

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería Mecánica



“ANALISIS Y DISEÑO DE UN PUENTE DE
ESTRUCTURA METALICA PARA CARRETERAS”

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:
INGENIERO MECANICO

Presentada por :

GIOVANNY CASTRO R.

Guayaquil - Ecuador

1.987

AGRADECIMIENTO

Mis más sinceros agradecimientos al Ing. Alfredo Torres por sus consejos y dirección en el desarrollo de este trabajo.

También mi sincero agradecimiento a todos mis amigos que sin su ayuda no hubiera culminado mi meta.

A mi madre, gracias por su inmenso mar de paciencia para conmigo.

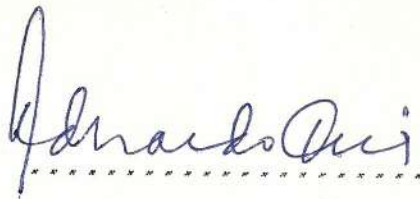
DEDICATORIA

A LA MEMORIA DE MI PADRE Y DE MI ABUELO.

A MI MADRE, A QUIEN TANTO QUIERO Y A MIS
HERMANOS A QUIENES SIEMPRE TENGO EN CUENTA.

A GONZALO SANCHEZ BAYAS QUIEN ME BRINDO TODO SU
APOYO MORAL.

A TODOS QUIENES ME HAN HONRADO CON SU AFECTO Y
AMISTAD.



ING. EDUARDO ORCES P.



ING. ALFREDO TORRES.



ING. JORGE KALIL CH.



ING. MARCOS TAPIA.

DECLARACION EXPRESA

" La responsabilidad por los hechos, ideas y doctrinas expuestas en esta TESIS, me corresponden exclusivamente; y, el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL"

(De acuerdo al artículo 6^{to} del reglamento de exámenes y títulos profesionales de la ESPOL)



.....
FAUSTO GIOVANNY CASTRO ROBAYO

RESUMEN

Dentro de todo los sistemas viales de una región, podemos encontrar uno o varios obstáculos donde se hace necesario la instalación de un puente.

Hasta el momento, la mayoría de los puentes diseñados y construidos han sido hechos de concreto, ya sea estos pre o post-tensados; pero dichas estructuras pueden ser económicas hasta cierta longitud; pero en otros casos no. Entonces se establece la alternativa de un puente metálico.

El diseño de uno y otro tipo de estructura vienen controlados por la American Association of State Highway and Transportation of Officials, pero no establece hasta que límite se puede hacer de concreto y desde donde de acero.

Además de esto, un puente metálico puede ser construido con uniones soldadas o empernadas, lo cual también influye en su costo final de la obra.

Por lo anteriormente expuesto, lo que trata este estudio,

es el de establecer si es más económico hacer un puente metálico (soldado o empernado) o de concreto, establecer todos los reglamentos y pasos que rigen su diseño, y dejar la alternativa de diseño de este tipo de estructuras usando vigas armadas para un posterior trabajo.

para lograr esta finalidad, se tomará el puente sobre el río Salado, de la vía Santa Elena - Gomez Rendón, construido en hormigón armado por el Honorable Consejo Provincial del Guayas.

INDICE GENERAL

RESUMEN	VI
INDICE GENERAL	VIII
INDICE DE FIGURAS	XIII
INDICE DE TABLAS	XVIII
INTRODUCCION	19
CAPITULO I	
CONOCIMIENTOS GENERALES	
1.1.	Breve historia. 22
1.2.	Generalidades: El puente como parte importante en el desarrollo de una región. 23
1.3.	Tipos de puentes. 24
1.3.1.	Puentes de vigas rectas. 26
1.3.2.	Puente de arco. 29
1.3.3.	Puente colgante. 30
1.3.4.	Puente Bailey. 31
1.3.5.	Puentes movibles: Basculantes, elevables y giratorios. 34
1.4.	Partes constitutivas de un puente en general. 35
1.4.1.	Sistema de piso para puente. 36
1.4.2.	Sistema de contraventeo para puentes. 38
1.5.	Factibilidad. 40
1.6.	Características de puente a ser diseñado. 43

CAPITULO II

ANALISIS DE PUENTES.

2.1.	Líneas de influencia.	45
2.1.1.	Definición.	45
2.1.1.a.	Propiedades de la línea de influencia.	46
2.1.2.	Líneas de influencia de las reacciones de una viga.	48
2.1.3.	Líneas de influencia del esfuerzo cortante en una viga.	53
2.1.4.	Líneas de influencia del momento flector en una viga.	55
2.1.5.	Línea de influencia como diagramas de deformaciones.	57
2.1.6.	Línea de influencia de los entramados de nudos articulados.	60
2.1.7.	Línea de influencia de arco de celosía.	63
2.2.	Criterio para determinar los máximos: carga móvil.	66
2.2.1.	Máximo de las reacciones y esfuerzos cortantes en vigas simple apoyada: carga uniforme.	66
2.2.2.	Máximo de las reacciones y esfuerzo cortante en vigas simple apoyada: carga concentrada.	70
2.2.3.	Máximo momento flector en un punto de una viga simple apoyada: carga uniforme.	73
2.2.4.	Máximo momento flector en un punto de una viga simple apoyada: carga concentrada.	74
2.2.5.	Máximo momento flector absoluto en una viga simple apoyada: carga concentrada.	78
2.3.	Tipos de cargas.	83
2.3.1.	Cargas muertas o fijas. Peso propio del puente.	84

2.3.1.a.	Fórmula de Hudson.	86
2.3.1.b.	Fórmula de Johnson, Bryan, Turneure.	87
2.3.2.	Sobrecargas: Generalidades.	90
2.3.3.	Sobrecargas sobre puntos de carreteras.	92
2.3.4.	Impacto.	95
2.3.5.	Cargas de nieve y de hielo.	96
2.3.6.	Carga laterales: Generalidades.	97
2.3.7.	Fuerza de viento.	98
2.3.8.	Acciones sísmicas.	99
2.3.9.	Fuerzas centrífugas.	101
2.3.10.	Fuerzas longitudinales.	102
2.3.11.	Acciones térmicos.	103
2.4.	Usos de las contradiagonales en los entramados.	103
2.5.	Análisis de los pórticos de arriostramiento para puentes.	106
2.6.	Esfuerzos reversibles.	111

CAPITULO III

INGENIERIA DEL PROYECTO.

3.1.	Consideraciones preliminares: Factores de diseño.	113
3.2.	Factor de seguridad.	117
3.2.1.	Factores de cargas y sus combinación.	118
3.3.	Diseño del piso del puente.	119
3.4.	Diseño de la losa del piso.	124
3.4.1.	Refuerzo perpendicular al tráfico.	126
3.4.2.	Refuerzo paralelo al tráfico.	132
3.5.	Diseño del durmiente y vigas del piso.	137

3.5.1.	Diseño de los durmientes o largueros.	137
3.5.2.	Diseño de las vigas del piso.	145
3.5.3.	Diseño de la unión viga-larguero.	150
3.5.4.	Diseño de los conectores para cortante.	153
3.6.	Diseño del refuerzo lateral.	157
3.6.1.	Fuerzas máximas en los cordones superior e inferior, por carga viva.	162
3.6.2.	Fuerza de impacto para los cordones superior e inferior.	171
3.6.3.	Fuerzas Máximas de los elementos de la armadura del puente, por carga viva.	172
3.6.4.	Fuerzas de impacto para las diagonales.	178
3.6.5.	Cálculo de las fuerzas longitudinales.	180
3.6.6.	Efecto de impacto por las fuerzas longitudinales.	180
3.6.7.	Fuerza en los miembros de toda la armadura, por carga muerta.	180
3.6.8.	Fuerzas por cargas sísmicas.	184
3.6.9.	Diseño de los montantes.	184
3.7.	Diseño de los miembros sometidos a tensión.	188
3.8.	Diseño de los miembros sometidos a compresión.	189
3.8.1.	Diseño de los miembros sometidos a fuerza de fatiga.	191
3.9.	Diseño de los apoyos finales.	193
3.9.1.	Diseño de los apoyos finales de la armadura.	197
3.9.2.	Diseño de los apoyos finales de los largueros.	207
3.10.	Diseño de las uniones.	208
3.10.1.	Uniones empernadas.	209

3.10.2.	Uniones soldadas.	216
3.10.3.	Elección del tipo de junta.	226
3.11.	Diseño detallado de los diferentes tipos de uniones y juntas.	228
3.12.	Diseño de los miembros secundarios.	228
3.12.1	Diseño del pórtico rígido de arriostramiento del puente.	233
3.13.	Protección de puentes.	237

CAPITULO IV

ANALISIS ECONOMICO DEL PROYECTO

4.1.	Costo de los elementos constitutivos del puente.	242
4.1.1.	Costo de mano de obra y otros.	245
4.2.	Costo del puente diseñado, con uniones empernadas.	247
4.3.	Costo del puente diseñado, con uniones soldadas.	249

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	251
--------------------------------	-----

APENDICE A	234
------------	-----

APENDICE B	235
------------	-----

BIBLIOGRAFIA	244
--------------	-----

INDICE DE FIGURAS

1.1.	TIPOS DE PUENTES SEGUN LA COLOCACION DEL SISTEMA DE PISO.	25
1.2.	PUENTE DE CUATRO VANOS, ESTRUCTURA METALICA Y TABLERO DE HORMIGON.	27
1.3.	PUENTE DE ARCO CON TABLERO INFERIOR.	29
1.4.	PUENTE COLGANTE.	30
1.5.	PANEL DE PUENTE BAILEY.	31
1.6.	SISTEMA DE PISO PARA PUENTES.	37
1.7.	ARMAZON DE UN PUENTE TIPICO PARA CARRETERAS.	38
2.1.	REPRESENTACION DE LA LINEA DE INFLUENCIA DE UNA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA.	49
2.2.	VIGA SIMPLEMENTE APOYADA, CON SISTEMA DE CARGAS P_1 Y P_2 .	51
2.3.	VIGA SIMPLEMENTE APOYADA, CON SISTEMA DE CARGAS UNIFORME w .	52
2.4.	VIGA SIMPLEMENTE APOYADA, LINEA DE INFLUENCIA DE UN PUNTO CUALQUIERA PARA EL ESFUERZO CORTANTE.	54
2.5.	LINEA DE INFLUENCIA DEL MOMENTO FLECTOR EN UNA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA PARA UN PUNTO CUALQUIERA.	56
2.6.	LINEA DE INFLUENCIA DE LA REACCION DE UNA VIGA SIMPLEMENTE APOYADA.	58
2.7.	LINEA DE INFLUENCIA DE LA REACCION DE UNA VIGA CON EXTREMO EN VOLADIZO.	58
2.8.	LINEA DE INFLUENCIA DE LA REACCION DE UNA VIGA EMPOTRADA.	58
2.9.	TRAMO DE PUENTE CARGADO.	62
2.10.	LINEA DE INFLUENCIA PARA LA FUERZA INTERNA PARA UN ARCO DE CELOSIA.	65
2.11.	MAXIMO ESFUERZO CORTANTE EN UNA SECCION C SITUADA A UNA DISTANCIA x .	67

2.12.	MAXIMO ESFUERZO CORTANTE EN UNA VIGA SOMETIDA A CARGA UNIFORME.	68
2.13.	MAXIMO ESFUERZO CORTANTE EN UNA VIGA POR ACCION DE CARGAS CONCENTRADAS.	71
2.14.	LINEA DE INFLUENCIA DEL MOMENTO DE FLEXION EN C.	74
2.15.	LINEA DE INFLUENCIA DEL MOMENTO FLECTOR EN UNA VIGA, CARGAS CONCENTRADAS.	75
2.16.	REPRESENTACION DE UN SISTEMA DE CARGAS MOVILES.	80
2.17.	CAMIONES NORMALIZADOS TIPO H Y HS.	91
2.18.	CARGAS SOBRE CARRIL NORMALIZADOS.	93
2.19.	DISPOSICION DE LAS CONTRADIAGONALES EN UN PUENTE.	105
2.20.	ENTRAMADOS DE ARRIOSTRAMIENTO PARA PUENTES.	106
2.21.	PORTICO DE ARRIOSTRAMIENTO PARA PUENTES.	108
2.22.	TIPO DE PORTICOS DE ARRIOSTRAMIENTO PARA PUENTES.	110
3.1.	TIPO DE ARMADURAS PARA PUENTES.	117
3.2.	SISTEMA DE PISO PARA PUENTES.	119
3.3.	DISTRIBUCION DE LOS VANOS EN LA ARMADURA.	124
3.4.	DISTRIBUCION DE LOS LARGUEROS EN LA LOSA.	126
3.5.	ANCHO DE LOSA PARA REFUERZO PERPENDICULAR AL TRAFICO.	130
3.6.	DISTRIBUCION FINAL DEL ACERO DE REFUERZO PERPENDICULAR AL TRAFICO.	132
3.7.	DISTRIBUCION FINAL DEL ACERO DE REFUERZO PARALELO AL TRAFICO.	136
3.8.	DISTRIBUCION FINAL DEL ACERO DE REFUERZO EN LA SUPERFICIE DE RODADURA.	136
3.9.	FUERZAS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE LOS LARGUEROS.	140
3.10.	LOCALIZACION DEL CENTRO DE GRAVEDAD DE LAS FUERZAS.	140

3.11.	DIAGRAMA DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS PARA LOS LARGUEROS.	142
3.12.	CARACTERISTICAS DEL PERFIL PARA LOS LARGUEROS.	145
3.13.	REPRESENTACION DE LAS CARGAS PARA EL DISEÑO DE LAS VIGAS DE PISO.	146
3.14.	DISTRIBUCION DE CARGAS SOBRE EL ANCHO DE CALZADA (IDEAL).	147
3.15.	DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR EN LA VIGA DE PISO.	149
3.16.	CONEXION VIGA DE PISO - LARGUERO.	150
3.17.	UNION SOLDADA VIGA - LARGUERO.	151
3.18.	CONECTORES DE CORTANTE TIPICOS.	152
3.19.	DISEÑO DE UNA VIGA DE SECCION COMPUESTA.	154
3.20.	DISEÑO FINAL DE LOS CONECTORES PARA CORTANTE.	157
3.21.	ESTRUCTURA WARREN A DISEÑARSE.	158
3.22.	DISTRIBUCION DE CARGAS NORMALIZADAS SOBRE EL ANCHO DE CALZADA.	159
3.23.	a) COLOCACION DE LAS CARGAS MOVILES PARA MAXIMAS FUERZAS EN LA ARMADURA, b) CARGA CONCENTRADA PARA MOMENTOS, c) CARGA CONCENTRADA PARA CORTANTE; d) CARGA DISTRIBUIDA.	160
3.24.	FUERZAS QUE ACTUAN PARA EL ANALISIS DE LOS CORDONES, POR CARGA VIVA.	162
3.25.	LINEA DE INFLUENCIA PARA EL PRIMER VANO, CORDON INFERIOR.	164
3.26.	LINEA DE INFLUENCIA PARA EL SEGUNDO VANO, CORDON INFERIOR.	164
3.27.	LINEA DE INFLUENCIA PARA EL TERCER VANO, CORDON INFERIOR.	165
3.28.	LINEA DE INFLUENCIA PARA EL CUARTO VANO, CORDON INFERIOR.	166

3.29.	LINEA DE INFLUENCIA PARA EL PRIMER VANO, CORDON SUPERIOR.	166
3.30.	LINEA DE INFLUENCIA PARA EL SEGUNDO VANO, CORDON SUPERIOR.	167
3.31.	LINEA DE INFLUENCIA PARA EL TERCER VANO, CORDON SUPERIOR.	168
3.32.	LINEA DE INFLUENCIA PARA EL CUARTO VANO, CORDON SUPERIOR.	168
3.33.	FUERZAS ACTUANTES PARA EL ANALISIS DE LAS DIAGONALES, POR CARGA VIVA.	172
3.34.	LINEA DE INFLUENCIA PARA EL CORTANTE, PRIMER PANEL.	173
3.35.	LINEA DE INFLUENCIA PARA EL CORTANTE, SEGUNDO PANEL.	174
3.36.	LINEA DE INFLUENCIA PARA CORTANTE, TERCER PANEL.	175
3.37.	LINEA DE INFLUENCIA PARA EL CORTANTE, CUARTO PANEL.	175
3.38.	REPRESENTACION DE LA CARGA MUERTA SOBRE EL PUENTE.	182
3.39.	LONGITUDES DE DISEÑOS PARA LOS PUNTALES PRINCIPALES.	184
3.40.	PERFILES QUE CONFORMAN ARMADURA DEL PUENTE.	193
3.41.	APOYO ARTICULADO PARA CLAROS MEDIANOS.	194
3.42.	DISEÑO DE LAS NERVADURAS Y PASADOR DE LOS APOYOS FINALES.	197
3.43.	DISEÑO DE LA PLACA SOPORTE SUPERIOR.	199
3.44.	DISEÑO DE LA PLACA BASE, SOPORTE EXTERIOR.	201
3.45.	DISTRIBUCION DE ESFUERZOS DE COMPRESION SOBRE LA PLACA BASE.	203
3.46.	DISTRIBUCION DE FUERZAS PARA DISEÑO PERNOS DE ANCLAJE.	204
3.47.	DISEÑO DE LA SOLDADURA PARA EL APOYO EXTERIOR.	205

3.48. REPRESENTACION DE LAS FUERZAS PRESENTES EN LA UNION L_1 .	220
3.49. DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS EN LOS MIEMBROS EN EL NUDO L_1 .	221
3.50. DISEÑO DE NUDO L_1 .	224
3.51. ARRIOSTRAMIENTO SUPERIOR PARA EL PUENTE.	229
3.52. DISEÑO DEL SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO LATERAL DEL PUENTE.	230
3.53. DISEÑO DE LA UNION SOLDADA DEL ARRIOSTRAMIENTO.	233
3.54. DISEÑO DEL PORTICO RIGIDO.	234
3.55. DISEÑO DE LA RODILLA DEL PORTICO.	236

INDICE DE TABLAS

3.1.	MATRIZ DE SELECCION DE DISEÑO DE SISTEMA DE PISO PARA UN PUENTE	123
3.2.	ESPACIAMIENTO ENTRE VARILLAS, PERPENDICULAR AL TRAFICO	131
3.3.	ESPACIAMIENTO ENTRE VARILLAS, REFUERZO PARALELO AL TRAFICO	135
3.4.	NUMERO DE CONECTORES REQUERIDOS	152
3.5.	VARIACION DE LA FUERZA MAXIMA EN LOS CORDONES SUPERIOR E INFERIOR PARA CARGA VIVA.	170
3.6.	VARIACION DE LA FUERZA MAXIMA EN LAS DIAGONALES DE LA ARMADURA POR CARGA VIVA.	177
3.7.	FUERZA LONGITUDINAL EN TODOS LOS MIEMBROS DE LA ARMADURA.	179
3.8.	FUERZA EN LOS MIEMBROS, POR CARGA MUERTA.	183
3.9.	RESULTADO DE LAS FUERZAS EN LOS MIEMBROS DE LA ARMADURA.	186
3.10.	ESFUERZO DE FATIGA ADMISIBLE PARA PERNOS DE ALTA RESISTENCIA.	211
3.11.	CANTIDAD DE PERNOS REQUERIDOS PARA UNIR LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES.	213
3.12.	DETALLE DE DISEÑO PARA LAS UNIONES EMPERNADAS.	215
3.13.	DISEÑO DE LOS NUDOS SOLDADOS PARA LA ESTRUCTURA DEL PUENTE.	225
3.14.	MATRIZ DE SELECCION DEL TIPO DE JUNTA.	227

INTRODUCCION

El presente trabajo, tiene por finalidad el de diseñar un puente de estructura metálica para carreteras, el de establecer una comparación económica dentro de las posibles alternativas de diseño (metálico empernado, metálico soldado y hormigón pre-comprimido) para así tener una idea de hasta que punto se puede decir que es más rentable uno u otro tipo de diseño.

Para lograr ésto se tomará las regulaciones presentadas por la A.A.S.H.T.O, instituto norteamericano que rige dichos diseños, además las regulaciones del Ministerio de Obras Públicas a nivel nacional, y con ellas se irán presentando los distintos tópicos de diseño a ser considerados.

El trabajo empieza presentando los conceptos de Cómo, Cuándo, Dónde? se colocará un puente, sus tipos y modelos, variantes, partes que lo constituyen y además de aclarar un idioma técnico a ser usado a medida que avance el trabajo.

A continuación se introduce en el estudio del concepto de Línea de Influencia, que es la teoría que se usa en el diseño de estructuras donde las cargas no son estáticas, tomando énfasis en el análisis de vigas sometidas a este tipo de cargas, ya que se considerará a la armadura como una viga simple apoyada. El estudio avanza desde lo más simple como el de construir una Línea de Influencia para varios casos, hasta de establecer los máximos valores tanto de cortante como de momentos flectores, para con estos valores pasar a lo que es el diseño propiamente dicho.

Además se hace conocer el tipo de cargas normalizadas por la A.A.S.H.T.O que rigen el diseño, fórmulas empíricas para poder estimar el peso muerto de la estructura, fuerzas sísmicas y fuerzas del viento.

En el tercer capítulo es propiamente donde se diseña el puente. Se comienza usando conocimientos adquiridos en la primera parte del capítulo segundo sobre Línea de Influencia, se realizan los cálculos de fuerzas máximas presentes en los miembros, se escoge el tipo de armadura, con su variante más conveniente para mejorar el diseño, y se pasa a seleccionar el tipo de perfil a ser usado. Luego se procede a diseñar sus uniones en las dos alternativas que se presentan, soldadas o empernadas y por último se calcula el arriostramiento superior, pórticos y se establece la forma de realizar la protección anticorrosiva de la estructura.

El último capítulo se hace un análisis económico del proyecto, al cual se lo ha dividido en un monto general y específicos para cada uno de los casos, lo que permitirá establecer una comparación de costos entre las alternativas de diseño presentadas. El cálculo de costos de personal se lo hace en base de tres meses, tiempo recomendado por personas involucradas en este tipo de obras.

El monto de la obra, en hormigón pre-comprimido, según datos proporcionados por el Consejo Provincial es de 69'104466 sucres, en un lapso de construcción de 180 días.

CAPITULO I

CONOCIMIENTOS GENERALES

1.1. BREVE HISTORIA.-

Nadie será capaz de asegurar a quien debe atribuirse la construcción del primer puente; pero sin duda, la misma naturaleza fue la que dió al hombre las primeras lecciones elementales sobre la manera de hacerlos, al presentarle troncos de árboles caídos y atravesados sobre arroyos o endiduras de terreno. Tales fueron sin duda los primeros puentes que el hombre conoció y utilizó durante milenios.

La historia de estas construcciones es antiquísima. El primer puente que mencionan los escritos es el de Babilonia, sobre el río Eufrates, el cual era construido por tramos rectos de madera sobre columnas fabricados de ladrillos, con fundiciones de asfalto al estilo de la época, era de gran longitud, suponiéndose que fué construido durante el reinado

de Semiramis, unos 1900 A.C.

También los chinos, griegos, construyeron sus puentes, tanto de madera como de piedra. Ello no obstante, puede afirmarse que los romanos fueron los primeros grandes constructores de puentes de la antigüedad. Verdaderos maestros de la materia los edificaron hermosísimos, algunos de los cuales todavía están en pie.

1.2. GENERALIDADES:

EL PUENTE COMO PARTE IMPORTANTE EN EL DESARROLLO DE UNA REGION.-

El puente es una estructura que salva un obstáculo, sea río, foso, barranco o vía de comunicación natural o artificial y que permite el paso de peatones, animales o vehículos.

Un puente es siempre una estructura importante y que, además resalta en el paisaje, por lo que su construcción debe cuidarse, especialmente en el aspecto estético.

En nuestro país, el encargado de la construcción de vías de comunicación a nivel interprovincial es el Ministerio de Obras Públicas; a nivel intercantonal el encargado del mantenimiento y construcción de vías de comunicación es el Honorable Consejo

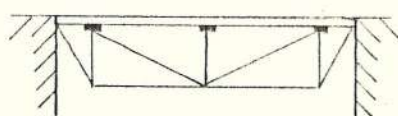
Provincial del Guayas.

Como consecuencia del invierno fuerte sufrido en el año 1982 el sistema vial de la provincia del Guayas quedó en deplorables condiciones operacionales, encontrándose en éstos momentos el Consejo Provincial realizando la obra de reparación y ampliación de las vías, principalmente en la ruta que corresponde a la carretera Guayaquil-Salinas, en donde sólo en esta carretera encontramos 27 puentes; de los cuales tenemos 5 puentes de mayor a 20 metros de luz; 5 entre 10 a 20 metros; 17 entre los 3 a 10 metros de luz entre apoyos; y todos han sido diseñados y construidos por personal ecuatoriano; todos son de concreto, ya sea post o pre-tensados; y algo que llamó la atención es la existencia de un puente de arco (el de la población de Cerecita), notándose ya que en nuestro medio se comienza a aplicar criterios más modernos de diseño y arquitectura estructural.

1.3. TIPOS DE PUENTES.-

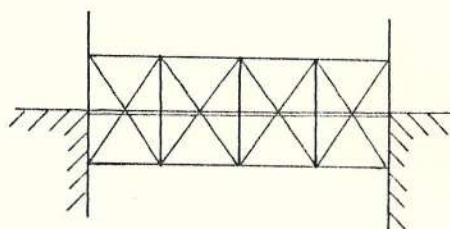
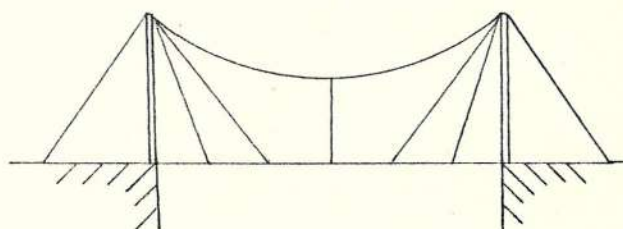
En la sección anterior, en su primera parte, se propuso una definición sobre de lo que es un puente; pero esta se puede considerar incompleta, pues sólo se considerará como PUENTE si la separación entre apoyos es superior a 10 metros, si estuviera

comprendida entre 3 a 10 metros se trataría de un PONTON, y de un CRUCE, si fuera menor de 3 metros. El nombre de VIADUCTO se suele asignar a un puente cuando sus dimensiones son desproporcionadas con el cauce que salvan y vienen dados por la necesidad de evitar pendientes fuertes en la vía de comunicación.



FUENTE DE TABLERO
SUPERIOR

PUENTE COLGANTE
TABLERO INFERIOR



FUENTE DE TABLERO
INTERMEDIO

FIG.- 1.1 TIPOS DE PUENTES SEGUN LA COLOCACION DEL SISTEMA DE PISO.-

La mayoría de los puentes son para uso en carreteras o para ferrocarril, también los hay que soportan un tránsito combinado.

Según la colocación del SISTEMA DE PISO o TABLERO,

los puentes se dividen en:

- PUENTE DE TABLERO SUPERIOR, es aquel en que las vigas de tablero van unidas a los nudos de los cordones superiores de las dos vigas entramadas principal.

- PUENTE DE TABLERO INTERMEDIO, o Armadura Rebajada es aquel en que las vigas de tablero van unidas a los nudos de los cordones inferiores de las dos vigas entramadas principales a los cuales, por ser de altura reducida, no admiten un arriostamiento lateral superior.

- PUENTE DE TABLERO INFERIOR, es aquel en que las vigas de tablero van unidas a los nudos de los cordones inferiores de las vigas entramadas y lleva un sistema completo de arriostamiento lateral superior e inferior de pórtico y transversal.

Según la forma de resistir la estructura, un puente puede ser:

- Puente de Viga Recta.
- Puente de Arco.
- Puente Colgante.
- Puente Bailey.
- Otros Tipos de Puentes.

1.3.1. PUENTES DE VIGAS RECTAS.-

O puente de sección recta, presenta algunas

soluciones según el caso; si tiene el puente uno o varios tramos.

Con un sólo tramo, la solución más elemental es la de un tablero apoyado sobre dos elementos verticales, con el inconveniente de que el tablero trabaja a flexión al paso de cargas; por eso se puede inclinar los apoyos hacia adentro.

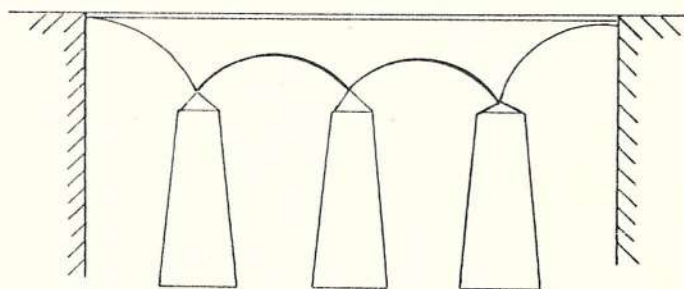


Fig. 1.2 PUENTE DE CUATRO VANOS, ESTRUCTURA METALICA Y TABLERO DE HORMIGON.

Los puentes de varios tramos se logran generalmente por repetición de elementos como los anteriores, apareciendo un nuevo tipo de puente, el de Pórtico Múltiple.

Como es el tablero el que recibe directamente la acción de las cargas, es la resistencia

del material del que está construido el que determinará si el puente trabaja bien o mal. Comúnmente el tablero es construido de vigas de concreto con refuerzo de acero.

La aparición del hierro, supuso un notable progreso, pues permitía formar estructuras de mayor envergadura, debido a sus mejores características, principalmente la de que sus parámetros resistentes eran mas constantes no obstante, el elevado coste de ese material, limitaba sus posibilidades de aplicación.

El procedimiento Bessemer de fabricación de acero (1856), permitió producir éste material en cantidades masivas. El acero tiene grandes ventajas como son:

- Su calidad es más uniforme.
- Puede preverse cuales serán sus propiedades en función de esta calidad.

La laminación de perfiles de grandes secciones constantes hizo avanzar la tecnología de las complejas estructuras de celosías, unidos por tornillos o remaches.

La sustitución del acero común, por acero suave de alta resistencia, y de los remaches o tornillos por soldadura eléctrica, han

permitido proyectar vigas de tal forma que trabajen de 3 formas distintas:

- Formando parte de la viga principal.
- Ayudando a la distribución de la carga.
- Formando parte del propio tablero de circulación.

1.3.2. PUENTES DE ARCO.-

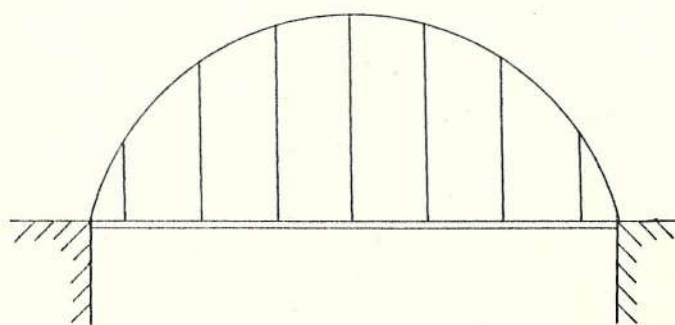


FIG. 1.3 PUENTE DE ARCO CON TABLERO INFERIOR.

Responden al concepto más generalizado de puente, incluyendo todos los de piedra. Considerado como estructura, el arco se caracteriza porque en él, sólo existen esfuerzos de compresión; cada DOVELA (sección del arco) recibe de la anterior y transmite a la siguiente esfuerzos normales a la superficie de separación y así, al llegar a

los apoyos, sólo existe un esfuerzo de compresión.

El arco suele ser circular, derivándose 2 tipos; el primero es el de ARCOS MULTIPLES, generalmente de hormigón, solución que suele aplicarse en viaductos; el segundo es el puente de ARCO ATIRANTADO que solo cumple en parte el principio resistente de los arcos; ya que, al no contar con su arco completo, sus esfuerzos en los apoyos no son verticales, sino que tienen una componente horizontal, estas componentes se contrarrestan con un tirante de un material que pueda resistir los esfuerzos de tracción (hormigón armado, acero).

1.3.3. PUENTE COLGANTE.-

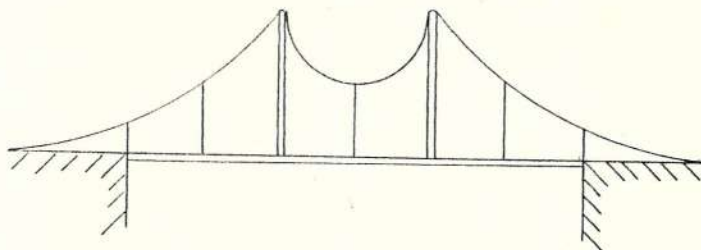


FIG. 1.4. PUENTE COLGANTE.

En este tipo de puentes, el tablero cuelga

mediante unos tirantes (sometidos a tracción) de unos cables sustentadores, que a su vez, son soportados por unas altas columnas y cuyos extremos se anclan en macizos de hormigón empotrados en el terreno. El tablero suele ser una viga de celosía metálica para tener la rigidez necesaria y conveniente. Los cables metálicos adoptan la forma parabólica y son de gran flexibilidad, aunque su diámetro alcanzan el metro.

1.3.4. PUENTES BAILEY.-

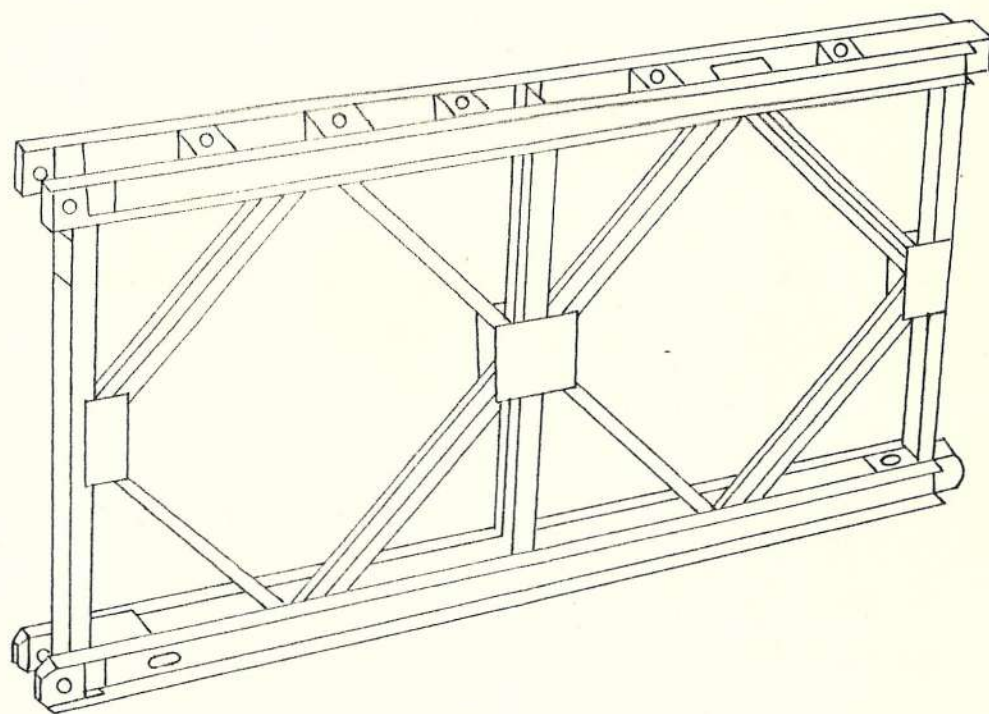


FIG. 1.5. PANEL DE PUENTE BAILEY.

El equipo original Bailey fué proyectado para formar un simple puente de tablero inferior. Es decir, la superficie de rodadura o calzada esta soportada por dos vigas principales.

Las vigas principales están compuestas por un cierto numero de PANELES BAILEY unidos por pasadores extremo a extremo y, conectados lateralmente, cuando sea necesario, para formar vigas rígidas de una orilla a otra.

Los traveseros que soportan la calzada se colocan sobre los cordones inferiores de los paneles Bailey, conectando y distanciando correctamente las vigas principales, al mismo tiempo que soportan los armazones de acero de la calzada. Varias piezas de arriostramiento y unidades de piso completan la estructura. El sistema Bailey comprende varios tipos de calzadas. Mientras que la plataforma de madera se usa para puentes provisionales, un sistema prefabricado de plataforma de acero permite que el equipo Bailey sea usado para la construcción de puentes permanentes. Estos puentes con plataforma de acero estan proyectados para llevar una superficie de rodadura de asfalto.

El equipo Bailey también puede ser usado en sentido vertical para formar pilares y torres.

Una considerable variedad en la clase de componentes permiten que sean construidos todos los tipos de puentes. Puentes convencionales, puentes de varias vías, puentes suspendidos y puentes en arco, pueden ahora construirse con el uso de equipos Bailey.

Este equipo es empleado con éxito en todas partes del mundo en cualquier tipo de estructuras de ingeniería, para las que en el pasado se usaban armazones de acero normales.

Todos los componentes se fabrican bajo patrones para determinar las tolerancias y todas las piezas pueden ser razonablemente manipuladas tanto a mano como por gruas. La velocidad de erección del equipo Bailey permite la rápida construcción de todo tipo de estructuras, con la garantía que todas las piezas encajan fácilmente y sean intercambiables. El equipo Bailey representa un sencillo sistema de construcción prefabricado.

En todos los tipos de estructura, el panel Bailey es el componente básico y la manera mediante la cual se agrupan unos paneles con otros determina la carga que puede soportar la estructura.

El principio de construcción prefabricado permite un rápido montaje de soportes provisionales que pueden ser requeridos en la construcción de la misma estructura Bailey.

1.3.5. PUENTES MOVIBLES; BASCULANTES, ELEVABLES Y GIRATORIOS.-

Cuando la topografía del emplazamiento de un puente es tal que se quiera tener la calzada próxima a la superficie del agua, las necesidades de altura libre para la navegación bajo el puente pueden hacer necesario que éste sea movable. Un PUENTE MOVIBLE es aquel que se puede mover para permitir el paso de la navegación.

Los tres tipos de puentes más importantes movibles son:

- Puente Basculante.
- Puente Elevable.
- Puente Giratorio.

El tipo a usar depende de las necesidades de luz en vertical y horizontal de la navegación. Normalmente, sólo se pueden determinar si en un emplazamiento dado conviene construir un puente movable de poca altura o un elevado fijo, mediante un estudio económico.

Un PUENTE BASCULANTE puede resultar económico cuando las necesidades de la navegación horizontal no exigen una luz demasiado larga, mientras que la altura libre en vertical ha de ser grande.

Cuando la distancia libre necesario en horizontal es mayor que la vertical para las necesidades de la navegación, suele ser económico el empleo de un PUENTE ELEVABLE VERTICALMENTE.

Los PUENTES GIRATORIOS EN HORIZONTAL proporcionan una distancia libre en vertical ilimitada, pero la columna central constituye un obstáculo para el tráfico. Para éste tipo de puentes movibles se necesita una gran superficie en horizontal.

1.4. PARTES CONSTITUTIVAS DE UN PUENTE EN GENERAL.-

1.4.1. SISTEMA DE PISO PARA PUENTES.-

El *TABLERO* o *SISTEMA DE PISO* para puentes de acero está formado por la *CALZADA* en sí, y por los miembros que lo soportan, los cuales transmiten las cargas a la estructura principal. Los sistemas de piso pueden clasificarse de acuerdo con el tipo de tránsito que soportan, tales como piso para carreteras o para ferrocarriles; de acuerdo con el material principal que se utiliza en ellos, pueden obtenerse pisos de acero, madera, concreto o de mampostería, o bien, de acuerdo con la acción estructural del piso, tal como las losas en uno o dos sentidos, pisos de concreto de acción compuesta con el acero.

La selección del tipo de sistema de piso apropiado para un puente en especial, queda determinado por las siguientes consideraciones:

- Calidad de la superficie de rodadura.
- Drenaje adecuado.
- Peso del sistema de piso.
- Tiempo de construcción requerido y costo total.

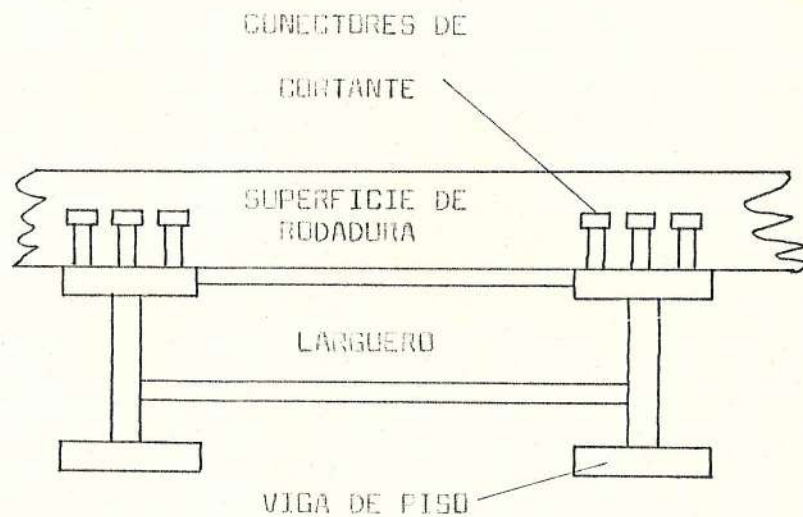


FIG. 1.6. SISTEMA DE PISO PARA PUENTES.

La superficie de rodadura de un puente de acero se soporta en una serie de vigas llamadas LARGUEROS DE PISO, que generalmente se colocan en la dirección del claro; estos largueros se apoyan sobre vigas transversales denominados VIGAS DE TABLERO, los cuales se conectan a los miembros principales de carga. En el diseño de una losa de piso convencional, soportada por largueros de piso se supone que usualmente que actúa como una losa de un sólo sentido y que la carga por rueda se distribuye sobre un ancho efectivo, que varía según la longitud de la losa.

1.4.2. SISTEMA DE CONTRAVENTEO PARA PUENTES.-

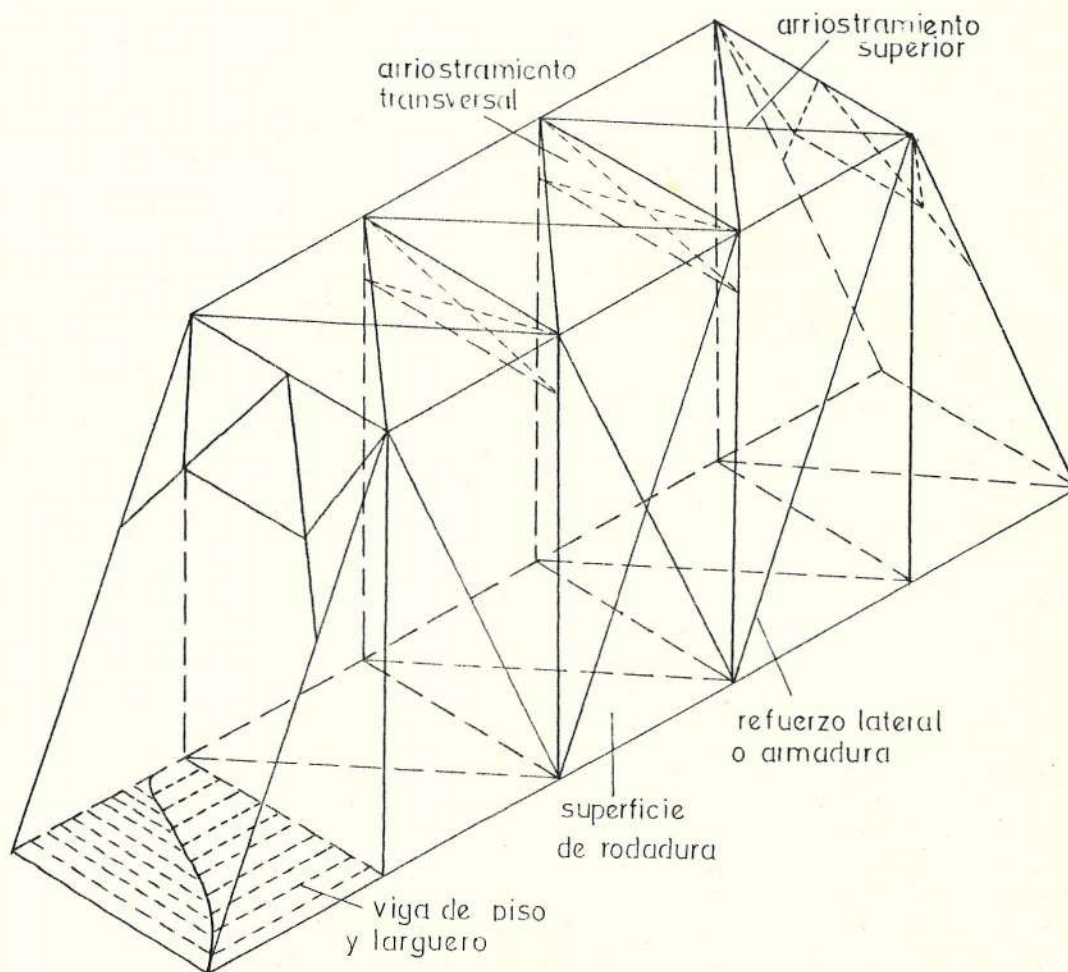


FIG. 1.7. ARMAZON DE UN PUENTE TIPICO PARA CARRETERAS.-

Un puente es en realidad una estructura espacial que no solamente transmite las cargas verticalmente de gravedad a las columnas de soporte y a los estribos, sino también resiste fuerzas laterales y longitudinales, como los producidos por el viento, la tracción, etc. El contravento horizontal y transversal se suministra con

objeto de darle al puente rigidez lateral y torsional.

En los puentes de paso inferior (fig. 1.7.) se emplea siempre un sistema de arriostramiento laterales en la cuerda superior, aun cuando la carga viva se aplica en el plano de la cuerda inferior. Dicho contraventeo proporciona rigidez a la estructura, estabiliza el patin de compresión y transmite la parte principal de la carga de viento a los portales del puente; se forma con puntales y diagonales. Los portales de un puente de paso inferior no pueden contraventearse con diagonales, y se diseñan como marcos rígidos de portal, para transmitir la carga del sistema lateral superior a los apoyos del puente

Con objeto de garantizar la rigidez torsional en los puentes de armadura, se proporciona normalmente en todos los tableros un sistema de arriostramiento que evite el desplazamiento lateral de las armaduras. La proporción de las cargas de viento que obra en la cuerda superior que se transmite a través del contraventeo mencionado no puede determinarse facilmente, por lo que se diseña

en forma mas o menos arbitraria, con la intención real de aumentar la rigidez, más que la resistencia de la estructura.

1.5 FACTIBILIDAD.-

El sistema vial es para un país, el medio de movilización, tanto de productos como de personas.

Por el lado de la movilización de productos, es uno de los medios de generación del comercio, tanto entre las ciudades como entre las regiones, si miramos que es por los caminos, tanto rural como urbanos, se tiene que mover los transportes de productos hacia los centros de acopio, para de allí seguir su ritmo normal de consumo.

Por el lado de la movilización de personas, ayuda a generar el turismo, sirviendo como medio de llegar hasta las regiones mas apartadas, donde haya un punto de atractivo turístico.

Ahora, si analizamos, que dentro de este sistema vial, consta de caminos de primera indole, de caminos rurales en buenas condiciones, y de puentes, es allí donde este trabajo se dirige.

También si vemos, que el desarrollo de un país, lo mide el nivel de conocimientos adquiridos y de no

depender del extranjero, notamos que el pensar en diseñar un puente de estructura metálica, representa un pequeño paso en este desarrollo, ya que incentivará a la creación de posibles compañías que se dediquen a la construcción de éstos, creación de nuevas carreras, el desarrollar fuentes de trabajo en áreas técnicas, como soldadores calificados, personal de laboratorios para ensayos no destructivos, laminadores, etc, lo que representa una nueva línea de desarrollo en nuestro medio.

Hasta en la actualidad, la mayoría de los puentes que se han construido en nuestro país, son de concreto, ya sea éste de concreto post o pre-tensado, pero uno de los objetivos de un ingeniero debería ser el desarrollar técnicas de diseño utilizando nuevas ideas, utilizando otros materiales que mejoren las condiciones de trabajo de los materiales tradicionales.

