deformarse hasta en un 20% aproximadamente de su dimensión original, en cambio otros, como el concreto y la madera tienen poca capacidad de deformación, en el caso del concreto su deformación máxima es aproximadamente del 0.20% de su longitud inicial.

Tomando en consideración las diferencias en capacidad de deformación y resistencia podemos comprender la importancia del acero estructural como material para construcción.

Actualmente el Ingeniero Constructor dispone de amplia variedad de acero, hasta se puede decir que hay un acero para cada necesidad específica.

Por su composición y propiedades mecánicas los aceros estructurales se clasifican en varios grupos. Tabla 2

GRUPO	CLASIFICACION	RANGO DE ESPESORES (CM)	RESISTENCIAS MINIMAS (kg/cm ²)	
	ASTM*		PUNTO DE FLUENCIA	TENSION
ACEROS ESTRUCTURALES AL CARBONO	A 7	TODOS ESPESORES	2320	4218
	A 373	HASTA 10 INCL.	2250	4078
	A 36	HASTA 10 INCL.	2531	2418
		HASTA 1.90 INCL.	3515	4922
ACEROS ALTA RESISTENCIA	A 242	3.81 INCLUSIVE	3234	4710
		DESDE 3.81 HASTA 10 INCLUSIVE	2953	4429
		HASTA 1.90 INCL.	3515	4922
ACEROS ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACION	A 440	3.81 INCLUSIVE	3234	4711
		DESDE 3.81 HASTA 10 INCLUSIVE	2953	4429
		HASTA 1.90 INCL.	3515	4922
	A 441	DESDE 1.90 HASTA 3.81 INCLUSIVE	3234	4711
		DESDE 3.81 HASTA 10 INCLUSIVE	2953	4429

TABLA 2

*AMERICAN SOCIETY TESTING MATERIALS
(SOCIEDAD AMERICANA DE ENSAYE DE MATERIALES)

Además de los aceros anteriores se fabrican también otros tipos como son los - aceros forjados y piezas fundidas especiales, estos materiales son de uso restringido en la construcción.

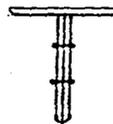
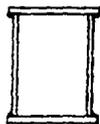
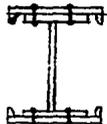
I.4 PIEZAS DE ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural empleado en la construcción consiste en piezas elaboradas en las laminadoras; es decir; procedentes de fábrica ó bien en piezas armadas en campo ó taller.

De las piezas laminadas en las fundidoras, las que se obtienen en el mercado - pueden ser de los siguientes tipos.



SECCIONES LAMINADAS



Las secciones armadas son muy variadas y dependen de las necesidades específicas de diseño, como por ejemplo, el refuerzo de alguna sección del miembro ó bien, porque en un momento dado no sea posible obtener secciones laminadas en el mercado

CAPITULO

II

REQUERIMIENTOS
DE LA ESTRUCTURA

REQUERIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA

En este capítulo analizaremos los aspectos más importantes, considerados durante el diseño de la estructura.

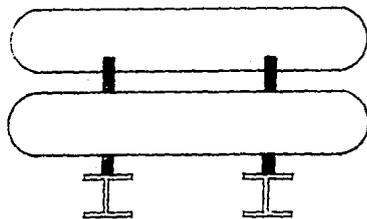
II.1 FUNCIONES:

Toda estructura necesariamente debe cumplir con las funciones para las que fue construida, ya que de no hacerlo, implica mala estructuración de la misma. Es por eso que en esta etapa contemplamos hasta el más mínimo detalle de tal manera que se satisfagan todos los requerimientos que en un momento dado definan a la estructura como funcional o no funcional.

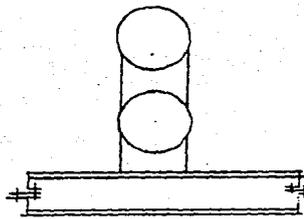
En primer lugar, consideramos que la estructura forma parte de una planta industrial y como función primordial es la de sostener equipos. Como podemos darnos cuenta, la estructura del edificio estará regida por los requerimientos de los equipos ó sea que serán los equipos quienes indicarán que forma tendrá la estructura. Por lo tanto es necesario conocer como están constituidos estos, si requieren o no mantenimiento, dimensiones de los mismos, etc.

II.2 EQUIPOS:

Los equipos se pueden apreciar transversal y longitudinalmente en los siguientes dibujos.



VISTA LONGITUDINAL



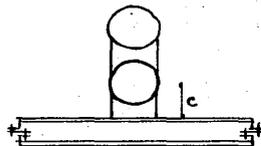
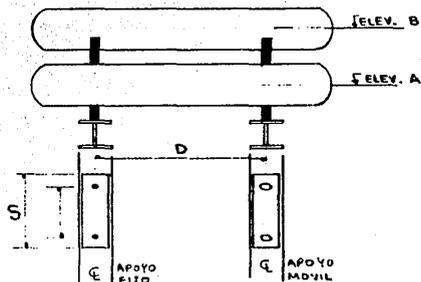
VISTA TRANSVERSAL

Como se puede observar, pueden estar solos, dobles ó triples según se requiera.

En base a esta característica, los claros entre traveses los rigen los equipos que mayor altura tengan. Dichos equipos descansan sobre dos silletas una fija y la otra móvil.

La silleta para el apoyo fijo consta de dos anclas que embonan exactamente con el agujero impidiendo el desplazamiento lateral del equipo. Contrariamente, el apoyo móvil consta de dos agujeros oblongos que permiten el desplazamiento a los lados del equipo en cuestión.

En la siguiente tabla se tienen los equipos con sus dimensiones.



EQUIPO	ANCHO DE LA SILLETA (S) MM	C MM	ELEV. A	ELEV. B	W LLENO DE AGUA (LBS)	W OPERACION (LBS)	W DISEÑO (LBS)	DISTANCIA ENTRE SILLETAS (D = MM)
EA 317	1072	787	+ 113.000	+ 114.753	35700	28050	33660	2781
EA 312	1082	787	+ 120.600	+ 122.379	38550	31150	37380	2743
EA 313	1072	787	+ 120.600	+ 122.404	39050	31850	38220	3815
EA 314	1118	813	+ 120.600		40600	39240	39240	3327
EA 318	758	610	+ 119.900		17800	18100	21720	3581
EA 306	626	533	+ 119.500	+ 120.720	12650	12400	14880	3327
EA 315	882	686	+ 113.150	+ 114.726	23250	17700	21240	2781
EA 310	1038	775	+ 119.900		34050	27350	32820	3404
EA 309	626	533	+ 113.000	+ 114.720	12650	12400	14880	3632

A continuación, se señalarán cada uno de los requerimientos de los equipos para así estructurar de acuerdo a ellos:

II.3 LOCALIZACION DE LOS EQUIPOS

Si los equipos están localizados en elevaciones variadas, es necesario uniformizarlas hasta donde sea posible, ya que de esta manera, la estructuración de las trabes se hará -- con mayor facilidad. Una vez satisfecho este requisito, procederemos de igual manera para las coordenadas de los apoyos fijo y móvil procurando que el apoyo móvil de estos se localice en el eje principal (EN TRABES QUE VAN DE COLUMNA A COLUMNA; (VER LA FIG. 1 Y 2) ya que las vigas que soportan el apoyo fijo tendrán efectos secundarios durante el sismo.

II.4 BANCOS DE APOYO PARA EQUIPOS

Es muy común que los equipos no queden exactamente a una misma altura por lo que se tendrán que utilizar bancos de apoyo para salvar las diferencias de elevaciones siempre y cuando no sean muy grandes.

II.5 LOCALIZACION DE LOS EJES DE LAS COLUMNAS

El 1er. eje, estará definido por los apoyos móviles de los equipos eje B y las columnas tendrán una separación aproximada de 6 a 7 mts. para evitar que las trabes tengan un gran peralte (VER FIG. 3, 4 Y 5), una vez localizadas las columnas del eje B, en base a la longitud de los equipos, se define el 2° eje (EJE "C") con el que se forma un marco rígido donde descansarán los equipos propiamente dicho.

II.6 ESTRUCTURACION DE LA ZONA DE EQUIPOS POR NECESIDADES DE SERVICIO

La viga que soporta el apoyo fijo será la que rijas la estructuración de esta área y así sucesivamente se colocarán vigas alrededor de los equipos para permitir el acceso a los instrumentos y accesorios de los mismos y también son necesarios para una buena circulación en el edificio. Las trabes proporcionadas para cubrir este aspecto buscan dividir la planta estructural en cuadros de 1.0 a 1.25 mts. por lado con objeto de que la rejilla trabaje adecuadamente y se tenga una cierta rigidez en la planta, dicha rigidez se aumenta colocando contraventeos horizontales (FIG. 4)

II.7 AREA DE MANTENIMIENTO DE HACES DE TUBOS

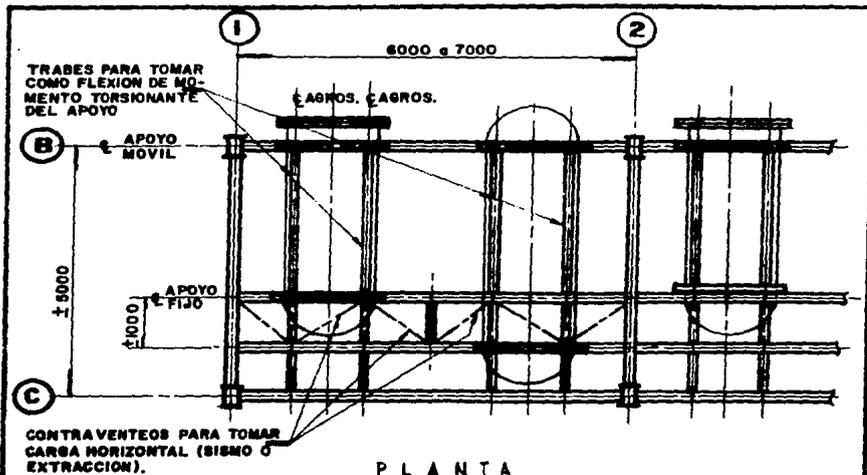
En vista de que los equipos tienen en su interior un haz de tubos a los que se les debe dar mantenimiento, es necesario contar con un área por ese fin ó bien, para bajarlo a piso. Esto implica la necesidad de una grúa viajera, lo cual nos obliga a proporcionarle un claro más al edificio. Para estructurar esta sección, existen varias alternativas: La primera consiste en brindar pasillos alrededor de un hueco por el cual se bajará el haz -- hasta el piso. La segunda opción esta en cubrir el hueco con una especie de puerta abatible, lo cual permite tener una planta de rejilla sin huecos y la posibilidad de abrirla para tener el hueco de mantenimiento para mover el haz de tubos (FIG. 5 Y FIG. 6). Además en la maniobra de mantenimiento, se requiere que se proporcionen armaduras para la extracción horizontal del haz de tubos. (FIG. 8).

II.8 ACCESO A LOS DIFERENTES NIVELES

Las necesidades de acceso, se satisfacen con una escalera de alfardas (FIG. 7). Siendo muy importante que los descansos se localicen en los niveles en donde se encuentran los equipos.

II.9 ANILLOS PARA ESTABILIZAR COLUMNAS

El último requisito es de estabilidad y rigidez, para lo cual se colocan anillos de trabes cuando la relación de esbeltez de las columnas es grande, como es el caso de las que soportan a la trabe carril.



PLANTA
FIGURA No. 3- NECESIDADES DE APOYO

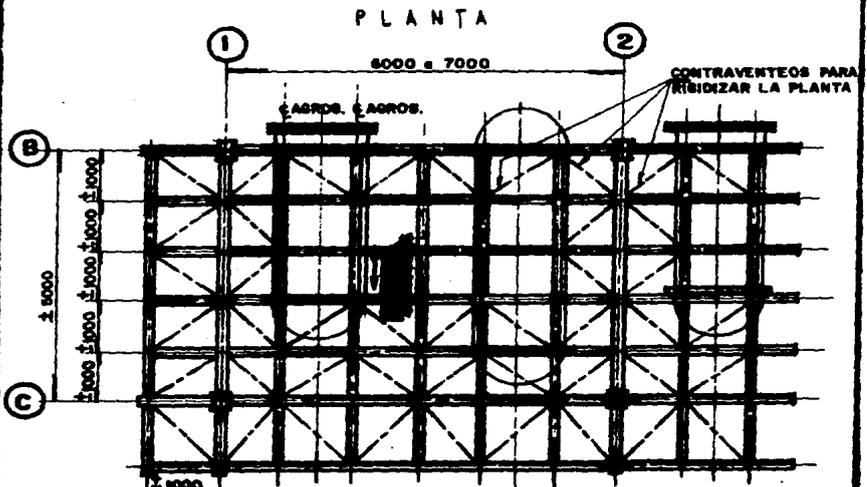
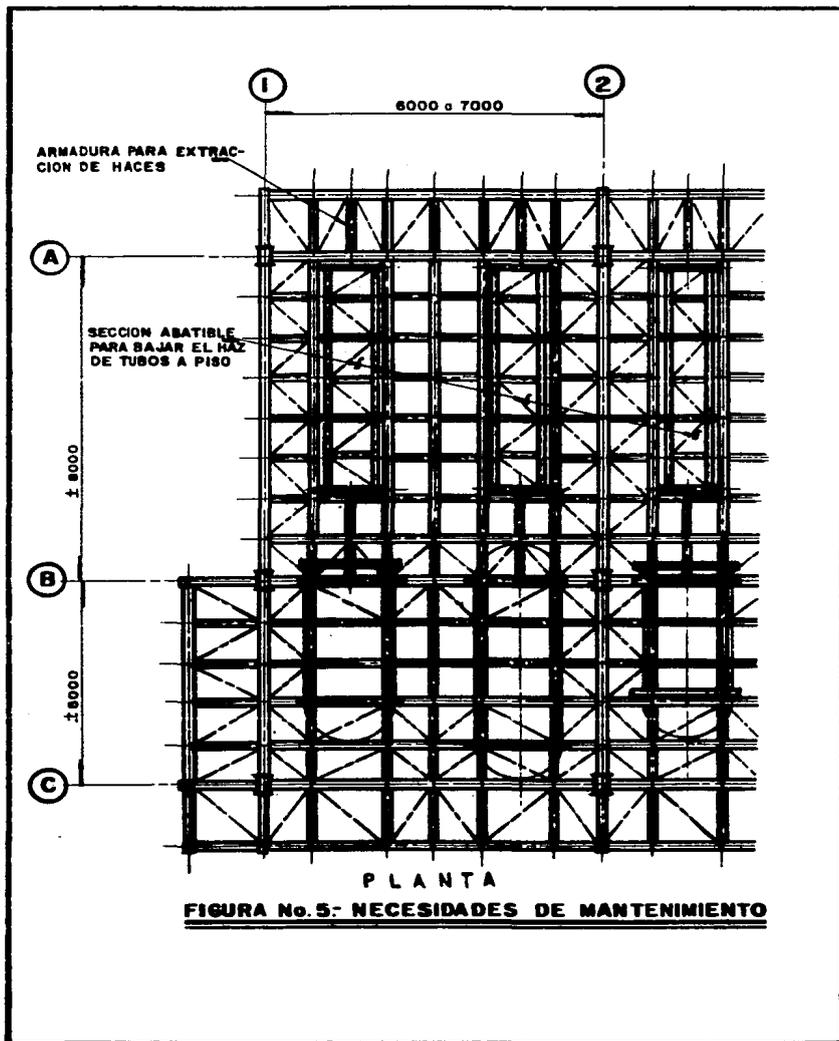


FIGURA No. 4- NECESIDADES DE SERVICIO



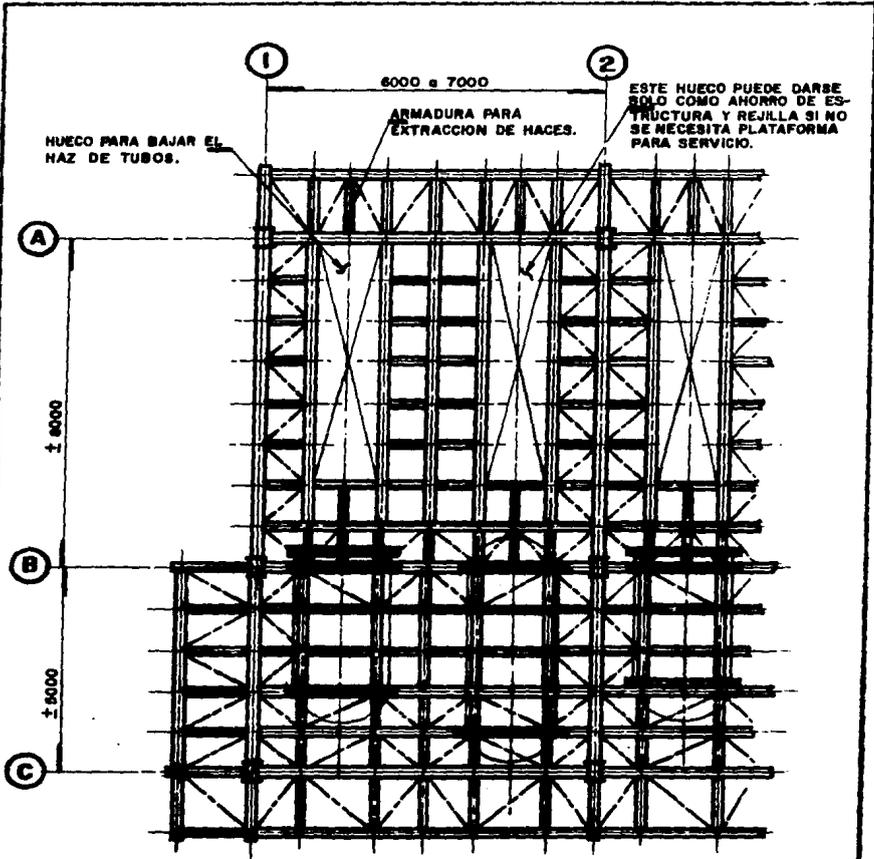
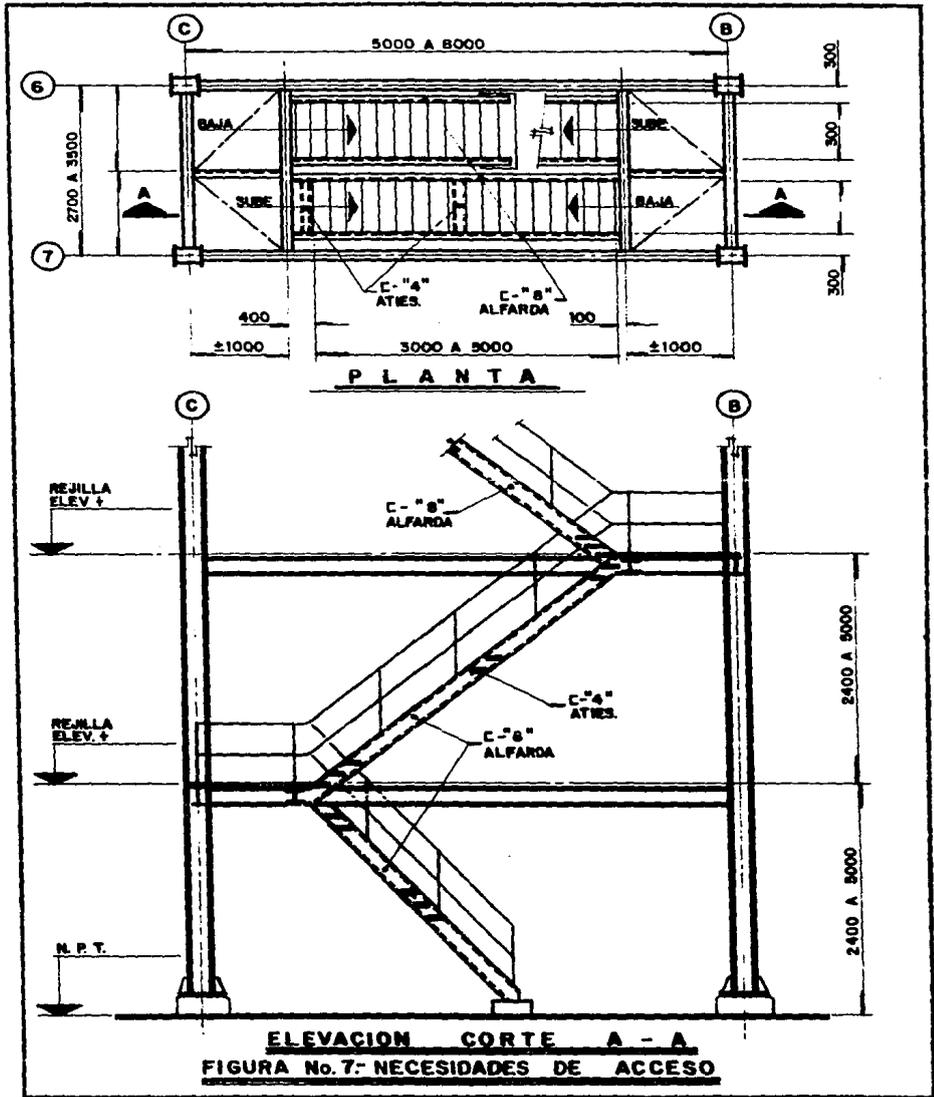
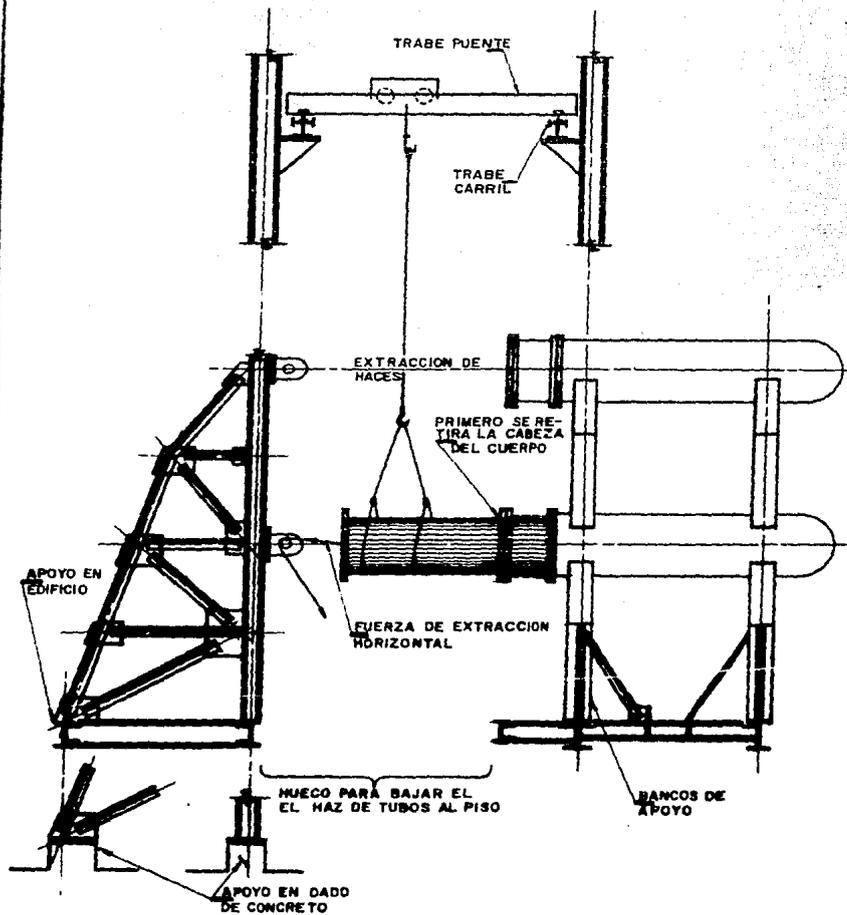


FIGURA No. 6.-NECESIDADES DE MANTENIMIENTO

PLANTA





ELEVACION

FIGURA No. 8.-NECESIDADES DE MANTENIMIENTO

CAPITULO

III

ANALISIS Y DISEÑO
DE LA SUPERESTRUCTURA

III.1 METODO DE DISEÑO ELASTICO

Para el diseño de los miembros que forman una estructura, esto es, vigas y marcos se pueden emplear dos métodos:

- a) Diseño Elástico ó por Esfuerzos Permisibles
- b) Diseño Plástico ó por Resistencia Última

El diseño elástico es el método tradicional y el que históricamente ha quedado ligado a las primeras teorías e investigaciones de la ciencia de los materiales-en sus ramas de resistencia y comportamiento de los mismos-.

En este método la consideración fundamental establece que la estructura tiene un comportamiento elástico; es decir, que las deformaciones que pueda sufrir la estructura serán proporcionales a las cargas actuantes y además que la estructura deba ser capaz de recobrar su forma ó estado inicial cuando la acción de las cargas haya cesado. El método elástico establece los máximos esfuerzos a que pueden quedar sometidos los miembros que forman una estructura y que se denominan esfuerzos permisibles (f_a), estos esfuerzos quedan establecidos en función del esfuerzo que alcanza el material en el punto de fluencia (f_y) y son una fracción de él. Esta fracción puede variar dependiendo del tipo de esfuerzo a que este sometido el material (TENSION, CORTANTE, ETC.), como ejemplo tenemos que el esfuerzo permisible en el acero a tensión es de $0.6 F_y$, el factor de seguridad -- queda definido como $f_s = \frac{f_y}{f_a}$

El método plástico ó de resistencia última es relativamente reciente ya que su normatividad y aplicación data de aproximadamente 30 años atrás.

Las proposiciones básicas suponen que las deformaciones no son proporcionales a los esfuerzos y que las resistencias últimas son múltiplos de las cargas de servicio ó sea:

Resistencia última = Kx cargas de servicio; en el método plástico la idea fundamental es la de aprovechar la capacidad total ó última resistencia del material que es cuando el material falla, esta capacidad última es una magnitud perfectamente establecida.

El método elástico es bastante conservador y por lo tanto establece factores de seguridad altos con respecto al método plástico pero no aprovecha toda la reserva de resistencia del material dando como resultado que la estructura no trabaje con un esfuerzo uniforme en sus miembros.

El método utilizado en este trabajo es el método elástico ó sea el tradicional, ya que para estructuras completamente metálicas es el que usualmente se emplea. Una de las razones tal vez sea que el factor de forma de las secciones WF sea de 1.10 a 1.20 lo que no le confiere mucha ventaja al momento plástico sobre el momento elástico.

Estas secciones WF son de uso corriente en las estructuras metálicas.

III.2 METODO DE ANALISIS DE LOS MARCOS

Con el advenimiento de las computadoras electrónicas, el análisis estructural se ha facilitado de una manera notable reduciendo a una fracción de tiempo la labor anterior de análisis pudiéndose contar además con resultados más precisos.

Esta nueva herramienta de cálculo sin duda le dará un nuevo enfoque al cálculo estructural permitiéndole al ingeniero acometer el análisis de estructuras complejas con mayor seguridad.

El análisis de la estructura del presente trabajo se efectuó mediante el método modificado de KANI; pero es necesario decir que solamente uno de los marcos críticos se -- cálculo "MANUALMENTE", los restantes marcos se calcularon por medio de una computadora electrónica de las llamadas personales ya que de no haber sido así el cálculo se hubiera prolongado demasiado y por que no decirlo, también se hubiera hecho demasiado tedioso en

vista del número de marcos que forman la estructura.

Para el cálculo "MANUAL" del marco analizado se escogió el método de KANI modificado ya que se consideró de desarrollo más breve puesto que en una sola etapa se obtiene tanto los desplazamientos angulares como los lineales que constituyen las incógnitas del análisis, otras alternativas eran el método de CROSS (DISTRIBUCION DE MOMENTOS) y el propiamente dicho método de KANI; el método de CROSS precisa de dos etapas de cálculo, una para -- cargas verticales las cuales se considera que producen únicamente desplazamientos angulares y otra para cargas horizontales que son las que producen desplazamientos en este sentido, una vez obtenidas las dos etapas hay que efectuar una super posición ó ajuste entre ambas para obtener los momentos finales.

Respecto al método de KANI no modificado diremos que aunque se obtienen directamente los momentos finales en los extremos de las barras que concurren a los nudos.

El número de ecuaciones que hay que establecer en cada nudo es igual al número de momentos (INCOGNITAS) que obran en el mismo; por lo tanto el número de ecuaciones se eleva.

En el método modificado de KANI los momentos finales no se dan directamente pero en cambio el número de ecuaciones por establecer se reducen bastante ya que las incógnitas -- son los giros de cada nudo más los desplazamientos lineales de los pisos; resumiendo: Habra tantas ecuaciones como número de nudos más tantos desplazamientos como número de pisos de la estructura.

Como dijimos anteriormente en el método modificado de KANI los momentos finales no -- se dan directamente; por lo tanto una vez obtenidos los desplazamientos angulares ϕ_i , ϕ_j y los desplazamientos lineales i_j se substituyen en la ecuación $M_{ij} = M'_{ij} + 2 k_{ij} \phi_i + - k_{ij} \phi_j + k_{ij} i_j$ que da los momentos finales en cada extremo de la barra que concurre al nudo.

DONDE: M_{ij} = Momento final

M'_{ij} = Momento de empotramiento en el extremo

k_{ij} = Rigidez relativa a la flexión en el miembro

III.3 FUERZAS LATERALES EN LA ESTRUCTURA Y EQUIPOS

Consideraciones de la estructura para la determinación de las fuerzas cortantes a diferentes niveles así como las fuerzas sísmicas locales en cada uno de los equipos. - Estos se consideran como apéndice.

Datos de la estructura según el R.D.D.F

- Clasificación de la estructura según su destino _____ GRUPO B
- Clasificación de la construcción según su estructuración _____ TIPO I
- Zona sísmica donde se localizará la construcción _____ ZONA B
- Tipo de suelo (Firme constituido por tepetate) _____ TIPO I
- Factor de ductilidad (La fuerza sísmica lateral la soportan marcos rígidos no contraventeados)_____ Q = 4

De acuerdo a los datos anteriores de la sig. tabla (tabla 4.1 del manual de diseño sísmico de edificios UNAM D-18) se obtienen los valores de $C = 0.16$ y $a_0 = 0.030$

$$\frac{C}{Q} = \frac{0.16}{4} = 0.04 \text{ Como } a_0 = 0.03 < 0.04 \text{ El coeficiente sísmico } C = 0.04$$

- 1.- Determinación de pesos en los diferentes niveles de la estructura.

NOTA: En los niveles 1 y 3, no existe ningún tipo de carga por lo que su peso W se considera igual a cero.

W nivel 2:

El peso W por unidad de área (m^2) para el análisis sísmico es $304 \text{ kg}/m^2$
 Superficie del nivel considerado es; $(42 \text{ m} \times 16.6 - 14 \times 15.1) = 485.8 \text{ m}^2$
 Peso del nivel = $485.8 \text{ m}^2 (304 \text{ kg}/m^2) + \text{peso de los equipos}$
 = $147683 \text{ kgs.} + \text{peso de equipos en ese nivel}$
 = $147683 + 13456 + 16190(6) + 9643(4)$
 = 296851 kgs.

W nivel 4:

Peso del nivel = $(42 \text{ m} \times 16.6 \text{ m}) 304 \text{ kg}/m^2 + W_{pp}$ de los equipos
 = $211949 + 6756(4) + 7682 + 14900(2) + 17352(6) + 17815(2) + 16970(4) + 9861$
 = 493930 kgs.

2.-

NIVEL	hi(m)	Wi(Tons.)	Wihi(Tons-m)
1	5.975	0	0
2	10.975	296.851	3258
3	14.500	0	0
4	17.975	493.93	8878.4
		790.781	

- 3.- Una vez que se tienen los diferentes pesos de los apéndices a diferentes niveles, se procederá a calcular la fuerza sísmica que actuará en c/u de ellos.

Las fuerzas sísmicas en los diferentes pisos, son proporcionales a los productos de los pesos W_i por las alturas h_i \propto es una constante de proporcionalidad.

Por lo tanto:

$$P_4 = W_4 h_4 \propto = 493.93(17.975) \propto = 8878.4 \propto$$

$$P_3 = W_3 h_3 \propto = 0$$

$$P_2 = W_2 h_2 \propto = 296.851(10.975) \propto = 3258 \propto$$

$$P_1 = W_1 h_1 \propto = 0$$

$$\xi P_1^4 = 12136.4 \propto$$

Ahora en los apéndices:

Si los equipos estuvieran apoyados directamente en el suelo, tendrían una fuerza sísmica igual a:

$$F.S = \frac{C}{Q} \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} W_i h_i \text{ cuando es más de una masa.}$$

$$\text{y } F.S = \frac{C}{Q} (W \text{ del equipo}) = 0.04 W \text{ Esta fórmula se obtiene de la anterior.}$$

En la tabla siguiente se tienen a los equipos apoyados en la estructura y su fuerza sísmica como si estuvieran apoyados directamente en el suelo. (FS^o)

Ejemplo:

FS₁^o = Fuerza sísmica para el equipo EA-309 A como si estuviera en el suelo.

FS₂^o = Fuerza sísmica para el equipo EA-309 B como si estuviera en el suelo.

$$FS_2^o = \frac{C}{Q} \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} W_2 h_2$$

$$= \frac{0.16}{4} \left(\frac{13.472}{6.736 \times 3.745 + 6.736 \times 2.025} \right) 6.736(1.72 + 2.025) = .350 \text{ tons.}$$

$$FS_1^o = \frac{C}{Q} \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} W_1 h_1$$

$$= \frac{0.16}{4} \left(\frac{13.472}{6.736 \times 3.745 + 6.736 \times 2.025} \right) 6.736 \times 2.025 = 0.189 \text{ tons.}$$

Para cualquier apéndice que pesa W , el valor de C es el factor por el cual se multiplica el peso del nivel donde se encuentra para obtener la fuerza sísmica que actúa en ese nivel.

Por lo tanto:

C = Factor

P nivel = C (W del nivel donde se encuentra)

$P = C \cdot W$

Como ya tenemos los pesos de los diferentes pisos, podemos encontrar los valores de $C^$ en los niveles donde se encuentran los equipos.

Ejemplo:

Para cualquier equipo desplantado en el nivel 2

$$P \text{ nivel } 2 = C^ (W \text{ nivel } 2)$$

$$C^ = \frac{P \text{ nivel } 2}{W \text{ nivel } 2} ; \text{ Como } P \text{ nivel } 2 = W_2 h_2 \propto$$

$$C^ = \frac{W_2 h_2 \propto}{W_2}$$

$$C^ = h_2 \propto$$

Análogamente encontramos los valores de $C^$ para el nivel 4

$$C_2^ = h_2 \propto = 10.975 \propto$$

$$C_4^ = h_4 \propto = 17.975 \propto$$

NOTA: Existen equipos únicamente en los niveles 2 y 4

Procederemos ahora a calcular la fuerza sísmica real actuante en c/u de los apéndices.

Fuerza sísmica real = Fuerza en el equipo como si estuviera apoyado en el suelo $(\frac{C^ + a^0}{a_0})$

$$FS_i = F_{si} \text{ real} = FS_i (\frac{C^ + a^0}{a_0}) ; \text{ Como } a_0 = 0.03$$

Ejemplo:

$$FS_1 = FS_1 (\frac{C^ + a^0}{a_0})$$

$$= 0.189 (\frac{10.975 \propto + 0.03}{0.03})$$

$$= 69 \propto + 0.198$$

$$FS_2 = FS_2 (\frac{C^ + a^0}{a_0})$$

$$= 0.35 (\frac{10.975 \propto + 0.03}{0.03})$$

$$= 128 \propto + 0.35$$

NOTA:

$C^ = 10.975 \propto$ ya que los apéndices 1 y 2 se encuentran en el nivel 2

Como se puede ver, las fuerzas sísmicas están en función de \propto , por lo que es necesario calcular su valor mediante la siguiente consideración.

La suma de las fuerza tanto de niveles como de equipos entre la suma de pesos de los mismos, debe ser igual a 0.04

$$\frac{\sum P_i^1 + \sum_{1}^{18} FS}{W \text{ niveles} + W \text{ equipos}} + 0.04$$

$$\frac{12136.4 \propto + 6787 \propto + 11.87}{790.781 + 357.8} = 0.04$$

$$\propto = 0.0016$$

$$\sum P_1^4 = 12136.4 \propto$$

$$\sum_{1}^{18} FS = 6787 \propto + 11.87$$

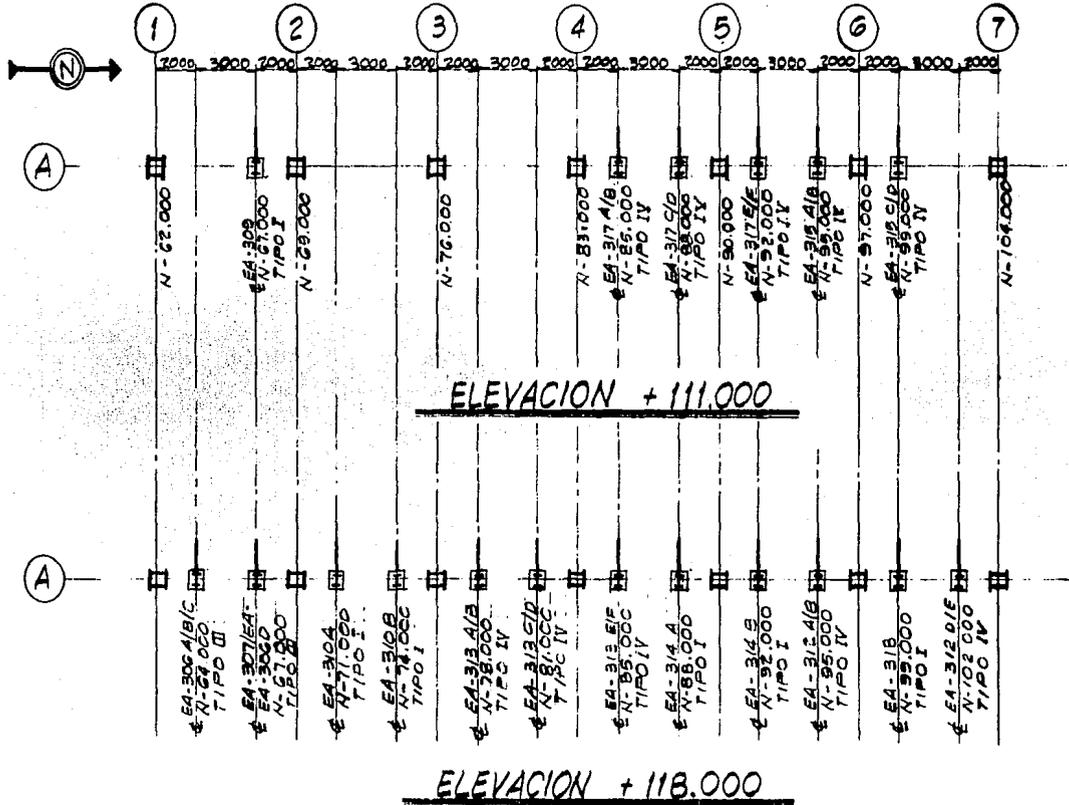
$$\sum W \text{ niveles} = 790.781 \text{ tons.}$$

$$\sum W \text{ equipos} = 357.8 \text{ tons.}$$

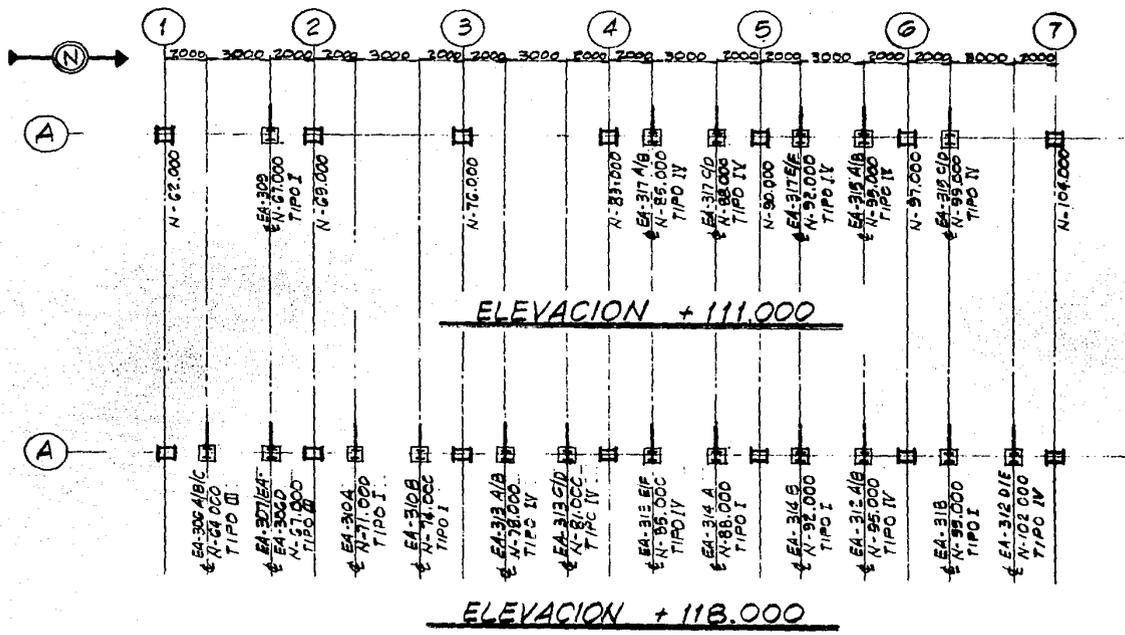
Una vez obtenido el valor de α , se substituye en la fuerza sísmica real para obtener el valor definitivo.

Ejemplo:

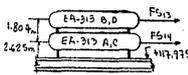
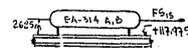
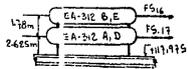
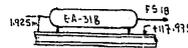
$$\begin{aligned}FS_2 &= 128 \alpha + 0.35 \\ &= 128(0.0016) + 0.35 \\ &= 0.6 \text{ tons.}\end{aligned}$$



LOCALIZACION GENERAL DE EQUIPOS

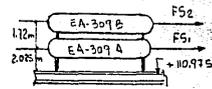
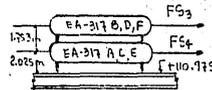
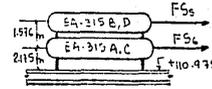
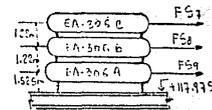
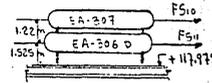
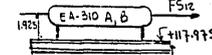


LOCALIZACION GENERAL DE EQUIPOS

	17.373	FS ₁₃ = 0.87	FS ₁₃ = 521 << + 0.87	1.703
	17.373	FS ₁₄ = 0.52	FS ₁₄ = 312 << + 0.52	1.0
	$\xi = 34.745$			
	$W_T = 69.492$			
	17.836	FS ₁₅ = 0.71	FS ₁₅ = 425 << + 0.71	1.4
	$\xi = 17.836$			
	$W_T = 17.836$			
	16.991	FS ₁₆ = 0.85	FS ₁₆ = 509 << + 0.85	1.676
	16.991	FS ₁₇ = 0.51	FS ₁₇ = 306 << + 0.51	0.992
	$\xi = 33.982$			
	$W_T = 67.964$			
	9.873	FS ₁₈ = 0.39	FS ₁₈ = 234 << + 0.39	0.76
	$\xi = 9.873$			
	$W_T = 9.973$			

*Fuerza sísmica en el equipo como si estuviera a nivel de piso

EQUIPOS EN LOS DIFERENTES NIVELES

	PESO DEL EQUIPO (TONS)	$*F_i = \frac{C}{Q} \frac{\sum W_i}{\sum W_{Tn}} W_{Tn}$	FUERZA SISMICA REAL	FUERZA SISMICA EN EQUIPOS (TONS)
	6.736	FS ₂ = 0.350	FS ₂ = 128 << + 0.35	0.6
	6.736	FS ₁ = 0.189	FS ₁ = 69 << + 0.189	0.274
	$\xi = 13.472$			
	$W_T = 13.472$			
	15.300	FS ₃ = 0.80	FS ₃ = 293 << + 0.8	1.265
	15.300	FS ₄ = 0.427	FS ₄ = 156 << + 0.427	0.68
	$\xi = 30.600$			
	$W_T = 91.800$			
	9.655	FS ₅ = 0.49	FS ₅ = 179 << + 0.49	1.85
	9.655	FS ₆ = 0.28	FS ₆ = 102 << + 0.28	0.8
	$\xi = 19.310$			
	$W_T = 38.620$			
	6.764	FS ₇ = 0.39	FS ₇ = 234 << + 0.39	0.76
	6.764	FS ₈ = 0.27	FS ₈ = 162 << + 0.27	0.65
	6.764	FS ₉ = 0.15	FS ₉ = 90 << + 0.15	0.3
	$\xi = 20.292$			
	$W_T = 20.292$			
	6.764	FS ₁₀ = 0.35	FS ₁₀ = 210 << + 0.35	0.65
	6.764	FS ₁₁ = 0.20	FS ₁₁ = 120 << + 0.20	0.30
	$\xi = 15.528$			
	$W_T = 15.528$			
	14.918	FS ₁₂ = 0.60	FS ₁₂ = 359 << + 0.6	1.171
	$\xi = 14.918$			
	$W_T = 14.918$			

III.4 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS INTERIORES DEL MARCO EN PLANTA (ESTAS VIGAS NO SE DISEÑAN POR SISMO)

NIVEL + 110.975

Para proceder al análisis y diseño de los elementos estructurales de c/planta, se necesita contar con los valores de las cargas tanto viva como muerta que actúan sobre el elemento en cuestión.

Los primeros elementos estructurales que se diseñarán son las vigas secundarias - (VIGAS A), que son las que soportan directamente el peso de las rejillas (ZONAS DE TRANSITO); en seguida las vigas "b" que soportan a las vigas "a"; a continuación las vigas "c" que soportan a las vigas "a" como dos cargas puntuales, y así en esta forma se irán calculando las vigas según su importancia al soportar cargas, llegando finalmente a las vigas que soportarán a los equipos siendo las que están sujetas a mayor esfuerzo.

Es importante señalar que todas estas vigas estarán conectadas de tal manera que soporten esfuerzos cortantes y así evitar la inducción de esfuerzos torsionantes.

Resumiendo; las vigas interiores al marco, se conectarán a cortante.

Determinación de las cargas actuantes.

CARGA MUERTA	CARGAS GRAVITATORIAS	SISMO
Peso de la rejilla _____	54 kg/m ² (*1) _____	54 kg/m ²
Peso de elementos estructurales _____	100 kg/m ² _____	100 kg/m
Carga viva _____	500 kg/m ² (*2) _____	150 kg/m
	TOTAL 654 kg/m²	TOTAL 304 kg/m

*1 La rejilla utilizada, es del tipo "IRVING" y según especificación del fabricante tiene un peso de 54 kg/m²

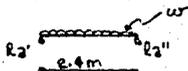
*2 El valor de la carga viva gravitacional se obtuvo considerando un área tributaria promedio de los elementos estructurales cuyo valor es de 1.3 m², la que al ser substituida en la fórmula $W_m = 150 + 400 A^{0.4}$, nos da un $W_m = 150 + 400 (1.3)^{0.4}$

Donde $W_m = 500 \text{ kgs/m}^2$. Para la carga viva por sismo, se considero igualmente el caso II de la tabla del RDDF la cual establece $W_a = 150 \text{ kg/m}^2$

III.4.1 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS "a"



Viga "a" con su área tributaria

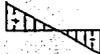


Idealización de la viga

$$w = \frac{\text{Área tributaria } (654 \text{ kgs/m}^2)}{\text{Longitud de la viga}} + \text{peso propio del perfil}$$



D.M. Mto. máx.