Ahora si analizamos el sentido económico del proyecto, primero tendríamos en la economía del tiempo para cumplir con el trabajo ya que al realizarlo de estructura metálica, no tendremos que esperar a que el concreto llegue a sus condiciones de diseño para entrar en servicio (28 días de fraguado), por otro lado tenemos una economía en el peso de la estructura, lográndose con esto que la

estructura diseñada tenga un diseño estético que realce el medio en que se encuentra.

Podría pensarse en cambio, que se requeriría de aceros muy especiales para construir un puente metálico, como en realidad ocurre, estos aceros son los llamados ACEROS ESTRUCTURALES, pero en realidad son aceros que podrían ser traídos de acerías cercanas como lo son las de Brasil, y así se evitaría el importar desde España el acero como se lo hacía hasta el momento; pero teniendo en mente el desarrollar en nuestro medio, una acería con la capacidad de fabricar dichas aceros, y con esto se evitaría el escape de divisas. En el apéndice A mostramos las características de los distintos aceros estructurales dados por la AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, A.I.S.C., entidad encargada de regular las características de diseño y construcción de acero.

Y finalmente, si analizamos en forma global todos los factores expuestos, tenemos como conclusión, que bien se podría justificar el diseño de un puente de estructura metálica, estableciéndose los parámetros óptimos de diseño, que es uno de los objetivos de este trabajo.

1.6. CARACTERISTICAS DEL PUENTE A SER DISEÑADO.-

Las especificaciones para materiales y construcción serán las STANDARD ESPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, doceava edición, 1977, adoptada por la AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIALS; A.A.S.H.T.O.; las especificaciones generales para la construcción de carreteras del MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS de la REPUBLICA del ECUADOR y las especificaciones especiales que resultaren del diseño propio del puente a analizar.

En lo referente al diseño del tipo de juntas, se utilizará el manual de Construcción en Acero, de la A.I.S.C

En un acuerdo con el HONORABLE CONSEJO PROVINCIAL del GUAYAS en su Departamento de Planificación, cuyo director de obras es el Ing. Enrique Arce, se nos facilitó el diseño del puente sobre el río Salado, en la carretera Gomez Rendón-Santa Elena, puente que en los actuales momentos se encuentra en la etapa de construcción, pero como todos los puentes construidos hasta el momento, es de concreto Pre-tensado, quedando por tanto, como trabajo para el desarrollo de esta tesis, la de rediseñar el puente, pero con características metálicas.

El puente señalado tendrá :

- 4 carriles de rodadura, con dos pasa-peatones.
- La longitud total requerida para salvar el obstáculo, es de 26 metros, con una flecha tomada desde el punto de máximo nivel del río de 0.179 metros.

Con estos datos de partida, y tomando en cuenta las recomendaciones presentadas por todas las entidades anteriormente nombradas, se diseñará el puente en estructura metálica.

CAPITULO II

ANALISIS DE PUENTES

2.1. LINEAS DE INFLUENCIA.-

2.1.1. DEFINICION.-

El concepto de Línea de Influencia, utilizado por primera vez por el profesor E. Winkler, de Berlín, en 1867, muestra gráficamente la forma en que el movimiento de una carga unitaria a lo largo de una estructura, influye en cierto efecto mecánico en la misma. Entre los efectos que pueden considerarse están las reacciones, fuerzas cortantes, momentos flexionantes, fuerzas axiales y deflexiones.

La línea de influencia puede definirse como una gráfica cuyas ordenadas representan la magnitud y el carácter o sentido de cierta función o efecto en una estructura, a medida

que una carga unitaria móvil se desplaza a lo largo de la misma. Cada ordenada del diagrama define el valor de la función cuando la carga móvil se encuentra colocada en el sitio correspondiente a dicha ordenada.

Las líneas de influencia se utilizan primordialmente para calcular ciertas fuerzas y determinar posiciones de cargas vivas que produzcan fuerzas críticas o máximas. El procedimiento para dibujar los diagramas de la línea de influencia consiste simplemente en la graficación de los valores de la función en estudio, como ordenada correspondiente a diversas posiciones de la carga unitaria a lo largo del claro y, finalmente, en unir por líneas los extremos de dichas ordenadas.

2.1.1.a. PROPIEDADES DE LA LINEA DE INFLUENCIA.-

Las líneas de influencia pueden usarse para dos fines importantes:

a.- Determinar la posición de la sobrecarga que producirá un valor máximo de la función particular para la que se construye.

b.- Calcular el valor de la función particular con las cargas así colocadas, o bien para cualquier condición de carga.

Como la ordenada de una línea de influencia es igual al valor de una función determinada debido a una carga unidad que actúa en el punto de donde se mide esa ordenada, es cierto los siguientes teoremas:

1.- Para obtener el valor máximo de una función, debido a una sobrecarga aislada, se colocará la carga en el punto en que la ordenada de la línea de influencia de dicha función es máxima.

2.- El valor de una función, debido a la acción de una sobrecarga aislada, es igual al producto de la magnitud de la carga por la ordenada de la línea de influencia de esa función, medida en el punto de aplicación de la carga.

3.- Para obtener el valor máximo de una función producido por una

sobrecarga uniformemente repartida, se colocará la carga en todas las zonas de la estructura para las cuales las ordenadas de la línea de influencia tienen el signo de la función deseada.

la

y

ga

yo

4.- El valor de una función debido a una sobrecarga uniformemente repartida es igual al producto de la intensidad de la carga por el área total bajo la parte de la línea de influencia de la función considerada, correspondiente a la zona de estructura cargada.

la

ón

Para mayor información acerca de estos teoremas y su demostración, tomar como referencia el libro de Norris, Wilbur, Utku; Análisis Elemental de Estructuras, Editorial McGraw-Hill, 1982.

2.1.2. LINEAS DE INFLUENCIA DE LAS REACCIONES DE UNA VIGA.-

La manera de construir las líneas de influencia de las reacciones en los apoyos derecho o izquierdo de una viga simplemente

DE

apoyadas AB se representa en la Fig. 2.1.

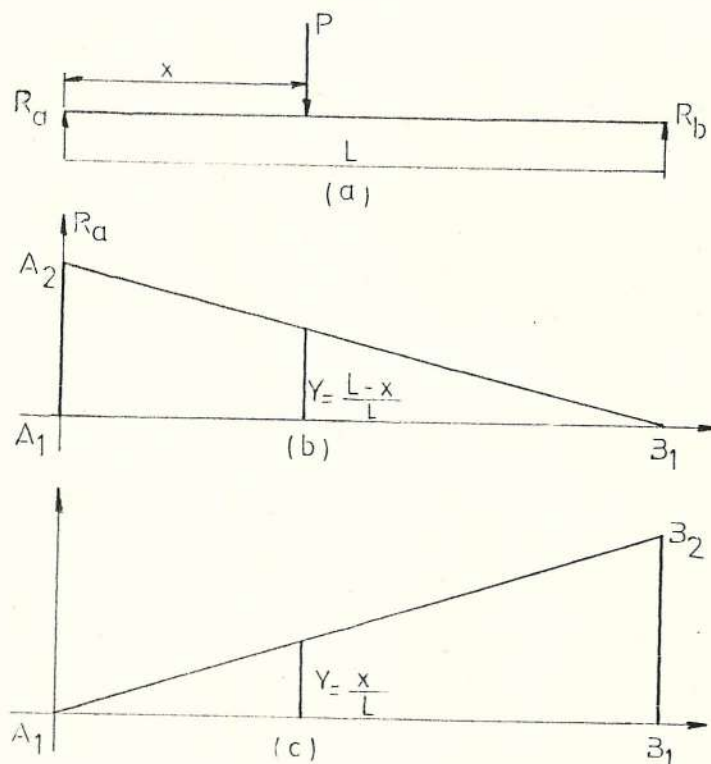


FIG. 2.1. REPRESENTACION DE LAS LINEAS DE INFLUENCIA DE UNA VIGA SIMPLE APOYADA.

Las ordenadas representan las líneas de influencia de las reacciones izquierdo y derecho de la viga en las Fig. 2.1.b y 2.1.c respectivamente; y la abcisa representa la distancia entre los apoyos.

Se coloca la carga unidad a una distancia x del apoyo de la izquierda. Tomando momentos respecto al punto B, la reacción en el apoyo izquierdo será:

$$R_a = (L - x) / L \quad (2.1)$$

de igual forma con el punto A, la reacción será para el apoyo derecho de:

$$R_b = x / L \quad (2.2)$$

Para trazar la línea de influencia de la reacción en el apoyo izquierdo, se toma sobre la ordenada que pasa por el punto donde está aplicada la carga unidad, que está a una distancia x del punto A, el valor de:

$$R_d = y = (L - x) / L \quad (2.2.b)$$

Puesto que Y es una función lineal de x , y la expresión anterior puede aplicarse entre $x=0$ y $x = L$, únicamente será necesario calcular los valores de Y para $x = 0$ y $x = L$. La línea de influencia de R se obtiene, trazando la recta que une los extremos superiores de las ordenadas en los puntos A y B. Así para $x = 0$

$$Y = (L - 0) / L = 1$$

para $x = L$

$$Y = (L - L) / L = 0$$

La línea de influencia de la reacción de la izquierda está representada por $A_1 A_2 B_1$ en la fig. 2.1.b. Análogamente, la línea de

influencia de la reacción de la derecha es la $A_1 B_2 B_1$ representada en la fig. 2.1.c.

Para un sistema de cargas concentradas P_1 y P_2 (fig. 2.2.) aplicadas sobre una viga simple apoyada, la reacción en el apoyo izquierdo sería:

$$R_a = P_1 * Y_1 + P_2 * Y_2 \quad (2.3)$$

Esto se obtiene usando el teorema 2 de la sección 2.1.1.a (Principio de Superposición).

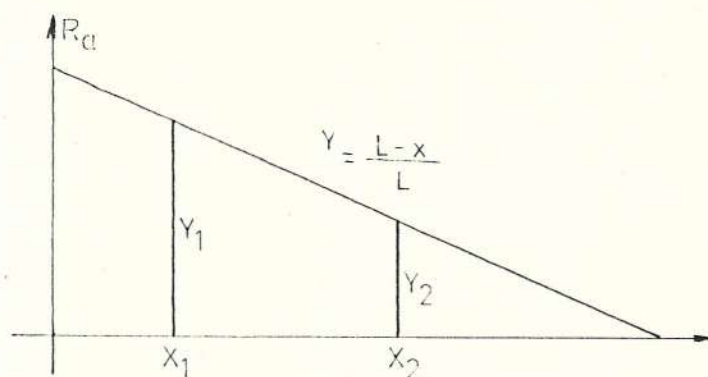
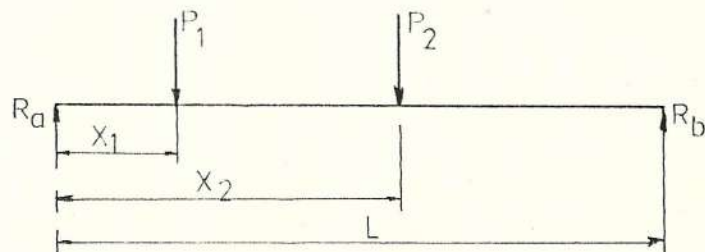


FIG. 2.2. VIGA SIMPLE APOYADA, CON SISTEMA DE CARGAS P_1 y P_2 .

El mismo criterio se puede usar para calcular las reacciones debidas a cargas uniformes (fig. 2.3). Si aplicamos una carga uniforme de W Kg/m entre los puntos 1-2, la reacción en A, debida a la carga $W * dx$ será:

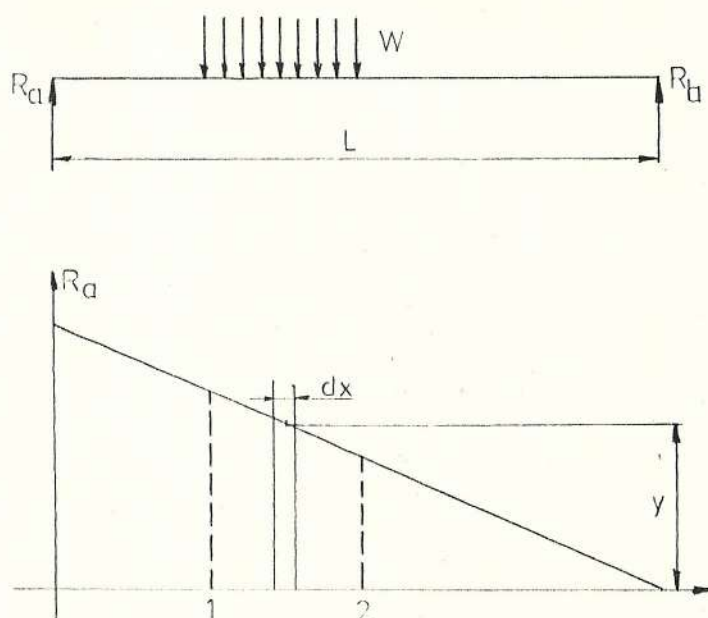


FIG. 2.3. VIGA SIMPLE APOYADA, CON SISTEMA DE CARGAS UNIFORME W .

$$dR_a = Y * W * dx$$

en donde el valor de la función Y es la ecuación 2.1, obteniendo:

$$R_a = W \int_1^2 Y * dx$$

donde $\int_1^2 Y * dx$ es el área determinada por

la línea de influencia entre las ordenadas Y_1 y Y_2 .

Por tanto, la reacción en el apoyo izquierdo puede obtenerse multiplicando el área determinada por la línea de influencia cubierta por la carga uniforme por el valor de la intensidad de dicha carga.

2.1.3. LINEAS DE INFLUENCIA DEL ESFUERZO CORTANTE EN UNA VIGA.-

La línea de influencia para el esfuerzo cortante en la sección C de la viga AB representada en la fig. 2.4.a. Para una carga unidad situada a una distancia x de A, las reacciones son:

$$R_a = (L - x) / L$$

y

$$R_b = x / L$$

Si $x < a$, el esfuerzo cortante en C es $R_a - 1$

$$V_c = [(L - x) / L] - 1 = -x / L \quad (2.4)$$

La ordenada de la línea de influencia del esfuerzo cortante en C es:

$$V_c = -a / L \quad (2.4a)$$

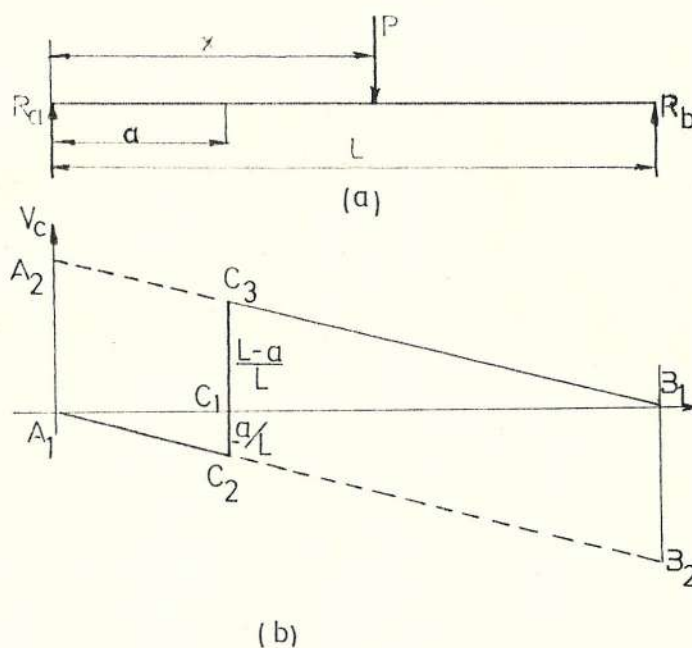


FIG. 2.4. VIGA SIMPLE APOYADA, LINEA DE INFLUENCIA DE UN PUNTO CUALQUIERA PARA EL ESFUERZO CORTANTE.-

Obsérvese que, para esta condición de carga, el esfuerzo cortante en C es igual en valor absoluto a la reacción en el apoyo derecho. Por consiguiente, puede tomarse como línea de influencia del esfuerzo cortante en C la parte de la línea de influencia de la reacción en el apoyo derecho comprendida entre A y C ; sin embargo, para ponerla de acuerdo con el convenio de signos, esta línea de $A_1 C_2$ se ha trazado con coordenadas negativas. Si $x > a$, el esfuerzo

cortante en C es la reacción en el apoyo izquierdo y

$$V_C = (L - x) / L$$

Así, para la parte de la viga comprendida entre C y B la línea de influencia del esfuerzo cortante es la misma que la de la reacción en el apoyo izquierdo. La ordenada de la línea de influencia del esfuerzo cortante en C es:

$$V_C = (L - a) / L \quad (2.4b)$$

El diagrama $A_1 C_2 C_3 B_1$ es la línea de influencia del esfuerzo cortante en la sección C . Se observará que la ordenada $C_1 C_3$ es el esfuerzo cortante positivo en C cuando la carga unidad está aplicada a una distancia infinitamente pequeña a la derecha de C , y la ordenada $C_1 C_2$ es el esfuerzo cortante negativo en C cuando la carga unidad está aplicada a una distancia infinitamente pequeña a la izquierda de C .

2.1.4. LINEA DE INFLUENCIA DEL MOMENTO FLECTOR EN UNA VIGA.-

La línea de influencia en una viga AB simple apoyada, para el momento flector en la

sección C se muestra en la fig. 2.5b.

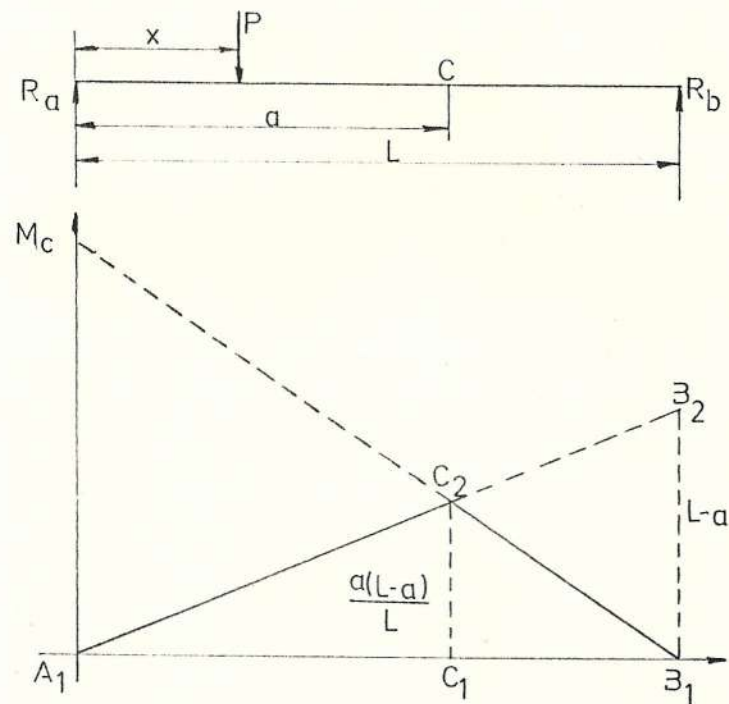


FIG. 2.5. LINEA DE INFLUENCIA DEL MOMENTO FLECTOR EN UNA VIGA SIMPLE APOYADA, PARA UN PUNTO CUALQUIERA.-

Las reacciones son:

$$R_a = (L - x) / L$$

$$R_b = x / L$$

Si $x < a$, el momento flector en C considerando AC como cuerpo libre o considerando CB de igual forma, obtenemos:

$$M_c = R_a * a - 1(a - x)$$

$$M_C = x(L - a) / L \quad (2.5a)$$

Esta es la ecuación de la recta $A_1 C_2$.

Cuando tenemos:

$$x = 0 \quad M_C = 0$$

$$x = a \quad M_C = a(L - a) / L \quad (2.5b)$$

Si $x > a$, considerando AC o CB como cuerpos libres, obtenemos:

$$M_C = R_a * a$$

$$M_C = a(L - x) / L \quad (2.5c)$$

Esta es la ecuación de la recta $C_2 B_1$.

Obsérvese que cuando:

$$x = a \quad M_C = a(L - a) / L \quad (2.5d)$$

$$x = L \quad M_C = 0$$

La ecuación 2.5d, resulta ser la ordenada en común entre las dos rectas $A_1 C_2$ y $B_1 C_2$ en el punto C.

2.1.5. LINEA DE INFLUENCIA COMO DIAGRAMAS DE DEFORMACIONES.-

Las líneas de influencia de las reacciones, esfuerzos cortantes o momentos flectores, que se han descrito anteriormente, pueden

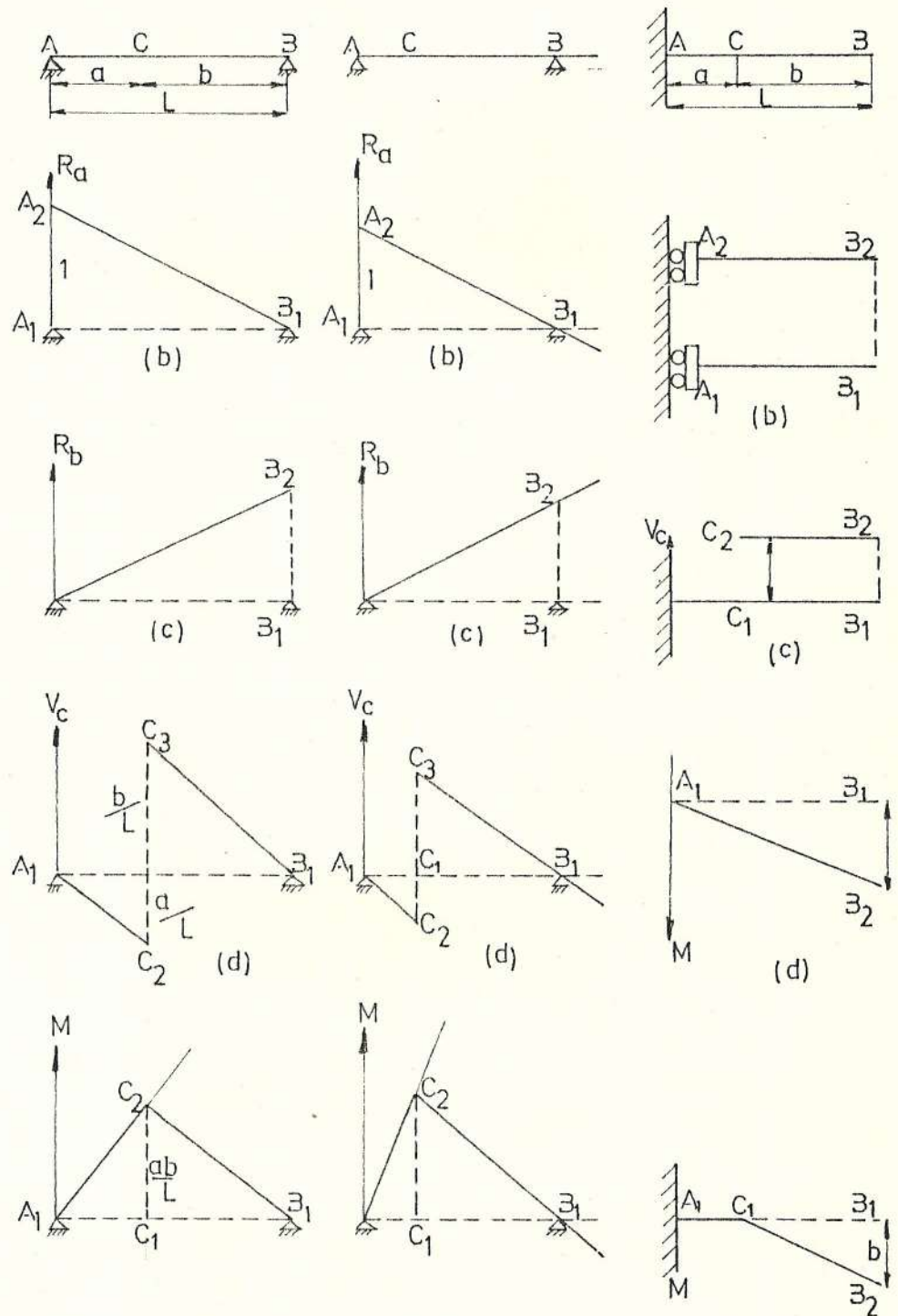


FIG. 2.6. L. DE I. DE UNA VIGA SIMPLE APOYADA.

FIG. 2.7. L. DE I. DE UN VIGA EN VOLADIZO.

FIG. 2.8. L. DE I. DE UN VIGA EMPOTRADA.

determinarse basándose en el concepto de que las líneas de influencia son diagramas de deformación:

1.- Para obtener las líneas de influencia de una reacción, quitamos el apoyo que resiste esta reacción e introducimos un desplazamiento unidad en la dirección de dicha reacción. El área comprendida entre las posiciones original y final de la viga es la línea de influencia buscada.

Este procedimiento podemos observar en las fig. 2.6 , 2.7 , 2.8 en sus partes b y c respectivamente.

2.- Para obtener la línea de influencia del esfuerzo cortante en una sección, cortemos la viga por dicha sección y levantemos el extremo cortado de la derecha un desplazamiento unidad respecto al extremo cortado de la izquierda, sin introducir rotación relativa en la sección.

Así en las fig. 2.6d y 2.7d; $A_1 C_2$ y $C_3 B_1$ son paralelas puesto que no hay rotación relativa en C. De forma análoga, la línea de influencia de V_C en la viga en voladizo AB se obtiene cortando la viga por C y haciendo

el extremo cortado de la derecha una distancia unitaria como se indica en la fig. 2.6c . En este caso $A_1 C_1$ debe conservarse horizontal por tanto, $C_2 B_2$ debe ser también horizontal puesto que no hay rotación relativa en C.

3.- Para obtener las líneas de influencia del momento flector en una sección cualquiera, intercalamos una articulación de manera que en dicha sección no haya momento y hagamos actuar en ella un giro relativo unidad. Así, en la fig. 2.6e , sino hubiera rotación relativa en C_2 , $A_1 C_2$ hubiera permanecido recta hasta B_2 . $C_2 B_2$ gira 1 radián alrededor de C_2 hasta la posición $C_2 B_1$.

Si todos los desplazamientos verticales son pequeños:

$$C_1 B_1 = C_2 B_1 .$$

$$B_1 B_2 = 1 \text{ radián} / C_1 B_1 .$$

Así:

$$C_1 C_2 = (B_1 B_2 / L) A_1 C_1 = a * b/L$$

2.1.6. LINEA DE INFLUENCIA EN LOS ENTRAMADOS DE NUDOS ARTICULADOS.-

Generalmente se suele utilizar 2 vigas entramadas para soportar la acción de un sistema de carga móviles, colocando una a cada lado del tráfico. En la fig. 2.9 se representa un entramado para puente, compuesto de 2 vigas trianguladas, sistema Pratt, de seis paneles cada uno, unidos entre sí por vigas de tablero y otros riostras en sentido transversal (algunas no representadas). Los largueros son vigas simples apoyadas sobre las vigas de tablero y cuyos tramos son iguales a la longitud del panel de las vigas trianguladas. Las cargas de las ruedas móviles son transmitidas por la superficie de rodadura a los largueros que se apoyan en las vigas de tablero. Las vigas de tablero transmiten las reacciones de los largueros a los nudos de los paneles de la viga triangulada. Por ejemplo; un eje con 2 ruedas cada una de ellas supone una carga P que actúa sobre los largueros en el tercer panel según la fig. 2.9 originará 2 cargas de $P * b/d$ cada una sobre la viga de tablero L_2 L_2' y dos cargas de $P * a/d$ cada una sobre la viga de tablero L_3 L_3' . Como muestra la fig. 2.9 los largueros están colocados simétricamente sobre las vigas de

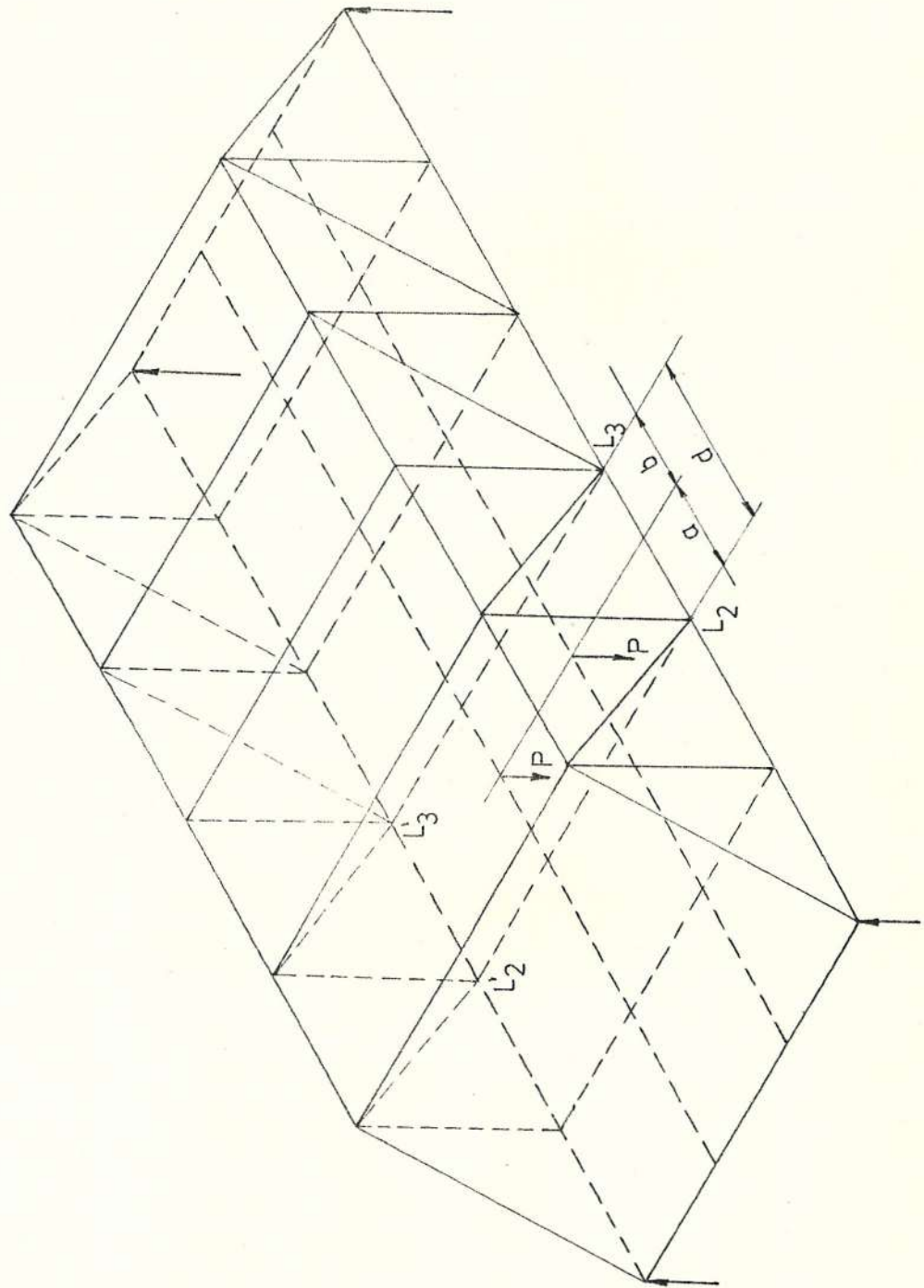


FIG. 2.9. TRAMO DE PUENTE, CARGADO

tablero, por consiguiente, en este caso, se transmiten a los nudos L_2 y L_2' cargas de $P * b/d$. Del mismo modo se transmiten cargas de $P * a/d$ a los nudos L_3 y L_3' .

Este puente entramado está apoyado por sus 4 extremos, como se indica en la fig. 2.9 y es necesario disponer unas vigas de tablero finales para apoyar los extremos de los largueros en el último panel del puente. A veces cuando las estructuras, especialmente de puentes soportan cargas móviles que pueden ocupar una posición cualquiera sobre el vano, es necesario determinar la posición del sistema de cargas que de origen al esfuerzo máximo de tracción y/o de compresión en cualquier elemento o barra del entramado. Conviene señalar la posición para la que se obtiene un máximo del esfuerzo en un elemento puede no ocasionar el máximo en otro elemento. Es evidente que la condición de cargas que de origen al esfuerzo de tracción máximo en una barra no producirá el máximo esfuerzo de compresión en esta misma barra.

2.1.7. LINEAS DE INFLUENCIA DE ARCOS DE CELOSIA.-

Normalmente se puede utilizar el método de línea de influencia explicado anteriormente, pero utilizaremos un nuevo método.

Se construye la línea de influencia de la barra FG de la estructura de la fig. 2.10. Primero trazamos la línea de influencia de la parte de la fuerza correspondiente sólo a la carga unidad y las reacciones verticales.

Como estas reacciones tienen el mismo valor que tendrían si se tratara de una viga apoyada por sus extremos, la línea de influencia de esta fracción de la fuerza es un triángulo con su valor máximo cuando la carga está sobre el centro de momento f , en cuyo punto la ordenada es igual a $-15 * a / (6 * h)$.

Ahora construyendo la línea de influencia de $R_{ix} = R_{ix}$, cuando la carga unidad se traslada de A a E, R_{iy} , y como consecuencia:

$$R_{ix} = 5 * R_{iy} / 2$$

aumenta linealmente. Por tanto la línea de influencia de R_{ix} es una recta que va desde cero en A hasta $5 * R_{iy} / 2$.

La fuerza en la barra FG debida a las reacciones horizontales es igual a $R_{ix} * H / h$.

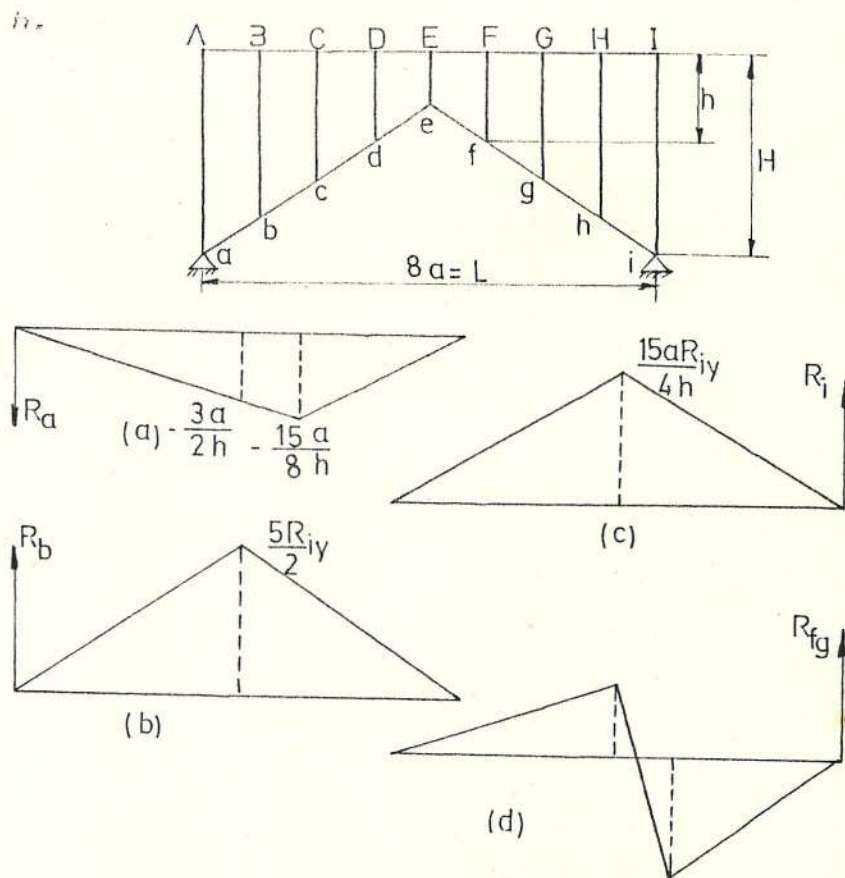


FIG. 2.10 LINEA DE INFLUENCIA PARA LA FUERZA INTERNA PARA UN ARCO DE CELOSIA.

por lo tanto, la línea de influencia para esta fracción de la fuerza en la barra FG es un triángulo con su vértice superior en E, en cuyo punto la ordenada vale la superposición de las curvas a y b en este punto.

La línea de influencia de la fuerza total en FG se halla superponiendo las curvas a y c en

la fig. 2.10 obteniéndose la gráfica d.

2.2. CRITERIO PARA DETERMINAR LOS MAXIMOS: CARGA MOVIL.

2.2.1. MAXIMO DE LAS REACCIONES Y ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS SIMPLE APOYADAS: CARGA UNIFORME.-

Observando las línea de influencia de la reacción que muestra la fig. 2.2 nos damos cuenta enseguida de que una carga uniformemente repartida produce una reacción máxima a la izquierda o la derecha cuando la viga esta completamente cargada, es decir, cuando la carga uniformemente repartida cubre la longitud total de la viga.

Vamos a determinar el máximo esfuerzo cortante, positivo y negativo, en una sección C situada a una distancia x del apoyo A de una viga simplemente apoyada AB. (fig. 2.11) debido al paso de una carga uniformemente repartida. Construyamos la línea de influencia del esfuerzo cortante en C, fig. 2.11b. De esta línea de influencia se deduce que, para obtener el máximo esfuerzo cortante positivo en C, la carga uniforme ha de cubrir

el segmento CB, y que para obtener el máximo esfuerzo cortante negativo en C ha de cubrir el segmento AC. Así de la fig. 2.11c se deduce:

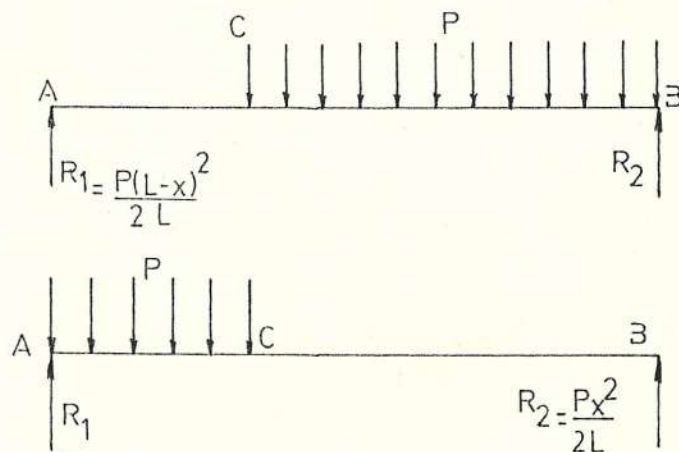
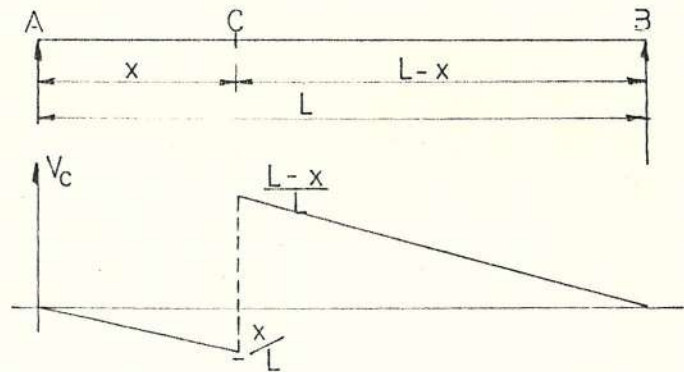


FIG. 2.11 MÁXIMO ESFUERZO CORTANTE EN UNA SECCIÓN C SITUADA A UNA DISTANCIA x .

Máximo Esfuerzo Cortante Positivo en C:

$$R_1 = P * (L - x)^2 / (2 * L) \quad (2.6a)$$

y de la fig. 2.11d, el Máximo Esfuerzo Cortante Negativo en C es:

$$R = -P * x^2 / (2 * L) \quad (2.6b)$$

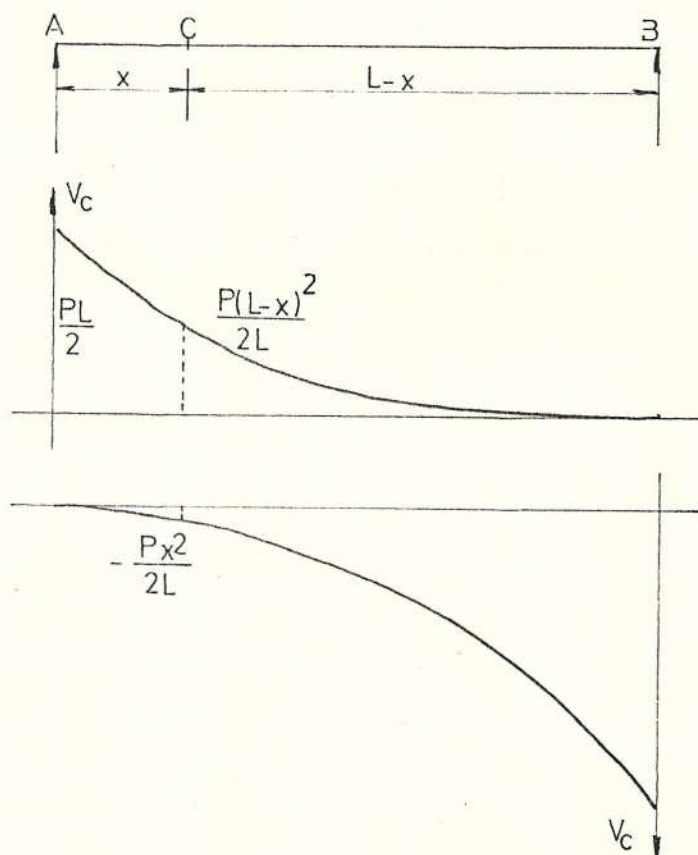


FIG. 2.12 MAXIMO ESFUERZO CORTANTE EN UNA VIGA SOMETIDA A CARGA UNIFORME.

Al proyectar una viga de tablero o un larguero, para soportar una sobrecarga móvil uniforme puede interesar conocer la variación del esfuerzo cortante máximo positivo y negativo a lo largo de la viga. Por ejemplo, en un larguero metálico armado, el cordón de soldadura o pernos que ha de ponerse en una sección depende del máximo esfuerzo cortante combinado (peso propio, sobrecarga, impacto

) en dicha sección. Si la viga que se representa en la fig. 2.12a está sometida a una sobrecarga uniforme P por metro lineal las curvas que se indican en las fig. 2.12b y c nos dan, respectivamente, el esfuerzo cortante máximo positivo y negativo debido a la sobrecarga. Las dos curvas son parábolas.

Generalmente, para el proyecto únicamente se necesita el máximo valor absoluto del esfuerzo cortante, sin tener en cuenta el signo. Así, para la viga de la fig. 2.12a, el máximo valor absoluto del esfuerzo cortante en la mitad izquierda de la viga será la suma del esfuerzo cortante positivo debido a la carga permanente más el máximo esfuerzo cortante positivo debido a la sobrecarga móvil y al impacto; el máximo valor absoluto del esfuerzo cortante en la mitad derecha de la viga será igual a la suma del esfuerzo cortante negativo debido a la carga permanente más el máximo esfuerzo cortante negativo debido a la sobrecarga móvil e impacto. Por supuesto, el máximo valor del esfuerzo cortante en una sección correspondiente a la mitad izquierda de la viga es igual en valor absoluto al de la

sección simétrica en la mitad derecha de la viga.

2.2.2. MAXIMOS DE LAS REACCIONES Y ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS SIMPLE APOYADOS: CARGA CONCENTRADA.-

En al fig. 2.13 se representa una viga simple apoyada que soporta un sistema de 5 cargas móviles concentradas P_1 , P_2 , P_3 , P_4 , P_5 , distanciados b_1 , b_2 , b_3 , b_4 .

Estas cargas pueden tomar cualquier posición sobre el vano. Veamos la forma de determinar la posición crítica de este sistema de cargas que origina el máximo valor absoluto del esfuerzo cortante en la sección C. A la vista, de la línea de influencia del esfuerzo cortante en la sección C de la fig. 2.13c, es evidente que el máximo esfuerzo cortante positivo en C será mayor en valor absoluto que el máximo esfuerzo cortante negativo en C; esta ocurrirá siempre que la sección C está situada a la izquierda del centro de la viga.

Si las cargas representadas en la fig. 2.13a recorren la viga de derecha a izquierda, es evidente que se obtendrá el máximo esfuerzo

cortante positivo en C cuando se sitúan el mayor número posible de estas cargas bajo la parte más alta $B_1 C_3$ de la línea de influencia. Así, pues, es de esperar que la posición de cargas representadas en la fig. 2.13a (P_1 en C) de lugar al máximo esfuerzo cortante positivo en C .

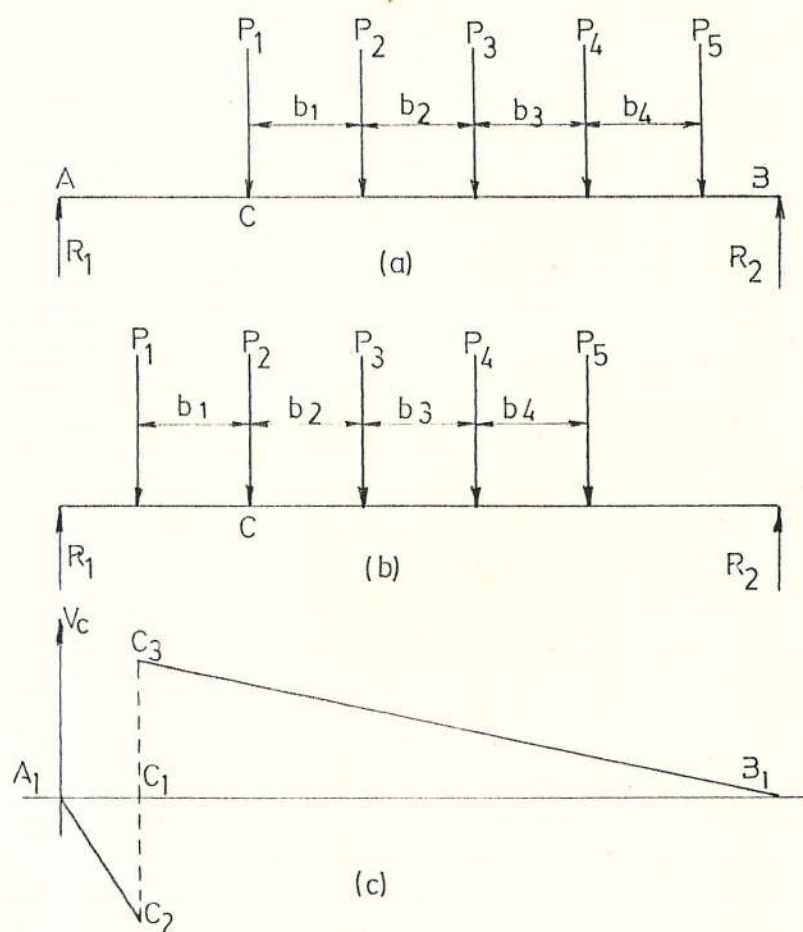


FIG. 2.13 MAXIMO ESFUERZO CORTANTE EN UNA VIGA POR ACCION DE CARGAS CONCENTRADAS.

Si P_1 está en C , el esfuerzo cortante en C

es igual a R_1 . Cuando P_2 pasa a C (fig. 2.13c) el esfuerzo cortante en C es igual a $R_1 - P_1$.

Sin embargo, la condición de carga con P_2 en C puede o no originar un mayor esfuerzo cortante en C que la condición con P_1 en C. Esto depende de si lo que aumenta el valor de R_1 es mayor que lo que disminuye el esfuerzo cortante debido a P_1 .

Sea:

$$G = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5.$$

La reacción de la izquierda en la fig. 2.13c es mayor que la correspondiente en la fig. 2.13a en $G * b_1 / L$, porque al hallar el valor de R_1 tomando momentos respecto a B, el brazo de momentos de todas las cargas ha aumentado en b_1 y el aumento de la reacción debido a que las cargas se han desplazado una longitud b_1 es:

$$G * b_1 / L$$

Así, para determinar si se obtendrá mayor esfuerzo cortante en C situando P_1 en C o P_2 en C, basta comparar el aumento $G*b_1 / L$ con la disminución P_1 . Si el aumento es más

pequeño que la disminución P_1 en C origina el máximo esfuerzo cortante en C. Si el aumento es mayor que la disminución, P_2 en C origina un mayor esfuerzo cortante en C que el dado por P_1 en C. Si ocurriera esto último sería necesaria después averiguar si habrá que mover hasta C la carga P_3 . Teóricamente esta comparación entre dos cargas sucesivas deberá repetirse mientras que la carga que pasa a la sección de mayor valor para el esfuerzo cortante, pero muy rara vez será necesario hacer intervenir la tercera o cuarta carga.

2.2.3. MAXIMO MOMENTO FLECTOR EN UN

PUNTO DE UNA VIGA SIMPLE APOYADA:

CARGA UNIFORME.-

Es evidente que el máximo momento flector en una sección cualquiera de una viga simple apoyada debido a una sobrecarga móvil uniforme se origina cuando la viga está completamente cargada. Esta evidencia se obtiene al considerar la línea de influencia del momento de flexión representadas en la fig. 2.6. La viga tiene que estar completamente cubierta por la carga móvil uniforme para obtener el máximo momento de

flexión en un punto cualquiera situado entre sus apoyos.

2.2.4. MAXIMO MOMENTO FLECTOR EN UN PUNTO DE UNA VIGA SIMPLE APOYADA: CARGA CONCENTRADA.-

Vamos a determinar la posición que han de tomar una serie de cargas concentradas sobre la viga simplemente apoyadas AB (fig. 2.14a) para que se origine el máximo momento de flexión en C.

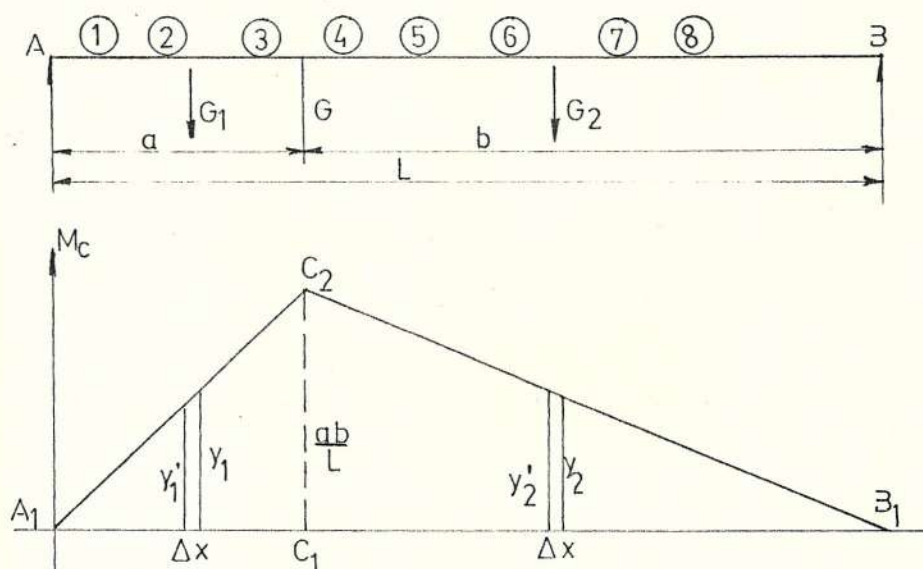


FIG. 2.14. LINEA DE INFLUENCIA DEL MOMENTO DE FLEXION EN C.

En primer lugar, si el segmento de la fig. 2.15b es parte de una línea de influencia, el valor de la función cuando la estructura esté cargada con P_1 , P_2 , P_3 , P_4 como se indica en la fig. 2.15a será

$\sum P * y$, o sea, $P_1 * y_1 + P_2 * y_2 + P_3 * y_3 + P_4 * y_4$. Si Y_g es la ordenada de la línea de influencia situada bajo la resultante $G = \sum P$ de estas fuerzas, se verifica que:

$$G * Y_g = P_1 * y_1 + P_2 * y_2 + P_3 * y_3 + P_4 * y_4.$$

La línea de influencia del momento de flexión en C de la viga AB representada en la fig. 2.14b. La ordenada en C_2 es $a * b / L$. La pendiente de la recta $A_1 C_2$ es b / L (vertical) sobre 1 (horizontal) y la pendiente de la recta $B_1 C_2$ es a / L sobre 1.

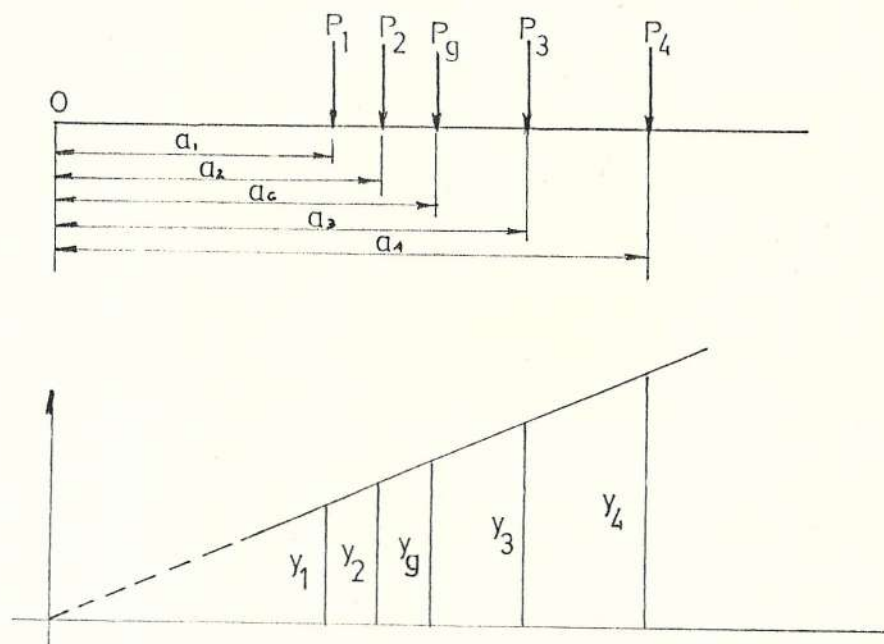


FIG. 2.15. LÍNEA DE INFLUENCIA DEL MOMENTO FLECTOR EN UNA VIGA, CARGAS CONCENTRADAS.

Cuando una serie de cargas concentradas toman la posición sobre la viga que se indican en la fig.

2.14a con G_1 a la izquierda de C y G_2 a la derecha de C, el momento de flexión en C será:

$$M = G_1 * y_1 + G_2 * y_2$$

Si estas cargas se mueven una pequeña distancia Δx hacia la izquierda, el momento de flexión en C sería:

$$M'_C = G_1 * y'_1 + G_2 * y'_2$$

Como resultado de este pequeño movimiento Δx hacia la izquierda el aumento del momento de flexión en C es:

$$\Delta M = M'_C - M_C$$

$$\Delta M = G_2 * (y'_2 - y_2) - (y_1 - y'_1) * G_1$$

$$\Delta M = G_2 * a/L * \Delta x - G_1 * b/L * \Delta x$$

Dividiendo cada término de la ecuación anterior por Δx , la relación entre el incremento del momento de flexión en C y el movimiento Δx será:

$$\Delta M / \Delta x = G_2 * a/L - G_1 * b/L$$

$$\Delta M / \Delta x = G_2 * a/L - G_1 * (L - a) / L$$

$$\Delta M / \Delta x = (G_1 + G_2) * a/L - G_1$$

$$\Delta M / \Delta x = G * a/L - G_1$$

en donde G es la carga total sobre la viga y G_1 es la parte de carga situada a la izquierda de C .

Así, mientras que $(G * a / L) - G_1$ sea positivo, el momento de flexión en C aumentará como resultado de un movimiento progresivo de las cargas hacia la izquierda. El término $G * a / L$ permanecerá constante a no ser que se salgan del extremo izquierdo de la viga algunas cargas delanteras o entren por el extremo derecho dentro del vano otras nuevas. Es evidente que el máximo momento de flexión en C se obtiene el mayor número posible de cargas a la izquierda de C , al mismo tiempo que $G * a / L - G_1$ se mantiene positivo. Esta condición se cumple si el situar una cierta carga en C y su valor no se incluye en G_1 ; $G * a / L - G_1$ resulta positivo, y si se incluye en G_1 ; $G * a / L - G_1$ se hace negativa.

Otra manera de establecer esta condición es que el valor de $G * a / L$ debe caer entre 2 valores de G_1 , una cuando no se incluye y otra cuando se incluye el valor de la carga en C . En realidad, cuando Δx tiende a cero, la expresión:

$$\Delta M / \Delta x = G * a / L - G_1$$

se convierte en

$$dM/dx = G * a/L - G_1 \quad (2.7)$$

Resumiendo: el criterio a seguir para determinar el máximo momento de flexión en una sección C distante a y b, respectivamente, de los apoyos izquierdo y derecho de una viga simplemente apoyada AB, de luz igual a L, será que, al situar en C la carga crítica, el valor de $G * a/L$ ha de estar comprendido entre 2 valores de G_1 , uno cuando va incluido y otro cuando no va incluido el de la carga en C (siendo G la carga total sobre el vano y G_1 la carga sobre el segmento AC).

A veces habrá varias cargas distintas que al situarlas en C harán que se cumpla el criterio anterior. En este caso hay que calcular el momento de flexión en C para todas estas condiciones de carga. Una comparación de los resultados obtenidos determinará cuál es el valor máximo del momento de flexión.

2.2.5. MAXIMO MOMENTO FLECTOR ABSOLUTO

EN UNA VIGA SIMPLE APOYADA: CARGA CONCENTRADA.-

El máximo momento de flexión absoluta en una viga se define como el mayor de los momentos de flexión que pueden producirse en la viga

debido al paso de una serie de cargas. El significado de este momento es evidente, ya que la resistencia que ha de tener la viga ha de estar en concordancia con él. Hay que tener en cuenta que aún no se conoce cuál es la sección en que se producirá el máximo absoluto del momento de flexión. Puesto que el diagrama de momentos de flexión en una viga sometida a un sistema de cargas concentradas es una línea quebrada, el máximo momento de flexión absoluto se producirá en una sección situada bajo una de las cargas. Si determinamos en primer lugar el valor del máximo momento de flexión bajo cada una de las cargas del sistema, entonces el mayor de estos máximos será el máximo absoluto del momento de flexión en la viga.

Durante el paso de un sistema de cargas a través de una viga como la representada en la fig. 2.16, el momento de flexión bajo cada carga varía para cada posición de la carga. En este caso vamos a buscar cuál será la posición de P_3 para que se obtenga el máximo momento de flexión bajo P_3 . Sea G la suma de las cargas que permanecen sobre la viga, entonces:

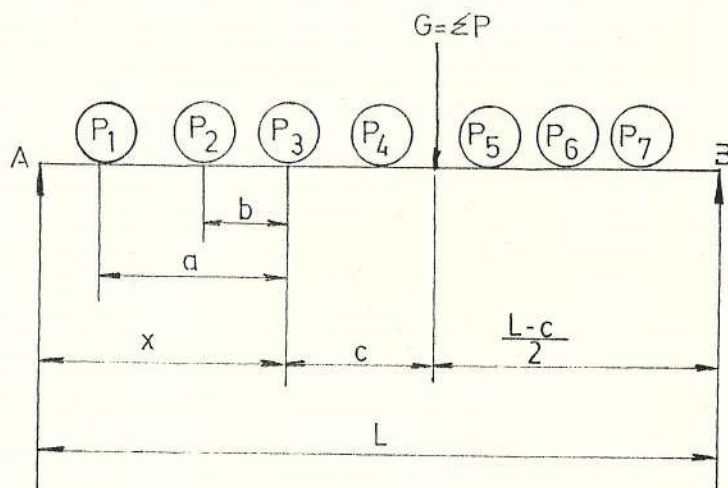


FIG. 2.16 REPRESENTACION DE UN SISTEMA DE CARGAS MOVILES

$$R_d = G (L - c - x) / L$$

y el momento de flexión bajo P_3 será:

$$M = R_d * x - (P_1 * a + P_2 * b)$$

$$M = G (L - c - x) x / L - (P_1 * a + P_2 * b)$$

derivando para determinar la condición de máximo momento de flexión, tenemos:

$$dM / dx = G (L - 2 * x - c) / L = 0$$

$$x = (L - c) / 2 \quad (2.8)$$

En la ecuación 2.8, x es la distancia de A a

P_3 ; la distancia entre G y B (fig. 2.16) es $L - c - x$, que es también $(L - c) / 2$. Así, para que el momento de flexión en P_3 sea un máximo, P_3 y G deben estar equidistantes de los apoyos izquierdo y derecho de la viga. En otras palabras, el máximo momento de flexión bajo una carga concentrada cualquiera se obtiene cuando esta carga y la resultante del sistema de cargas que actúan sobre el vano están a igual distancia del punto medio de la viga.

Conviene tener en cuenta que, durante el paso de un sistema de cargas concentradas, habrá un máximo momento de flexión bajo cada carga cuando la condición anterior quede satisfecha.

Varios cálculos pueden ser necesarios para determinar el mayor de estos máximos momentos de flexión. En general, sin embargo se hallará que el máximo absoluto del momento de flexión, es decir, el mayor de estos máximos se obtiene bajo la carga que está más próxima a la resultante del sistema.

Si se mueven dos cargas desiguales P distantes entre sí a sobre una viga, el

máximo momento de flexión se obtiene bajo la carga más pesada.

Si se mueven dos cargas iguales P distantes entre sí a sobre una viga simplemente apoyada, el máximo momento de flexión se obtiene bajo cada uno de las cargas cuando están a una distancia

$$x = L/2 - a/4 \quad (2.8a)$$

de cada uno de los apoyos de la viga. El máximo momento de flexión valdrá:

$$M = P \left(L - a/2 \right)^2 / 2 * L \quad (2.8b)$$

Si la distancia entre las cargas es mayor que $0,586 * L$ el máximo momento de flexión se obtiene bajo una de las cargas cuando ésta esté sobre el centro del vano. Este valor de la separación máxima entre las cargas se deduce igualando el momento de flexión de una sola carga al máximo momento de flexión de las dos cargas iguales. Así, pues,

$$P * L/4 = P \left(L - a/2 \right)^2 / 2 * L \quad (2.8c)$$

de donde se obtiene

$$a = 0,586 * L$$

El máximo momento de flexión para el caso de 3 cargas iguales distanciadas a se obtiene en el centro y vale

$$M = P (3 * L - 4 * a) / 4 \quad (2.8d)$$

Si a es mayor que $0,45 * L$ el máximo momento de flexión se obtiene con las 2 cargas sobre la viga.

2.3. TIPOS DE CARGAS.-

En general las cargas que actúan sobre una estructura y que hay que tener en cuenta son la carga permanente, la sobrecarga y los efectos dinámicos o de impacto de la sobrecarga. En la carga permanente se incluyen el peso propio de la estructura; la sobrecarga es el sistema de cargas que debe soportar la estructura, y el impacto es el efecto dinámico debido a la aplicación de la sobrecarga.

Así, por ejemplo, en un proyecto de edificio, la carga permanente corresponde al peso de las vigas y pilares, mientras que se consideran como sobrecargas el peso de tabiques, que pueden moverse, el de los muebles, etc, y las cargas debidas a nieve y viento. A veces la sobrecarga actúa sobre la estructura de un modo instantáneo o es una sobrecarga móvil, por

ejemplo, cuando un tren pasa por un puente. En este caso hay que incrementar estimativamente el valor de la sobrecarga en un tanto por ciento para tener en cuenta los efectos dinámicos. Este incremento se llama de impacto. Es evidente que, exceptuando algún tipo de cargas como por ejemplo, la del material de cubierta de un techo, el cielo raso de yeso en los forjados de los pisos, la barandilla de un puente, la mayor parte de las sobrecargas permanentes no pueden determinarse hasta que se hayan proyectado definitivamente los elementos de la estructura; por consiguiente, hay que comenzar adoptando un valor para la carga permanente, que habrá que comprobarse después de que se hayan calculado las dimensiones de los elementos de la estructura. Excepto en el caso de una estructura espacial, las tensiones debidas a la carga permanente son sólo un pequeño tanto por ciento de la tensión total de cualquier elemento de la estructura; así que en el caso de proyectos corrientes rara vez habrá que modificar el primitivo.

2.3.1. CARGAS MUERTAS O FIJAS. PESO PROPIO DEL PUENTE.-

J.A.L. Waddell, en su *Bridge Engineering*, presentó un gran número de diagramas basados en informaciones recopilados en su oficina

durante 25 años. Las curvas correspondientes dan los pesos de diversas tipos de cerchas o armaduras en función de su luz. Una revisión de dichas curvas ha sido publicadas en Trans. ASCE, en 1936 (*Weights of metal in steel trusses, 1936*) y de ellas se han deducido las ecuaciones siguientes; se aplican a armaduras simples de puentes, sean de carreteras o de ferrocarril, de acero al carbono y para luces menores de 100 metros (300 pies).

<i>W</i>	<i>P</i>
10000	$0,0575 * L + 2,5$
15000	$0,0552 * L + 2,4$
20000	$0,0552 * L + 1,67$
25000	$0,0548 * L + 1,02$
30000	$0,0543 * L + 0,47$

W es la carga total por pie soportada por las dos armaduras o vigas del puente.

L es la luz del puente en pies.

P es el peso del metal en ambas vigas, por pie de longitud, en función del porcentaje de carga total por pie.

Las ecuaciones anteriores están basadas en

una tensión admisible de tracción de 16000 lb/in². Para acero A-36 puede encontrarse un peso aproximado de viga multiplicando el W obtenido de esas ecuaciones por 0,8.

2.3.1.a. FORMULA DE HUDSON.-

Una fórmula para el peso del acero en una armadura o viga de puente ha sido atribuida a Clarence W. Hudson (Shedd, T.C, Structural Design in Steel, New York, 1934). Se aplica a puentes de carreteras o de ferrocarril y esta basada en la hipótesis de que el peso del acero en el mayor elemento del cordón sometido a tracción (basado en su sección neta y suponiendo que se extiende a toda la larga de la armadura o viga armada) es un quinto de la viga completa y sus arriostramientos. La fórmula es:

$$W = 17 * S * L / F \quad (2.10)$$

W es el peso de la armadura del puente de carretera o ferroviario y sus arriostramientos.

S es el esfuerzo de tracción máximo en la pieza del cordón que más trabaja.

L es la longitud de la armadura en pies.

F es la tensión de tracción admisible.

2.3.1.b. FORMULA DE JOHNSON, BRYAN, TURNEAURE.-

En primer lugar se suele proyectar el tablero, su peso será, por tanto, conocido antes de hacer el análisis de las vigas o entramados principales. El peso de las vigas o entramados principales junto con el arriostamiento lateral pueden tomarse estimativamente para hacer el análisis y después se corrigen una vez proyectadas.

Una losa de hormigón armado de 15 cm. de espesor, de uso corriente en tableros para puentes de carreteras, puede pesar unos 360 kg/m^2 de superficie de calzada.

La fórmula recomendada es:

$$W = L * \frac{\sqrt{P} / 5 + 16 * L (b - 4,9)}{10 + 74} \quad (2.11)$$

W es el peso en Kg/m de cada viga principal o entramado, incluyendo vigas de tablero, pero sin tomar en cuenta ni los largueros ni la losa;
 L es la longitud del vano en metros.
 b es el ancho de la calzada en metros.

P es la sobrecarga por metro lineal sobre cada viga principal o entramado.

En el caso de puentes de doble circulación se toma:

$P = 900$ kg/m para el tipo de carga H10.

$P = 1350$ Kg/m para el tipo de carga H15.

$P = 1800$ Kg/m para el tipo de carga H20.

El peso de los puentes de una sola vía, para luces hasta 90 m. puede calcularse aproximadamente usando:

Vigas de alma llena y tablero

superior:

$$W = k (60 * L + 380)$$

Vigas de alma llena y tablero inferior:

$$W = k (68 * L + 670)$$

Entramados roblonados o articulados:

$$W = k (39 * L + 1040)$$

donde:

W es el peso en Kg/m de puente (ambas vigas principales o ambos entramados) incluyendo largueros y vigas de tablero.

L es la longitud del puente en metros.

Para las fórmulas a y b tenemos:

$k = 0,9$ para el tipo de cargas H10.

$k = 1,0$ para el tipo de cargas H15.

$k = 1,2$ para el tipo de cargas H20.

Para la fórmula c tenemos:

$k = 0,675$ para el tipo de cargas H10.

$k = 1,0$ para el tipo de cargas H15.

$k = 1,125$ para el tipo de cargas
H20.

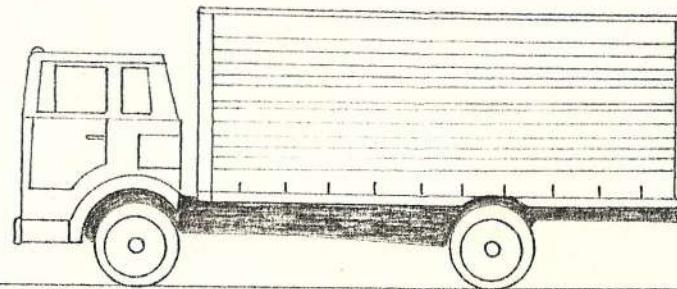
2.3.2. SOBRECARGAS: GENERALIDADES.-

Los camiones normalizados de la American Association of State Highway and Transportation Officials, A.A.S.H.T.O, como se presentan en su Standard Specifications for Highway Bridges constituyen normas adoptadas casi universalmente para las cargas vivas en los puentes de carreteras. Las cargas normalizadas son cinco y se designan de manera que indiquen el peso del camión cargado. Las designaciones son las siguientes:

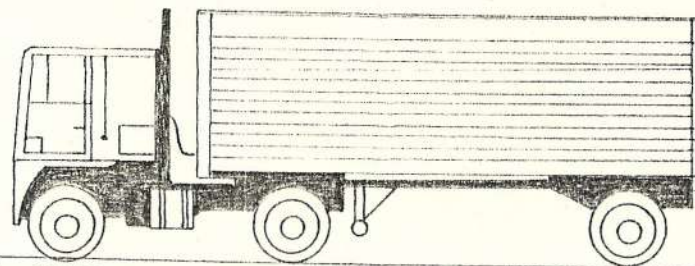
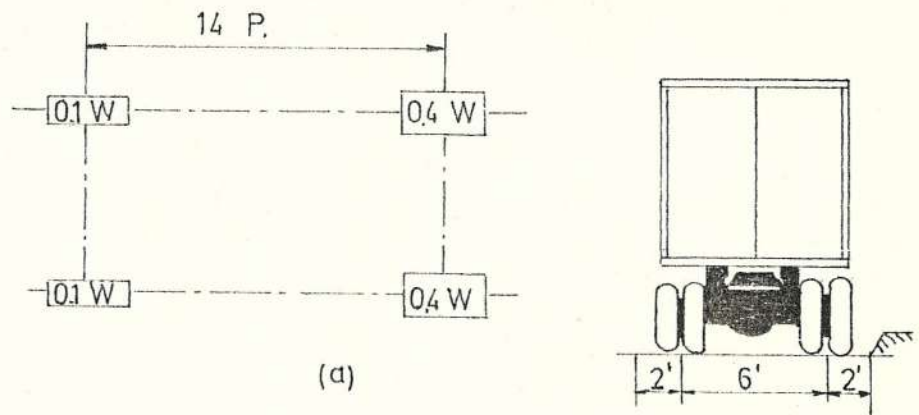
H20, H15, H10, H20-S16, H15-S12

Los tres primeros corresponden a camiones de 2 ejes (fig. 2.17a), los dos últimos son camiones análogos seguidos por un semirremolque de un eje (fig. 2.17b).

La carga del eje del remolque es la misma que la del eje trasero del camión correspondiente de dos ejes. Para indicar el año en que dichas cargas fueron adoptadas, cada una de las designaciones que preceden van seguidas



H20 44	8000 LB	32000 LB
H15 44	6000 LB	24000 LB



HS20 44	8000 LB	32000 LB	32000 LB
HS20 44	6000 LB	24000 LB	24000 LB

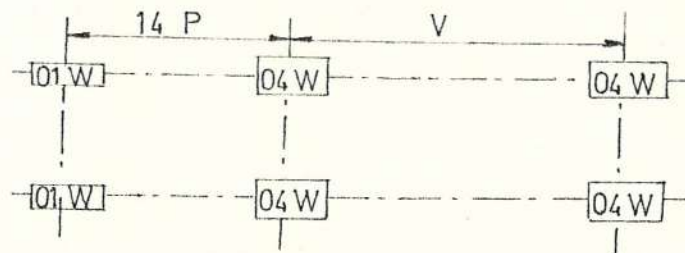


FIG. 2.18. Opciones normalizadas tipo H y HS.

de la cifra 44. Es de presumir que esta última cifra será cambiada para indicar cualquier año futuro en que una revisión de las cargas de la fig. 2.17 pudieran ser adoptadas.

Obsérvese que el eje del remolque puede estar retirado hacia atrás con respecto al eje trasero del camión a una distancia variable desde 4,27 a 9,14 metros inclusive (14 a 30 pies), a determinarse según la posición en que se produzcan los máximos esfuerzos (capítulo 2.2.5).

2.3.3. SOBRECARGAS SOBRE PUENTES DE CARRETERAS.-

Otra carga que A.A.S.H.T.O llama carga sobre carril es, generalmente más conveniente para operar que las cargas normalizadas de los camiones. Sin embargo, si se han de seguir estrictamente las especificaciones de la A.A.S.H.T.O. la carga de carril no puede ser considerado como una carga alternativa, sino que debe ser empleada solamente cuando produce mayores esfuerzos que los camiones H o HS se encontrará que es la que rige para los tramos largos y los puentes continuos.

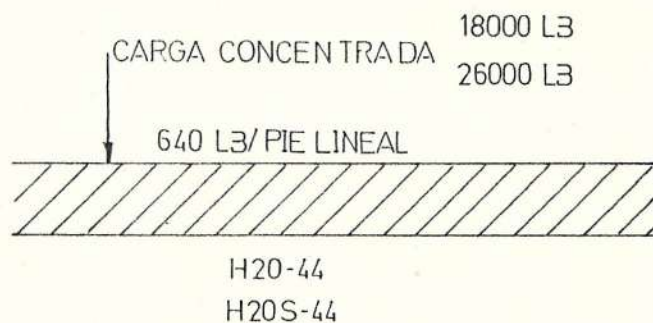
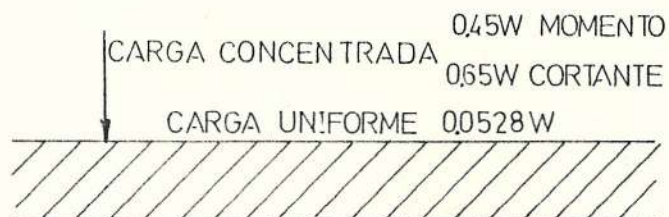


FIG. 2.18. CARGAS SOBRE CARRIL NORMALIZADOS.

Las cargas de carril consiste en una carga uniforme y una carga concentrada móvil (fig. 2.18). En el caso de tramos continuos, una carga concentrada adicional del mismo peso se coloca en cualquier otro tramo de los existentes, de manera que produzca un máximo momento negativo. También, en los tramos continuos, la parte uniforme de la carga de carril puede ser discontinuada en un punto cualquiera en la serie de tramos y reanudarla en cualquier otro punto a fin de llegar a los

máximos esfuerzos.

Un ancho de 3,05 metros (10 pies) de carril constituye una unidad. La carga concentrada simula así un borde en cada tramo de 3,05 metros (10 pies) de longitud y de una intensidad de $0,045 * W$ por metro para el propósito de calcular el momento y $0,065 * W$ por metro en el caso de cortante.

Anchos parciales de carril no se emplean (artículo 3.7.6. de la A.A.S.H.T.O.). En el caso de un puente de 5.8 metros (19 pies) de ancho entre bordes, por ejemplo, solamente se considerará la carga sobre un carril. Deberá sin embargo, ser trasladada a una posición entre los bordes para que produzcan los máximos esfuerzos, siempre que la línea central del carril no se encuentre a distancia menor de 1,52 metros (5 pies) de cualquier borde. Estas mismas especificaciones se aplicarán a los camiones normalizados (artículo 3.11. de A.A.S.H.T.O.).

En vista de lo improbable que resulta que un puente de 3 carriles o más ancho puede tener todos los carriles cargados al mismo tiempo,

la A.A.S.H.T.O. recomienda que los esfuerzos máximos para un puente de tres carriles, completamente cargado, sean reducidos en el 10% . Para un puente de cuatro carriles o más anchos (completamente cargados) la reducción en los máximos esfuerzos debidos a la carga viva debe ser del 25% (artículo 3.12. A.A.S.H.T.O.).

La mínima carga viva a ser aplicada para el diseño de un puente de carretera o de cualquier vía de comunicación será la HS-15 (artículo 3.7.4. A.A.S.H.T.O.).

2.3.4. IMPACTO.-

Puesto que las cargas vivas sobre puentes son cargas en movimiento, los esfuerzos de impacto son más importantes que lo fué en el caso del análisis de esfuerzos para edificios. En los puentes de carreteras, en las que las llantas de goma infladas son lo más general, el coeficiente de impacto es menor que para puentes de ferrocarril. Los esfuerzos de impacto están basados en los máximos esfuerzos debidos a las cargas vivas y se encuentran multiplicando estos últimos

por un coeficiente I , determinado por la siguiente ecuación:

$$I = 15 / (L + 38) \quad (2.12)$$

donde:

I es la fracción de impacto, expresado en un porcentaje.

L es la longitud, en metros, de aquella porción del tramo que está cargado para producir el esfuerzo máximo en el elemento. Un máximo para I de 30% es lo establecido por la A.A.S.H.T.O. (artículo 3.8.2.1.)

2.3.5. CARGAS DE NIEVE Y DE HIELO.-

La carga de hielo y nieve (artículo 3.18.2. de A.A.S.H.T.O.) sobre las columnas de la estructura seleccionada, tendría que observarse si las condiciones del sitio y la forma de la acción del hielo es esperado. Estas consideraciones están dadas por las siguientes consideraciones:

a.- Presión dinámica del hielo en forma de escarcha o en forma de témpanos movidos por una corriente, viento o correntada.

b.- Presión estática del hielo dado por

movimientos térmicos por condiciones estacionarios dados por la escarcha sobre superficie grandes.

c.- Presión estática resultante del golpe de la escarcha sobre la superficie.

d.- Elevación estática o carga vertical resultante de la adherencia del hielo con agua por fluctuaciones del nivel.

Para nuestro caso, no se espera que ocurra ninguna de estas condiciones, ya que por encontrarse la estructura a diseñar en la zona tropical de la región costera de nuestro continente, es poco probable ocurran estas condiciones.

Como referencia para usos posteriores, las reglamentaciones para la carga de hielo y nieve estan establecidas en el manual de la A.A.S.H.T.O. en sus artículos 3.18.2.2. al 3.18.2.3. recopilados en el apéndice C de éste trabajo.

2.3.6. CARGAS LATERALES: GENERALIDADES.-

Las cargas estudiadas hasta ahora actúan verticalmente, aunque no es necesario que las sobrecargas y los efectos de impacto

asociados con ellas actúen en tal dirección. Existen además ciertas cargas que se aplican casi siempre horizontalmente, y que hay que considerarla en el proyecto. Tales cargas son las llamadas cargas laterales.

Bajo ésta clasificación se incluyen normalmente fuerzas de vientos, empujes del terreno, presiones hidrostáticas, fuerzas debidos a terremotos, fuerzas centrifugas y fuerzas longitudinales.

2.3.7. FUERZAS DE VIENTO.-

Las cargas de viento son particularmente importantes en el diseño de estructuras grandes. La velocidad del viento que se suele considerar en el diseño de una estructura depende de la situación geográfica y de la exposición de la estructura. Se considera satisfactorio un diseño con una velocidad del viento de 160 Km/h. (artículo 3.15. de A.A.S.H.T.O.).

Además la A.A.S.H.T.O. especifica que la fuerza del viento en la estructura de puentes de carreteras se debe suponer como una sobrecarga movible horizontal de 370 Kg/m^2 (75 lb/pie^2), para armaduras y arcos y de 250

Kg/m^2 (50 lb/pie²), para vigas simples y compuestas, (artículo 3.15.1.1. de la A.A.S.H.T.O.).

La superficie expuesta es la suma de la superficie de todos los elementos incluyendo el sistema de tablero y barandillas.

El comité de trabajo sobre fuerzas del viento de la División Estructural de la American Society of Civil Engineers (A.S.C.É.) elaboró un trabajo sobre las fuerzas del viento que actúan sobre los diferentes tipos de estructuras.

El comité recomienda la siguiente fórmula:

$$P = 0,0018 * V^2 \quad (2.13)$$

en donde:

P es la presión sobre las superficies verticales expuestas normalmente al viento, en Kg/m^2 .

V es la velocidad del viento en Km/h.

2.3.8. ACCIONES SISMICAS.-

Durante un terremoto puede ocasionarse un daño a la estructura por el hecho de sufrir

aceleraciones su cimentación. Estas aceleraciones son fundamentalmente horizontales, y sus componentes verticales normalmente se pueden despreciar. En zonas de actividad sísmica, el grado máximo de aceleración horizontal de los cimientos puede llegar a valores comprendidos entre los 0,5 y 1 veces la aceleración de la gravedad. La A.A.S.H.T.O. en su artículo 3.21.1.1. establece la siguiente fórmula para la fuerza horizontal:

$$EQ = C * F * W$$

donde:

EQ es la fuerza horizontal equivalente aplicada en el centro de gravedad de la estructura.

F es el factor de forma, cuyo valor es de 1 para estructuras de simple columna y de 0,8 para el resto de tipos de estructuras.

W es el peso total de la estructura en libras.

C es el coeficiente de respuesta combinada, recomendándose un valor no menor a 0,62 para puentes largos.

Reemplazando valores en la fórmula tenemos:

$$EQ = 0,62 * 0,8 * W$$

$$EQ = 0,496 * W$$

Aproximadamente 0,5 veces el peso de la estructura.

2.3.9. FUERZAS CENTRIFUGAS.-

Al diseñar un puente en el que la calzada es curva, hay que tener en cuenta que los vehículos que atraviesan la estructura ejercen una fuerza centrífuga que puede tener suficiente amplitud para necesitar se la considere en el diseño. Estas fuerzas centrífugas son cargas laterales y se deben considerar como cargas móviles.

La A.A.S.H.T.O. en su artículo 3.10 recomienda una fórmula para éste caso.

En el presente diseño las fuerzas centrífugas no están presentes por cuanto el puente tiene una calzada horizontal, y los reglamentos de la A.A.S.H.T.O. no pone limitantes en el diseño del puente, y por tanto no se considerará éste tipo de carga en el presente trabajo.

2.3.10. FUERZAS LONGITUDINALES.-

En el caso de un puente, a las fuerzas horizontales que actúan en la dirección del eje longitudinal de la estructura, o en la dirección de la calzada, son las fuerzas longitudinales. Estas fuerzas se aplican cuando los vehículos que recorren el puente, aumentan o disminuyen de velocidad.

Como son fuerzas de inercia producidas por la desaceleración y aceleración de los vehículos, actúa en los centros de gravedad de éstos.

Su magnitud está limitada por los esfuerzos de rozamiento que se pueden desarrollar entre las superficies de contacto de las ruedas de los vehículos que aplican estas fuerzas a la calzada o la vía y la superficie de éstas.

La A.A.S.H.T.O. recomienda una carga longitudinal equivalente al 5% de la carga viva, sin considerar impacto, o las sobrecargas tanto concentradas como distribución lineal aplicadas en los puntos 2.3.2 y 2.3.3 (artículo 3.9. de A.A.S.H.T.O

).

2.3.11. ACCIONES TERMICAS.-

Los cambios de temperatura originan esfuerzos en los elementos de una estructura, y por lo tanto, producen deformaciones de esta estructura en conjunto. Es importante tener en cuenta la dilatación y contracción de la estructura, en especial con los detalles de los soportes.

En un clima moderado se considerará una variación de temperatura de 18 a 49 grados Centígrados (0 a 120 grados Fahrenheit). En climas fríos se emplearán el rango de -35 a 49 grados Centígrados (-30 a 120 grados Fahrenheit).

2.4. USOS DE LOS CONTRADIAGONALES EN LOS ENTRAMADOS.-

El esfuerzo máximo o mínimo combinado en una barra cualquiera de un entramado para puentes será la suma de los esfuerzos debidos a la carga permanente, sobrecarga e impacto, como el signo del esfuerzo máximo combinado es opuesto al del esfuerzo mínimo combinado, la barra estará sometida a esfuerzos en sentido inverso.

Es corriente proyectar barras o elementos de

entramados que estén sometidos a esfuerzos de sentido inverso; para tener ésto en cuenta se suele incrementar en un 50% el valor del esfuerzo más pequeño, aunque ésto depende de las normas que rijan. También hay que advertir respecto al valor del esfuerzo de compresión en una barra, que ésta no debe sobrepasar la longitud de pandeo o valor límite de la relación de esbelteces (artículo 10.7. de A.A.S.H.T.O.).

Este requisito es demasiado severo en el caso de que las barras principales puedan estar sometidas a un pequeño esfuerzo de compresión por efecto de un cambio en el sentido de dicho esfuerzo.

Las diagonales en los entramados de puentes, especialmente aquellas que están dispuestas en los paneles próximos al centro del vano, suelen estar sometidos a esfuerzos de sentido inverso. Al diseñar a veces se disponen dos diagonales en éstos paneles, de forma que cada una de ellas trabaje solamente a tracción. Cuando se disponen dos diagonales en el mismo panel, la diagonal que por efecto de la carga permanente trabaja a tracción se la llama **DIAGONAL PRINCIPAL**, y la otra diagonal, que por efecto de la carga permanente trabaja a compresión, se la llama **CONTRADIAGONAL**.

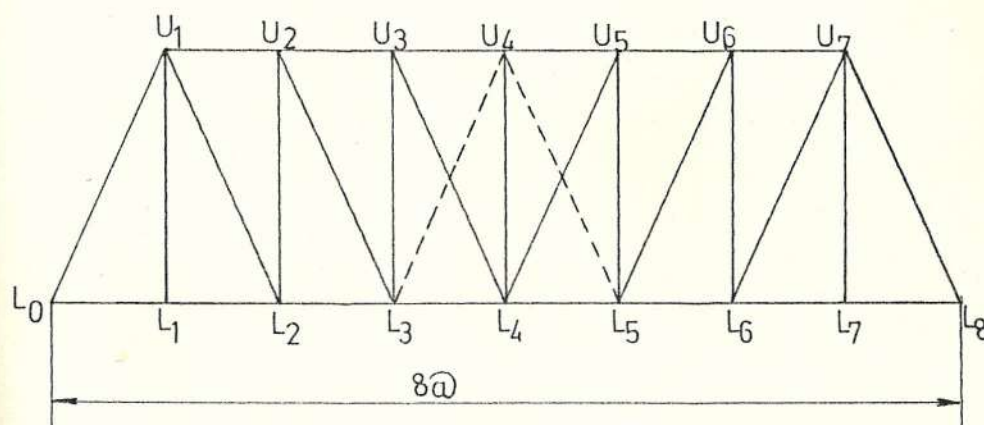


FIG. 2.19. DISPOSICION DE LOS CONTRADIAGONALES EN UN PUENTE.-

Así en la fig. 2.19, las barras $U_3 L_4$ y $L_4 U_5$ son diagonales principales, y si se dispusieran barras $L_3 U_4$ y $U_4 L_5$ serían contradiagonales.

Serían necesarias las contradiagonales $L_3 U_4$ y $U_4 L_5$ cuando el esfuerzo mínimo combinado en las barras $U_3 L_4$ y $L_4 U_5$ en el caso de que el entramado no lleve contradiagonales, fuese de compresión y su valor no admisible para el trabajo de una diagonal cualquiera por pandeo.

Es interesante comparar los esfuerzos máximos y mínimos en todas las barras de una viga entramada de puente sin contradiagonales, con los que se obtienen

cuando se hace uso de ellas.

2.5. ANALISIS DE LOS PORTICOS DE ARRIOSTRAMIENTO PARA PUENTES.-

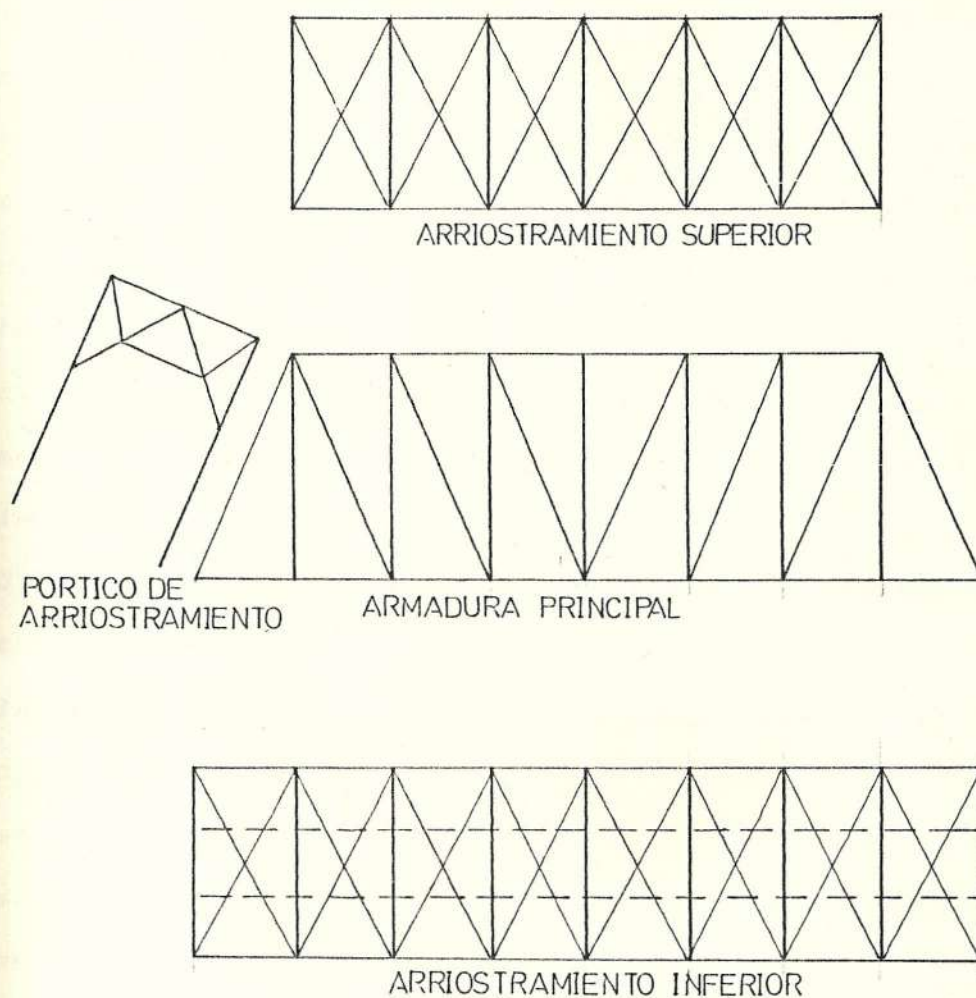


FIG. 2.20. ENTRAMADOS DE ARRIOSTRAMIENTO PARA PUENTES.

En la fig. 2.20 se muestra el esquema de la organización de un puente de una sola vía con tablero inferior. Los entramados de arriostramiento lateral superior e inferior sirven no solamente para

arriostar entre sí las dos vigas entramadas principales a fin de asegurar la estabilidad lateral, sino que también deben resistir la acción de las fuerzas laterales. Estas fuerzas laterales las comprenden la presión del viento sobre la superficie vertical de la estructura, las debidas a las sobrecargas móviles y las oscilaciones o fuerzas vibratorias en la dirección lateral que se originan durante el paso de la sobrecarga. Los valores que hay que considerar en el proyecto para tener en cuenta el efecto de dicho viento o fuerza lateral suele venir dado en las especificaciones oficiales; la A.A.S.H.T.O. para nuestro caso en el artículo 3.22. en forma general cuando se tiene en cuenta la combinación de esfuerzos debidos a las cargas laterales como los debidos a las cargas verticales (cargas permanentes, sobrecarga, impacto) los esfuerzos de trabajo admisibles para el proyecto se suele aumentar en un tanto por ciento que, además, está fijado por la A.A.S.H.T.O.

Las fuerzas laterales se suelen considerar de ordinario como si fuesen cargas móviles concentradas que actúan sobre los entramados superior e inferior. Las diagonales que se cruzan puede suponerse que trabajan a tracción únicamente, o si están convenientemente proyectadas puede suponerse que

cada una de ellas ha de resistir la mitad del valor del esfuerzo cortante en el papel trabajando a una compresión y la otra a tracción. Las fuerzas laterales darán lugar también a esfuerzos en algunas barras del entramado principal, especialmente en el cordón inferior. El análisis completo de los entramados para puentes es muy parecida al análisis de pórticos de naves.

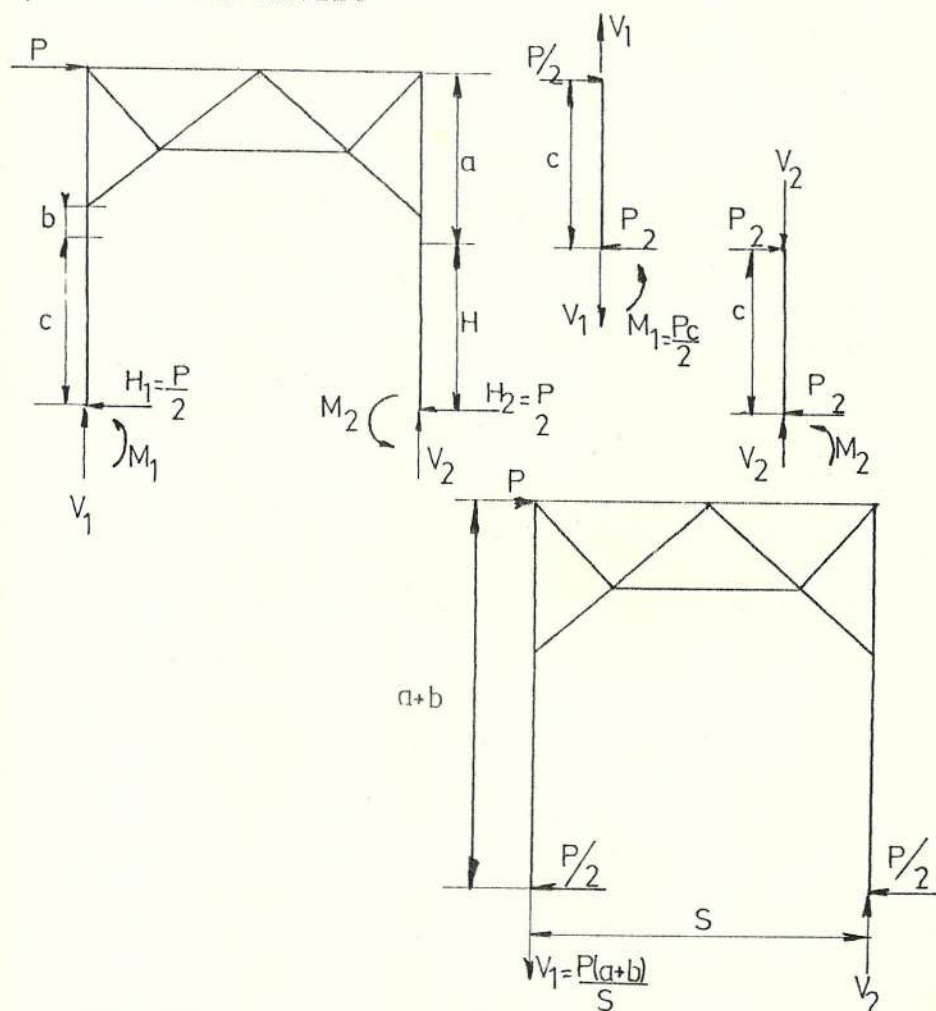


FIG. 2.21. PORTICO DE ARRIOSTRAMIENTO PARA PUENTES.

En general, se puede suponer que la fuerza del viento que actúa sobre la superficie vertical de la

estructura se divide en partes iguales entre los sistemas de arriostamiento lateral superior e inferior. Las cargas que actúan sobre el entramado de arriostamiento lateral inferior se transmiten directamente a los apoyos extremos, mientras que las que actúan sobre el entramado superior se transmiten a los apoyos del puente por intermedio del entramado del pórtico de arriostamiento.