2.4 m

$$W = \frac{(1.211 + 1.210)}{2} (2.399) (654 \text{ kgs/m}^2) + 15 \text{ kgs/m}$$

$$W = 807 \text{ kgs/m}$$

$$Ra = Ra'' = \frac{WL}{2} = \frac{807(2.399)}{2} = 967 \text{ kgs.}$$

$$M \text{ máx.} = \frac{WL^2}{8} = \frac{807 \text{ kgs/m} (2.399)^2}{8} = 580 \text{ kgs-m}$$

Se propone una \square 101.6 x 8.04 kgs/m

PROPIEDADES DE LA SECCION

$$d = 101.6 \text{ mm}$$

$$b = 40 \text{ mm}$$

$$t_f = 8.0 \text{ mm}$$

$$t_w = 4.6 \text{ mm}$$

$$I_x = 158 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 31.1 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 3.97 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.15 \text{ cm}$$

Para revisar la sección se procederá a calcular el momento resistente de la sección y se compara con el momento actuante. (SEGUN DIAGRAMA DE MOMENTO).

MR = Fbx · Sx donde:

Fbx = Esfuerzo resistente de la sección, cuyo valor es el menor valor obtenido de las siguientes fórmulas sin exceder a 0.6 Fy

$$F_b = \frac{843700}{\lambda^2 / A_f} \text{ (FORMULA 1)}$$

$$F_b = \left(1 - \frac{(\lambda/r)^2}{2 C_c^2 C_b}\right) 0.60 F_y \text{ (FORMULA 2)}$$

Sx = Es el módulo de sección del perfil

Donde:

λ = Longitud no arriostrada del patín en compresión.

r = El radio de giro

Af = Area del patín en compresión

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2 \times 10^6}{2530}}$$

C_b = Que se toma generalmente como 1

De la ecuación (1):

$$F_b = \frac{843700}{(240)(10.2)/(4)(0.8)} = 1103 \text{ kgs/cm}^2$$

De 2):

$$F_y = 2530 \text{ para A-36}$$

$$F_b = \left(1 - \frac{(240/1.14)^2}{(2)(125)^2(1)}\right) 0.6(2530) = -634.95$$

Por lo tanto, el esfuerzo permisible es de 1103 kgs/cm^2

Para la dección propuesta:

$$S = 31.1 \text{ cm}^3$$

Substituyendo valores, se tiene:

$$\begin{aligned} M \text{ máx. permisible} &= F_b \text{ permisible} \times S_x \\ &= 1103 \text{ kg/cm}^2 \times 31.1 \text{ cm}^3 \\ &= 34272.2 \text{ kgs-cm} \end{aligned}$$

Como el mto. permisible = 34272.2 kgs-cm < mto. actuante = 58000 kgs-cm la sección no pasa.

En vista de los resultados anteriores; se propone otra sección con mayor módulo de sección. Sea $C = 127 \times 13.39 \text{ kg/m}$

PROPIEDADES DE LA SECCION

$$\begin{aligned} d &= 12.70 \text{ cm} & I_x &= 366.30 \text{ cm}^4 \\ b &= 4.80 \text{ cm} & S_x &= 57.70 \text{ cm}^3 \\ t_f &= 0.80 \text{ cm} & r_x &= 4.65 \text{ cm} \\ t_w &= 0.80 \text{ cm} & r_y &= 1.24 \text{ cm} \end{aligned}$$

Substituyendo en las fórmulas (1) y (2) se tiene el F_b permisible que es igual a:
 $F_b = 1063.00 \text{ kg/cm}^2$

Debido a que se trata de una nueva sección con diferente peso propio, se procederá a calcular el nuevo momento actuante.

$$W = \frac{(654.00)(2.879)}{2.40} + 13.39 = 798 \text{ kg/m} \approx 800.00 \text{ kg/m}$$

$$M \text{ máx. } (E) = \frac{WL^2}{8} = \frac{(800)(2.40)^2}{8} = 576 \text{ kg-m}$$

$$M \text{ máx. } (E) = 57600 \text{ kg-cm} ; R_a' = R_a'' = \frac{WL}{2} = \frac{(800)(2.40)}{2} = 960 \text{ kg.}$$

REVISION DE LA SECCION

$$MR = F_b \cdot S_x = (1063)(57.70) = 61335 \text{ kg-cm}$$

Se tiene que $MR > MA$ por lo tanto si pasa la sección

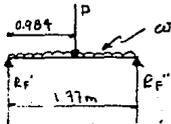
$$\text{La relación de momentos es: } \frac{MA}{MR} = \frac{57600}{61335} = 0.94 = 94\%$$

Por lo que la sección trabaja al 94% de su resistencia máxima

III.4.2 ANALISIS Y DISEÑO DE LA VIGA "F"

Estas vigas están sometidas a una carga uniformemente distribuida (PESO PROPIO) y además soportarán una carga concentrada por efecto de las reacciones ocasionadas por las vigas del grupo (a) transversales a ellas

IDEALIZACION DE LA VIGA



Suponiendo un perfil de 20 kgs/m

$$\begin{aligned} P &= 2 R' a \\ &= 2(958) \\ &= 1916 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mto. máx. } \bar{C} &= \frac{PL}{4} + \frac{WL^2}{8} \\ &= \frac{1916(1.97)}{4} + \frac{20(1.97)^2}{8} \\ &= 95330 \text{ kgs-cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rf' = Rf'' &= \frac{20(1.97)}{2} + \frac{1916}{2} \\ &= 977.7 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

Proponiendo una C - 152.4 x 15.63 kgs/m

PROPIEDADES DE LA SECCION

$$\begin{aligned} d &= 15.24 \text{ cms.} \\ b &= 5.2 \text{ cms.} \\ t_f &= 0.9 \text{ cms.} \\ t_w &= 0.8 \text{ cms.} \\ I_x &= 628.5 \text{ cms}^4 \\ S_x &= 82.5 \text{ cms}^3 \\ r_x &= 5.64 \text{ cms}^3 \\ r_y &= 1.27 \text{ cms} \end{aligned}$$

Encontrando el esfuerzo permisible según la fórmula 1 y 2, se tiene:

$$F_b = 1295.4 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Mto. máx. resistente de la sección

$$\begin{aligned} M &= F_b(S_x) \\ &= 1295.4 (82.5) \\ &= 106870 \text{ kgs-cm} \end{aligned}$$

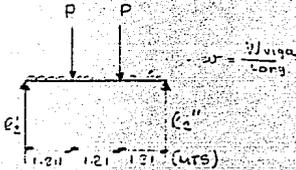
Relación de momentos:

$$\frac{M. \text{ actuante}}{M. \text{ resistente}} = \frac{95330}{106870} = 0.89$$

∴ La sección trabaja al 89% de su capacidad

III.4.3 ANALISIS Y DISEÑO DE LA VIGA "g"

IDEALIZACION DE LA VIGA



$$\begin{aligned} P &= 2(Ra) \\ &= 2(960) \\ &= 1920 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rc' = Rc'' &= P + \frac{Wpp \text{ de la viga } (L)}{2} \\ &= 1920 \text{ kgs} + \frac{30(3.632)}{2} \\ &= 1975 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mto. máx. } C &= Rc'(1.816) - \frac{W(1.816)^2}{2} - P(0.605) \\ &= 234225 \text{ kgs-cm} \end{aligned}$$

Se propone la sig. sección:

IPR - 254 x 102 x 28.3 kgs/m

PROPIEDADES DE LA SECCION

$$\begin{aligned} d &= 26.0 \text{ cms.} \\ b &= 10.2 \text{ cms.} \\ tf &= 1.0 \text{ cms.} \\ tw &= 0.6 \text{ cms.} \\ Ix &= 4004 \text{ cm}^4 \\ Sx &= 308 \text{ cm}^3 \\ ry &= 2.19 \text{ cms.} \end{aligned}$$

De las fórmulas 1 y 2, se tiene que:

$$Fb = 919.40 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Mto. resistente} &= Sx Fbx \\ &= 308(919.4) \\ &= 283175 \text{ kgs-cm} \end{aligned}$$

Relación de momentos:

$$\frac{\text{Mto. actuante}}{\text{Mto. resistente}} = \frac{234225 \text{ kgs-cm}}{283175 \text{ kgs-cm}} = 0.827$$

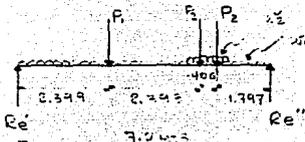
Por lo tanto la sección trabaja al 80% de su capacidad.

III.5 ANALISIS Y DISEÑO DE LA VIGA "e"

Esta viga además de cargas gravitacionales, se analizará por sismo local.

1º Análisis por cargas gravitacionales.

Idealización de la viga



$W_1 =$ Peso rejilla + peso propio

$$W_1 = \frac{\text{AREA TRIBUTARIA} \times 654 + 50 \text{ (SUPUESTO)}}{\text{Longitud}}$$

$$W_1 = \frac{(7.00) \left(\frac{0.984 + 1.211}{2} \right) (654)}{7.00} + 50 = 759.26 \text{ kg.}$$

$$P_1 = Rf'' + Rg'' = 1975 \text{ kg.} + 1978 \text{ kg.} = 2953 \text{ kg.}$$

$$P_2 = Rc'' + Rd'' = 978 \text{ kg.} + 1500 \text{ kg.} \text{ (suponiendo a } Rd'' = 1.5 Rc'')$$

$$P_2 = 2478 \text{ kg.}$$

Determinación de W_2 *

* Esta carga distribuida es ocasionada por el peso propio del equipo.

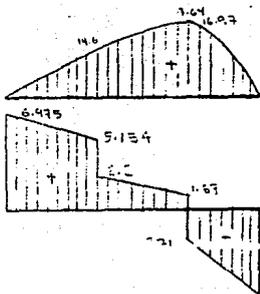
Peso de diseño del equipo

$$EA - 309 \left\{ \begin{array}{l} \text{(Peso lleno de agua)} 0.75 = 5403 \text{ kg.} \times 0.75 = 4053.00 \text{ kg} \\ \text{(Peso en operación)} 1.20 = 5607 \text{ kg.} \times 1.20 = 6728 \text{ kg.} \end{array} \right.$$

De los 2 pesos obtenidos, el de diseño será el más desfavorable; es decir, el de 6728.00 kg.

$$\text{Descarga sobre silleta} = \frac{6728 \text{ kg}}{2 \text{ silletas}} = \frac{3364 \text{ kg.}}{\text{silleta}}$$

$$\text{Finalmente } W_2 = 3364 \text{ kg/ ancho de silleta} = \frac{3364}{0.626} = 5373.80 \text{ kg/m}$$



Momento máximo en $x = 4.80 \text{ m}$

$M \text{ máx.} = 17.64 \text{ Ton - m}$

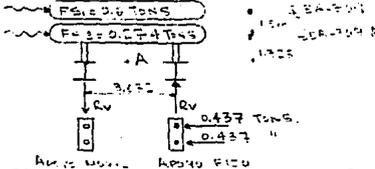
T.M.
(T-m)

D.V.
(Ton)

$$V_{\text{MAX.}} = 4.612 \text{ TONS}$$

Diseño de la viga "e" por sismo local

Sismo local actuando longitudinalmente



* Las fuerzas sísmicas provocarán reacciones horizontales únicamente en el apoyo fijo, los valores de dichas reacciones son:

$$\frac{(0.60 \text{ ton}) + (0.274 \text{ ton})}{2} = 0.437 \text{ ton.}$$

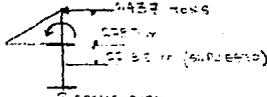
Cálculo de las reacciones verticales en cada uno de los apoyos.

Por equilibrio de momentos tenemos con respecto al punto A

$$R_v = \frac{0.60 (1.50 + 1.325) + 0.274 (1.325)}{3.632} = 0.57 \text{ ton.}$$

$$\frac{R_v}{\text{ancho silleta}} = \frac{570 \text{ kg}}{0.626 \text{ m}} = 910.50 \text{ kg/m}$$

* En realidad las fuerzas horizontales no actúan al nivel del patín superior de la viga si no a la altura del banco de apoyo.

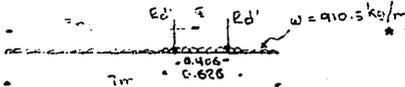


Estas fuerza horizontal provocan 2 momentos torsionantes en la viga "e" (EN EL APOYO FIJO) que valen:

$$(0.437 \text{ ton}) (0.785 \text{ m} + 0.2285 \text{ m}) = 0.443 \text{ ton} - \text{m}$$

Estos momentos se transferirán a las vigas "d" por lo que no se consideran en la viga "e"

Idealización de la viga "e" *

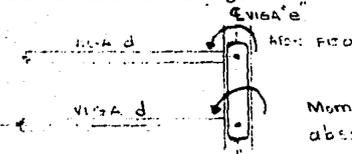


* El valor de R_d' todavía no lo tenemos, por lo que tenemos que diseñar la viga "d"

III.5.1 DISEÑO DE LA VIGA "d" QUE ABSORBERA EL MOMENTO TORSIONANTE QUE ACTUA EN LA VIGA "e"

Idealización de la viga

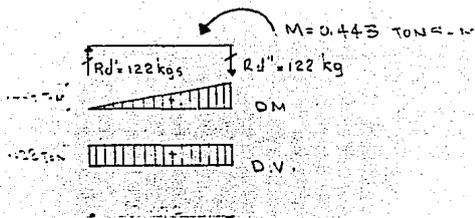
SISMO LONGITUDINAL



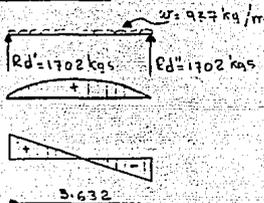
Momento torsionante en la viga "e" que absorberá la viga "d"

La viga "d" se supone como simplemente apoyada y en la cual actúan su propio peso y un momento en un extremo; éste momento que siendo torsionante en la viga "e" se transfiere como flexionante a la viga "d"

$$R_d' = R_d'' = \frac{0.443 \text{ ton} - \text{m}}{3.632 \text{ m}} = 0.122 \text{ ton.}$$



Por cargas verticales en la viga "d"



Se considera como viga simplemente apoyada que soporta una carga uniformemente distribuida debida al peso de rejilla más su propio peso.

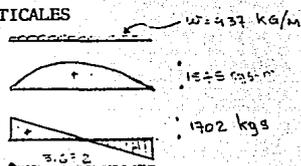
$$W = (1.402 \text{ m}) (654 \text{ kg/m}^2) + 20 \text{ kg/m (SUPUESTO)}$$

$$W = 937 \text{ kg/m}$$

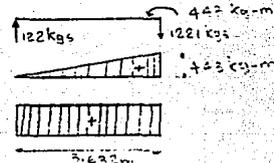
$$M_{\text{máx.}} = \frac{W \cdot L^2}{8} = \frac{(937) (3.632)^2}{8} = 1545 \text{ kg-m}$$

Combinaciones de diseño para la viga "d"

CARGAS VERTICALES



SISMO LONGITUDINAL



Por cargas verticales:

$$M_{\text{máx}} = 1545 \text{ kg-m}$$

Por sismo longitudinal:

$$0.75 (1545 + 443) = 1491 \text{ kg-m}$$

Por sismo transv.

No hay

Rige el más desfavorable; en este caso por cargas verticales por lo tanto el momento de diseño será de 1545 kg-m

Se propone una viga IPR - 254 x 102 x 25.5 kg/m

$$F_b = 781.9 \text{ kg/cm}^2, S_x = 265 \text{ cm}^3$$

Datos de la sección:

$$\begin{aligned} d &= 25.70 \text{ cm} \\ b &= 10.20 \text{ cm} \\ t_f &= 0.80 \text{ cm} \\ t_w &= 0.60 \text{ cm} \\ A &= 32.13 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 3405 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

REVISION

Flexión : $M_r = F_b \cdot S_x = 781.9 \text{ kg/cm}^2 \times 265 \text{ cm}^3 = 207203.50 \text{ kg-cm}$

Si pasa $M_{act.} < M_r$; $154500 < 207203$; trabaja al $\frac{154500}{207203} = 0.75$ de su capacidad

Cortante : $V_{max} = 1702 \text{ kg}$; $F_v = 0.4 F_y = 0.4 (2530 \text{ kg/cm}^2)$
 $F_v = 1012 \text{ kg/cm}^2$

Si pasa
 $f_v = \frac{1702 \text{ kg}}{(25.70) (0.60) \text{ cm}^2} = 110.4 \text{ kg/cm}^2$
 $f_v < F_v$; $110.4 < 1012$

Deflexión : $\Delta_{m\acute{a}x.} = \frac{5 WL^4}{384 EI} = \frac{5(9.27) (363.2)^4}{384 (2.1 \times 10^6) (3405)} = 0.294 \text{ cm}$

Si pasa $\Delta_{perm.} = \frac{L}{360} = \frac{363.2}{360} = 1.009 \text{ cm}$

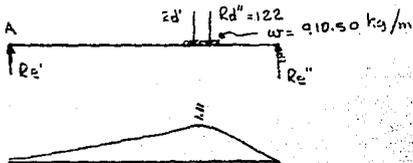
$\Delta_{m\acute{a}x.} < \Delta_{perm.}$; $0.294 < 1.009$

Continuación del diseño de la viga "e"

Habiendo ya determinado el valor de R_d' y R_d'' y que es igual a 122 kg., podemos seguir con el diseño de la viga "e"

Diseño de la viga "e" por sismo longitudinal

Idealización de la viga



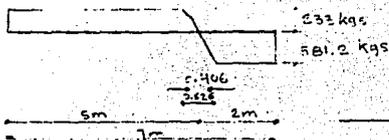
$R_d' = R_d'' = 122 \text{ kg}$

$M_e = 0 = 7 R_e' - 122 (2.203) - 122 (1.797)$
 $= 570 (2.0)$

$0 = 7 (R_e') - 1035$

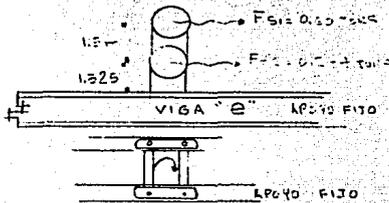
$\therefore R_e' = 233 \text{ kg}$

$M_{max} = 1.11 \text{ T.M.}$



$V_{max.} = 581.2 \text{ kg}$

Por sismo transversal



Momento ocasionado por las fuerzas sismicas transversales :

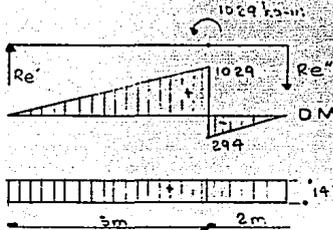
$$M = (0.60) (1.50 + 1.325) + (0.274) (1.325) = 2.058 \text{ ton-m}$$

Pero éste momento se va a distribuir entre 1 apoyos fijo y movil de las vigas "e"

Por lo tanto para cada viga "e"

$$M = \frac{2.058 \text{ ton-m}}{2} = 1.029 \text{ ton-m}$$

Idealización de la viga "e"



$$Re' = Re'' = \frac{1029 \text{ kg-m}}{7 \text{ m}} = 147 \text{ kg.}$$

$$M_{\text{mov}} = 1029 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 147 \text{ kg/m}$$

COMBINACIONES DE DISEÑO

Por cargas verticales:

(OM + CV)

$$M_{\text{máx.}} = 17.64 \text{ ton-m} = 17640 \text{ kg-m}$$

Por sismo longitudinal:

$$M_{\text{máx.}} = 1.11 \text{ ton-m} = 1110 \text{ kg-m}$$

$$\text{Combinación: } 0.75 (17640 + 1110) = 14062.5 \text{ kg-m}$$

Por sismo transversal:

$$M_{\text{máx.}} = 1029 \text{ kg-m}$$

$$\text{Combinación: } 0.75 (17640 + 1029) = 14001.75 \text{ kg-m}$$

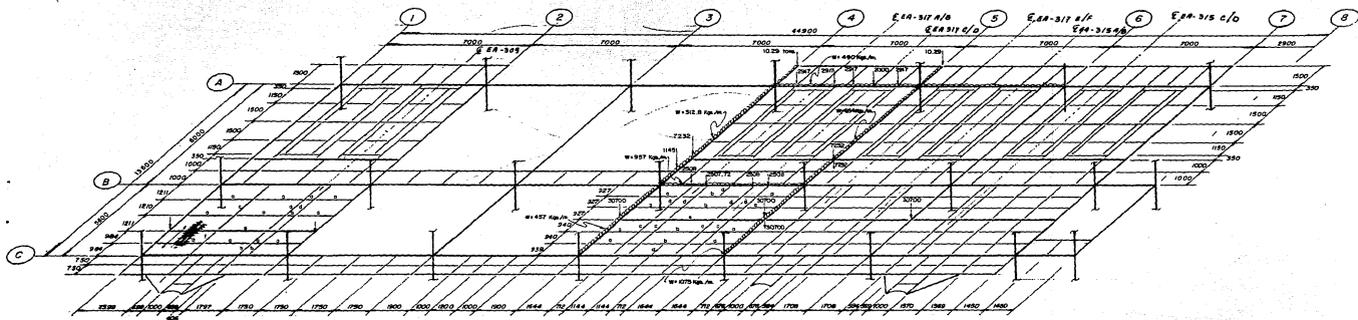
Como puede verse, el momento más desfavorable es de 17640

o sea $14001.75 < 14062.5 < 17640$

Por lo tanto 17640 kg-m se toma como momento de diseño para la viga "e"

Se propone un WF 533 x 305 x 79 kg/m ; $F_b = 1145.4 \text{ kg/m}$

$$S_x = 1831 \text{ cm}^3$$



PLANTA EN ELEVACION + 110.975

Datos de la sección

$$\begin{aligned} A &= 98.9 \text{ cm}^2 \\ C = tf &= .95 \text{ cm} \\ tw = t &= 0.79 \text{ cm} \\ d &= 53.5 \text{ cm} \\ Ix &= 48844 \text{ cm}^4 \\ Sx &= 1831 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

REVISION

Flexión: $M_r = F_b \cdot S_x = 1145.4 \text{ kg/cm}^2 \times 1831 \text{ cm}^3 = 2097227.40 \text{ kg-cm}$

Si pasa $M_{act.} < M_r$; $1764000 < 2097227.40$ y trabaja al $\frac{1764000}{2097227.40} = 0.84$ de su capacidad

Cortante $V \text{ máx.} = 9612.3 \text{ kg}$; $F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$

Si pasa $f_v = \frac{9612.3 \text{ kg}}{(53.3)(0.79) \text{ cm}^2} = 228.30 \text{ kg/cm}^2$

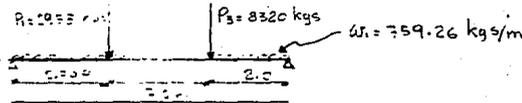
$f_v < F_v$; $228.39 < 1012$

Deflexión

$\Delta \text{ máx} = 0.895 \text{ cm}$ $\Delta \text{ perm} = \frac{700 \text{ cm}}{360} = 1.94 \text{ cm}$

Si pasa $\Delta \text{ máx} < \Delta \text{ perm.}$; $0.895 < 1.94$

Para el cálculo de la deflexión máxima se descompuso la carga total de la viga en cargas parciales para hacer el cálculo más sencillo, la carga parcial uniformemente distribuida y las 2 cargas P2 se sustituyeron por una sola carga.



$P_3 = 2 P_2 + 0.626 (5373.80)$
 $= 2 (2478) + 0.626 (5373.80) = 8320.00 \text{ kg.}$

$$\Delta x = \frac{wx}{24 EI} [L^3 - 2Lx^2 + x^3] + \frac{P_1 b(700-x)}{6 E I L} [L^2 - b^2 - (700-x)^2] + \frac{P_2 b_1 x}{6 E I L} [L^2 - b_1^2 - x^2]$$

Donde: $w = 7.59 \text{ kg/cm}$

$L = 700 \text{ cm}$
 $P_1 = 2953 \text{ kg}$
 $P_2 = 8320 \text{ kg}$
 $b = 239.9 \text{ cm}$
 $b_1 = 200 \text{ cm}$

Por ensayos se encontró que la deflexión máxima ocurre en el punto 3.75 m.

$$\Delta_{375} = \frac{(75926)(375)}{24(48844)(2 \times 10^6)} \left[700^3 - 2(700)(375)^2 + 375^3 \right] + \frac{2953(239.9)(700 - 375)}{6(48844)(2 \times 10^6)(700)}$$

$$\left[700^2 - 239.9^2 - (700 - 375)^2 \right] + \frac{8320(200)(375)}{6(48844)(2 \times 10^6)(700)} \left[700^2 - 200^2 - 375^2 \right]$$

$$\Delta_{375} = 0.241 + 0.183 + 0.471 = 0.895 \text{ cm.}$$

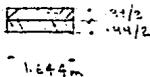
_____ o _____

III.6 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS INTERIORES DEL MARCO LIMITADO POR LOS EJES 4, 5, B Y C, QUE PERTENECE A LA PLANTA DEL 2º NIVEL.

Vigas del grupo "a"

Estas vigas únicamente soportan el peso correspondiente a la rejilla de piso tipo "IRVING" y su peso propio.

Del grupo "a", la viga más desfavorable es la que soporta mayor área tributaria y también la de mayor longitud.



$$\text{Area tributaria} = (1.644 \text{ m})(0.940 \text{ m}) = 1.55 \text{ m}^2$$

La viga "a" se considera como simplemente apoyada que soporta una carga W (kg/m)

Determinación de W

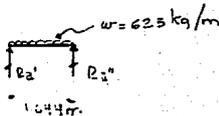
$$W = \frac{(654 \text{ kg/m}^2)(1.55 \text{ m}^2)}{1.644 \text{ m}} + 6.11 \text{ kg/m} \left(\begin{array}{l} \text{proponiendo} \\ 3\text{C}4.1 \end{array} \right)$$

$$W = 622.72 \text{ kg/m} \approx 623 \text{ kg/m}$$

Según las fórmulas 1 y 2 el F_b permisible para esta sección es de 1520 kg/cm^2

Sección propuesta 3C4.1

Idealización de la viga.



$$R_a = R_{a'} = \frac{W \cdot L}{2} = 512.10 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{W \cdot L^2}{8} = 210.48 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{máx actuante}} = 210.48 \text{ kg-m} = 21048 \text{ kg-cm}$$

REVISION

Flexión :

$$M_r = F_b \cdot S_x = 1520 \text{ kg/cm}^2 \times 17.5 \text{ cm}^3 = 26600 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M_{act.} < M_r ; 21048 < 26600 \text{ y trabaja al } \frac{21048}{26600} = 0.79 \text{ de su capacidad}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 512 \text{ kg}$$

$$F_v = 0.40 F_y = 1012 \text{ kg.}$$

$$f_v = \frac{512 \text{ kg}}{(4.4)(0.40) \text{ cm}^2} = 290.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v ; 290.90 < 1012$$

Deflexión :

$$\Delta_{m\acute{a}x.} = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 EI} = 0.44 \text{ cm}$$

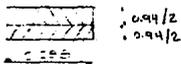
Si pasa

$$\Delta_{perm.} = \frac{L}{360} = \frac{164.4 \text{ cm}}{360} = 0.46 \text{ cm}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x.} \Delta_{perm.} ; 0.44 < 0.46$$

Vigas del grupo "b"

Las vigas "b" desempeñan la misma función que las vigas "a" con la diferencia de que sus dimensiones son mayores.



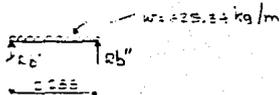
$$\text{Area tributaria} = (0.94 \text{ m})(2.288 \text{ m}) = 2.15 \text{ m}^2$$

La viga "b" se considera como simplemente apoyada que soporta una carga W (kg/m)

Determinación de W

$$W = \frac{(654 \text{ kg/m}^2)(2.15 \text{ m}^2)}{(2288 \text{ m})} + 10.79 \text{ kg/m} \left(\begin{array}{l} \text{proponiendo} \\ 4[7.25] \end{array} \right) = 625.34 \text{ kg/m}$$

Según las fórmulas ① y ② el F_b para esta sección es de 1192.14 kg/cm^2



$$R_b' = R_b'' = \frac{W \cdot L}{2} = \frac{(625.34 \text{ kg/m})(2.288 \text{ m})}{2}$$

$$R_b' = R_b'' = 715.40 \text{ kg.}$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{(625.34 \text{ kg/m})(2.288 \text{ m})^2}{8}$$

$$= 409.2 \text{ kg-m} = 40920 \text{ kg-cm}$$

$$V_{m\acute{a}x.} = 715.40 \text{ kgs}$$

REVISION

Flexión : $M_r = F_b \cdot S_x = 1192.14 \text{ kg/cm}^2 \times 36.90 \text{ cm}^3 = 43989.97 \text{ kg-cm}$

Si pasa $M_{act.} < M_r ; 40920 < 43989.97 \text{ y trabaja al } \frac{40920}{43989} = 0.93$
_____ ° _____

Cortante: $V \text{ máx.} = 715.40 \text{ kg} \quad F_v = 0.40 \quad F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$

Si pasa $f_v = \frac{715.40 \cdot \text{kg}}{(7)(0.8) \text{ cm}^2} = 127.75 \text{ kg/cm}^2$

$f_v < F_v ; 127.75 < 1012$
_____ ° _____

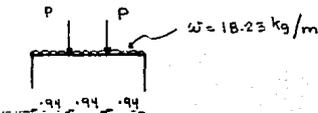
Deflexión $\Delta_{\text{max}} = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 EI} = 0.60 \text{ cm}$

Si pasa $\Delta_{\text{perm.}} = \frac{L}{360} = \frac{228.8 \text{ cm}}{360} = 0.64 \text{ cm}$

$\Delta_{\text{máx.}} < \Delta_{\text{perm.}} ; 0.60 < 0.64$
_____ ° _____

Vigas del grupo "C"

Estas vigas soportan su propio peso y además las cargas concentradas correspondientes a las reacciones de las vigas "a" y "b" que se apoyan en ella.



$P = R_a' + R_b'$

$R_a' = 221.79 \text{ kg.}$

$R_b' = 715.40 \text{ kg} \quad \therefore P = 937.19 \text{ kg.}$

$W = 18.23 \text{ kg/m (proponiendo } 7 \text{ } \lfloor 12.25 \text{)}$

$R_c' = R_c'' = \frac{W \cdot L + 2P}{2} = 962.89 \text{ kg.}$

$M \text{ máx.} = 898.15 \text{ kg-m} = 89815 \text{ kg-m}$

REVISION

Flexión : $M_r = F_b \cdot S_x = (871.75 \text{ kg/cm}^2) (112.80 \text{ cm}^2) = 98333 \text{ kg-cm}$

Si pasa $M_{act.} < M_r ; 89815 < 98333 \text{ y trabaja al } \frac{89815}{98333} = 0.91$
_____ ° _____

Cortante :

$$V \text{ máx.} = 962.89 \text{ kg.} ; F_v = 0.40 F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Si pasa

$$f_v = \frac{962.89 \text{ kg.}}{(17.78)(0.80)} = 67.69 \text{ kg.}$$

$$f_v < F_v ; 67.69 < 1012$$

Deflexión

$$\Delta \zeta = \frac{5 W \cdot L^4}{384 EI} + \frac{P_a}{24 EI} - (3L^2 - 4a^2)$$

Si pasa

$$= 0.38 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{ perm.} = \frac{L}{360} = \frac{282 \text{ cm}}{360} = 0.78 \text{ cm.}$$

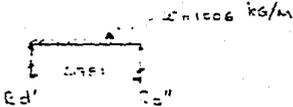
$$\Delta \zeta < \Delta \text{ perm.} ; 0.38 < 0.78$$

Viga "d"

Esta viga se analizará también por sismo local longitudinal.

Por cargas verticales o gravitacionales

La viga "d" soportará peso de rejilla más su propio peso.



$$W = (1.50 \text{ m}) (654 \text{ kg/m}^2) + 25 \text{ kg/m (peso propio supuesto)}$$

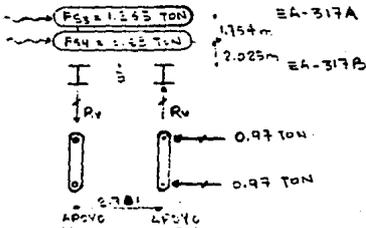
$$W = 1006.00 \text{ kg/m}$$

$$R_d' = R_d'' = 1398.84 \text{ kg.}$$

$$M \text{ máx.} = \frac{W \cdot L^2}{8} = 972.55 \text{ kg-m}$$

Por sismo local longitudinal

La viga "d" absorberá como momento flexionante el momento torsionante que el sismo local longitudinal produce en la viga "e", por lo tanto se debe calcular este.



Reacciones verticales en los apoyos, tomando momentos respecto al punto a:

$$2.781 R_v = 1.265 (1.754 + 2.025) + 0.68 (2.025)$$

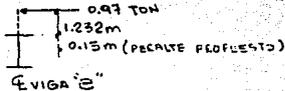
$$\therefore R_v = 2.14 \text{ ton.}$$

$$\frac{R_v}{\text{ancho silleta}} = \frac{2214 \text{ kg}}{1.072 \text{ m}} = 2065.30 \text{ Kg/m}$$

Reacciones horizontales en el apoyo fijo:

$$\frac{1.265 \text{ ton} + 0.68 \text{ ton}}{2} = 0.97 \text{ ton.}$$

Momentos torsionantes en el apoyo fijo de la viga ocasionados por las fuerzas horizontales*

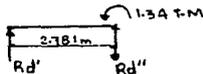


$$M \text{ tors.} = (0.97 \text{ ton}) (1.232 \text{ m} + 0.15)$$

$$M \text{ tors.} = 1.34 \text{ ton-m}$$

*En realidad los apoyos se encuentran a una altura que es igual al alto del banco.

Habiendo calculado el momento torsionante que será transferido a la viga "d", podemos idealizar esta:

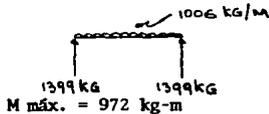


$$Rd' = Rd'' = \frac{1.34 \text{ ton-m}}{2.781 \text{ m}} = 0.4818 \text{ ton} = 482 \text{ kg.}$$

$$M \text{ to. max.} = 1340 \text{ kg-m}$$

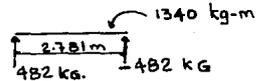
Combinaciones de diseño

Por cargas verticales
(QM + CV)



$$M \text{ máx.} = 972 \text{ kg-m}$$

Por sismo longitudinal



$$M \text{ máx.} = 0.75(972 + 1340) = 1734 \text{ kg-m}$$

Como se ve la viga "d" se diseñará por sismo longitudinal y el momento de diseño se tomará igual a 1734 kg-m

Se propone una IPR 254 x 102 x 22.40 , $F_b = 941.5 \text{ kg/cm}^2$

REVISION

Flexión :

$$M_r = F_b \cdot S_x = 941.5 \text{ kg/cm}^2 \times 226 \text{ cm}^3 = 212779 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M \text{ act.} < M_r ; 173400 < 212779 \text{ y trabaja al } \frac{173400}{212779} = 0.81$$

Cortante

$$V \text{ máx.} = (1398.4 + 482) 0.75 = 1410.30 \text{ kg.}$$

Si pasa

$$F_v = 0.40 \quad F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{1410 \text{ kg}}{(25.4)(0.60 \text{ cm}^2)} = 92.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_b ; 92.52 < 1012$$

Flexión:

$$\Delta \text{ máx } \epsilon = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 EI} = 0.13 \text{ cm}$$

Si pasa

$$\Delta \text{ perm. } = \frac{L}{360} = \frac{278.1 \text{ cm}}{360} = 0.77 \text{ cm}$$

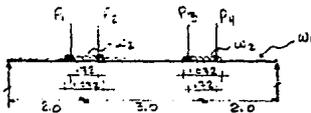
$$\Delta \text{ máx. } \epsilon < \Delta \text{ perm. } ; 0.12 < 0.77$$

Viga "e"

Sobre ésta viga descansará directamente el apoyo fijo del equipo por lo tanto deberá calcularse por sismo local inclusive.

Por cargas verticales 6 gravitacionales

Idealización de la viga



$$W_1 = \text{PESO DE REJILLA} + \text{PESO PROPIO VIGA} = 660.51 \text{ kg/m}$$

$$P_1 = Rc' + Rd' = 962.89 \text{ kg} + 1398.84 \text{ kg} = 2361.73$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 2361.73$$

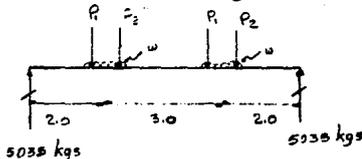
$$W_2 = \frac{W \text{ equipo de diseño}}{2} \times \frac{1}{\text{ancho silleta}} = 14596 \text{ kg/m}$$

$$W_2 = 14596 \text{ kg/m}$$

$$M \text{ máx } 350 = 44780 \text{ kg-m}$$

Por sismo longitudinal

Idealización de la viga



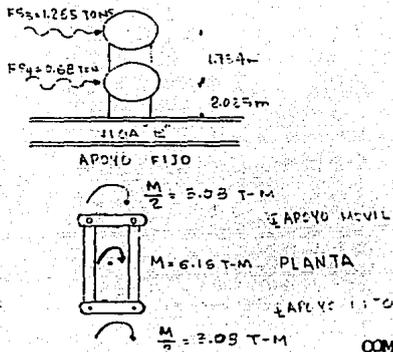
El valor de W ya lo habíamos determinado cuando diseñamos la viga "d"

$$W = 2065.30 \text{ kg/m}$$

$$P_1 = P_2 = 1410.6 \text{ kg}$$

$$M \text{ máx. } = 10069 \text{ kg-m}$$

Por sismo transversal

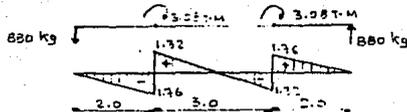


Las fuerzas sísmicas locales ocasionan un momento que se dividirá entre el apoyo móvil y el apoyo fijo de la viga "e"

$$M = 1.265 \text{ ton.} (1.754 \text{ m} + 2.025 \text{ m}) + 0.68 \text{ ton.} (2.025 \text{ m})$$

$$= 6.16 \text{ ton-m}$$

Esta viga "e" en realidad soporta 2 sistemas de equipos 317 por lo que idealizada queda:



COMBINACIONES DE DISEÑO

POR CARGAS VERTICALES

$$M \text{ máx.} = 44780 \text{ kg-m}$$

POR SISMO LONGIT

$$M = 0.75 (44780 + 10069)$$

$$= 41137 \text{ kg-m}$$

POR SISMO TRANSV.

$$M = 0.75 (44780 + 1760)$$

$$= 34905 \text{ kg-m}$$

Por los anteriores resultados en que rigen las cargas verticales o gravitatorias. El diseño de la viga "e" será por cargas verticales y el momento de diseño será igual a 44780 kg-m

Se propone una WF 457 x 305 x 134 kg/m ; $F_b = 1520 \text{ kg/cm}^2$

REVISION

Flexión :

$$M_r = F_b \cdot S_x = 1520 \text{ kg/cm}^2 \times 3009 \text{ cm}^3 = 4'573,680 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M \text{ act.} < M_r ; 4'478,000 < 4'573,680 \text{ y trabaja al } \frac{4478000}{4573680} = 0.98 \text{ de su capacidad}$$

Cortante:

$$V \text{ máx} = 22682 \text{ kg} ; F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Si pasa

$$f_v = \frac{22682 \text{ kg.}}{(45.7) (0.79) \text{ cm}^2} = 628 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v ; 628 < 1012$$

Deflexión :

$$\Delta_{\xi} = \frac{5 W \cdot L^4}{384 EI} + \frac{P a}{24 EI} (3 L^2 - 4 a^2)$$

Si pasa

$$\Delta_{\xi} = \frac{5(6.605)(700)^4}{384(2.1 \times 10^6)(68792)} + \frac{236.73(200)}{24 \cdot E(68792)} (3 \cdot 700^2 - 4 \cdot 200^2)$$

$$\Delta_{\xi} = 0.14 \text{ cm} + 0.18 \text{ cm} = 0.50 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{700}{360} = 1.94 \text{ cm}$$

a = 200 cms
 P = 2361.73 kg
 L = 700 cm
 W = 6.605 kg/cm
 E = 2.1 x 10⁶
 I = 68792 cm⁴

III.7 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS DEL MARCO 5 - 6

B - C

Vigas "a"

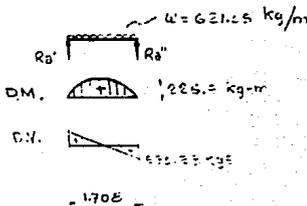


$$\text{Area tributaria} = (1.708 \text{ m})(0.94 \text{ m}) = 1.606 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{(CM + CV)(\text{AREA TRIBUTARIA})}{\text{LONGITUD}} + \text{peso propio de la viga}$$

$$W = \frac{(654 \text{ k/m}^2)(1.606 \text{ m}^2)}{1.708 \text{ m}} + 6.11 \text{ kg/m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{proponiendo} \\ \text{3C 4.1} \end{array} \right.$$

$$W = 621.05 \text{ kg/m}$$



$$M_{\text{máx.}}_{\xi} = \frac{W \cdot L^2}{8} = \frac{(621.05)(1.708 \text{ m})^2}{8} = 226.47 \text{ kg-m} = 22647 \text{ kg-cm}$$

$$Ra' = Ra'' = \frac{W \cdot L}{2} = \frac{(621.05)(1.708)}{2} = 530.38 \text{ kg}$$

Datos de la sección propuesta 762 x 610

d = 76.2 cm
 b = 3.60 cm
 tf = 0.70 cm

$$\begin{aligned}
 t_w &= 0.40 \text{ cm} \\
 A &= 7.68 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 66.6 \text{ cm}^4 \\
 S_x &= 17.5 \text{ cm}^3 \\
 F_b &= 1520 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

— ° —

REVISION

Flexión:

$$M_r = F_b \cdot S_x = 1520 \text{ kg/cm}^2 \times 17.5 \text{ cm}^3 = 26600 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M \text{ act.} < M_r ; 22647 < 26600 \text{ y trabaja al } \frac{22647}{26600} = 0.85$$

Cortante:

$$V \text{ máx.} = 530.38 \text{ kg} \quad F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Si pasa

$$f_v = \frac{530.38 \text{ kg}}{(76.2)(0.40) \text{ cm}^2} = 17.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v ; 17.40 < 1012$$

Deflexión

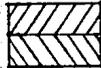
$$\Delta \text{ máx.} = \frac{5 W \cdot L^4}{384 EI} = \frac{5(6.21)(170.8)^4}{384(2.1 \times 10^6)(66.6)} = 0.49 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{ perm.} = \frac{L}{360} = \frac{170.8 \text{ cm}}{360} = 0.47$$

$$0.49 \approx 0.47$$

— ° —

Vigas "b"



$$\begin{aligned}
 &\cdot 0.94/2 \\
 &\cdot \\
 &\cdot 0.94/2
 \end{aligned}$$

$$\text{Area tributaria} = (2.352 \text{ m})(0.94 \text{ m}) = 2.21 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{(CM + CV) (\text{AREA TRIBUTARIA})}{\text{LONGITUD}} + \text{peso propio de la viga}$$

$$W = \frac{(654 \text{ kg/cm}^2) (2.21 \text{ m}^2)}{2.352 \text{ m}} + 9.98 \text{ kg/m (proponiendo)} = 624.50 \text{ kg/m}$$

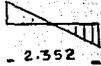
5 [6.7





$$D.M. = 431.93 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{máx.}} = \frac{W \cdot L^2}{8} = \frac{(624.50)(2.352)^2}{8} = 431.93 \text{ kg-m}$$



$$D.V. = 734.41 \text{ kg}$$

$$Rb' = Rb'' = \frac{W \cdot L}{2} = \frac{(624.50)(2.352)}{2} = 734.41 \text{ kg}$$

DATOS DE LA SECCION

$$\begin{aligned} d &= 12.70 \text{ cm} \\ b &= 4.40 \text{ cm} \\ t_f &= 0.80 \text{ cm} \\ t_w &= 0.5 \text{ cm} \\ A &= 12.58 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 308 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 48.5 \text{ cm}^3 \\ F_b &= 974.4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

REVISION

Flexión :

$$M_r = F_b \cdot S_x = 974.4 \text{ kg/cm}^2 \times 48.5 \text{ cm}^3 = 47258 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M_{\text{act.}} < M_r ; 43183 < 47258 \text{ y trabaja al } \frac{43183}{47258} = 0.91$$

Cortante

$$V_{\text{máx}} = 734.41 \text{ kg.} \quad F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Si pasa

$$f_v = \frac{734.41 \text{ kg}}{(12.7)(0.5) \text{ cm}^2} = 115.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v ; 115.66 < 1012$$

Deflexión

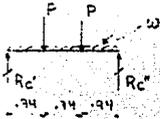
$$\Delta_{\text{máx.}} = \frac{5 W \cdot L^4}{384 EI} = \frac{5(6.245)(235.2)^4}{384(2.1 \times 10^6)(308)} = 0.38 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{perm.}} = \frac{L}{360} = \frac{235.2}{360} = 0.65 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{máx.}} < \Delta_{\text{perm.}} ; 0.38 < 0.65$$

Vigas "C"

Estas vigas soportan cargas concentradas debidas a las reacciones de las vigas "a" y "b" además su propio peso.



$$P = Ra' + Rb'$$

$$Ra' = \frac{W \cdot L}{2} = \frac{(621.05)(0.712)}{2} = 221.09 \text{ kg.}$$

$$Rb' = 734.41 \text{ kg.}$$

$$P = (221.09 + 734.41) = 955.50 \text{ kg}$$

$$W = 18.25 \text{ kg/m (se propone)}$$

$$Rc' = \frac{18.25(2.82) + 2(955.50)}{2} = 981.22 \text{ kg.}$$



$$M \text{ máx.} = 920 \text{ kg-m} = 92000 \text{ kg-cm}$$



$$V \text{ máx.} = 981.23 \text{ kg.}$$

$$\Delta \text{ máx.} = 0.776 \text{ cm}$$

Datos de la sección propuesta $\text{L}177.8 \times 18.23 \text{ kg/m}$

d	=	17.78	cm
b	=	5.6	cm
tf	=	0.9	cm
tw	=	0.8	cm
A	=	32	cm ²
Ix	=	1003.8	cm ⁴
Sx	=	112.8	cm ³
Fb	=	854.1	kg/cm ²

REVISION

Flexión:

$$Mr = Fb \cdot Sx = 854.1 \text{ kg/cm}^2 \times 112.8 \text{ cm}^3 = 96342 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M \text{ act.} < Mr ; 92000 < 96342 \text{ y trabaja al } \frac{92000}{96342} = 0.95$$

Cortante

$$V \text{ máx.} = 981.23 \text{ kg} \quad Fb = 0.4 Fy = 1012 \text{ kg./cm}^2$$

Si pasa

$$fv = \frac{981.23 \text{ kg.}}{(17.78)(0.8)\text{cm}^2} = 68.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v ; 68.98 < 1012$$

Deflexión

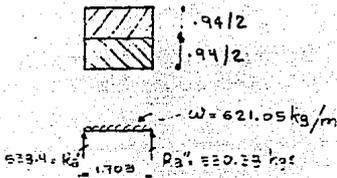
$$\Delta \frac{\text{máx}}{\xi} = 0.776 ; \Delta \text{ perm} = \frac{282}{360} = 0.78$$

Si pasa

$$\Delta \text{ máx} < \Delta \text{ perm.}$$

III.8 ANALISIS Y DISEÑO DE VIGAS INTERIORES DEL MARCO 6-7 B-C

Viga "a"



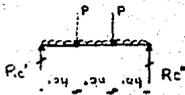
$$\text{Area tributaria} = (1.708 \text{ m})(0.94 \text{ m}) = 1.606 \text{ m}^2$$

Esta viga es igual a la del marco 5-6
B-C

por lo tanto la sección es igual o sea 76.2 x 6.10 kg/m trabajando al 85% de su capacidad

$$M \text{ máx} = 22647 \text{ kg-cm}$$

Viga "c"



$$P = 530.38 + \frac{621.05(0.584)}{2} = 711.73 \text{ kg}$$

$$W = 14.60 \text{ (proponiendo } 177.8 \text{ [14.60])}$$

$$R_c' = R_c'' = 732.31$$



$M \text{ máx.}$

$$M \frac{\text{máx}}{\xi} = 68000 \text{ kg-cm}$$



$V \text{ máx.}$

$$V \text{ máx} = 732.31 \text{ kg}$$

$$\Delta \frac{\text{máx}}{\xi} = 0.58 \text{ cm}$$

Datos de la sección propuesta 177.8 [14.60

$$\begin{aligned} d &= 17.78 \text{ cm} \\ b &= 5.30 \text{ cm} \\ t_f &= 0.90 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_w &= 0.50 \text{ cm} \\
 A &= 18.39 \text{ cm}^2 \\
 I &= 878.2 \text{ cm}^4 \\
 S_x &= 98.8 \text{ cm}^3 \\
 F_b &= 830.43 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

REVISION

Flexión : $M_r = F_b \cdot S_x = 830.43 \text{ kg/cm}^2 \times 98.8 \text{ cm}^3 = 82046 \text{ kg-cm}$

Si pasa $M_{act.} < M_r$; $68000 < 82046$ y trabaja al $\frac{68000}{82046} = .83$

Cortante $V_{m\acute{a}x} = 732.31$ $F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2$

Si pasa $f_v = \frac{732.31 \text{ kg.}}{(17.78)(0.50)\text{cm}^2} = 82.40 \text{ kg/cm}^2$

$f_v < F_b$; $82.40 < 1012$

Deflexi3n $\Delta_{m\acute{a}x} = 0.58 \text{ cm}$ $\Delta_{perm} = \frac{282}{360} = 0.78$

$\Delta_{m\acute{a}x} < \Delta_{perm}$; $0.58 < 0.78$

III.9 Análisis y dise1o de vigas del marco 6-7

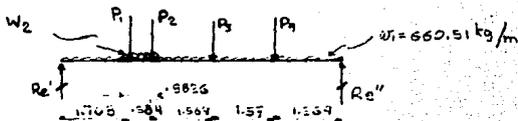
B - C

De 3ste marco solamente se analizarán las vigas "d" y "e" ya que las restantes se tomarán igual a las de los otros marcos ya analizados.