Consideremos, por ejemplo, el tipo de pórtico de arriostamiento que se presenta en la fig. 2.21. La carga P representa la mitad de la correspondiente a la total del viento o de otras fuerzas laterales y que se supone que actúa sobre el cordón superior de la viga entramada del puente. Se puede suponer que los montantes están empotrados o semi-empotrados en su extremo inferior, ya que debidos a las cargas verticales están sometidos a grandes esfuerzos de compresión. En el caso que se combinen una gran presión del viento y cargas verticales muy pequeñas, los montantes de los extremos deben considerarse como semi-empotrados. Las hipótesis generalmente usadas para el análisis serán, que las reacciones horizontales son iguales y que los puntos de inflexión de los montantes están situados de $1/3$ a $1/2$ de su longitud libre a partir de su unión con el cordón inferior del entramado principal. Así

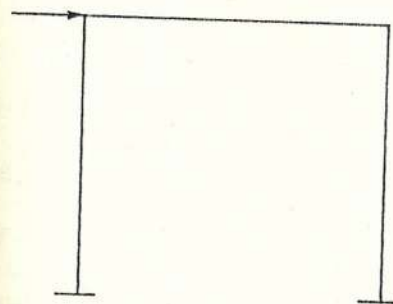
tenemos:

$$H_1 = H_2 = P / 2$$

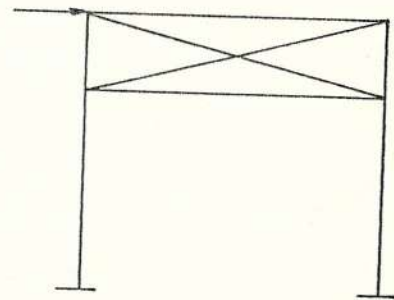
$$M_1 = M_2 = P * c / 2 \quad (2.16)$$

y

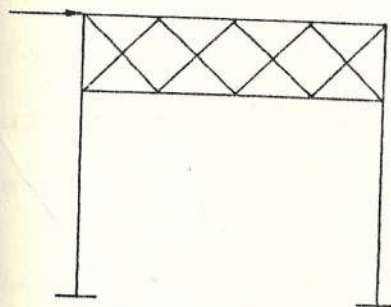
$$V_1 = V_2 = P (a + b) / S$$



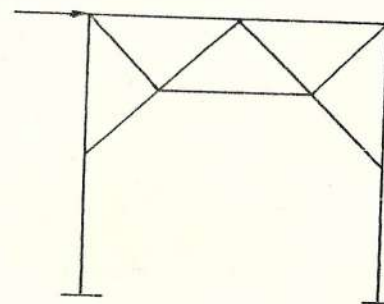
SENCILLO



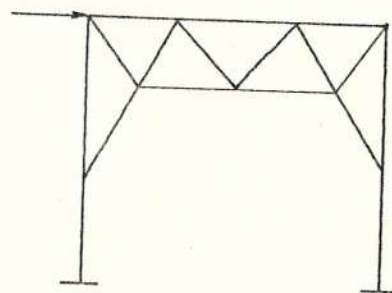
EN DIAGONAL



CON CELOSIA



ENTRAMADO EN A



PARA CALZADA GRANDE

FIG. 2.22. TIPOS DE PORTICOS DE ARRIOSTRAMIENTO PARA PUENTES.

En la fig. 2.22. se han representado algunos de los tipos de entramados para pórticos más comunes para puentes. Conviene predecir que la carga transversal P puede actuar en una dirección cualquiera, bien desde la derecha o la izquierda.

2.6. ESFUERZOS REVERSIBLES.-

El hecho de que un elemento que trabaja a compresión esté en peligro de flexionarse o sufrir pandeo, reduce su resistencia y hace que su diseño se vuelva un tanto problemático.

Las posibilidades de los cambios de sentido de las fuerzas internas, son mucho mayores en las diagonales próximas a la sección central de la armadura.

Los puentes modernos se diseñan con diagonales capaces de resistir cambios de sentido de su fuerza interna. El cambio continuo de sentido en el esfuerzo total de un elemento inclinado, al transitar vehículos de un extremo a otro de la estructura de paso, lo expone a sufrir falla por fatiga, por tanto hay que predecir un factor de seguridad elevado para el diseño de dichos elementos.

Las especificaciones de la A.A.S.H.T.O. exigen que las fuerzas de compresión y de tensión empleadas para el diseño de elementos sujetos a inversiones en el sentido de sus fuerzas internas, se incrementen en un 50% del valor de la carga más pequeña.

CAPITULO III

INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1. CONSIDERACIONES PRELIMINARES: FACTORES DE DISEÑO.-

Como uno de los requerimientos de cualquier diseño es que tiene que ser económico, como criterio para éste condicionamiento se tomará en cuenta el menor volumen posible de material a ser requerido para la construcción, principalmente en su sistema de piso, que es donde los miembros son los más importantes.

El puente a diseñar, será del tipo de estructura metálica en todos sus miembros, excepto la losa de la superficie de rodadura, la cual se diseñará de concreto con refuerzo de acero estructural con las siguientes características:

Concreto: a los 28 días es de 280 Kg/cm^2 (compresión).

Acero: tipo A-572 grado 60 con $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Los largueros, vigas de piso, soldaduras, conectores, rigidizadores y demás componentes metálicos del puente, tendrán sus características principales y serán indicadas a medida que avance el trabajo.

En lo referente a las cargas a que va a estar sometida la estructura, tendremos:

* CARGA VIVA: (A.A.S.H.T.O, artículos 3.7.4 y 3.7.5) la carga viva se escogerá dependiendo del tipo de circulación a la que va a estar sometida la estructura. Se tomará una carga de camión standard tipo H20-S16 con una carga total $F = 160 \text{ KN}$.

* FUERZA LONGITUDINAL: será considerada un 5 % de la carga viva (Artículo 3.9 de la A.A.S.H.T.O.) sin incluir impacto.

* FUERZA CENTRIFUGA: Este tipo de cargas es aplicable a puentes con geometría curva (A.A.S.H.T.O, artículo 3.10)

* FUERZAS SISMICAS: nuestro medio está considerado dentro de las zonas de mayor actividad sísmica, por lo tanto, si se considerará este tipo de carga, tomándose en cuenta el valor recomendado por la fórmula 2.15 del capítulo anterior, que fué de 0.5 veces el peso de la estructura.

* FUERZAS DE VIENTO: tomando en cuenta la ecuación 2.3.7 para una velocidad del viento de 160 Km/ hr. (artículo 3.15 de la A.S.S.H.T.O) tenemos:

$$P = 0.0018 * v^2$$

$$P = 46.08 \text{ Kg/ m}^2$$

* CARGA MUERTA: a la carga muerta la dividiremos en 2 partes:

a.- Peso estimado de los largueros: Usando la ecuación 2.3.1c tenemos:

$$W = L * P / 5 + 16 * L * (b - 4.9) / 10 + 74$$

donde P: 1600 Kg/ m

$$b: 14.63 \text{ m}$$

$$L: 28 \text{ m.}$$

reemplazando valores tenemos $W = 747.50 \text{ Kg/ m}$ por larguero.

A este valor de carga muerta, se deberá añadir el peso de la losa de concreto del piso de rodadura, una vez diseñada ésta, además se tomará en cuenta los pesos específicos mostrados en el artículo 3.3.6 de la A.A.S.H.T.O para distintos materiales de construcción.

b.- Peso estimado del refuerzo lateral o armadura: Usando la ecuación 2.11b tenemos:

$$W = k * (6B * L + 670)$$

donde $k: 1.2$ y $L: 28 \text{ m}$, y luego de reemplazar valores obtenemos un $W = 3088.8 \text{ Kg/ m.}$ por vía.

Pero hay que tomar en cuenta que éste peso incluye largueros y vigas de piso y además es el peso de ambos refuerzos laterales y una sola vía.

En lo referente al tipo en sí de estructura a diseñar, se considerará lo siguiente:

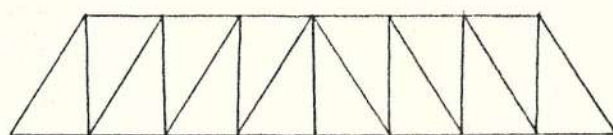
* **SITUACION GEOGRAFICA:** el puente tratado, se encuentra dentro de un medio altamente corrosivo, por tanto, los materiales a ser utilizados deberán ser resistentes a este medio.

* **DURABILIDAD:** el puente es del tipo fijo, es decir, que no va a ser movida de su posición una vez construido, por tanto, el tiempo de vida útil de la estructura se considerará de 25 años.

* **TIPO DE ARMADURA O REFUERZO LATERAL:** entre los distintos tipos de armaduras tenemos (ver fig. 3.1).

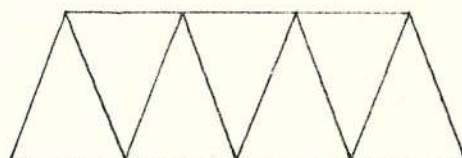
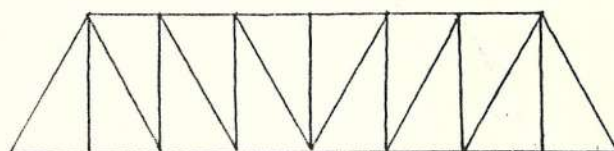
El escoger cual tipo de armaduras sería la conveniente se lograría analizando profundamente las implicaciones, tanto de diseño, análisis estructural y construcción de cada una de ellas. A simple vista, se diría que la WARREN es la más simple de analizar,

por no contar con tantos miembros, pero en cambio la longitud de sus miembros en los cordones superior e inferior toman demasiada magnitud, por tanto se colocará puntales o montantes al final de cada vano y se lo diseñará de acuerdo a las especificaciones (artículo 3.15.11.2) de la A.A.S.H.T.O.



VIGA HOWE

VIGA PRATT



VIGA WARREN

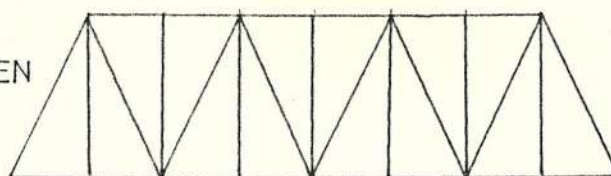
VIGA WARREN
CON
MONTANTE

FIG. 3.1 TIPOS DE ARMADURAS PARA PUENTES.

3.2 FACTOR DE SEGURIDAD.-

Tradicionalmente se define al coeficiente de seguridad como:

" la relación entre el esfuerzo de fluencia del

material empleado (para éste caso es acero) y el esfuerzo admisible "

Así tenemos:

el valor aumentado $F + \Delta F$ de la fuerza interna real F , no debe exceder al valor reducido $R - \Delta R$ de la resistencia del material R , por lo tanto:

$$F + \Delta F \leq R - \Delta R$$

y entonces, el factor de seguridad (FS) mínimo será :

$$FS = R / F$$

$$FS = (1 + \Delta F / F) / (1 - \Delta R / R)$$

y si las variaciones ΔF y ΔR son iguales al 25 % de F y de R respectivamente, el FS mínimo será de $FS = 1.67$ y si el material es acero, obtenemos finalmente :

$$F_b = 0.6 * F_y \quad (3.1)$$

donde F_b es el esfuerzo admisible del acero y F_y es el esfuerzo de fluencia del material.

3.2.1 FACTORES DE CARGAS Y SUS COMBINACIONES.-

Las combinaciones de carga son utilizadas para el diseño de la losa de concreto, las cuales son normalizadas por la A.C.I (

American Concrete Institute) y recomienda las siguientes:

$$U = 1.4 * D + 1.7 * L \quad (3.2a)$$

$$U = 0.75 * (1.4 * D + 1.7 * L + 1.7 * W) \quad (3.2b)$$

$$U = 0.9 * D + 1.3 * W \quad (3.2c)$$

$$U = 1.4 * D + 1.7 * W + 1.7 * H \quad (3.2d)$$

$$U = 0.9 * D + 1.7 * H \quad (3.2e)$$

$$U = 0.75 * (1.4 * D + 1.4 * T + 1.7 * L) \quad (3.2f)$$

donde D = carga muerta

L = carga viva

W = carga de viento

H = presión o empuje del terreno.

T = efecto de la temperatura.

3.3. DISEÑO DEL PISO DEL PUENTE.-

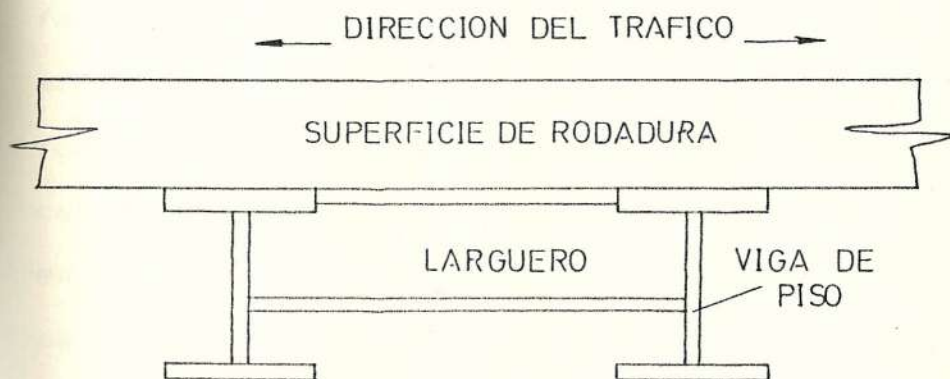


FIG. 3.2 SISTEMA DE PISO PARA PUENTES.

El sistema de piso de un puente como se explicó en la sección 1.4.1 está compuesto por los largueros, vigas de tablero y la superficie de rodadura.

La selección del tipo de sistema de piso queda determinado, como ya se trató, a las siguientes consideraciones (sección 1.4.1):

- CALIDAD DE LA SUPERFICIE DE RODADURA.- La superficie de rodadura debe presentar todas la seguridades posibles tanto en resistencia a las cargas en movimiento a las que va a estar sometida, como en confiabilidad frente a cualquier percance no estimado (terremoto, aumento en su carga muerta, ampliaciones futuras, etc.), como en su mantenimiento.

- DRENAJE ADECUADO.- En cuanto al drenaje, la A.A.S.H.T.O presenta en sus artículos 1.5 que el drenaje transversal del agua se lo hará en forma natural, dándole una curvatura a la losa para facilitar éste fenómeno. Este paso es sencillo si el material del que se construye la superficie de rodadura es facilmente moldeable, como es la característica del concreto. El único requerimiento es que debe estar cubierto con una capa de asfalto para facilitar el drenaje (2.5 cm. de espesor, valor recomendado como mínimo).

- PESO DEL SISTEMA DE PISO.- Si fijamos la longitud y ancho de la calzada y ya determinamos el tipo de carga a la que se someterá la estructura, dependiendo del material a ser utilizado, tendremos mayor o menor resistencia, y así, una forma de mejorar su resistencia es aumentando o disminuyendo su espesor, pero con el consabido aumento del peso de la estructura. Si comparamos la resistencia del acero ($F = 4200 \text{ Kg/ cm}^2$) frente a la del concreto (280 Kg/ cm^2 a los 28 días) tendremos una relación de 15 a 1 veces su resistencia, y en peso, el concreto tiene un peso específico de 150 lb/ ft^3 mientras que el acero estructural tiene 490 lb/ ft^3 , su relación es de 3 a 1, concluimos que necesitaríamos más material para una misma carga, si hacemos la losa y todo el sistema de piso de concreto; pero una forma que puede tratarse será el de combinar la superficie de rodadura haciéndola de concreto con acero de refuerzo y los largueros y vigas de piso, con acero estructural, para así, combinando sus características de diseño, obtener un estructura funcional, estética y económica.

- TIEMPO DE CONSTRUCCION REQUERIDO Y COSTO TOTAL.-

Mientras mayor sea el tiempo de construcción de la estructura, mayor será su costo, ahora, si hacemos todo el sistema de piso de concreto, la espera que

se necesita para obtener del concreto sus mejores características es de 28 días (tiempo de curado), tiempo en el cual, no se puede realizar ningún trabajo en obra, y por tanto es un tiempo muerto, pero en cambio, si combinamos los materiales, podemos aprovechar su forma de montaje, pues mientras se puede armar toda la estructura metálica, una vez terminada ésta, se puede proceder a colocar la losa de concreto, y así dar practicamente por acabada la obra, economizando tiempo en su construcción y puesta en funcionamiento.

Si resumimos todos estos factores, y en forma aleatoria le damos un cierto valor de importancia, podremos así obtener una matriz de selección de diseño.

Así, le asignamos los valores:

Costo = 0.3

Calidad = 0.2

Tiempo = 0.3

Apariencia = 0.2

TOTAL = 1.0

La matriz de selección queda como sigue (ver tabla # 3.1)

Como podemos observar, los sistemas de piso de acero

TIPO SISTEMA DE PISO	COSTO 0.3	CALIDAD 0.2	TIEMPO 0.3	APARIENCIA 0.2	TOTAL		IDEAL 10
TODOS EL SISTEMA DE PISO DE CONCRETO	$\frac{10}{3}$	$\frac{8}{1.6}$	$\frac{5}{1.5}$	$\frac{7}{1.4}$	30	7.5	10
TODOS EL SISTEMA DE PISO DE ACERO	$\frac{5}{1.5}$	$\frac{10}{2}$	$\frac{10}{3}$	$\frac{9}{1.8}$	35	8.3	10
COMBINACION DE AMBOS	$\frac{8}{2.4}$	$\frac{10}{2}$	$\frac{7}{2.1}$	$\frac{10}{2}$	34	8.5	10

TABLA # 3.1. MATRIZ DE SELECCION DE DISEÑO DEL SISTEMA DE PISO PARA
UN PUENTE.

únicamente y en forma combinadas, son los más altos (8.3 y 8.5 respectivamente) en lo referente al nivel de satisfacción, y el sistema de piso combinado es el más cercano al valor ideal asignado, por tanto, será éste sistema de piso el que se va a diseñar.

3.4. DISEÑO DE LA LOSA DEL PISO.-

Los datos que tenemos para el diseño de la losa son:

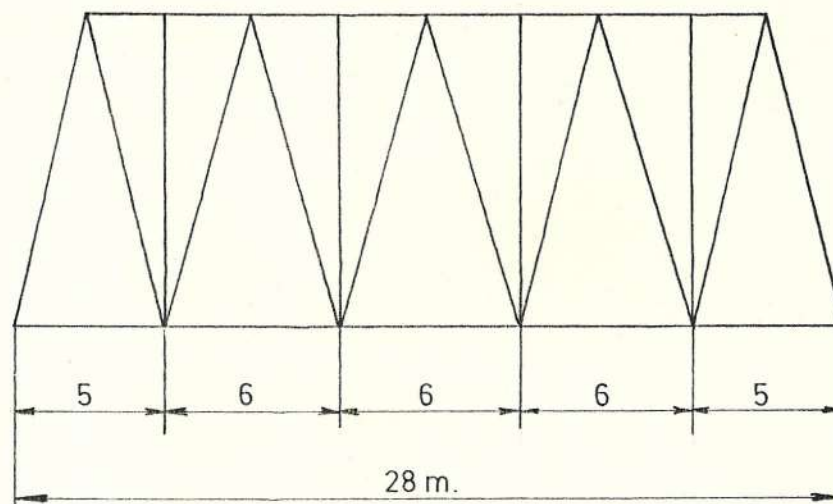


FIG. 3.3 DISTRIBUCION DE LOS VANOS EN LA ARMADURA.

Luz: 28 m.

Ancha: entre extremos centros 14.64 m.

Peso específico del asfalto: 1.44 KN/ m^3 .

Peso específico del concreto: 24 KN/ m^3 .

Carga viva: H20 - S16 (180 KN).

Además, como ya se indicó en la sección 3.1, la estructura será una WARREN con puntales o montantes (sin montantes intermedios, para reducir peso muerto) para con su uso, reducir la longitud efectiva de los miembros sometidos a compresión, en la cuerda superior. La longitud de cada vano tendrá como limitante la longitud en que vienen los perfiles laminados, que son de 6 m. Así para evitar en lo máximo el desperdicio de material se hará la siguiente distribución (ver fig. 3.3).

Esto nos lleva a concluir que los largueros o durmientes tendrán también una longitud de 6 m. Por otro lado, en lo referente a la distribución de estos largueros en su ancho de la losa, ésta viene de acuerdo a la cantidad de carriles y a la necesidad que la losa, como se la va a hacer de concreto, cumpla la siguiente relación $a > 2 * b$ donde a es la longitud del vano y b es la distancia entre apoyos transversales.

Además, como la finalidad de este trabajo es el de llegar a comparar el presente diseño con el diseño en concreto solamente, se tomará como referencia la misma cantidad de largueros. Por ésto, se tomará

como 7 la cantidad de largueros, los cuales van repartidos de la siguiente forma:

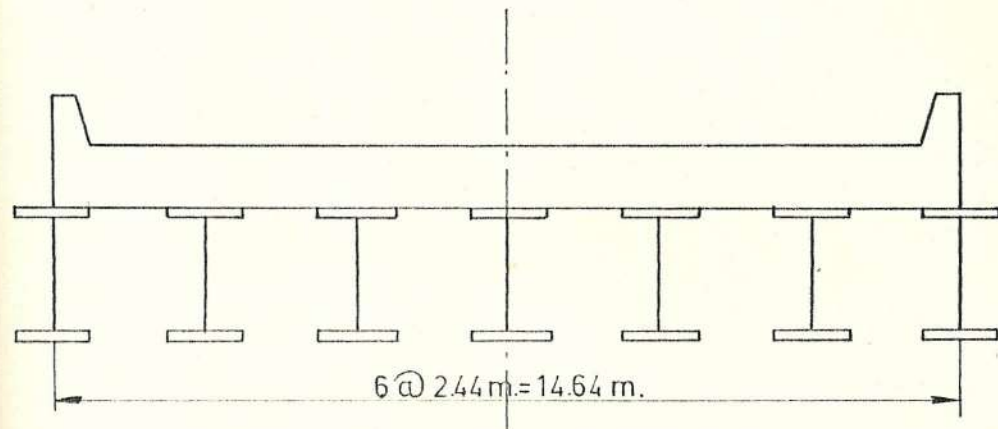


FIG. 3.4 DISTRIBUCION DE LOS LARGUEROS EN LA LOSA.

donde comprobamos la relación anterior para que la losa sea analizada unidimensionalmente:

$$a = 6 \text{ m.}$$

$$b = 2.44 \text{ m.}$$

de donde notamos que si cumple la relación.

3.4.1. REFUERZO PERPENDICULAR AL TRAFICO.-

El momento transmitido a la losa por carga viva en movimiento según la A.A.S.H.T.O (artículo 3.24.3.1) viene dado por:

$$M_L = ((S + 0.61) / 9.74) * P_{18} \quad (3.3)$$

donde S = distancia reglamentada por el artículo 3.24.1.1 = 14.64 m.

P = carga por rueda para el eje

trasera = 72 KN.

La fórmula 3.3 es sin considerar impacto, la cual viene dado por la fórmula 2.12 del capítulo anterior, de donde tenemos:

$$I = 15 / (L + 38)$$

donde los valores de $L = 14.64$ m.
obteniéndose un valor de $M_L = 144.86$ KNm.

Como la losa se puede estimar que va a estar sostenida por más de tres largueros se recomienda (artículo 3.24.3.1) una reducción del momento del 20 %, así obtenemos:

$$M_L = 144.86 * 0.8$$

$$M_L = 115.89 \text{ KNm.}$$

El peso muerto viene dado por:

a.- CAPA DE ASFALTO (espesor 0.025 m): en una longitud de 6 m.

$$W_1 = 0.22 \text{ KN/ m.}$$

b.- PESO ESTIMADO DEL CONCRETO: espesor mínimo recomendado para soportar deflexión (artículo 8.9.2):

$$H = (S + 10) / 30 \quad (3.4)$$

donde S es la distancia entre apoyos en pies e igual a 8.05 ft. (2.44 m.) y reemplazando valores tenemos un espesor mínimo para deflexión de $H = 0.6$ ft. (0.18 m).

En base a este valor, estimamos el peso por longitud del concreto como:

$$W_2 = 26.4 \text{ KN/ m.}$$

El peso estimado total de la losa, con un incremento del 10 % para imprevistos o extras, tenemos:

$$W_D = (W_1 + W_2) * 1.1$$

$$W = 29.28 \text{ KN/ m.}$$

El momento de diseño está dado por la ecuación 3.2a, donde el momento producido por la carga muerta es:

$$M_{DI} = 1.4 * M_D + 1.7 * M_L$$

donde:

$$M_D = W_D * l^2 / 8$$

y reemplazando valores tenemos $M_D = 21.79$ KNm. y así finalmente tenemos un $M_{DI} = 227.52$ KNm.

Este será, por tanto, el momento que

soportará el concreto. En el artículo 8.16.3.2 las fórmulas arreglándolas en el sistema m.k.s tenemos:

$$\rho_b = \alpha * f'_c / f_y [599.8 / (599.8 + f_y)] \quad (3.5)$$

donde $\alpha = 0.72$

$$f'_c = 2800 \text{ Kg/ cm}^2 = 27.4 \text{ MPa.}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/ cm}^2 = 412 \text{ MPa.}$$

reemplazando valores tenemos $\rho_b = 0.028$.

Este valor viene controlado para el diseño, como $\rho < 0.75 * \rho_b$ tenemos que $\rho = 0.0213$.

Para una losa de concreto con refuerzo de acero, viene dado su diseño por la fórmula

$$\phi * M_n = \phi * \rho * f_y * b * d^2 * (1 - 0.59 * \rho * f_y / f'_c) \quad (3.6)$$

donde haciendo $\phi * M = M_{D1}$ y despejando d , tenemos :

$$d = [M_{D1} / (\phi * \rho * f_y * b * (1 - 0.59 * \rho * f_y / f'_c))] ** 0.5 \quad (3.6a)$$

los valores a reemplazar son:

$$\phi = 0.9 \text{ (artículo 8.16.1.2.2)}$$

$b =$ largo unitario e igual a 2.44 m.

obteniéndose una altura al refuerzo perpendicular al tráfico $d = 0.12$ m.

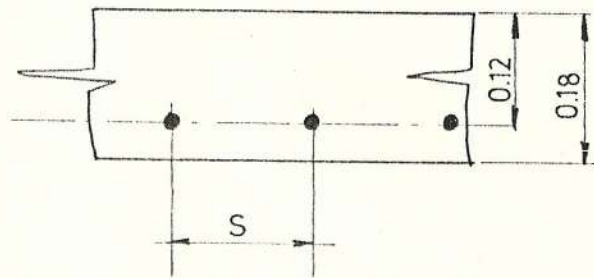


FIG. 3.5 ANCHO DE LOSA PARA REFUERZO PERPENDICULAR AL TRAFICO.

La cantidad de acero viene controlada por:

$$a = A_s * f_y / (0.85 * f'_c * b) \quad (3.7)$$

y

$$M_{D1} = \phi * f_y * A_s * (d - 0.5 * a) \quad (3.8)$$

todos los valores son conocidos, quedándonos una ecuación de segundo grado de la forma:

$$3.63 * A_s^2 - 0.12 * A_s + 0.00054 = 0$$

y de solución tomamos el menor valor que es $A = 0.0055 \text{ m}^2 = 8.55 \text{ pulg.}^2$.

El espaciamiento S entre centros de las varillas de refuerzo tenemos:

$$S = A_b / A_s \quad (3.9)$$

# VARILLA	D NOM. PULG.	A _b PULG. ²	S PIE	S CM.	d _{varilla} < S < 3 * h CM.
# 3	3/8	0.11	0.010	0.39	0.95 < 0.39 < 54
# 4	1/2	0.20	0.023	0.71	1.27 < 0.71 < 54
# 5	5/8	0.30	0.035	1.07	1.68 < 1.07 < 54
# 6	3/4	0.44	0.051	1.55	1.91 < 1.55 < 54
# 7	7/8	0.60	0.070	2.14	2.22 < 2.14 < 54
# 8	1	0.79	0.092	2.81	2.54 < 2.81 < 54
# 9	9/8	0.99	0.116	3.53	2.86 < 3.53 < 54
# 10	5/4	1.23	0.144	4.38	3.18 < 4.38 < 54
# 11	11/8	1.48	0.173	5.28	3.49 < 5.28 < 54
# 14	7/4	2.40	0.281	8.56	4.45 < 8.56 < 54
# 18	9/4	3.97	0.464	14.2	5.72 < 14.2 < 54

TABLA # 3.2. ESPACIAMIENTO ENTRE VARILLAS, PERPENDICULAR
AL TRAFICO.

para distintos tipos de varillas, su espaciamiento viene controlado por;

$$d_{\text{varilla}} < S < 3 * H \quad (3.9a)$$

los resultados de estas relaciones para distintos tipos de varillas se presentan en la tabla # 3.2.

Observando los resultados obtenidos por la tabla # 3.2, podemos concluir que se tomará varillas #6 (diámetro nominal 1 pulg.) con un espaciamiento S recomendado (A.A.S.H.T.O, artículo 6.16.2) de 10 veces el diámetro nominal.

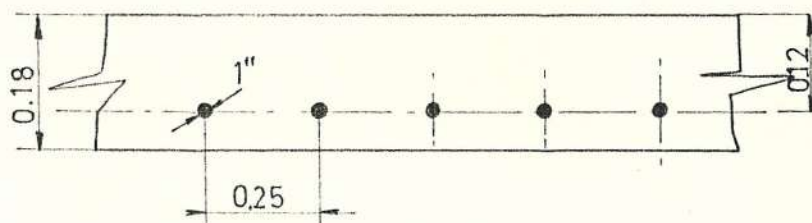


FIG. 3.6 DISTRIBUCION FINAL DEL ACERO DE REFUERZO PERPENDICULAR AL TRAFICO.

3.4.2. REFUERZO PARALELO AL TRAFICO.-

La A.A.S.H.T.O. en sus artículos 3.24.3.2

establece una distribución de carga por rueda de camión normalizado, que viene dado por:

$$M_L = 1000 * (1.3 * S - 20) * .75 \quad (3.10)$$

donde S es la luz del puente, 91.86 pies.

El factor 0.75 es recomendado para camiones HS - 20, y reemplazando valores obtenemos:

$$M_L = 74563.5 \text{ lbpie.}$$

$$M_L = 100.65 \text{ KNm.}$$

El factor de impacto viene dado por la ecuación 2.12, donde $L = 28 \text{ m}$, obteniendo un factor de impacto de 0.227, por lo que el momento producido por la carga viva en movimiento será de $M_L = 123.5 \text{ KNm}$.

La carga muerta corresponde al peso de la losa estimada en la sección 3.4.1 donde $h = 0.18 \text{ m}$ y $L = 2.44 \text{ m}$, resultanda:

$$W_{\text{concreto}} = 24 \text{ KN/ m} * 0.18 \text{ m} * 2.44 \text{ m.}$$

$$W_{\text{concreto}} = 10.54 \text{ KN/ m.}$$

De igual forma el peso del asfalto será (para un espesor de 0.025 m. e igual longitud $L = 2.44 \text{ m}$.) de 0.09 KN/ m.

Sumando ambos valores tenemos el peso muerto de $W_D = 10.63 \text{ KN/ m}$.

El momento máximo producido por la carga

muerta será:

$$M_D = W_D * l^2 / 8$$

$$M_D = 47.84 \text{ KNm.}$$

El momento de diseño, por la fórmula 3.2a tenemos:

$$M_{D1} = 1.4 * M_D + 1.7 * M_L$$

$$M_{D1} = 276.93 \text{ KNm.}$$

Con este valor, vamos a la fórmula 3.6a obteniendo la altura al acero de refuerzo, $d = 0.13 \text{ m.}$, tomándose como un valor aceptado de 15 cm.

De igual forma, la estimación de la cantidad de acero necesario vienen dados por el uso de las ecuaciones 3.7 y 3.8, resultando la ecuación cuadrática de la forma:

$$3.63 * A_S^2 - 0.15 * A_S + 0.000747 = 0$$

de cuya solución tenemos un A_S de $0.00579 \text{ m}^2 = 8.97 \text{ pul}^2$.

El espaciamiento de las varillas viene dado por las ecuaciones 3.9 y 3.9a obteniéndose como resultado la tabla # 3.3.

De dicha tabla podemos concluir que se tomará varillas de # 8 con un espaciamiento S

# VARILLA	D _{nom.} PULG.	A _b PULG. ²	S PIE	S CM.	d _{varilla} CM.	S < 3 * h CM.
# 3	3/8	0.11	0.012	0.37	0.95	0.37 < 54
# 4	1/2	0.20	0.022	0.68	1.27	0.68 < 54
# 5	5/8	0.30	0.033	1.02	1.58	1.02 < 54
# 6	3/4	0.44	0.049	1.49	1.91	1.49 < 54
# 7	7/8	0.60	0.067	2.04	2.22	2.04 < 54
# 8	1	0.79	0.088	2.68	2.54	2.68 < 54
# 9	9/8	0.99	0.110	3.36	2.86	3.36 < 54
# 10	5/4	1.23	0.140	4.18	3.18	4.18 < 54
# 11	11/8	1.48	0.165	5.03	3.49	5.03 < 54
# 14	7/4	2.40	0.267	8.16	3.45	8.16 < 54
# 18	9/4	3.97	0.442	13.5	5.72	13.5 < 54

TABLA # 3.3. ESPACIAMIENTO ENTRE VARILLAS, REFUERZO PARALELO AL TRAFICO.

recomendado igual al caso anterior de 25 cm.

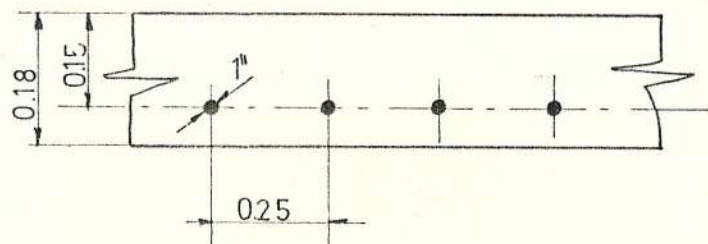


FIG. 3.7 DISTRIBUCION FINAL DEL ACERO DE REFUERZO PARALELO AL TRAFICO.

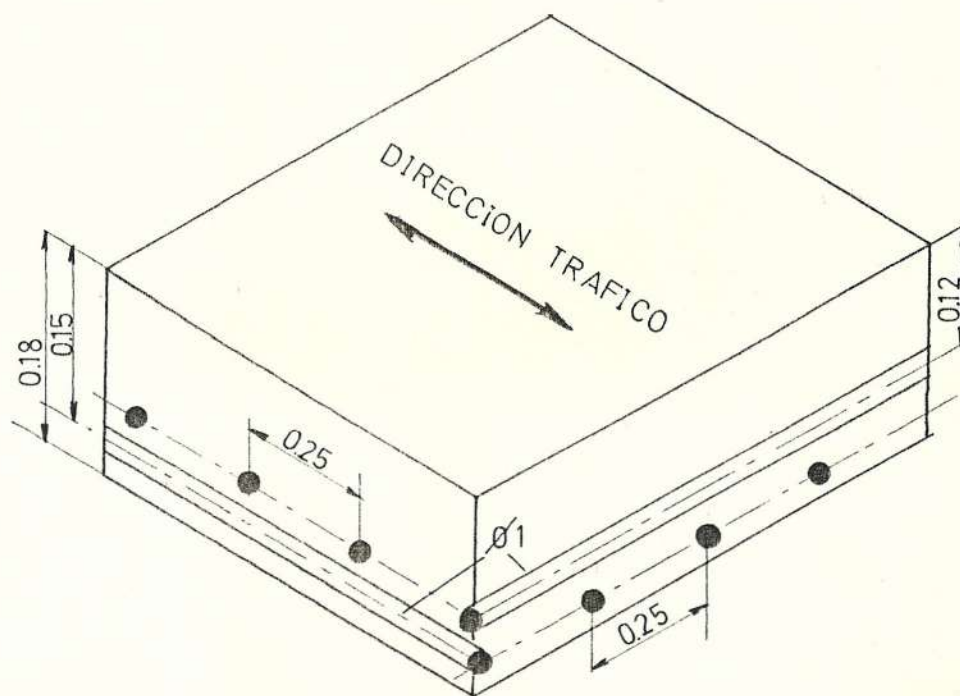


FIG. 3.8 DISTRIBUCION FINAL DEL ACERO DE REFUERZO EN LA SUPERFICIE DE RODADURA.

Resumiendo los resultados hasta el momento obtenidos tenemos (ver fig. 3.6).

3.5. DISEÑO DEL DURMIENTE Y VIGAS DEL PISO.-

3.5.1. DISEÑO DE LOS DURMIENTES O LARGUEROS .-

Los durmientes o largueros, son vigas que soportarán las siguientes cargas:

a.- CARGA MUERTA : peso de la losa, su propio peso.

b.- CARGA VIVA : la fracción de la carga normalizada que se produzca en cada rueda o eje, además del impacto (artículo 3.23.2.3.1.5 de la A.A.S.H.T.O).

Primeramente obtendremos la carga viva; de la tabla 3.23.1 de la A.A.S.H.T.O obtenemos la fracción de carga por rueda de:

$$R = s/ 5.5 \quad (3.11)$$

donde S es la distancia entre apoyos o centros de los largueros, y revisando la fig. 3.4 tenemos $S = 2.44$ m. (8.05 pie) donde reemplazando valores tenemos un $R = 1.46$. Esta proporción de carga de una rueda se aplica sobre cada larguero. Como hay que considerar impacto, y es el mismo porcentaje

obtenido en la sección 3.4.2. e igual a $I = 0.227$ la carga viva para un camión normalizado H20 - S16 (con $W = 180 \text{ KN}$) tenemos:

$$C_L = R * (1 + I) * (0.4 * W)$$

$$C_L = 128.98 \text{ KN.}$$

Para el eje trasero se tomará una carga viva de $C_L = 130 \text{ KN}$, de igual forma, para el eje delantero será:

$$C_{LL} = R * (1 + I) * (0.1 * W)$$

$$C_{LL} = 32.24 \text{ KN.}$$

Los largueros se encuentran unidos a las vigas de piso de manera que puedan ser considerados continuos sobre sus apoyos. La carga H20 - S16 se empleará con espaciamiento de 8.5 m. (28 pie) entre ruedas traseros (recomendación presentada por Joseph Bowles, Structural Steel Design). Esta disposición produce una carga sobre tramos alternados considerados, como la más pesada.

El peso muerto viene dado por:

$$W_{\text{concreto}} = 24 \text{ KN/ m}^3 * 14.64 \text{ m} * 0.18 \text{ m.}$$

$$W_{\text{concreto}} = 63.24 \text{ KN/ m. de calzada.}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 1.44 \text{ KN/ m}^3 * 14.64 \text{ m} * 0.025 \text{ m.}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 0.53 \text{ KN/m de calzada.}$$

$$W_{\text{larguero}} = 747.5 \text{ Kg/ m. por larguero} * 7 \text{ largueros.}$$

$$W_{\text{larguero}} = 51.28 \text{ KN/ m. de calzada.}$$

Por tanto el peso muerto será:

$$W = W_{\text{concreto}} + W_{\text{asfalto}} + W_{\text{larguero}}$$

$$W = 115.05 \text{ KN/ m de calzada.}$$

A este valor hay que reconocerle el peso del refuerzo lateral o armadura, por cuanto ésta irá unida al sistema de piso también. Tomando el valor obtenido en la parte b de la sección 3.1. tenemos:

$$W = 3068.8 \text{ Kg/ m por vía.}$$

$$W = 121.08 \text{ KN/ m de calzada.}$$

Pero este peso es con el de los largueros incluida, por tanto, restando este valor (51.28 KN/ m de calzada) y sumando a W_D , tenemos el peso muerto final que será:

$$W_D = 164.88 \text{ KN/ m de calzada.}$$

Para mejor manejo de operaciones posteriores, tomo el valor de 165 KN/ m de calzada.

Resumiendo resultados hasta el momento tenemos: (ver fig. 3.9)

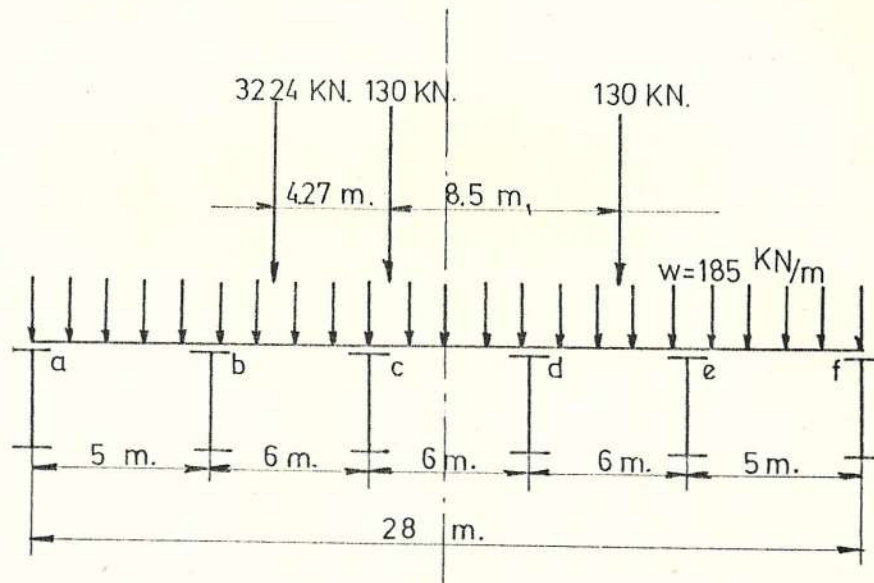


FIG. 3.9 FUERZAS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE LOS LARGUEROS.

El centro de gravedad de las tres fuerzas presentes se encuentra a $x = 3.31$ m, tal como muestra la fig. 3.10

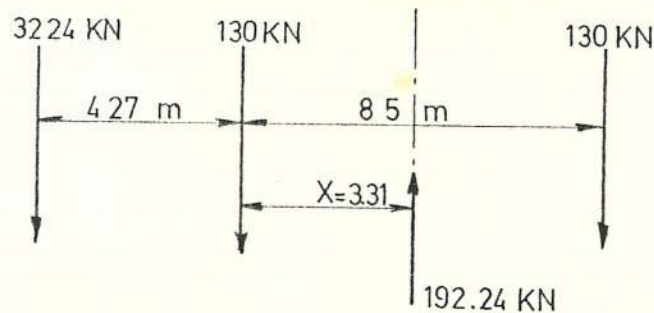


FIG. 3.10 LOCALIZACION DEL CENTRO GRAVEDAD DE LAS FUERZAS.

Con respecto al centro de la luz total del

puente, el centro de gravedad se encuentra a una distancia $x/2$ del centro.

Esta disposición, será la que nos dé los máximos momentos en cada uno de los apoyos. Este momento se lo encontrará por medio del método de distribución de momentos. Para lo cual, se debe encontrar:

* las constantes de rigidez, K , para cada sección:

$$K_{ab} = 1/5 \quad K_{bc} = 1/6 \quad K_{cd} = 1/6$$

$$K_{de} = 1/6 \quad K_{ef} = 1/5 \quad \sum K = 28 * I/30$$

de donde la fracción de distribución de momentos será:

$$FD = K / \sum K$$

e igual a:

$$FD_a = FD_f = 1 \text{ (condición de simple apoyo)}$$

$$FD_{bc} = FD_{cd} = FD_{de} = FD_{ef} = 5/28$$

$$FD_{ba} = FD_{cb} = FD_{dc} = FD_{ed} = 23/28$$

Los momentos de empotramiento vienen dados por:

$$M_{ab}^F = W * l^2 / 12 = 365.42 \text{ KNm.}$$

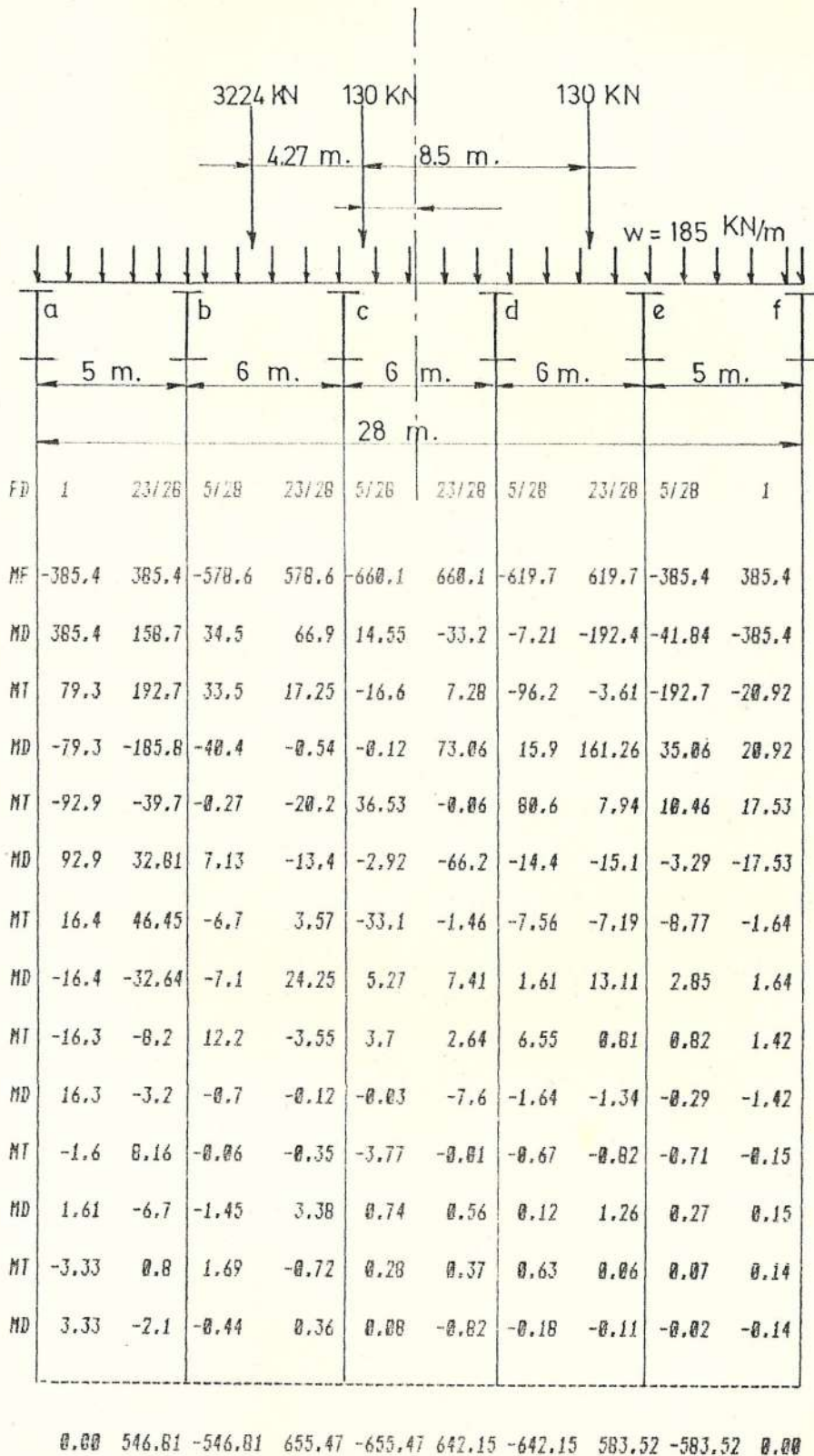


FIG. 3.11 DIAGRAMA DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS PARA LOS LARGUEROS.

$$M_{bc}^F = W * l^2 / 12 + P * a * b^2 / l^2 = 578.6 \text{ KNm.}$$

$$M_{cd}^F = 668.88 \text{ KNm.}$$

$$M_{de}^F = 619.7 \text{ KNm.}$$

$$M_{ef}^F = 385.42 \text{ KNm.}$$

Una vez realizada la distribución de momentos, obtenemos un momento máximo en el nudo C (ver fig. 3.11) de 655.47 KNm. (485.58 Kpie).

Como el puente se encuentra situado en una zona de alto nivel corrosivo (sección 3.1) se usará un acero A-242 (ver apéndice A) grado 50 con un $F_y = 50 \text{ Kp/ pul}^2$ y un $F_u = 70 \text{ Kp/ pul}^2$. Además se puede considerar que la acción de las vigas con la superficie de rodadura se comportará como si presentara un arriostamiento lateral continuo (por tanto las vigas pueden ser compacta, semi-compacta o no compacta) asumimos la primera condición de diseño como si se tratara de una viga compacta (A.I.S.C, pag. 5.18):

$$S = M / F_b = 176.57 \text{ pul}^3.$$

Del Manual de la A.I.S.C (pag. 2.6)

encontramos que el perfil W 18 * 97 con las siguientes características:

$S_x = 168$ pul. y si cumple con la condición de ser compacta (A.I.S.C, pag. 2.7).

También se puede buscar otro perfil más liviano, tratando a la selección del perfil como si se tratara de una viga semi-compacta (A.I.S.C, pag. 5.20);

$$S = M / (0.6 * F_y)$$

$$S = 194.23 \text{ pul.}$$

Revisando el Manual de la A.I.S.C seleccionamos una W 14 * 120 con un $S_x = 190$ pul.³

Por último se tratará de encontrar un perfil más económica, tratando a la selección de la viga como que no es compacta.

Para ello hay que determinar el valor del coeficiente de flexión, C_b , se toma como:

$$C_b = 1.75 + 1.05 * (M_1 / M_2) + 0.3 * (M_1 / M_2)^2 < 2.3$$

donde $M_1 = 0$ y $M_2 = 485.58$ Kpie, teniendo un C_b de 1.75.

Buscando en la pag. 2.57 del Manual de la

A.I.S.C, cambiando de escala $L/C_b = 9.85$,
seleccionamos los siguientes perfiles:

W 27 * 94 ; W 27 * 102 ; W 30 * 99

de donde podemos concluir que el perfil W 14
* 120 es el más aceptable.

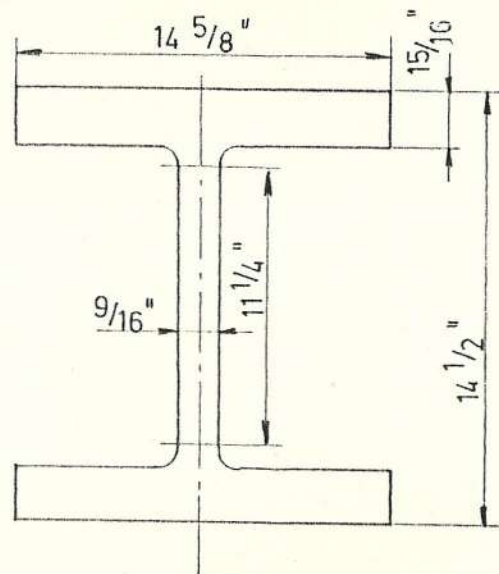


FIG. 3.12 CARACTERISTICAS DEL PERFIL PARA LOS
LARGUEROS.

3.5.2. DISEÑO DE LAS VIGAS DE PISO.-

Para el diseño de las vigas de piso, primero
encontraremos el peso muerto actuante o
presente en ellas. Tenemos:

$$W_{\text{concreto}} = 24 \text{ KN/ m} * 0.18 \text{ m} * 2.44 \text{ m.}$$

$$W_{\text{concreto}} = 10.54 \text{ KN/ m.}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 1.47 \text{ KN/ m} * 0.025 \text{ m} * 2.44 \text{ m.}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 0.068 \text{ kn/ m.}$$

$$W_{\text{larguero}} = 120 \text{ lb/ pie} = 1.76 \text{ KN/ m.}$$

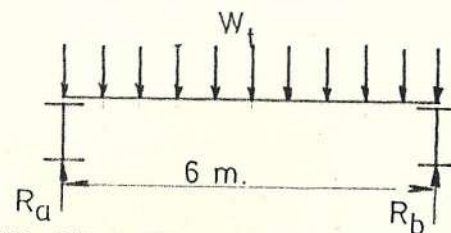
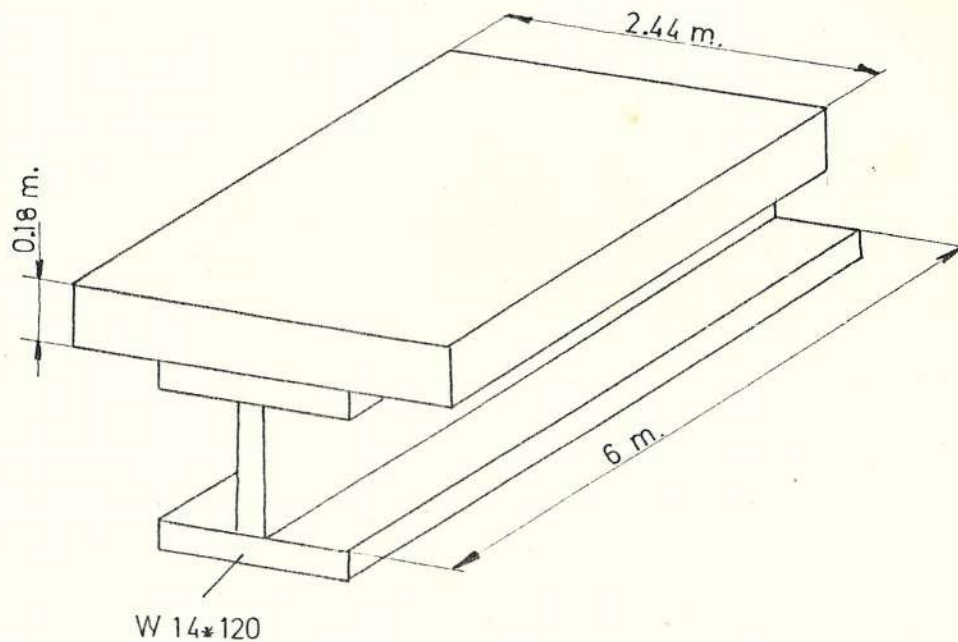


FIG. 3.13 PRESENTACION DE LAS CARGAS PARA EL DISEÑO DE LAS VIGAS DE PISO.

$$W_{\text{acero}} = 23.8 \text{ KN/ m}^3 * (3.14 * 0.025 ** 2 / 4) \text{ m}^2 * 20 \text{ varillas}$$

$$W_{\text{acero}} = 0.23 \text{ KN/ m.}$$

de donde:

$$W_t = W_{\text{concreto}} + W_{\text{asfalto}} + W_{\text{larguero}} + W_{\text{ac.}}$$

$$W_t = 12.62 \text{ KN/ m.}$$

Este será el peso distribuido a lo largo de un segmento tributario (fig. 3.13a) que a

su vez, transmite a las vigas de piso sus reacciones (fig. 3.13b) de valor:

$$R_a = R_b = W * l^2 / 2$$

$$R = 227.16 \text{ KN.}$$

Redondeando valores tomamos el valor de 230 KN.

La carga de impacto viene dado por la ecuación 2.12 donde $L = 14.64 \text{ m}$. tenemos un factor de 0.285 .

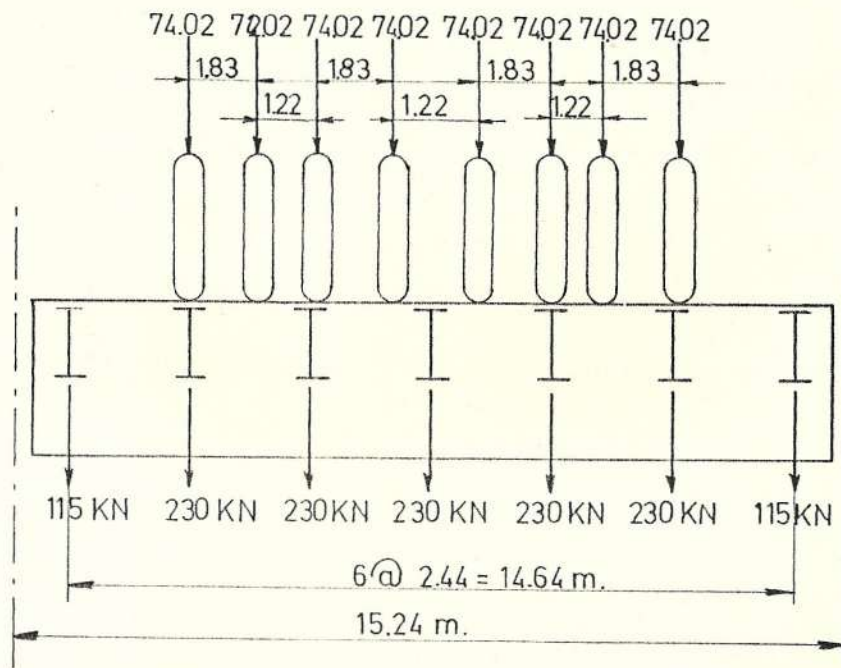


FIG. 3.14 DISTRIBUCION DE CARGAS SOBRE EL ANCHO DE CALZADA (IDEAL).

A continuación, analizamos la carga viva. Se analizará para un eje trasero, por cuanto

éste produce los mayores esfuerzos, para un camión H20 - S16, teniendo:

$$C_L = (1 + I) * 0.4 * W$$

$$C_L = 74.02 \text{ KN.}$$

de donde podemos resumir lo siguiente (ver fig. 3.14).

Para poder encontrar las reacciones en la viga de piso, aplicamos $\sum M$ con respecto al punto A y tenemos (ver fig. 3.14):

$$R_a = R_b = 985.02 \text{ KN.}$$

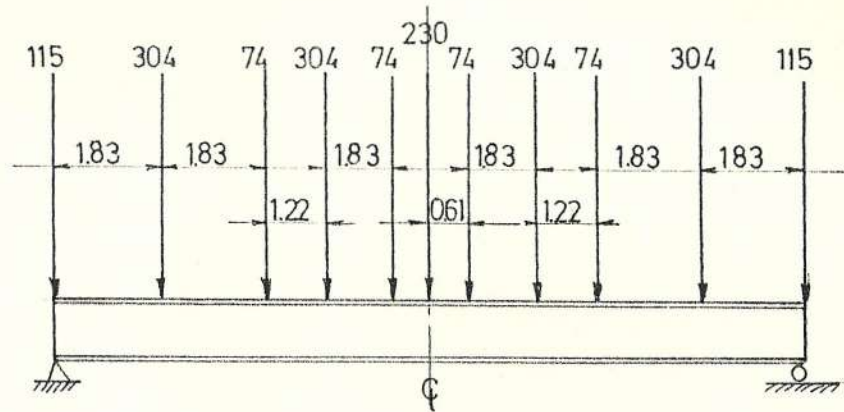
El paso siguiente es el de encontrar el diagrama de fuerza cortante y momento flector en la viga. Esto se lo representa en la fig. 3.15.

Usando el mismo tipo de acero estructural A 242, tenemos:

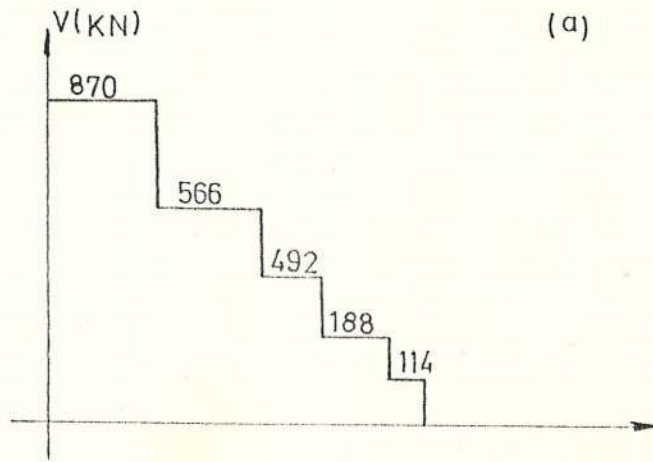
$$S_x = M / F_b = 978.69 \text{ pulg}^3$$

Seleccionando la viga en el Manual de la A.I.S.C tomamos que el perfil W 36 * 280 que tiene un $S_x = 1030 \text{ pul}^3$ y es compacta su comportamiento.

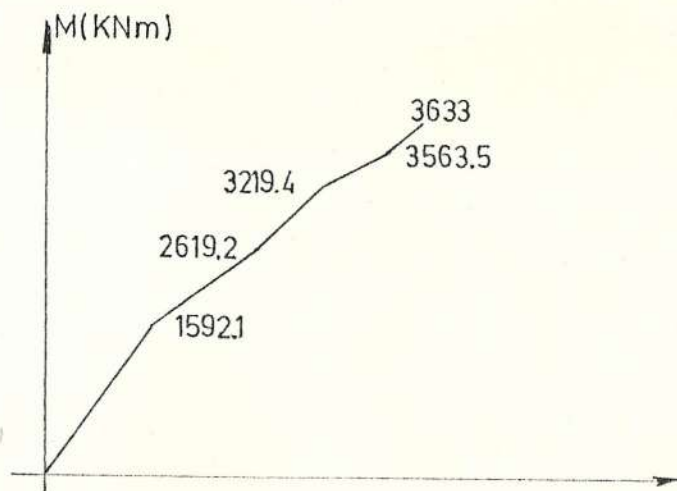
La conexión de la viga de piso con el larguero es como sigue:



(a)



(b)



(c)

FIG. 3.15. DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR EN LA VIGA DE FISO.

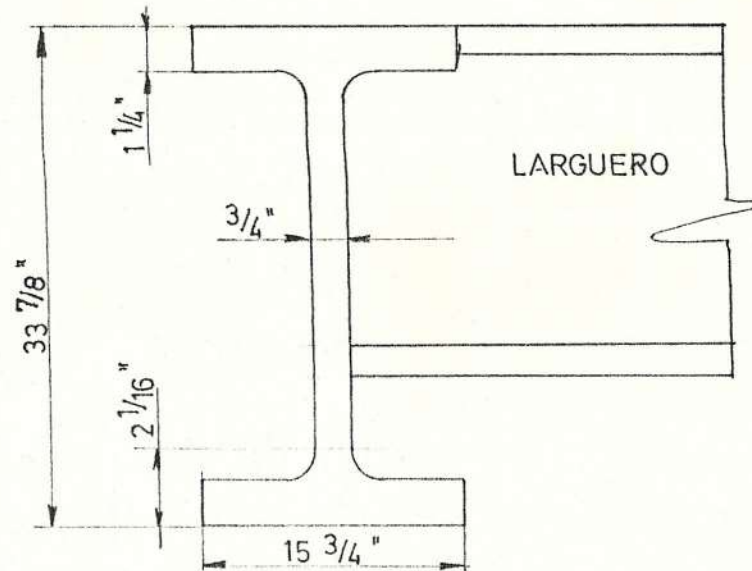


FIG. 3.16 CONECCION VIGA DE PISO - LARGUERO.

Este sería la conexión típica entre los dos perfiles. La A.A.S.H.T.O previene la posibilidad de que los cuatro carriles estén copados al mismo tiempo (artículo 3.12.1) y por lo tanto, reduce la carga a un 75 % del valor de diseño.

Tomando en consideración esta recomendación, seleccionamos una W 33 * 221 con un $S_x = 757$ pulg.³ y su comportamiento es compacta.

3.5.3. DISEÑO DE LA UNION VIGA - LARGUERO.-

La unión se la podría hacer tanto empernada como soldada.

Las uniones empernadas no son favorables para

estructuras que serán sometidas a cargas en movimiento. Por lo tanto, se diseñará la unión soldada. Para este tipo de unión, se seguirá las recomendaciones dadas por la A.W.S, Bridge.

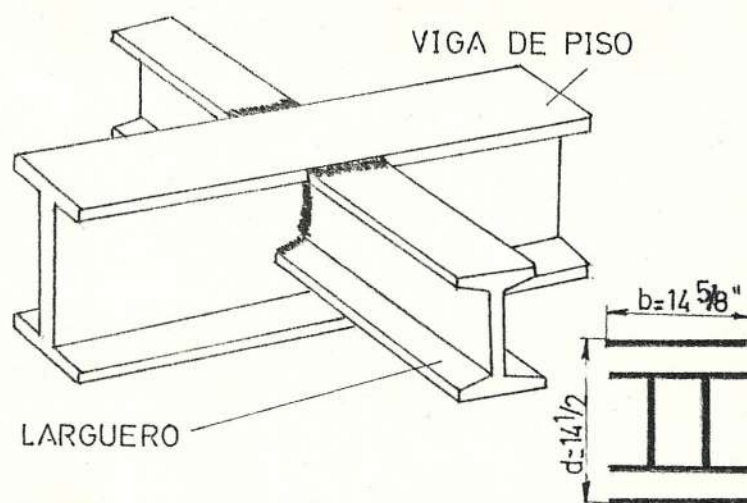


FIG. 3.17. UNION SOLDADA VIGA - LARGUERO.

Si consideramos a una unión soldada como rígida por sus extremos (ver fig. 3.13b) tenemos que el momento máximo será:

$$M_{MX} = W_t * L^2 / 12$$

donde $W_t = 12.62 \text{ KN/m}$ (0.86 Kp/pies) y $L = 6 \text{ m}$. (19.8 pies) y reemplazando valores, tenemos un momento máximo de $M_{MX} = 336.57 \text{ K pulg.}$

El esfuerzo de trabajo de la soldadura (f_b) viene dado por:

$$f_b = M_{MX} / S_W \quad (3.12)$$

donde $S_W = (2 * b * d + d^2 / 3) * t_e$ (tabla # 5 de la sección 7.4 de *Desig of Welded Structures*), de donde sus valores son los que se muestran en la fig. 3.17b, obteniéndose un $f_b = 0.68 / t_e$.

Este valor debe ser menor o igual al esfuerzo admisible el cual recomienda la A.W.S. sea $F_V = 10.4 * a$ (para electrodos E70) y además $t_e = 0.707 * a$; de donde reemplazando valores tenemos que es necesario un ancho de soldadura de $a = 5/16$ ".

3.5.4. DISEÑO DE LOS CONECTORES PARA CORTANTE.-

La efectividad de la losa de concreto, trabajando como parte integral de una viga o trabe, depende del desarrollo de la adherencia o de la conexión por cortante, entre el acero y el concreto, la fig. 3.18 muestra varios conectores de cortante típicos, A las estructuras que utilizan este sistema se las conoce como " vigas de construcción compuesta ". En el diseño, se supone que una porción de la losa de concreto

∇	q	N_1
$1/2 * 2$	5.9	150
$5/8 * 2 1/2$	9.2	96
$3/4 * 3$	13.3	67
$7/8 * 3 1/2$	18.0	45

TABLA # 3.4. NUMERO DE CONECTORES REQUERIDOS.

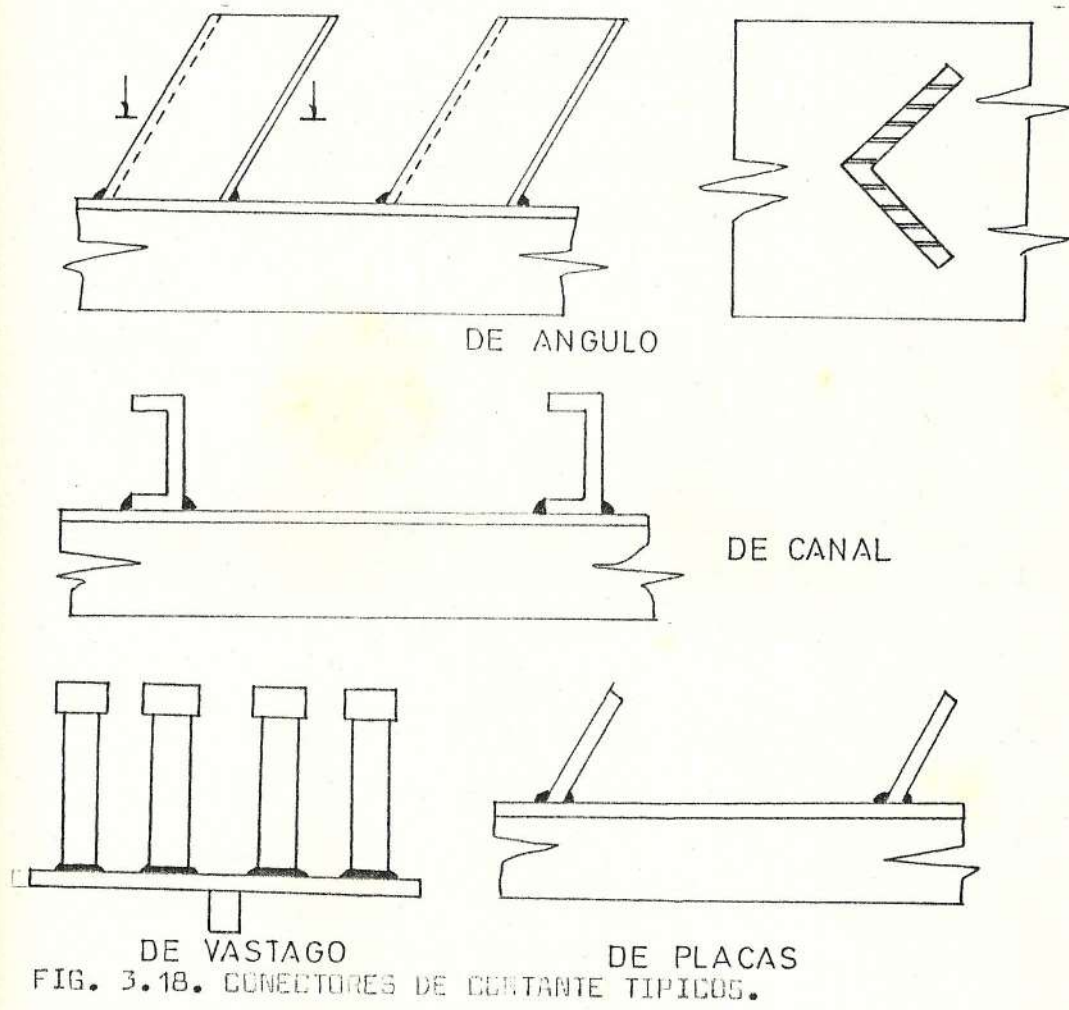


FIG. 3.18. CONECTORES DE CONTACTANTE TIPICOS.

forma junto con la viga de acero, una viga T, con los siguientes características (ver fig. 3.19a).

El diseño viene controlado por la A.A.S.H.T.O en sus artículos 10.38.2 donde:

$$b = L / 4$$

$$b = 7 \text{ m. (23.1 pie)}$$

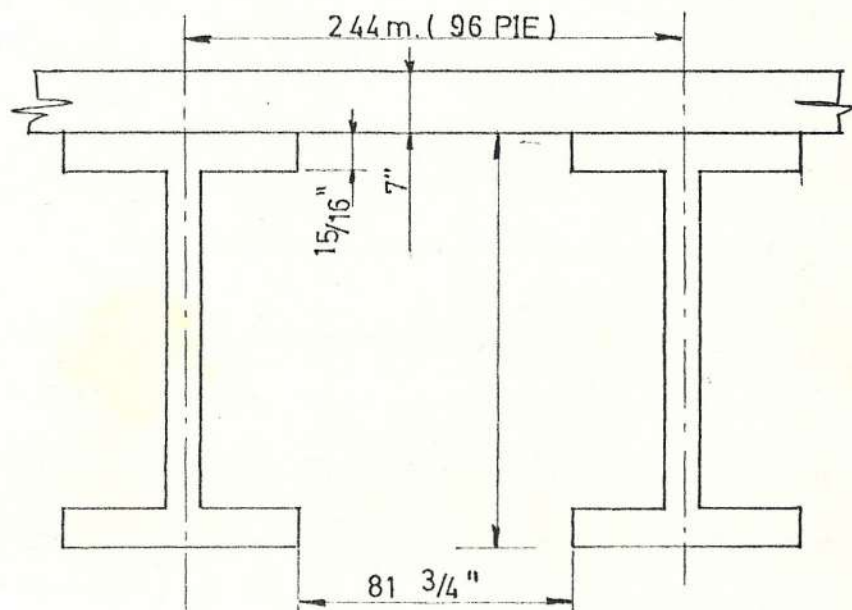


FIG. 3.19 DISEÑO DE UNA VIGA SECCION COMPUESTA.

$$b = b_f + S = 14 \frac{5}{8}'' + 81,375$$

$$b = 96.01'' \text{ (2.44 m.)}$$

$$b = b_f + 16 * t = 14 \frac{5}{8}'' + 16 * 7$$

$$b = 126,625 \text{ " (3.21 m.)}$$

donde b es un ancho efectivo de losa, controlando el diseño el menor valor de todos. El valor de la fuerza cortante viene dado por:

$$V_h = 0.65 * f'_c * b * t / 2 \quad (3.13)$$

y

$$V_h = A_s * F_y / 2 \quad (3.14)$$

donde $f'_c = 27.4 \text{ MPa.} = 4 \text{ Kpsi.}$

$$t = 7 \text{ "} \quad b = 96.01 \text{ "}$$

$$F_y = 50 \text{ Kpsi.}$$

$$A_s = \text{área de la } W 14 * 120 = 35.3 \text{ pul}^2$$

reemplazando valores tenemos que de la fórmula 3.13 un $V_h = 1142,52 \text{ Kp.}$; y de la fórmula 3.14 un $V_h = 862.5 \text{ Kp.}$; donde el valor que controla el diseño de los conectores es el menor de los dos resultados.

De la fig. 3.18 observando los distintos tipos de conectores, tenemos que escoger el tipo a utilizar. Se tomará conectores de vástago por cuanto su forma no presenta problemas de instalación, sus requisitos para el diseño son menos estrictos, y vienen normalizados (tabla 6.25 ; Structural Steel

Designers Handbook) donde el número de conectores requeridos viene dado por:

$$N_1 = V_h / q \quad (3.15)$$

para así obtener los resultados presentados en la tabla # 3.4.

Si tomamos conectores de $\nabla 7/8 \times 3 \ 1/2$ ", la distancia entre centros será:

$$w = 4 * d = 4 * 7/8$$

$$w = 3.5 \text{ " (mínimo)}$$

Acomodando 3 conectores por hilera, su paso será:

$$p = L * n / 2 * N_1$$

$$P = 1102.36 * 3 / 2 * 51 = 32.42 \text{ " (mínimo)}.$$

donde $N_1 = 51$ conectores (divisible para 3). Este paso está controlado por $8 * t > p > 6 * d$; condición que sí se cumple.

Los conectores irán soldados a la ala superior de los largueros. Los requisitos de la soldadura será:

$$R = 862.5 / 51 = 17.3 \text{ K por conector.}$$

$$\text{Luego } R = F_v * A$$

$$R = 0.3 * 70 * 0.707 * a * 7/8 *$$

$$3.1416$$

$$R = 40.8 * a$$

de donde obtenemos un $a = 0.42$ " (aproximadamente $7/16$ ").

Resumiendo resultados, tenemos (ver fig. 3.20)

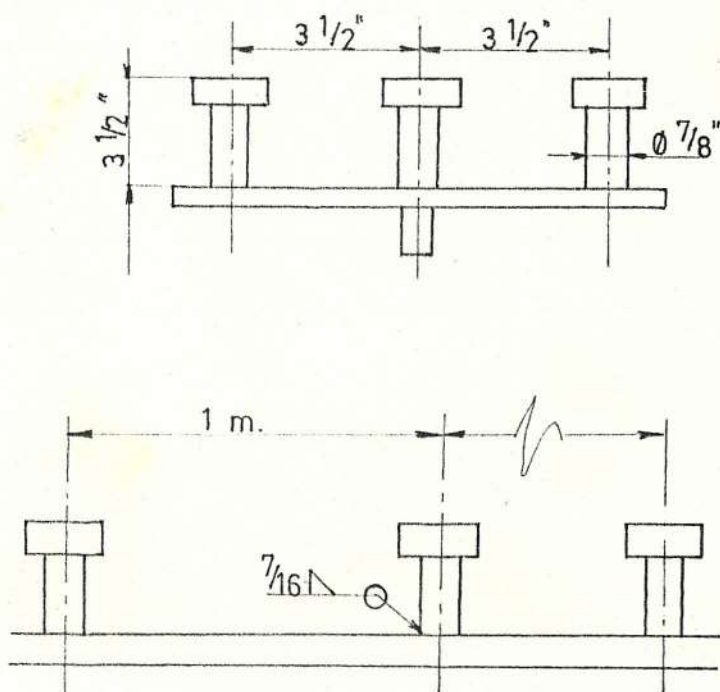


FIG. 3.20 DISEÑO FINAL DE LOS CONECTORES PARA CORTANTE.

3.6. DISEÑO DEL REFUERZO LATERAL.-

El refuerzo lateral o armadura propiamente dicha, como ya quedó establecido en la sección 3.1 y 3.4 será una WARREN, con puntales principales, como se

muestra en la fig. 3.21.

El ancho de calzada (14.64 m.) será donde se distribuya uniformemente las cargas móviles normalizadas por la A.A.S.H.T.O. El ancho de cada carga uniforme es de 10 pie (3.05 m.)

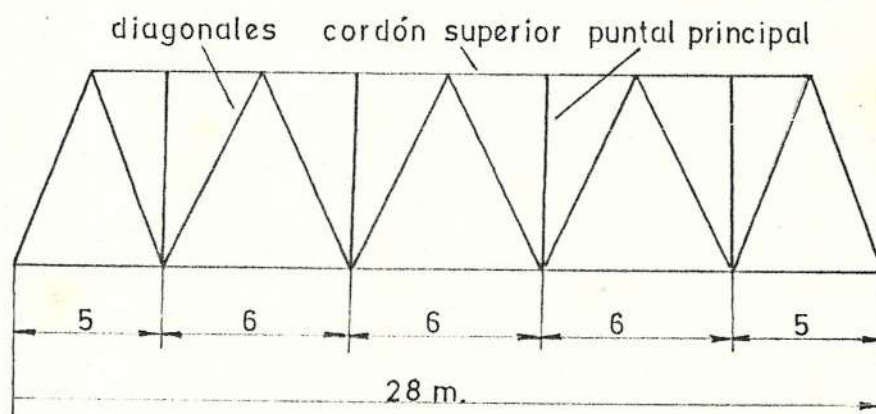


FIG. 3.21 ESTRUCTURA WARREN A DISEÑARSE.

Como se puede observar, los 4 carriles ocupados tienen 12.2 m, pero hay 13.42 m, entre bordillos, la A.A.S.H.T.O especifica (artículo 3.11.2) que la carga debe ser colocada de manera que produzca las máximas fuerzas en los refuerzos laterales.

Esta condición se cumple cuando los 4 carriles se trasladan transversalmente lo más posible hacia una de las armaduras laterales. Revisando la fig. 2.19, las cargas sobre carril normalizado son:

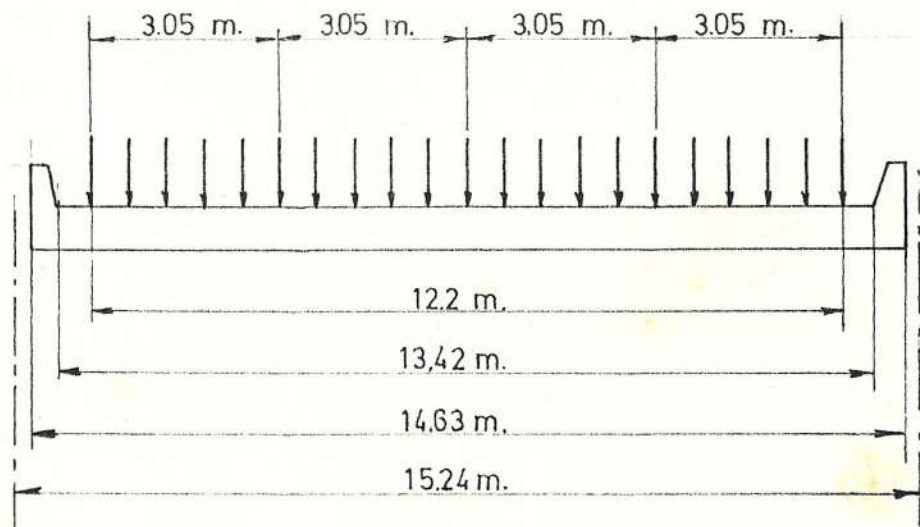


FIG. 3.22 DISTRIBUCION DE CARGAS NORMALIZADAS SOBRE EL ANCHO DE CALZADA.

Carga Concentrada para Momentos: (CCM) = 0.45 * W

$$CCM = 81 \text{ KN/}$$

por carril.

Carga Concentrada para Cortante: (CCC) = 0.65 * W

$$CCC = 117 \text{ KN/}$$

por carril.

Carga Uniforme (CU) = 0.0528 * W

$$CU = 9.5 \text{ KN/ m. por carril.}$$

Como son 4 carriles, tenemos:

$$CCM = 81 * 4 = 324 \text{ KN.}$$

$$CCC = 117 * 4 = 468 \text{ KN.}$$

$$CU = 9.5 * 4 = 38 \text{ KN/ m.}$$

Estas cargas quedarán distribuidas sobre todo el ancho de calzada como queda demostrado en la fig. 3.23.

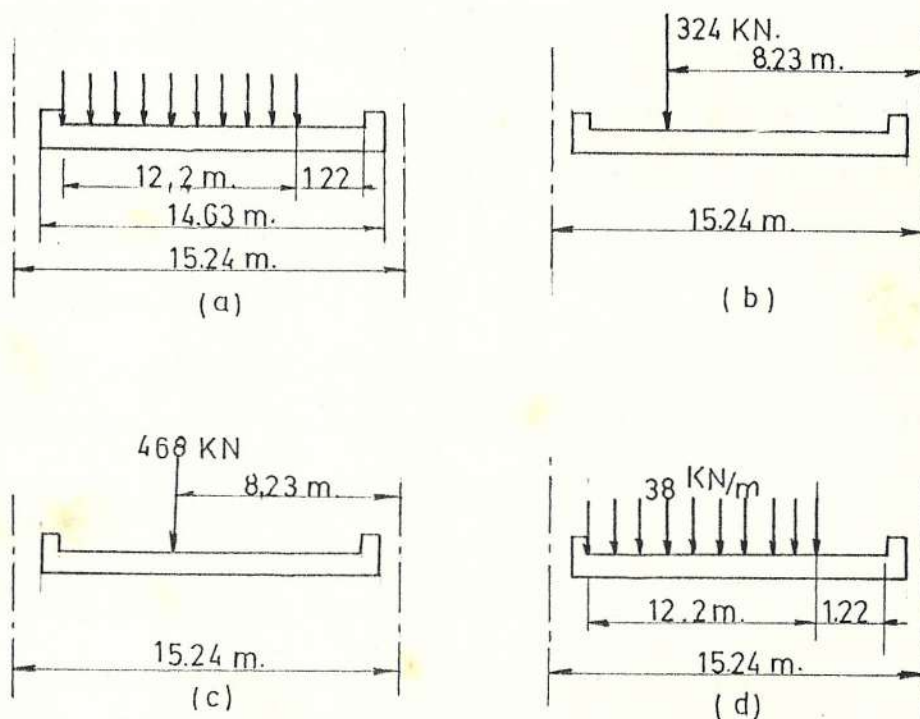


FIG. 3.23 a) COLOCACION DE LAS CARGAS MOVILES PARA MAXIMAS FUERZAS EN LA ARMADURA. b) CARGA CONCENTRADA PARA MOMENTOS. c) CARGA CONCENTRADA PARA CORTANTE. d) CARGA DISTRIBUIDA.

Por recomendación de la A.A.S.H.T.O (artículo 3.12) la carga viva a aplicarse para más de 4 carriles (inclusive) se reducirá a un 75 %. Luego, la armadura de la izquierda recibirá como reacciones de la aplicación de éstas fuerzas, en forma proporcional $8.23 / 15.24 = 0.54$ quedando como cargas para analizar las fuerzas en los miembros de

la armadura los siguientes valores:

$$CCM = 324 * 0.54 * 0.75 = 131.22 \text{ KN.} \quad (a)$$

$$CCC = 468 * 0.54 * 0.75 = 189.54 \text{ KN.} \quad (b)$$

$$CU = 38 * 0.54 * 0.75 = 15.39 \text{ KN/ m.} \quad (c)$$

Antes de continuar, hay que establecer lo siguiente:

* La altura del puente será de 4 m. (14 pies), flecha recomendada por la A.A.S.H.T.O en sus artículos 2.4.2.

* Las cargas normalizadas H o H5 es la representación física, obtenida de asumir una línea de carga equivalente al efecto de paso de varios vehículos.

* Solamente una carga concentrada podría ser usada por línea de carga para determinar el máxima momento positivo en una viga continua (artículo 3.11.3).

Por lo dicho anteriormente, queda establecido que:

- 1.- Se combinará las Cargas concentrada para momentos más la Carga Uniforme para el diseño de los miembros de los cordones superior e inferior.
- 2.- Se combinará las Cargas Concentradas para Cortante más la Carga Uniforme para el análisis de las fuerzas en las diagonales de la armadura.
- 3.- El efecto de impacto vendrá dado de acuerdo a la longitud cubierta por la carga distribuida para cada una de las posiciones a analizarse.

4.- Debe analizarse el efecto de las fuerzas longitudinales en la armadura, como una fuerza separada, para luego sumarse a las fuerzas máximas obtenidas en los otros casos.

5.- De igual forma se analizará las fuerzas en cada miembro por carga muerta, fuerzas sísmicas.

3.6.1. FUERZAS MAXIMAS EN LOS CORDONES SUPERIOR E INFERIOR, POR CARGA VIVA.-

La fuerza concentrada para momentos más la carga uniformemente distribuida, serán las fuerzas que actúen para el análisis de los cordones superior e inferior (ver fig. 3.24).

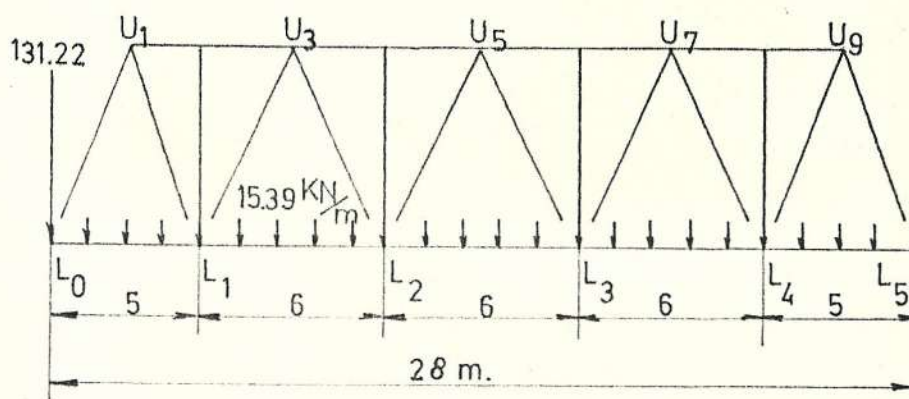


FIG. 3.24 FUERZAS QUE ACTUAN PARA EL ANALISIS DE LOS CORDONES, POR CARGA VIVA.

El procedimiento a seguirse será el

siguiente:

a.- Se tomará una carga móvil unitaria, colocándola en cada nudo del cordón inferior.

b.- Se construye la línea de influencia para el momento en cada una de las posiciones a analizarse.

c.- El valor del momento obtenido, dividido para la flecha del puente (4 m.) obtenemos la fuerza cortante en cada uno de los vanos (en valor unitario). Estos valores se presentan en la tabla # 3.5. De ésta tabla se tomará los máximos valores de la fuerza cortante para cada miembro (en valor unitario).

d.- El valor real de la fuerza para cada miembro será:

$$F = k * (CV + 0.5 * W * L) \quad (3.16)$$

donde k = valor de la carga unitaria máxima para el miembro.

$$CV = \text{carga viva} = 131.22 \text{ KN.}$$

$$W = \text{carga uniforme} = 15.39 \text{ KN/ m.}$$

$$L = \text{luz de la estructura} = 28 \text{ m.}$$

* Línea de Influencia para el segmento L_0L_1 .

$$M_{U1} = 23/ 28 * 2.5$$

$$M_{U1} = 2.05$$

$$F_{LOL1} = M_{U1} / 4$$

$$F_{FOL1} = 0.51$$

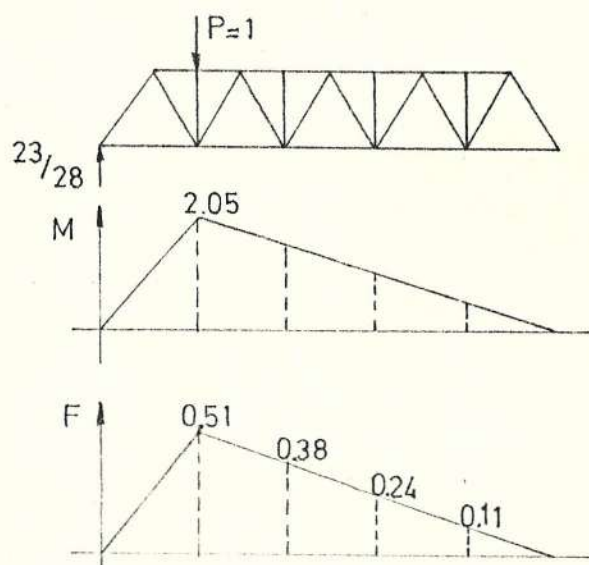


FIG. 3.25 LINEA DE INFLUENCIA PARA EL PRIMER VANO, CORDON INFERIOR.

* Línea de Influencia para el segmento L_1L_2 .

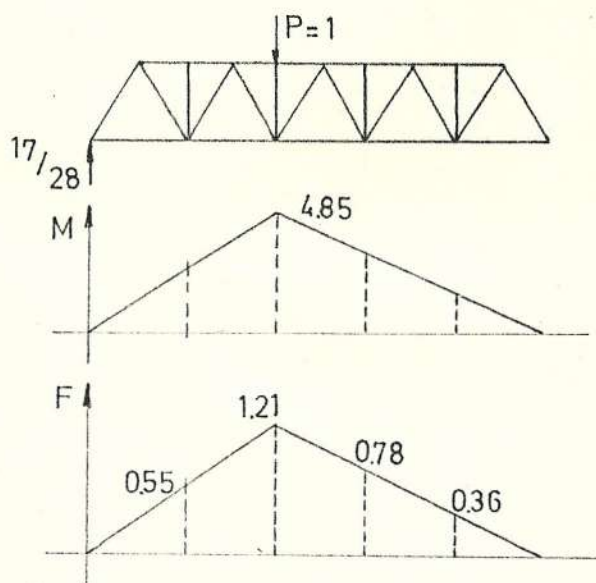


FIG. 3.26 LINEA DE INFLUENCIA PARA EL SEGUNDO VANO, CORDON INFERIOR.

$$M_{U3} = 17/28 * 14$$

$$M_{U3} = 4.85$$

$$F_{L1L2} = M_{U3} / 4$$

$$F_{L1L2} = 1.21$$

* Línea de Influencia para el segmento L_2L_3 .

$$M_{U5} = 11/28 * 14$$

$$M_{U5} = 5.5$$

$$F_{L2L3} = M_{U5} / 4$$

$$F_{L2L3} = 1.375$$

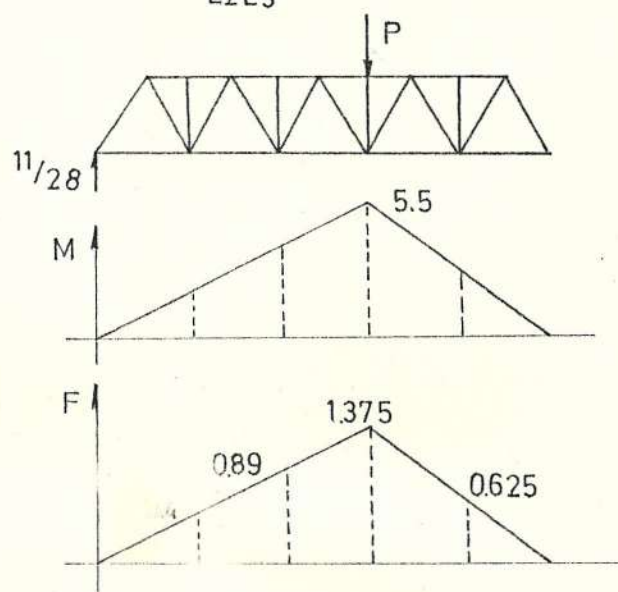


FIG. 3.27 LÍNEA DE INFLUENCIA PARA EL TERCER VANO, CORDÓN INFERIOR.

* Línea de Influencia para el segmento L_3L_4 .

$$M_{U7} = 5/28 * 20$$

$$M_{U7} = 3.57$$

$$F_{L3L4} = 3.57 / 4$$

$$F_{L3L4} = 0.89$$

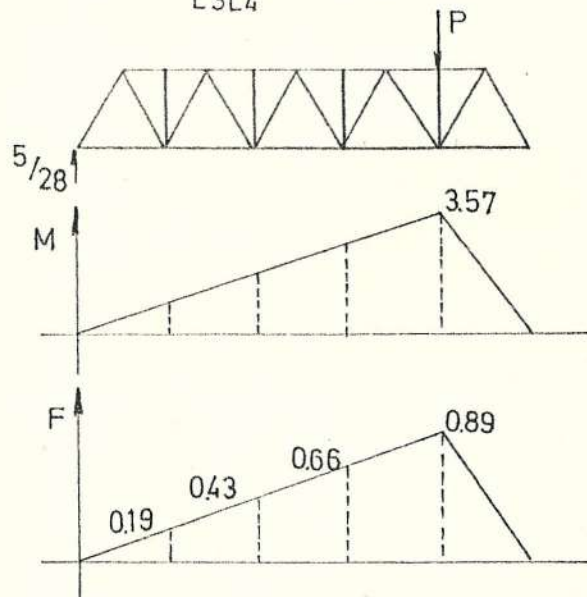


FIG. 3.28 LINEA DE INFLUENCIA PARA EL CUARTO VANO, CORDON INFERIOR.