Viga "e"

Por cargas verticales o gravitacionales

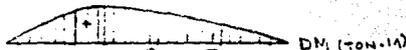
Idealizaci3n de la viga



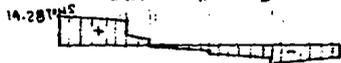
$R_{e''} = 8665 \text{ kg}$

$M_{m\acute{a}x} = 26.50 \text{ ton-m}$

$V_{m\acute{a}x} = 14.319 \text{ ton}$



DM (TON-IA)



DV. TONS.

W_1 = peso rejilla + peso viga

$$W_1 = \frac{(\text{AREA TRIBUTARIA}) (654 \text{ kg/m})}{\text{LONGITUD}} + 50 \text{ kg/m (supuesto)}$$

$$W_1 = \frac{(\frac{.940}{2} + \frac{0.927}{2}) (7.00) (654)}{7.00} + 50 = 660.51 \text{ kg/m}$$

$$W_2 = \frac{\text{Peso de diseño del equipo}}{\text{ancho silleta}} = \frac{19116/2 \text{ kg}}{0.8826 \text{ m}} = 10829 \text{ kg/m}$$

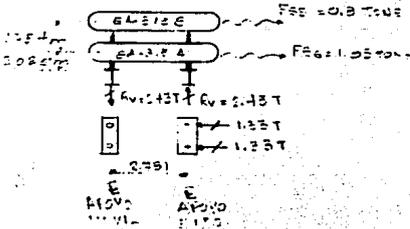
$$P_1 = P_2 = 732.31 + 3(732.31)* = 2929.24 \text{ kg}$$

* suponiendo

$$P_3 = P_4 = 732.31 + 732.31 = 1464.62$$

$$R_d = 3 \cdot R_c$$

Por sismo local longitudinal



Altura del banco = 1.483 m

W diseño = 21240 lb c/u

Ancho silleta = 0.8826 m.

Reacciones horizontales en el apoyo fijo debido a las fuerzas sísmicas:

$$\frac{0.80 + 1.85}{2} = 1.33 \text{ ton}$$

$P_1 = P_2 = R_d' = 820 \text{ kg}$. Reacciones verticales en c/u de los apoyos:

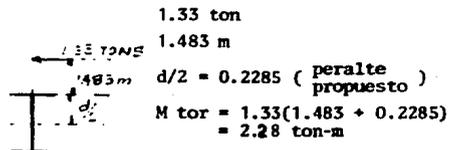
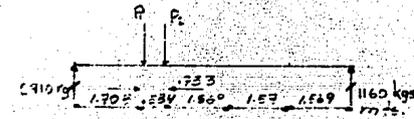
Por estática tenemos:

$$2.781 \cdot R_v = 0.8(1.754 + 2.025) + 1.85 (2.025)$$

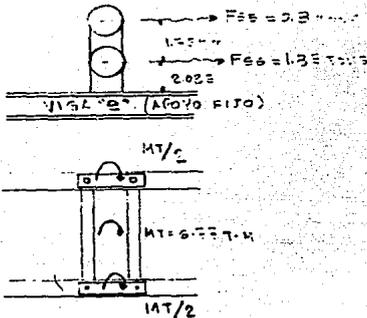
$$\therefore R_v = 2.43 \text{ ton.}$$

$$\frac{R_v}{\text{ANCHO SILLETA}} = \frac{2430 \text{ kg.}}{0.8826 \text{ m}} = 2753.23 \text{ kg/m}$$

Momentos torsionantes en el apoyo fijo ocasionados por las fuerzas horizontales

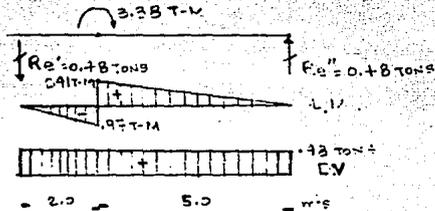


Por sismo transversal



$$M = 0.8(1.754 + 2.025) + 1.85(2.025) = 6.77 \text{ ton-m}$$

Idealización de la viga "e"



COMBINACIONES DE DISEÑO

Por cargas verticales

$$M \text{ máx.} = 26.50 \text{ ton-m} = 26500 \text{ kg-m}$$

Por sismo longitudinal:

$$M \text{ máx.} = 0.75(26500 + 5440) = 23955 \text{ kg-M}$$

Por sismo transversal:

$$M \text{ máx.} = 0.75(26500 + 2410) = 21682 \text{ kg-m}$$

por los resultados anteriores el diseño de la viga "e" se regira por cargas verticales y el momento de diseño será igual a:

$$26500 \text{ kg-m}$$

Se propone una Wf 457 x 305 x 98 kg/m

$$F_b = 1279.6 \text{ kg/cm}^2$$

Datos de la sección:

$$\begin{aligned} d &= 45.7 \text{ cm} \\ b &= 30.5 \text{ cm} \\ t &= 0.64 \text{ cm} \\ I_x &= 51317 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 2240 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

REVISION

Flexión :

$$M_r = F_b \times S_x = 1279.6 \text{ kg/cm}^2 \times 2240 \text{ cm}^3 = 2866304 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M \text{ act.} < M_r ; 2650000 < 2866304 \text{ y trabaja al } \frac{2650000}{2866304} = 0.92 \text{ de su capacidad}$$

Cortante

$$V \text{ máx} = 14319 \text{ kg} ; F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Si pasa

$$f_v = \frac{14319 \text{ kg}}{(45.7)(0.64) \text{ cm}^2} = 489.57 \text{ kg/cm}^2$$

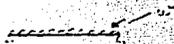
$$f_v < F_v ; 489.57 < 1012$$

Deflexión :

SI PASA

Viga "d"

Por cargas verticales:



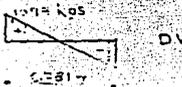
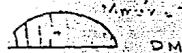
Esta viga solamente soportará su peso propio y peso de rejilla

$$W = 40 \text{ kg (supuesto)} + (1.146)(654) \text{ kg/m}$$

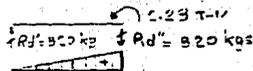
$$W = 789.48 \text{ kg/m} ; M \text{ máx} = \frac{(789.48)(2.781)^2}{8}$$

$$M \text{ máx} = 763.23 \text{ kg-m}$$

$$V \text{ máx} = 1098 \text{ kg.}$$



Por sismo longitudinal:



$$M \text{ máx} = 2280 \text{ kg-m}$$

Por sismo transversal no hay

COMBINACIONES DE DISEÑO

Por cargas verticales:

$$M \text{ máx} = 38.67 \text{ kg-m}$$

Por sismo longitudinal:

$$M \text{ máx} = 0.75(763.23 + 2280) = 2282 \text{ kg-m}$$

El diseño se rige por sismo longitudinal y su momento de diseño es igual a 2282 kg-m
 Se propone una IPR 254 x 102 x 25.5 kg/m

$$F_b = 1005.3 \text{ kg/cm}$$

Datos de la sección:

$$\begin{aligned} d &= 25.4 \text{ cm} \\ b &= 10.2 \text{ cm} \\ t_f &= 0.80 \text{ cm} \\ t_w &= 0.60 \text{ cm} \\ A &= 32.13 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 3403 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 265 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

_____ ° _____
REVISION

Flexión:

$$\begin{aligned} M_r &= F_b \times S_x = 1005.3 \text{ kg/cm}^2 \times 265 \text{ cm}^3 \\ &= 266405 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

Si pasa

$$M_{act.} < M_r ; 228200 < 266405 \text{ y trabaja al } \frac{228200}{266405} = 0.86 \text{ de su capacidad}$$

Cortante

$$V_{m\acute{a}x} = 0.75(1098 + 2280) = 2534 \text{ kg}$$

Si pasa

$$\begin{aligned} F_v &= 0.4 F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2 \\ f_v &= \frac{2534 \text{ kg}}{(25.4)(0.60) \text{ cm}^2} \\ f_v &< F_v ; 166 < 1012 \end{aligned}$$

Deflexión

SI PASA

_____ ° _____

III.10 Análisis y diseño de la rejilla abatible que sirve para dar mantenimiento a los haces de tubos y estructuras de extracción de los mismos.

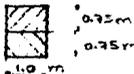
Esta rejilla esta en el marco 1 2

A B

NOTA:

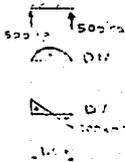
Las vigas V2, V4, y V5 se analizarán bajo dos condiciones de carga: CARGAR MUERTAS + CARGAS VIVAS y carga debida a los haces de tubos, además todas las vigas se analizarán solamente por cargas verticales.

III.10.1 VIGA 1



$$\text{Area tributaria} = (1.50)(1.00) = 1.50 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{(CM + CV)(\text{AREA TRIB.})}{\text{LONGITUD}} + \text{peso propio}$$



$$W = 1001 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{máx.}} = \frac{W \cdot L^2}{8} = 125.1 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{máx.}} = 500 \text{ kg.}$$

Se propone una \square 76.2 x 6.1 kg/m

REVISION

Flexión:

$$M_r = F_b \times S_x = (1520)(17.5) = 26600 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M_{\text{act.}} < M_r ; 12510 < 26600 \text{ y trabaja al } \frac{12510}{26600} = 0.47$$

Cortante

$$V_{\text{máx}} = 500 \text{ kg}$$

Si pasa

$$f_v = 93.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_b ;$$

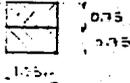
Deflexión

$$\Delta_{\text{máx}} = 0.09 \text{ cm}$$

Si pasa

$$\Delta_{\text{perm.}} = \frac{L}{360} = \frac{100}{360} = 0.28 \text{ cm} ; 0.09 < 0.28$$

I.10.2 VIGA 2



$$\text{Area trib.} = 1.33 \times 1.50 = 2.00$$

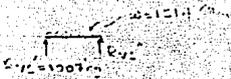
CONSIDERACIONES DE CARGA

a) $CM + CV = 654 \text{ kg/m}^2$

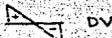
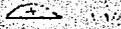
b) Suponiendo que se extrae el haz de tubos y se coloca en la rejilla abatible para darle mantenimiento sin abatirla, entonces el peso de este se distribuye ocasionando una segunda condición de carga.

$$\frac{\text{peso de diseño del haz de tubos}}{\text{Area de rejilla}} = \frac{7000 \text{ kg}}{(1.33)(5.30)} = 993 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto, la condición de carga con la que se diseñará esta viga será de 993 kg/m²



$$M_{\text{máx}} = \frac{W \cdot L^2}{8} = 335 \text{ kg-m}$$



$$V_{\text{máx}} = 1007 \text{ kg.}$$

Se propone una $\square 101.6 \times 8.04 \text{ kg/m}$

REVISION

Flexión: $M_r = F_b \times S_x = 1520 \text{ kg/cm}^2 \times 31.10 \text{ cm}^3 = 47272 \text{ kg-cm}$

Si pasa $M_{\text{act.}} < M_r$; $33500 < 47272$ y trabaja al 71%

Cortante $V_{\text{máx.}} = 1007 \text{ kg}$; $F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ kg.}$

Si pasa $f_v = 198.23 \text{ kg/cm}^2$; $f_v < F_b$; $198.23 < 1012$

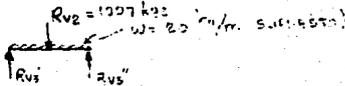
Deflexión $\Delta_{\text{máx}} = 0.02 \text{ cm}$

Si pasa $\Delta_{\text{perm.}} = \frac{L}{360} = 0.37$ $\Delta_{\text{máx}} < \Delta_{\text{perm.}}$

— o —

III.10.3_VIGA 3

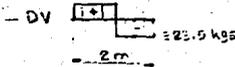
La viga V3 solamente soportará una carga concentrada correspondiente a las reacciones de la viga V2 y además su propio peso



$$R_{v_3}' = R_{v_3}'' = \frac{2(20) + 1007}{2} = 523.50 \text{ kg}$$



$$M_{\text{máx}} = 523.50(1) - 10(1)^2 = 513.50 \text{ kg-m}$$



$$V_{\text{máx}} = 523.50 \text{ kg.}$$

Se propone una \square 152.4 x 12.2 kg/m

REVISION

Flexión

$$M_r = F_b \cdot S_x = 1220.70 \text{ Kg/cm}^2 \times 71.00 \text{ cm}^3 = 86670 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M_{act.} < M_r; 51350 < 86670 ; \text{trabaja al } 59\%$$

Cortante

$$V \text{ máx} = 523.50 \text{ kg} \quad F_b = 0.4 F_y = 1012 \text{ kg.}$$

Si pasa

$$f_v = \frac{523.50 \text{ kg}}{(15.24)(0.50) \text{ cm}^2} = 68.70 \text{ kg/cm}^2 ; f_v < F_b$$

Deflexión

$$\Delta \text{ máx} = \frac{5(0.2)(200)^4}{384(2.1) 10^6 (541.1)} + \frac{1007(200)^3}{48(2.1 \times 10^6)(341.1)} = 0.24 \text{ cm}$$

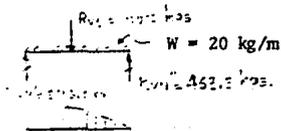
Si pasa

$$\Delta \text{ perm} = \frac{200}{360} \text{ cm} = 0.56 \text{ cm} \quad \Delta \text{ máx} < \Delta \text{ perm.}$$

_____ ° _____

I.10.4 VIGA 4

Esta viga soportará una carga puntual ocasionada por la reacción de la viga V_2 + su propio peso

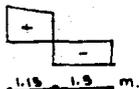


$$R_{v_4'} = 596.50 \text{ kg}$$

$$R_{v_4''} = 463.50 \text{ kg.}$$

$$M \text{ máx} = 673 \text{ kg-m}$$

$$V \text{ máx} = 596.50 \text{ kg.}$$



Se propone una \square 152.4 x 15.63 kg/m

REVISION

Flexión

$$M_r = F_b \times S_x = 76337 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M_{act.} < M_r ; 67300 < 76337 \text{ y trabaja al } 88\%$$

Cortante

$$V \text{ máx} = 596.50 \text{ kg.} \quad F_b = 0.40 F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Si pasa

$$f_v = 49 \text{ kg/cm}^2 \quad f_v < F_b$$

Deflexión

$$\Delta \text{ máx} = 0.30 \text{ cm}$$

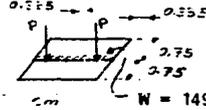
Si pasa

$$\Delta \text{ perm.} = \frac{265}{360} = 0.74 \text{ cm} ; \quad \Delta \text{ máx} < \Delta \text{ perm.}$$

III.10.5 VIGA 5

Esta viga soportará una área para el haz de tubos y además cargas puntuales ocasionadas por las reacciones de la viga V4. Además se tendrá que analizar para cuando sea abatida por lo que se tendrá que tomar en cuenta el impacto.

Análisis 1°



$$\text{Area trib.} = 2(1.50) = 3.00 \text{ m}^2$$

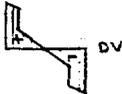
$$W = 1519 \text{ kg/m}$$

$$W = 1490 \text{ kg/m} + 30 \text{ kg/m (supuesto)}$$

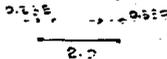
$$P = 1007 \text{ kg.}$$



$$R_{vs}' = R_{vs}'' = 2526 \text{ kg.}$$



$$M \text{ máx} = 1097 \text{ kg-m}$$



$$V \text{ máx} = 2526 \text{ kg.}$$

Análisis 2°

Quando la rejilla se abate, únicamente soportará su peso sin carga viva $\therefore 650 - 500 = 150 \text{ kg/m}^2$, ya que la condición para el abatimiento es que no soporte nada.



$$R_r = 150 \text{ kg/m}^2 \cdot (3 \text{ m}^2) = 450 \text{ kg.}$$

Esta reacción se multiplicará por el factor de impacto que en este caso se tomo igual a 33% (manual Monterrey 1960, pag. 19)

$$\therefore R_r = 450 \text{ kg.} (1.33) = 599 \text{ kg.}$$

Por los resultados obtenidos, el diseño de la viga V5 se regirá por los resultados del análisis 1°

M máx = 1097 kg-m ; V máx = 2526 kg.

Se propone una IPR - 152 x 102 x 13.4

REVISION

Flexión

$$M_r = 1520 \text{ kg/cm}^2 \times 91 \text{ cm}^3 = 138320 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M_{act.} < M_r ; 109700 < 138320 \text{ y trabaja al } \frac{109700}{138320} = 0.79$$

Cortante

$$V \text{ máx} = 2526 \text{ kg} \quad F_v = 0,4 \quad F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Si pasa

$$f_v = \frac{2526}{15(0.40)} = 421 \text{ kg/cm}^2 ; f_v < F_b$$

Deflexión

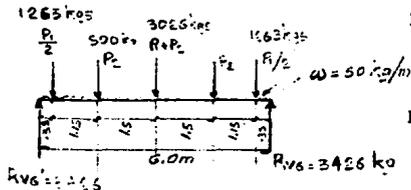
Si pasa

$$\Delta \text{ máx} = 0.11 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{ perm.} = \frac{200}{360} = 0.56 \text{ cm} ; \Delta \text{ máx} < \Delta \text{ perm.}$$

III.10.6 VIGA V₆

Esta viga soportará únicamente cargas concentradas correspondientes a las vigas V1 y V5 que se apoyan en ella.



P_1 = Reacción de la V₅

P_2 = Reacción de la V₁

$$M \text{ máx} = 5956 \text{ kg-m}$$

$$V \text{ máx} = 3426$$

Se propone una IPR - 305 x 165 x 52.2 kg/m

REVISION

Flexión

$$M_r = F_b \times S_x = (976,60) (747) = 729520 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$\text{Mact.} < M_r ; 595600 < 729520 \text{ y trabaja al } \frac{595600}{729520} = .82$$

Cortante

$$V \text{ máx} = 3426 \text{ kg} ; F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ kg.}$$

Si pasa

$$f_v = \frac{3426}{(31.8)(0.80)} = 135 \text{ kg/cm}^2 ; f_v < F_v$$

Deflexión

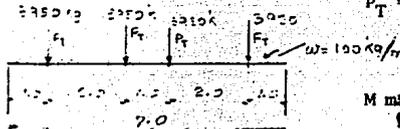
$$\Delta \text{ máx} = 0.77 \text{ cm} \quad \Delta \text{ perm.} = \frac{600}{360} = 1.66 \text{ cm}$$

Si pasa

— o —

III.10.7 VIGA V₇

Esta viga soportará únicamente cargas puntuales ocasionadas por las reacciones de las vigas V₆ y V₃.



$$P_T = R_{V3} + R_{V6} = 523.50 + 3426 = 3950 \text{ kg.}$$

$$M \text{ máx} = 16409 \text{ kg-cm}$$

$$V \text{ máx} = 8249 \text{ Kg}$$

Se propone una WF - 406 x 305 x 81 kg/m

REVISION

Flexión

$$M_r = F_b \times S_x = 1'919,264 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$\text{Mact.} < M_r ; 1640900 < 1919264 \text{ y trabaja al } 85\%$$

Cortante

$$V \text{ máx} = 8249 \text{ kg} ; F_v = 0.4 F_y = 1012$$

Si pasa

$$f_v = 317 \text{ kg/cm}^2 \quad f_v < F_v$$

Deflexión

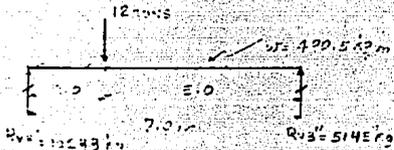
$$\Delta \text{ máx} = 1.06 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{ perm} = \frac{700}{360} = 1.94$$

Si pasa

_____ o _____

III.10.8 Viga V₈



$$W = (0.75)(654) = 490.5 \text{ kg/m}$$

$$M \text{ máx} = 19595 \text{ kg-m}$$

$$X = 2.00$$

$$V \text{ máx} = 10288 \text{ kg.}$$

Se propone una WF - 457 x 305 x 83 kg/m

$$F_b = 1179 \text{ kg/cm}^2$$

REVISION

Flexión

$$M_r = F_b \times S_x = (1179)(1860) = 2'192,940 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M_{act} < M_r ; 19590 < 2192940 \text{ y trabaja al } \frac{1959500}{2192940} = 0.89$$

Cortante

$$V \text{ máx} = 10288 \text{ kg} \quad F_v = 0.4 F_y = 1012$$

Si pasa

$$f_v = \frac{10288}{(45.7)(0.64)} = 352 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v$$

Deflexión

si pasa

_____ o _____

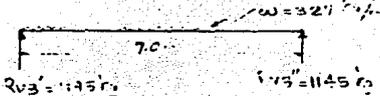
Viga V₉ (PARA PASILLOS)

$$W = 0.5 (654) = 327 \text{ kg/m}$$

$$R_{V8'} = R_{V8''} = \frac{327(7)}{2} = 1145 \text{ kg}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{W \cdot L^2}{8} = \frac{327(7.0)^2}{8} = 2003 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{máx}} = 1145 \text{ kg.}$$



Se propone una IPR - 254 x 146 x 32.8 kg/m

Datos de la sección

$$\begin{aligned} d &= 25.80 \text{ cm} \\ b &= 14.60 \text{ cm} \\ t_f &= 0.90 \text{ cm} \\ t_w &= 0.60 \text{ cm} \\ A &= 41.87 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 4912 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 380 \text{ cm}^3 \\ F_b &= 620.20 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

REVISION

Flexión

$$M_r = F_b \times S_x = (620.20)(380) = 235676 \text{ kg-cm}$$

Si pasa

$$M_{\text{act.}} < M_r ; 200300 < 235676 \text{ trabaja al } \frac{200300}{235676} = 0.85$$

Cortante

$$V_{\text{máx}} = 1145 \text{ kg} \quad F_v = 0.4 F_y = 1012$$

Si pasa

$$f_v = \frac{1145}{(25.8)(0.60)} = 74 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < 1012$$

Deflexión

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5(3.27)(700)^4}{384(2.1 \times 10^6)(4912)} = 0.99 \text{ cm}$$

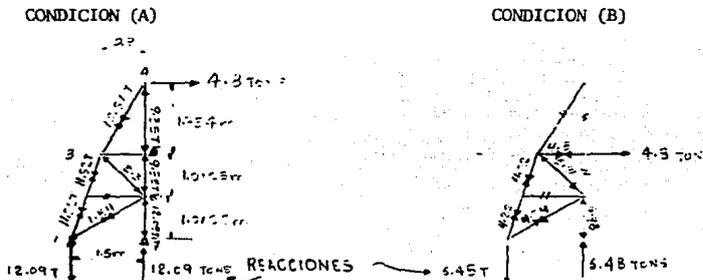
Si pasa

$$\Delta_{\text{perm.}} = \frac{700}{360} = 1.94$$

$$\Delta_{\text{máx}} < \Delta_{\text{perm.}}$$

ESTRUCTURAS DE EXTRACCION

III.11 Para el análisis y diseño de los elementos de las estructuras de extracción se escogió, aquella que tuvo las condiciones de carga más críticas como representativa de todas las demás estructuras para así utilizar una sola sección, variando únicamente la estructura ción en las restantes.



Se considera como fuerza actuante en la estructura el 60% del peso del haz de tubos; ahora bien; en esta estructura existen 2 haces de tubos cuya extracción no se hace simultáneamente por lo cual se debe escoger la condición de extracción más desfavorable para el diseño de los miembros.

Comparando los resultados de las dos condiciones se ve que para el esfuerzo de tensión el miembro más desfavorable es el 3 - 4, cuya longitud es de 1.97 m y está sometido a una fuerza de 10.51 ton.

Para miembros sujetos a tensión el esfuerzo permisible que fija el reglamento del D.F. es de 0.6 Fy.

Se propone la siguiente sección: 2 7" de 63.5 x 6.30

Propiedades de la sección

$$A_{total} = 15.36 \text{ cm}^2 ; r = 3.02 \text{ cm}$$

REVISION

Si pasa

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{10510 \text{ kg}}{15.36 \text{ cm}^2} = 684 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 0.6 \cdot F_y = 1520 \text{ kg/cm}^2 ; f_a < F_a \text{ y trabaja al } \frac{684}{1520} = 0.45 = 45\%$$

Aunque la sección esta sobrando se dejará para facilidad de conexión.

Para esfuerzo a compresión el miembro más desfavorable es el 6 - 7, con un esfuerzo de -- 12.09 ton. y una longitud de 1.01 m

Se propone una IPR - 152 x 102 x 17.9

Datos de la sección: $A = 22.77 \text{ cm}^2$; $r = 2.71 \text{ cm}$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1) \cdot (101)}{2.71} = 37.27$$

$$Cc = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot 2.1 \times 10^6}{2530}} = 128$$

Como $\frac{KL}{r} < Cc$ entonces

$$F_a = \frac{F_y \left(1 - \left(\frac{KL}{r}\right)^2\right)}{F.S.}$$

$$F_a = \frac{2530 \left(1 - \frac{(37.27)^2}{2(128)^2}\right)}{1.77}$$

$$F_a = 1369 \text{ Kg/cm}^2$$

*Se tomo $K = 1$ por que los extremos del miembro se consideran articulados

DONDE:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{KL}{r} = 37.27$$

$$Cc = 1.28$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)}{Cc} - \frac{1}{8} \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^3}{Cc^3}$$

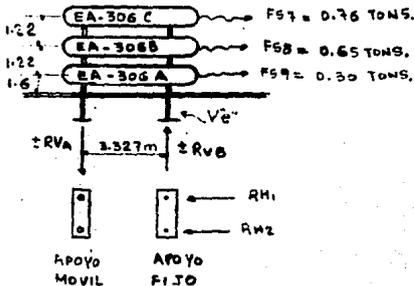
$$F.S. = 1.77$$

III.12 ANALISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS SECUNDARIOS DEL 4° NIVEL, PLANTA EN ELEVACION + 117.975

En vista de que las vigas secundarias "a", "b", "c", de éste nivel, tienen dimensiones y áreas tributarias similares a las del 2° nivel, se dejarán las mismas secciones. Las únicas que variarán serán las vigas "d" y "e" ya que ambas soportan efectos de sismo local debido a los equipos considerados como apéndices.

III.12.1 Analisis y diseño de las vigas "d" y "e" para equipos EA-306 y 307 localizados entre los ejes B, C, 1 y 2

Sismo local actuando longitudinalmente:



Momento total ocasionado por las fuerzas sísmicas.

$$M_t = 0.76(4.041) + 0.65(2.821) + 0.30(1.6) = 5.38 \text{ tons-m}$$

$$+RVA = +RVB = \frac{M_t}{L} = \frac{5.38}{3.327} = +1.62 \text{ tons}$$

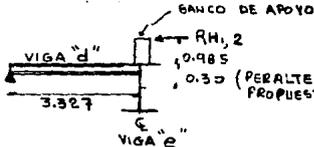
Las reacciones $+RVA = +RVB$ se distribuirán en todo lo ancho de la silleta.

Por lo tanto para el apoyo fijo localizado en la viga "e", se tiene:

$$W = \frac{\pm RVB}{\text{Ancho de la silleta}} = \frac{1.62 \text{ tons}}{0.626 \text{ m}} = 2.6 \text{ t/m}$$

Las fuerzas "Fs", ocasionan reacciones horizontales en el apoyo fijo únicamente, cuyos valores son los sigs.

$$RH_1 = RH_2 = (0.76 + 0.65 + 0.3) \div 2 = 0.855 \text{ tons.}$$

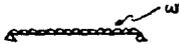


NOTA:

La viga "d" se diseñará para resistir como momento flexionante lo que para la viga "e" es momento torsionante.

ANALISIS Y DISEÑO DE LA VIGA "d"

a) Bajo cargas gravitacionales



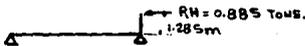
$$W = 1.271 (650 \text{ kgs/m}^2) = 827 \text{ kgs/m} \\ + 23 \text{ kgs/m (peso propio su puesto)} \\ \underline{\hspace{1.5cm}} \\ 850 \text{ kgs/m}$$

$$\text{Mto. máx} = \frac{wL^2}{8} = \frac{850(3.327)^2}{8} = 1176 \text{ kgs-m}$$

$$Rd' = Rd'' = \frac{850 \times 3.327}{2} = 1414 \text{ kgs.}$$

b) Por sismo longitudinal

Idealización de la viga



$$\text{Mto. máx} = 0.855(1.285 \text{ m}) = 1.1 \text{ t-m}$$

$$M_2 = 0 ; Rd'(3.327) - 1.1 = 0$$

$$Rd' = 0.331 \text{ tons.}$$

$$Rd'' = -0.331 \text{ tons.}$$

Combinaciones de diseño:

$$(CM + CV) 1.0 = 1176 \text{ kgs-m} \quad \text{Por sismo transversal no hay}$$

$$(CM + CV + SISMO LONG.) 0.75 = (1176 + 1100) 0.75 = 1280.25 \text{ kgs-m}$$

Por lo tanto rige la 2a. condición.

Momento de diseño = 1280.25 kg/m

Se propone IPR-254 x 102 x 22.4 kgs/m

REVISIÓN DE LA SECCION

a) Por flexión ; $M_R = Fbx (S_x) = 678.7 \times 226 = 1533.8 \text{ kgs-m}$

Como $M_o. R > M_o. act.$; $1533.8 / 1280.25 \text{ kgs-mla sección si pasa y trabaja al}$
 $\frac{1280.25}{1533.8} = 0.83$; 83% de su capacidad

b) Revisión por cortante

Propiedades

tf = 0.7 cms
 tw = 0.6 cms
 Ix = 2864 cm⁴
 A = 28.38 cm²

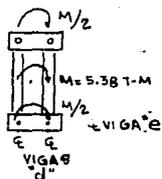
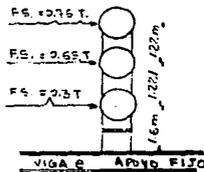
$$\sqrt{v} = \frac{V \text{ máx.}}{\text{AREA DEL ALMA}} = \frac{1414 \text{ kgs}}{25.4(0.6)} = 92.78 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\sqrt{v} \text{ permisible} = 0.4 F_y = 1012 \text{ kgs/cm}^2$$

c) Revisión por flecha

$$\frac{5WL^4}{384 EI} = \frac{5(8.50)(332.7)^4}{384(2 \times 10^6)(2864)} = 0.236 ; \text{ BIEN}$$

SISMO LOCAL ACTUANDO TRANSVERSALMENTE VIGA "e"



Las fuerzas sísmicas, ocasionan un momento en los apoyos fijo y móvil.

$$M_o. = 0.76(4.041) + 0.65(2.821) + 0.3(1.6) = 5.38 \text{ tons-m}$$

DETERMINACION DE LAS CARGAS QUE ACTUARAN SOBRE LA VIGA "e" GRAVITACIONALMENTE.

$$P = Rc'' + Rd'$$

$$P = 962 \text{ kgs} + \frac{1.271 \text{ m} (654 \text{ kgs/m})(3.327)}{2}$$

$$P = 2345 \text{ kgs.}$$

$$W_1 = \frac{\text{Area tribut.} (654 \text{ kgs/m}^2)}{\text{Longitud}}$$

$$W_1 = 1.05 \text{ m} (654 \text{ kgs/m})$$

$$W_1 = 686.7 \text{ kgs/m}$$

$$W_2 = \frac{\text{Peso de diseño del equipo (Nº de equipos)}}{2(\text{ancho de la silleta})}$$

$$W_2 = \frac{6696(3)}{2(62.6)} = 160.45 \text{ kgs/cm}$$

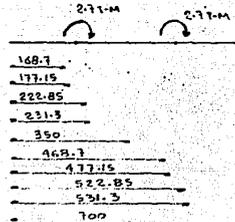
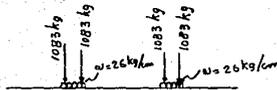
CM + CV
(Cargas gravitacionales)

CM + CV + SISMO LONG.
(Cargas gravitacionales
más sismo en un sentido)

CM + CV + SISMO TRANSV.
(Cargas gravitacionales
más sismo en otro senti
do)

ACOTACIONES
EN
(CMS)

COMBINACIONES DE DISEÑO PARA LA VIGA "e"
(APOYO FIJO EA-306 A/B/C)
IDEALIZACION DE LAS DIFERENTES CONDICIONES



DIAGRAMAS DE MOMENTOS

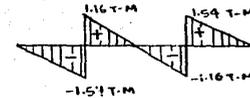
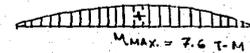
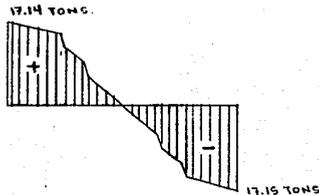
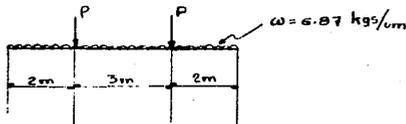


DIAGRAMA DE CORTANTE PARA LA
CONDICION QUE RIGIO



IDEALIZACION DE LA VIGA "e"
PARA LA REVISION POR FLECHA
SEGUN LA CONDICION QUE RIGIO
PARA SU DISEÑO (CM + CV)



$$P = 2345 (2) + 160.45 (62.5)$$

$$P = 14718 \text{ kgs.}$$

$$c_{\text{Prest.}} = \frac{700}{36r} = 1.14 \text{ cm}$$

Como generalmente rige la flexión en éstas vigas, se harán las combinaciones necesarias.

$$(CM + CV) 1.0 = 33700 \text{ kgs-m}$$

$$(CM + CV + SISMO \text{ LONG.}) 0.75 = (33700 + 7600) 0.75 = 30975 \text{ kgs-m}$$

$$(CM + CV + SISMO \text{ TRANS.}) 0.75 = (33700 + 2700) 0.75 = 27300 \text{ kgs-m}$$

Por lo tanto, el momento de diseño es:

$$MD = 33700 \text{ kgs-m}$$

Se propone WF - 610 x 305 x 113 kgs/m

$$Fb = 1168.5 \text{ kgs/cm}^2$$

$$Sx = 3217 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Mto. resist. de la sección} &= Fb Sx \\ &= 1168.5 (3217) \\ &= 37591 \text{ kgs-m} \end{aligned}$$

$$\text{Mto. actuante} = \frac{33700}{37591} = 0.9$$

$$\text{Mto. resistente} = 37591$$

La sección si pasa y trabaja al 90% de su capacidad.

REVISION DE LA SECCION POR CORTANTE.

Propiedades de la sección

$$\begin{aligned} t_f &= 1.59 \text{ cm} \\ t_w &= 0.79 \text{ cm} \\ I_x &= 98068 \text{ cm}^4 \\ d &= 61 \text{ cm} \\ h &= 57.8 \text{ cm} \\ S_x &= 3217 \text{ cm}^3 \end{aligned} \quad \begin{aligned} f_v &= \frac{V \text{ máx}}{\text{Area del alma}} = \frac{17140 \text{ kgs.}}{57.8 (0.79)} \\ &= 375.4 \text{ kgs/cm}^2 \\ F_v &= 1012 \text{ kgs/cm} \end{aligned} \quad \text{BIEN}$$

REVISION DE LA SECCION POR FLECHA

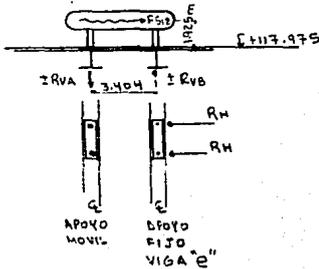
$$j = \frac{SWL^4}{384 EI} + \frac{Pa}{24 EI} (3L^2 - 4a^2)$$

$$j = \frac{5(6.87)(700)^4}{384(2 \times 10^6)(98068)} + \frac{14718(200)}{24(2 \times 10^6)(98068)} \frac{(3(700)^2 - 4(200)^2)}{4(200)^2}$$

$$j = 0.11 \text{ ; } + 0.82 = 0.93 \text{ cms} \quad 1.94 \text{ cms} \quad \text{BIEN}$$

III.12.2 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS "d" Y "e" PARA EQUIPOS EA-310 A Y EA-310 B LOCALIZADOS ENTRE LOS EJES B, C, 2 Y 3

Sismo local actuando longitudinalmente: VIGA "e"



$$FS_{12} = 1171 \text{ kgs.}$$

$$\text{Momento total} = Mt = 1171 \text{ kgs} (1.925) = 2254 \text{ kgs.}$$

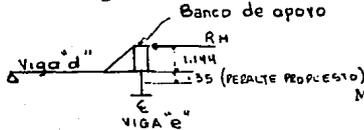
$$+RVA = +RVB = \frac{2254}{3.404} = 662.2 \text{ kgs.}$$

$$W = \frac{R}{\text{Ancho de la silleta}} = \frac{662.2 \text{ kgs.}}{103.8 \text{ cms.}} = 6.38 \text{ kgs/cm}$$

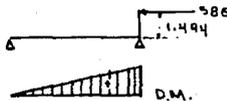
$$RH = 1171 \text{ kgs}/2 = 586 \text{ kgs.}$$

ANALISIS Y DISEÑO DE LA VIGA "d" QUE ABSORBERA COMO MOMENTO FLEXIONANTE LO QUE PARA LA VIGA "e" ES TORSIONANTE.

a) Por sismo longitudinal



$$MT = 586 \text{ kgs}(1.494) = 875.5 \text{ kgs-m}$$

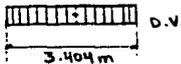


$$M_{to. \text{ máx}} = 875.5 \text{ kgs-m}$$

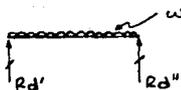
$$\sum M_2 = 0 ; Rd' (3.404) - 875.5 = 0$$

$$Rd' = 257.2 \text{ kgs.}$$

$$Rd'' = + 257.2 \text{ kgs.}$$



b) Por cargas gravitacionales



$$W = \frac{(\text{Area tribut.})(650 \text{ kgs/m}^2)}{\text{Long.}} + W_{pp}$$

$$W = \frac{(1.5 \text{ m})(1 \text{ m})(650 \text{ kgs/m}^2)}{1 \text{ m}} + W_{pp}$$

$$W = 975 \text{ kgs/m} + 25 \text{ kgs/m}$$

$$W = 1000 \text{ kgs/m}$$

$$Rd' = Rd'' = \frac{1000(3.404)}{2} = 1702 \text{ kgs.}$$

$$Mto. \text{ M}{\acute{a}}x = M_{\frac{L}{8}} = \frac{1000(3.404)^2}{8} = 1448.4 \text{ kgs-m}$$

COMBINACIONES DE DISEÑO

$$(CM + CV) 1.0 \quad 1448.4 \text{ kgs-m} (1.0) = 1448.4 \text{ kgs-m}$$

$$(CM + CV + SISMO LONG.) 0.75 = (1448.4 + 875.5) 0.75 = 1743 \text{ kgs-m}$$

Mto. de diseño = 1743 kgs-m

Se propone IPR - 254 x 102 x 25.5

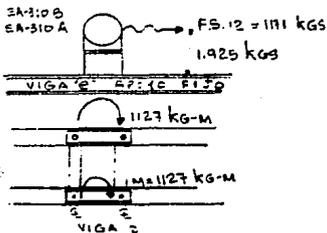
$$Mto. \text{ resistente} = Fb (Sx) = 827.9 (265) = 219394 \text{ kgs-cm}$$

$$\frac{\text{Mto. actuante}}{\text{Mto. resistente}} = \frac{1743 \text{ kgs-m}}{2193.9 \text{ kgs-m}} = 0.8$$

$$\text{Mto. resistente} = 2193.9 \text{ kgs-m}$$

La secci3n trabaja al 80% de su capacidad.

Sismo local actuando transversalmente. Para la VIGA "e"



$$\text{Momento total} = 1171(1.925)$$

$$= 2254 \text{ kgs-m}$$

$$\text{Momento en c/apoyo} = \frac{2254}{2} = 1127 \text{ kgs.}$$

DETERMINACION DE LAS CARGAS GRAVITACIONALES QUE ACTUARAN EN LA VIGA "e"

P = Reacci3n ocasionada por la viga "d" = R'd = 1702 kgs.

W₁ = Area tributaria + peso propio

$$= 1.05 \text{ m} (650 \text{ kgs/m}^2) + 100 \text{ kgs/m}$$

$$= 682.5 + 100$$

$$W_1 = 782.5 \text{ kg/m}$$

$$W_2 = \frac{(\text{PESO DE DISEÑO DEL EQUIPO EA-310})}{2(\text{ANCHO DE LA SILLETA})} = \frac{14769}{2(103.8)} = 71.142 \text{ kgs/cm}$$

COMBINACIONES DE DISEÑO PARA LA VIGA "e"
 (APOYO FIJO EA-310)
 IDEALIZACION DE LAS DIFERENTES CONDICIONES

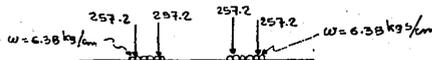
(CM + CV)
 (Cargas gravitacionales)



DIAGRAMAS DE MOMENTOS



CM + CV + SISMO LONG.
 (Cargas gravitacionales
 más sismo en un sentido)



CM + CV + SISMO TRANSV.
 (Cargas gravitacionales
 más sismo en otro senti
 do)

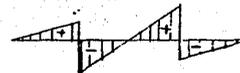
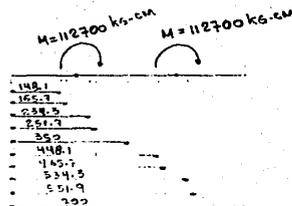
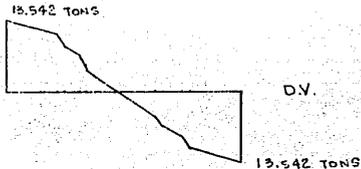
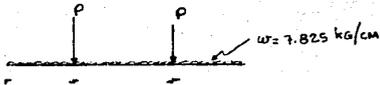


DIAGRAMA DE CORTANTE PARA LA CONDICION QUE RIGIO (CM + CV)



IDEALIZACION DE LA VIGA "e"
PARA LA REVISION POR FLECHA
SEGUN LA CONDICION QUE RIGIO
PARA SU DISEÑO (CM + CV)



$$P = 1702 \times 2 + 71.142 (103.8) = 10788.5 \text{ KGS}$$

$$d_{\text{PERM}} = \frac{L}{360} = \frac{700}{360} = 1.94 \text{ cms}$$

Combinaciones de diseño por momento flexionante.

$$(CM + CV) = (26.4 \text{ T-M}) \cdot 1.1 = 26.4 \text{ T-M}$$

$$(CM + CV + \text{SISMO LONG.}) = (26.4 + 2.35) \cdot 0.75 = 21.56 \text{ T-M}$$

$$(CM + CV + \text{SISMO TRANSV.}) = (26.4 + 0.644) \cdot 0.75 = 20.3 \text{ T-M}$$

Por lo tanto, rige para diseño la 1ª condición

Se propone WF - 457 x 305 x 98 kgs/m

$$\text{Mto. resistente} = F_{bx} (S_x) = 1279.6 (2240) = 2866$$

Propiedades de la sección

$$b = 30.5 \text{ cm}$$

$$d = 45.7 \text{ cm}$$

$$S_x = 2240 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 51217 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 1.59 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.64 \text{ cm}$$

$$h = 42.5 \text{ cm}$$

$$\frac{\text{Mto. actuante}}{\text{Mto. resistente}} = \frac{2640.0 \text{ kgs-m}}{2866 \text{ kgs-m}} = 0.92$$

∴ La sección trabaja al 92% de su capacidad a flexión.