* Línea de Influencia para el segmento $U_1 U_3$

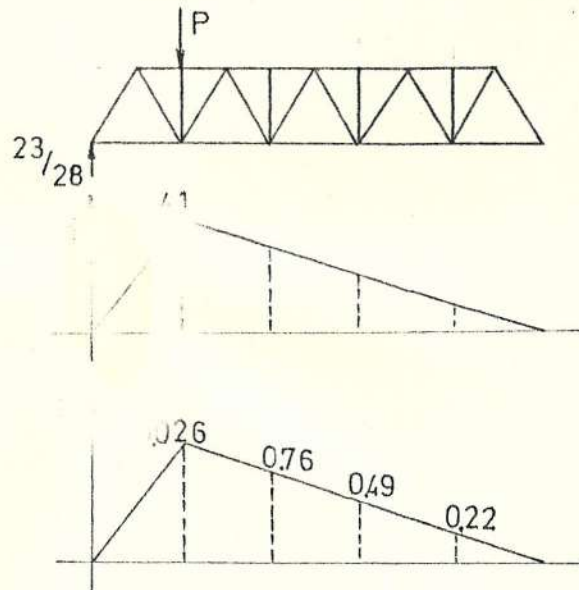


FIG. 3.29 LINEA DE INFLUENCIA PARA EL PRIMER VANO, CORDON SUPERIOR.

$$M_{L1} = 23/28 * 5$$

$$M_{L1} = 4.1$$

$$F_{U1U3} = M_{L1} / 4$$

$$F_{U1U3} = 1.026$$

* Línea de Influencia para el segmento $U_3 U_5$

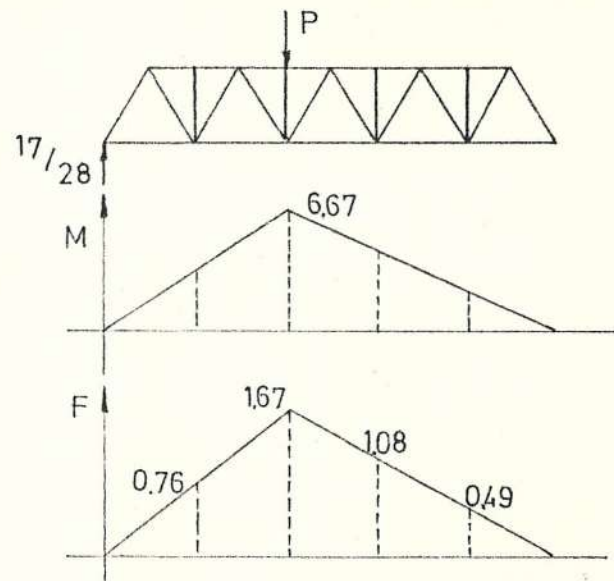


FIG. 3.30 LÍNEA DE INFLUENCIA PARA EL SEGUNDO VANO, 1.º VANO ANTERIOR.

$$M_{L2} = 17/28 * 11$$

$$M_{L2} = 6.67$$

$$F_{U3U5} = M_{L2} / 4$$

$$F_{U3U5} = 1.67$$

* Línea de Influencia para el segmento $U_5 U_7$.

$$M_{L3} = 11/28 * 17$$

$$M_{L3} = 6.68$$

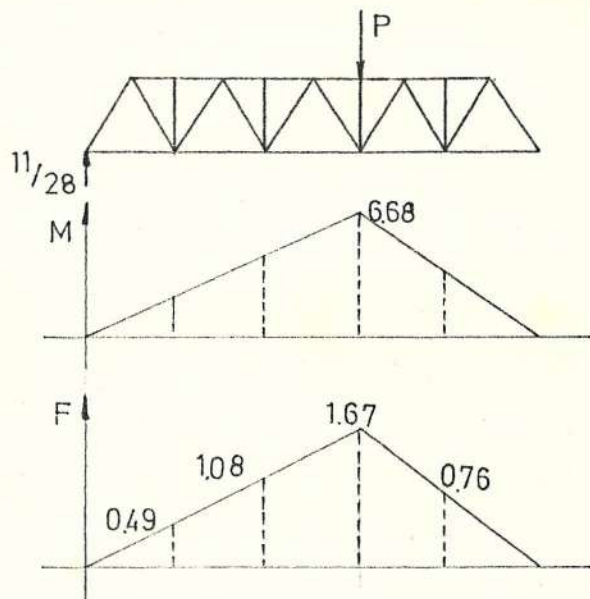


FIG. 3.31 LINEA DE INFLUENCIA PARA EL TERCER VANO, CORDON SUPERIOR.

$$F_{U5U7} = M_{L3} / 4$$

$$F_{U5U7} = 1.67$$

* Línea de Influencia para el segmento $U_7 U_9$

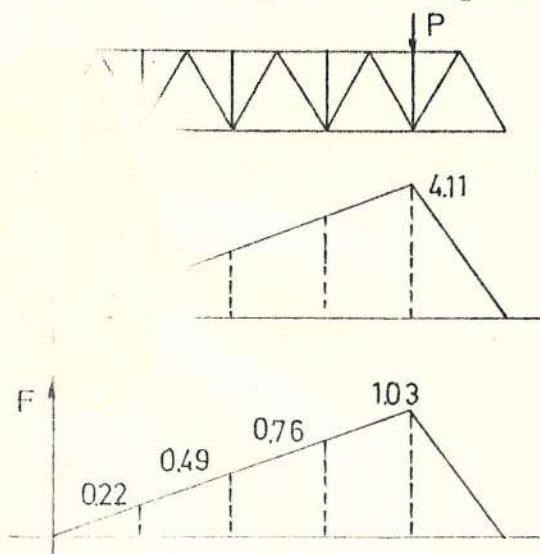


FIG. 3.32 LINEA DE INFLUENCIA PARA EL CUARTO VANO, CORDON SUPERIOR.

$$M_{L4} = 5 / 28 * 23$$

$$M_{L4} = 4.11$$

$$F_{U7U9} = M_{L4} / 4$$

$$F_{U7U9} = 1.03$$

Reuniendo todos los valores, obtenemos la tabla # 3.5 como sigue. De esta tabla sacamos los valores máximos para carga unitaria en cada uno de los miembros, luego este valor (k) lo introducimos en la ecuación 3.16 y así obtenemos los valores de las fuerzas máximas en cada miembro. Así tenemos:

$$L_0L_1 = 0.55 * (131.22 + 0.5 * 28 * 15.39)$$

$$L_0L_1 = 190.67 \text{ KN.}$$

$$L_1L_2 = 1.21 * (131.22 + 0.5 * 28 * 15.39)$$

$$L_1L_2 = 419.48 \text{ KN.}$$

$$L_2L_3 = 1.37 * (131.22 + 0.5 * 28 * 15.39)$$

$$L_2L_3 = 476.98 \text{ KN.}$$

$$L_3L_4 = 0.69 * (131.22 + 0.5 * 28 * 15.39)$$

$$L_3L_4 = 308.55 \text{ KN.}$$

$$U_1U_3 = - 1.03 * (131.22 + 0.5 * 28 * 15.39)$$

$$U_1U_3 = - 355.69 \text{ KN.}$$

$$U_3U_5 = - 1.67 * (131.22 + 0.5 * 28 * 15.39)$$

$$U_3U_5 = - 578.95 \text{ KN.}$$

MIEMBRO	LOCALIZACION DE LA CARGA UNITARIA						FUERZA MAXIMA (KN)
	L0	L1	L2	L3	L4	L5	
L0L1	0	0.51	0.55	0.40	0.19	0	190.67
L1L2	0	0.38	1.21	0.89	0.43	0	419.48
L2L3	0	0.24	0.78	1.375	0.66	0	476.68
L3L4	0	0.11	0.36	0.625	0.89	0	300.55
L4L5	0	0	0	0	0	0	0.0
U1U3	0	1.026	0.76	0.49	0.22	0	-355.69
U3U5	0	0.76	1.67	1.08	0.49	0	-578.95
U5U7	0	0.49	1.08	1.67	0.76	0	-578.95
U7U9	0	0.22	0.49	0.76	1.026	0	-355.69

TABLA # 3.5. VARIACION DE LA FUERZA MAXIMA EN LOS CORDONES SUPERIOR E INFERIOR,
PARA CARGA VIVA.

$$U_5 U_7 = - 1.67 * (131.22 + 0.5 * 28 * 15.39)$$

$$U_5 U_7 = - 578.95 \text{ KN.}$$

$$U_7 U_9 = - 1.03 * (131.22 + 0.5 * 28 * 15.39)$$

$$U_7 U_9 = - 355.69 \text{ KN.}$$

3.6.2. FUERZAS DE IMPACTO PARA LOS CORDONES SUPERIOR E INFERIOR.-

La fracción o porcentaje por fuerza de impacto viene dado por la ecuación 2.12 donde L es la longitud cubierta por la carga uniforme. Para este caso, la carga uniforme se encuentra cubriendo toda la longitud del vano, entonces $L = 28 \text{ m.}$

Reemplazando valores tenemos que $I = 0.227$; por lo tanto, las fuerzas de impacto será:

$$L_0 L_1 = 0.227 * 190.67 = 43.28 \text{ KN.}$$

$$L_1 L_2 = 0.227 * 419.48 = 95.22 \text{ KN.}$$

$$L_2 L_3 = 0.227 * 476.68 = 108.21 \text{ KN.}$$

$$L_3 L_4 = 0.227 * 308.55 = 70.04 \text{ KN.}$$

$$U_1 U_3 = 0.227 * - 355.69 = - 80.74 \text{ KN.}$$

$$U_3 U_5 = 0.227 * - 578.95 = - 131.42 \text{ KN.}$$

$$U_5 U_7 = 0.227 * - 578.95 = - 131.42 \text{ KN.}$$

$$U_7 U_9 = 0.227 * - 355.69 = - 80.74 \text{ KN.}$$

3.6.3. FUERZAS MAXIMAS EN LOS ELEMENTOS DE LA

ARMADURA DEL PUENTE, POR CARGA VIVA.-

Para encontrar las fuerzas máximas en los elementos de la armadura (diagonales) del puente se colocará la carga concentrada para cortante (CCC) más la carga uniformemente distribuida (CU) tal como se muestra en la fig. 3.33.

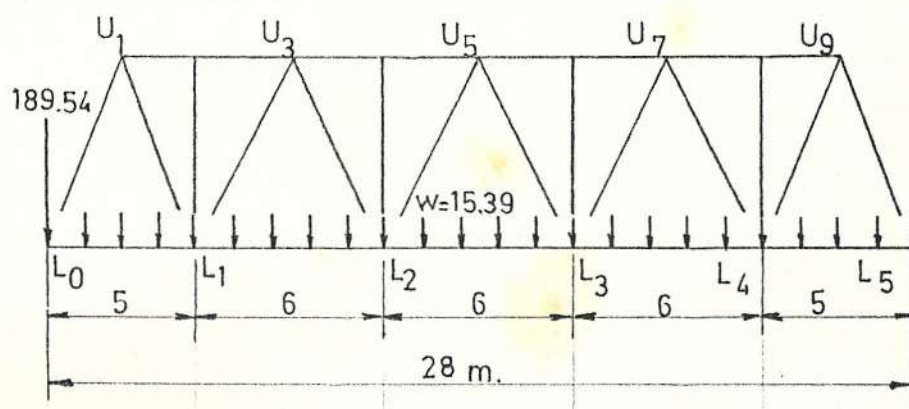


FIG. 3.33 FUERZAS ACTUANTES PARA EL ANALISIS DE LAS DIAGONALES, POR CARGA VIVA.

El procedimiento de análisis a seguirse será:

a.- Se tomará una carga móvil unitaria, colocándola en cada uno de los nudos del cordón inferior.

b.- Se construye la línea de influencia para el cortante en el panel o vano donde actúa la carga unitaria, y se establece los valores en fracción unitaria de la carga viva para todas

las diagonales, y se construye la tabla # 3.6.

c.- De esta tabla, obtenemos las fracciones máximas para cada uno de las diagonales, k , los cuales reemplazando en la ecuación siguiente:

$$F = k * (CV + 0.5 * W * L) * \sec \theta \quad (3.17)$$

donde k = valor de la carga unitaria máxima para el miembro.

CV = carga viva e igual a 189.54 kN.

W = carga uniforme, 15.39 kN/ m.

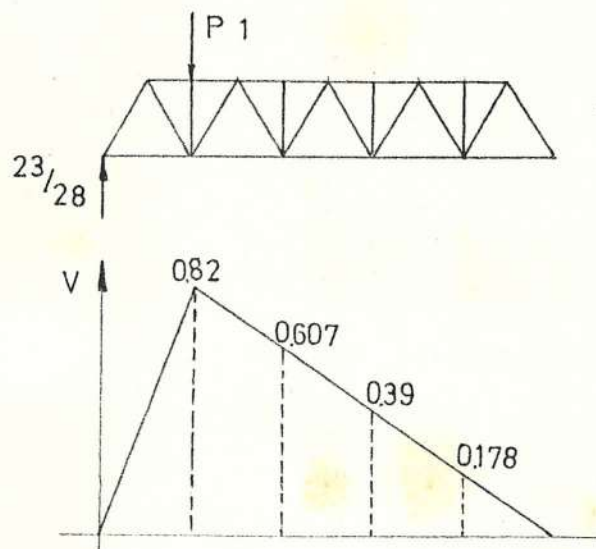


FIG. 3.34 LINEA DE INFLUENCIA PARA EL CORTANTE, PRIMER PANEL.

L = es la longitud del segmento del cortante positivo en el diagrama correspondiente a cada panel.

θ = ángulo comprendido entre el cordón superior y la diagonal.

* Fuerza Cortante con carga unitaria en el primer panel:

La longitud cubierta por la carga uniforme es $L = 28$ m. (ver fig. 3.34)

* Fuerza Cortante con carga unitaria en el segundo panel:

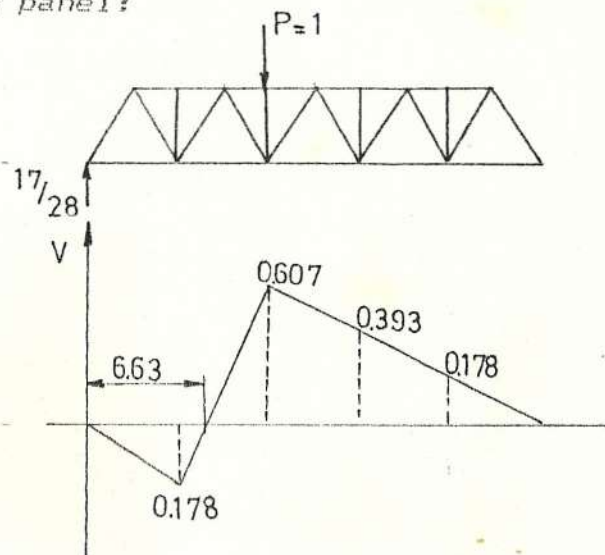


FIG. 3.35 LINEA DE INFLUENCIA PARA EL CORTANTE, SEGUNDO PANEL.

La longitud cubierta por la carga uniforme es $L = 21.64$ m. para el cortante positivo y $L = 6.36$ m. para el cortante negativo.

* Fuerza Cortante con carga unitaria en el tercer panel:

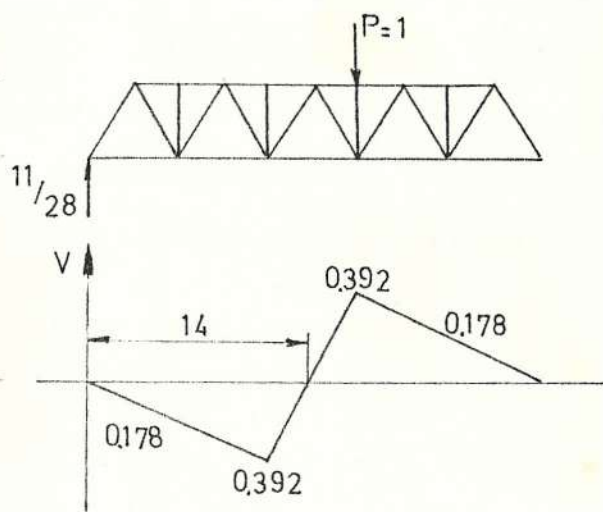


FIG. 3.36 LINEA DE INFLUENCIA PARA EL CORTANTE, TERCER PANEL.

La longitud cubierta por la carga uniforme será de $L = 14$ m. e iguales para cortante positivo y negativo.

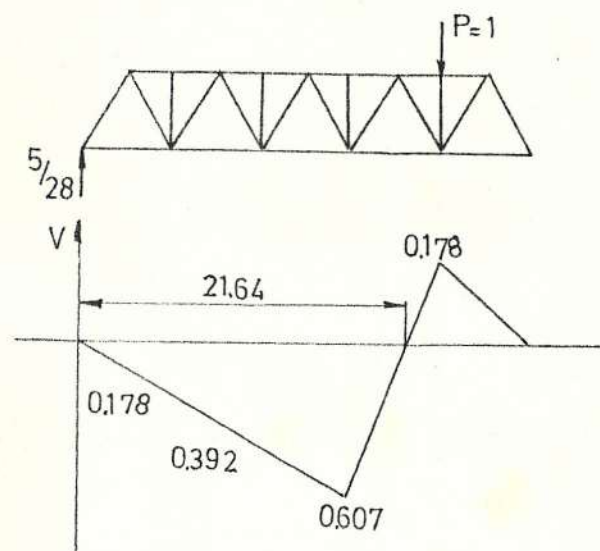


FIG. 3.37 LINEA DE INFLUENCIA PARA EL CORTANTE, CUARTO PANEL.

* Fuerza cortante con carga unitaria en el

cuarto panel:

La longitud cubierta para la carga uniforme será $L = 6.36$ m. para el cortante positivo y de $L = 21.64$ m. para el cortante negativo.

De la tabla # 3.6 obtenemos la fracción k por carga unitaria para la obtención de la máxima fuerza en cada diagonal, aplicando la ecuación 3.17.

$$L_0U_1 = 0.821 * (189.54 + 0.5 * 28 * 15.39) * 4.7 / 2.5$$

$$L_0U_1 = 625.1 \text{ KN.}$$

$$L_0U_1 = - 0.178 * (189.54 + 0.5 * 15.39 * 21.64) * 4.7 / 2.5$$

$$L_0U_1 = - 119.15 \text{ KN.}$$

$$L_1U_3 = 0.607 * (189.54 + 0.5 * 15.39 * 21.64) * 5 / 3$$

$$L_1U_3 = 368.21 \text{ KN.}$$

$$L_1U_3 = - 0.392 * (189.54 + 0.5 * 15.39 * 21.64) * 5 / 3$$

$$L_1U_3 = - 232.63 \text{ KN.}$$

$$L_2U_5 = 0.392 * (189.54 + 0.5 * 15.39 * 21.64) * 5 / 3$$

$$L_2U_5 = 232.63 \text{ KN.}$$

MIEMBRO	CORTANTE EN:				FUERZA MAXIMA	FUERZA IMPACTO
	1 PANEL	2 PANEL	3 PANEL	4 PANEL		
L0U1	0.821	-0.178	-0.178	-0.178	625.1	141.9
U1L1	0.821	-0.178	-0.178	-0.178	-119.15	-29.9
L1U3	0.607	0.607	-0.392	-0.392	360.21	90.41
U3L2	0.607	0.607	-0.392	-0.392	-232.63	-50.39
L2U5	0.393	0.393	0.392	-0.607	232.63	50.39
U5L3	0.393	0.392	0.393	-0.607	-360.21	-90.41
L3U7	0.178	0.178	0.178	0.178	120.15	27.27
U7L4	0.178	0.178	0.178	0.178	120.15	27.27
L4U9	-0.178	-0.392	-0.607	-0.821	625.1	-141.9
U9L5	-0.178	-0.392	-0.607	-0.821	119.15	29.9

TABLA # 3.6. VARIACION DE LA FUERZA MAXIMA EN LAS DIAGONALES DE LA ARMADURA, CARGA VIVA.

$$L_{2U_5} = -0.607 * (189.54 + 0.5 * 15.39 * 21.64) * 5/3$$

$$L_{2U_5} = -360.21 \text{ KN.}$$

$$L_{3U_7} = 0.178 * (189.54 + 0.5 * 15.39 * 28) * 5/3$$

$$L_{3U_7} = 120.15 \text{ KN.}$$

3.6.4. FUERZAS DE IMPACTO PARA LAS DIAGONALES.-

Existe dos posibles posiciones para las cargas vivas para las cuales se aplique la fracción de impacto, para cuando se encuentra totalmente cubierta ; $L = 28 \text{ m.}$; y cuando está cubierta en $L = 21.64 \text{ m.}$

Por tanto, utilizando la ecuación 2.12 tenemos:

$$L_{28} = 0.227 \quad \text{y} \quad L_{21.64} = 0.251$$

Por lo que tenemos:

$$L_{0U_1} = 625.1 * 0.227 = 141.9 \text{ KN.}$$

$$L_{0U_1} = -119.15 * 0.251 = -29.9 \text{ KN.}$$

$$L_{1U_3} = 360.21 * 0.251 = 90.41 \text{ KN.}$$

$$L_{1U_3} = -232.63 * 0.251 = -58.39 \text{ KN.}$$

$$L_{2U_5} = 232.63 * 0.251 = 58.39 \text{ KN.}$$

$$L_{2U_5} = -360.21 * 0.251 = -90.41 \text{ KN.}$$

$$L_{3U_7} = 120.15 * 0.227 = 27.27 \text{ KN.}$$

MIEMBRO	FUERZA CARGA VIVA	FUERZA LONG.	IMPACTO
L0U1	625.10	31.26	7.09
L0U1	-119.15	-5.96	-1.49
L1U3	360.21	18.01	4.52
L1U3	-232.63	-11.63	-2.92
L2U5	232.63	11.63	2.92
L2U5	-360.21	-18.01	-4.52
L3U7	120.15	6.00	1.36
L4U9	-625.10	-31.26	-7.85
L4U9	119.15	5.96	1.50
L5U9	625.1	31.26	7.85
L5U9	-119.15	-5.96	-1.50
L0L1	190.67	9.53	2.16
L1L2	419.48	20.97	4.76
L2L3	476.68	23.83	5.41
L3L4	308.55	15.43	3.59
L4L5	0.0	0.0	0.0
U1U3	-355.69	-17.78	-4.04
U3U5	-578.95	-28.95	-6.57
U5U7	-578.95	-28.95	-6.57
U7U9	-355.69	-17.78	-4.04

TABLA # 3.7. FUERZA LONGITUDINAL EN TODOS LOS MIEMBROS DE LA ARMADURA.

3.6.5. CALCULO DE LAS FUERZAS LONGITUDINALES.-

Además, hay que considerar en el análisis hasta ahora realizado el efecto que produce la presencia de fuerzas longitudinales. Bajo recomendaciones de la A.A.S.H.T.O (artículo 3.9)se tomará el 5 % de la carga viva, sin considerar impacto. Así obtenemos la tabla # 3.7.

3.6.6. EFECTO DE IMPACTO POR LAS FUERZAS LONGITUDINALES.-

Aplicando la ecuación 2.12 tenemos que la fracción para el cálculo de las fuerzas de impacto para los miembros es:

Para todas las diagonales $L_{28} = 0.227$ y $L = 0.251$

Para los elementos de los cordones: $L_{28} = 0.227$

Los resultados se muestran en la tabla # 3.7.

3.6.7. FUERZAS EN LOS MIEMBROS DE TODA LA ARMADURA, POR CARGA MUERTA.-

Por carga muerta tenemos que considerar:

a.- UNA LOSA DE CONCRETO.

$$W_{\text{CONCRETO}} = 24 \text{ KN/ m}^3 * 0.18 \text{ m.} * 14.63 \text{ m.}$$

$$= 63.2 \text{ KN/ m. de calzada.}$$

b.- PESO DEL ASFALTO.

$$W_{\text{ASFALTO}} = 1.44 \text{ KN/ m}^3 * 0.025 \text{ m.} * 13.42 \text{ m.}$$

$$W_{\text{ASFALTO}} = 0.48 \text{ KN/ m. de calzada.}$$

c.- PESO DEL ACERO DE REFUERZO.

$$W_{\text{ACERO}} = 0.23 \text{ KN/ m de calzada (sección 3.5.2).}$$

d.- PESO DE LOS LARGUEROS.

$$W_{\text{LARGUERO}} = 1.76 \text{ KN/ m. por larguero} * 7 \text{ largueros.}$$

$$W_{\text{LARGUERO}} = 12.35 \text{ KN/ m de calzada.}$$

e.- PESO DE LAS VIGAS DE PISO.

Las vigas de piso descansan directamente sobre el refuerzo lateral o armadura, por tanto, el peso de éstas se transmiten como reacciones del apoyo de una carga distribuida (peso de la viga). La viga seleccionada es una W 33 * 221 con 3.25 KN/ m. de peso.

La reacción será:

$$R = W * L / 2 = 23.76 \text{ KN.}$$

f.- PESO ESTIMADO DEL REFUERZO LATERAL O

ARMADURA.

El peso estimado fué (sección 3.1) de $W = 3068.6 \text{ Kg/ m. de vía.}$

Además hay que recordar que éste peso incluye largueros y vigas de piso, y es el peso de ambas armaduras. Por tanto, el peso estimado de una armadura o refuerzo lateral será de $W = 54.36 \text{ KN/ m. de calzada.}$

Por lo que tenemos, el peso muerto por metro de calzada para una armadura será:

$$W_t = (W_{\text{conc.}} + W_{\text{asfal.}} + W_{\text{larg.}} + W_{\text{acer.}}) / 2 + W$$

$$W_t = 92.5 \text{ KN/ m.}$$

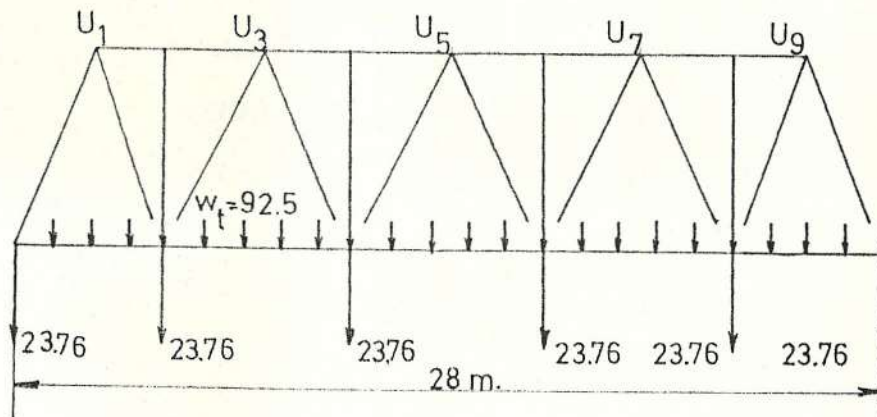


FIG. 3.38 REPRESENTACION DE LA CARGA MUERTA SOBRE EL PUENTE.

Las fuerzas en cada miembro se lo hará por el método de los nudos, obteniéndose como

MIEMBRO	FUERZA (KN)	EFEECTO SISMICO (KN)
L0U1	-1305.74	-652.87
L0L1	694.54	347.27
U1L1	1305.74	652.87
U1U3	-1389.10	-694.55
L1L2	1823.15	911.58
L1U3	-723.45	-361.73
U3L2	723.45	361.73
U3U5	-2257.24	-1128.62
L2U5	0.00	0.00
L2L3	2257.22	1128.62
U5U7	-2257.22	-1128.62
U7U9	-1389.10	-694.55
L3L4	1823.15	911.58
L4L5	694.54	347.27
U5L3	0.00	0.00
L3U7	723.45	361.73
U7L4	-723.45	-361.73
L4U9	1305.74	652.87
U9L5	-1305.74	-652.87

TABLA # 3.8. FUERZAS EN LOS MIEMBROS, POR CARGA MUERTA.

resultado, los mostrados en la tabla # 3.8.

3.6.8. FUERZAS POR CARGA SISMICA.-

Como quedó establecido en la sección 3.1, se tomará el 50 % del peso muerto de la estructura para prevenir fuerzas sísmicas. Completando la tabla # 3.8 tenemos los valores correspondientes.

3.6.9. DISEÑO DE LOS MONTANTES.-

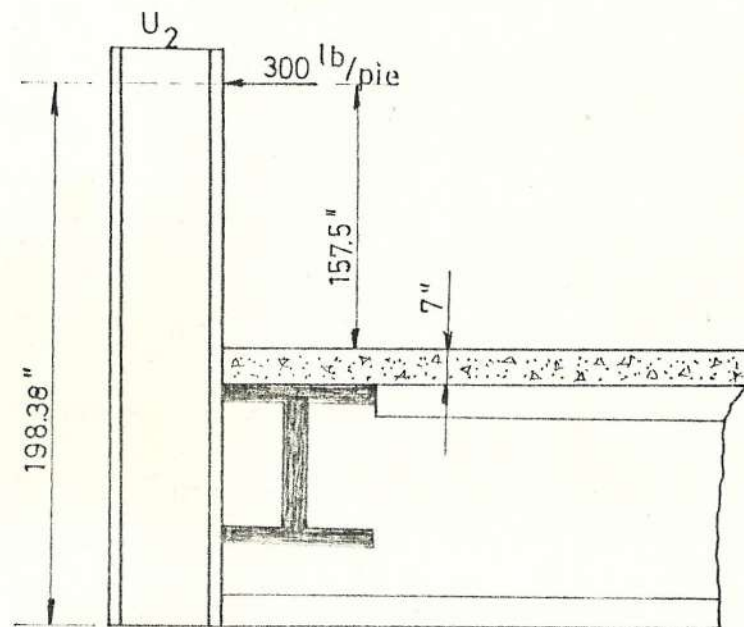


FIG. 3.39 LONGITUDES DE DISEÑO PARA LOS PUNTALES PRINCIPALES.

Se hace necesario encontrar el perfil para los montantes o puntales principales antes de continuar con los demás miembros, para así conocer la distancia entre los miembros de

las cuerdas superior e inferior.

El diseño es como sigue:

La A.A.S.H.T.O. recomienda para el diseño de la superestructura, aplicar una fuerza uniforme, no menor (artículo 3.15.11.2), en cada panel de 300 lb/ pie (4.41 KN/ m.).

El esfuerzo admisible de trabajo del acero requerido es:

$$F_d = (0.55 * F_y / 1.25) * (1 - (k * l / r)^2 * F_y / (4 * (3.1416)^2 * E)) \quad (3.18)$$

y su área es:

$$A = P / F_d + N * c / (F_b * r^2) \quad (3.19)$$

donde $k = 0.75$

$k * l / r_{\min.} = 120$ (relación de esbeltez para miembros principales)

$$l = 198.38 \text{ pulg.}$$

$$F_b = 0.75 * F_y$$

despejando $r_{\min.} = 1.24 \text{ pulg.}$ encontramos un primer perfil con los mínimos requerimientos.

Tomando una W 8 * 31 con un área de $A = 9.13 \text{ pulg.}^2$; $r_x = 3.47 \text{ pulg.}$; $r_y = 2.02 \text{ pulg.}$; tenemos:

MIEMBRO	CAR. MUERTA	CAR. SISMICA	CAR. VIVA	CAR. IMPACTO POR CARG. VIVA	FUER. LONG.	CAR. IMPAC. FUER. LONG.	TOTAL F.D
L0L1	694.54	347.27	190.67	43.28	9.53	2.16	1287.45
L1L2	1823.15	911.58	419.48	95.22	20.97	4.76	3275.16
L2L3	2257.22	1128.62	476.68	108.21	23.83	5.41	3999.97
L3L4	1823.15	911.58	308.55	70.64	15.43	3.50	3132.85
L4L5	694.54	347.27	0.00	0.00	0.00	0.00	1041.81
U1U3	-1389.10	-694.55	-355.69	-80.74	-17.78	-4.04	-2541.90
U3U5	-2257.24	-1128.62	-578.95	-131.42	-28.95	-6.57	-4131.75
U5U7	-2257.24	-1128.62	-578.95	-131.42	-28.95	-6.57	-4131.75
U7U9	-1389.10	-694.55	-355.69	-80.74	-17.78	-4.04	-2541.90
			625.10	141.90	31.26	7.09	-1153.26
L0U1	-1305.74	-652.87					
			-119.15	-29.90	-5.96	-1.49	-2115.11
			-625.10	-141.90	-31.26	-7.09	1153.26
L1U1	1305.74	652.87					
			119.15	29.90	5.96	1.49	2115.11
			360.21	90.41	18.01	4.52	-612.03
L1U3	-723.45	-361.73					
			-232.63	-58.39	-11.63	-2.92	-1390.75

MIEMBRO	CAR. MUERTA	CAR. SISMICA	CAR. VIVA	CAR. IMPACTO POR CARG. VIVA	FUER. LONG.	CAR. IMPACTO FUER. LONG.	TOTAL F.D
			-360.21	-90.41	-18.01	-4.52	612.03
L2U3	723.45	361.73					
			232.63	58.39	11.63	2.92	1390.75
			232.63	58.39	11.63	2.92	305.57
L2U5	0.00	0.00					
			-360.21	-90.41	-18.01	-4.52	-473.15
			-232.63	-58.39	-11.63	-2.92	-305.57
L3U5	0.00	0.00					
			360.21	90.41	18.01	4.52	473.15
			120.15	27.27	6.00	1.36	1239.96
L3U7	723.45	361.73					
			-120.15	-27.27	-6.00	-1.36	930.40
			-120.15	-27.27	-6.00	-1.36	-1239.96
L4U7	-723.45	-361.73					
			120.15	27.27	6.00	1.36	-930.40
			-625.10	-141.90	-31.26	-7.85	1153.26
L4U9	1305.74	652.87					
			119.15	29.90	5.96	1.50	2115.11
			625.10	141.90	31.26	7.85	-1153.26
L5U9	-1305.74	-652.87					
			-119.15	-29.90	-5.96	-1.50	-2115.11

TABLA # 3.9. RESULTADO DE LAS FUERZAS EN LOS MIEMBROS DE LA ARMADURA.

$$k \times l / r = 0.75 \times 198.38 / 2.02$$

$$= 73.66$$

reemplazando en la ecuación 3.18 tenemos un F_d
 $= 16.79$ Kpsi. ; para comprobar la selección,
 reemplazamos todos los valores obtenidos:

$$M = (300 \text{ lb/ pie } \times 19.8 \text{ pie }) \times 164.5$$

$$M = 977.13 \text{ K.pie}$$

y $r = 3.47$ pulg. ; $c = 4$ pulg. tenemos que el
 área requerida (fórmula 3.19) es de $A =$
 8.72 pulg. ; por tanto el perfil si resiste
 los requerimientos de diseño.

3.7. DISEÑO DE LOS MIEMBROS SOMETIDOS A TENSION.-

Observando la tabla de resultados de las fuerzas en los miembros de la armadura (tabla # 3.9) notamos que existen miembros que están sometidos a fuerzas de tensión solamente, o de compresión y otras en que nos dan un rango de acción.

Por recomendación de Structural Steel Designers Handbook, de Merritt; sección 12.7, el procedimiento a seguirse será:

1.- Se seleccionará el miembro para tensión solamente (A.A.S.H.T.o. artículo 10.32.1).

2.- Se seleccionará el miembro para compresión

solamente (A.A.S.H.T.O. tabla 10.32.1.A).

3.- Se diseña los miembros para fatiga (A.A.S.H.T.O. artículo 10.32.3.3).

4.- Se tomará el mayor de los perfiles, como el más recomendable, entre todos los casos posibles de aplicación de las fuerzas para los miembros de la armadura del puente.

De la tabla # 3.9, tenemos que la mayor fuerza presente es de 3999.97 KN. (897.95 Kp.) y por otro lado, la A.A.S.H.T.O en su artículo 10.32.1 el esfuerzo admisible de miembros en tensión viene dado por:

$$T = 0.55 * F_y * A_g \quad (3.20)$$

$$T = 0.46 * F_u * A_n \quad (3.21)$$

Si usamos un acero A-242, con $F_y = 50$ Kpsi, y un $F_u = 70$ Kpsi; de las fórmulas 3.20 y 3.21 obtenemos que el valor que rige es $A_g = 32.65$ pulg. Con éste valor del área necesaria, vamos al Manual de la A.I.S.C obteniendo como perfil seleccionado una W 10 * 112 con un $A = 32.9$ pulg.²

3.8. DISEÑO DE LOS MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESION.-

De la tabla de resultados # 3.9, tenemos una máxima

fuerza de compresión de 4131.75 KN. (927.54 Kp.)
para los miembros de la cuerda superior.

Como ya se indicó en la sección 3.7 se diseñará el miembro para soportar sólo la fuerza de compresión.

El procedimiento de diseño es como sigue:

* La relación de esbeltez crítica viene dado por:

$$C = \sqrt{(2 * (3.1416)^2 * E) / F_y} \quad (3.22)$$

donde $E = 29 * 10^6$ Kpsi.

$$F_y = 50 \text{ Kpsi.}$$

reemplazando en 3.22 obtenemos una $C_c = 107$

Primero comprobaremos que si el perfil seleccionado anteriormente satisface los requerimientos para compresión solamente.

El perfil seleccionado fué una W 10 * 112 con $A = 32.9$ pulg. y un $r_{mín.} = 2.68$ pulg. de donde tenemos:

$$k * l / r = 33.25$$

con éste valor, en el Manual de la A.I.S.C. pag. 5.75; tabla 3.50, obtenemos un esfuerzo admisible para miembros en compresión de $F_a = 26.74$ Kpsi.

El esfuerzo actual es de:

$$f_a = P / A$$

$$f_a = 28.19 \text{ Kpsi.}$$

de donde $f_a \nless F_a$ por tanto no satisface.

Seleccionamos una W 12 * 120 con un $A = 35.3 \text{ pulg}^2$.

; $r_{\min} = 3.13 \text{ pulg.}$; de idéntica forma tenemos:

$$k * 1 / r = 28.47$$

y de la tabla 3.50 de la A.I.S.C, tenemos un $F_a = 27.34 \text{ Kpsi}$; y un esfuerzo actual de $f_a = 26.28 \text{ Kpsi}$ y con un $f_a < F_a$; que si cumple con las necesidades requeridas.

3.8.1. DISEÑO DE LOS MIEMBROS

SOMETIDOS A FUERZAS DE FATIGA.-

Fórmulas para el esfuerzo admisible para fatiga en estructuras de puentes son recomendadas tanto por la American Welding Society y la A.A.S.H.T.O; las cuales, primero dependen tanto de la resistencia del material, el rango de fuerzas y la razón R de ésta variación de fuerzas (R está definido como la razón algebraica del mínimo al máximo valor de la fuerza de fatiga).

La fórmula queda definida como:

$$F_{sr} = 0.55 * F_y / (1 - ((0.55 * F_y) / (k_1 * f_{r0}) - 1) * R) \quad (3.23)$$

donde: $F_y = 50$ Kpsi.

$$k_1 = 1 + \alpha * (F_u / 58 - 1) \gg 1 \quad (3.24)$$

$F_u = 70$ Kpsi.

α = coeficiente tomado de la tabla 10-13 de Structural Steel Designers Handbook de Merritt e igual para 5000000 ciclos de aplicación de cargas de $\alpha = 0$.

f_{r0} = fuerza de fatiga admisible. Para 5000000 ciclos de la tabla 10.13 de la referencia anterior igual a $f_{r0} = 36$ Kpsi.

De donde reemplazando en 3.23 tenemos:

$$F_{sr} = 27.5 / (1 - 0.24 * R) \quad (3.23b)$$

De la tabla # 3.9, tenemos que son las diagonales donde las fuerzas son alternantes y por lo tanto producirán un efecto de fatiga en el acero, por tanto, calculando el valor de R para las distintas diagonales y reemplazando en la ecuación 3.23b tenemos que el menor valor de F_{sr} es para la diagonal $L_3 U_7$ y $L_4 U_7$ con un valor de $F_{sr} = 23.3$ Kpsi. ; resultado que se tomará como el valor del esfuerzo admisible para fatiga en los

miembros.

Este valor debe ser el mayor o igual a la suma de los esfuerzos actuales en las diagonales para fatiga. Si tomamos un perfil W 10 * 112 con un $A = 32.9 \text{ pulg}^2$ tenemos:

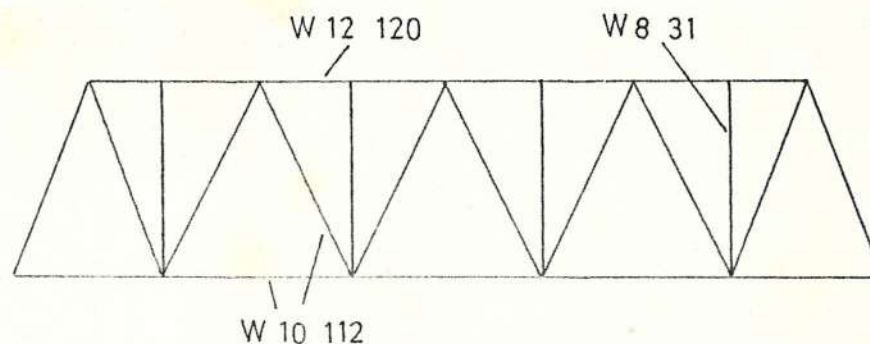


FIG. 3.40 PERFILES QUE CONFORMAN LA ARMADURA DEL PUENTE.

$$f_{\text{amax.}} = 474.82 / 32.9 = 14.43 \text{ Kpsi.}$$

$$f_{\text{amin.}} = 258.9 / 32.9 = 7.87 \text{ Kpsi.}$$

valores que si cumplen con el límite establecido que es de $f_{\text{amax}} + f_{\text{amin}} < F_{\text{sr}}$.

3.9. DISEÑO DE LOS APOYOS FINALES.-

Los apoyos y articulaciones para puentes pueden clasificarse en cuatro tipos:

* Apoyos fijos.

- * Apoyos articulados.
- * Apoyos deslizantes o de expansión (mecedoras).
- * Juntas articuladas, eslabonadas y con rodillos articulados.

Un apoyo fijo es capaz de suministrar tanto reacción vertical como horizontal más un momento restrictivo. En virtud del gasto que implica el empotrar un miembro pesado de acero en los extremos, éste tipo de apoyo no se diseña usualmente para puentes.

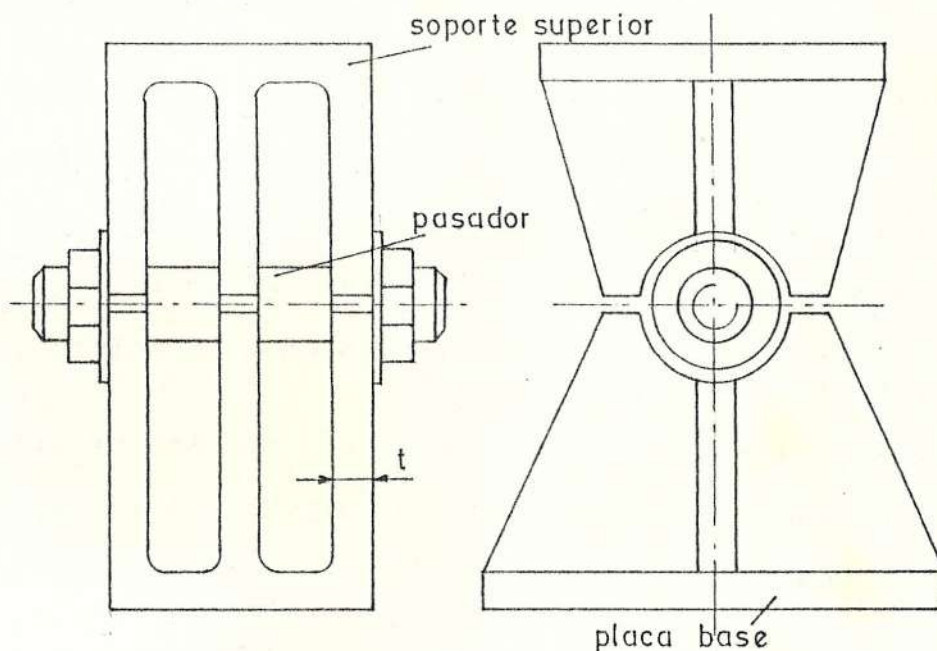


FIG. 3.41 APOYO ARTICULADO PARA CLAROS MEDIANOS.

Un apoyo articulado permite la rotación de los extremos del miembro. Por lo general ésto se logra mediante un pasador (fig. 3.41). Las articulaciones que soportan cargas pesadas tienen un sistema de lubricación para reducir la fricción y asegurar la

rotación libre sin un desgaste excesivo.

Los apoyos de expansión son de dos tipos: de junta deslizante y de junta rodante.

Los primeros se usan solamente en claros cortos y con cargas ligeras. Para garantizar una expansión libre de los apoyos, se instalan rodillos. Se prefieren los rodillos segmentados a los redondos completos, porque para un mismo diámetro ocupan menor espacio.

Cuando es necesario tener un apoyo que ofrezca solamente reacción normal sin restricción lateral o rotacional, se usa una combinación de articulación y de rodillo; la articulación permite el giro y los rodillos el desplazamiento.

El manual de la A.A.S.H.T.O, en sus artículos 10.29.1.1 y 10.29.1.2 aconseja colocar apoyos fijos o de expansión para luces mayores a 50 pies.

El diseño es como sigue:

a.- CARGAS:

* CARGA VIVA (vertical) = 304 KN. (fig. 3.15a)
para los apoyos internos (68.24 Klb.)

* CARGA VIVA (vertical) = 985 KN. (fig. 3.15a)
para los apoyos externos (221.12 Klb.)

* CARGA MUERTA: de los resultados primeros de la

sección 3.5.2 tenemos un peso por unidad de longitud de puente de $W_t = 12.62 \text{ KN/ m}$. (concreto, asfalto, acero de refuerzo, largueros) a este resultado hay que sumarle el peso de las vigas de piso (28.5 KN en total) y tomando en cuenta que todo este peso toman por igual ambos lados de la estructura y además se estimará un diseño de 7 apoyos (igual número de largueros) tenemos un peso total por apoyo de $W_t = 45.6 \text{ KN}$. (10.24 Klb.)

* FUERZA LONGITUDINAL: es el 5% de la carga viva:

Apoyo Interno : 15.2 KN. (3.4 Klb.)

Apoyo Exterior : 49.25 KN. (11 Klb.)

* FUERZA DEL VIENTO: tomando el resultado obtenido en la sección 3.1 se estimó una fuerza de viento de $P = 46.08 \text{ Kg/ m}^2$ de área proyectada.

Como área proyectada se considera la superficie que se presenta frente o perpendicular a la fuerza actuante, en nuestro caso, sería la altura de cada perfil hasta ahora escogido por la longitud de cada miembro (A.A.S.H.T.O 3.15.1.1.2).

Se tiene un área total de 38.15 m^2 de donde obtenemos:

$$P = 46.08 \text{ Kg/ m}^2 * 38.15 \text{ m}^2 * 9.8 / 1000$$

$$P = 17.23 \text{ KN.}$$

tomando como valor de diseño $P = 18 \text{ KN}$. (4.04 Klb.)

b.- ESFUERZOS ADMISIBLES PARA EL PASADOR: son

* CORTE: $\hat{\gamma}_c = 93100 \text{ KN/ m}^2$

* APLASTAMIENTO SOBRE ACERO ESTRUCTURAL: $\hat{\gamma}_p = 165620 \text{ KN/ m}^2$

* ESFUERZO A LA FLEXION: $\hat{\gamma}_M = 186200 \text{ KN/ m}^2$

(valores tomados de Diseño de Estructuras Metálicas; Harris , Wilbur)

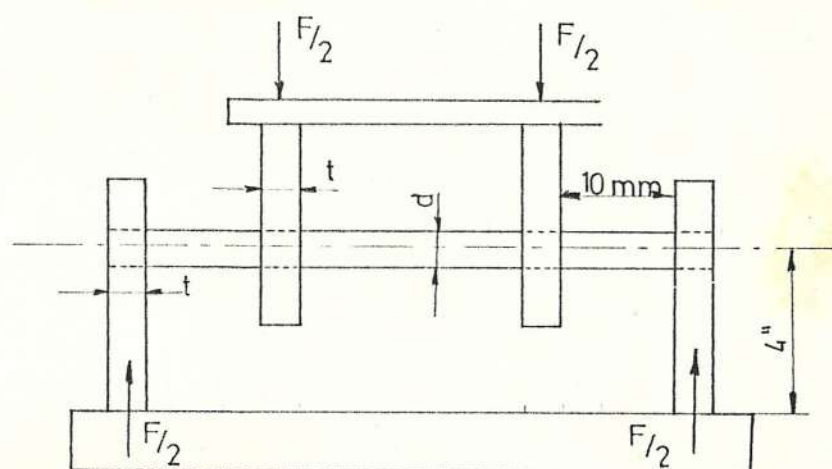


FIG. 3.42 DISEÑO DE LAS NERVADURAS Y PASADOR DE LOS APOYOS FINALES.

3.9.1. DISEÑO DE LOS APOYOS FINALES DE LAS ARMADURAS.-

Los apoyos exteriores tienen que soportar:

* Carga vertical: $985 + 45.6 = 1030.6 \text{ KN.}$ (231.4 Klb.)

* Carga longitudinal: 49.25 KN. (11.1 Klb.)

* Carga viento: 9 KN. (2.02 Klb.)

La fuerza $F/2$ mostrada en la fig. 3.42 corresponde a las fuerzas resultantes de la

acción de la fuerza vertical y longitudinal.

$$P = \sqrt{((1030.6)^2 + (49.25)^2)} / 2$$

$$P = 515.9 \text{ KN. (115.8 Klb.)}$$

El área requerida del perno o pasador será:

$$A = P / \sigma_c$$

dando un área de $A = 55.4 \text{ cm}^2$ de donde obtenemos un diámetro mínimo de $D = 8.4 \text{ cm. (3.3 \text{ pulg.)}$. Por recomendaciones de la A.A.S.H.T.O (artículo 10.32.4.2) el diámetro no debe ser menor a 4 pulg. (10.16 cm.)

Las nervaduras requieren soportar la acción de aplastamiento metal + metal, por tanto su espesor t será:

$$t = P / d * \sigma_p \quad (3.25)$$

dando un espesor $t = 30.6 \text{ mm}$. El espesor es demasiado. Se tratará con un diámetro de pasador mayor. Con un $d = 5 \text{ pulg. (12.7 \text{ cm.)}$ se tiene un $t = 22 \text{ mm. (1 \text{ pulg.)}$. Por último, se chequea el diámetro escogido sea capaz de resistir la combinación de los 3 tipos de carga, actuando como si fuera momento flector. El momento será:

$$M = \sqrt{(515.9)^2 + (9)^2} * 0.102 \text{ m.}$$

$$M = 52.63 \text{ KNm.}$$

de donde el diámetro requerido es:

$$d = \sqrt[3]{(32 * M / (3.1416 * \sqrt{M}))} \quad (3.26)$$

obteniéndose un diámetro $d = 14.22 \text{ cm.}$ (5.6 pulg.)