REVISION DE LA SECCION POR CORTANTE

$$f_v = \frac{\text{Cortante máx.}}{\text{Area del alma}} = \frac{13541.7 \text{ kgs.}}{42.5 (0.64)} = 498 \text{ kgs/cm}^2$$

$$f_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ kgs/cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

REVISION DE LA SECCION POR FLECHA

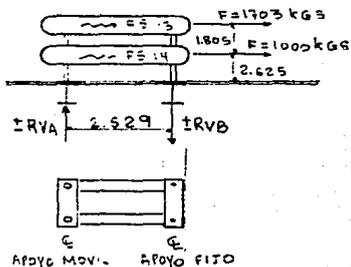
$$\delta = \frac{5WL^4}{384 EI} + \frac{Pa}{24 EI} (3L^2 - 4a^2)$$

$$\delta = \frac{5(7.825)(700)^4}{384(2 \times 10^6)(51217)} + \frac{10788.5(200)}{24(2 \times 10^6)(51217)} (3(700)^2 - 4(200)^2)$$

$$\delta = 0.239 ; \quad + 1.15 = 1.39 \text{ cms} < 1.94 \text{ cm} \quad \text{BIEN}$$

III.12.3 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS "d" Y "e" PARA EQUIPOS EA-313 A/B, C/D LOCALIZADOS ENTRE LOS EJES B, C, 3 Y 4

Sismo local actuando longitudinalmente. Para VIGA "e"



$$\begin{aligned} \text{Momento total} = M_t &= 1703 \text{ kgs} (4.43) + 100 (2.625) \\ &= 10169.3 \text{ kgs-m} \\ +RVA = +RVB &= \frac{10169.3 \text{ kgs-m}}{2.629 \text{ m}} \\ &= 3868 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

$$W = \frac{RV}{\text{Ancho de la silleta}} = \frac{3868 \text{ kgs}}{107.2 \text{ cms}} = 36.1 \text{ kgs/cm}$$

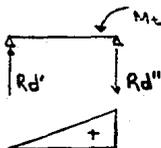
$$RH = (1703 + 1000) \div 2 = 1351.5 \text{ kgs.}$$

ANALISIS Y DISEÑO DE LA VIGA "d" QUE ABSORBERA COMO MOMENTO FLEXIONANTE LO QUE PARA LA VIGA "e" ES MOMENTO TORSIONANTE.

a) Por sismo longitudinal



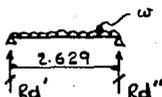
Idealización para su análisis



$$\begin{aligned} M_t &= RH (1.831 + 0.35) \\ &= 1351.5 (2.181) \\ &= 2948 \text{ kgs-m} \end{aligned}$$

$$Rd' = Rd'' = \frac{2948}{2.629} = 1121 \text{ kgs.}$$

b) Por cargas gravitacionales



$$W = \frac{(\text{Area tribut}) (650 \text{ kgs/m}^2)}{\text{Longitud}} + W_{pp}$$

$$W = (1.5 \text{ m}) (650) + 25 \text{ kgs/m}$$

$$W = 1000 \text{ kgs/m}$$

$$Rd' = Rd'' = \frac{1000 (2.629)}{2} = 1314.5 \text{ kgs.}$$

$$\text{Mto. máx.} = M_E = \frac{WL^2}{8} = \frac{1000(2.629)^2}{8} = 864 \text{ kgs-m}$$

COMBINACIONES DE DISEÑO PARA LA VIGA "d"

(QM + CV) 1.0 = (864 kgs-m) 1.0 = 864 kgs-m
 0.75(QM + CV + SISMO LONG.) = (864 + 2948) 0.75 = 2859 kgs-m
 Por lo tanto el momento de diseño = 2859 kgs-m
 Se propone IPR - 254 x 102 x 25.5 kgs/m

Propiedades de la sección:

d = 25.4 cm
 tf = 0.8 cm
 tw = 0.6 cm⁴
 Ix = 3405 cm⁴
 Sx = 265 cm³

REVISION POR FLEXION

M. resist. = Fbx (Sx) = (1082.7)(265) = 2869 kgs-m
 $\frac{M. \text{ act.}}{M. \text{ resist.}} = \frac{2859}{2869} = .99$

∴ La sección trabaja al 99% de su capacidad.

REVISION POR CORTANTE

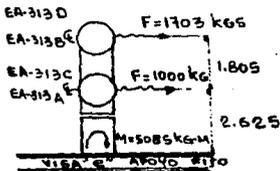
$$f_v = \frac{V \text{ máx}}{\text{Area del Alma}} = \frac{1827 \text{ kgs}}{(25.4)(0.6)} = 119.9 \text{ kgs/cms}$$

Cortante de diseño = (1314.5 + 1121) 0.75 = 1827 kgs.

La sección si pasa por cortante

$f = 0.23 \text{ cms.}$ } permisible = $\frac{262.9}{360} = 0.73$ BIEN

Sismo local actuando transversalmente. Para la VIGA "e"



Momento total = 1703(4.43) + 1000(2.625) = 10169.29

Momento en cada apoyo = $\frac{10169.29}{2} = 5085 \text{ kgs-m}$

DETERMINACION DE LAS CARGAS GRAVITACIONALES QUE ACTUARAN EN LA VIGA "e"

P = Reacción ocasionada por la viga "d" + Rc"

W₁ = Area Tributaria + peso propio = 1314.5 + 781 = 2096 kgs.
 = 1.5(650 kgs/m²) + 100 kgs/m

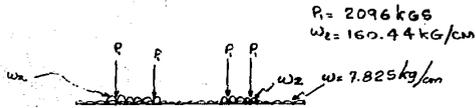
W₁ = 782.5 kgs/m

W₂ = $\frac{(\text{PESO DE DISEÑO DEL EQUIPO EA-313})(\text{N}^{\circ} \text{ DE EQUIPOS})}{2(\text{ANCHOS DE LA SILLETA})}$

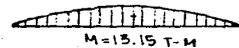
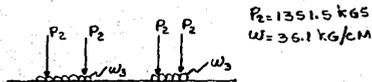
= $\frac{(17199 \text{ kgs})(2)}{2(107.2)} = 160.44 \text{ kgs/cm}$

COMBINACIONES DE DISEÑO PARA LA VIGA "e"
 (SOPORTA EQUIPOS EA-313 A/B, C/D)
 IDEALIZACION DE LAS DIFERENTES CONDICIONES
 DE CARGA

(OM + CV)
 (Cargas gravitacionales)



(OM + CV + SISMO LONG.)
 (Cargas gravitacionales
 más sismo en un sentido)



(OM + CV + SISMO TRANSV.)
 (Cargas gravitacionales
 más sismo en otro sentido)

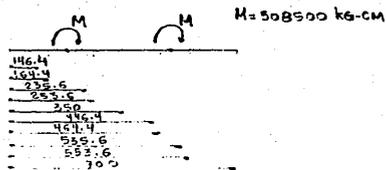
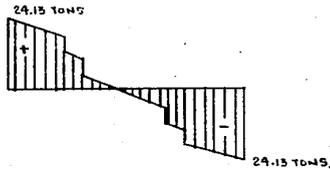
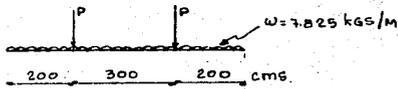


DIAGRAMA DE CORTANTE PARA LA CONDICION QUE RIGIO (CM + CV)



IDEALIZACION DE LA VIGA "e"
PARA LA REVISION POR FLECHA
SEGUN LA CONDICION QUE RIGIO
PARA SU DISEÑO (CM + CV)



$$P = 2(16(2)) + 160.44(107.2) = 21391 \text{ kgs.}$$

$$\delta_{PERM.} = \frac{L}{360} = \frac{700}{360} = 1.94 \text{ cms}$$

Combinaciones de diseño por momento flexionante.

$$(CM + CV) 1.0 = (47.6 \text{ TONS}) 1.0 = 47.6 \text{ T-M}$$

$$(CM + CV + SISMO \text{ LONG.}) = (47.6 \text{ TONS} + 13.15 \text{ TON}) 0.75 = 45.825 \text{ T-M}$$

$$(CM + CV + SISMO \text{ TRANSV.}) = (47.6 + 2.9) 0.75 = 37.875 \text{ T-M}$$

Por lo tanto, para diseño; rige la 1ª condición

Mto. de diseño = 47.6 T-M

Se propone WF - 762 x 406 x 137 kgs/m

$$\begin{aligned} \text{M. resistente} &= F_b x (S_x) = 1309 (4636) \\ &= 60.68 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$\frac{\text{Mto. actuante}}{\text{Mto. resistente}} = \frac{47.6 \text{ kgs-m}}{60.68 \text{ kgs-m}} = 0.78$$

La sección si pasa y trabajará al 78% de su capacidad

*REVISION DE LA SECCION POR CORTANTE

$$f_v = \frac{\text{Cortante máx.}}{\text{Area del alma}} = \frac{24130 \text{ kgs}}{73.7(0.95)} = 344.6 \text{ kgs/cm}^2$$

$$F_v = 1012 \text{ kgs/cm}^2 \quad \text{BIEN}$$

Propiedades de la sección

$$t_f = 1.27 \text{ cms}$$

$$t_w = 0.95 \text{ "}$$

$$h = 73.7 \text{ "}$$

$$b = 40.6 \text{ "}$$

$$I_x = 176628 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 4636 \text{ cm}^3$$

*REVISION DE LA SECCION POR FLECHA

$$\delta = \frac{5WL^4}{384 EI} + \frac{Pa}{24 EI} (3L^2 - 4a^2)$$

$$\delta = \frac{5(7.825)(700)^2}{384(2 \times 10^6)(176628)} + \frac{21391(200)}{24(2 \times 10^6)(176628)} (3(700)^2 - 4(200)^2)$$

$$\delta = 0.001 \text{ ; } + 0.66 = 0.661 \text{ cms.} \quad \text{BIEN}$$

III.12.4 ANALISIS Y DISEÑO DE LAS VIGAS SECUNDARIAS "d" Y "e" PARA LOS EQUIPOS

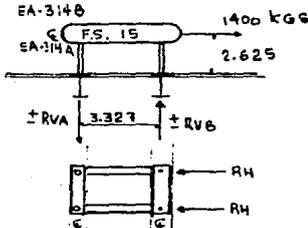
EA - 314 A = EA - 314 B
EA - 312 A/B = EA - 312 D/E
EA - 318

LOCALIZADOS ENTRE LOS EJES

4, 5, B y C
5, 6, B y C
6, 7, B y C

ANALISIS SISMICO LOCAL LONGITUDINAL PARA CADA UNO DE LOS EQUIPOS

a) EA - 314 A = EA - 314 B



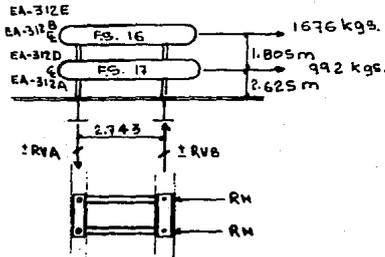
$$\text{Mto. total} = \text{Mt} = 1400(2.625) = 3675 \text{ kgs-m}$$

$$+RVA = +RVB = \frac{3675 \text{ kgs-m}}{3.327 \text{ mts.}} = 1105 \text{ kgs.}$$

$$W = \frac{RV}{\text{Ancho de la silleta}} = \frac{1105 \text{ kgs.}}{111.8 \text{ cms}} = 9.884 \text{ kgs/cms}$$

$$RH = 1400 \div 2 = 700 \text{ kgs.}$$

b) EA - 312 A/B = EA - 312 D/E



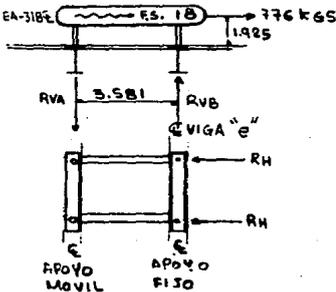
$$\text{Mto. total} = \text{Mt} = 1676(4.43) + 992(2.625) = 10029 \text{ kgs-m}$$

$$+RVA = +RVB = \frac{10029 \text{ kgs-m}}{2.743 \text{ mts}} = 3656 \text{ kgs.}$$

$$W = \frac{RV}{\text{Ancho de la silleta}} = \frac{3656 \text{ kgs.}}{108.26 \text{ cms}} = 33.77 \text{ kgs/cms}$$

$$RH = (1676 + 992) \div 2 = 1334 \text{ kgs.}$$

c) EA - 318



$$\text{Mto. total} = \text{Mt} = 776(1.925) = 1494 \text{ kgs.}$$

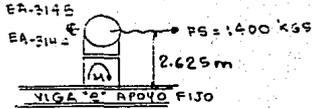
$$+RVA = +RVB = \frac{1494 \text{ kgs.}}{3.581 \text{ m}} = 417 \text{ kgs.}$$

$$W = \frac{RV}{\text{Ancho de la silleta}} = \frac{417 \text{ kgs.}}{75.8 \text{ cms}} = 5.5 \text{ kgs/cms}$$

$$RH = 776 \div 2 = 388 \text{ kgs.}$$

ANALISIS SISMICO LOCAL TRANSVERSAL PARA CADA UNO DE LOS EQUIPOS

a) EA - 314 A = EA - 314 B

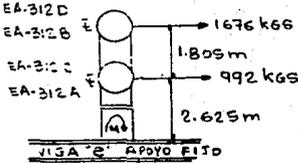


$$M = 1838 \text{ kgs-m}$$

$$\text{Mto.} = 1400 \text{ kgs.} (2.625 \text{ m}) = 3675 \text{ kgs-m}$$

$$\text{Mto. en c/apoyo} = 3675 : 2 = 1838 \text{ kgs-m}$$

b) EA - 312 A/B = EA - 312 D/E

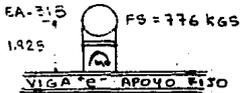


$$M = 3015 \text{ kgs-m}$$

$$\text{Mto. total} = 1676(4.43) + 992(2.625) = 10029 \text{ kgs-m}$$

$$\text{Mto. en c/apoyo} = 10029 : 2 = 5015 \text{ kgs-m}$$

c) EA - 318



$$M = \frac{M_c}{2} = \frac{1494}{2} = 747 \text{ kgs-m}$$

$$\text{Mto.} = 776(1.925) = 1494 \text{ kgs-m}$$

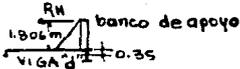
$$\text{Mto. en c/apoyo} = 1494 : 2 = 747 \text{ kgs-m}$$

ANALISIS Y DISEÑO DE LA VIGA "d" PARA C/U DE LOS EQUIPOS

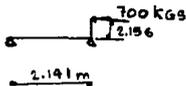
Del análisis sísmico longitudinal, se tiene una RH que ocasionará un momento torsionante a la viga "e". Este momento lo absorberá la viga "d" como momento flexionante.

a) EA - 314 A = EA = 314 B

a.1) Por sismo longitudinal

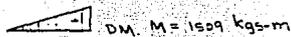
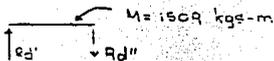


Idealización

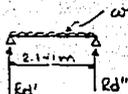


$$M = 700(2.156) = 1509 \text{ kgs-m}$$

$$Rd' = Rd'' = \frac{1509 \text{ kgs-m}}{2.141 \text{ m}} = 704.8 \text{ kgs.}$$



a.2) Bajo cargas gravitacionales



$$W = (1.632 + .736) \div 2 (650 \text{ kgs/m}) + W_{pp}$$

$$= 770 \text{ kgs/m} + 30 \text{ kgs/m}$$

$$= 800 \text{ kgs/m}$$

$$\text{Mto. máx} = \frac{WL^2}{8} = \frac{800(2.141)^2}{8} = 458 \text{ kgs-m}$$

$$Rd' = Rd'' = \frac{WL}{2} = \frac{800(2.141)}{2} = 856 \text{ kgs.}$$

Combinaciones de diseño

$$(CM + CV) 1.0 = 458 \text{ kgs-m}$$

$$(CM + CV + SISMO \text{ LONG.}) 0.75 = (458 + 1509) 0.75 = 1475 \text{ kgs-m}$$

Por lo tanto Mto. de diseño = MD = 1475 kgs-m

Se propone IPR - 254 x 102 x 17.9 kgs/m

REVISION DE LA SECCION

$$tf = 0.5 \text{ cm}$$

$$tw = 0.5 \text{ cm}_4$$

$$Ix = 2169 \text{ cm}_5$$

$$A = 21.87 \text{ cm}_5$$

$$Sx = 172 \text{ cm}$$

POR MOMENTO :

$$\text{Mto. resistente} = F_b S_x = 1142(172) = 196424 \text{ kgs-cm}$$

$$\frac{\text{Mto. act.}}{\text{Mto. resist}} = \frac{1475 \text{ kgs-m}}{1964.24 \text{ kgs-m}} = 0.75$$

Por lo tanto la sección si pasa por flexión y trabaja al 75% de su capacidad

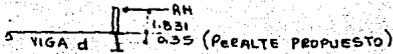
POR CORTANTE :

$$fv = \frac{\text{Cortante máximo}}{\text{Area del alma}} = \frac{(704.8 + 856) 0.75}{(0.5)(25.4)} = 92.2 \text{ kgs/cm}^2$$

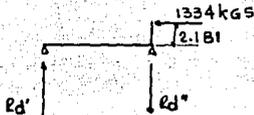
$$F_v = 1012 \text{ kgs/cm}^2 \quad \text{BIEN}$$

b) EA - 312 A/B = EA - 312 D/E

b.1) Por sismo longitudinal



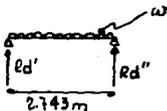
Idealizacion



$$M = 1334(2.181) = 2909 \text{ kgs-m}$$

$$Rd' = Rd'' = \frac{2909 \text{ kgs-m}}{2.743 \text{ m}} = 1061 \text{ kgs.}$$

b.2) Bajo cargas gravitacionales



$$W = \frac{1.644 + 0.712}{2} (650 \text{ kgs/m}^2) = 766 \text{ kgs/m} + W_{pp}$$

$$= 766 \text{ kgs/m} + 34 \text{ kgs/m}$$

$$W = 800 \text{ kgs/m}$$

$$\text{Mto. máx} = \frac{WL^2}{8} = \frac{800(2.743)^2}{8} = 752.4 \text{ kgs-m}$$

$$Rd' = Rd'' = 1032 \text{ kgs.}$$

$$(CM + CV) 1.0 = (752.4) 1.0 \text{ kgs-m}$$

$$(CM + CV + SISMO LONG.) 0.75 = (752.4 + 2909) 0.75 = 2746 \text{ kgs-m}$$

$$(SISMO LONG.) 1.0 = (2909) 1.0 = 2909 \text{ kgs-m}$$

Por lo tanto, el momento de diseño = $M_d = 2909 \text{ kgs-m}$

Se propone IPR - 203 x 133 x 26.9 kgs/m

PROPIEDADES DE LA SECCION

$$\begin{aligned} t_f &= 0.8 \text{ cms} \\ t_w &= 0.6 \text{ cms} \\ I_x &= 2576 \text{ cms}^4 \\ S_x &= 249 \text{ cms}^3 \\ d &= 20.3 \text{ cms} \end{aligned}$$

REVISION DE LA SECCION

Por flexión

$$\text{Mto. resistente} = F_b S_x = 1520(249) = 378480 \text{ kgs-cms}$$

$$\frac{\text{Mto. actuante}}{\text{Mto. resistente}} = \frac{2909 \text{ kgs-m}}{3784 \text{ kgs-m}} = 0.76$$

La sección si pasa y trabajará al 76% de su capacidad

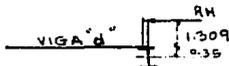
Revisión por cortante.

$$f_v = \frac{\text{Cortante máximo}}{\text{Area del alma}} = \frac{1061 \text{ kgs.}}{0.6(20.3)} = 87$$

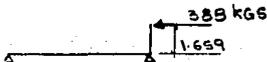
$$F_v = 1012 \text{ kgs/cm}^2 \quad \text{BIEN}$$

c) EA - 318

c.1) Por sismo longitudinal



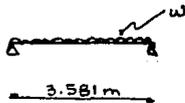
Idealización



$$M = 388(1.659) = 643.7 \text{ kgs-m}$$

$$R_d' = R_d'' = \frac{643.7 \text{ kgs-m}}{3.581 \text{ m}} = 179.7 \text{ kgs.}$$

c.2) Por cargas verticales



$$W = (1.195 + 0.508) \div 2 (650 \text{ kgs/m}^2) = 554 \text{ kgs/m}$$

$$\text{Mto. máx} = \frac{WL^2}{8} = \frac{554(3.581)^2}{8} = 888 \text{ kgs-m}$$

$$R_d' = R_d'' = \frac{554(3.581)}{2} = 992 \text{ kgs.}$$

COMBINACIONES DE DISEÑO

$$(CM + CV) 1.0 = 888 \text{ kgs-m}$$

$$(CM + CV + SISMO) 1.33 = (888 + 643.7) 0.75 = 1149 \text{ kgs-m}$$

Por lo tanto, el momento de diseño en $M_d = 1149 \text{ kgs-m}$

Se propone IPR - 254 x 102 x 22.4 kgs/m

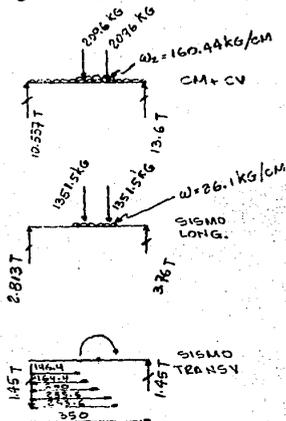
$$\text{Mto. resistente} = F_{bx} (S_x) = 641 \times 226 = 1448.66 \text{ kgs-m}$$

$$\frac{\text{Mto. act.}}{\text{Mto. resist.}} = \frac{1149 \text{ kgs-m}}{1448.66 \text{ kgs-m}} = 0.79$$

La sección si pasa y trabajará al 79% de su capacidad

COMBINACIONES DE DISEÑO PARA LA VIGA "e" QUE SOPORTA AL EQUIPO
EA - 313 E/F SITUADO ENTRE LOS EJES B, C, 4 Y 5

Idealización de las diferentes condiciones
de carga.



$$\begin{aligned} M(x = 146.4) &= 14.6 \text{ T-M} \\ M(x = 200) &= 16.46 \text{ T-M} \\ M(x = 253.6) &= 12.74 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M(x = 146.4) &= 412 \text{ T-M} \\ M(x = 200) &= 4.63 \text{ T-M} \\ M(x = 253.6) &= 3.62 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$M(x = 200) = 2.18 \text{ T-M}$$

Combinaciones de diseño en base a los momentos máximos.

$$\begin{aligned} (CM + CV) 1.0 &= 16.46 \text{ T-M} && \text{RIGE} \\ (CM + CV + \text{SIGMO LONG.}) 0.75 &= (16.46 + 4.63) 0.75 = 15.82 \text{ T-M} \\ (CM + CV + \text{SIGMO TRANSV.}) 0.75 &= (16.46 + 2.18) 0.75 = 13.98 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$\text{Momento de diseño} = 16.46 \text{ T-M}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento de diseño} &= 16.46 \text{ T-M} \\ \text{Cortante de diseño} &= 13.6 \text{ Tons.} \end{aligned}$$

Se propone

$$\begin{aligned} \text{WF} &= 406 \times 203 \times 61 \text{ kgs/m} \\ I_x &= 22933 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 1129 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Revisión de la sección propuesta:

POR FLEXION:

$$\begin{aligned} \text{Mto. resistente} &= F_b S_x \\ &= 1503 \text{ kgs/cm}^2 (1129 \text{ cm}^3) \\ &= 16.97 \text{ Tons-m} \end{aligned}$$

$$\frac{\text{Mto. Act.}}{\text{Mto. diseño}} = \frac{16.46 \text{ T-M}}{16.97 \text{ T-M}} = 0.97$$

La sección si pasa y trabajará al 97% de su capacidad.

POR CORTANTE:

$$f_v = \frac{\text{Cortante de dise\~{n}o}}{\text{Area del alma}} = \frac{13600 \text{ kgs.}}{38.7(.64) \text{ cms.}} = 549 \text{ kgs/cm}^2$$

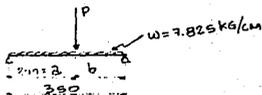
$$F_v = 0.4 F_y = 0.4(2530) = 1012 \text{ kgs/cm}^2 \quad \text{Como } 1012 < 549 ; \text{ la secci3n } \underline{\text{si}} \text{ pasa.}$$

80

POR FLECHA:

Idealizaci3n

$$\begin{array}{r} 2096 \text{ kgs.} \\ 2096 \text{ kgs.} \\ \hline 17199 \text{ kgs.} \\ P = 21391 \text{ kgs.} \end{array}$$



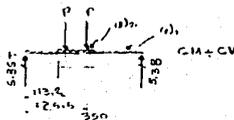
$$\Delta_p = \frac{5ML^4}{384 EI} + \frac{Pa^2 b^2}{3 EIL} = 0.41 \text{ cms.}$$

$$\text{permisible } \frac{L}{360} = \frac{350}{360} = 0.97 \text{ cms.}$$

∴ La secci3n si pasa.

COMBINACIONES DE DISEÑO PARA LA VIGA "e" QUE SOPORTA AL EQUIPO
EA - 314 A 6 EA - 314 B LOCALIZADOS ENTRE LOS EJES B, C, 4 Y 5
B, C, 5 Y 6

Idealizaci3n de las diferentes condiciones
de carga



$$W_1 = \left(\frac{1.137 + .584}{2} \right) 650 = 560 \text{ kgs/m} = 5.6 \text{ kgs/cm}$$

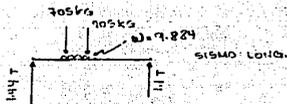
$$W_2 = \frac{W \text{ dise\~{n}o EA-314}}{2(\text{ANCHO SILLERA})} = \frac{17115 \text{ kgs}}{2(111.8 \text{ cms})} = 76.54 \text{ kgs/cm}$$

$$P = 856 \text{ kgs.} \quad \text{--- (DEL ANALISIS VIGA "d")}$$

$$M(x = 94.1) = 6.2 \text{ Tons-m}$$

$$M(x = 150) = 8.132 \text{ tons-m}$$

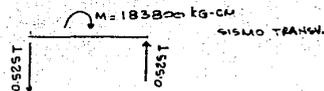
$$M(x = 205.9) = 7.17 \text{ tons-m}$$



$$M(x = 94.1) = 1.35 \text{ T-M}$$

$$M(x = 150) = 1.74 \text{ T-M}$$

$$M(x = 205.9) = 1.55 \text{ T-M}$$



$$M(x = 150) = 1.05 \text{ T-M}$$

Combinaciones de diseño

$$(CM + CV) 1.0 = 8.2 \text{ T-M}$$

$$(CM + CV + SISMO LONG.) 0.75 = (8.132 + 1.74) 0.75 = 7.4 \text{ T-M}$$

$$(CM + CV + SISMO TRANSV.) 0.75 = (8.132 + 1.05) 0.75 = 6.88 \text{ T-M}$$

$$\text{Momento de diseño} = 8.2 \text{ T-M}$$

$$\text{Cortante de diseño}$$

$$VD = 6.85 \text{ Tons.}$$

Se propone

$$WF - 406 \times 203 \times 51 \text{ T/M}$$

$$Ix = 18321 \text{ cm}^4$$

$$Sx = 902 \text{ cm}^3$$

Revisión de la sección propuesta:

POR FLEXION:

$$\text{Mto. resistente} = F_b S_x$$

$$= 1299.1(902)$$

$$= 11.72 \text{ T-M}$$

$$\frac{\text{Mto. actuante}}{\text{Mto. resistente}} = \frac{8.2 \text{ T-M}}{11.72 \text{ T-M}} = 0.7 \quad \text{La sección si pasa y trabajará al 70% de su capacidad.}$$

POR CORTANTE:

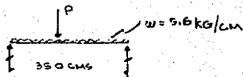
$$fv = \frac{\text{Cortante de diseño}}{\text{Area del alma}} = \frac{6850 \text{ kgs.}}{(38.7)(.64) \text{ cms}} = 277 \text{ kgs/cm}^2$$

$$277 < 1012 \text{ kgs/cm}^2; \text{ la sección si pasa}$$

POR FLECHA

Idealización

$$P = \frac{856 \text{ kgs.} + 856 \text{ kgs.} + 8557 \text{ kgs.}}{10269 \text{ kgs}}$$



$$\delta_P = \frac{5WL^4}{384 EI} = \frac{Pa^2 b^2}{3EIL} = 0.26 \text{ cms.}$$

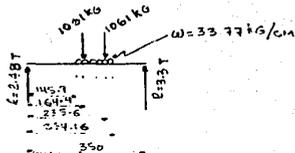
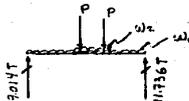
$$\delta_{\text{permissible}} = \frac{L}{360} = 0.97 \text{ cms.}$$

∴ La sección si pasa

28

COMBINACIONES DE DISEÑO PARA LA VIGA "e" QUE SOPORTA AL EQUIPO
EA - 312 LOCALIZADO ENTRE LOS EJES B, C, 5 Y 6

Idealization de las diferentes condiciones de carga



$$W_1 = \left(\frac{0.914 + 0.584}{2} \right) 654 \text{ kgs/m} = 490 \text{ kgs/m}$$

$$W_2 = \frac{(W \text{ diseño EA-312})^2}{2(\text{ANCHO SILLETA})} = \frac{16971(2)}{2(108.26)} = 156.76 \text{ kgs/cm.}$$

$$P = 1032 \text{ kgs.}$$

$$M(x = 145.9) = 12.63 \text{ T-M}$$

$$M(x = 200) = 14.4 \text{ T-M}$$

$$M(x = 254.16) = 11 \text{ T-M}$$

Combinaciones de diseño

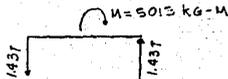
$$(CM + CV) 1.0 = (14.4) 1.0 = 14.4 \text{ T-M-RIGI}$$

$$(CM + CV + SISMO LONG.) \times 0.75 = (14.4 + 4.08) 0.75 = 13.86 \text{ T-M}$$

$$(CM + CV + SISMO TRANSV.) \times 0.75 = (14.4 + 2.15) 0.75 = 12.41 \text{ T-M}$$

$$M(x = 145.9) = 3.6 \text{ T-M}$$

$$M(x = 200) = 4.08 \text{ T-M}$$



$$M(x = 254.16) = 3.16 \text{ T-M}$$

Momento de diseño = 14.4 T-M

Cortante de diseño = 11.736 Tons.

82

Se propone

WF - 457 x 203 x 63 kgs/m

$S_x = 1302 \text{ cm}^3$

$I_x = 29761 \text{ cm}^4$

$$M(x = 200) = 2.15 \text{ T-M}$$

Revisión de la sección propuesta:

POR FLEXION:

$$\begin{aligned} \text{Mto. resistente} &= F_b x (S_x) \\ &= 1321(1302) \\ &= 17.2 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$\frac{\text{Mto. actuante}}{\text{Mto. resistente}} = \frac{14.4 \text{ T-M}}{17.2 \text{ T-M}} = 0.84$ La sección si pasa y trabajará al 84% de su capacidad.

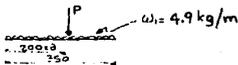
POR CORTANTE

$$f_v = \frac{11736 \text{ kgs}}{(43.2)(0.64) \text{ cm}^2} = 425 \text{ kgs/cm}^2 < 1012 \text{ kgs/cm}^2 \text{ si pasa}$$

POR FLECHA

Idealización

$$\begin{aligned} P &= 156.76(108.26) + 2(1032 \text{ kgs}) \\ &= 16971 \text{ kgs} + 2064 \\ &= 19035 \text{ kgs} \end{aligned}$$



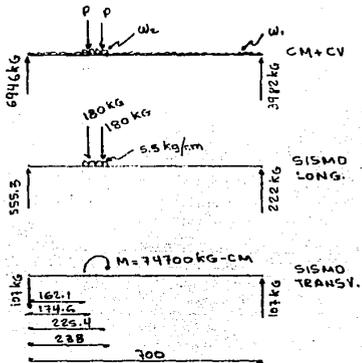
$$p = \frac{5WL^4}{384 EI} + \frac{Pa^2 b^2}{3 EIL} = 0.28 \text{ cms}$$

$$\text{permisible} = \frac{L}{360} = \frac{350}{360} = 0.97 \text{ cms.}$$

∴ BIEN

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA VIGA "e" QUE SOPORTA AL EQUIPO
EA - 318 LOCALIZADO ENTRE LOS EJES B, C, 6 Y 7

Idealización de las diferentes condiciones
de carga.



$$W_1 = \left(\frac{.914 + .838}{2} \right) 654 \text{ kgs/m} = 573 \text{ kgs/m} = 5.73 \text{ kgs/cm}$$

$$W_2 = \frac{W \text{ diseño EA-318}}{2(\text{ANCHHO SILLETA})} = \frac{9861 \text{ kgs}}{2(75.8 \text{ cms})} = 65 \text{ kgs/cm}$$

$$P = 992 \text{ kgs.}$$

$$M(x = 162.1) = 10.51 \text{ T-M}$$

$$M(x = 200) = 12.03 \text{ T-M}$$

$$M(x = 238) = 12.3 \text{ T-M}$$

$$\text{Mto. de diseño} = 12.3 \text{ T-M}$$

$$V \text{ diseño} = 6946 \text{ kgs.}$$

$$M(x = 162.1) = 0.9 \text{ T-M}$$

$$M(x = 200) = 1.025 \text{ T-M}$$

$$M(x = 238) = 1.026 \text{ T-M}$$

Se propone

$$\text{WF} - 457 \times 203 \times 73 \text{ kgs/m}$$

$$S_x = 1553 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 35503 \text{ cm}^4$$

$$F_{bx} = 851.6$$

$$M(x = 200) = 0.53 \text{ T-M}$$

Revisión de la sección propuesta
POR MOMENTO:

$$\text{Mto. resistente} = F_{bx} S_x$$

$$= 851.6(1553)$$

$$= 13.23 \text{ T-M}$$

$\frac{\text{Mto. actuante}}{\text{Mto. resistente}} = \frac{12.3 \text{ T-M}}{13.23 \text{ T-M}} = 0.93$ La sección si pasa y trabajará al 93% de su capacidad

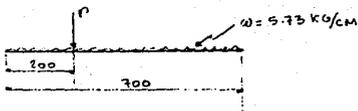
POR CORTANTE:

$$fv = \frac{6946 \text{ kgs.}}{(42.5)(0.64)} = 255 \text{ kgs/cm}^2 < 1012 \text{ kgs/cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

POR FLECHA:

Idealización para su revisión

$$P = \frac{65(75.9) + 992(2)}{6918} = 6918 \text{ kgs.}$$



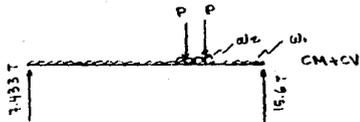
$$\delta P = \frac{5WL^4}{384 EI} + \frac{Pa^2 b^2}{3 EIL} = 0.63 \text{ cms.}$$

$$\delta \text{ permisible} = \frac{L}{360} = 1.94 \text{ cms.}$$

\therefore BIEN

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA VIGA "e" QUE SOPORTA A LOS EQUIPOS
EA - 312 D/E LOCALIZADO ENTRE LOS EJES B, C, 6 Y 7

Idealización de las diferentes condiciones
de carga



$$W_1 = \left(\frac{0.914 + .832}{2} \right) 654 = 571 \text{ kgs/m}$$

$$W_2 = \frac{16970(2)}{2(108.3)} = 157 \text{ kgs/cm}$$

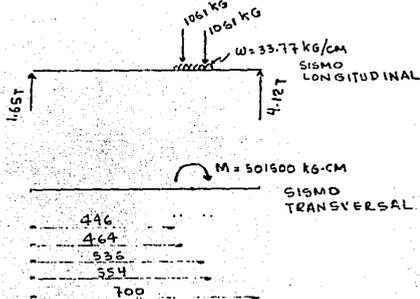
$$P = 1032 \text{ kgs.}$$

$$M(x = 446) = 27.5 \text{ T-M}$$

$$M(x = 500) = 27.4 \text{ T-M}$$

$$M(x = 554) = 22.14 \text{ T-M}$$

SISMO LONGITUDINAL



$$M(x = 446) = 7.35 \text{ T-M}$$

$$M(x = 500) = 7.37 \text{ T-M}$$

$$M(x = 554) = 6 \text{ T-M}$$

$$\text{Mto. de diseño} = 27.5 \text{ T-M}$$

$$\text{V diseño} = 15.6 \text{ Tons.}$$

Se propone

$$\text{WF} - 457 \times 305 \times 98 \text{ kgs/m}$$

$$\text{Fbx} = 1279.6 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\text{Sx} = 2240 \text{ cm}^3$$

$$\text{Ix} = 51217 \text{ cm}^4$$

$$M(x = 500) = 1.43 \text{ T-M}$$

Revisión de la sección propuesta:

POR MOMENTO:

$$\begin{aligned} \text{Mto. resistente} &= \text{Fbx Sx} \\ &= 1279.6(2240 \text{ cm}^3) \\ &= 28.66 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$\frac{\text{Mto. actuante}}{\text{Mto. resistente}} = \frac{27.5 \text{ T-M}}{28.66 \text{ T-M}} = 0.96 \quad \text{La sección si pasa y trabajará al 98\% de su capacidad}$$

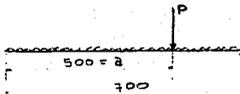
POR CORTANTE

$$f = \frac{\text{V diseño}}{\text{Area del alma}} = \frac{15600 \text{ kgs}}{(42.5)(0.64)} = 573 ; 573 \text{ kgs/cm}^2 < 1012 \text{ kgs/cm}^2 \quad \dots \text{BIEN}$$

POR FLECHA

Idealización para la revisión

$$P = 157 \text{ kgs/cm (108.3 cm)} + 2(1032 \text{ kgs}) \\ = 19067 \text{ kgs.}$$



$$\delta_p = \frac{5WL^4}{384 EI} + \frac{Pa^2 b^2}{3 EIL} = 0.97 \text{ cms.}$$

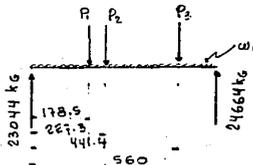
$$\delta_{\text{permissible}} = \frac{700}{360} = 1.94 \text{ cms.}$$

87

ANALISIS Y DISEÑO DE LA VIGA (V-V1) QUE SOPORTARA A LAS VIGAS "e" DE LOS EQUIPOS EA - 313 E/F Y EA - 314 A ; LOCALIZADA ENTRE LOS EJES B, C, 4 Y 5

- NOTA:
- Se tomará la mayor reacción de cada una de las vigas "e"
 - Tomando en cuenta la orientación de la rejilla, se tomará el área tributaria correspondiente.

Idealización de la viga:



$$W_1 = (3.5 \text{ m}) 654 \text{ kgs/m}^2 + PP \\ = 2289 \text{ kgs/m} + 150 \text{ kgs/m} \\ = 24.39 \text{ kgs/cm}$$

$$P_1 = \text{REA-313 E/F} = 13.6 \text{ Tons.}$$

$$P_2 = \text{REA-314} = 6.85 \text{ Tons.}$$

$$P_3 = \text{REA-313 E/F} = 13.6 \text{ Tons.}$$

$$M(x = 178.5) = 37.25 \text{ T-M}$$

$$M(x = 227.5) = 39.44 \text{ T-M}$$

$$M(x = 441.4) = 27.54 \text{ T-M}$$

$$M(x = 230) = 39.36 \text{ T-M}$$

$$\text{Mto. de diseño} = 39.44 \text{ T-M}$$

$$V \text{ de diseño} = 24664 \text{ kgs.}$$

Se propone

$$WF - 610 \times 305 \times 113 \text{ kgs/m}$$

$$I_x = 98068 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 3217 \text{ cm}^3$$

$$F_{bx} = 1294.3 \text{ kgs/cm}^2$$

$$t = 0.79 \text{ cm}$$

$$h = 57.8 \text{ cm}$$

Revisión de la sección propuesta:

POR MOMENTO

$$\text{Mto. resistente} = F_b x (S_x) = 1294.3(3217) = 41.6 \text{ T-M}$$

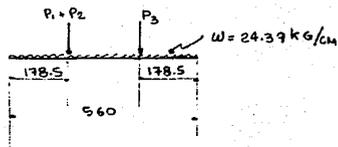
$$\frac{\text{Mto. actuante}}{\text{Mto. resistente}} = \frac{39.44 \text{ T-M}}{41.6 \text{ T-M}} = 0.95 ; \text{BIEN}$$

POR CORTANTE:

$$f_v = \frac{24664 \text{ kgs.}}{(57.8)(0.79)} = 540 < 1012 \text{ kgs/cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

POR FLECHA

Idealización



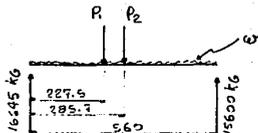
$$d_c = 0.65 \text{ cms}$$

$$d_p = \frac{5WL^4}{384 EI} + \frac{Pa^2 b^2}{3 EIL} = 0.56 \text{ cms.}$$

$$d_{\text{permissible}} = \frac{560}{360} = 1.55 \text{ cms.}$$

ANALISIS Y DISEÑO DE LA VIGA (V-V2) QUE SOPORTARA A LAS VIGAS "e" DE LOS EQUIPOS EA - 314 B Y EA - 312 A/B ; LOCALIZADA ENTRE LOS EJES B, C, 5 Y 6

Idealización de la viga



$$W_1 = (3.50)(654 \text{ kgs/m}^2) + PP$$

$$= 22.89 + 1.50 \text{ kgs/cm}$$

$$= 24.39 \text{ kgs/cm}$$

$$P_1 = \text{REA-314 B} = 6.85 \text{ Tons.}$$

$$P_2 = \text{REA-312 A/B} = 11.736 \text{ Tons.}$$

$$M(x = 227.5) = 31.56 \text{ T-M}$$

$$M(x = 285.7) = 33.61 \text{ T-M}$$

$$\text{Mto de diseño} = 31.56 \text{ T-M}$$

$$V \text{ de diseño} = 16645 \text{ kgs.}$$

Se propone

WF - 610 x 305 x 113 kgs/m
 $I_x = 98068 \text{ cm}^4$
 $S_x = 3217 \text{ cm}^3$
 $F_{bx} = 1294.3 \text{ kgs/cm}^2$
 $t = 0.79 \text{ cm}$
 $h = 57.8 \text{ cm}$

Revisión de la sección propuesta:

POR MOMENTO:

Mto. resistente de la sección = 41.6 T-M

$$\frac{\text{Mto. actuante}}{\text{Mto. resistente}} = \frac{31.560 \text{ T-M}}{41.6 \text{ T-M}} = 0.76 ; \text{BIEN}$$

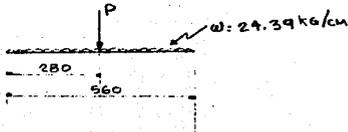
POR CORTANTE:

$$f_v = \frac{16645 \text{ kgs.}}{(57.5)(0.79)} = 392 < 1012 \text{ kgs/cm}^2 \quad \therefore \text{BIEN}$$

POR FLECHA:

Idealización

$$P = P_1 + P_2$$



$$\delta_p = \frac{5WL^4}{384 EI} + \frac{PL^3}{48 EI} = 0.66 \text{ cms.}$$

$$\delta_{\text{permisible}} = \frac{560}{360} = 1.55 \text{ cms.}$$

\therefore BIEN

TRABE CARRIL

III.13. Considerando la evolución del hombre en todos sus aspectos, es lógico pensar que sus necesidades también aumentarán así como los implementos para satisfacerlas.

En el transcurso del tiempo, lo que el ser humano ha tratado y seguirá haciendo, es el reducir al máximo el esfuerzo físico en la realización de tareas que lo requieren, pero por otro lado, usa maquinas capaces de hacer el mismo trabajo. De esta manera, el siguiente paso a seguir, es que la utilización de esa maquinaria sea redituable, ésto es - que cumpla con los requisitos indispensables para su uso como son: Que sea económico y - funcional.

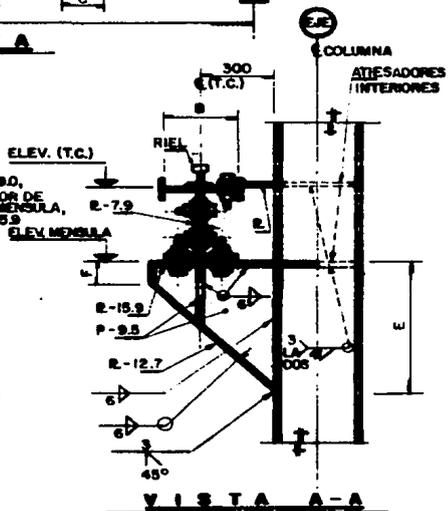
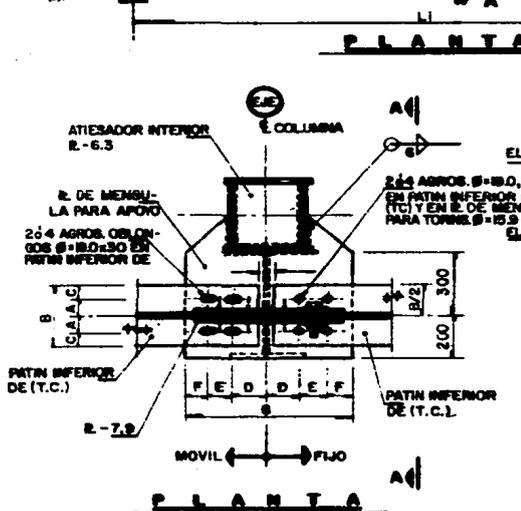
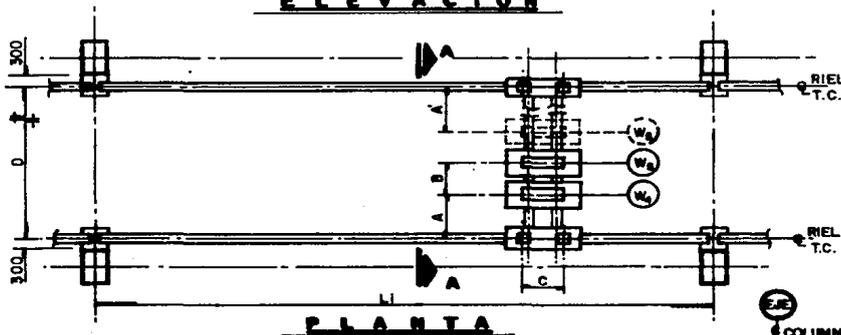
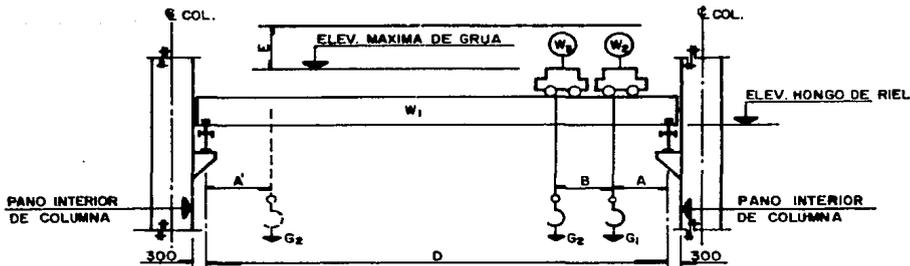
Tomando en cuenta lo expuesto anteriormente, nos daremos cuenta que uno de los trabajos en que mayor esfuerzo físico se requiere, se encuentra en el traslado y elevación de materiales o equipos. Si consideramos que ésto es repetitivo, inmediatamente podemos pensar que éste trabajo se puede mecanizar para de ésta manera aliviar el peso de la fatiga física y obtener mayor rapidez de trabajo con notable economía. En la industria de la construcción, concretamente de edificios que soportan equipo industrial, la utilización de una grua viajera y por ende trabe carril, es imprescindible por modesta que esta sea. Si para su uso se afirma que debe ser costeable entonces la necesidad de cálculos más exactos de tal manera que no sea paradójica su construcción, es inevitable.