Para diseñar la placa del soporte superior, se toma en consideración que la viga de piso es una W 33 * 221 con $t_w = 0.775 \text{ pulg.}$, $k = 2 \frac{1}{16}$, la cual requiere una longitud de apoyo de:

$$f_c = 2 * P / (t_w * (N + k)) \quad (3.27)$$

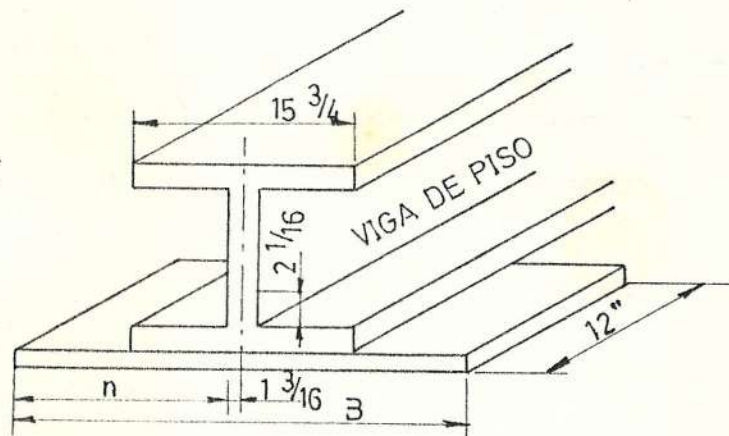


FIG. 3.43 DISEÑO DE LA PLACA SOPORTE SUPERIOR.

donde $P = 115.8 \text{ Klb.}$

$$f_c = 0.75 * F_y .$$

$$F_y = 50 \text{ Kpsi.}$$

por lo que despejando N (longitud de apoyo) nos da igual a 1.9 pulg. Por recomendaciones de la A.I.S.C la mínima longitud de apoyo es de 12 pulg.

El largo de la placa, B , es como sigue:

$$B = 2 * n + 2 * k \quad (3.26)$$

los valores de n vienen dados por la A.I.S.C de acuerdo al tipo de viga seleccionada. Para la viga $W 33 * 221$ lo mínimo recomendado es de (pag. 3.101 de la A.I.S.C) $n = 5.77$ pulg. y $k = 2 \frac{1}{16}$ pulg. de donde, reemplazando en 3.26 tenemos un $B = 15.67$ pulg.

De acuerdo a la A.I.S.C ; $B < b_f$, de donde $15.67 < 15.75$ pulg; por tanto se toma $B = 18$ pulg. con un $n = 7.8$ luego tenemos que calcular el esfuerzo de flexión actual $f_p =$ que es:

$$f_p = 2 * P / A$$

donde $2 * P = 115.6 \text{ Kp.}$

$$A = 18 * 12 \text{ pulg.}$$

dando un valor de $f_p = 0.536 \text{ Kpsi.}$

para por último obtener el espesor de la

t. con el uso de la fórmula 3.29:

$$t = \sqrt{(3 * f_p * n^2) / F_b} \quad (3.29)$$

donde $f_p = 0.536$ Kpsi.

$$n = 7.8$$

$$F_b = 0.75 * F_y$$

$$F_y = 50 \text{ kpsi.}$$

obteniéndose un $t = 2.28$ pulg. ($2 \frac{3}{8}$ pulg.

)

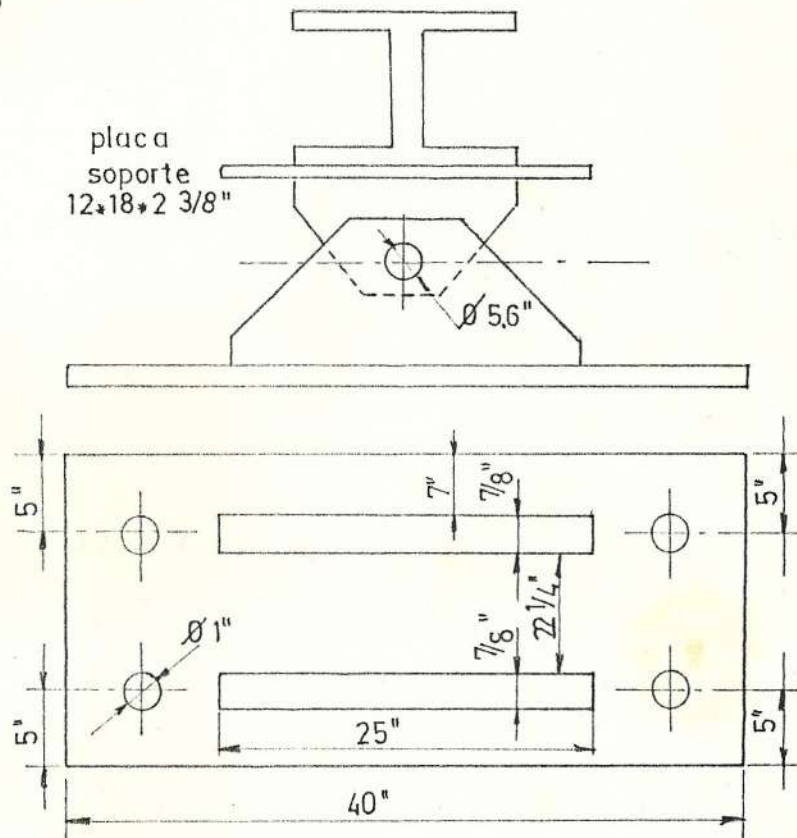


FIG. 3.44 DISEÑO DE LA PLACA BASE, SOPORTE EXTERIOR.

La placa base del apoyo está en contacto con la mampostería dado por las especificaciones

(A.A.S.H.T.O, artículo 3.4.10) es de $F_p = 6860 \text{ KN/ m}^2 = 0.99 \text{ Kpsi}$.

De donde el área necesaria es:

$$A = P / F_p$$

donde $P =$ fuerza vertical solamente e igual a $231.4 \text{ Klb. (} 1030.6 \text{ KN.)}$ y reemplazando tenemos $A = 0.15 \text{ m}^2$. (232.9 pulg^2)

La placa se la dimensiona de acuerdo a requerimientos de las piezas o nervaduras.

La A.I.S.C. recomienda el siguiente método para diseño de placas base.

* El momento producido por la fuerza longitudinal y viento es:

$$M' = 11.1 * 4 = 44.4 \text{ Klb.pulg.}$$

$$M'' = 2.02 * 4 = 8.08 \text{ Klb.pulg.}$$

la resultante será $M_t = 45.13 \text{ Klb.pulg.}$

* Colocación de pernos de anclaje a:

$$e = M_t / P = 0.2 \text{ pulg.}$$

$$N/ 6 = 40 / 6 = 6.67 \text{ pulg.}$$

Como se tiene $0.2 < 6.67 \text{ pulg.}$ no necesita de pernos de anclaje pero es práctica general

colocar pernos de anclaje.

* El esfuerzo resultante en la placa viene dado por:

$$f = - P / A + M * c / I \quad (3.30)$$

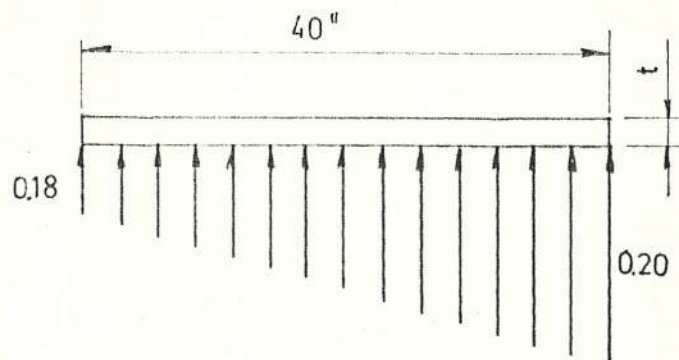


FIG. 3.45 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS DE COMPRESION SOBRE LA PLACA BASE.

donde: $P = 231,4 \text{ Klb.}$

$$A = 40 * 30 = 1200 \text{ pulg.}$$

$$M_x = 45,13 \text{ Klb.pulg.}$$

$$c = 20 \text{ pulg.}$$

$$I = b * h^3 / 12 = 30 * (40)^3 / 12 \\ = 16 * 10^4 \text{ pulg.}^4$$

reemplazando en 3.30 tenemos un $f_1 = - 0.18 \text{ Kpsi.}$ y $f_2 = - 0.20 \text{ Kpsi.}$

El momento producido por esta distribución viene dado por:

$$M = 0.18 * (1 * 40 / 2) * (40 / 3) + 0.20 *$$

$$(1 * 40 / 2) * (40 * 2 / 3)$$

$$M = 154.67 \text{ Klb.pulg.}$$

* El espesor requerido para soportar compresión es por tanto:

$$t = \sqrt{ (6 * M / (0.75 * F_y)) } \quad (3.31)$$

donde $M = 154.67 \text{ Klb.pulg.}$

$F_y = 100 \text{ Kpsi. (acero A-514, baja aleación y templado)}$

dando un valor de $t = 3.5 \text{ pulg. (8.9 cm.)}$

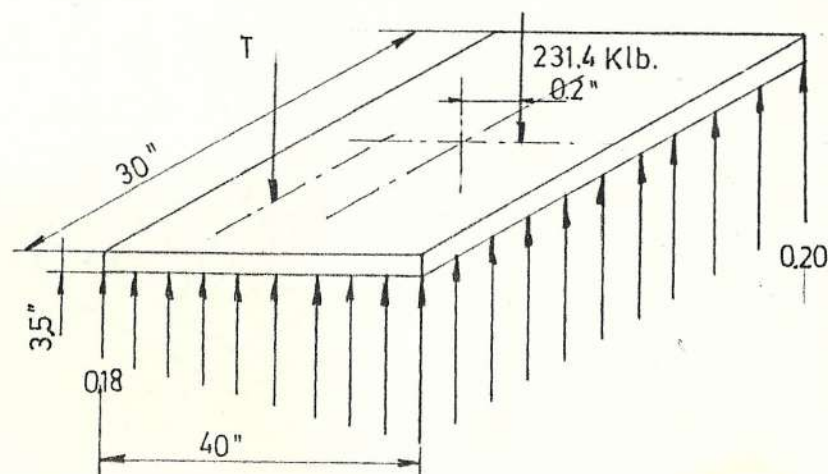


FIG. 3.46. DISTRIBUCION DE FUERZAS PARA DISEÑO PERNOS DE ANCLAJE.

* Los pernos de anclaje se los diseña bajo requerimientos de tensión.

$$\sum F = 0$$

$$T + 231.4 - 0.18 * (40 * 30 / 2) - 0.20 * (40 * 30 / 2) = 0$$

$$T = 3.4 \text{ Klb.}$$

El área requerida para los pernos de anclaje, tomando un acero A-36 es:

$$A_p = T / (0.6 * F_y) = 0.16 \text{ pulg.}^2$$

El perno de anclaje viene reglamentado por la A.A.S.H.T.O (artículo 3.6.53; 1953). Los pernos serán recalcados o roscados para asegurar un agarre satisfactorio sobre el material que se use ahogarlos en los agujeros. Los mínimos requerimientos son:

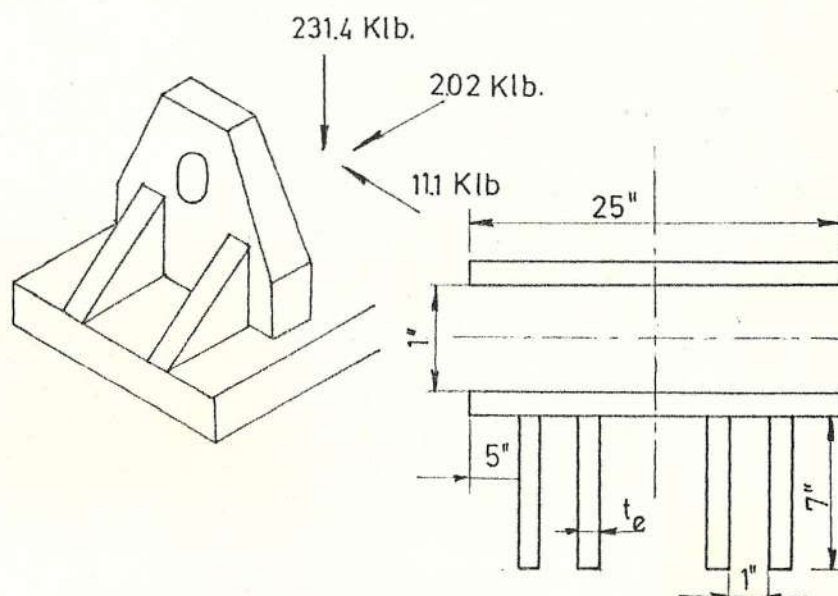


FIG. 3.47 DISEÑO DE LA SOLDADURA PARA EL APOYO EXTERIOR.

- Para claros con vigas I, las vigas estarán ancladas en cada extremo con 2 pernos de 1 pulg. de diámetro, ahogados en la mampostería 1 pulg.

* El diseño de la soldadura necesario para las uniones de las nervaduras viene dado por (ver fig. 3.47):

Buscamos las coordenadas del centroide de la soldadura:

$$\bar{x} = \sum x * A / \sum A = 12.5 \text{ pulg.}$$

$$\bar{y} = \sum y * A / \sum A = 2.26 \text{ pulg.}$$

Las inercias en los ejes x , y, son:

$$I_x = \sum I_{GX} + \sum A * d^2 = 422.2 * t_e .$$

$$I_y = \sum I_{GY} + \sum A * d^2 = 11795.67 * t_e .$$

Los esfuerzos cortantes en cada dirección, forman una componente de cortante igual a:

$$f_{sx} = 11.1 / (78 * t_e) = 0.14 / t_e .$$

$$f_{sy} = 2.02 / (78 * t_e) = 0.03 / t_e .$$

donde la resultante es $f_s = 0.14 / t_e .$

Los esfuerzos flectores son producidos por las fuerzas longitudinal y de viento, de valores:

$$f_{bx} = 11.1 * 4 * 12.5 / (11795.67 * t_e) = 0.047 / t_e .$$

$$f_{by} = 2.02 * 4 * (6 - 2.26) / (422.2 * t_e) = 0.11 / t_e .$$

donde la resultante de esfuerzos de flexión es $f_b = 0.119 / t_e$.

Luego el esfuerzo en la soldadura será:

$$f_r = \sqrt{((0.14 / t_e)^2 + (0.119 / t_e)^2)}$$

$$f_r = 0.184 / t_e$$

este esfuerzo debe ser $f_r < 0.3 * F_w$; donde F_w es el esfuerzo que resiste el electrodo.

Usando electrodos E-70 obtenemos un $t_e = 0.00876$ pulg.; luego $t_e = 0.707 * a$ ($a =$ ancho de la garganta de soldadura) obtenemos un valor de $a = 0.012$ pulg. (electrodo recomendado mínimo para unir aceros A-514, por la Structural Steel Designers Handbook, Merritt; sección 10-28).

Chequeando el manual de la A.I.S.C., sección 1.17 (pag. 5.52) EL mínimo valor recomendado del ancho de garganta de soldadura de filete es de $5/16$ pulg. para placas de 1 pulg.

3.9.2. DISEÑO DE LOS APOYOS FINALES DE LOS LARGUEROS.-

El procedimiento es similar al diseño de los apoyos finales para la armadura, tomando en

cuenta el tipo de cargas que actúan para este caso:

* CARGA VERTICAL: $304 + 45.6 = 349.6 \text{ KN.}$ (76.46 K1b.)

* CARGA LONGITUDINAL: 15.2 KN. (3.4 K1b.)

* CARGA DE VIENTO: 9 KN. (2.02 K1b.)

de donde utilizando todas las fórmulas dadas obtenemos los siguientes resultados:

- Diámetro del pasador: 4 pulg. de acero A-36.
- Espesor de las nervaduras: 1/2 pulg.
- Diámetro del pasador para flexión: 3.9 pulg.
- Dimensiones de la placa soporte superior: 16 * 12 * 1 3/8 pulg.
- Dimensiones de la placa base: 40 * 30 * 1 1/2 pulg.
- Diámetro de los pernos de anclaje: 1 1/2 pulg.
- Espesor de la garganta de soldadura requerida: $a = 1/4$ pulg. (mínimo)
- Electrodo: E-70.

3.10. DISEÑO DE LAS UNIONES.-

En el montaje de armaduras se utilizan 2 formas

tradicionales de realizar la unión de la estructura entre sus miembros:

a.- Unión Empernada o Remachada,

b.- Unión soldada.

3.10.1. UNIONES EMPERNADAS.-

Para éste tipo de uniones, se tiene a saber 4 tipos de pernos:

* Pernos comunes.

* Pernos maquinados.

* Pernos estriados.

* Pernos de alta resistencia.

De estos tipos de pernos, tenemos, que los pernos de alta resistencia se fabrican en aceros de medio porcentaje de carbono, son tratados térmicamente y aleados, son los más utilizados en el montaje de edificios y puentes. Su conexión se realiza hasta que quede sujeto a esfuerzos de tensión altos, permitiendo que las cargas sean transferidos primordialmente por fricción.

Existen 2 tipos recomendados por la A.I.S.C de pernos de alta resistencia:

* A-325: perno de medio contenido de carbono,

tratado térmicamente.

* A-490: medio contenido de carbono, aleado y tratado.

Las especificaciones de diseño y selección de uniones empernadas vienen dadas por la A.A.S.H.T.O (artículos 10.24) y la A.I.S.C (sección 4.3 a 4.11)

Ahora, por otro lado, la unión empernada es aplicable sólo cuando existe la posibilidad de abrir agujeros pasantes en las piezas a apretar. El montaje de las uniones empernadas está lejos de ser cómodo, es deseable la fijación del perno en dirección axial al realizar el apriete y durante el montaje resulta necesario manipular con 2 piezas (perno y tuerca).

Además de todo ésto, se hace necesario el colocar placas de unión entre los miembros, tanto para mejorar la condición de una unión bien formada, como por la condición de que como se tiene perfiles de distinto valor, sus alturas no son los mismos, y por lo tanto, para unir uno con otro, se hace necesario el uso de estas placas para llenar el espacio existente, y ésto es uno de los factores que

DIAMETRO (pul.)	AREA (plg. ²)	P _{A325} (Kp)	P _{A325} (KN)	P _{A490} (Kp)	P _{A490} (KN)
7/8	0.6013	16.54	73.5	20.74	92.2
1	0.7854	21.60	96.0	27.10	120.5
1 1/8	0.9940	27.34	121.5	34.29	152.4
1 1/4	1.2270	33.74	150.0	42.33	188.2

TABLA # 3.10. ESFUERZOS DE FATIGA ADMISIBLE PARA PERNOS DE ALTA RESISTENCIA (P_s).

influyen en el caso de que las uniones empernadas hayan decaído en su uso en los últimos tiempos, ya que encarece su costo de montaje.

La A.I.S.C en la tabla 1.A (pag. 4.3), 1.C (pag. 4.4) y 1.D (pag. 4.5) de donde tomando en cuenta la recomendación que para cargas de fatiga establece la A.S.T.M se usará pernos A-325 o A-490, los esfuerzos admisibles para este tipo de pernos están en la tabla 2.a (pag. 5.213 de la A.I.S.C).

Tomando en cuenta una condición de superficie de empernado como Blast Cleaned Carbon and Low Alloy Steel, para agujeros normalizados, tenemos:

$$* A-325 \implies F_S = 27.5 \text{ Kpsi.}$$

$$* A-490 \implies F_S = 34.5 \text{ Kpsi.}$$

de donde para diferentes tipos de pernos obtenemos los resultados presentados en la tabla # 3.10 ; de donde para las distintas juntas obtenemos la cantidad de pernos requerida:

$$n = FD / F_S$$

donde FD es la fuerza de diseño presentada en

JUNTA	F.D	A-325				A-490			
		Ø 7/8	Ø 1	Ø 1 1/8	Ø 1 1/4	Ø 7/8	Ø 1	Ø 1 1/8	Ø 1 1/4
L0L1	1287.45	18	14	12	10	14	12	10	8
L1L2	3275.16	46	36	28	22	36	28	22	18
L2L3	3999.97	56	42	34	28	44	34	28	22
L3L4	3132.85	44	34	26	22	34	26	22	18
L4L5	1041.81	16	12	10	8	12	10	8	6
U1U3	2541.90	36	28	22	18	28	22	18	14
U3U5	4131.75	58	44	36	28	46	36	28	22
U5U7	4131.75	58	44	36	28	46	36	28	22
U7U9	2541.90	36	28	22	18	28	22	18	14
L0U1	2115.11	30	24	18	16	24	18	14	12
L1U1	2115.11	30	24	18	16	24	18	14	12
L1U3	1390.75	20	16	12	10	16	12	10	8
L2U3	1390.75	20	16	12	10	16	12	10	8
L2U5	473.15	8	6	4	4	6	4	4	4
L3U5	473.15	8	6	4	4	6	4	4	4
L3U7	1239.96	18	14	12	10	14	12	10	8
L4U7	1239.96	18	14	12	10	14	12	10	8
L4U9	2115.11	30	24	18	16	24	18	14	12
L5U9	2115.11	30	24	18	16	24	18	14	12

TABLA # 3.11. CANTIDAD DE PERNOS REQUERIDOS PARA UNIR LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES.

la tabla # 3.9; y para los tipos de cargas de fatiga, se tomará el valor más alto, y para los valores negativos, se toma su valor absoluto (A.I.S.C ; Specification for Structural Joints Using A.S.T.M A-325 or A-490 Bolts, pag. 5.209).

De la tabla # 3.11 podemos concluir que se tomará uniones empernadas con \emptyset 1 pulg. tipo A-490, por la facilidad de encontrar sus requerimientos, detalles de diseño, su tamaño es uniforme con respecto al tipo de perfiles usados. Los agujeros para los pernos serán tipo normalizados; $d + 1/16$ pulg.

Las especificaciones de detalle de diseño vienen dadas por los artículos 10.24.4. a 10.24.6. de donde obtenemos los siguientes resultados:

Paso mínimo entre pernos : 3.5 pulg.

Distancia al filo del perfil: 1 1/4 pulg.

Distancia entre centros para la segunda fila:

$$1 \frac{1}{2} + 4 * t_f \quad (3.19)$$

siendo t_f espesor del ala del perfil.

Las placas de unión de cada una de las juntas, se las diseñará tomando en cuenta las recomendaciones dadas por la A.A.S.H.T.O.

UNION	P (Klb.)	t (for. 3.20)	t (for. 3.21)	n (for. 3.19)	TIPO DE ACERO
L0	474.82	1 5/8	1 7/8	SIMPLE	A-588 6.50
L1	735.82	1 1/4	1 3/4	SIMPLE	A-514 6.100
L2	897.95	1 1/2	2 3/16	SIMPLE	A-514 6.100
L3	897.95	1 1/2	2 3/16	SIMPLE	A-514 6.100
L4	703.29	1 1/4	1 3/4	SIMPLE	A-514 6.100
L5	474.82	1 5/8	1 3/4	SIMPLE	A-588 6.50
U1	570.63	1 3/4	1 3/4	SIMPLE	A-588 6.50
U3	927.54	1 5/8	1 7/8	SIMPLE	A-514 6.100
U5	927.54	1 5/8	1 7/8	SIMPLE	A-514 6.100
U7	927.54	1 5/8	1 7/8	SIMPLE	A-514 6.100
U9	570.63	1 3/4	1 3/4	SIMPLE	A-588 6.50

TABLA # 3.12 DETALLES DE DISEÑO PARA LAS UNIONES EMPERNADAS.

artículos 10.32.3.1 y tabla 10.32.1.A donde obtenemos que para miembros sometidos a tensión con agujeros para pernos de alta resistencia sobre perfiles rolados está dado por:

$$P = 0.55 * F_y * A_g \quad (3.20)$$

$$P = 0.46 * F_u * A_e \quad (3.21)$$

donde $A_g = b_f * t$

$$A_e = C_t * (b_f - n * (d + 1/8)) * t$$

tomando t como el espesor de la placa.

$$C_t = 1 \text{ para diseño de placas.}$$

n = número de hileras de pernos.

y despejando t , obtenemos para las distintas uniones los siguientes resultados. (ver tabla # 3.12)

Por recomendaciones de la A.I.S.C se toma como valor o resultado final el mayor valor obtenido en las fórmulas 3.20 o 3.21.

3.10.2. UNIONES SOLDADAS.-

Una unión soldada, es una unión permanente; para realizar dicha operación se usan

electrodos que pueden ser de dos tipos:

** Electrodo con revestimiento ligero.*

** Electrodo con revestimiento pesado (usado en soldadura estructural)*

La resistencia mecánica de las costuras soldadas es inferior a la del material enterizo, debido a la estructura fundida de la costura con cristalitas basales y dendríticas características para el metal de fundición. En los sectores de material, juntos a la costura soldada, en la zona de influencia térmica de la soldadura, se forma una estructura macrocristalina.

La resistencia mecánica y tenacidad del material de la costura soldada disminuye como resultado de la penetración de escorias, de la formación de poros y burbujas de gas, así de los cambios químicos y estructurales en el material de la costura (quemadura de los elementos de aleación, formación de carburos, óxidos y nitruros). La saturación del material de la costura con nitrógeno del aire, incluso en pequeñas cantidades, provoca una brusca reducción de la plasticidad y fragilidad de la costura. Para prevenir los

cambios químicos en el material de la costura, la soldadura se realiza bajo una capa de elementos fundidos o en atmósfera de gases neutros y reductores.

Para el diseño de uniones soldadas, la A.A.S.H.T.O reglamenta su uso en los artículos 10.23 , 10.32 y 10.32.3.3.

Por otro lado, de Structural Steel Designers Handbook, de Merritt, se tomará las recomendaciones dadas con respecto al proceso y tipos de electrodos a usar, que será:

* Para un metal base tipo A-242 usar un proceso de soldadura por arco tipo A.W.S A5.1 o A5.5.

* Para un proceso de soldadura por electrodos, se recomienda usar E-7016 , E-7018 o E-7028.

Una vez escogido el electrodo, procederemos a encontrar el esfuerzo admisible de la soldadura para el caso de fatiga.

* De la fig. 6.20 de Structural Steel Designers Handbook, la unión será la que se muestra como fig. 10.11 ; como categoría B.

* De la tabla 6.9 para $5 * 10^5$ ciclos (200

aplicaciones por día, por 25 años) se obtiene un $F_{sr} = 17$ Kpsi.

* Por otro lado, la A.A.S.H.T.O recomienda un esfuerzo de la unión soldada de (artículo 10.32.2):

$$F_v = 0.27 * F_u$$

donde $F_u = 72$ Kpsi. (tabla # 1, sección 7.4 de Structural Steel Designers Handbook) de donde:

$$F_v = 19.44 \text{ Kpsi.}$$

* $F_{sr} < F_v$, se toma el menor valor; por lo tanto se tomará un esfuerzo de diseño de $F_d = 17$ Kpsi.

- DISEÑO DE LA UNIÓN L1.

El procedimiento descrito, será el mismo para todos los otros nudos, por tanto, se tomará como ejemplo el diseño del nudo L1, por cuanto éste nudo cuenta con la totalidad de miembros. El procedimiento es como sigue:

* Primero se conocerá la distribución de las fuerzas actuantes en las alas y el alma de cada miembro.

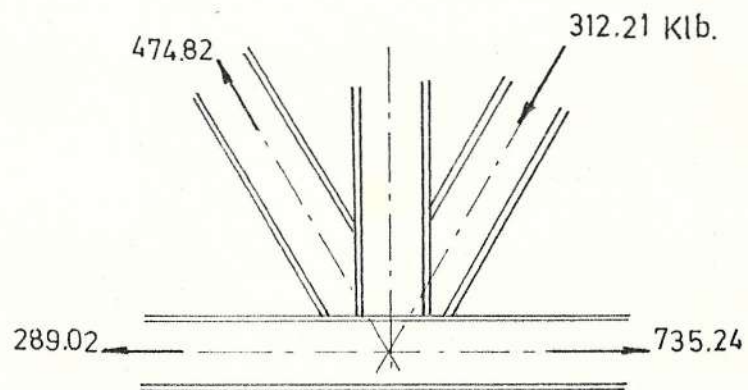


FIG. 3.46 REPRESENTACION DE LAS FUERZAS PRESENTES EN LA UNION L1.

La distribución de la fuerza en el ala del miembro es:

$$P_f = P * A_f / A_t$$

donde P es la fuerza actuante.

$A_f = b_f * t_f$ (manual de la A.I.S.C, pag. 1.14)

$A_t =$ área total del perfil.

La distribución de la fuerza en el alma del miembro es:

$$P_w = P * A_w / A_t$$

donde P es la fuerza actuante.

$$A_w = A_t - 2 * A_f .$$

$A_t =$ área total del perfil.

Esta distribución para el nudo L1 se muestra

en la fig. 3.49.

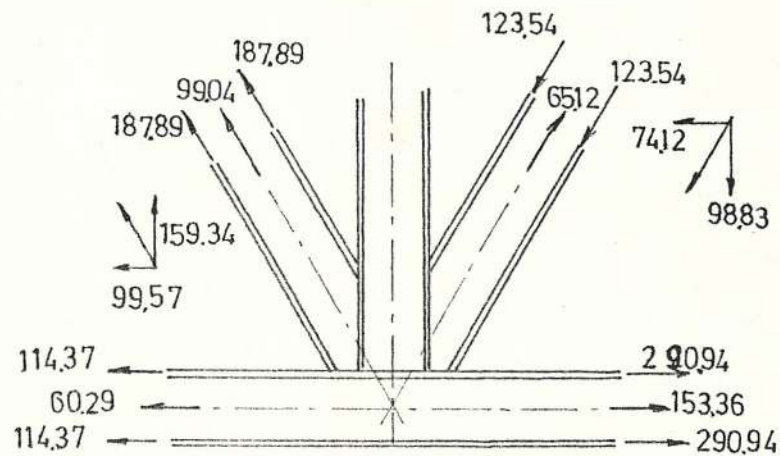


FIG. 3.49 DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS EN LOS MIEMBROS EN EL NUDO L1.

Para unir el miembro L1U1 tenemos:

* Longitud de soldadura para unión soldada tipo filete (para las alas).

$$f_f = P_f / L.$$

donde $P_f = 187,89$ Klb.

$$L = 2 * 10,415 \text{ pulg.}$$

obteniendo un $f_f = 9,02$ Klb./ pulg.

El ancho del cordón será:

$$a = f_f / F_{Sr}.$$

donde $F_{Sr} = 17$ Kpsi.

y así tenemos que las alas de la unión L1U1 tendrá $9/16$ pulg.

* La unión del alma de la diagonal con el miembro del cordón inferior tendrá un $P_f = 99.04$ Klb. y una $L = 28.54$ pulg. ; resultando un $f_f = 3.47$ Klb. / pulg. ; de donde $a = 1/4$ pulg. (chequeando el manual de la A.I.S.C el mínimo valor de a para placas de $1/2$ a $3/4$ pulg. de espesor es de $1/4$ pulg. de espesor de soldadura; pag. 5.52 tabla 1.17.2.A).

* Los requerimientos de rigidizadores para ésta unión son:

$$A_s = F_v / 0.9 * F_y.$$

donde $F_v = 159.34$ Klb.

$$F_y = 50 \text{ lpsi. (acero A-568)}$$

tenemos $A_s = 3.54 \text{ pulg.}^2$ tomando 2 placas de $4 * 1/2$ pulg. tengo un $A = 4 \text{ pulg.}^2$

La soldadura del rigidizador al alma del perfil tendrá:

$$f = P_v / L$$

de donde $P_v = 159.34$ Klb.

$$L = 4 * T$$

$$T = 7.63 \text{ pulg.}$$

luego $a = 5/16$ pulg.

La soldadura del rigidizador sobre las será:

$$r = 159.34 / 8 * 4 = 4.98 \text{ Kib./ pulg.}$$

y su espesor será $a = 5/16$ pulg.

- UNION DE LOS MIEMBROS L1U3.

* Espesor de la soldadura para las alas de la diagonal: $3/8$ pulg.

* Espesor de la soldadura para el alma de la diagonal: $1/4$ pulg. (mínimo)

* Dimensiones del rigidizador: $4 * 1/4$ pulg.
; dos platinas.

* Espesor de la soldadura rigidizador-alma :
 $1/4$ pulg.

* Espesor de la soldadura rigidizador-ala :
 $1/4$ pulg.

Unión de la cuerda inferior:

$$A_w = \sum P / F_{ST} = 26.25 \text{ pulg.}^2$$

$$A_w = 0.707 * L * a$$

donde igualando ambas expresiones tenemos un
 $a = 5/8$ pulg.

Espesor de la placa unión de la cuerda inferior:

$$A = \sum P / F_S .$$

donde $F_s = 0.9 * F_y$ y usando un acero A-588, necesitamos $A = 9.92 \text{ pulg}^2$ de donde las dimensiones serán de $10 * 1 * 20 \text{ pulg.}$ con un cordón de soldadura de $a = 5/16 \text{ pulg.}$ (mínimo)

- UNION DE LA COLUMNA.

El espesor de la soldadura para la unión de la columna se la obtendrá por mínimos requerimientos pedidos por la A.I.S.C.

La columna es una $W 8 * 31$, el ala se soldará con un $a = 3/16 \text{ pulg.}$ y el alma con un $a = 1/8 \text{ pulg.}$ (condiciones mínimas).

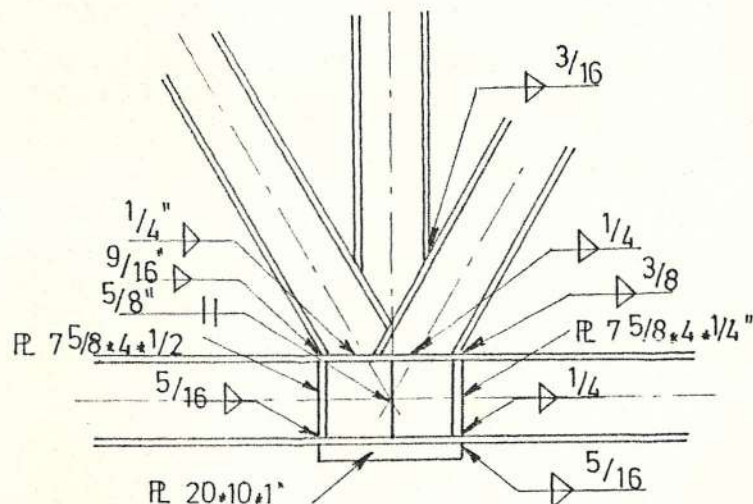


FIG. 3.50 DISEÑO DEL NUDO L1.

Como se dijo anteriormente, el procedimiento

UNION	JUNTA	SOLDADURA	RIGIDIZADOR	SOLD. RIGIDI.	PLACA UNION	SOLDADURA UNION
L0	L0U1	alas: 9/16 alma: 3/8	4 platinas de 7 5/8 * 4 * 1/2	alas: 5/16 alma: 5/16		
L1	L1U1	alas: 9/16 alma: 1/4	2 platinas de 7 5/8 * 4 * 1/2	alas: 5/16 alma: 5/16	PL 20*10*1	de placa: 5/16
	L1U3	alas: 3/8 alma: 1/4	2 platinas de 7 5/8 * 4 * 1/2	alas: 1/4 alma: 1/4		de unión: 5/8
	L1U3	alas: 3/16 alma: 3/16				
L2	L2U3	alas: 3/8 alma: 1/4	2 platinas de 7 5/8 * 4 * 5/16	alas: 1/4 alma: 1/4	PL 20*10*3/8	de placa: 3/16
	L2U5	alas: 5/16 alma: 1/4	2 platinas de 7 5/8 * 4 * 1/4	alas: 3/16 alma: 3/16		de unión: 1/4
	L2U4	alas: 3/16 alma: 3/16				
U1	U1L0	alas: 9/16 alma: 3/8	2 platinas de 9 1/2 * 5 * 1/2	alas: 1/4 alma: 1/4		
	U1L1	alas: 9/16 alma: 3/8	2 platinas de 9 1/2 * 5 * 1/2	alas: 1/4 alma: 1/4		
U3	U3L1	alas: 3/8 alma: 1/4	2 platinas de 9 1/2 * 5 * 1/4	alas: 1/4 alma: 1/4	PL 20*12*11/16	de placa: 3/8
	U3L2	alas: 3/8 alma: 1/4		alas: 1/4 alma: 1/4		de unión: 1/2
U5	U5L2	alas: 5/16 alma: 1/4	2 platinas de 9 1/2 * 5 * 1/4	alas: 3/16 alma: 3/16	PL 20*12*1/4	de placa: 3/16
	U5L3	alas: 5/16 alma: 1/4		alas: 3/16 alma: 3/16		de unión: 1/4

TABLA # 3.13 DISEÑO DE LOS NUDOS SOLDADOS PARA LA ESTRUCTURA DEL PUENTE.

es el mismo para el diseño de los nudos, del resto de la estructura. Los resultados se muestran en la tabla # 3.13.

3.10.3. ELECCION DEL TIPO DE JUNTA.-

Una vez obtenido el diseño de las uniones tanto en unión empernada como en unión soldada, tenemos que elegir cual tipo de unión se tomará.

Para ello, recurriremos al uso de la tabla de satisfacción de requerimientos, ya utilizada anteriormente (sección 3.3).

Como requerimientos podríamos poner:

- * Costo del material de unión: 0.25
- * Costo del personal requerido: 0.25
- * Facilidad de montaje: 0.15
- * Preparación previa: 0.15
- * Revisión posterior: 0.20

Las cantidades adjuntas son los valores de importancia (aleatorios) escogidos para cada uno de los requerimientos que debe cumplir la unión .

Con ello queda establecido la tabla # 3.14.

Observando la tabla # 3.14 podemos concluir

TIPO DE UNION	COSTO MATERIAL DE UNION	COSTO DEL PERSONAL	FACILIDAD DE MONTAJE	PREPARACION PREVIA	REVISION	TOTAL		IDEAL
	0.25	0.25	0.15	0.15	0.20			
EMPERNADA	$\frac{6}{1.5}$	$\frac{8}{2}$	$\frac{5}{0.75}$	$\frac{5}{0.75}$	$\frac{8}{1.6}$	32	6.6	10
SOLDADA	$\frac{8}{2}$	$\frac{6}{1.5}$	$\frac{8}{1.2}$	$\frac{8}{1.2}$	$\frac{5}{1}$	35	6.9	10

TABLA # 3.14. MATRIZ DE SELECCION DEL TIPO DE JUNTA A SER USADA.

que la unión estructural será una unión soldada, con las características de diseño, mostradas en la tabla # 3.13.

3.11. DISEÑO DETALLADO DE LOS DIFERENTES TIPOS DE UNIONES Y JUNTAS.-

La A.A.S.H.T.O reglamenta la forma en que deben presentar los detalles de los diferentes tipos de uniones. En la sección anterior se escogió la unión soldada, por tanto, sus detalles se encuentran especificados por los artículos 10.23.

Los detalles se presentan en el apéndice respectivo del presente trabajo.

3.12. DISEÑO DE LOS MIEMBROS SECUNDARIOS.-

Como miembros secundarios se entiende todas aquellas elementos estructurales que dan cierta rigidez a toda el conjunto de la estructura, entendiéndose como ella al arriostamiento lateral (superior e inferior) del puente.

Según la A.A.S.H.T.O (artículo 10.21) el arriostamiento lateral se lo diseña para soportar principalmente la acción de la fuerza del viento (no menor a 50 lb/ pie^2).

Ya en la sección 3.9 se encontró que la fuerza del

viento es de 18 KN, como carga concentrada total sobre un sólo lado de la estructura, por tanto será éste el valor para el diseño de los miembros de arriostramiento.

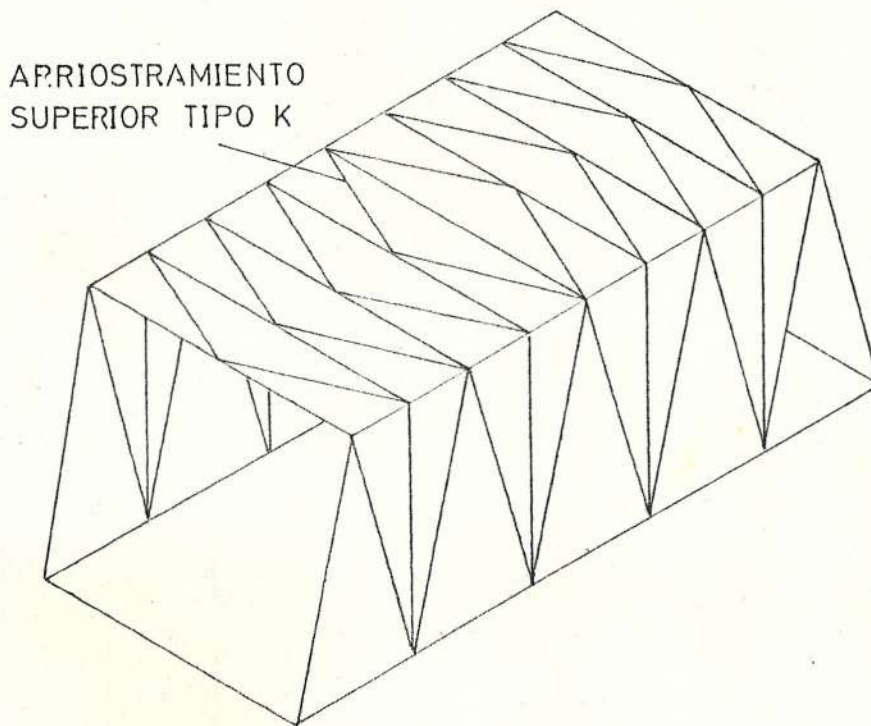


FIG. 3.51 ARRIOSTRAMIENTO SUPERIOR PARA EL FUENTE.

La dirección del viento no es predecible, por cuanto es una carga que cambia de sentido, por tanto su acción sobre los miembros de arriostramiento será también cambiante, teniendo una acción de tensión y compresión, y para este caso, el diseño de los miembros se lo hará para resistir compresión.

Los pasos de diseño son:

* La fuerza concentrada de 18 KN, se la distribuye

en todos los nudos.

$$W_2 = 18 * 3 / 23 = 2.35 \text{ KN.}$$

$$W_1 = 18 * (3 + 2.5 / 2) / 23 = 2.15 \text{ KN.}$$

$$W_0 = 18 * (2.5 + 2.5 / 2) / 23 = 1.96 \text{ KN.}$$

* Las longitudes de los miembros será:

- Miembros verticales: 15.24 m.
- Miembros inclinados, panel exterior: 6 m.
- Miembros inclinados, panel interior: 6.2 m.

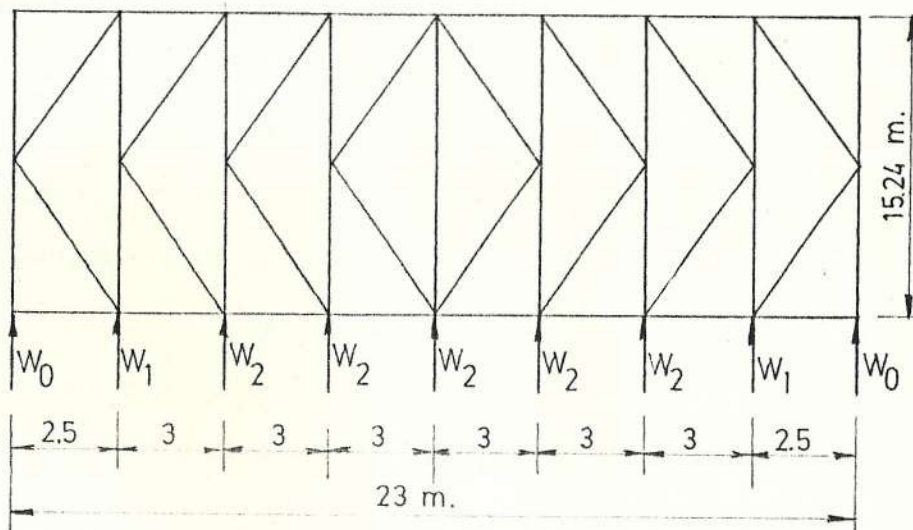


FIG. 3.52 DISEÑO DEL SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO LATERAL DEL PUENTE.

* Para miembros secundarios, la relación de esbeltez viene controlada como:

$$L / r < 140$$

donde L = longitud del miembro en pulg.

r = radio de giro mínimo en pulg.

Por tanto reemplazando valores tenemos:

- Para miembros verticales $\Rightarrow r_{\min} = 4.3$ pulg.

- Para miembros inclinados panel exterior $\Rightarrow r_{\min} = 2.25$ pulg.

- Para miembros inclinados panel interior $\Rightarrow r_{\min} = 2.3$ pulg.

* Las fuerzas cortantes para cada panel será (ver fig. 3.52).

* CORTANTE PRIMER PANEL:

$$9.965 - 1.96 = 8.025 \text{ KN.}$$

* CORTANTE SEGUNDO PANEL:

$$8.025 - 2.15 * (20.5 / 23) = 6.11 \text{ KN.}$$

* CORTANTE TERCER PANEL:

$$6.11 - 2.35 + (17.5 / 23) = 4.32 \text{ KN.}$$

* CORTANTE CUARTO PANEL:

$$4.32 - 2.35 * (14.5 / 23) = 2.84 \text{ KN.}$$

El cortante es asumido que toma cada una de las diagonales que forma cada panel en forma equitativa, y se toma el mayor de los valores como el que rige el diseño, esto es 8.025 KN. (2.7 Klb.)

* Del manual de la A.I.S.C, y tomando en cuenta los mínimos requerimientos que controla la A.A.S.H.T.O, seleccionamos (artículos 10.21.6).

$$LB * 4 * 1/2 \implies r_x = 2.59 \text{ pulg.} \quad r_y = 1.06 \text{ pulg.}$$

$$A = 5.75 \text{ pulg.}$$

$$LB * 8 * 1/2 \implies r_x = 2.5 \text{ pulg.} \quad r_y = 2.5 \text{ pulg.}$$

$$A = 7.75 \text{ pulg.}$$

$$L7 * 4 * 1/2 \implies r_x = 2.25 \text{ pulg.} \quad r_y = 1.11 \text{ pulg.}$$

$$A = 5.25 \text{ pulg.}$$

Examinaremos si resiste la fuerza de compresión, el miembro más liviano. El esfuerzo de compresión actual, para un panel interior, una sola diagonal, con longitud máxima será:

$$f_d = 2.7 * 8.2 / (15.24 * 5.25) = 0.27 \text{ Kpsi.}$$

Este valor tiene que ser menor que los valores presentados por la A.I.S.C, pag. 5.72 para miembros secundarios, acero A-242.

$$L/r = 8.2 * 39.6 / 2.25 = 144.32$$

de donde obtenemos un esfuerzo de compresión admisible de $F_d = 8.165 \text{ Kpsi}$. lo cual es más que sobredimensionado.

* Su unión a la armadura del puente será:

Según la A.I.S.C el mínimo espesor de soldadura para espesor de material de 1/2 pulg. es de $a = 1/4 \text{ pulg.}$ para soldadura de filete, tenemos; si soldamos por el lado de 4 pulg. (electrodo de E-70)

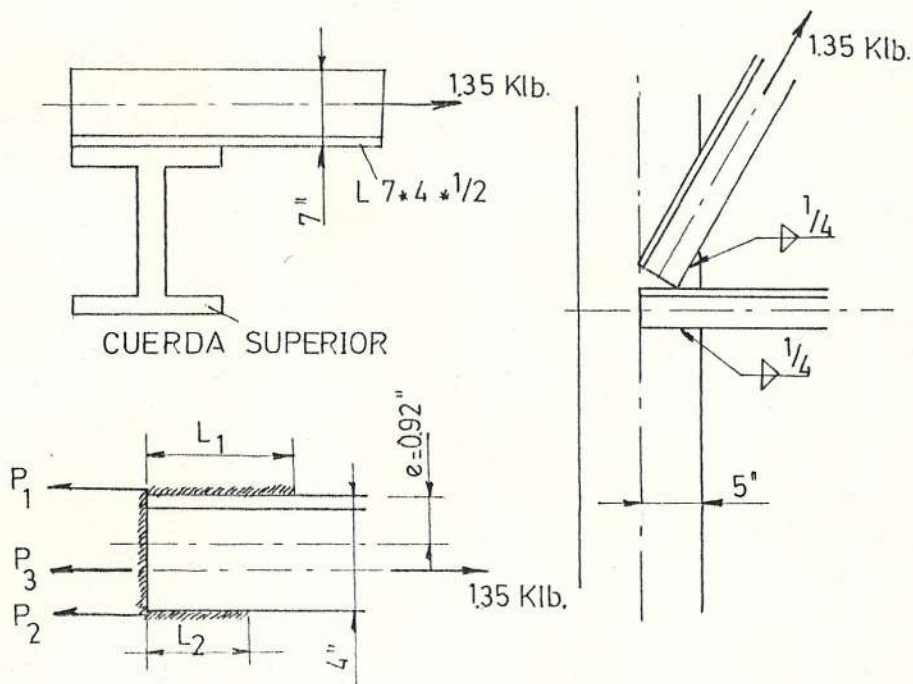


FIG. 3.53 DISEÑO DE LA UNIÓN SOLDADA DEL ARRIOSTRAMIENTO.

$$P_3 = 0.3 * 70 * 0.707 * 1/4 * 4$$

$$P_3 = 14.85 \text{ Klb.}$$

Con este resultado parcial, podemos concluir que el soldar las longitudes L_1 y L_2 está más de sobra para resistir los esfuerzos, pero la A.A.S.H.T.O en sus artículos 10.23 se soldará en todo su contorno.