El análisis y diseño de la trabe carril que se presenta en éste trabajo tiene como - objetivo principal, el abocarse a lo que en realidad se utiliza en la práctica, considerando, los materiales como los agentes externos que influyen para su diseño, ésto en función de la situación geográfica en que se encuentra.

FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LA TRABE-CARRIL DE UNA GRUA

Esta trabe tiene características muy particulares en comparación con otras, ya que - debido a la función que desempeña, debe sujetarse a restricciones necesarias para su funcionalidad.

- 1° No esta soportada lateralmente excepto en las columnas.
- 2° Estará sujeta a cargas de choque o impacto.
- 3° Debe diseñarse para resistir flexión asimétrica debido a fuerzas laterales producidas durante el arranque y la parada del trolley.
- 4° Esta sometida a una carga longitudinal debido al arranque que y parada de la trabe puente
- 5° Los apoyos deben estar lo suficientemente rígidos como para evitar flechas exageradas con el golpeo, aceleraciones y frenados.



ANALISIS Y DISEÑO DE LA TRABE CARRIL

DATOS:

-Peso propio de la trabe puente (W_1)	_____	4500 kgs.
-Peso propio del carro principal (W_2)	_____	2700 kgs.
-Peso propio del carro secundario (W_3)	_____	1750 kgs.
-Peso propio polipasto principal (W_4)	_____	2200 kgs.
-Peso propio polipasto secundario (W_5)	_____	770 kgs.
-Distancia mínima entre el gancho principal y el centro de la línea del riel (A)	_____	130 cms.
-Distancia mínima entre el gancho secundario y el centro de la línea del riel (A')	_____	70 cms.
-Distancia mínima entre el gancho principal y el secundario (B)	_____	100 cms.
-Distancia entre ruedas de la trabe puente (C)	_____	190.5 cms.
-Distancia entre el ξ del riel (Claro de la trabe puente)	_____	800 cms.
-Fuerza de izaje en el gancho principal (G_1)	_____	10000 kgs.
-Fuerza de izaje en el gancho secundario (G_2)	_____	5000 kgs.
-Distancia entre ejes de columnas (Claro de la T.C)	_____	700 cms.

I- ANALISIS DE CARGAS:

a) Cargas verticales

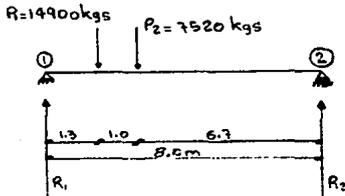
a.1) Descarga máxima por rueda debido a cargas estáticas.

a.1.1.) Fuerza de izaje más peso propio de los carros y polipastos

$$P_1 = G_1 + W_2 + W_4 = 10000 + 2700 + 2200 = 14900 \text{ kgs.}$$

$$P_2 = G_2 + W_3 + W_5 = 5000 + 1750 + 770 = 7520 \text{ kgs.}$$

a.1.2) Reacciones con la distancia de acercamiento del gancho principal a la trabe carril



P_1 = Gancho principal
 P_2 = Gancho secundario

$$\sum F_y = 0 ; R_1 + R_2 - 14900 - 7520 = 0$$

$$\sum M_1 = 0 ; 14900(130) + 7520(230) - R_2(800)$$

$$R_2 = \frac{3666600}{800} = 4583$$

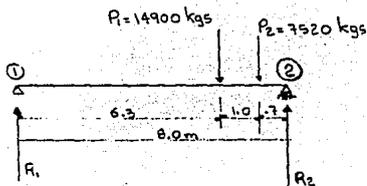
$$R_1 + R_2 - 22420 = 0$$

$$R_1 = 22420 - 4583$$

$$R_1 = 17837 \text{ kgs.}$$

$$R_2 = 4583 \text{ kgs.}$$

a.1.3) Reacciones con la distancia de acercamiento del gancho secundario a la trabe carril.



$$\sum F_y = 0 ; R_1 + R_2 - 14900 - 7520 = 0$$

$$\sum M_1 = 0 ; 14900(630) + 7520(730) - R_2(800)$$

$$R_2 = \frac{14876600}{800} = 18596 \text{ kgs.}$$

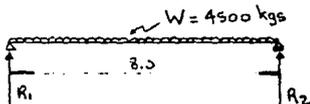
$$R_1 + R_2 - 22420 = 0$$

$$R_1 = 22420 - 18596$$

$$R_1 = 3824 \text{ kgs.}$$

$$R_2 = 18596 \text{ kgs.} \quad \text{RIGE}$$

a.1.4) Reacción del peso propio de la trabe puente.



$$R_1 = R_2 = \frac{4500}{2} = 2250 \text{ kgs.}$$

a.1.5) Reacción de diseño

La descarga crítica estática es:

$$R. \text{ diseño} = 18596 \text{ kgs.} + 2250 \text{ kgs.} = 20846 \text{ kgs.}$$

a.2) Descarga máxima por rueda

$$PR = \frac{\text{Reacción de diseño}}{2 \text{ ruedas}} = \frac{20846 \text{ kgs.}}{2} = 10423 \text{ kgs.}$$

Por lo tanto, la descarga máxima por rueda considerando el factor de impacto igual al 25% (MM Pag. 19)

$$PRM = 10423 (1.25) = 13029$$

CARGAS HORIZONTALES

b) Carga horizontal transversal a la trabe carril

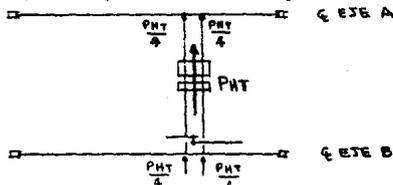
De acuerdo al M.M. pág. 19, ésta carga es de características dinámicas y se forma con el peso del carro, más el 20% de la carga de izaje. La mitad de ésta fuerza se considera actuando lateral y horizontalmente sobre la cabeza de c/riel.

$$PH_T = (2700 + 1750) + 0.20 (10000 + 5000)$$

$$= 4450 + 3000$$

$$PH_T = 7450 \text{ kgs.}$$

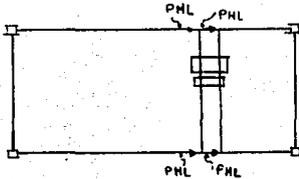
b.1) Descarga lateral máxima por rueda



$$\frac{PH_T}{4} = \frac{7450}{4} = 1862 \text{ kgs.}$$

b.2) Carga horizontal longitudinal

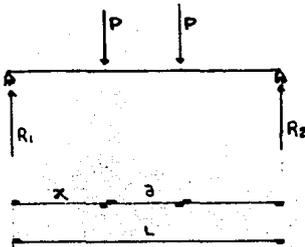
Esta carga se forma con el 10% de las cargas máximas en las ruedas y se aplica en la cabeza del riel.



$$\begin{aligned} \text{PHL} &= 0.10 (13029) \\ &= 1303 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

OBTENCION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS, EN EL SENTIDO FUERTE DE LA TRABE CARRIL

Del M.M. pág. 335 se toman las fórmulas para dos cargas iguales y móviles.
Distancia entre ruedas = 190.5 cms.



$$\begin{aligned} P &= \text{Desc. máx. por rueda} \\ P &= 13029 \text{ kgs.} \\ a &= 190.5 \text{ cms.} \\ L &= 700 \text{ cms.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0.586 L &= 0.586(700) \\ &= 410.2 \end{aligned}$$

Como $410.2 > 190.5$

ó sea $a < 0.586 L$, entonces el momento máximo está dado por la sig. fórmula

$$\begin{aligned} \text{Mto. máx.} &= \frac{P}{2L} \left(L - \frac{a}{2}\right)^2 = \frac{13030}{2(700)} \left(700 - \frac{190.5}{2}\right)^2 \\ &= 3,402,832 \text{ kgs-cms.} \\ &= 34.04 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_1 \text{ Máx. } (X = 0) &= P \left(2 - \frac{a}{L}\right) \\ &= 13030 \left(2 - \frac{190.5}{700}\right) \\ &= 22514 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

Donde el valor de x es el siguiente:

$$\begin{aligned} X &= \frac{1}{2} \left(L - \frac{a}{2}\right) \\ &= \frac{1}{2} \left(700 - \frac{190.5}{2}\right) \\ &= 302.4 \text{ cms.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mto. máx.} & \left\{ \begin{array}{l} \text{Si } a < 0.586 L ; \\ \text{Mto. máx.} = \frac{P}{2L} \left(L - \frac{a}{2}\right)^2 \\ \text{a la distancia } X = \frac{1}{2} \left(L - \frac{a}{2}\right) \\ \text{Si } a > 0.586 L ; \text{ Con una} \\ \text{carga en el centro del} \\ \text{claro.} \\ \text{Mto. máx.} = \frac{PL}{4} \end{array} \right. \end{aligned}$$

Considerando $W = 250 \text{ kgs/m}$ como peso propio de la trabe carril.

$$\begin{aligned} \text{Mto. máx.} &= \frac{WL}{2} (X) - \frac{WX^2}{2} \\ &= \frac{250(700)}{2} (302.4) - \frac{250(302.4)^2}{2} \\ &= 150293 \text{ kg-cm-m.} \\ &= 1.5 \text{ T-M} \end{aligned}$$

$$R_1 = \frac{WL}{2} = \frac{2.50(700)}{2} = 875 \text{ kgs.}$$

FINALMENTE :

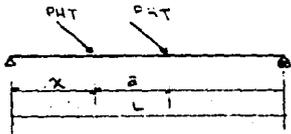
El momento de diseño (eje x) en el eje fuerte es:

$$\begin{aligned} M_d &= 34.04 \text{ T-M} + 1.5 \text{ T-M} \\ &= 35.54 \text{ T-M} \end{aligned}$$

y la reacción de diseño sera la siguiente:

$$\begin{aligned} R_d &= 22.514 \text{ tons.} + 0.875 \text{ tons.} \\ &= 23.389 \text{ tons.} \end{aligned}$$

OBTENCION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS EN EL SENTIDO DEBIL



$$\begin{aligned} P_{HT} &= 1862 \text{ kgs.} \\ a &= 190.5 \text{ cms.} \\ L &= 700 \text{ cms} \end{aligned}$$

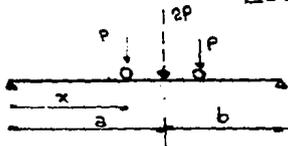
$$\begin{aligned} R_1 \text{ máx. } (X = 0) &= P_{HT} \left(2 - \frac{a}{L}\right) \\ &= (1862) \left(2 - \frac{190.5}{700}\right) \\ R \text{ máx.} &= 3217 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mto. máx.} &= \frac{P_{HT}}{2L} \left(L - \frac{a}{2}\right)^2 \\ &= \frac{1862}{2(700)} \left(700 - \frac{190.5}{2}\right)^2 \\ &= 486411 \text{ kgs-cm} \end{aligned}$$

ELECCION DE LA SECCION

Para tener una idea de la inercia necesaria, usaremos la fórmula de deformación de una trabe simplemente apoyada bajo una carga concentrada y la igualamos con una deflexión permisible que supondremos;

$$\Delta = \frac{L}{1000}$$



$$\Delta = \frac{Pa^2 b^2}{3EIL} = \frac{L}{1000}$$

Despejando I

$$\frac{Pa^2 b^2 (1000)}{3EL^2} = I$$

$$I = \frac{1000(13030(2))(397.65)^2(302.5)^2}{3(2.1 \times 10^6)(700)^2} = 122149 \text{ cm}^4$$

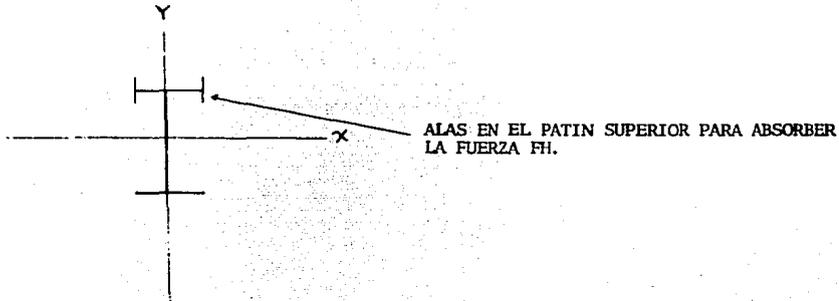
$$a = 302.4 + \frac{190.5}{2}$$

$$= 397.65 \text{ cms.}$$

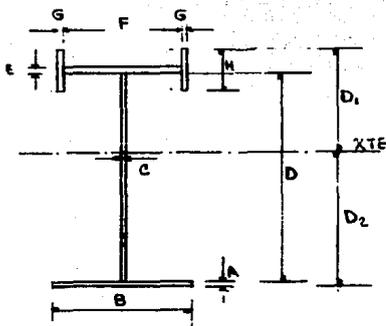
$$b = 302.5$$

Si proponemos una sección (WF), seguramente la sección se pasara por flexión en el eje fuerte (EJE X) pero no por el eje débil (EJE Y) ya que tenemos una fuerza considerable en este sentido.

Previendo esto, proponemos una sección WF pero con placas en el patín superior para de esta manera aumentar el momento de inercia en el eje débil y así absorber la fuerza FH.



SEA LA SECCION



- A = 19.0 mm.
- B = 350 mm.
- C = 7.9 mm.
- D = 648 mm.
- E = 19.0 mm.
- F = 300 mm.
- G = 28.6 mm.
- H = 120 mm.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION

$$\begin{aligned} AF &= 2 * H * G + E * F \\ &= 2 * 12 * 2.86 + 1.90 * 30 \\ &= 125.64 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} BA &= B * A \\ &= 35 * 1.9 \\ &= 66.5 \text{ cms}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} CD &= C * D \\ &= 0.79(64.8) \\ &= 51.192 \text{ cms}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{AREA} &= AF + BA + CD \\ &= 125.64 + 66.5 + 51.192 \\ &= 243.332 \text{ cms}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{PESO} &= 0.785 * \text{AREA} \\ &= 0.785 * 243.332 \\ &= 191 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{EJE NEJTRO} + XTE &= (BA * (D + 0.5(A + E)) + CD * 0.5(D + E)) / \text{AREA} \\ &= (66.5 * (64.8 + 0.5(1.9 + 1.9)) + 51.192 * 0.5(64.8 + 1.9)) / 243.332 \text{ cms}^2 \\ &= 25.2445 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_1 &= XTE + 0.5(E + H) \\ &= 25.2445 + 0.5(1.9 + 12) \\ &= 32.2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_2 &= (D - XTE) + 0.5 * E + A \\ &= (64.8 - 25.2445) + 0.5 * 1.9 + 1.9 \end{aligned}$$

$$D_2 = 42.41$$

$$DT = D_1 + D_2 = 32.2 + 42.41 = 74.61$$

INERCIA EN EL EJE X

$$\begin{aligned} I_x &= XTE * XTE * AF + (D_2 - 0.5 A)^2 * BA + ((D_1 - E)^3 + (D_2 - A)^3) * \frac{C}{3} + \frac{H^3 * G}{6} + \frac{E^3 * F}{12} + \\ &\quad + \frac{A^3 * B}{12} \\ &= 25.2445 * 25.2445 * 125.64 + (42.41 - 0.5 * 1.9)^2 * 66.5 + ((32.2 - 1.9)^3 + (42.41 - 1.9)^3) \\ &\quad * \frac{0.79}{3} + \frac{12^3 * 2.86}{6} + \frac{1.9^3 * 30}{12} + \frac{1.9^3 * 35}{12} \\ &= 80068.5 + 114309 + 24832 + 823.68 + 17.15 + 20 \\ I_x &= 220070 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

INERCIA EN EL EJE Y

$$I_y = \frac{G^3 * H}{6} + \frac{F^3 * E}{12} + 2 * G * H * (0.5(F + G))^2$$

$$= \frac{2.86^3 * 12}{6} + \frac{30^3 * 1.9}{12} + 2 * 2.86 * 12 * (0.5(30 + 2.86))^2$$

$$= 46.78 + 4275 + 18529$$

$$= 22851 \text{ cm}^3$$

MODULO DE SECCION SUPERIOR EN EL EJE X
(SOLO PARA EL PATIN SUPERIOR)

$$Sx_1 = \frac{Ix}{D_1} = \frac{220070 \text{ cm}^4}{32.2 \text{ cm}} = 6834.5 \text{ cm}^3$$

MODULO DE SECCION INFERIOR

$$Sx_2 = \frac{Ix}{D_2} = \frac{220070 \text{ cm}^4}{42.41 \text{ cm}} = 5189 \text{ cm}^3$$

MODULO DE SECCION EN EL EJE Y

$$Sy = \frac{Iy}{G + 0.5 F} = \frac{22851 \text{ cm}^4}{2.86 + 0.5(30)} = 1279.45 \text{ cm}^3$$

RADIO DE GIRO Rb EN EL EJE X

$$Rbx = \frac{Iy + (0.167 * D * E^3) / 12}{AF + 0.167 * D * E} = \frac{22851 + (0.167 * 64.8 * 19^3) / 12}{125.64 + 0.167 * 64.8 * 1.9}$$

$$= 12.5$$

RADIO DE GIRO Rb EN EL EJE Y

$$Rby = \frac{\frac{H^3 * G}{12} + \frac{E^3 (F/6)}{12}}{\frac{E * F}{6} + G * H}$$

$$= \frac{\frac{12^3 * 2.86}{12} + \frac{1.9^3 (30/6)}{12}}{\frac{1.9 * 30}{6} + 2.86 * 12} = \frac{411.84 + 2.858}{43.82}$$

$$= 3.1$$

Rby = 3.1.

PROPIEDADES MECANICAS

Esfuerzo cortante permisible en el alma
si se omiten atiesadores

$$Fv = \frac{Fy}{2.89} (Cv) \quad 0.4 Fy$$

$$Cv_1 = \frac{3164000 * 5.34}{Fy * (\frac{D}{C})^2} \quad (1)$$

$$Cv_2 = \frac{1590}{C} * \sqrt{\frac{5.34}{Fy}} \quad (2)$$

$$\text{Si } Cv_1 > 0.8 \quad Cv = Cv_2$$

$$\text{Si } Cv_1 < 0.8 \quad Cv = Cv_1$$

$$Cv_1 = \frac{3164000 * 5.34}{2530 * (0.79)^2} = 0.999 \quad \text{Como } 0.999 > 0.8 ;$$

$$\therefore Cv = Cv_2 = \frac{1590}{64.8} * \sqrt{\frac{5.34}{2530}} = 0.89$$

$$\therefore Fv = \frac{Fy}{2.89} (0.89) = \frac{2530}{2.89} (0.89) = 779.13 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO FLEXIONANTE PERMISIBLE

$$Cc = \frac{6438}{\sqrt{Fy}} = 128$$

EN EL EJE X

$$Fbx = \frac{843700 * AF}{L * DT} = \frac{843700 * 125.64}{700 * 74.61} = 2029 > 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fbx = \left(1 - \frac{\left(\frac{L}{Rbx}\right)^2}{2 * Cc * Cc}\right) 0.6 * Fy$$

$$Fbx = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

EN EL EJE Y

$$Fby = \frac{843700 * (G * H + \frac{E * F}{6})}{L * (F + 2 * G)}$$

$$Fby = \frac{843700 * (2.86 * 12 + \frac{1.9 * 30}{6})}{700 * (30 + 2 * 2.86)} = 1478 \text{ kg/cm}^2$$

POR LO TANTO SE TOMA

$$Fby = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$fby = \frac{My}{Sy}$$

My ;

Como la descarga lateral máxima por rueda es 1862 kgs.

El momento máximo ocasionado en el sentido Y por esta fuerza es :

$$\begin{aligned} \text{Mto. máx} &= \frac{P}{2L} \left(L - \frac{a}{2} \right) \\ &= \frac{1862}{2(700)} \left(700 - \frac{190.5}{2} \right) \\ &= 486411 \text{ kgs-cm} \end{aligned}$$

$$\therefore f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{486411}{1279.45} = 380.2$$

$$\frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{380.2}{1000} = 0.38 \quad \text{BIEN}$$

ESFUERZO PERMISIBLE A CORTE

$$\frac{f_v}{F_v} = \frac{22514/0.79 \times 64.8}{779.13} = 0.56 \quad \text{BIEN}$$

Por lo tanto la sección si pasa.

REVISION DE LA SECCION

Revisión por flexión

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{\text{MTO. ACT.}}{S_x(\text{PATIN INFERIOR})^*} \\ &= \frac{3554000 \text{ kgs-cm}}{5189 \text{ cm}^3} \\ &= 685 \text{ kgs/cm}^2 \end{aligned}$$

*El patin inferior es el que resistira la flexión

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{685 \text{ kgs/cm}^2}{1520 \text{ kg/cm}^2} = 0.451$$

La sección si pasa por flexión en el eje fuerte.

El patin superior estará sujeto a dos esfuerzos combinados.

1º Compresión en el eje fuerte por la carga en este sentido que provoca la tensión en el patin inferior

2º Compresión en una ala y tensión en la otra por la fuerza lateral.

Se revisará la zona de compresión por ser más critica.

a) Esfuerzo de compresión en el patin superior

$$f_b = \frac{\text{MTO. ACTUANTE}}{S_x \text{ PATIN SUPERIOR}} = \frac{3554000 \text{ kg/cm}^2}{6834.5 \text{ cm}^3} = 520 \text{ kg/cm}^2$$

Sabiendo que el patin superior tiene un $F_{bx} = 1520 \text{ kg/cm}^2$, pero "ocupa" 520 kg/cm^2 para resistir este esfuerzo, restara entonces $1520 - 520 = 1000.0 \text{ kg/cm}^2$

Ahora sabiendo que este patin tiene un $F_{by} = 1478 \text{ kg/cm}^2$, como esfuerzo permisible a -- flexión lateral comparando los dos esfuerzos.

$$1000 \text{ kgs/cm}^2 < 1478 \text{ kgs/cm}^2$$

III.14. DETERMINACION DE LAS CARGAS ACTUANTES EN EL MARCO TRANSVERSAL TIPO DE LA ESTRUCTURA

Es necesario ver los dibujos de las plantas para visualizar las áreas tributarias.

W₁ - Se considera unicamente el peso propio más un incremento por posibles pesos de tuberías

$$W_1 = 500 \text{ kgs/m}$$

W₂ = Area tributaria de rejilla que soporta más el peso propio de la trabe

$$W_2 = (1.644)^2 (650 \text{ kgs/m}^2) = 1069 \text{ kgs/m}$$

$$1100 \text{ kgs/m}$$

W₃ = Ver hoja correspondiente al análisis de la rejilla abatible como la reacción es de 1000 kgs. de la viga (V₁) se consideran 1000 kgs/m.

W₄ = Area tributaria de rejilla que soporta más el peso propio

$$(1.632 + 1.736) 650 \text{ kgs/m} = 1539.2 \text{ kgs/m}$$

$$1550 \text{ kgs/m}$$

P₁ = Reacción de las vigas "e" que soportan a los equipos EA-317 y EA-315

$$P_1 = 22682 \text{ kgs} + 14319 \text{ kgs.}$$

$$= 37000 \text{ kgs.}$$

Esta carga esta localizada a 2.819 m del eje "C"

P₂ = Debido a las reacciones de las vigas (V-7) (Ver planta de la rejilla abatible)

$$P_2 = 82.94 \text{ kgs.} (2) = 16588 \text{ kgs.}$$

Esta carga estará localizada a 2 m. del eje "B"

P₃ = Reacción de las vigas "e" que soportan a los equipos EA-314

$$P_3 = (6.85 \text{ tons.}) 2 = 13.70 \text{ tons.}$$

Esta carga esta localizada a 2.273 m. del eje "C"

P₄ = Debido a la reacción de la viga (V-8) en el momento en que la armadura extrae el haz de tubos. (Ver hojas correspondientes a estructuras de extracción)

$$P_4 = 5.14 \text{ tons.}$$

P₅ = Reacción de la viga en el pasillo

$$P_5 = \frac{650(0.75)(7)^2}{2} = 1706 \text{ kgs.}$$

Acciones de la trabe carril. (Ver hojas correspondientes a trabe carril)

Para la determinación de las fuerza horizontales en la estructura, es necesario considerar la fuerza sísmica en el nivel así como las que actúan en los equipos ya que éstos últimos se transmiten como fuerza cortante en la base de sus apoyos.

Así se tiene que: (Ver fuerzas sísmicas en equipos)

Para el marco transversal tipo

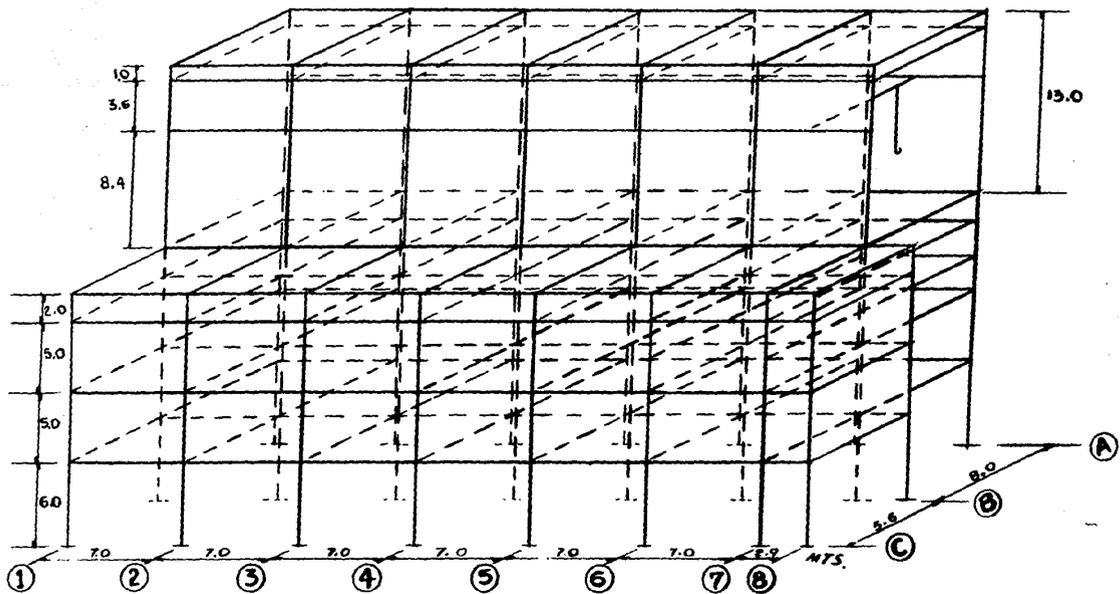
$$\begin{aligned} F \text{ nivel } 2 &= \frac{3258 \times}{7 \text{ marcos}} + \text{Fuerza cortantes en equipo} \\ &= \frac{3258(0.0016)}{7 \text{ marcos}} + 1.265 + 0.68 \text{ ----- (Considerando los equipos EA-315 en} \\ & \text{el 2º nivel)} \\ &= 9.750 + 1.945 \\ &= 2.695 \text{ tons.} \end{aligned}$$

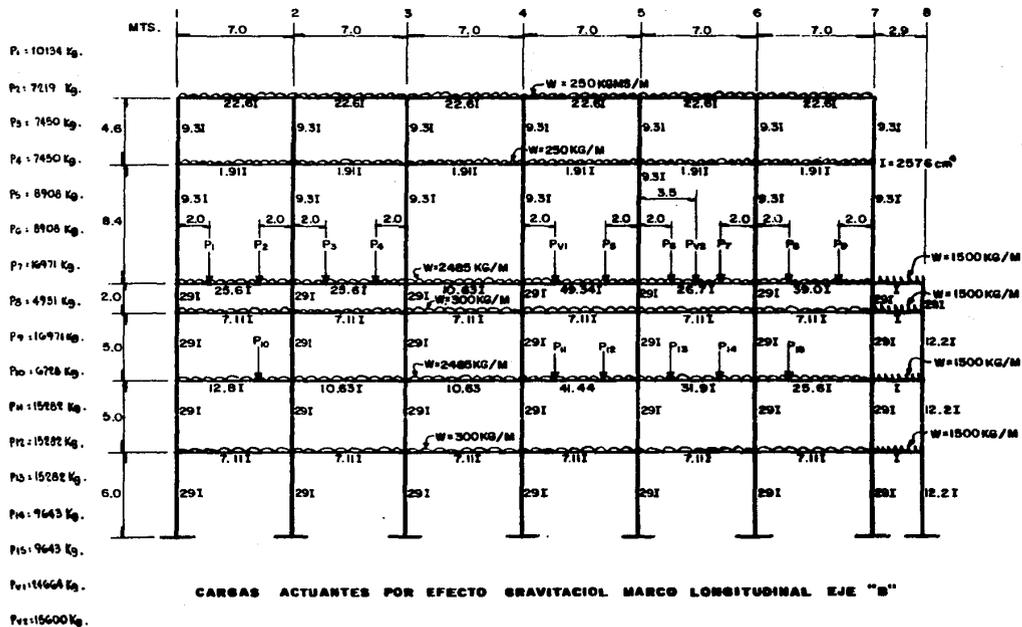
$$\begin{aligned} F \text{ nivel } 4 &= \frac{8878.4 \times}{7 \text{ marcos}} + 1.4 \text{ ----- (Considerando los equipos EA-314 en} \\ & \text{el 4º nivel)} \\ &= 3.45 \text{ tons.} \end{aligned}$$

Para la determinación de las fuerzas en el nivel de la trabe carril se supuso que no se están izando los haces de tubos ya que es muy remoto que se de mantenimiento a los mismos y ocurra el sismo en forma simultanea.

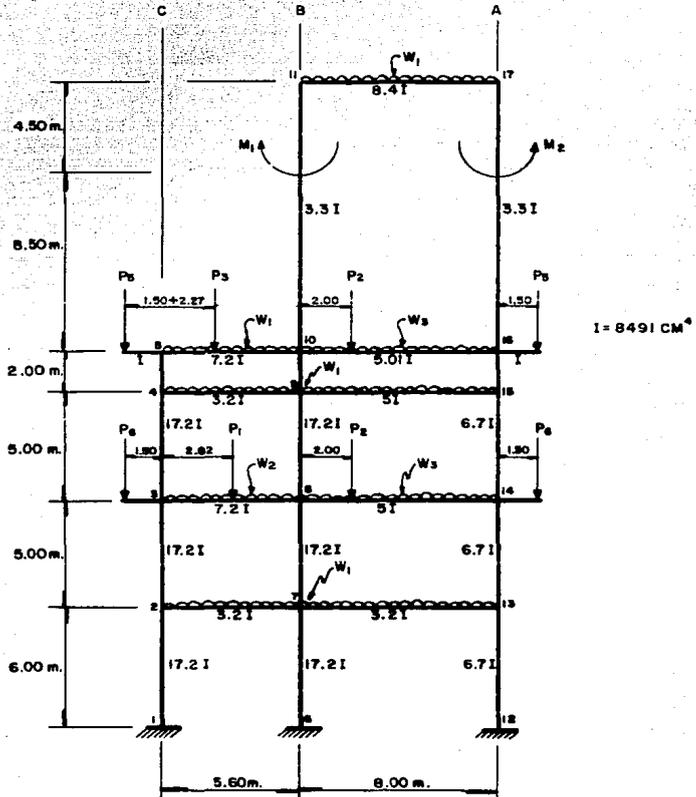
De la misma manera se obtienen las fuerza laterales en los marcos longitudinales.

ISOMETRICO DE LA ESTRUCTURA



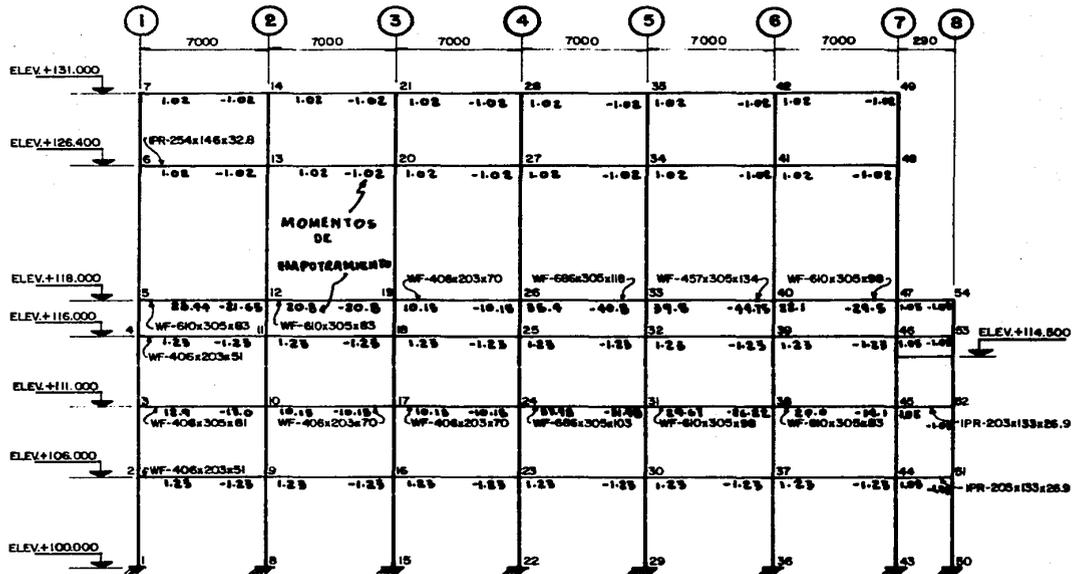


CARGAS ACTUANTES POR EFECTO GRAVITACIONAL



MARCO TRANSVERSAL (TIPO)

ANALISIS DEL
MARCO LONGITUDINAL
POR EL METODO DE
KANI - MODIFICADO



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO DEBIDO A CARGAS GRAVITACIONALES Y SECCIONES

PROPUESTAS PARA SU ANALISIS EJE (B)

NIVEL 1		NIVEL 2		NIVEL 3		NIVEL 4		NIVEL 5		NIVEL 6	
0	1	0	1	0	1	0	1	0	1	0	1
- .202φ2	- .202φ9	- .202(φ2+φ3)		- .202(φ3+φ4)		- .202(φ4+φ5)		- .214(φ5+φ6)		- .214(φ6+φ7)	
- .202φ16	- .202φ23	- .202(φ9+φ10)		- .202(φ10+φ11)		- .202(φ11+φ12)		- .214(φ12+φ13)		- .214(φ13+φ14)	
- .202φ30	- .202φ37	- .202(φ16+φ17)		- .202(φ17+φ18)		- .202(φ18+φ19)		- .214(φ19+φ20)		- .214(φ20+φ21)	
- .202φ44	- .085φ51	- .202(φ23+φ24)		- .202(φ24+φ25)		- .202(φ25+φ26)		- .214(φ26+φ27)		- .214(φ27+φ28)	
		- .202(φ30+φ31)		- .202(φ31+φ32)		- .202(φ32+φ33)		- .214(φ33+φ34)		- .214(φ34+φ35)	
		- .202(φ37+φ38)		- .202(φ38+φ39)		- .202(φ39+φ40)		- .214(φ40+φ41)		- .214(φ41+φ42)	
		- .202(φ44+φ45)		- .202(φ45+φ46)		- .202(φ46+φ47)		- .214(φ47+φ48)		- .214(φ48+φ49)	
		- .085(φ51+φ52)		- .085(φ52+φ53)		- .085(φ53+φ54)					
EI Ψ ₁ (6,1)		EI Ψ ₂ (6,2)		EI Ψ ₃ (6,3)		EI Ψ ₄ (6,4)		EI Ψ ₅ (6,5)		EI Ψ ₆ (6,6)	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-3.6335E ⁻⁴	+0.06404	+0.04306	-0.08548	-0.06886	-0.00727	0.01062	+0.03941	-0.03802	0.01034	+0.09521	-0.03911
0.01578	+0.11664	+0.08823	-0.11989	-0.13844	-0.03452	0.01197	+0.12390	-0.03071	0.02144	+0.07733	-0.02836
0.02144	+0.12733	+0.07842	-0.14138	-0.13984							

DESPLAZAMIENTOS LINEALES FINALES DEL MARCO LONGITUDINAL EJE " B "
(METODO DE KANI - MODIFICADO)

CALCULO DE RIGIDECES
DE ENTREPISO

ENTREPISO 1

$$k_1 = 4.85 (7) + 2.033 = 35.983$$

$$V_{21} = - \frac{3}{2} \cdot \frac{4.85}{35.983} = - 0.202$$

$$V_{21} = V_{98} = V_{16-15} = V_{23-22} = V_{30-29} = V_{37-36} = V_{44-43} = - 0.202$$

$$V_{51-50} = - \frac{3}{2} \cdot \frac{2.033}{35.983} = - 0.085$$

$$M_1 = 0 \quad Q_1 = 0 \quad h_1 = 6.00 \text{ m}$$

$$\Psi_1 = - 0.202 \phi_2 - 0.202 \phi_9 - 0.202 \phi_{16} - 0.202 \phi_{23} - 0.202 \phi_{30} - 0.202 \phi_{37} - 0.202 \phi_{44} - 0.085 \phi_{51}$$

ENTREPISO 2

$$k_2 = 5.82 (7) + 2.44 = 43.18$$

$$V_{32} = - \frac{3}{2} \cdot \frac{5.82}{43.18} = - 0.202$$

$$V_{32} = V_{10-9} = V_{17-16} = V_{24-23} = V_{31-30} = V_{38-37} = V_{45-44} = - 0.202$$

$$V_{52-51} = - \frac{3}{2} \cdot \frac{2.44}{43.18} = - 0.085$$

$$M_2 = 0 \quad Q_2 = 0 \quad h_1 = 5.00 \text{ m}$$

$$\Psi_2 = - 0.202 (\phi_2 + \phi_3) - 0.202 (\phi_9 + \phi_{10}) - 0.202 (\phi_{16} + \phi_{17}) - 0.202 (\phi_{23} + \phi_{24}) - 0.202 (\phi_{30} + \phi_{31}) - 0.202 (\phi_{37} + \phi_{38}) - 0.202 (\phi_{44} + \phi_{45}) - 0.085 (\phi_{51} + \phi_{52})$$

ENTREPISO 3

$$k_3 = 5.82 (7) + 2.44 = 43.18$$

$$V_{43} = - \frac{3}{2} \cdot \frac{5.82}{43.18} = - 0.202$$

$$V_{43} = V_{11-10} = V_{18-17} = V_{25-24} = V_{32-31} = V_{39-38} = V_{46-45}$$

$$V_{53-52} = - \frac{3}{2} \cdot \frac{2.44}{43.18} = - 0.085$$

$$M_3 = 0 \quad Q_3 = 0 \quad h_3 = 5.00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \psi_3 = & - 0.202 (\phi_3 + \phi_4) - 0.202 (\phi_{10} + \phi_{11}) - 0.202 (\phi_{17} + \phi_{18}) - 0.202 (\phi_{24} + \phi_{25}) \\ & - 0.202 (\phi_{31} + \phi_{32}) - 0.202 (\phi_{38} + \phi_{39}) - 0.202 (\phi_{45} + \phi_{46}) - 0.085 (\phi_{52} + \phi_{53}) \end{aligned}$$

ENTREPISO 4

$$k_4 = 14.55 (7) + 6.10 = 107.95$$

$$V_{54} = - \frac{3}{2} \cdot \frac{14.55}{107.95} = - 0.202$$

$$V_{54} = V_{12-11} = V_{19-18} = V_{26-25} = V_{33-32} = V_{40-39} = V_{47-46}$$

$$V_{54-53} = - \frac{3}{2} \cdot \frac{6.10}{107.95} = - 0.085$$

$$M_4 = 0 \quad Q_3 = 0 \quad h_4 = 2.00$$

$$\begin{aligned} \psi_4 = & - 0.202 (\phi_4 + \phi_5) - 0.202 (\phi_{11} + \phi_{12}) - 0.202 (\phi_{18} + \phi_{19}) - 0.202 (\phi_{25} + \phi_{26}) \\ & - 0.202 (\phi_{32} + \phi_{33}) - 0.202 (\phi_{39} + \phi_{40}) - 0.202 (\phi_{46} + \phi_{47}) - 0.085 (\phi_{53} + \phi_{54}) \end{aligned}$$

ENTREPISO 5

$$k_5 = 1.107 (7) = 7.75$$

$$V_{65} = - \frac{3}{2} \cdot \frac{1.107}{7.75} = - 0.214$$

$$V_{65} = V_{13-12} = V_{20-19} = V_{27-26} = V_{34-33} = V_{41-40} = V_{48-47}$$

$$M_5 = 0 \quad Q_5 = 0 \quad h_5 = 8.40 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \psi_5 = & - 0.214 (\phi_5 + \phi_6) - 0.214 (\phi_{12} + \phi_{13}) - 0.214 (\phi_{19} + \phi_{20}) - 0.214 (\phi_{26} + \phi_{27}) \\ & - 0.214 (\phi_{33} + \phi_{34}) - 0.124 (\phi_{40} + \phi_{41}) - 0.214 (\phi_{47} + \phi_{48}) \end{aligned}$$

ENTREPISO 6

$$k_6 = 2.022 (7) = 14.152$$

$$V_{76} = - \frac{3}{2} \cdot \frac{2.022}{14.152} = - 0.214$$

$$V_{76} = V_{14-13} = V_{21-20} = V_{28-27} = V_{35-34} = V_{42-41} = V_{49-48} = -0.214$$

$$M_6 = 0 \quad Q_6 = 0 \quad h_6 = 4.60 \text{ m.}$$

$$\psi_6 = -0.214 (\phi_6 + \phi_7) - 0.214 (\phi_{13} + \phi_{14}) - 0.214 (\phi_{20-21}) - 0.214 (\phi_{27-28}) \\ - 0.214 (\phi_{34} + \phi_{35}) - 0.214 (\phi_{41} + \phi_{42}) - 0.214 (\phi_{48} + \phi_{49})$$

○
RIGIDEZ NODAL

NUDO 2 $M_2 = +1.23$

$$M = 0 \quad \therefore M_{ij} = -\frac{k_{ij}}{2k_i}$$

$$U_{ij} = -\frac{k_{ij}}{2k_i}$$

$$V_{ij} = -\frac{3}{2} \frac{k_{ij}}{k_n}$$

$$K_{21} = \frac{29.1}{6.00} = 4.85$$

$$U_{21} = -\frac{4.85}{2(11.686)} = -0.208$$

$$K_{29} = \frac{7.11}{7.00} = 1.016$$

$$U_{29} = -\frac{1.016}{2(11.686)} = -0.043$$

$$K_{23} = \frac{29.1}{5.00} = \frac{5.82}{k_2 = 11.686}$$

$$U_{23} = -\frac{5.82}{2(11.686)} = -0.249$$

$$K_1 = 4.85(7) + \frac{12.2}{6.00} = 35.983$$

NUDO 9 $M_9 = 0$

$$K_{92} = K_{29} = 1.016$$

$$U_{92} = -\frac{1.016}{2(12.702)} = -0.040$$

$$K_{98} = K_{21} = 4.85$$

$$U_{98} = -\frac{4.85}{2(12.702)} = -0.191$$

$$K_{9-10} = 5.82$$

$$U_{9-10} = -\frac{5.82}{2(12.702)} = -0.229$$

$$K_{9-16} = K_{92} = \frac{1.016}{K_9 = 12.702}$$

$$U_{9-16} = -\frac{1.016}{2(12.702)} = -0.04$$

NUDO 16 $M_{16} = 0$

$$K_{16-9} = 1.016$$

$$U_{16-9} = -0.040$$

$$K_{16-15} = 4.85$$

$$U_{16-15} = -0.191$$

$$K_{16-23} = 1.016$$

$$K_{16-17} = \frac{5.82}{K_{16} = 12.702}$$

$$\underline{\text{NUDO 23}} \quad M_{23} = 0$$

$$K_{23-16} = 1.016$$

$$K_{23-22} = 4.85$$

$$K_{23-30} = 1.016$$

$$K_{23-24} = \frac{5.82}{K_{23} = 12.702}$$

$$\underline{\text{NUDO 30}} \quad M_{30} = 0$$

$$K_{30-23} = 1.016$$

$$K_{30-29} = 4.85$$

$$K_{30-37} = 1.016$$

$$K_{30-31} = \frac{5.82}{K_{30} = 12.702}$$

$$\underline{\text{NUDO 37}} \quad M_{37} = 0$$

$$K_{37-30} = 1.016$$

$$K_{37-36} = 4.85$$

$$K_{37-44} = 1.016$$

$$K_{37-38} = \frac{5.82}{K_{37} = 12.702}$$

$$\underline{\text{NUDO 44}} \quad M_{44} = -0.180$$

$$K_{44-37} = 1.016$$

$$K_{44-43} = 4.85$$

$$K_{44-51} = \frac{1}{2.90} = 0.345$$

$$U_{16-23} = -0.040$$

$$U_{16-17} = \frac{-0.229}{-0.500}$$

$$U_{23-16} = -0.040$$

$$U_{23-22} = -0.191$$

$$U_{23-30} = -0.040$$

$$U_{23-24} = \frac{-0.229}{-0.500}$$

$$U_{30-23} = -0.040$$

$$U_{30-29} = -0.191$$

$$U_{30-37} = -0.040$$

$$U_{30-31} = \frac{-0.229}{-0.500}$$

$$U_{37-30} = -0.040$$

$$U_{37-36} = -0.191$$

$$U_{37-44} = -0.040$$

$$U_{37-38} = \frac{-0.229}{-0.500}$$

$$U_{44-37} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{1.016}{12.031} = -0.042$$

$$U_{44-43} = -0.202$$

$$U_{44-51} = -0.014$$

$$K_{44-45} = \frac{5.82}{K_{44} = 12.031}$$

$$\text{NUDO 51 } M_{51} = - 1.05$$

$$K_{51-44} = \frac{1}{2.90} = 0.345$$

$$K_{51-50} = \frac{12.2}{6.00} = 2.033$$

$$K_{51-52} = \frac{12.2}{5.00} = \frac{2.44}{K_{51} = 4.818}$$

$$\text{NUDO 3 } M_3 = + 12.9$$

$$K_{3-2} = \frac{29.1}{5.00} = 5.820$$

$$K_{3-10} = \frac{12.8}{7.00} = 1.829$$

$$K_{3-4} = \frac{29.1}{5.00} = \frac{5.820}{K_3 = 13.469}$$

$$\text{NUDO 10 } M_{10} = - 6.85$$

$$K_{10-3} = 1.829$$

$$K_{10-9} = 5.820$$

$$K_{10-17} = \frac{10.63}{7} = 1.519$$

$$K_{10-11} = \frac{5.82}{K_{10} = 14.988}$$

$$\text{NUDO 17 } M_{17} = 0$$

$$K_{17-10} = 1.519$$

$$K_{17-16} = 5.820$$

$$K_{17-24} = 1.519$$

$$K_{17-18} = \frac{5.82}{K_{17} = 14.678}$$

$$U_{44-45} = - 0.242$$

$$U_{51-44} = - \frac{1}{2} \cdot \frac{0.345}{4.818} = - 0.036$$

$$U_{51-50} = - 0.211$$

$$U_{51-52} = - 0.253$$

$$U_{3-2} = - \frac{1}{2} \cdot \frac{5.82}{13.469} = - 0.216$$

$$U_{3-10} = - 0.068$$

$$U_{3-4} = \frac{- 0.216}{- 0.500}$$

$$U_{10-3} = - \frac{1}{2} \cdot \frac{1.829}{14.988} = - 0.061$$

$$U_{10-9} = - 0.194$$

$$U_{10-17} = - 0.051$$

$$U_{10-11} = \frac{- 0.194}{- 0.500}$$

$$U_{17-10} = - \frac{1}{2} \cdot \frac{1.519}{14.678} = - 0.052$$

$$U_{17-16} = - 0.198$$

$$U_{17-24} = - 0.052$$

$$U_{17-18} = \frac{- 0.198}{- 0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 24}} \quad M_{24} = 27.83$$

$$K_{24-17} = 1.519$$

$$K_{24-23} = 5.820$$

$$K_{24-31} = \frac{41.44}{7.00} = 5.92$$

$$K_{24-25} = \frac{5.82}{K_{24} = 19.079}$$

$$U_{24-17} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{1.519}{19.079} = -0.040$$

$$U_{24-23} = -0.153$$

$$U_{24-31} = -0.155$$

$$U_{24-25} = \frac{-0.153}{-0.501}$$

$$\underline{\text{NUDO 31}} \quad M_{31} = -2.31$$

$$K_{31-24} = 5.92$$

$$K_{31-30} = 5.82$$

$$K_{31-38} = \frac{31.90}{7.00} = 4.557$$

$$K_{31-32} = \frac{5.82}{K_{31} = 22.117}$$

$$U_{31-24} = -0.134$$

$$U_{31-30} = -0.132$$

$$U_{31-38} = -0.103$$

$$U_{31-32} = \frac{-0.132}{-0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 38}} \quad M_{38} = -6.22$$

$$K_{38-31} = 4.557$$

$$K_{38-37} = 5.82$$

$$K_{38-45} = \frac{25.6}{7.00} = 3.657$$

$$K_{38-39} = \frac{5.82}{K_{38} = 19.854}$$

$$U_{38-31} = -0.115$$

$$U_{38-37} = -0.147$$

$$U_{38-45} = -0.092$$

$$U_{38-39} = \frac{-0.147}{-0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 45}} \quad M_{45} = -13.05$$

$$K_{45-38} = 3.657$$

$$K_{45-44} = 5.82$$

$$K_{45-52} = 0.345$$

$$K_{45-46} = \frac{5.82}{K_{45} = 15.642}$$

$$U_{45-38} = -0.117$$

$$U_{45-44} = -0.186$$

$$U_{45-52} = -0.011$$

$$U_{45-46} = \frac{-0.186}{-0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 52}} \quad M_{52} = - 1.05$$

$$K_{52-45} = 0.345$$

$$K_{52-51} = 2.44$$

$$K_{52-53} = \frac{\quad}{K_{52} = 5.225}$$

$$U_{52-45} = - 0.033$$

$$U_{52-51} = - 2.33$$

$$U_{52-53} = \frac{- 2.33}{- 0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 4}} \quad M_4 = + 1.23$$

$$K_{4-3} = 5.82$$

$$K_{4-11} = 1.016$$

$$K_{4-5} = \frac{1.55}{K_4 = 21.386}$$

$$U_{4-3} = - 0.136$$

$$U_{4-11} = - 0.024$$

$$U_{4-5} = \frac{- 0.340}{- 0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 11}} \quad M_{11} = 0$$

$$K_{11-4} = 1.016$$

$$K_{11-10} = 5.82$$

$$K_{11-18} = 1.016$$

$$K_{11-12} = \frac{14.55}{K_{11} = 22.402}$$

$$U_{11-4} = - 0.023$$

$$U_{11-10} = - 0.130$$

$$U_{11-18} = - 0.023$$

$$U_{11-12} = \frac{- 0.325}{- 0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 18}} \quad M_{18} = 0$$

$$K_{18-11} = 1.016$$

$$K_{18-17} = 5.82$$

$$K_{18-25} = 1.016$$

$$K_{18-19} = \frac{14.55}{K_{18} = 22.402}$$

$$U_{18-11} = - 0.023$$

$$U_{18-17} = - 0.130$$

$$U_{18-25} = - 0.023$$

$$U_{18-19} = \frac{- 0.325}{- 0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 25}} \quad M_{25} = 0$$

$$K_{25-18} = 1.016$$

$$K_{25-24} = 5.82$$

$$K_{25-32} = 1.016$$

$$U_{25-18} = - 0.023$$

$$U_{25-24} = - 0.130$$

$$U_{25-32} = - 0.023$$

$$K_{25-26} = \frac{14.55}{K_{25} = 22.402}$$

$$U_{25-26} = \frac{-0.325}{-0.500}$$

$$\text{NUDO 32 } M_{32} = 0$$

$$K_{32-25} = 1.016$$

$$U_{32-25} = -0.023$$

$$K_{32-31} = 5.82$$

$$U_{32-31} = -0.130$$

$$K_{32-39} = 1.016$$

$$U_{32-39} = -0.023$$

$$K_{32-33} = \frac{14.55}{K_{32} = 22.402}$$

$$U_{32-33} = \frac{-0.325}{-0.500}$$

$$\text{NUDO 39 } M_{39} = 0$$

$$K_{39-32} = 1.016$$

$$U_{39-32} = -0.023$$

$$K_{39-38} = 5.82$$

$$U_{39-38} = -0.130$$

$$K_{39-46} = 1.016$$

$$U_{39-46} = -0.023$$

$$K_{39-40} = \frac{14.55}{K_{39} = 22.402}$$

$$U_{39-40} = \frac{-0.325}{-0.500}$$

$$\text{NUDO 46 } M_{46} = -0.18$$

$$K_{46-39} = 1.016$$

$$U_{46-39} = -0.023$$

$$K_{46-45} = 5.82$$

$$U_{46-45} = -0.134$$

$$K_{46-53} = 0.345$$

$$U_{46-53} = -0.008$$

$$K_{46-47} = \frac{14.55}{K_{46} = 21.731}$$

$$U_{46-47} = \frac{-0.335}{-0.500}$$

$$\text{NUDO 53 } M_{53} = -1.05$$

$$K_{53-46} = 0.345$$

$$U_{53-46} = -0.019$$

$$K_{53-52} = 2.44$$

$$U_{53-52} = -0.137$$

$$K_{53-54} = \frac{6.100}{K_{53} = 8.885}$$

$$U_{53-54} = \frac{-0.343}{-0.500}$$

$$\text{NUDO 5 } M_5 = +23.44$$

$$K_{5-4} = 14.55$$

$$U_{5-4} = -0.377$$

$$K_{5-12} = 3.657$$

$$K_{5-6} = \frac{1.107}{K_5 = 19.314}$$

$$\text{NUDO 12} \quad M_{12} = - 0.85$$

$$K_{12-5} = 3.657$$

$$K_{12-11} = 14.55$$

$$K_{12-19} = 3.657$$

$$K_{12-13} = \frac{1.107}{K_{12} = 22.971}$$

$$\text{NUDO 19} \quad M_{19} = - 10.65$$

$$K_{19-12} = 3.657$$

$$K_{19-18} = 14.55$$

$$K_{19-26} = 1.519$$

$$K_{19-20} = \frac{1.107}{K_{19} = 20.833}$$

$$\text{NUDO 26} \quad M_{26} = + 25.25$$

$$K_{26-19} = 1.519$$

$$K_{26-25} = 14.55$$

$$K_{26-33} = 7.049$$

$$K_{26-27} = \frac{1.107}{K_{26} = 24.225}$$

$$\text{NUDO 33} \quad M_{33} = - 1.00$$

$$K_{33-26} = 7.049$$

$$K_{33-32} = 14.55$$

$$K_{33-40} = 3.814$$

$$K_{33-34} = \frac{1.107}{K_{33} = 26.52}$$

$$U_{5-12} = - 0.095$$

$$U_{5-6} = \frac{- 0.029}{- 0.500}$$

$$U_{12-5} = - 0.08$$

$$U_{12-11} = - 0.317$$

$$U_{12-19} = - 0.08$$

$$U_{12-13} = \frac{- 0.024}{- 0.500}$$

$$U_{19-12} = - 0.088$$

$$U_{19-18} = - 0.349$$

$$U_{19-26} = - 0.036$$

$$U_{19-20} = \frac{- 0.027}{- 0.500}$$

$$U_{26-19} = - 0.031$$

$$U_{26-25} = - 0.300$$

$$U_{26-33} = - 0.145$$

$$U_{26-27} = \frac{- 0.023}{- 0.500}$$

$$U_{33-26} = - 0.133$$

$$U_{33-32} = - 0.274$$

$$U_{33-40} = - 0.072$$

$$U_{33-34} = \frac{- 0.021}{- 0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 40}} \quad M_{40} = - 22.65$$

$$K_{40-33} = 3.814$$

$$K_{40-39} = 14.55$$

$$K_{40-47} = 4.557$$

$$K_{40-41} = \frac{1.107}{K_{40} = 24.028}$$

$$U_{40-33} = - 0.079$$

$$U_{40-39} = - 0.303$$

$$U_{40-47} = - 0.095$$

$$U_{40-41} = \frac{- 0.023}{- 0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 47}} \quad M_{47} = - 28.45$$

$$K_{47-40} = 4.557$$

$$K_{47-46} = 14.55$$

$$K_{47-54} = 0.345$$

$$K_{47-48} = \frac{1.107}{K_{47} = 20.559}$$

$$U_{47-40} = - 0.111$$

$$U_{47-46} = - 0.354$$

$$U_{47-54} = - 0.008$$

$$U_{47-48} = \frac{- 0.027}{- 0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 54}} \quad M_{54} = - 1.05$$

$$K_{54-47} = 0.345$$

$$K_{54-53} = \frac{6.100}{K_{54} = 6.445}$$

$$U_{54-47} = - 0.027$$

$$U_{54-53} = \frac{- 0.473}{- 0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 6}} \quad M_6 = + 1.02$$

$$K_{6-5} = 1.107$$

$$K_{6-13} = 0.273$$

$$K_{6-7} = \frac{2.022}{K_6 = 3.402}$$

$$U_{6-5} = - 0.163$$

$$U_{6-13} = - 0.040$$

$$U_{6-7} = \frac{- 0.297}{- 0.500}$$

$$\underline{\text{NUDO 13}} \quad M_{13} = 0$$

$$K_{13-6} = 0.273$$

$$K_{13-12} = 1.107$$

$$K_{13-20} = 0.273$$

$$K_{13-14} = \frac{2.022}{K_{13} = 3.675}$$

$$U_{13-6} = - 0.037$$

$$U_{13-12} = - 0.151$$

$$U_{13-20} = - 0.037$$

$$U_{13-14} = \frac{- 0.275}{- 0.500}$$

$$\underline{\text{NUJO 20}} \quad M_{20} = 0$$

$$K_{20-13} = 0.273$$

$$K_{20-19} = 1.107$$

$$K_{20-27} = 0.273$$

$$K_{20-21} = \frac{2.022}{K_{20} = 3.675}$$

$$U_{20-13} = -0.037$$

$$U_{20-19} = -0.151$$

$$U_{20-27} = -0.037$$

$$U_{20-21} = \frac{-0.275}{-0.500}$$

$$\underline{\text{NUJO 27}} \quad M_{27} = 0$$

$$K_{27-20} = 0.273$$

$$K_{27-26} = 1.107$$

$$K_{27-34} = 0.273$$

$$K_{27-28} = \frac{2.022}{K_{27} = 3.675}$$

$$U_{27-20} = -0.037$$

$$U_{27-26} = -0.151$$

$$U_{27-34} = -0.037$$

$$U_{27-28} = \frac{-0.275}{-0.500}$$

$$\underline{\text{NUJO 34}} \quad M_{34} = 0$$

$$K_{34-27} = 0.273$$

$$K_{34-33} = 1.107$$

$$K_{34-41} = 0.273$$

$$K_{34-35} = \frac{2.022}{K_{34} = 3.675}$$

$$U_{34-27} = -0.037$$

$$U_{34-33} = -0.151$$

$$U_{34-41} = -0.037$$

$$U_{34-35} = \frac{-0.275}{-0.500}$$

$$\underline{\text{NUJO 41}} \quad M_{41} = 0$$

$$K_{41-34} = 0.273$$

$$K_{41-40} = 1.107$$

$$K_{41-48} = 0.273$$

$$K_{41-42} = \frac{2.022}{K_{41} = 3.675}$$

$$U_{41-34} = -0.037$$

$$U_{41-40} = -0.151$$

$$U_{41-48} = -0.037$$

$$U_{41-42} = \frac{-0.275}{-0.500}$$

$$\underline{\text{NUJO 48}} \quad M_{48} = -1.02$$

$$K_{48-41} = 0.273$$

$$U_{48-41} = -0.04$$

$$K_{48-47} = 1.107$$

$$K_{48-49} = \frac{2.022}{K_{48} = 3.402}$$

$$\underline{\text{NUDO 7}} \quad M_7 = + 1.02$$

$$K_{7-6} = 2.022$$

$$K_{7-14} = \frac{3.229}{K_7 = 5.251}$$

$$\underline{\text{NUDO 14}} \quad M_{14} = 0$$

$$K_{14-7} = 3.229$$

$$K_{14-13} = 2.022$$

$$K_{14-21} = \frac{3.229}{K_{14} = 8.48}$$

$$\underline{\text{NUDO 21}} \quad M_{21} = 0$$

$$K_{21-14} = 3.229$$

$$K_{21-20} = 2.022$$

$$K_{21-28} = \frac{3.229}{K_{21} = 8.48}$$

$$\underline{\text{NUDO 28}} \quad M_{28} = 0$$

$$K_{28-21} = 3.229$$

$$K_{28-27} = 2.022$$

$$K_{28-35} = \frac{3.229}{K_{28} = 8.48}$$

$$\underline{\text{NUDO 35}} \quad M_{35} = 0$$

$$K_{35-28} = 3.229$$

$$K_{35-34} = 2.022$$

$$K_{35-42} = \frac{3.229}{K_{35} = 8.48}$$

$$U_{48-47} = - 0.163$$

$$U_{48-49} = \frac{- 0.297}{- 0.500}$$

$$U_{7-6} = - 0.193$$

$$U_{7-14} = \frac{- 0.307}{- 0.500}$$

$$U_{14-7} = - 0.190$$

$$U_{14-13} = - 0.119$$

$$U_{14-21} = \frac{- 0.190}{- 0.500}$$

$$U_{21-14} = - 0.19$$

$$U_{21-20} = - 0.119$$

$$U_{21-28} = \frac{- 0.190}{- 0.500}$$

$$U_{28-21} = - 0.190$$

$$U_{28-27} = - 0.119$$

$$U_{28-35} = \frac{- 0.190}{- 0.500}$$

$$U_{35-28} = - 0.190$$

$$U_{34-34} = - 0.119$$

$$U_{35-42} = \frac{- 0.190}{- 0.500}$$

$$\text{NUDO 42} \quad M_{42} = 0$$

$$K_{42-35} = 3.229$$

$$K_{42-41} = 2.022$$

$$K_{42-49} = \frac{3.229}{K_{42} = 8.48}$$

$$U_{42-35} = - 0.190$$

$$U_{42-41} = - 0.119$$

$$U_{42-49} = \frac{- 0.190}{- 0.500}$$

$$\text{NUDO 49} \quad M_{49} = - 1.02$$

$$K_{49-42} = 3.229$$

$$K_{49-48} = \frac{2.022}{K_{49} = 5.25}$$

$$U_{49-42} = - 0.307$$

$$U_{49-48} = \frac{- 0.193}{- 0.500}$$

DESPLAZAMIENTOS ANGULARES

$$\phi_2 = - \frac{1.23}{2(11.686)} - 0.043 \phi_9 - 0.249 \phi_3 - 0.208 \psi_1 - 0.249 \psi_2$$

$$\phi_9 = - \frac{0}{2(12.702)} - 0.04 \phi_2 - 0.04 \phi_{16} - 0.229 \phi_{10} - 0.191 \psi_1 - 0.229 \psi_2$$

$$\phi_{16} = - 0.04 \phi_9 - 0.04 \phi_{23} - 0.229 \phi_{17} - 0.191 \psi_1 - 0.229 \psi_2$$

$$\phi_{23} = - 0.04 \phi_{16} - 0.04 \phi_{30} - 0.229 \phi_{24} - 0.191 \psi_1 - 0.229 \psi_2$$

$$\phi_{30} = - 0.04 \phi_{23} - 0.04 \phi_{37} - 0.229 \phi_{31} - 0.191 \psi_1 - 0.229 \psi_2$$

$$\phi_{37} = - 0.04 \phi_{30} - 0.04 \phi_{44} - 0.229 \phi_{38} - 0.191 \psi_1 - 0.229 \psi_2$$

$$\phi_{44} = \frac{+ 0.18}{2(12.031)} - 0.042 \phi_{37} - 0.014 \phi_{51} - 0.242 \phi_{45} - 0.202 \psi_1 - 0.242 \psi_2$$

$$\phi_{51} = \frac{+ 1.05}{2(4.818)} - 0.036 \phi_{44} - 0.253 \phi_{52} - 0.211 \psi_1 - 0.253 \psi_2$$

$$\phi_3 = \frac{- 12.9}{2(13.469)} - 0.068 \phi_2 - 0.068 \phi_{10} - 0.216 \phi_4 - 0.216 \psi_2 - 0.216 \psi_3$$

$$\phi_{10} = \frac{+ 6.85}{2(14.988)} - 0.061 \phi_3 - 0.194 \phi_9 - 0.051 \phi_{17} - 0.194 \phi_{11} - 0.194 \psi_2 - 0.194 \psi_3$$

$$\phi_{17} = - 0.052 \phi_{10} - 0.198 \phi_{16} - 0.052 \phi_{24} - 0.198 \phi_{18} - 0.198 \psi_2 - 0.198 \psi_3$$

$$\phi_{24} = \frac{- 27.83}{2(19.079)} - 0.04 \phi_{17} - 0.153 \phi_{23} - 0.155 \phi_{31} - 0.153 \phi_{25} - 0.153 \psi_2 - 0.153 \psi_3$$

$$\phi_{31} = \frac{+ 2.31}{2(22.117)} - 0.134 \phi_{24} - 0.132 \phi_{30} - 0.103 \phi_{38} - 0.132 \phi_{32} - 0.132 \psi_2 - 0.132 \psi_3$$

$$\phi_{38} = \frac{+ 6.22}{2(19.854)} - 0.115 \phi_{31} - 0.147 \phi_{37} - 0.092 \phi_{45} - 0.147 \phi_{39} - 0.147 \psi_2 - 0.147 \psi_3$$

$$\phi_{45} = \frac{+ 13.05}{2(15.642)} - 0.117 \phi_{38} - 0.186 \phi_{44} - 0.011 \phi_{52} - 0.186 \phi_{46} - 0.186 \psi_2 - 0.186 \psi_3$$

$$\phi_{52} = \frac{+ 1.05}{2(5.225)} - 0.033 \phi_{45} - 0.233 \phi_{51} - 0.233 \phi_{53} - 0.233 \psi_2 - 0.233 \psi_3$$

$$\phi_4 = \frac{- 1.23}{2(21.386)} - 0.136 \phi_3 - 0.024 \phi_{11} - 0.34 \phi_5 - 0.136 \psi_3 - 0.34 \psi_4$$

$$\phi_{11} = -0.023 \phi_4 - 0.13 \phi_{10} - 0.023 \phi_{18} - 0.325 \phi_{12} - 0.13 \psi_3 - 0.325 \psi_4$$

$$\phi_{18} = -0.023 \phi_{11} - 0.13 \phi_{17} - 0.023 \phi_{25} - 0.325 \phi_{19} - 0.13 \psi_3 - 0.325 \psi_4$$

$$\phi_{25} = -0.023 \phi_{18} - 0.13 \phi_{24} - 0.023 \phi_{32} - 0.325 \phi_{26} - 0.13 \psi_3 - 0.325 \psi_4$$

$$\phi_{32} = -0.023 \phi_{25} - 0.13 \phi_{31} - 0.023 \phi_{39} - 0.325 \phi_{33} - 0.13 \psi_3 - 0.325 \psi_4$$

$$\phi_{39} = -0.023 \phi_{32} - 0.13 \phi_{38} - 0.023 \phi_{46} - 0.325 \phi_{40} - 0.13 \psi_3 - 0.325 \psi_4$$

$$\phi_{46} = \frac{+0.18}{2(21.731)} - 0.023 \phi_{39} - 0.134 \phi_{45} - 0.008 \phi_{53} - 0.335 \phi_{47} - 0.134 \psi_3 - 0.335 \psi_4$$

$$\phi_{53} = \frac{+1.05}{2(8.885)} - 0.019 \phi_{46} - 0.137 \phi_{52} - 0.343 \phi_{54} - 0.137 \psi_3 - 0.343 \psi_4$$

$$\phi_5 = \frac{-23.44}{2(19.314)} - 0.377 \phi_4 - 0.095 \phi_{12} - 0.029 \phi_6 - 0.377 \psi_4 - 0.029 \psi_5$$

$$\phi_{12} = \frac{+0.85}{2(22.971)} - 0.08 \phi_5 - 0.317 \phi_{11} - 0.08 \phi_{19} - 0.024 \phi_{13} - 0.317 \psi_4 - 0.024 \psi_5$$

$$\phi_{19} = \frac{+10.65}{2(20.833)} - 0.088 \phi_{12} - 0.349 \phi_{18} - 0.036 \phi_{26} - 0.027 \phi_{20} - 0.349 \psi_4 - 0.027 \psi_5$$

$$\phi_{26} = \frac{-25.25}{2(24.225)} - 0.031 \phi_{19} - 0.30 \phi_{25} - 0.145 \phi_{33} - 0.023 \phi_{27} - 0.30 \psi_4 - 0.023 \psi_5$$

$$\phi_{33} = \frac{+1.00}{2(26.52)} - 0.133 \phi_{26} - 0.274 \phi_{32} - 0.072 \phi_{40} - 0.021 \phi_{34} - 0.274 \psi_4 - 0.021 \psi_5$$

$$\phi_{40} = \frac{+22.65}{2(24.028)} - 0.079 \phi_{33} - 0.303 \phi_{39} - 0.095 \phi_{47} - 0.023 \phi_{41} - 0.303 \psi_4 - 0.023 \psi_5$$

$$\phi_{47} = \frac{+28.45}{2(20.559)} - 0.111 \phi_{40} - 0.354 \phi_{46} - 0.008 \phi_{54} - 0.027 \phi_{48} - 0.354 \psi_4 - 0.027 \psi_5$$

$$\phi_{54} = \frac{+1.05}{2(6.445)} - 0.027 \phi_{47} - 0.473 \phi_{53} - 0.473 \psi_4$$

$$\phi_6 = \frac{-1.02}{2(3.402)} - 0.163 \phi_5 - 0.047 \phi_{13} - 0.279 \phi_7 - 0.163 \psi_5 - 0.297 \psi_6$$

$$\phi_{13} = -0.037 \phi_6 - 0.151 \phi_{12} - 0.037 \phi_{20} - 0.275 \phi_{14} - 0.151 \psi_5 - 0.275 \psi_6$$

$$\phi_{20} = -0.037 \phi_{13} - 0.151 \phi_{19} - 0.037 \phi_{27} - 0.275 \phi_{21} - 0.151 \psi_5 - 0.275 \psi_6$$

$$\phi_{27} = -0.037 \phi_{20} - 0.151 \phi_{26} - 0.037 \phi_{34} - 0.275 \phi_{28} - 0.151 \psi_5 - 0.275 \psi_6$$

$$\phi_{34} = -0.037 \phi_{27} - 0.151 \phi_{33} - 0.037 \phi_{41} - 0.275 \phi_{35} - 0.151 \psi_5 - 0.275 \psi_6$$

$$\phi_{41} = -0.037 \phi_{34} - 0.151 \phi_{40} - 0.037 \phi_{48} - 0.275 \phi_{42} - 0.151 \psi_5 - 0.275 \psi_6$$

$$\phi_{48} = \frac{+1.02}{2(3.402)} - 0.04 \phi_{41} - 0.163 \phi_{47} - 0.279 \phi_{49} - 0.163 \psi_5 - 0.297 \psi_6$$

$$\phi_7 = \frac{-1.02}{2(5.251)} - 0.193 \phi_6 - 0.307 \phi_{14} - 0.193 \psi_6$$

$$\phi_{14} = -0.19 \phi_7 - 0.119 \phi_{13} - 0.19 \phi_{21} - 0.119 \psi_6$$

$$\phi_{21} = -0.19 \phi_{14} - 0.119 \phi_{20} - 0.19 \phi_{28} - 0.119 \psi_6$$

$$\phi_{28} = -0.19 \phi_{21} - 0.119 \phi_{27} - 0.19 \phi_{35} - 0.119 \psi_6$$

$$\phi_{35} = -0.19 \phi_{28} - 0.119 \phi_{34} - 0.19 \phi_{42} - 0.119 \psi_6$$

$$\phi_{42} = -0.19 \phi_{35} - 0.119 \phi_{41} - 0.19 \phi_{49} - 0.119 \psi_6$$

$$\phi_{49} = \frac{+1.02}{2(5.251)} - 0.307 \phi_{42} - 0.193 \phi_{48} - 0.193 \psi_6$$

MOMENTOS FINALES

ENTREPISO 1

$$M_{12} = 4.85 \varphi_2 + 4.85 \Psi_{61} = 0.437 \text{ ton-m}$$

$$M_{21} = 2(4.85) \varphi_2 + 4.85 \Psi_{61} = 0.768$$

$$M_{89} = 4.85 \varphi_9 + 4.85 \Psi_{61} = -0.335$$

$$M_{98} = 2(4.85) \varphi_9 + 4.85 \Psi_{61} = -0.777$$

$$M_{15-16} = 4.85 \varphi_{16} + 4.85 \Psi_{61} = -0.084$$

$$M_{16-15} = 2(4.85) \varphi_{16} + 4.85 \Psi_{61} = -0.275$$

$$M_{22-23} = 4.85 \varphi_{23} + 4.85 \Psi_{61} = 0.928$$

$$M_{23-22} = 2(4.85) \varphi_{23} + 4.85 \varphi_{22} + 4.85 \Psi_{61} = 1.749$$

$$M_{29-30} = 4.85 \varphi_{30} + 4.85 \Psi_{61} = -0.223$$

$$M_{30-29} = 2(4.85) \varphi_{30} + 4.85 \varphi_{29} + 4.85 \Psi_{61} = -0.552$$

$$M_{36-37} = 4.85 \varphi_{37} + 4.85 \Psi_{61} = -0.118$$

$$M_{37-36} = 2(4.85) \varphi_{37} + 4.85 \varphi_{36} + 4.85 \Psi_{61} = -0.342$$

$$M_{43-44} = 4.85 \varphi_{44} + 4.85 \Psi_{61} = -0.544$$

$$M_{44-43} = 2(4.85) \varphi_{44} + 4.85 \varphi_{43} + 4.85 \Psi_{61} = -1.194$$

$$M_{50-51} = 2.44 \varphi_{51} + 2.44 \Psi_{61} = 0.242$$

$$M_{51-50} = 2(2.44) \varphi_{51} + 2.44 \Psi_{61} = 0.429$$

PISO 1

$$M_{29} = 1.23 + 2(1.016) \phi_2 + 1.016 \phi_9 = 1.276 \text{ Ton-m}$$

$$M_{92} = -1.23 + 2(1.016) \phi_9 + 1.016 \phi_2 = -1.346$$

$$M_{9-16} = 1.23 + 2(1.016) \phi_9 + 1.016 \phi_{16} = 1.005$$

$$M_{16-9} = -1.23 + 2(1.016) \phi_{16} + 1.016 \phi_9 = -1.403$$

$$M_{16-23} = 1.23 + 2(1.016) \phi_{16} + 1.016 \phi_{23} = 1.322$$

$$M_{23-16} = -1.23 + 2(1.016) \phi_{23} + 1.016 \phi_{16} = -0.926$$

$$M_{23-30} = 1.23 + 2(1.016) \phi_{23} + 1.016 \phi_{30} = 1.505$$

$$M_{30-32} = -1.23 + 2(1.016) \phi_{30} + 1.016 \phi_{23} = -1.196$$

$$M_{30-37} = 1.23 + 2(1.016) \phi_{30} + 1.016 \phi_{37} = 1.045$$

$$M_{37-30} = -1.23 + 2(1.016) \phi_{37} + 1.016 \phi_{30} = -1.393$$

$$M_{37-44} = 1.23 + 2(1.016) \phi_{37} + 1.016 \phi_{44} = 1.000$$

$$M_{44-37} = -1.23 + 2(1.016) \phi_{44} + 1.016 \phi_{37} = -1.549$$

$$M_{44-51} = 1.05 + 2(0.345) \phi_{44} + 0.345 \phi_{51} = 0.984$$

$$M_{51-44} = -1.05 + 2(0.345) \phi_{51} + 0.345 \phi_{44} = -1.043$$

ENTREPISO 2

$$M_{23} = 2(5.82) \phi_2 + 5.82 \phi_3 + 5.82 \psi_{62} = -2.039 \text{ ton-m}$$

$$M_{32} = 2(5.82) \phi_3 + 5.82 \phi_2 + 5.82 \psi_{62} = -6.010$$

$$M_{9-10} = 2(5.82) \phi_9 + 5.82 \phi_{10} + 5.82 \psi_{62} = 1.144$$

$$M_{10-9} = 2(5.82) \phi_{10} + 5.82 \phi_9 + 5.82 \psi_{62} = 3.137$$

$$M_{16-17} = 2(5.82) \phi_{16} + 5.82 \phi_{17} + 5.82 \psi_{62} = 0.383$$

$$M_{17-16} = 2(5.82) \phi_{17} + 5.82 \phi_{16} + 5.82 \psi_{62} = 0.719$$

$$M_{23-24} = 2(5.82) \phi_{23} + 5.82 \phi_{24} + 5.82 \psi_{62} = -2.303$$

$$M_{24-23} = 2(5.82) \phi_{24} + 5.82 \phi_{23} + 5.82 \psi_{62} = -8.305$$

$$M_{30-31} = 2(5.82) \phi_{30} + 5.82 \phi_{31} + 5.82 \psi_{62} = 0.785$$

$$M_{31-30} = 2(5.82) \phi_{31} + 5.82 \phi_{30} + 5.82 \psi_{62} = 2.015$$

$$M_{37-38} = 2(5.82) \phi_{37} + 5.82 \phi_{38} + 5.82 \psi_{62} = 0.754$$

$$M_{38-37} = 2(5.82) \phi_{38} + 5.82 \phi_{37} + 5.82 \psi_{62} = 1.575$$

$$M_{44-45} = 2(5.82) \phi_{44} + 5.82 \phi_{45} + 5.82 \psi_{62} = 1.775$$

$$M_{45-44} = 2(5.82) \phi_{45} + 5.82 \phi_{44} + 5.82 \psi_{62} = 5.150$$

$$M_{51-52} = 2(2.44) \phi_{51} + 2.44 \phi_{52} + 2.44 \psi_{62} = 0.697$$

$$M_{52-51} = 2(2.44) \phi_{52} + 2.44 \phi_{51} + 2.44 \psi_{62} = 0.519$$

PISO 2

$$M_{3-10} = 12.9 + 2(1.829) \phi_3 + 1.829 \phi_{10} = 11.113 \text{ ton-m}$$

$$M_{10-3} = -17.00 + 2(1.829) \phi_{10} + 1.829 \phi_3 = -17.204$$

$$M_{10-17} = 10.15 + 2(1.519) \phi_{10} + 1.519 \phi_{17} = 10.940$$

$$M_{17-10} = -10.15 + 2(1.519) \phi_{17} + 1.519 \phi_{10} = -9.716$$

$$M_{17-24} = 10.15 + 2(1.519) \phi_{17} + 1.519 \phi_{24} = 8.893$$

$$M_{24-17} = -10.15 + 2(1.519) \phi_{24} + 1.519 \phi_{17} = -12.742$$

$$M_{24-31} = 37.98 + 2(5.92) \phi_{24} + 5.92 \phi_{31} = 28.624$$

$$M_{31-24} = -31.98 + 2(5.92) \phi_{31} + 5.92 \phi_{24} = -35.385$$

$$M_{31-38} = 29.67 + 2(4.557) \phi_{31} + 4.557 \phi_{38} = 31.408$$

$$M_{38-31} = -26.22 + 2(4.557) \phi_{38} + 4.557 \phi_{31} = -24.703$$

$$M_{38-45} = 20.00 + 2(3.657) \phi_{38} + 3.657 \phi_{45} = 22.323$$

$$M_{45-38} = -14.10 + 2(3.657) \phi_{45} + 3.657 \phi_{38} = -10.493$$

$$M_{45-52} = 1.05 + 2(0.345) \phi_{45} + 0.345 \phi_{52} = 1.359$$

$$M_{52-45} = -1.05 + 2(0.345) \phi_{52} + 0.345 \phi_{45} = -0.893$$

ENTREPISO 3

$$M_{54} = 2(5.82) \phi_3 + 5.82 \phi_4 + 5.82 \Psi_{63} = -4.812 \text{ ton-m}$$

$$M_{43} = 2(5.82) \phi_4 + 5.82 \phi_3 + 5.82 \Psi_{63} = 0.643$$

$$M_{10-11} = 2(5.82) \phi_{10} + 5.82 \phi_{11} + 5.82 \Psi_{63} = 3.158$$

$$M_{11-10} = 2(5.82) \phi_{11} + 5.82 \phi_{10} + 5.82 \Psi_{63} = 1.470$$

$$M_{17-18} = 2(5.82) \phi_{17} + 5.82 \phi_{18} + 5.82 \Psi_{63} = 0.131$$

$$M_{18-17} = 2(5.82) \phi_{18} + 5.82 \phi_{17} + 5.82 \Psi_{63} = -0.494$$

$$M_{24-25} = 2(5.82) \phi_{24} + 5.82 \phi_{25} + 5.82 \Psi_{63} = -7.558$$

$$M_{25-24} = 2(5.82) \phi_{25} + 5.82 \phi_{24} + 5.82 \Psi_{63} = -0.525$$

$$M_{31-32} = 2(5.82) \phi_{31} + 5.82 \phi_{32} + 5.82 \Psi_{63} = 1.964$$

$$M_{32-31} = 2(5.82) \phi_{32} + 5.82 \phi_{31} + 5.82 \Psi_{63} = 0.969$$

$$M_{38-39} = 2(5.82) \phi_{38} + 5.82 \phi_{39} + 5.82 \Psi_{63} = 0.833$$

$$M_{39-38} = 2(5.82) \phi_{39} + 5.82 \phi_{38} + 5.82 \Psi_{63} = -0.443$$

$$M_{45-46} = 2(5.82) \phi_{45} + 5.82 \phi_{46} + 5.82 \Psi_{63} = 3.995$$

$$M_{46-45} = 2(5.82) \phi_{46} + 5.82 \phi_{45} + 5.82 \Psi_{63} = -0.252$$

$$M_{52-53} = 2(2.44) \phi_{52} + 2.44 \phi_{53} + 2.44 \Psi_{63} = 0.378$$

$$M_{53-52} = 2(2.44) \phi_{53} + 2.44 \phi_{52} + 2.44 \Psi_{63} = 0.534$$

PISO 3

$$M_{4-11} = 1.23 + 2(1.016) \phi_4 + 1.016 \phi_{11} = 1.847 \text{ ton-m}$$

$$M_{11-4} = -1.23 + 2(1.016) \phi_{11} + 1.016 \phi_4 = -0.980$$

$$M_{11-18} = 1.23 + 2(1.016) \phi_{11} + 1.016 \phi_{18} = 1.060$$

$$M_{18-11} = -1.23 + 2(1.016) \phi_{18} + 1.016 \phi_{11} = -1.452$$

$$M_{18-25} = 1.23 + 2(1.016) \phi_{18} + 1.016 \phi_{25} = 1.399$$

$$M_{25-18} = -1.23 + 2(1.016) \phi_{25} + 1.016 \phi_{18} = -0.617$$

$$M_{25-32} = 1.23 + 2(1.016) \phi_{25} + 1.016 \phi_{32} = 1.906$$

$$M_{32-25} = -1.23 + 2(1.016) \phi_{32} + 1.016 \phi_{25} = -0.934$$

$$M_{32-39} = 1.23 + 2(1.016) \phi_{32} + 1.016 \phi_{39} = 1.047$$

$$M_{39-32} = -1.23 + 2(1.016) \phi_{39} + 1.016 \phi_{32} = -1.511$$

$$M_{39-46} = 1.23 + 2(1.016) \phi_{39} + 1.016 \phi_{46} = 0.688$$

$$M_{46-39} = -1.23 + 2(1.016) \phi_{46} + 1.016 \phi_{39} = -1.933$$

$$M_{46-53} = 1.05 + 2(0.345) \phi_{46} + 0.345 \phi_{53} = 0.878$$

$$M_{53-46} = -1.05 + 2(0.345) \phi_{53} + 0.345 \phi_{46} = -1.101$$

ENTREPISO 4

$$M_{45} = 2(14.55) \phi_4 + 14.55 \phi_5 + 14.55 \psi_{64} = -2.627 \text{ ton-m}$$

$$M_{54} = 2(14.55) \phi_5 + 14.55 \phi_4 + 14.55 \psi_{64} = -17.298$$

$$M_{11-12} = 2(14.55) \phi_{11} + 14.55 \phi_{12} + 14.55 \psi_{64} = -1.679$$

$$M_{12-11} = 2(14.55) \phi_{12} + 14.55 \phi_{11} + 14.55 \psi_{64} = 0.383$$

$$M_{18-19} = 2(14.55) \phi_{18} + 14.55 \phi_{19} + 14.55 \psi_{64} = 0.424$$

$$M_{19-18} = 2(14.55) \phi_{19} + 14.55 \phi_{18} + 14.55 \psi_{64} = 6.842$$

$$M_{25-26} = 2(14.55) \phi_{25} + 14.55 \phi_{26} + 14.55 \psi_{64} = -0.878$$

$$M_{26-25} = 2(14.55) \phi_{26} + 14.55 \phi_{25} + 14.55 \psi_{64} = -14.826$$

$$M_{32-33} = 2(14.55) \phi_{32} + 14.55 \phi_{33} + 14.55 \psi_{64} = -1.213$$

$$M_{33-32} = 2(14.55) \phi_{33} + 14.55 \phi_{32} + 14.55 \psi_{64} = 0.837$$

$$M_{39-40} = 2(14.55) \phi_{39} + 14.55 \phi_{40} + 14.55 \psi_{64} = 1.142$$

$$M_{40-39} = 2(14.55) \phi_{40} + 14.55 \phi_{39} + 14.55 \psi_{64} = 9.782$$

$$M_{46-47} = 2(14.55) \phi_{46} + 14.55 \phi_{47} + 14.55 \psi_{64} = 1.172$$

$$M_{47-46} = 2(14.55) \phi_{47} + 14.55 \phi_{46} + 14.55 \psi_{64} = 16.786$$

$$M_{53-54} = 2(6.100) \phi_{53} + 6.100 \phi_{54} + 6.100 \psi_{64} = 0.518$$

$$M_{54-53} = 2(6.100) \phi_{54} + 6.100 \phi_{53} + 6.100 \psi_{64} = 0.650$$

PISO 4

$$M_{5-12} = 23.44 + 2(3.657) \phi_5 + 3.657 \phi_{12} = 18.805 \text{ ton-m}$$

$$M_{12-5} = -21.65 + 2(3.657) \phi_{12} + 3.657 \phi_5 = -23.401$$

$$M_{12-19} = 20.8 + 2(3.657) \phi_{12} + 3.657 \phi_{19} = 22.838$$

$$M_{19-12} = -20.8 + 2(3.657) \phi_{19} + 3.657 \phi_{12} = -17.856$$

$$M_{19-26} = 10.15 + 2(1.519) \phi_{19} + 1.519 \phi_{26} = 10.286$$

$$M_{26-19} = -10.15 + 2(1.519) \phi_{26} + 1.519 \phi_{19} = -11.477$$

$$M_{26-33} = 35.4 + 2(7.049) \phi_{26} + 7.049 \phi_{33} = 27.569$$

$$M_{33-26} = -40.8 + 2(7.049) \phi_{33} + 7.049 \phi_{26} = -43.518$$

$$M_{33-40} = 39.8 + 2(3.814) \phi_{33} + 3.814 \phi_{40} = 42.453$$

$$M_{40-33} = -44.75 + 2(3.814) \phi_{40} + 3.814 \phi_{33} = -40.739$$

$$M_{40-47} = 22.1 + 2(4.557) \phi_{40} + 4.557 \phi_{47} = 29.973$$

$$M_{47-40} = -29.5 + 2(4.557) \phi_{47} + 4.557 \phi_{40} = -20.167$$

$$M_{47-54} = 1.05 + 2(0.345) \phi_{47} + 0.345 \phi_{54} = 1.626$$

$$M_{54-47} = -1.05 + 2(0.345) \phi_{54} + \phi_{47} = -0.716$$

ENTREPISO 5

$$M_{56} = 2(1.107) \phi_5 + 1.107 \phi_6 + 1.107 \psi_{65} = -1.648 \text{ ton-m}$$

$$M_{65} = 2(1.107) \phi_6 + 1.107 \phi_5 + 1.107 \psi_{65} = -0.866$$

$$M_{12-13} = 2(1.107) \phi_{12} + 1.107 \phi_{13} + 1.107 \psi_{65} = 0.0824$$

$$M_{13-12} = 2(1.107) \phi_{13} + 1.107 \phi_{12} + 1.107 \psi_{65} = -0.023$$

$$M_{19-20} = 2(1.107) \phi_{19} + 1.107 \phi_{20} + 1.107 \psi_{65} = 0.596$$

$$M_{20-19} = 2(1.107) \phi_{20} + 1.107 \phi_{19} + 1.107 \psi_{65} = 0.181$$

$$M_{26-27} = 2(1.107) \phi_{26} + 1.107 \phi_{27} + 1.107 \psi_{65} = -1.370$$

$$M_{27-26} = 2(1.107) \phi_{27} + 1.107 \phi_{26} + 1.107 \psi_{65} = -0.553$$

$$M_{33-34} = 2(1.107) \phi_{33} + 1.107 \phi_{34} + 1.107 \psi_{65} = 0.103$$

$$M_{34-33} = 2(1.107) \phi_{34} + 1.107 \phi_{33} + 1.107 \psi_{65} = -0.014$$

$$M_{40-41} = 2(1.107) \phi_{40} + 1.107 \phi_{41} + 1.107 \psi_{65} = 0.840$$

$$M_{41-40} = 2(1.107) \phi_{41} + 1.107 \phi_{40} + 1.107 \psi_{65} = 0.277$$

$$M_{47-48} = 2(1.107) \phi_{47} + 1.107 \phi_{48} + 1.107 \psi_{65} = 1.622$$

$$M_{48-47} = 2(1.107) \phi_{48} + 1.107 \phi_{47} + 1.107 \psi_{65} = 0.777$$

PISO 5

$$M_{6-13} = 1.02 + 2(0.273) \phi_6 + 0.273 \phi_{13} = 1.034 \text{ ton-m}$$

$$M_{13-6} = -1.02 + 2(0.273) \phi_{13} + 0.273 \phi_6 = -1.010$$

$$M_{13-20} = 1.02 + 2(0.273) \phi_{13} + 0.273 \phi_{20} = 1.018$$

$$M_{20-13} = -1.02 + 2(0.273) \phi_{20} + 0.273 \phi_{13} = -1.031$$

$$M_{20-27} = 1.02 + 2(0.273) \phi_{20} + 0.273 \phi_{27} = 1.041$$

$$M_{27-20} = -1.02 + 2(0.273) \phi_{27} + 0.273 \phi_{20} = -0.958$$

$$M_{27-34} = 1.02 + 2(0.273) \phi_{27} + 0.273 \phi_{34} = 1.091$$

$$M_{34-27} = -1.02 + 2(0.273) \phi_{34} + 0.273 \phi_{27} = -0.982$$

$$M_{34-41} = 1.02 + 2(0.273) \phi_{34} + 0.273 \phi_{41} = 1.013$$

$$M_{41-34} = -1.02 + 2(0.273) \phi_{41} + 0.273 \phi_{34} = -1.040$$

$$M_{41-48} = 1.02 + 2(0.273) \phi_{41} + 0.273 \phi_{48} = 1.006$$

$$M_{48-41} = -1.02 + 2(0.273) \phi_{48} + 0.273 \phi_{41} = -1.017$$

ENTREPISO 6

$$M_{67} = 2(2.022) \phi_6 + 2.022 \phi_7 + 2.022 \psi_{66} = -0.177 \text{ ton-m}$$

$$M_{76} = 2(2.022) \phi_7 + 2.022 \phi_6 + 2.022 \psi_{66} = -0.426$$

$$M_{13-14} = 2(2.022) \phi_{13} + 2.022 \phi_{14} + 2.022 \psi_{66} = 0.017$$

$$M_{14-13} = 2(2.022) \phi_{14} + 2.022 \phi_{13} + 2.022 \psi_{66} = 0.044$$

$$M_{20-21} = 2(2.022) \phi_{20} + 2.022 \phi_{21} + 2.022 \psi_{66} = -0.143$$

$$M_{21-20} = 2(2.022) \phi_{21} + 2.022 \phi_{20} + 2.022 \psi_{66} = -0.085$$

$$M_{27-28} = 2(2.022) \phi_{27} + 2.022 \phi_{28} + 2.022 \psi_{66} = 0.424$$

$$M_{28-27} = 2(2.022) \phi_{28} + 2.022 \phi_{27} + 2.022 \psi_{66} = 0.142$$

$$M_{34-35} = 2(2.022) \phi_{34} + 2.022 \phi_{35} + 2.022 \psi_{66} = -0.014$$

$$M_{35-34} = 2(2.022) \phi_{35} + 2.022 \phi_{34} + 2.022 \psi_{66} = -0.012$$

$$M_{41-42} = 2(2.022) \phi_{41} + 2.022 \phi_{42} + 2.022 \psi_{66} = -0.242$$

$$M_{42-41} = 2(2.022) \phi_{42} + 2.022 \phi_{41} + 2.022 \psi_{66} = -0.188$$

$$M_{48-49} = 2(2.022) \phi_{48} + 2.022 \phi_{49} + 2.022 \psi_{66} = 0.254$$

$$M_{49-48} = 2(2.022) \phi_{49} + 2.022 \phi_{48} + 2.022 \psi_{66} = 0.407$$

PISO 6

$$M_{7-14} = 1.02 + 2(3.229) \phi_7 + 3.229 \phi_{14} = 0.431 \text{ ton-m}$$

$$M_{14-7} = -1.02 + 2(3.229) \phi_{14} + 3.229 \phi_7 = -1.212$$

$$M_{14-21} = 1.02 + 2(3.229) \phi_{14} + 3.229 \phi_{21} = 1.172$$

$$M_{21-14} = -1.02 + 2(3.229) \phi_{21} + 3.229 \phi_{14} = -0.920$$

$$M_{21-28} = 1.02 + 2(3.229) \phi_{21} + 3.229 \phi_{28} = 1.008$$

$$M_{28-21} = -1.02 + 2(3.229) \phi_{28} + 3.229 \phi_{21} = -1.093$$

$$M_{28-35} = 1.02 + 2(3.229) \phi_{28} + 3.229 \phi_{35} = 0.956$$

$$M_{35-28} = -1.02 + 2(3.229) \phi_{35} + 3.229 \phi_{28} = -1.014$$

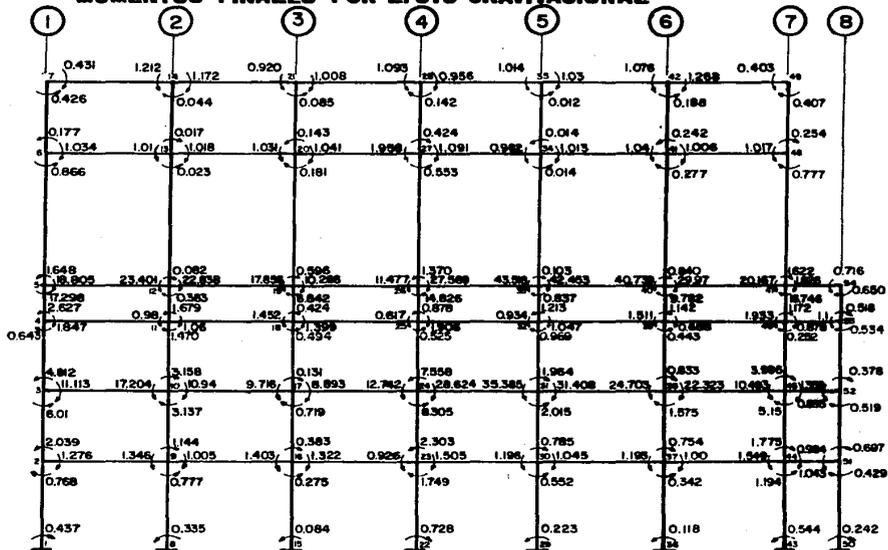
$$M_{35-42} = 1.02 + 2(3.229) \phi_{35} + 3.229 \phi_{42} = 1.030$$

$$M_{42-35} = -1.02 + 2(3.229) \phi_{42} + 3.229 \phi_{35} = -1.076$$

$$M_{42-49} = 1.02 + 2(3.229) \phi_{42} + 3.229 \phi_{49} = 1.268$$

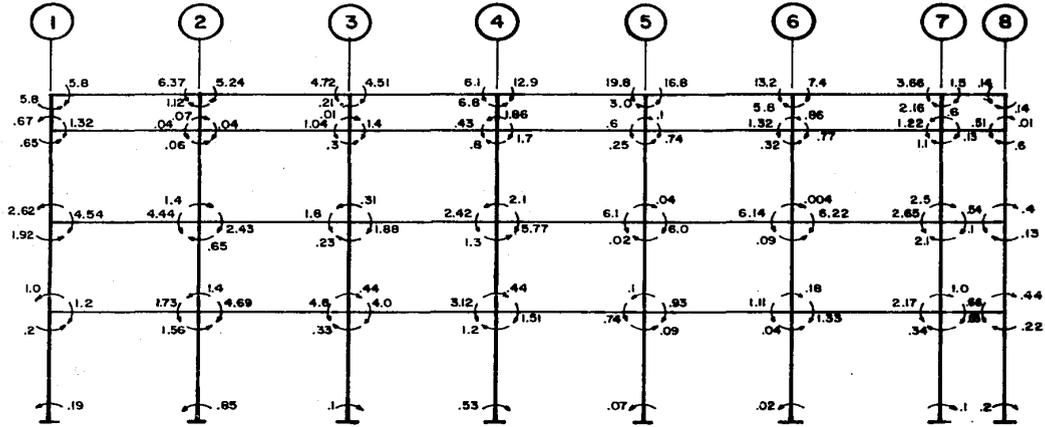
$$M_{49-42} = -1.02 + 2(3.229) \phi_{49} + 3.229 \phi_{42} = -0.403$$

MOMENTOS FINALES POR EFCTO GRAVITACIONAL



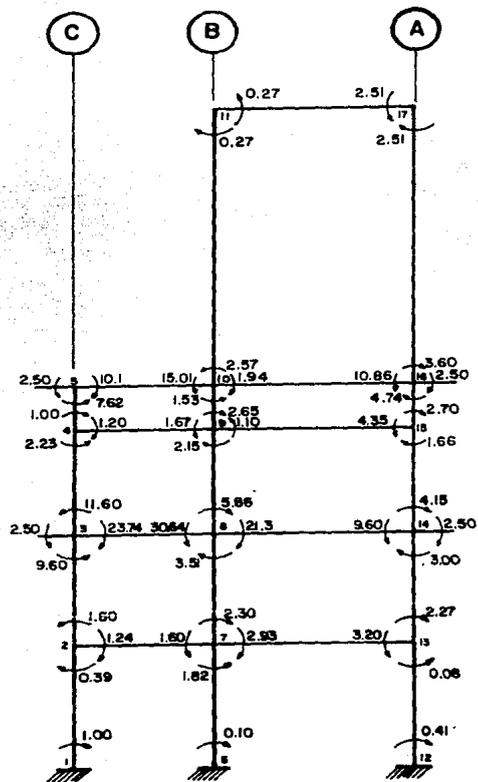
MARCO LONGITUDINAL EJE "B"

MOMENTOS FINALES DEBIDO A CM + CV



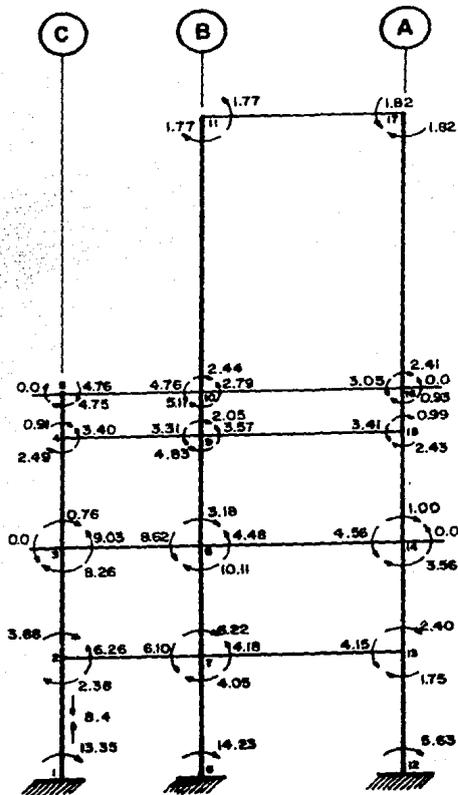
MARCO LONGITUDINAL EJE "C" = EJE "A"

MOMENTOS FINALES DEBIDO A CM + CV

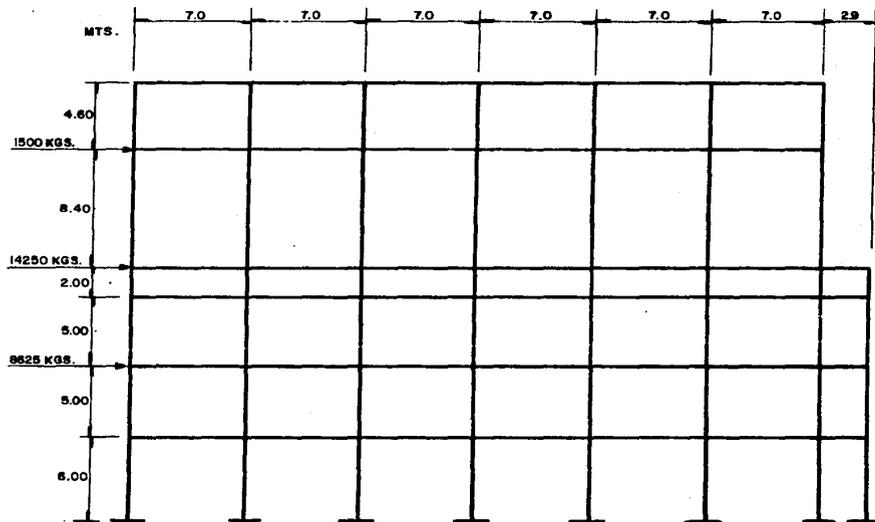


MARCO TRANSVERSAL (TIPO)

MOMENTOS FINALES POR SISMO

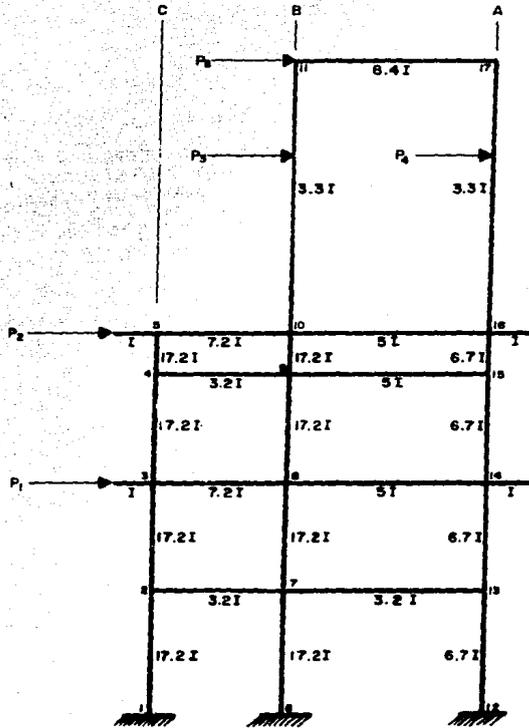


MARCO TRANSVERSAL (TIPO)



CARGAS LATERALES PARA EL ANALISIS SISMICO MARCO LONGITUDINAL EJE "B"

CARGAS ACTUANTES POR SISMO



MARCO TRANSVERSAL (TIPO)

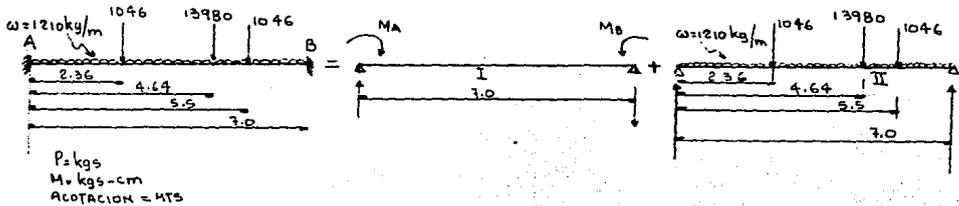
III.16 RESERVA DE LAS TRABES PRINCIPALES QUE FORMAN LOS ANCHOS DE LA ESTRUCTURA

EJE B	PISO	VIGA ENTRE EJES	MOMENTO POR CARGAS PERMANENTES (TONS-M)	MOMENTO POR RIESGO (TONS-M)	MTD. POR CARGAS PERMANENTES MAS MTD. POR SISMO) x 0,75 (TONS-M)	MTD. DE DISEÑO (TONS-M)	SECCION PROPUESTA	MTD. RESISTENTE (TONS-M)	PUEBZA ORIENTE MAX. (MKS)	Q = AREA DEL ALMA (CM ²)	Iv = V ² / (E * I) (CM ⁴ /CM ²)	Pv = 0,4 (Pv) / 1015 (CM ⁴ /CM ²)	DEFLEXION AL E (CM)	PERMIS. = L/360 (CM)	
1	3 y 4	0,926	15,98	12,7	12,7	WF-457 x 203 x 73 kg/m	13,26	1050	27,20	58,6			0,02		
3	5 y 6	1,511	9,20	8,03	8,03	IPR-106 x 178 x 67,1 "	8,953	1050	36,81	26,5			0,18		
5	3 y 4	1,041	0,88	1,14	1,14	IPR-154 x 102 x 28,5 "	1,46	875	15,60	58,0			0,02		
6	3 y 4	1,093	1,66	2,065	2,065	ARMADURA							0,18		
2	1 y 2	17,204	6,75	17,97	17,97	WF-406 x 305 x 81 "	19,20	19330	24,4	411,0			0,33		
2	2 y 3	10,94	6,60	13,155	13,155	WF-457 x 203 x 73 "	13,23	8700	27,20	320,0			0,21		
2	3 y 4	12,742	4,11	12,64	12,742	WF-457 x 203 x 73 "	13,23	8700	27,20	320,0			0,22		
2	4 y 5	35,4	11,76	35,4	35,4	WF-686 x 305 x 103 "	35,74	24000	52,14	466,0			0,19		
2	5 y 6	31,41	9,23	30,5	31,41	WF-686 x 305 x 103 "	24,54	16430	43,53	377,4			0,19		
2	6 y 7	22,323	6,67	22,24	22,24	WF-610 x 305 x 83 "	24,54	18230	43,53	419,3			0,23		
4	1 y 2	42,401	4,97	19,65	23,401	WF-610 x 305 x 83 "	24,54	10150	43,53	371,1			0,25		
4	2 y 3	22,838	1,86	18,524	22,84	WF-610 x 305 x 83 "	13,23	8700	27,20	320,0			0,21		
4	3 y 4	11,477	1,98	10,71	11,477	WF-457 x 203 x 73 "	43,1	28170	50,10	364,6			0,27		
4	4 y 5	45,510	5,43	33,73	43,52	WF-686 x 305 x 118 "	43,1	11870	50,10	636,0			0,18		
4	5 y 6	42,453	2,75	33,9	42,453	WF-686 x 305 x 118 "	35,74	13300	52,14	447,0			0,003	250/360 = 0,8	
4	6 y 7	39,97	1,04	23,26	39,97	WF-686 x 305 x 103 "	5,5	217,5	15,48	145,0			0,081	700/360 = 1,94	
4	7 y 8 Nivel 1	1,043	1,85	2,17	2,17	IPR-154 x 146 x 32,8 "	19,20	3115	24,4	127,7			0,16		
ELB 8	3 y 4	3,12	15,98	14,325	15,98	WF-406 x 305 x 81 "	8,66	875	24,8	35,3			0,06		
C y A	3 y 6	1,32	9,2	7,89	7,89	WF-406 x 203 x 61 "	8,66	4043	24,8	163,0			0,06		
	1 y 2	4,54	5,0	8,66	8,66	WF-406 x 203 x 61 "	8,66	3733	24,8	69,8			0,04		
	2 y 3	2,43	6,6	6,77	6,77	WF-406 x 203 x 61 "	8,66	3733	24,8	69,8			0,04		
	3 y 4	1,88	5,2	5,31	5,31	WF-406 x 203 x 61 "	8,66	3733	24,8	69,8			0,04		
* Para los pisos 1, 3, 5 y 6, se tomará la viga más desfavorable con el objeto de que la sección sea uniforme en todo el nivel. En este caso, la viga crítica será la que se encuentre previa combinación de diseño (Mto. x cargas permanentes) & (Mto. x cargas permanentes - Noo. x sismo) 0,75															
2	4 y 5	6,1	11,76	15,4	13,4	WF-406 x 305 x 81 "	19,20	5198	24,4	213			0,15		
2	5 y 6	6,14	9,78	11,94	11,94	WF-406 x 203 x 70 "	12,90	5198	24,0	216,0			0,16		
2	6 y 7	6,22	8,67	11,17	11,17	WF-406 x 203 x 70 "	12,90	5198	24,0	216,0			0,16		
4	1 y 2	6,37	2,67	4,78	6,78	WF-406 x 203 x 61 "	8,66	4990	24,8	201,21			0,197		
4	2 y 3	5,24	1,86	3,325	5,325	WF-406 x 203 x 51 "	6,23	4235	24,6	171			0,16		
4	3 y 4	6,1	1,98	6,06	6,1	WF-406 x 203 x 61 "	8,66	4235	24,8	171			0,16		
4	4 y 5	19,8	1,43	16,94	19,8	WF-406 x 203 x 61 "	19,20	3824	24,4	362			0,41		
4	5 y 6	16,8	2,75	18,66	16,8	WF-406 x 203 x 61 "	19,20	10190	24,4	418			0,17	250/360 = 0,8	
4	6 y 7	7,4	1,04	6,33	7,4	WF-406 x 203 x 61 "	8,66	4230	24,8	184			0,17		
ELB 8	7 y 8	0,83	1,85	2,01	2,01	IPR-154 x 146 x 32,8 "	2,56						0,10	560/360 = 1,55	
NAO 8 TRANSV. TIPO	5	ARMADURA											0,245	800/360 = 2,22	
	4	C y B	15,311	4,76	15,05	15,311	WF-686 x 203 x 73 "	16,46	12110	52,7	219			0,06	560/360 = 1,55
	4	B y A	19,40	2,79	16,60	19,40	WF-610 x 305 x 83 "	24,54	18600	43,53	414			0,70	800/360 = 2,22
	3	C y B	1,67	3,31	3,735	3,735	IPR-203 x 165 x 38,7 "	4,17	1400	16,6	75,3			0,06	560/360 = 1,55
	3	B y A	4,35	3,41	5,82	5,82	WF-406 x 203 x 61 "	8,66	1796	24,8	720			0,16	800/360 = 2,22
	2	C y B	30,64	8,82	29,6	30,64	WF-686 x 203 x 88 "	31,76	2132	33,0	405			0,24	560/360 = 1,55
	2	B y A	21,30	4,48	19,34	19,34	WF-610 x 305 x 83 "	24,54	18600	43,53	414			0,25	800/360 = 2,22

III.17. DETERMINACION DE LAS FUERZAS CORTANTES EN LOS MARCOS PRINCIPALES

Estas fuerzas se obtienen efectuando la suma algebraica de los momentos actuantes en los extremos más las reacciones en las vigas considerándolas como simplemente apoyadas.

Ejemplo para la viga comprendida entre los ejes 4 y 5 eje "c" nivel 4



En I, los momentos ya se calcularon y valen:

$$M_a = 12.9 \text{ T-M}$$

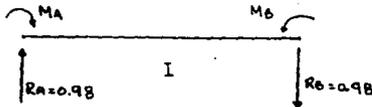
$$M_b = 19.8 \text{ T-M} \quad (\text{VER DIBUJOS})$$

Por lo tanto en I las reacciones valen:

$$+ M_a = 0 = M_a - M_b - R_b \cdot L \quad \therefore R_b = \frac{M_a - M_b}{L} = \frac{12.9 - 19.8}{7} = -0.98$$

Como $M_b > M_a$ y M_b tiene signo negativo

$$0 = -M_b + M_a + R_b \cdot L \quad \therefore R_b = \frac{+M_b - M_a}{L} = \frac{+(19.8) - 12.9}{7} = 0.98$$



Para el cálculo de las reacciones en II como la viga se considera simplemente apoyada, los resultados son los sig.

$$R_A = 9865.75 \text{ kgs.}$$

$$R_B = -14676.25 \text{ kgs.}$$

Con estos datos, podemos ya obtener las reacciones finales en la viga sumando las reacciones en la I con las reacciones de II

FINALMENTE

$$R_A \text{ Final} = R_A \text{ I} + R_A \text{ II} = 0.98 + 9865.75 = 9866.73 \text{ kgs}$$

$$R_B \text{ Final} = R_B \text{ I} + R_B \text{ II} = 0.98 - 14676.25 = -14675.27 \text{ kgs}$$

Siguiendo la misma secuencia, se obtienen las reacciones de las demás vigas de la estructura.

Ahora bien, en c/nudo, se acumularán las fuerzas cortantes de las vigas que llegan a él más las fuerzas cortantes de los nudos que pudieran encontrarse en niveles superiores - en la misma línea de acción.

Todas estas cargas acumuladas servirán para el cálculo de las respectivas columnas.

REVISION DE COLUMNAS

III.15. Revisión de la columna tipo del eje "B"

Columna del eje 5 del piso 1

MOMENTOS Y CARGAS AXIALES
POR EFECTOS GRAVITACIONALES

Mx = 1.82 t-m
My = 0.552 t-m
Px = 126.3 tons.
Py = 93.87 tons.

MOMENTOS Y CARGAS AXIALES
POR SISMO

Mx = 14.23 t-m
My = 12.95 t-m
Px = 2.124 tons.
Py = 4.102 tons.

COMBINACIONES DE DISEÑO

SENTIDO X

RIGEN

(Mycg + My sismo) 0.75	= (0.552 + 12.95) 0.75	= 10.13 ;	10.13 T-M
(Mxcg + 0.3 Mx sismo) 0.75	= (1.82 + 0.3(14.23)) 0.75	= 6.1 ;	6.1 T-M
(Pycg + Py sismo) 0.75	= (93.87 + 4.102) 0.75	= 73.48 ;	93.87 Tons.
(Pxcg + 0.3 Px sismo) 0.75	= (126.3 + 0.3(2.124))0.75	= 95.2 ;	126.3 Tons.

COMBINACIONES DE DISEÑO

SENTIDO Y

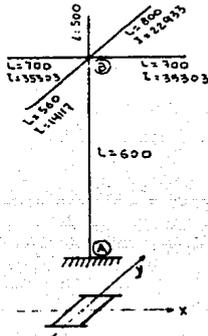
(Mxcg + Mx sismo) 0.75	= (1.82 + 14.23) 0.75	= 12.04 ;	12.04 T-M
(Mycg + 0.3 My sismo) 0.75	= (0.552 + 0.3(12.95))0.75	= 3.33 ;	3.33 T-M
(Pxcg + Px sismo) 0.75	= (126.3 + 2.124) 0.75	= 96.32 ;	126.3 Tons.
(Pycg + 0.3 Py sismo) 0.75	= (93.87 + 0.3(4.102))0.75	= 71.33 ;	93.87 Tons.

Para diseño rige la 1a. condición

Por lo tanto los momentos y cargas de diseño son:

Mx = 10.13 T-M
My = 6.1 T-M
Px + Py = 220.17 Tons.

Idealización de la columna



Se propone la sección:

4 II 400 x 500 x 1.59

$$A = 285.75 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 117595 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 69587 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 4423 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 3479 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 20.29$$

$$r_y = 15.61$$

Por lo tanto:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{cm \cdot f_{bx}}{F' \cdot e} + \frac{cm \cdot f_{by}}{(1 - \frac{f_a}{F' \cdot e}) F_{bx}} + \frac{cm \cdot f_{by}}{(1 - \frac{f_a}{F' \cdot e}) F_{by}} = 1.0$$

$$0.67 + \frac{0.85(229)}{(1 - \frac{770.5}{2140})1520} + \frac{0.85(175)}{(1 - \frac{770.5}{2140})1520} = 1.0$$

Como $1 \leq 1.0$

.. La sección trabaja al 100% de su capacidad.

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{77840 \text{ kg}}{254 \text{ cm}^2} = 306.5 \text{ kg/cm}^2 ; \frac{f_a}{F_a} = \frac{306.5 \text{ kg}}{1126 \text{ kg}} = 0.27 \geq 0.15$$

Cómo $0.27 \geq 0.15$ se aplica la fórmula:

$$G_{Bx} = \frac{69587}{600} + \frac{69587}{500} = 2.53$$

$$G_{Ax} = \frac{35303}{700} + \frac{35303}{700} = 1.00 \text{ (EMPOTRAMIENTO)}$$

$$K_x = 1.52$$

$$G_{By} = \frac{117595}{600} + \frac{117595}{500} = 8.00$$

$$G_{Ay} = \frac{14117}{560} + \frac{22933}{800} = 1.00 \text{ (EMPOTRAMIENTO)}$$

$$K_y = 1.82$$

$$L_{ex} = 1.52 \times 600 = 912 \text{ cm.}$$

$$L_{ey} = 1.82 \times 600 = 1092 \text{ cm.}$$

$$\frac{L_{ex}}{r_x} = \frac{912}{20.29} = 45$$

$$\frac{L_{ey}}{r_y} = \frac{1092}{15.61} = 70 \quad \text{Rige}$$

$$F_a = 1155 ; F_e = 2140 \text{ kgs/cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{220170 \text{ kg}}{285.75 \text{ cm}^2} = 770.50 \text{ kgs/cm}^2$$

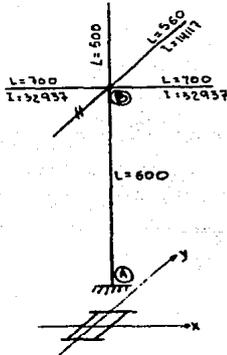
$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{770.50}{1155} = 0.67 \quad 0.67 > 0.15$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{1013000}{4423} = 229$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{610000}{3479} = 175$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{cm \cdot f_{bx}}{F'e} + \frac{cm \cdot f_{by}}{F'e} \leq 1.00$$

$$\frac{306.50}{1126} + \frac{0.85(402.7)}{(1 - \frac{306.5}{1915})1520} + \frac{0.85(124.6)}{(1 - \frac{306.5}{1915})1520} = 0.62$$



4 II 400 x 12.7

$$\begin{aligned} A &= 203.2 \text{ cm}^2 \\ I_y &= 47827 \text{ cm}^4 \\ I_x &= 56822 \text{ cm}^4 \\ S_y &= 2392 \text{ cm}^3 \\ S_x &= 2672 \text{ cm}^3 \\ r_y &= 15.34 \\ r_x &= 16.72 \end{aligned}$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{383.1}{1140} = 0.336 > 0.15 ; \text{ por lo tanto utilizamos la fórmula siguiente:}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{cm \cdot f_{bx}}{(1 - \frac{f_a}{F'e})F_{bx}} + \frac{cm \cdot f_{by}}{(1 - \frac{f_a}{F'e})F_{by}} \leq 1.00$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{1076000 \text{ kg-cm}}{2672 \text{ cm}^3} = 402.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{1076000}{2672} = 402.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{298000}{2392} = 124.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'e = 1915 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = F_y = 0.60 F_y = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = \sum \frac{I}{L} \text{ Col.}$$

$$+ \sum \frac{I}{L} \text{ Traves}$$

$$G_{Ax} = 1.00 \text{ (EMPOTRAMIENTO)}$$

$$G_{bx} = \frac{\frac{47827}{500} + \frac{47827}{600}}{\frac{32937 \times 2}{700}} = 1.86$$

$$G_{Ay} = 1.00 \text{ (EMPOTRAMIENTO)}$$

$$G_{by} = \frac{\frac{56822}{500} + \frac{56822}{600}}{\frac{14117}{560}} = 8.26$$

$$\text{Por tablas : } K_x = 1.43 ; K_y = 1.85$$

$$L_{ex} = K_x \cdot L = 1.43 (600) = 858 \text{ cm.}$$

$$L_{ey} = K_y \cdot L = 1.85 (600) = 1110$$

$$\frac{L_{ex}}{r_x} = \frac{858}{16.72} = 51.32 \quad F_a = 1284 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ey}}{r_y} = \frac{1110}{15.34} = 72.36 \quad F_a = 1140 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{RISE}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{77840 \text{ kg}}{203.20 \text{ cm}^2} \quad F'e = 2023 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_a = 383.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{296000}{2392} = 124.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'e = 2023 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = F_{by} = 0.6 F_y = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{383.1}{1140} + \frac{0.85(402.70)}{(1 - \frac{383.1}{2023})1520} + \frac{0.85(124.6)}{(1 - \frac{383.1}{2023})1520} = 0.7$$

REVISIÓN DE LA COLUMNA TIPO QUE SOPORTARÁ A LA TRABE CARRIL DEL NIVEL + 118.000 + 131.000 LOCALIZADA EN LOS EJES B y C COLUMNA EJE 3

NOTA: Esta columna se revisará bajo dos longitudes de diseño

MOMENTOS Y CARGAS
AXIALES POR EFECTO
GRAVITACIONAL

$$M_x = 3.60$$

$$M_y = 0.596$$

$$P_x = 11.63$$

$$P_y = 6.93$$

MOMENTOS Y CARGAS
AXIALES POR SISMO

$$M_x = 2.41$$

$$M_y = 1.4$$

$$P_x = 0.551$$

$$P_y = 0.448$$

COMBINACIONES DE DISEÑO
SENTIDO X

			RIGEN
(M _{ycg} + M _y sismo) 0.75	= (0.596 + 1.4) 0.75	= 1.497 ;	1.497 T-M
(M _{xcg} + 0.3 M _x sismo) 0.75	= (3.6 + 0.3(2.41)) 0.75	= 3.243 ;	3.6 T-M
(P _{ycg} + P _y sismo) 0.75	= (6.93 + 0.448) 0.75	= 5.564 ;	6.93 Tons.
(P _{xcg} + 0.3 P _x sismo) 0.75	= (11.63 + 0.3(0.551)) 0.75	= 8.85 ;	11.63 Tons.

SENTIDO Y

(M _{xcg} + M _x sismo) 0.75	= (3.6 + 2.41) 0.75	= 4.51 ;	4.51 T-M
(M _{ycg} + 0.3 M _y sismo) 0.75	= (0.596 + 0.3(1.4)) 0.75	= 0.762 ;	0.762 T-M
(P _{xcg} + P _x sismo) 0.75	= (11.63 + 0.551) 0.75	= 9.136 ;	11.63 Tons.
(P _{ycg} + 0.3 P _y sismo) 0.75	= (6.93 + 0.3(0.448)) 0.75	= 5.3 ;	6.93 Tons.

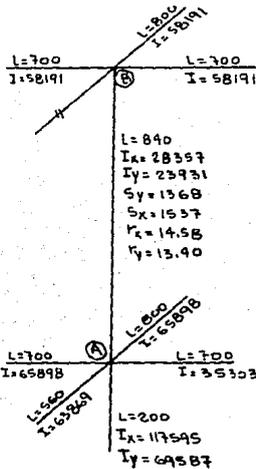
Para diseño rige la 2a. condición.

Por lo tanto los momentos y cargas de diseño son:

$$M_x = 4.51 \text{ T-M}$$

$$M_y = 0.762 \text{ T-M}$$

$$P_x + P_y = 11.63 + 6.93 = 18.56 \text{ Tons.}$$



$$G_{Ax} = \frac{23931}{840} + \frac{69587}{200} = 2,6$$

$$= \frac{65898}{700} + \frac{35303}{700}$$

$$G_{Bx} = \frac{23931}{840} = 0.17$$

$$= \frac{58191}{700} (2)$$

$$G_{Ay} = \frac{28357}{840} + \frac{117595}{200} = 3.16$$

$$= \frac{65898}{800} + \frac{63869}{560}$$

$$G_{By} = \frac{28357}{840} = 0.46$$

$$= \frac{58191}{800}$$

$$K_x = 1.4 ; L_{ex} = L \cdot K_x = 840 \times 1.4 = 1176 \text{ cm}$$

$$K_y = 1.47 ; L_{ey} = L \cdot K_y = 840 \times 1.47 = 1235 \text{ cm}$$

2a. LONGITUD DE DISEÑO

Comparando las longitudes efectivas de las 2 condiciones vemos que la longitud efectiva que rige es de $L_{ey} = 2520$ ya que las otras variables se mantienen igual en la 2a. condición.

DISEÑO DE LA COLUMNA CRITICA PARA EL MARCO EJE A = EJE C

COL. 5 DEL ENTREPISO 1

MOMENTOS Y CARGAS AXIALES ACTUANTES POR CARGAS GRAVITACIONALES (CG)

$$M_x = 1.0 \text{ T-M}$$

$$M_y = 0.09 \text{ T-M}$$

$$P_x = 40.1 \text{ Tons.}$$

$$P_y = 37.74 \text{ Tons.}$$

MOMENTOS Y CARGAS AXIALES POR SISMO

$$M_x = 13.35 \text{ T-M}$$

$$M_y = 12.95 \text{ T-M}$$

$$P_x = 2.13 \text{ Tons.}$$

$$P_y = 8.4 \text{ Tons.}$$

COMBINACIONES DE DISEÑO SENTIDO X

$$(M_{ycg} + M_y \text{ sismo}) 0.75 = (0.09 + 12.95) 0.75 = 9.78 \text{ RIGE}$$

$$(M_{xcg} + 0.3 M_x \text{ sismo}) 0.75 = (1.0 + 0.3(13.35)) 0.75 = 3.75 \text{ RIGE}$$

$$(P_{ycg} + P_y \text{ sismo}) 0.75 = (37.74 + 8.4) 0.75 = 34.61 ; 37.74 \text{ RIGE}$$

$$(P_{xcg} + 0.3 P_x \text{ sismo}) 0.75 = (40.1 + 0.3(2.13)) 0.75 = 30.55 ; 40.1 \text{ RIGE}$$

$$P_x = 17.83$$

$$P_y = 17.83$$

$$P_x = 3.321$$

$$P_y = 3.321$$

COMBINACIONES DE DISEÑO
SENTIDO X = SENTIDO Y

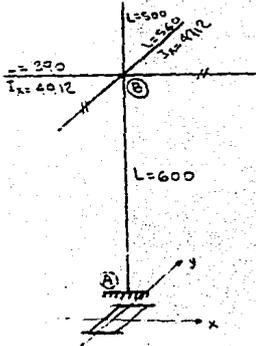
$$\begin{aligned} (M_{ycg} + M_y \text{ sismo}) 0.75 &= (0.429 + 5.24) 0.75 = 4.25 \text{ T-M RIGE} \\ (M_{xcg} + 0.3 M_x \text{ sismo}) 0.75 &= (0.429 + 0.3(5.24)) 0.75 = 1.50 \text{ T-M RIGE} \\ (P_{ycg} + P_y \text{ sismo}) 0.75 &= (17.83 + 3.321) 0.75 = 15.86 \text{ Tons. } 17.83 \text{ RIGE} \\ (P_{xcg} + P_x \text{ sismo}) 0.75 &= (17.83 + 3.321) 0.75 = 15.86 \text{ Tons. } 17.83 \text{ RIGE} \end{aligned}$$

Momentos y cargas de diseño:

$$M_x = 1.50 \text{ T-M}$$

$$M_y = 4.25 \text{ T-M}$$

$$P = 17.83 + 17.83 = 35.66$$



Se propone 4 I 300 x 9.5

$$\begin{aligned} I_x &= 17979 \\ I_y &= 14743 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 1127 \\ S_y &= 983 \\ r_x &= 12.5 \\ r_y &= 11.36 \\ A &= 114.3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Eje x

$$G_{Ax} = 1.00 \text{ (EMPOTRAMIENTO)}$$

$$G_{Bx} = \frac{\frac{14743}{500} + \frac{14743}{600}}{\frac{4912}{290}} = 3.20$$

$$K_x = 1.58$$

$$L_{ex} = 1.58 \times 600 = 948 \text{ cm.}$$

Eje y

$$G_{Ay} = 1.00 \text{ (EMPOTRAMIENTO)}$$

$$G_{By} = \frac{\frac{17979}{500} + \frac{17979}{600}}{\frac{4912}{560}} = 7.50$$

$$K_y = 1.82$$

$$L_{ey} = 1.82 \times 600 = 1092$$

$$\frac{L_{ex}}{r_x} = \frac{948}{12.5} = 75.84$$

Fa

$$\frac{L_{ey}}{r_y} = \frac{1092}{11.36} = 96.13$$

$$F_a = 948 \text{ kg/cm}^2 \quad F'e = 1138 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{35660}{114.5} = 312 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{312}{948} = 0.32$$

$$0.32 > 0.15 \text{ por lo tanto: } f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{150000}{1127} = 133.1$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{425000}{963} = 432.35$$

$$\frac{f_a}{F'_e} + \frac{c_m \cdot f_{bx}}{(1 - \frac{f_a}{F'_e}) F_{bx}} + \frac{c_m \cdot f_{by}}{(1 - \frac{f_a}{F'_e}) F_{by}} \leq 1.00$$

$$\frac{312}{948} + \frac{0.85(133.1)}{(1 - \frac{312}{1138})1520} + \frac{0.85(432.35)}{(1 - \frac{312}{1138})1520} = 0.76 ; 0.76 < 1.00$$

La sección trabajará al 76% de su capacidad

CONEXIONES

III.19 Los elementos estructurales constituidos por columnas y vigas, quedarán unidos por medio de conexiones rígidas soldadas aunque también pueden usarse remaches ó tornillos, se prefirió soldadura por las ventajas que presenta sobre los remaches que son entre otras:

- 1) TOTAL RIGIDEZ EN LA JUNTA
- 2) MAYOR RAPIDEZ EN LA EJECUCION EN EL TRABAJO
- 3) MAYOR ECONOMIA

En su caso más general las conexiones estarán sometidas a esfuerzos flexionantes (Momentos), cortantes y torsionantes, pero debido a la complejidad del cálculo de estos últimos, se evitaron transformándolos en esfuerzos equivalentes flexionantes. Por lo tanto las conexiones utilizadas unicamente trabajan:

- 1) PARA RESISTIR ESFUERZOS FLEXIONANTES Y CORTANTES
- 2) PARA RESISTIR UNICAMENTE ESFUERZOS CORTANTES.

Las variantes que se pueden presentar en las conexiones son las siguientes.



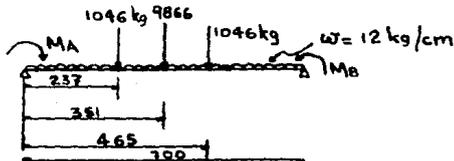
A = Elemento que recibe

B = Elemento que llega

Cálculo de las dimensiones de la soldura de una conexión.

Sea la viga localizada en el 4º nivel del marco longitudinal eje C = Eje A tramo 5-6

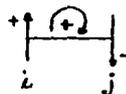
Cargas actuantes en la viga idealizada

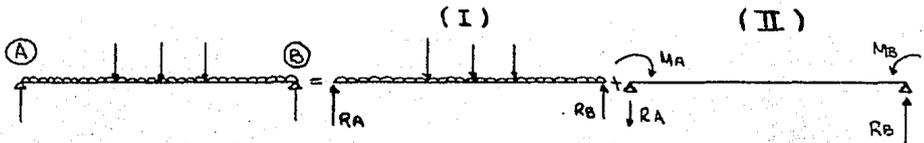


Acotación en cms.

Como se puede ver:

Convención de signos





Los momentos A y B ya se calcularon y son los sigs.

$$MA = + 16.8 \text{ T-M}$$

$$MB = - 13.2 \text{ T-M}$$

Cálculo de las reacciones RA y RB en I:

$$RA = 10.162 \text{ Tons.}$$

$$RB = 10.196 \text{ Tons.}$$

Cálculo de las reacciones en II

$$RA = -RB = \frac{16.8 - 13.2}{7.00} = 0.50 \text{ Tons.}$$

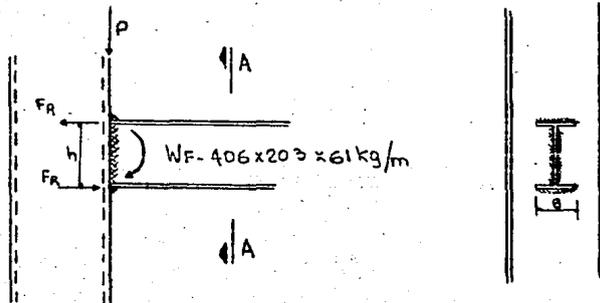
Reacciones Finales

$$RAT = 10.162 - 0.5 = + 9.7 \text{ Tons.}$$

$$RBT = 10.196 + 0.5 = + 10.7 \text{ Tons.}$$

Ahora ya se tienen los datos para calcular las conexiones en los extremos de la viga, las cuales serán del tipo conexión por momento - corte (a tope y con holgura)

Cálculo para utilizar soldadura de Filete



$$P = 9.7 \text{ Tons.}$$

$$M = 16.8 \text{ Tons.}$$

Corte A-A

A) CALCULO DE LA SOLDADURA EN LOS PATINES

1º Por equilibrio, el momento actuante debe ser igual al par formado por las fuerzas de tensión y compresión que actúan en los patines de la viga.

POR LO TANTO:

$$M_{act.} = FR (h)$$

Sustituyendo:

$$FR = \frac{M_{act.}}{h}$$

$$FR = \frac{1680000 \text{ kgs-cms}}{40.6}$$

$$FR = 41380 \text{ kgs.}$$

La soldadura de c/u de los patines, debe resistir dicha fuerza por lo tanto la resistencia (R) de la soldadura por unidad de longitud deberá ser:

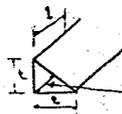
$$R = \frac{FR}{B} = \frac{41380}{20.3} = 2038 \text{ kgs/cms.}$$

Ahora bien;

$$R = 0.7071 (t) F_c$$

DONDE: t = Tamaño de la soldadura en cms,

F_c = Esfuerzo permisible de la soldadura E-70 = 1100 kg/cm^2
dicho esfuerzo se considerará a cortante en todos los ca
sos.



Garganta de la soldadura = $0.7071 (t)$

Despejando (t)

$$t = \frac{R}{0.7071(F_c)} = \frac{2038 \text{ kgs/cm}}{0.7071(1100 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$t = 2.62 \text{ cms.}$$

Este sería el espesor necesario, pero por especificación el mismo no deberá ser mayor que el espesor menor de las dos piezas a unir. Tales espesores son:

Para la viga WF — El espesor del patin = 1.27 cms.

La columna formada por 4 II de 400 x 1.59 cms.

Y como $2.62 > 1.27$; este tamaño de soldadura no es aceptable por lo tanto, para los patines se usará soldadura de penetración y se considera ésta tiene la misma resistencia que el material base por lo que deberá cumplir únicamente con las especificaciones para su uso como son:

- Que el espesor máximo de soldadura no deberá exceder al espesor mínimo de las piezas a unir.
- La soldadura dependerá del tipo de preparación de las piezas a unir como pueden ser en paralelo, V sencilla, V doble, U etc.

En nuestro caso se utilizó bisel (V) y la tabla III del (MANUAL MONTERREY PAG. 45), que recomienda utilizar una soldadura comprendida en el rango de 5 mm. hasta 7 mm. Este rango esta en función de los espesores de las piezas que forman la junta. Se escogió la de 6 mm.

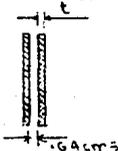
B) CALCULO DE LA SOLDADURA EN EL ALMA

La soldadura en el alma tiene como función el resistir la fuerza cortante actuante en el extremo de la viga. (Fuerza P)

$P = 9700 \text{ kgs.}$

Idealización de la soldadura de chaflán utilizada en la junta.

$t =$ Espesor de la soldadura



$L =$ Longitud de la soldadura.

La máxima soldadura que puede colocarse de acuerdo a los espesores de los elementos que forman la junta es $t = 0.6 \text{ cms.}$ y la mínima es de 0.5 cms. según lo especificado en la tabla III del MM.

Suponiendo un espesor de 0.5 cms.

$R =$ Resistencia de la soldadura por c/cm. del cordón.

$R = 0.707 (t) F_c$

$R = 0.707 \times 0.5 \times 1100$

Se usará soldadura E-70

$R = 389 \text{ kgs/cm}$

$L =$ Longitud necesaria de soldadura.

$L = \frac{9700 \text{ kgs.}}{389 \text{ kgs/cm.}} = 25 \text{ cms.}$

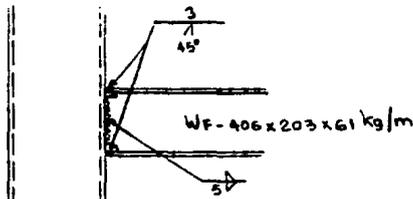
Por lo tanto la longitud por c/lado será $= \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cms.}$

De acuerdo a lo especificado en el (MM PAG. 45), la longitud mínima efectiva de una soldadura de chaflán es de 4 veces la dimensión de la misma.

ó sea : $L \text{ mín.} = 4(0.5 \text{ cms.}) = 2 \text{ cms.}$

Cómo se puede ver se cumple con la especificación.

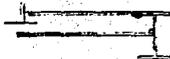
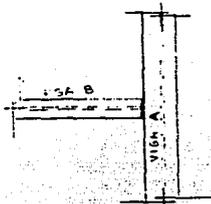
Finalmente la conexión queda de la manera siguiente.



En esta estructura, los elementos están unidos de dos maneras.

Viga a Columna y Viga a Viga.

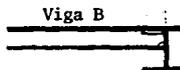
En el tipo Viga-Columna, estará sometida la unión a momento y a cortante, en el tipo Viga a Viga actuará solamente fuerza cortante, salvo en aquellos casos en que una de las vigas absorba el momento que le induce la otra.



Idealización de la viga con momento torsionante.



ξ Viga A

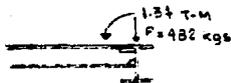


Viga B

La viga B absorberá como momento flexionante, el momento torsionante que actúa en la viga A

EJEMPLO:

Cálculo de la soldadura en la unión
(Viga que soporta a los equipos EA-317)



NOTA: El diseño en realidad se reduce en -- calcular la soldadura en el alma (Filete), ya que en el patín se utiliza soldadura de penetración.

CAPITULO
IV
ANALISIS Y DISEÑO
DE LA CIMENTACION

IV ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION
IV.1. BASES DE COLUMNAS

Requerimientos Básicos

Las placas base son requeridas sobre los extremos de las columnas para aumentar la distribución uniforme de la carga de compresión concentrada (P) de la columna, sobre un área mayor del material que soporta a ésta.

La placa base es dimensionada sobre la suposición que la porción extrema de ésta, actúa como una viga en cantiliver cuyo empotramiento incide justamente en el extremo de la columna. La carga flexionante hacia arriba sobre la viga en cantiliver es considerada que será uniforme e igual a la variación de presión del material de soporte.

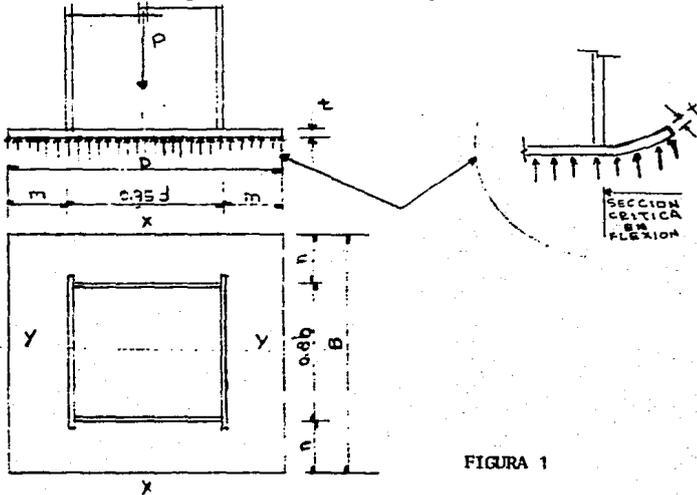


FIGURA 1

El A.I.S.C. sugiere el siguiente método para determinar los requerimientos de espesores de la placa de soporte, usando un esfuerzo máximo de flexión de $0.75 F_y$ (A.I.S.C.-Sec. 1. 5. 1. 4. 8):

- 1.- Determine el área mínima requerida de la placa base, $A = P/p$. La carga de la columna (p) es aplicada uniformemente a la placa base dentro de un área rectangular (sombreada en la fig. 1). Las dimensiones de esta área relativa a las secciones de la columna son dadas por las siguientes relaciones: $0.95 d$ y $0.8 b$.

La cimentación de mampostería se supone tiene una presión resistente uniforme (p) actuando sobre el área completa de la placa base ($A = Bx D$). Ver tabla 1 para valores permisibles de p .

- 2.- Determinadas las dimensiones de la placa base obtendremos ahora las correspondientes a m y n que son aproximadamente iguales.

3.- La determinación de las dimensiones m y n que son las proyecciones de la placa base indicadas fuera de la zona sombreada (en la figura 1) donde la carga (P) es aplicada.

$$m = 1/2 (D - 0.95 d)$$

$$n = 1/2 (B - 0.8 b)$$

4.- Usando el máximo de los valores de m ó n se resuelve para obtener el espesor requerido (t) de la placa base por una de las siguientes fórmulas.

$$t = m \sqrt{3 P/\sigma} \dots \dots \dots (1)$$

$$t = n \sqrt{3 P/\sigma}$$

TABLA 1

Resistencias permisibles de la mampostería.

Sobre piedra arenisca y piedra caliza	_____	p = 28 kg/cm ²
Sobre ladrillo y mortero cemento	_____	p = 18 kg/cm ²
Sobre el área total del soporte de concreto	_____	p = 0.35 f'c
Sobre 1/3 del área del soporte de concreto	_____	p = 0.375 f.c

Donde f'c es la resistencia del concreto a los 28 días.

Derivación de la Fórmula 1

La función primaria del espesor (t) de la placa es la de proveer la suficiente resistencia para el momento flexionante (M) sobre el extremo de la placa, justamente alrededor del área rectangular que está en contacto con la columna. Tratando este extremo (m ó n) como una viga en cantiliver con un momento máximo (M) en el empotramiento, que será el extremo de la columna, entonces:

Momento Flexionante:

$$M = p m^2/2 \quad \text{paralelo al eje x-x de la columna}$$

y

$$M = p n^2/2 \quad \text{paralelo al eje y-y de la columna}$$

donde el esfuerzo de flexión de la placa

$$\sigma = M/S$$

Suponiendo una franja unitaria tendremos que

$$s = 1 \cdot t^2/6 \quad \therefore \quad t^2 = 6S$$

y por sustitución

$$t^2 = 6M/\sigma = 6 p m^2/2\sigma = 3 p m^2/\sigma$$

y finalmente tendremos que:

$$t = m \sqrt{3 p / \gamma}$$

en forma similar se obtiene para n.

Ejemplo.- Sea una columna formada por 4 placas (A-36) de 0.35 mms; de espesor por 10 cms. de lado, la cual está sometida a una fuerza de compresión de 24 tons., y apoyada sobre un dado de concreto. Determinar el espesor de placa base requerido para soportar la carga dada.

De la tabla 1.- Esfuerzo permisible de la mampostería, se usará $p = 0.35 f'c$; supongamos que se trata de un concreto de $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ tendremos que según el procedimiento del A.I.S.C.

$$1. - A = P/p = \frac{24000}{0.35 (240)} = 285.7 \text{ cm}^2$$

2. - Si suponemos $B = D$ entonces

$$B = D = \sqrt{285.7} = 17 \text{ cms.}$$

$$3. - m = \frac{1}{2} (D - 0.95 d) = \frac{1}{2} (17 - 0.95(10)) = 3.75 \text{ cm.}$$

$$n = \frac{1}{2} (B - 0.80 b) = \frac{1}{2} (17 - 0.80(10)) = 4.50 \text{ cm.}$$

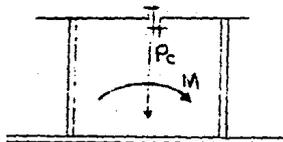
4. - $n > m$

$$t = n \sqrt{3 p / \gamma} = 4.5 \sqrt{\frac{3(240)(0.35)}{0.75(2530)}} = 1.64 \text{ cms.}$$

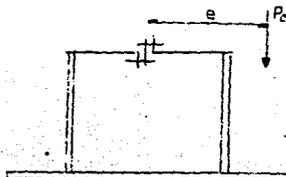
Propondremos de lo anterior una placa base de: $\text{E} - 3/4'' \times 8'' \times 8'' = \text{R} - 19 \times 203 \times 203 \text{ mm}$ (Dimensiones comerciales)

Placas Base para Columnas sometidas a carga axial y momento flexionante.

Quando un momento (M) es aplicado a una columna, también cargada con una fuerza axial de compresión (P_c), es muy conveniente expresar estas combinaciones de carga, como la misma fuerza axial (P_c) aplicada con alguna excentricidad (e) del eje neutro de la columna.



(a)



(b)

$$e = \frac{M}{P_c}$$

FIGURA 2

En cada representación hay una combinación de esfuerzo axial de compresión y esfuerzo de flexión actuando sobre la sección transversal de la columna (ver. figura 3).

Multiplicando estos esfuerzos por el ancho del patín (o por el espesor del alma) sobre los cuales los esfuerzos son aplicados tenemos la siguiente distribución a través de la profundidad de la columna.

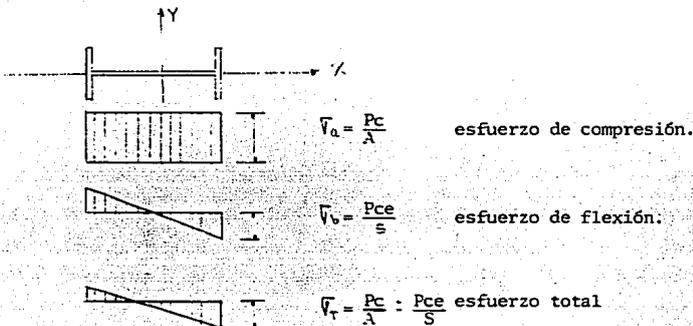


FIGURA 3

Esta fuerza es transferida a la placa base. (Ver figura 4). Esto supone que los patines de la columna son soldados directamente sobre la placa base.

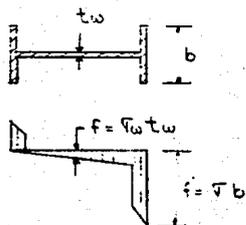


FIGURA 4

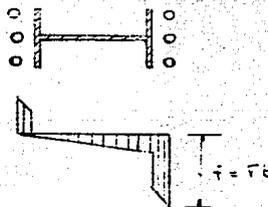


FIGURA 5

Si los tornillos de anclaje transfieren las fuerzas de tensión, entonces:

La excentricidad (e) es usualmente orientada dentro del plano del alma de la columna (ejes y-y). Como se muestra en la figura 3. De este modo los patines de la columna podrán tomar más de la fuerza resultante porque ellos tienen un área relativamente mayor en su sección transversal, además de que están localizados en las zonas de los esfuerzos más altos. (Ver figura 6).

Si la excentricidad (e) es menor o igual que D/6, no existirá levantamiento de la placa base con respecto a la superficie del soporte de mampostería. (ver. figura 7).

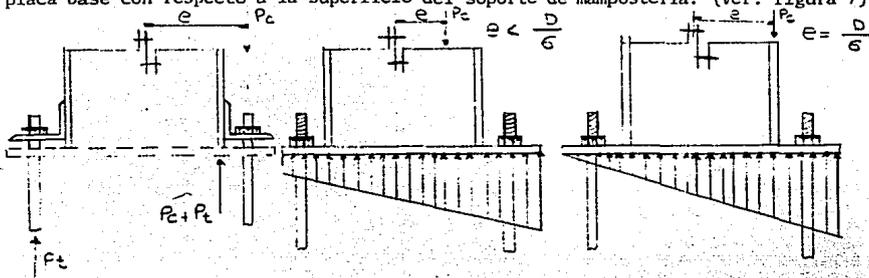


FIGURA 6

Entonces:

Módulo de sección de la placa

$$S = \frac{BD^2}{6} \quad A = BXD$$

Esfuerzo en la placa base

$$\sqrt{t} = \sqrt{1 \text{ compresión} \pm \sqrt{2} \text{ flexión}}$$

$$\sqrt{t} = \frac{P_c}{A} \pm \frac{P_c e}{S}$$

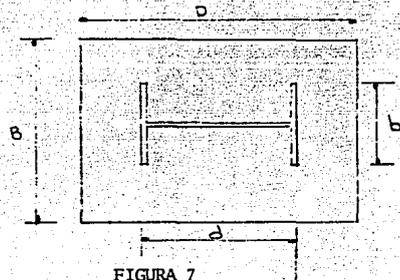


FIGURA 7

Quando la excentricidad (e) excede D/6 existe un levantamiento de la placa base, el cual debe ser resistido por el anclaje.

El esfuerzo resistente sobre el soporte de mampostería será máximo en el extremo de la placa resistente. Si se supone que los esfuerzos decrecen linealmente a lo largo de la placa por una distancia (Y); entonces existe una pregunta ¿Qué tan larga es esta distancia?

Un problema de análisis aproximado, trata esta sección como una viga de concreto re forzado.

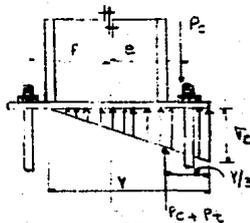


FIGURA 8

Método Básico (Si existe Levantamiento,

Existen tres ecuaciones y tres incógnitas

(Pt), (Y) y (Tc).

1.- $\sum V = 0$

$$1/2 Y \sqrt{c} B - Pt - Pc = 0$$

6 $Pc + Pt = \frac{\sqrt{c} Y B}{2} \dots \dots \dots (2a)$

y $\sqrt{c} = \frac{2(Pc + Pt)}{Y B} \dots \dots \dots (2b)$

donde: $\sqrt{c} = A$ la presión proporcionada por el soporte de mampostería.

2.- $\sum M = 0$ (Al rededor del eje neutro de la columna)

$$Pt f + (Pc + Pt) \left(\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} \right) - Pc e = 0$$

6 $Pc = - Pt \frac{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} + f}{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - e} \dots \dots \dots (3a)$

y $Pt = - Pc \frac{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - e}{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} + f} \dots \dots \dots (3b)$

3.- La representación del comportamiento elástico del soporte de concreto y el ancla.
(Ver Figura 9)

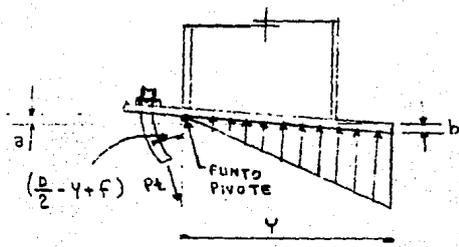


FIGURA 9

$$\frac{a}{b} = \frac{\frac{f}{c} a}{\frac{f}{c} c} = \frac{\sqrt{\frac{a}{c}} \frac{Ea}{c}}{\frac{f}{c} c}$$

$$= \frac{\sqrt{\frac{a}{c}}}{\frac{f}{c}} \frac{Ea}{c}$$

también

$$\sqrt{a} = \frac{Pt}{Aa}$$

y haciendo

$$n = \frac{Ea}{Ec}$$

entonces

$$\frac{a}{b} = \frac{\frac{Pt}{Aa}}{\frac{f}{c} n} = \frac{Pt}{Aa \sqrt{c} n}$$

y por triángulos semejantes

$$\frac{a}{b} = \frac{\frac{D}{2} - Y + f}{Y}$$

asi que

$$\frac{Pt}{Aa \sqrt{c} n} = \frac{\frac{D}{2} - Y + f}{Y}$$

6

Despejando a \sqrt{c}

$$\sqrt{c} = \frac{Pt Y}{Aa n \left(\frac{D}{2} - Y + f \right)} \dots \dots \dots (4)$$

Substituyendo la fórmula (4) en la fórmula (2a) tendremos:

$$Pc + Pt = \frac{Pt Y}{Aa n \left(\frac{D}{2} - Y + f \right)} \left(\frac{YB}{2} \right)$$

6

$$Pc + Pt = \frac{Pt Y^2 B}{2 Aa n \left(\frac{D}{2} - Y + f \right)} \dots \dots \dots (5)$$

Substituyendo la fórmula (3a) en la fórmula (5)

Siendo: $Ea = \frac{f a}{j a}$

$$Ec = \frac{f c}{j c}$$

donde:

Aa = Area total de los tornillos de anclaje a tensión

a = Esfuerzo en los tornillos de anclaje

a = Deformación unitaria en el ancla

Ea = Módulo de elasticidad de las anclas

y

c = Esfuerzo del soporte de concreto

c = Deformación unitaria en el concreto

Ec = Módulo de elasticidad del concreto

n = Relación modular de elasticidad, de acero al concreto

$$- Pt \frac{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} + f}{\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - e} + Pt = \frac{Pt Y^2 B}{2 Aa(\frac{D}{2} - Y + f)}$$

resolviendo para y

$$- 2nAa \left(\frac{D}{2} - Y + f\right) \left(\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} + f\right) + \left(\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - e\right) (2nAa) \left(\frac{D}{2} - Y + f\right) = Y^2 B \left(\frac{D}{2} - \frac{Y}{3} - e\right)$$

desarrollando:

$$\begin{aligned} & - \frac{n Aa D^2}{2} + \frac{4n Aa DY}{3} - 2n Aa Df - \frac{2n Aa Y^2}{3} + \frac{8n Aa fY}{3} - 2n Aa f^2 + \frac{n Aa D^2}{2} - \frac{4n Aa DY}{3} - \\ & - n Aa De + \frac{2n Aa Y^2}{3} + 2n Aa eY + n Aa Df - \frac{2n Aa fY}{3} - 2n Aa ef = \frac{BD}{3} Y^2 - \frac{B}{3} Y^3 - Be Y^2 \end{aligned}$$

Esto se reduce a:

$$Y^3 + 3 \left(e - \frac{D}{2}\right) Y^2 + \frac{6n Aa}{B} (f + e) Y - \frac{6n Aa}{B} \left(\frac{D}{2} + f\right) (f + e) = 0 \dots \dots \dots (6)$$

ó simplificandola para su uso repetitivo:

$$K_1 = 3 \left(e - \frac{D}{2}\right)$$

$$K_2 = \frac{6n Aa}{B} (f + e)$$

$$K_3 = - K_2 \left(\frac{D}{2} + f\right)$$

entonces:

$$Y^3 + K_1 Y^2 + K_2 Y + K_3 = 0 \dots \dots \dots (7)$$

Existen diferentes caminos para la solución de esta ecuación cúbica, uno de ellos es suponer diferentes valores y graficarlos; podríamos dar valores de "y" = 9, 10, etc. y leyendo los valores de "y" sobre la gráfica, ver donde aproximadamente la curva cruza por cero.

Habiendo encontrado la longitud efectiva resistente (Y); entonces puede aplicarse la fórmula (3b) para obtener la fuerza de tensión (Pt) en las anclas.

La fórmula (2b) nos dará la cantidad de esfuerzo resistente en el soporte de mampostería.

Alternativa del Método Corto

Otra aproximación para determinar la longitud resistente efectiva (Y), involucrando un menor trabajo; supone la misma distribución triangular de las fuerzas resistentes del soporte de mampostería en contraste con la resistencia de la placa. De aquí que el centro de gravedad del triángulo o de la fuerza concentrada representante de este triángulo, se supondrá en el punto del patín de la columna donde se encuentra concentrada la fuerza de compresión (ver figura 10), de esta suposición se desprende que la distancia del patín de compresión a la orilla de la placa resistente será igual a $1/3$ de la longitud efectiva resistente (Y).

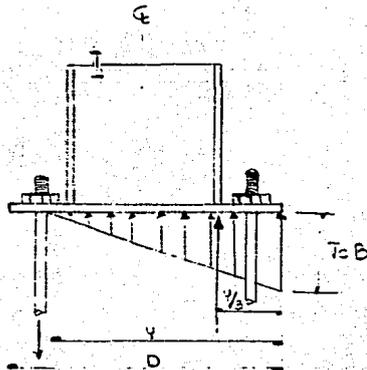
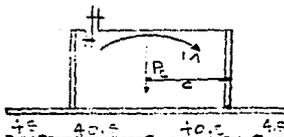


FIGURA 10

DATOS PARA EL DISEÑO DE LA PLACA BASE DE LA COLUMNA TIPO UTILIZADA EN EL EJE "B"

$$\begin{aligned} M &= 1013000 \text{ kgs-cm} \\ P_c &= 220170 \text{ kgs.} \\ D &= B = 90 \text{ cms.} \\ F_y &= 2320 \text{ kg/cms}^2 \\ C &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$



$$e = \frac{M}{P} = \frac{1013000}{220170}$$

$$e = 4.6 \text{ cms.}$$

$$\frac{D}{6} = \frac{90}{6} = 15$$

Como $e < \frac{D}{6} \Rightarrow$ No existira levantamiento de la placa base con respecto a la superficie del soporte de mamposteria.

Esfuerzos en la placa base

$$\sqrt{t} = \sqrt{1} \text{ compresión} \pm \sqrt{2} \text{ flex}$$

$$\sqrt{t} = \frac{P_c}{A} \pm \frac{P_c \cdot e}{S}$$

$$P_c = 220170 \text{ kgs.}$$

$$A = B * D = 90 * 90 = 8100 \text{ cms}^2$$

$$P_c \cdot e = 220170 * 4.6 = M = 1013000 \text{ kgs-cm.}$$

$$S = \frac{BD^2}{6} = \frac{90(90)^2}{6} = 121500 \text{ cm}^3$$

$$\therefore \sqrt{t} = \frac{220170 \text{ kgs}}{8100 \text{ cm}^2} \pm \frac{1013000 \text{ kg-cm}}{121500 \text{ cm}^3}$$

$$\bar{t} = 27.18 \pm 8.34$$

$$\sqrt{t} = 35.52 \text{ kg/cm}^2$$

Como $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$; $\sqrt{c} \text{ perm.} = 0.35 f'c = 84 \text{ kg/cm}^2$

$\sqrt{c} \text{ perm.} > \sqrt{t} \text{ act. BIEN}$

Calculando ahora el espesor de la placa base

Suponiendo una franja unitaria

$$S = \frac{1 \cdot t^2}{6}$$

$$t = \sqrt[3]{6S}$$

$$\text{Pero } \sqrt{s} = \frac{M}{S}$$

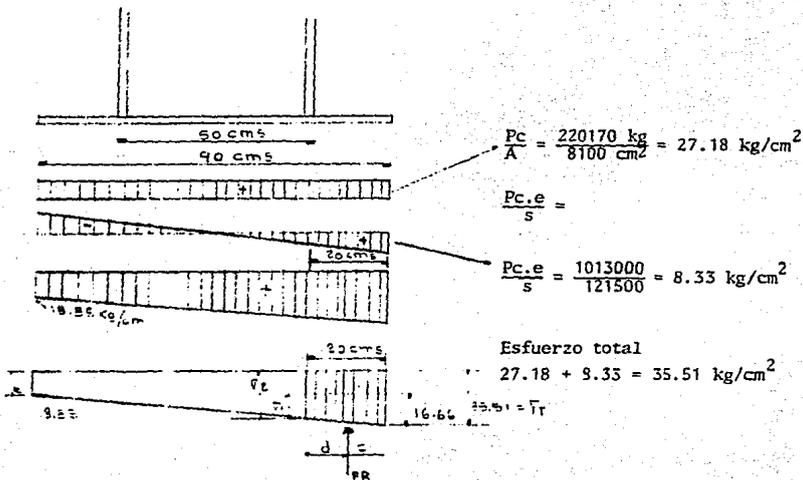
$$S = \frac{M}{\sqrt{s}}$$

Entonces:

$$t = \frac{0.01}{\sqrt{s}}$$

Donde $\sqrt{s} = 0.75(2530)$

OBTENCION DEL MOMENTO ACTUANTE EN LA PLACA



$$\frac{16.66}{90} = \frac{\sqrt{1}}{70}$$

$$\sqrt{1} = \frac{16.66(70)}{90}$$

$$\sqrt{1} = 12.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sqrt{2} = 18.85 + 12.96$$

$$= 31.81 \text{ kg/cm}^2$$

La fuerza en el bloque de esfuerzos es el volumen del mismo y estara colocada a una distancia "d"

$$c = \frac{1}{3}(20) \left(\frac{2\sqrt{2} + \sqrt{1}}{\sqrt{2} + \sqrt{1}} \right)$$

$$= \frac{1}{3}(20) \left(\frac{2(31.81) + 35.51}{31.81 + 35.51} \right)$$

$$= 9.816$$

$$\therefore d = 20 - 9.816$$

$$d = 10.18 \text{ cms.}$$

Y la fuerza vale (para una profundidad unitaria)

$$F = \text{Volumen de esfuerzos} = A(1)$$

$$= \frac{1}{2}(20)(\sqrt{2} + \sqrt{T})(1)$$

$$= \frac{1}{2}(20)(31.81 + 35.51)(1)$$

$$F = 673.2 \text{ kgs.}$$

Entonces el momento es:

$$M = Fd$$

$$= 673.2(10.18)$$

$$= 6855 \text{ kg-cm}$$

El espesor de la placa base sera entonces

$$t = \sqrt{\frac{6M}{\gamma S}}$$

$$= \sqrt{\frac{6(6855)}{0.75(2530)}}$$

$$t = 4.655 \text{ cms.}$$

Como el espesor de la placa base es muy grande, se propone reducirla a E de 38.1 mm de espesor usando cartabones a base de placas de 15.9 mm.

Determinación de la zona de influencia del cartabon (h)

Suponiendo $45^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$

$$\alpha = \text{Arc. Tg.} \frac{20}{(20 - 2)}$$

$$\alpha = 48^\circ$$

$$B = 180^\circ - (48^\circ + 60^\circ)$$

$$B = 72^\circ$$

$$\frac{20}{\text{SEN } 72^\circ} = \frac{X}{\text{SEN } 48^\circ}$$

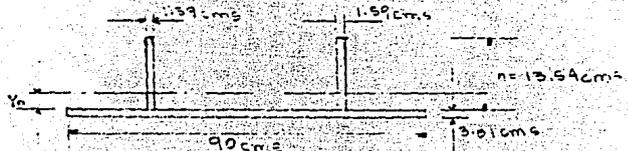
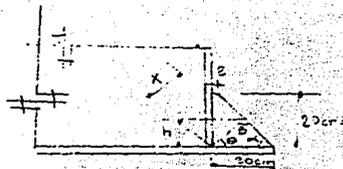
$$\therefore X = \frac{20(\text{SEN } 48^\circ)}{\text{SEN } 72^\circ}$$

$$X = 15.63 \text{ cms.}$$

Por lo que

$$h = 15.63 \text{ SEN } 60^\circ$$

$$h = 13.54 \text{ cms.}$$



Para encontrar el área total, Y centroidal Y momentos de inercia de la sección compuesta, se llena la sig. tabla.

SECCION	A cm ²	Y cms	M Kg-cm	Iy cm ⁴	Ig cm ⁴
3.81 X 90	342.9	1.905	653.22	1244.4	414.8
1.59(2) x 13.54	43.06	10.58	455.57	4820	657.8
$\Sigma A = 385.96$		$\Sigma Y = 1108.8$		$\Sigma I = 7137$	

$$Y_n = \frac{\Sigma M}{\Sigma A} = \frac{1108.8}{385.96} = 2.87$$

$$I_n = I_y + I_g - \frac{(\Sigma M)^2}{\Sigma A}$$

$$= 7137 - \frac{(1108.8)^2}{385.96}$$

$$I_n = 3952 \text{ cm}^4$$

Ahora los módulos de sección serán entonces:

$$S_1 = \frac{3952 \text{ cm}^4}{2.87 \text{ cm}} = 1377 \text{ cm}^3 ; S_2 = \frac{3952 \text{ cm}^4}{(15.54 + 3.81) - 2.87} = 273 \text{ cm}^3$$

$$\bar{v}_1 \text{ calc.} = \frac{MB}{S_1} = \frac{6853(90)}{1377} = 448 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{v}_2 \text{ calc.} = \frac{MB}{S_2} = \frac{6853(90)}{1.33(273)} = 1698.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{v} \text{ permisible} = 0.75 F_y = 0.75(2530) = 1897 \text{ kg/cm}^2$$

Como $\bar{v} \text{ perm.} > \bar{v} \text{ calc.}$

DISENO DE LA PLACA BASE UTILIZADA EN LA COLUMNA TIPO EJE 8

Columna formada por 4 placas 9.5 * 300 * 300 mm.

Placa base propuesta por predimensionamiento E - 480 * 480 mm.

DATOS:

$$M = 425000 \text{ kg-cm}$$

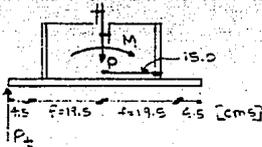
$$P = 35660$$

$$D = \text{Largo de la placa} = 48 \text{ cms.}$$

$$B = \text{Ancho de la placa} = 48 \text{ cms.}$$

$$F_y = 2320 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$



$$e = \frac{M}{P}$$

$$= \frac{425000}{35660}$$

$$= 11.92 \text{ cms.}$$

$$\frac{D}{6} = \frac{48}{6} = 8$$

$$e > \frac{D}{6} \quad \text{Existe levantamiento}$$

$$f = 48/2 - 4.5 = 19.5 \text{ cms.}$$

Aplicando el método aproximado, y sacando momento en A

$$\sum MA = 35660(15.0) - Pt(34.5) - 425000 = 0$$

$$Pt = \frac{35660(15) - 425000}{34.5}$$

$$Pt = 3185.5$$

$$\text{Como } Pt = 2320 Aa$$

$$\therefore Aa = \frac{3185.5}{2320}$$

$$= 1.373 \text{ cm}^2$$

Ahora aplicando el método exacto

$$K_1 = 3(e - D/2) = 3(11.92 - 48/2) = - 36.24$$

$$K_2 = 6n Aa(f + e)/B = 6(10)(1.373)(19.5 + 11.92)/48 = 53.925$$

$$K_3 = - K_2(D/2 + f) = - 53.925(48/2 + 19.5) = - 2345.74$$

La ecuación cúbica queda de la sig. manera

$$Y^3 + K_1 Y^2 + K_2 Y + K_3 = 0$$

$$Y^3 - 36.24 Y^2 + 53.925 Y - 2345.74 = 0$$

Graficando esta ecuación del 3er. grado, se encuentra la longitud efectiva resistente "Y" donde:

$$Y = 36.52 \text{ cms.}$$

Ahora substituyendo los valores en la sig. ecuación.

$$P_t = -p \frac{D/2 - Y/3 - 3}{D/2 - Y/3 + f}$$

$$= -35660 \frac{48/2 - 36.52/3 - 11.92}{48/2 - 36.52/3 + 19.5}$$

$$= 106.24$$

Por lo que para obtener el área de acero

$$A_a = \frac{P_t}{\sigma_a}$$

$$= \frac{106.24}{2320} = 0.046 \text{ cm}^2$$

Como se puede ver es poca el área de acero requerida para tensión ya que la placa esta sujeta a compresión principalmente.

Cálculando ahora el espesor de la placa

$$\sqrt{c} = \frac{2(P + P_t)}{Y_B} = \frac{2(35660 + 106.24)}{36.52(48)} = 40.81 \text{ kg/cm}^2$$

Como $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$; c permisible = $0.35 f'c = 0.35(240) = 84 \text{ kg/cm}^2$
 $84 \text{ kg/cm}^2 > 40.81 \text{ kg/cm}^2$ BIEN

$$\frac{\sqrt{c}}{Y} = \frac{\sqrt{c_2}}{a}$$

$$\therefore \sqrt{c_2} = \frac{a \sqrt{c}}{Y} = \frac{9(40.81)}{36.52} = 10.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sqrt{c_1} = 40.81 - 10.06 = 30.75 \text{ kg/cm}^2$$

Momento en la placa base

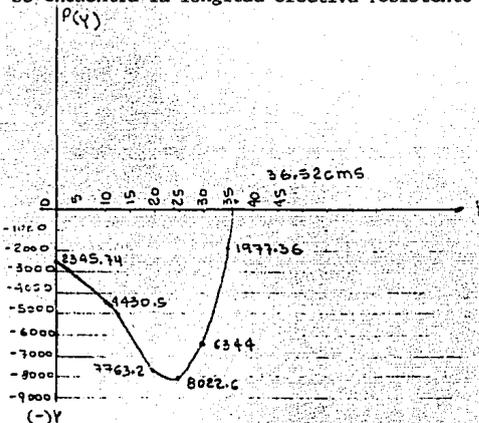
(Del bloque de esfuerzos a compresión)

$$M = \frac{\sqrt{c_1} a^2}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{c_2} a^2$$

$$= \frac{30.75(9)^2}{2} + \frac{10.06(9)^2}{3}$$

$$= 1517 \text{ kgs-cm.}$$

Suponiendo una franja unitaria



$$S = \frac{1(t)^2}{6}$$

$$t = \sqrt{6 S}$$

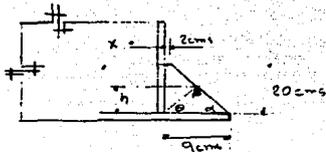
$$\text{Como } \sqrt{s} = \frac{M}{S} ; S = \frac{M}{\sqrt{s}}$$

$$\text{Por lo tanto } t = \sqrt{\frac{6 M}{\sqrt{s}}}$$

$$t = \sqrt{\frac{6(1517 \text{ kg-cm})}{0.75(2530)}}$$

$$t = 2.19 \text{ cms}$$

El espesor de la placa será entonces de 22 mm. Podemos usar cartabones y disminuir el espesor de esta placa.



Proponiendo el espesor $t = 15.9 \text{ mm}$. Para placa base y cartabones a base de placa de 9.5 mm .

La zona de influencia del cartabón (h) es rejida por la variación del ángulo θ el cual varía entre los sigs. límites.

$$45^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$$

Suponiendo que $\theta = 60^\circ$

$$\alpha = \text{Arc. Tg } \frac{20}{(9 - 2)} = 70.71^\circ$$

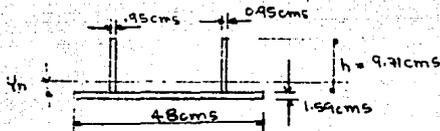
$$B = 180^\circ - (70.71^\circ + 60^\circ) = 49.29^\circ$$

$$\frac{9}{\text{SEN } 49.29^\circ} = \frac{X}{\text{SEN } 70.71^\circ} \therefore X = \frac{9 \text{ SEN } 70.71^\circ}{\text{SEN } 49.29^\circ} = 11.21 \text{ cms.}$$

Por lo que

$$h = 11.21 (\text{SEN } 60^\circ)$$

$$h = 9.71 \text{ cms.}$$



Para encontrar el área total, eje centroidal, momentos Y MD momentos de inercia de la sección compuesta, se llena la sig. tabla.

SECCION	A ₂ cm ²	Y cm	M kg-cm	I _y cm ⁴	I _g cm ⁴
1.59 x 48	76.32	0.795	60.674	48.236	16.08
(0.95(2) x 9.71	18.45	6.445	118.91	766.375	145
$\Sigma A = 94.77$		$\Sigma M = 179.584$		$\Sigma I = 975.7$	

$$\frac{1.59}{2} = 0.795 \quad ; \quad 0.795(76.32) = 60.674 \quad ; \quad 60.674(0.795) = 48.236 \quad ; \quad \frac{bh^3}{12} = \frac{48(1.59)^3}{12} = 16.08$$

$$\frac{9.71}{2} + 1.59 = 6.445 \quad ; \quad 6.445(18.45) = 118.91 \quad ; \quad 118.91(6.445) = 766.375 \quad ; \quad \frac{bh^3}{12} = \frac{.95(2)(9.71)^3}{12} = 145$$

$$I_n = I_y + I_g - \frac{(\Sigma M)^2}{\Sigma A} \quad ; \quad Y_n = \frac{\Sigma M}{\Sigma A} = \frac{179.584}{94.77} = 1.895 \text{ cms.}$$

$$I_n = 975.7 - \frac{179.584^2}{94.77} = 635.4 \text{ cm}^4$$

Ahora los modulos de sección serán entonces:

$$S_1 = \frac{635.4 \text{ cm}^4}{9.71} = 335.3 \text{ cm}^3 \quad ; \quad S_2 = \frac{635.4}{(9.71 + 1.59) - 1.895} = 67.56 \text{ cm}^3$$

$$\sqrt[3]{\text{calc.}} = \frac{MB}{S} = \frac{(48)1517 \text{ kg-cm}}{335.3 \text{ cm}^3} = 217.2 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \sqrt[3]{2} = \frac{48(1517)}{1.33(67.56)} = 810.4$$

$$\sqrt[3]{\text{perm.}} = 0.75 \sqrt[3]{y} = 0.75(2530) = 1897 \text{ kg/cm}^2$$

Como $\sqrt[3]{\text{perm.}} > \sqrt[3]{\text{calc.}} \Rightarrow$ BIEN

IV.2. CIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA

La cimentación de una estructura es el grupo de elementos estructurales que la soportan. Estos se sitúan a niveles inferiores del piso y tienen como propósito fundamental el distribuir las cargas de modo que no se exceda la capacidad de carga permisible del terreno.

Existen dos tipos de cimientos que a su vez se dividen en subgrupos.

- 1.) CIMIENTOS ANPLIOS: Se utilizan para distribuir cargas considerables sobre una gran área del suelo con el fin de reducir la intensidad de la fuerza por unidad de área en forma tal que el suelo pueda soportar adecuadamente a la estructura.
- 2.) CIMIENTOS SOBRE PILOTES: Se utilizan para transmitir cargas grandes a los pilotes individuales. Los pilotes transmiten las cargas a niveles inferiores por medio de "FRICCIÓN" entre el suelo y la superficie del pilote y por "TRANSMISIÓN POR LA PUNTA" del pilote sobre estratos densos del suelo en su parte inferior.

Estos dos grupos se pueden subdividir en :

CIMIENTOS AISLADOS: Estos soportan la carga de una sola columna. La cimentación para una estructura puede estar compuesta de varios cimientos aislados y además otros tipos de cimientos.

LOS CIMIENTOS PARA MÚLTIPLES COLUMNAS O COMBINADOS: Soportan dos ó más columnas y -- actúan como una viga ó losa que descansa sobre el suelo ó sobre pilotes.

A continuación se ilustran los tipos de cimientos de mayor utilización en la práctica. Estos pueden usarse con ó sin pilotes.

Es necesario hacer notar que es el terreno en donde se desplantara la estructura, el que determinará el tipo de cimentación que se va a utilizar, ya que cada terreno tendrá una capacidad de carga permisible de acuerdo a sus características fisicoquímicas.

Para este trabajo, nos basamos en la siguiente tabla que nos proporcionan valores -- promedio recopilados de varios reglamentos de construcción.

TIPO DE SUELO	CAPACIDAD DE CARGA PERMISIBLE (TON/M ²)
TERRENO ALUVIAL	5
ARCILLA SUAVE	10
ARCILLA FIRME	20
ARENA HÚMEDA	20
ARENA Y ARCILLA MEZCLADA	20
ARENA FINA SECA	30
ARCILLA DURA	40
ARENA GRUESA SECA	40
GRAVA	60
GRAVA Y ARENA BIEN CEMENTADAS	80
TEPETATE O PIZARRA DURA	100

ROCA MEDIADA	190
ROCA BAJO CAJONES DE CIMENTACION	250
ROCA DURA	780

El tipo de suelo considerado fue arena gruesa seca cuya capacidad de carga es de 40 ton/m². Como podemos ver, el terreno es bueno y por donde, su capacidad de carga es alta.

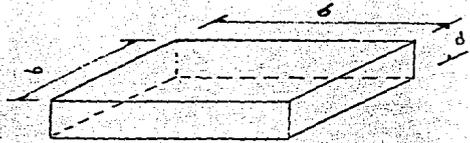
En vista de lo anterior, decidimos utilizar zapatas aisladas cuadradas cuyo refuerzo consiste de dos juegos de varillas colocadas en angulo recto uno con respecto al otro, lo cual se conoce como refuerzo en dos direcciones. La columna estará colocada sobre una placa de acero la que a su vez estará sobre un dado de concreto y este ultimo se apoyara en el bloque de la zapata.

Los esfuerzos de compresión del refuerzo longitudinal en la base de la columna, se transmiten al dado por medio de varillas adicionales cuya longitud puede ser factor determinante para la altura del dado.

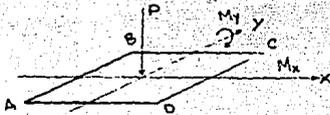
Para esta estructura, se diseñarán tres zapatas tipo, la primera se usará para todas las columnas del eje B. La segunda para las columnas del eje A y eje C y por ultimo, la tercera para las columnas de escaleras. (EJE 8)

DISEÑO DE UNA ZAPATA CUADRADA

DATOS: $P = 220.17$ tons,
 $M_x = 10.13$ tons-m
 $M_y = 6.10$ Tons-m
 $f_c = 210$ kg/cm²
 $f_s = 1400$ kg/cm²
 $f_c = 95$ kg/cm²
 $p = 0.013$
 $k = 0.385$
 $J = 0.872$
 $R = 15.94$
 $m = \frac{9}{40}$
 $\sigma_a = 40$ tons/m²



1° Cálculo del área de la zapata.



El máximo esfuerzo sobre el terreno se localiza en el punto C y vale:

$$\bar{\sigma}_C = \frac{(1.10)P}{b^2} + \frac{M_x C_x}{I_x} + \frac{M_y C_y}{I_y} \quad I_x = I_y = \frac{b^4}{12}$$

$$\bar{\sigma}_C = \frac{(1.10)(220.17)}{b^2} + \frac{6(10.13)}{b^3} + \frac{6(6.10)}{b^3} \quad C_x = C_y = \frac{b}{2}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_c = 40 = \frac{242.19}{b^2} + \frac{93.38}{b^3} \quad \therefore b = 2.65 \text{ m.} \approx 2.70 \text{ m}$$

$$b = 2.70 \text{ m.}$$

2° Cálculo de los esfuerzos en las esquinas de la zapata para obtener el diagrama de esfuerzos.

Como sólo se considera el esfuerzo neto que ejerce el terreno sobre la zapata, no se considera el peso propio de la misma.

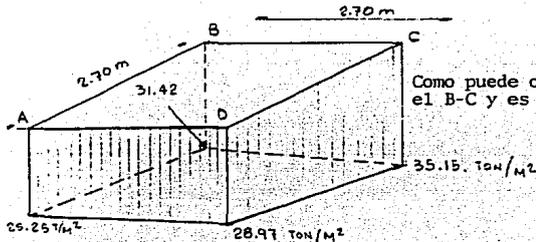
$$\bar{\sigma}_A = \frac{220.17}{(2.70)^2} - \frac{6(10.13)}{(2.70)^3} - \frac{6(6.10)}{(2.70)^3} = 25.25 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_B = \frac{220.17}{(2.70)^2} + \frac{6(10.13)}{(2.70)^3} - \frac{6(6.10)}{(2.70)^3} = 31.43$$

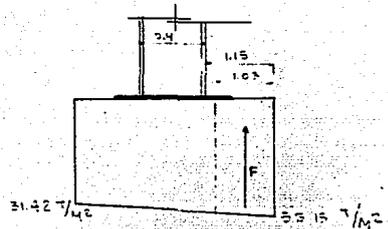
$$\bar{\sigma}_C = \frac{220.17}{(2.70)^2} + \frac{6(10.13)}{(2.70)^3} + \frac{6(6.10)}{(2.70)^3} = 35.15$$

$$\bar{\sigma}_D = \frac{220.17}{(2.70)^2} - \frac{6(10.13)}{(2.70)^3} + \frac{6(6.10)}{(2.70)^3} = 28.97$$

3° Diagramas de esfuerzos sobre la zapata.



Como puede observarse el diagrama más desfavorable es el B-C y es el que se tomará en cuenta.



Ancho de placa-base = 0.90 m.

La sección crítica por flexión se considera a la mitad de la saliente de la placa-base de la columna.

Por lo tanto hay que calcular el volumen de esfuerzos desde el punto C hasta la mitad de la placa-base. Para este caso particular el diagrama de esfuerzos se puede considerar como rectangular; aunque en realidad es trapecial ya que la diferencia en superficies es mínima y además quedamos dentro de la seguridad.

$$F = (35.15 \text{ ton/m}^2)(1.03 \text{ m})(2.70 \text{ m})$$

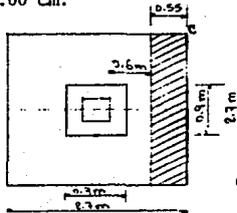
$$F = 97.75 \text{ tons.}$$

4° Cálculo del peralte de la zapata.

Momento en la sección crítica = (97.75 tons.)(1.03/2 m) = 50.34 ton-m

$$d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot B}} = \sqrt{\frac{5034000}{(15.94)(270)}} = 34.20 \text{ cm.}$$

Como los esfuerzos que predominan en la zapata son por cortante, y el peralte efectivo calculado fue por flexión el peralte en realidad deberá ser mayor; por lo que supondremos uno de 60.00 cm.



La sección crítica por cortante se considera a una distancia D de la cara de la columna.

Por lo tanto se considera un volumen de esfuerzos desde C hasta la sección crítica.

Como anteriormente; el volumen se considera rectangular.

$$V = (35.15 \text{ ton/m}^2)(0.55 \text{ m})(2.70 \text{ m}) = 52.20 \text{ ton.}$$

5° Cálculo del acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{5034000}{(1400)(0.872)(60)} = 68.73 \text{ cms}^2$$

Se utilizarán varillas del # 8 (1")

$$\frac{68.731 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2} = 13.56 \quad 14 \text{ varillas; espaciadas} = \frac{270}{14} = 19.29 \text{ cms.} \quad 20 \text{ cms.}$$

6° Revisión por esfuerzo cortante.

$$V = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{52200 \text{ kg.}}{(270)(60) \text{ cm}^2} = 3.22 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante permisible para un concreto de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ es de 4.2 kg/cm^2 (ACI); por lo tanto la sección pasa por esfuerzo cortante ya que $3.22 \text{ kg/cm}^2 < 4.2 \text{ kg/cm}^2$

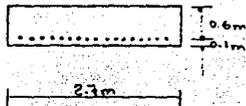
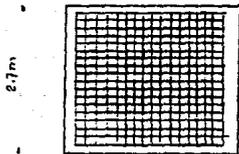
7° Revisión por esfuerzo de adherencia.

$$U = \frac{V}{\sum o \cdot j \cdot d} = \frac{97750 \text{ kg.}}{(111.72)(0.872)(60) \text{ cm}^2} = 16.72 \text{ kg/cm}^2$$

$\sum o$ = Suma de perímetros de las varillas

$$\sum o = 14 \times 7.98 \text{ cm} = 111.72 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo permisible por adherencia para varillas del # 8 con un $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ es de 18.50 kg/cm^2 ; por lo tanto la sección pasa por esfuerzo de adherencia; ya que $10.72 < 18.50$



CAPITULO
V
CONCLUSIONES

- CONCLUSIONES -

En la actualidad y gracias al advenimiento de los sistemas de cómputo que incluyen a las calculadoras de escritorio y a sistemas mas complejos y sofisticados, es posible desarrollar y llevar a cabo proyectos que en su aspecto estructural eran de difícil realización hasta hace pocos años por la índole de sus cálculos; que si bien matemáticamente eran bien establecidos su resolución implicaba mucho desarrollo matemático lo que a la postre significaba mucho tiempo ó bien sacrificar exactitud para hacerlo mas rapido.

Ahora es posible programar a las computadoras de tal manera que lo único que se necesita es alimentarla con ciertos datos como pueden ser cargas actuantes gravitacionales, de sismo y/o viento, dimensiones de los miembros, modulo de elasticidad, etc. y la computadora ~~merced~~ al programa con que fue instruida nos dará los esfuerzos correspondientes, ~~simplificando de esta manera la labor del diseñador,~~ por supuesto que lo anterior no exime al ingeniero estructurista del conocimiento de los métodos del análisis estructural cuando ~~menos en sus aspectos básicos.~~

En la mayoría de las estructuras metálicas se procura emplear el menor número de secciones distintas, es decir; se tiende a uniformar los elementos estructurales por motivos prácticos y por otra parte por facilidad de adquisición de los mismos ya que en un momento dado es mas fácil por parte del proveedor suministrar un solo tipo de sección ó cuando menos minimizar al número de ellas.

Lo anterior trae como consecuencia en muchas ocasiones que algunos miembros estan sobrediseñados pero en este caso caen dentro de la seguridad que despues de todo es uno de los principales objetivos que se persiguen en los proyectos estructurales.

En la estructura metálica que se diseño este trabajo se empleo del método elástico por ser el que normalmente se emplea y ademas suponemos por ser mas conservador y estar mas dentro del lado de la seguridad aunque con el inconveniente de pasar por alto mucha de la capacidad última de resistencia de los elementos estructurales; sin embargo creemos que la formulación de la teoría elástica es menos simple que la teoría plástica pero gracias a la existencia de gran número de tablas y ayudas-

de diseño así como al uso de las computadoras el trabajo se simplifica mucho.

Tal vez en un futuro próximo el método plástico sea el más empleado; esto sin duda se deberá a que en la actualidad se van conociendo con más exactitud las propiedades del acero en sus diversos grados estructurales; este conocimiento más certero del comportamiento del material trae como consecuencia una reducción de los factores de seguridad; por lo anterior las estructuras tienden a ser más esbeltas y por consiguiente más económicas.

Es necesario hacer notar que en este trabajo; se evitó la presencia de momentos torsionantes ya que la estructura, está compuesta de secciones abiertas - (vigas y trabes) las cuales no resisten este tipo de esfuerzos.

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

- CASTILLO M. HEBERTO; ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL; REPRESENTACIONES Y SERV. DE ING. 1976
- CRESPO VILLALAZ CARLOS; MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES; LIMUSA, 1981
- FRANCIS A. J.; INTRODUCCION A LAS ESTRUCTURAS; LIMUSA, 1984
- INSTITUTO DE INGENIERIA U.N.A.M.; DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS; 1978
- INSTITUTO DE INGENIERIA U.N.A.M.; MANUAL DE DISEÑO POR SISMO
- KINNEY STERLING J.; ANALISIS DE ESTRUCTURAS INDETERMINADAS; CECSA, 1961
- LUTHE RODOLFO; ANALISIS ESTRUCTURAL; REPRESENTACIONES Y SERVICIOS DE INGENIERIA
- MELLI PIRALLA R. Y BAZAN E.; MANUAL DE DISEÑO POR SISMO; LIMUSA, 1985
- NASH WILLIAM; RESISTENCIA DE MATERIALES; Mc GRAW HILL; 1970