3.12.1. DISEÑO DEL PORTICO RIGIDO

DE ARRIOSTRAMIENTO DEL PUENTE.-

Como ya se explicó en la sección 2.5 del presente trabajo, el pórtico de

arriostamiento se lo diseña para soportar principalmente la acción total de la carga de viento.

Se tomará como distancia de punto de inflexión a $1/2$ de la longitud libre a partir de la unión con la cuerda o cordón inferior del entramado principal.

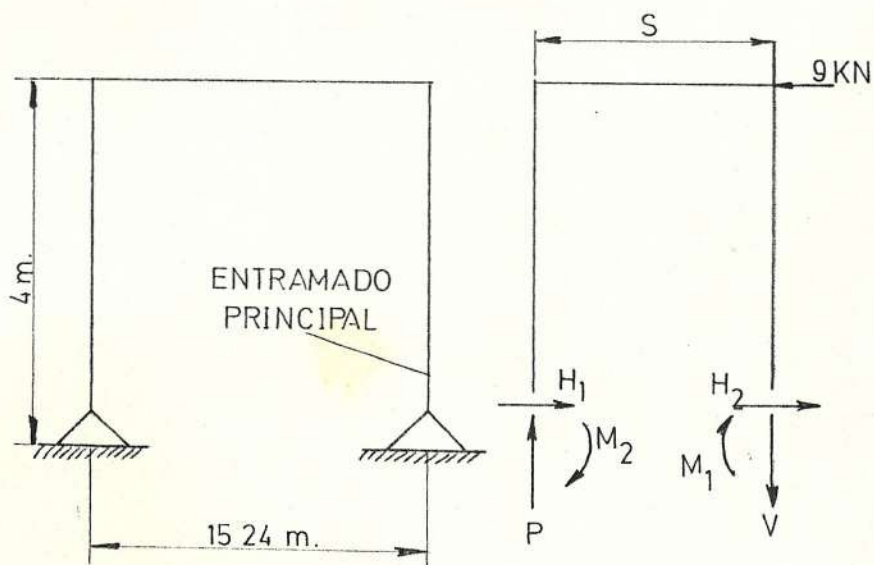


FIG. 3.54 DISEÑO DEL PORTICO RIGIDO.

Usando las fórmulas 2.16 tenemos:

$$H_1 = H_2 = P/2$$

donde H = reacción horizontal sobre el empotramiento del pórtico.

P = fuerza del viento e igual a 9 Kn.

Y reemplazando tenemos $H = 4.5$ KN.

$$V_1 = V_2 = P * (a + b) / 5$$

donde a = longitud de arriostramiento de pórtico, en este caso, debido a condiciones de diseño $a = 0$.

b = longitud libre e igual a 2 m.

s = ancho del pórtico = 15.24 m.

y reemplazando valores tenemos $V = 1.18$ KN.

$$M_1 = M_2 = P * c / 2$$

donde c = distancia al punto de inflexión e igual a 2 m.

de donde obtenemos un $M_1 = M_2 = 9$ KN.m.

El perfil seleccionado para ser el miembro horizontal del pórtico será el mismo que el seleccionado para las cuerdas superior, es decir, una W 12 * 120.

El diseño de la rodilla de conexión para el pórtico es como sigue:

El primer paso es comprobar si se necesita rigidizadores:

$$t_w = 1.91 * M / (F_y * A)$$

donde $M = 80$ Klb.pulg

$$A = 13.12 * 11.36 = 149.04 \text{ pulg}^2.$$

$$F_y = 50 \text{ Kpsi (acero A-242)}$$

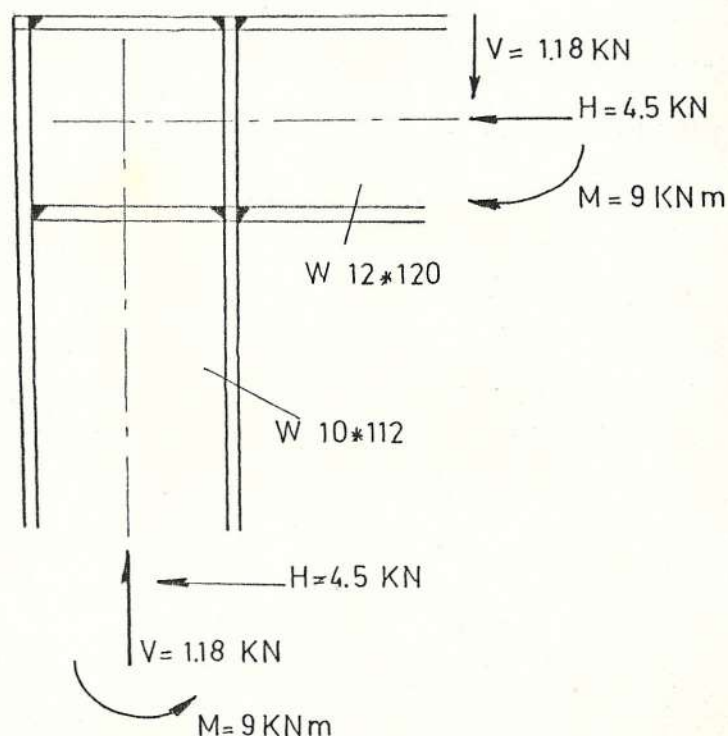


FIG. 3.55 DISEÑO DE LA RODILLA DEL PORTICO.

Obteniéndose un $t_w = 0.02$ pulg. Por tanto no necesita rigidizadores ($t_w > t_{w\text{requerido}}$) entonces se extenderá el perfil W 12 * 120 hasta la línea AB, de forma que la viga descansa sobre la columna.

La unión de los dos miembros, será también de una unión soldada, cuyos requerimientos son:

* Componente de tensión del momento presente:

$$T = 2 * M / b_f$$

donde reemplazando $M = 80 \text{ Klb.pulg.}$ y $b_f = 10.415 \text{ pulg.}$ obtenemos una componente $T =$

15.36 Klb.

* Resultante de la acción del cortante más la componente de tensión y componente horizontal:

$$R = \sqrt{T^2 + V^2 + H^2}$$

$$R = 47.55 \text{ Klb.}$$

* El espesor de la soldadura será:

$$R = 0.3 * E * A_w$$

cuyos valores son E = electrodo de 70 Klb.

$$A_w = 0.707 * a * L$$

$$L = 2 * T + 2 B_f + 4 * (b_f - t_w)$$

$$L = 74.72 \text{ pulg.}$$

de donde reemplazando valores y despejando el valor de la garganta de soldadura será de $a = 0.04$ pulg.

Con este valor chequeando los mínimos requerimientos dados por la A.I.S.C (pag. 5.52) para un $t_w = 0.755$ pulg. requiere de un mínimo de 5/16 para soldadura de filete. Los detalles de la unión del pórtico se muestran en el apéndice correspondiente. (A)

3.13. PROTECCION DE PUENTES.-

La principal preocupación de protección de puentes

metálicos es contra la corrosión, y principalmente en sus puntos de soldadura en los nudos. Se recomienda varios métodos, el pintar toda la superficie es el más económico y es el que mejores resultados ha dado con la experiencia; por otro lado hay la protección por galvanizado, pero su uso es demasiado costoso y no es un método recomendado para puentes medianos y largos en longitud.

En nuestro medio y principalmente en el sitio donde se instalará el puente, el ambiente es demasiado corrosivo, y la experiencia en protección de otro tipo de estructuras metálicas, ha demostrado que el sistema de pintado es el más corriente, pero con una debida y cuidadosa preparación previa.

Tomando en consideración las recomendaciones presentadas en la tesis del Ing. Amadeo Moscoso, la protección se hará siguiendo los siguientes pasos:

* EQUIPO:

- El equipo de limpieza previa será del tipo de chorro, modelo de alimentación a presión convencional, descargándose el material abrasivo por una boquilla de 8 - 10 mm. de diámetro y no a menos de 6.89×10^7 P. (100 lb/ pulg² .)

- El equipo debe prestar todas las seguridades concernientes a filtros de agua y

aceite, y también para el material abrasivo.

*** MATERIAL ABRASIVO:**

- El material más común es la arena silicosa, la cual debe estar libre de basuras.

- previamente la arena debe ser lavada y secada adecuadamente.

- El tamaño del grano de arena debe estar dentro de la calidad 12-30

*** OPERADORES:**

- El personal que manejará el equipo serán los adecuados, calificados en la materia según las condiciones de CEPE.

*** LIMPIEZA DE LAS UNIONES SOLDADAS:**

- Se dará principal atención a la limpieza de los cordones de soldadura, observándose que no haya residuos de revestimiento alcalino.

- Si aún después de pasar el material abrasivo se observa la presencia de incrustaciones, éstas se removerán por otro medio (cepillado metálico).

*** LIMPIEZA GENERAL DE LA ESTRUCTURA:**

- Toda la estructura será limpiada hasta la condición de blanco (A.A.S.H.T.O , artículo 14.3.4) removiéndose todo material extraño adherido a su superficie (aceites, óxidos, kalamina).

- Si se remueven grasas o aceites, éstos se lo hará antes de realizar la limpieza con arena.

- El área limpiada por arenado en cualquier momento no debe exceder de aquella área que pueda ser recubierta ese mismo día.

- Toda la superficie limpiada por arenado debe estar libre de polvo antes de aplicar el recubrimiento de pintura.

*** APLICACION DEL REVESTIMIENTO:**

- La aplicación del revestimiento debe ser hecho de acuerdo a las recomendaciones del fabricante. la vida de la pintura no debe excederse y cuando ésto ocurra debe restituirse.

- El tiempo de secado para cada capa será la recomendada previa la aplicación de la siguiente capa.

- Se deberá seguir rigurosamente las especificaciones del grosor de las capas de revestimiento (0.15 mm).

- Adicionalmente la última capa debe ser revisada en toda la superficie, tomando mucho cuidado en los cordones de soldadura.

- Cualquier acumulación de pintura (gotas, lágrimas) éstas serán removidas inmediatamente por cualquier medio.

- La aplicación del revestimiento de

pintura, de ninguna forma se lo hará en época de estación invernal (A.A.S.H.T.O. 14.1.2).

* SELECCION DEL TIPO DE RECUBRIMIENTO Y PROCESO:

- La A.A.S.H.T.O. (artículo 14.2) presenta 4 pasos a seguir, dependiendo del medio ambiente donde se instale la estructura (para nuestro caso tomamos un medio de alta polución y corrosivo).

a.- PRIMERA CAPA: pintura a base de Vinyl (1 aplicación).

b.- SEGUNDA CAPA: pintura de Vinyl, rojo característico, compuesto de óxido de Hierro (de 1 a 3 aplicaciones).

c.- TERCERA CAPA: Pintura de Vinyl, compuesto de Dióxido de Titanio (de 2 a 4 capas).

d.- CUARTA CAPA: Pintura de Vinyl.

Hasta las tres primeras capas el espesor será de 0.1 mm. y la última capa será de 0.05 mm.

* RECOMENDACIONES ADICIONALES:

- Cualquier duda con respecto a los requerimientos de acabado, chequeo, condiciones de aplicación se consultará el código A.A.S.H.T.O , División II, sección 14.

CAPITULO IV

ANALISIS ECONOMICO

DEL PROYECTO

4.1. COSTO DE LOS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DEL PUENTE.-

Dentro de los costos de los miembros del puente tenemos:

* COSTO DEL ACERO ESTRUCTURAL:

- LARGUEROS: son vigas W 14 * 120, 7 largueros de 28 metros; son:

35206 Kg. * 476.5 sucres/Kg. = 16'775659.00 sucres.

- VIGAS DE PISO: son perfiles W 33 * 221. 6 piezas de 15.5 metros; son:

30765 Kg. * 476.5 sucres/Kg. = 14'659523.00 sucres.

- DIAGONALES DE LA ARMADURA: son perfiles W 10 * 112, de 48.8 m. por armadura; son:

16363 Kg. * 476.5 sucres/Kg. = 7'796969.50 sucres.

- CUERDA SUPERIOR DE LA ARMADURA: son perfiles W 12 * 120, de 23 m. por armadura; son:

8263 Kg. * 476.5 sucres/Kg. = 3'937319.50 sucres.

- CUERDA INFERIOR DE LA ARMADURA: son perfiles W 10 * 112, de 28 m. por armadura; son:

9389 Kg. * 476.5 sucres/Kg. = 4'473858.50 sucres.

- PORTICO RIGIDO: perfiles W 10 * 112, de 15.5 m. por lado; son:

5198 Kg. * 476.5 sucres/Kg. = 2'476847.00 sucres.

- PUNTALES DE LA ARMADURA: perfiles W 8 * 31, de 16 m. por armadura; son:

1485 Kg. * 476.5 sucres/Kg. = 707602.50 sucres.

- ARRIOSTRAMIENTO VERTICAL: son L 7 * 4 * 1/2, 7 tramos de 15.5 m. cada uno; son:

2908 Kg. * 401.66 sucres./Kg. = 1'168608.90 sucres.

- ARRIOSTRAMIENTO DIAGONAL: son L * 7 * 4 * 1/2, son 131.2 metros:

3516 Kg. * 401.86 sucres/Kg. = 1'412939.80 sucres.

* COSTO DE LA SUPERFICIE DE RODADURA:

- CONCRETO: la superficie de rodadura tiene 15.5 *
28 * 0.18 m.; son:

78.12 m³. * 19215 sucres/m³. = 1'501075.80 sucres.

- ACERO DE REFUERZO: se necesitan 0.23 KN/metro de
luz; son:

6.44 KN. * 8.53 sucres/N. = 54937 sucres.

* COSTO DE LOS APOYOS FINALES:

7 apoyos para los largueros * 75000 sucres/apoyo
= 525000 sucres.

2 apoyos para la armadura * 100000 sucres/apoyo
= 200000 sucres.

* COSTO DE LOS CONECTORES DE CORTANTE: son 3
conectores por fila, a 1 metro entre centros, por
larguero:

568 conectores * 170 sucres/conector =
99960 sucres.

* COSTO DE LOS ELECTRODOS A UTILIZAR: son
aproximadamente 20.53 metros a ser soldados, con un
espesor de soldadura de 7/16 pulg.; son:

20.53 metros * 0.586 Kg./m. * 510 sucres/Kg.
= 6135.6 sucres.

- SOLDAR VIGA DE PISO - LARGUERO: son
aproximadamente 1.42 metros por unión, son 54
uniones, cada una de 5/16 pulg. de espesor:

1.42 m. * 0.30 Kg/m. * 54 * 510 sucres/Kg.
= 11692.93 sucres.

4.1.1. COSTO DE MANO DE OBRA Y OTROS.-

Como mano de obra hasta este punto tenemos:

- 1 Supervisor de obra:

3 meses * 50000 sucres/mes = 150000
sucres.

- 2 Maestros albañiles:

45 días * 700 sucres/día = 63000 sucres.

- 8 Ayudantes albañiles:

45 días * 500 sucres/día = 180000 sucres.

- 2 Maestros soldadores:

45 días * 2500 sucres/día = 225000 sucres.

- 4 Ayudantes soldadores:

45 días * 1000 sucres/día = 180000 sucres.

* ALQUILER DE TRANSPORTE DE MATERIALES AL SITIO DE LA OBRA:

100000 sucres/flete * 6 fletes = 600000 sucres.

* 2 EQUIPOS DE SOLDADURA A DIESEL (sólo sistema de piso):

15 días * 6000 sucres/día = 180000 sucres.

* 2 Grúas de 50 Ton. (sólo sistema de piso):

50000 sucres/día * 15 días = 1'500000 sucres.

* 1 EQUIPO DE SAND-BLASTING:

500 sucres/m², * 300 m², = 150000 sucres.

* PINTURA: será HEMPADUR * ZINC 1535, con las recomendaciones presentadas por el fabricante (ver anexo). Para 300²m .

60 galones * 3055 sucres/galón = 183300 sucres.

18 galones de Thinner * 555 sucres/galón = 9990 sucres.

- MANO DE OBRA EN PINTURA: 96645 sucres. (50

% del material)

4.2. COSTO DEL PUENTE DISEÑADO, CON UNIONES EMPERNADAS.-

Para poder establecer una comparación entre sí, es rentable hacer las uniones de la estructura con pernos o con soldadura, y así justificar lo indicado en la sección 3.10.3 obtendremos el costo de la unión empernada.

Esta se desglosa de la siguiente manera:

- COSTO DE LOS PERNOS DE ALTA RESISTENCIA:

710 pernos * 170 sucres/perno = 120360 sucres.

- COSTO DE LAS PLACAS DE UNION: son aproximadamente 12 planchas de 1,22 * 2,44 m.; son :

15100 Kg. * 476,5 sucres/ Kg. = 7'195150 sucres.

Además del material necesario, hay que tomar en cuenta lo siguiente:

- Se hace necesario antes de montar la armadura en el sitio, previamente hay que preparar los agujeros en el taller, agujeros hechos bajo medida, previniendo así errores en el montaje en obra.

- COSTO DEL TROQUELADO DE LOS AGUJEROS: son 710 agujeros, doble corte; son :

710 agujeros * 2 * 54 sucres/agujeros = 76680 sucres.

- CORTE DE LOS PERFILES A MEDIDA: suponiendo un 1 % de desperdicio en peso total de la armadura:

355 kg. * 54 sucres/ Kg. = 19170 sucres.

- CORTE DE LAS PLACAS DE UNION: 5 % del peso de las placas:

755 Kg. * 54 sucres/Kg. = 40770 sucres.

- 4 AYUDANTES SOLDADORES:

30 días * 500 sucres/día = 60000 sucres.

- 1 Grúa de 50 ton.:

50000 sucres/día * 30 días = 1'500000.00 sucres.

Durante el montaje de la armadura en el sitio de la obra, se hace necesario adicionar 6 ayudantes y 2 maestros mecánicos; por 15 días.

- 2 Maestros mecánicos = 120000 sucres.

- 6 ayudantes adicionales = 90000 sucres.

Por lo tanto, el puente suponiendo que se lo hace con uniones empernadas costaría (sumar los rubros de la sección 4.1; 4.1.1 ; 4.2):

68'548197 sucres.

4.3. COSTO DEL PUENTE DISEÑADO, CON
UNIONES SOLDADAS.-

El costo del puente con uniones soldadas se desglosa de la siguiente manera:

- COSTO DEL ELECTRODO REQUERIDO; utilizando la tabla # 1 sobre el peso del metal de soldadura, obtenidas del manual Nuevas Lecciones de Soldadura por Arco; de la Compañía Eléctrica Lincoln, pag. 259; tenemos el peso total de soldadura requerido; son:

28.4 Kg. * 510 sucres/Kg. = 14467.4 sucres.

La soldadura requerida para los rigidizadores será el 20 % del valor anterior, ésto es 2893,4 sucres.

La operación de unión de los miembros se lo hará en el taller, con los siguientes items:

- 2 Soldadores maestros; durante 30 días; son = 150000 sucres.

- 4 Ayudantes soldadores; el mismo tiempo anterior; son = 120000 sucres.

- 2 Máquinas para soldar; durante 30 días, son = 180000 sucres.

- 1 Grúa de 50 Ton. ; son = 1'500000 sucres.

- EXAMEN DE RADIOGRAFIA INDUSTRIAL: según el código de la A.W.S, Specifications for Welded Highway and Railway Bridges (A.W.S. D2.0-66) secciones 3 y 4, recomienda un examen en el 30 % de las distintas uniones, en forma aleatoria.

Hay 52 uniones en las 2 armaduras, 42 uniones en el sistema de piso y 50 uniones en el arriostamiento superior, por tanto hay 144 uniones. El 30 % serán 43 radiografías, a un costo de 3000 sucres cada uno; son 129000 sucres.

- CORTE DE LOS PERFILES A MEDIDA: igual que en el caso anterior; suman 19170 sucres.

Y en obra serán requeridos:

- 1 Maestro mecánico = 120000 sucres.

- 4 Ayudantes adicionales = 60000 sucres.

Por lo tanto, el puente con uniones soldadas costará
(sumar los rubros 4.1; 4.1.1; 4.3)

61'621597 sucres.

CONCLUSIONES

* Una vez realizado el diseño de la estructura, se comparan los costos de construcción y montaje para las alternativas estudiadas, y así tenemos:

- Puente de estructura metálica empernada: 68'548197
sucres.
- Puente de estructura metálica soldada : 61'621595
sucres.
- Puente de Hormigón Pre-comprimido : 69'104488
sucres.

Por lo tanto, de los resultados obtenidos notamos claramente que sí se podría considerar el realizar la obra con los diseños presentados en este trabajo.

* Una unión realizada con soldadura presenta la ventaja que es más económica tanto en tiempo como en trabajo, compensando en algo en cambio los costos de mano de obra y control de calidad y seguridad.

También una unión soldada es más rígida, por la misma

forma de realizar la operación de unión, y además no necesita de conocimientos profundos de ingeniería.

* Una unión empernada también es más económica, pero en cambio no es conveniente por las siguientes razones:

- Presenta la necesidad de realizar un pre-montaje de la armadura en taller, para así ajustar las uniones a las medidas requeridas, para luego desmontar todo para volver armar la armadura en obra, con las consabidas molestias.

- Se pierde demasiado tiempo en taller y en montaje de la armadura.

- Una unión empernada no es una unión rígida, aunque su diseño se lo hace como si se tratara de lo contrario, con el paso del tiempo ésta pierde su rigidez.

* La realización de cordones de soldadura con un acabado óptimo, sin fallas, establece la necesidad de preparar mejor a personal especializado, cumpliéndose así uno de los anhelos que impulsó este trabajo, ya que se ha demostrado que sí se puede realizar dicha obra en nuestro país y con nuestra propia mano de obra.

* El único problema que se podría presentar es la adquisición del perfil estructural. Pero un gobierno que no mire intereses particulares, si no el bien colectivo, se debería comprometer con entidades seccionales, como lo es un Consejo Provincial, y exonerar de impuestos dicho

material, facilitar su introducción, para así agilizar y abaratar aún más el costo de la obra.

RECOMENDACIONES

* En cuanto a que método de diseño utilizar, se podría hacer por cualquiera de los métodos que se conocen (carga de servicio, diseño plástico, método de factor de carga). El método que se utiliza en el presente trabajo es el de carga de servicio, este método se presenta como el más conservador, pero es más ágil su utilización, por tanto, recomendable.

* Para la toma de las muestras de radiografía en los cordones de soldadura, éstos deberán ser realizados por personal calificado según normas A.W.S y las muestras se tomarán en forma proporcional en todos los nudos.

* En nuestro medio se ha comenzado a considerar ya el realizar la construcción de grandes obras en estructura metálica, pero sin ninguna regulación o control de parte de entidades encargadas y llamadas a precautelar dichos trabajos, pero es más debido a la falta de uniformidad de criterios ya que no existe una sola norma vigente, por lo tanto, en este trabajo se pone a consideración una serie

serie de recomendaciones hechas por entidades extranjeras, las cuales se podrían tomar como base para futuras regulaciones.

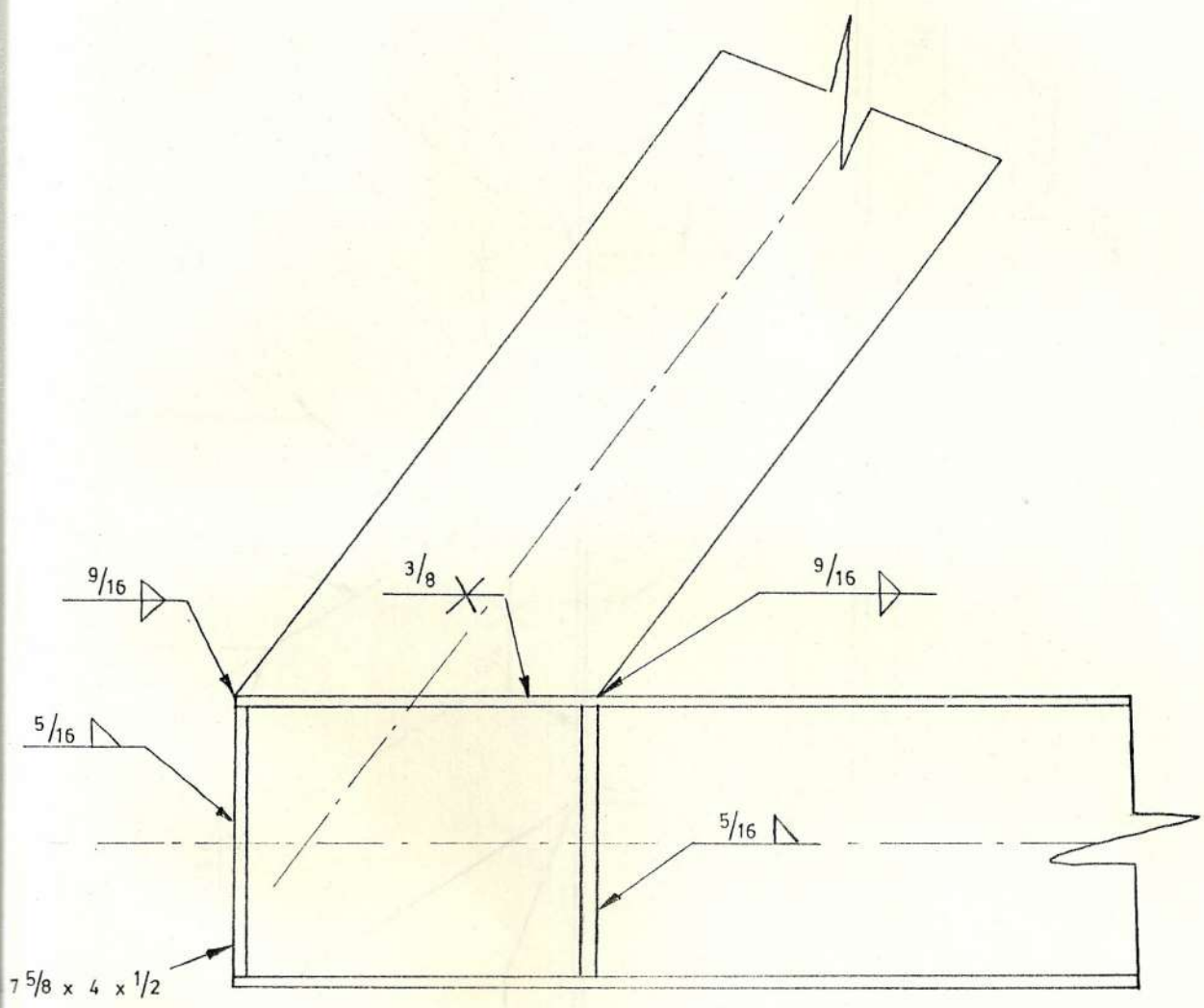
* Para mejorar en algo el diseño, sería recomendable el realizar un estudio estadístico de cuantos vehiculos se estiman pasarán por ella, para así al momento de escoger un valor práctico que presenta la A.A.S.H.T.O dentro de sus normas, tener una base de que regirse.

APENDICES.

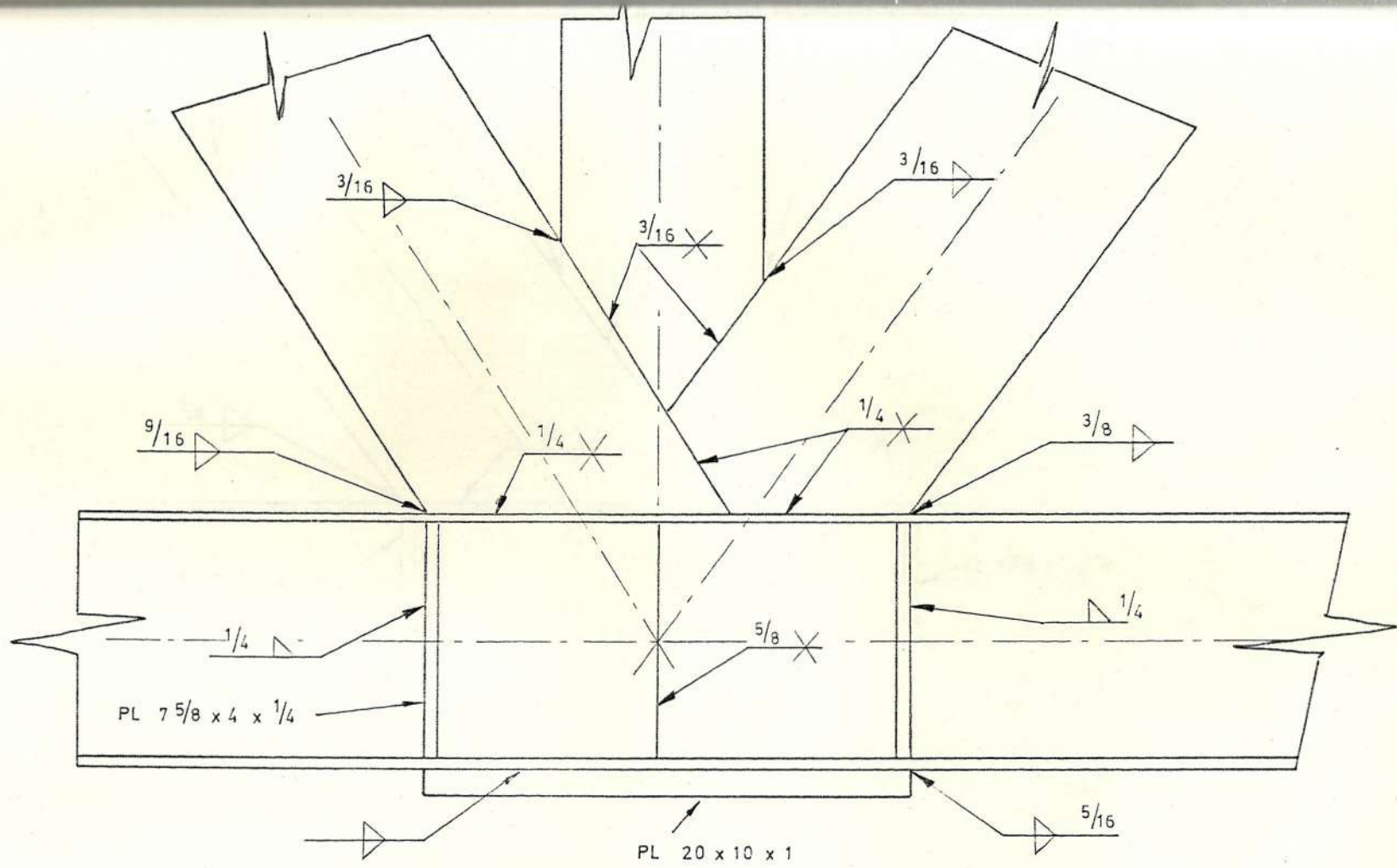
APENDICE A

DIBUJOS FINALES DE LAS UNIONES DE LA ESTRUCTURA

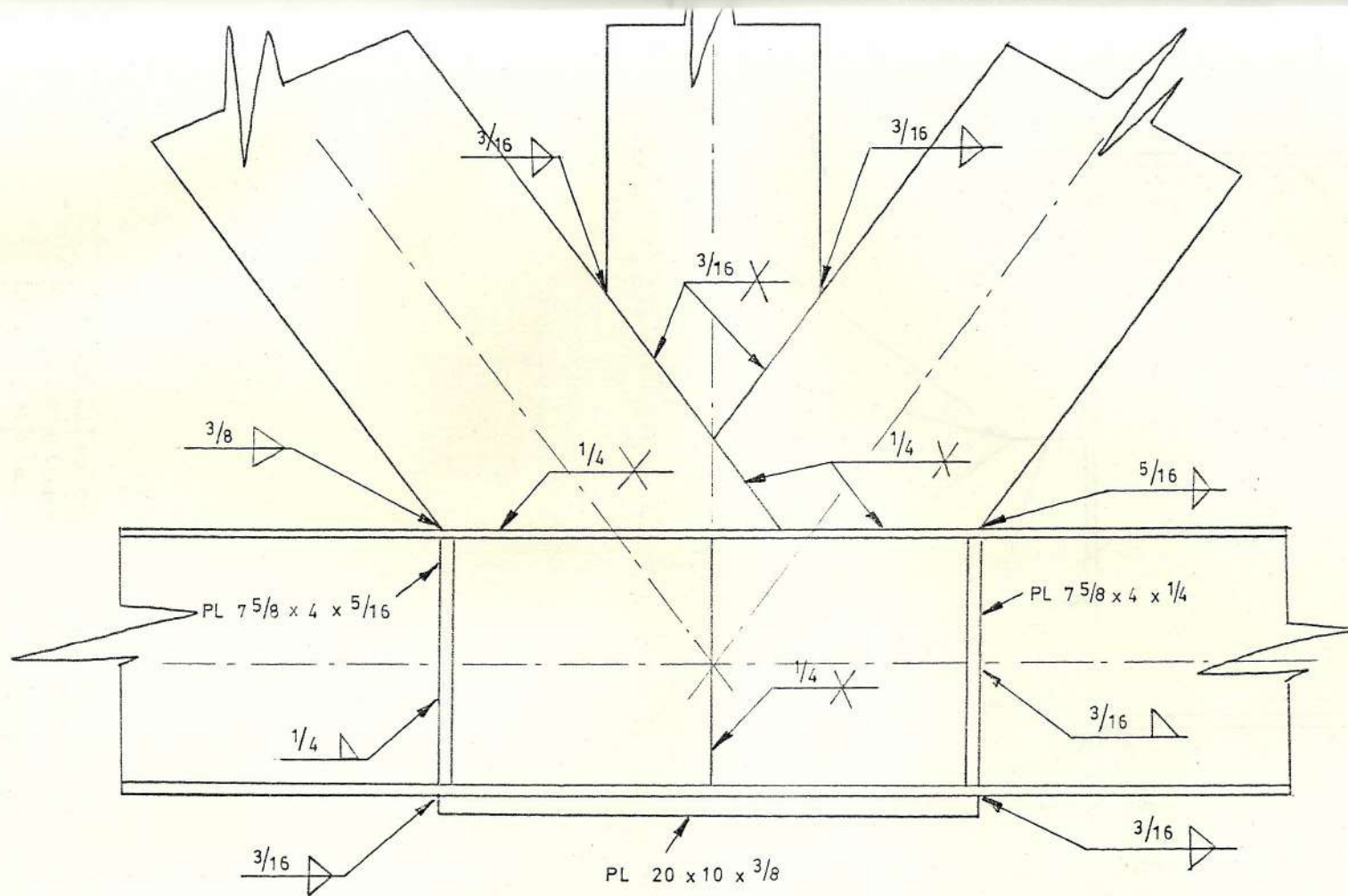
ESPOL



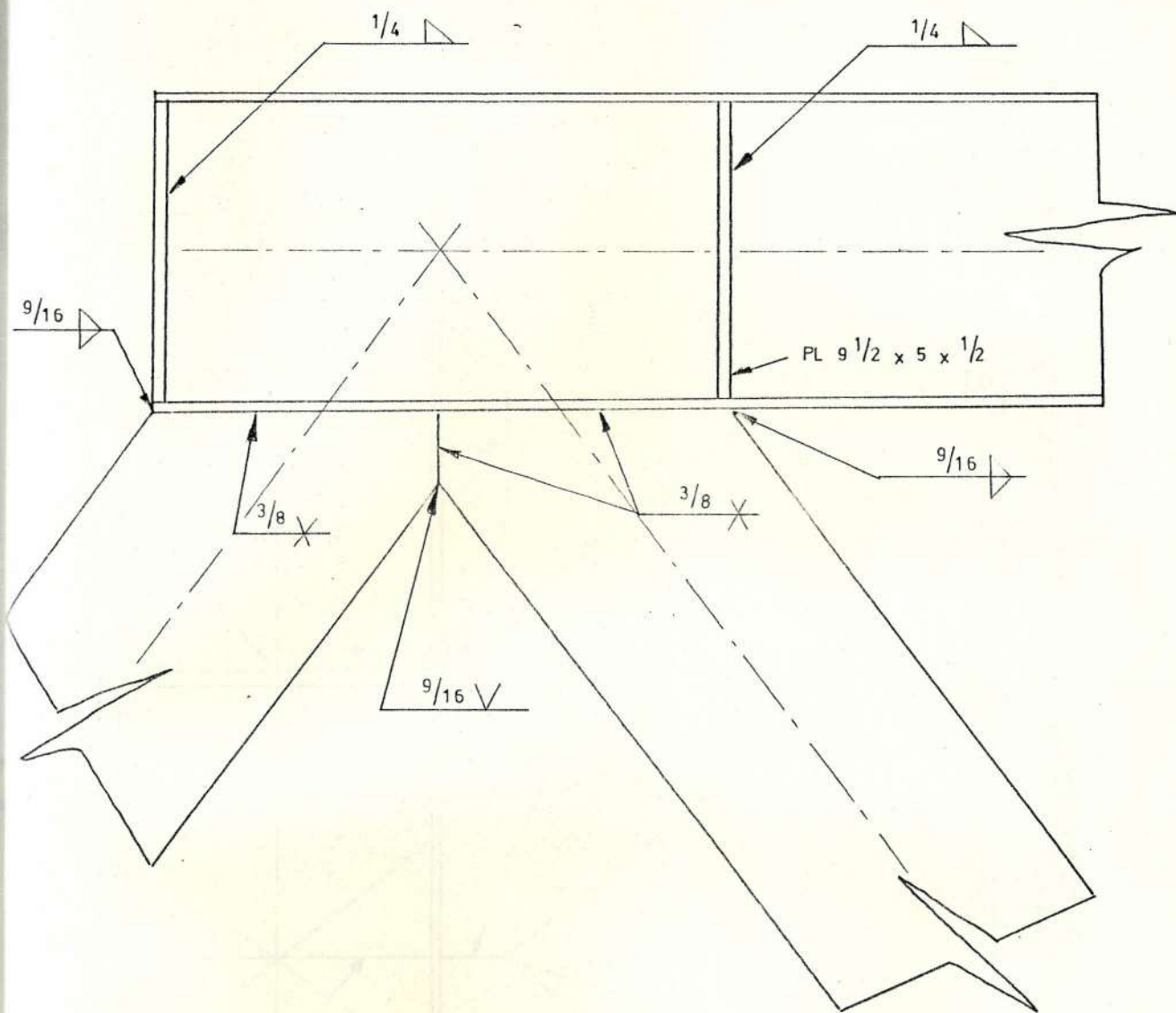
	FECHA	NOMBRE	FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA	ESPOL
DIB.	2.9.87	G.Castro		
REV.	3.9.87	G.Castro		
COMP.	4.9.87	Ing.Torres		
	UNION L0, L5			
				MATERIAL: ACER. A 242



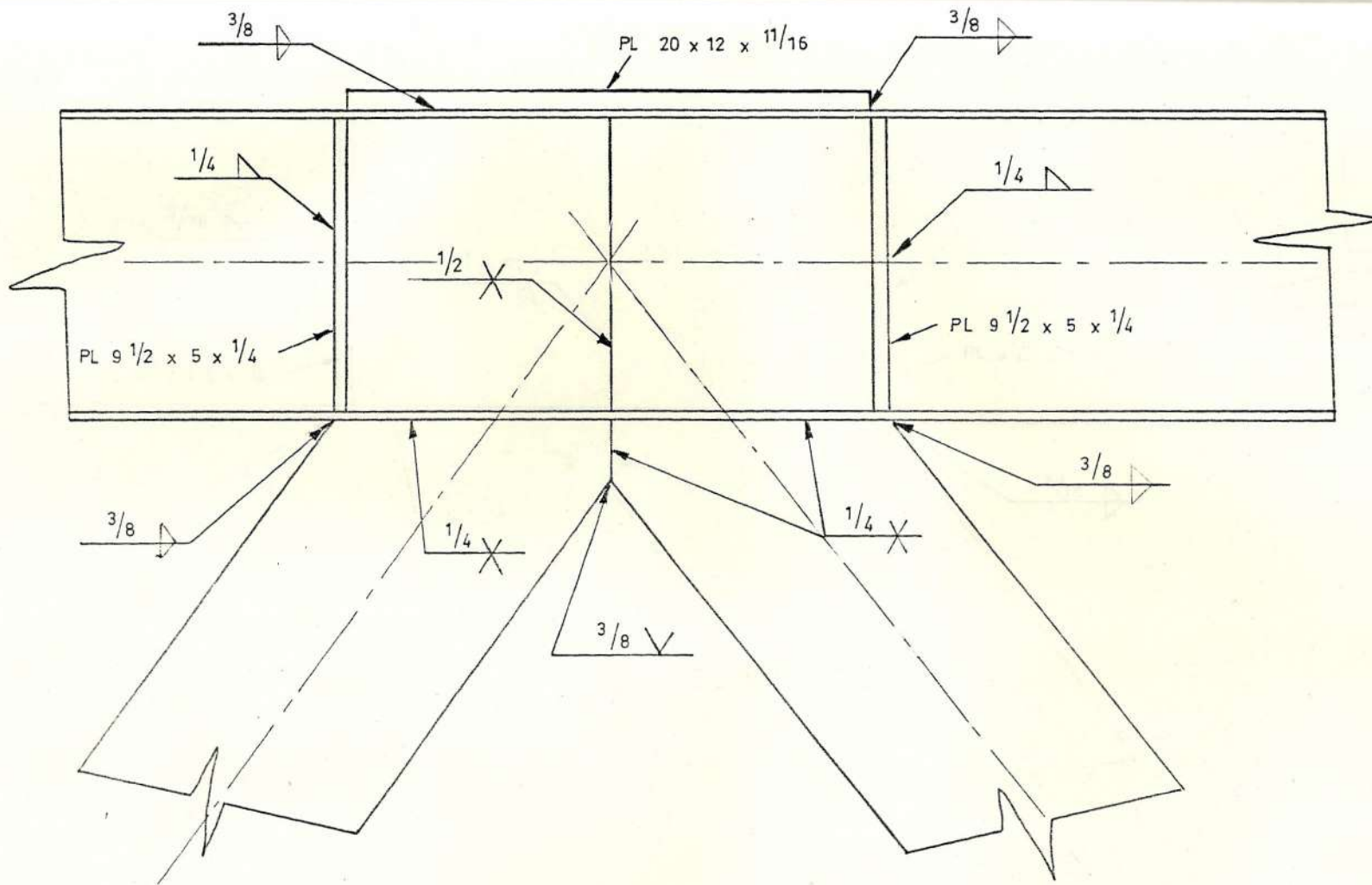
	FECHA	NOMBRE	FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA	ESPOL
DIB.	2. 9.87	G.Castro		
REV.	3. 9.87	G.Castro		
COMP.	4. 9.87	Ing.Torres		
NUDO L1, L4				
			MATERIAL: ACER. A 242	



	FECHA	NOMBRE	FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA	ESPOL
DIB.	2.9.87	G.Castro		
REV.	3.9.87	G.Castro		
COMP.	4.9.87	Ing.Torres		
NUDOS L2 Y L3				
			MATERIAL: ACERA 242	



	FECHA	NOMBRE	FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA	ESPOL
DIB.	2.9.87	G. Castro		
REV.	3.9.87	G. Castro		
COMR	4.9.87	Ing. Torres		
UNION U1, U9				
			ACERO	A-242



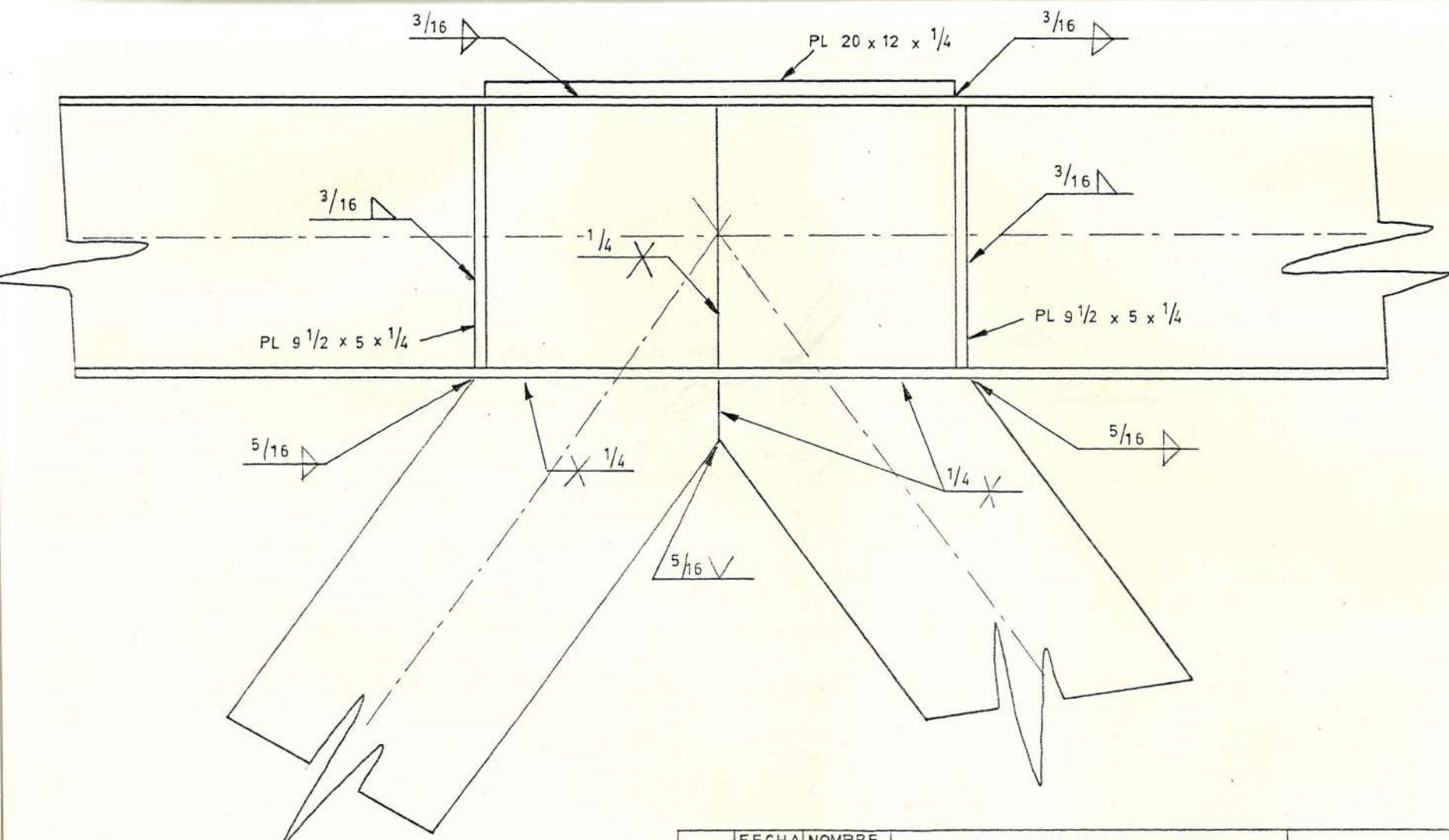
	FECHA	NOMBRE
DIB.	2.9.87	G. Castro
REV.	3.9.87	G. Castro
COMP.	4.9.87	Ing. Torres

FACULTAD DE
INGENIERIA MECANICA

ESPOL

UNION U3 , U7

MATERIAL: ACER. A 242



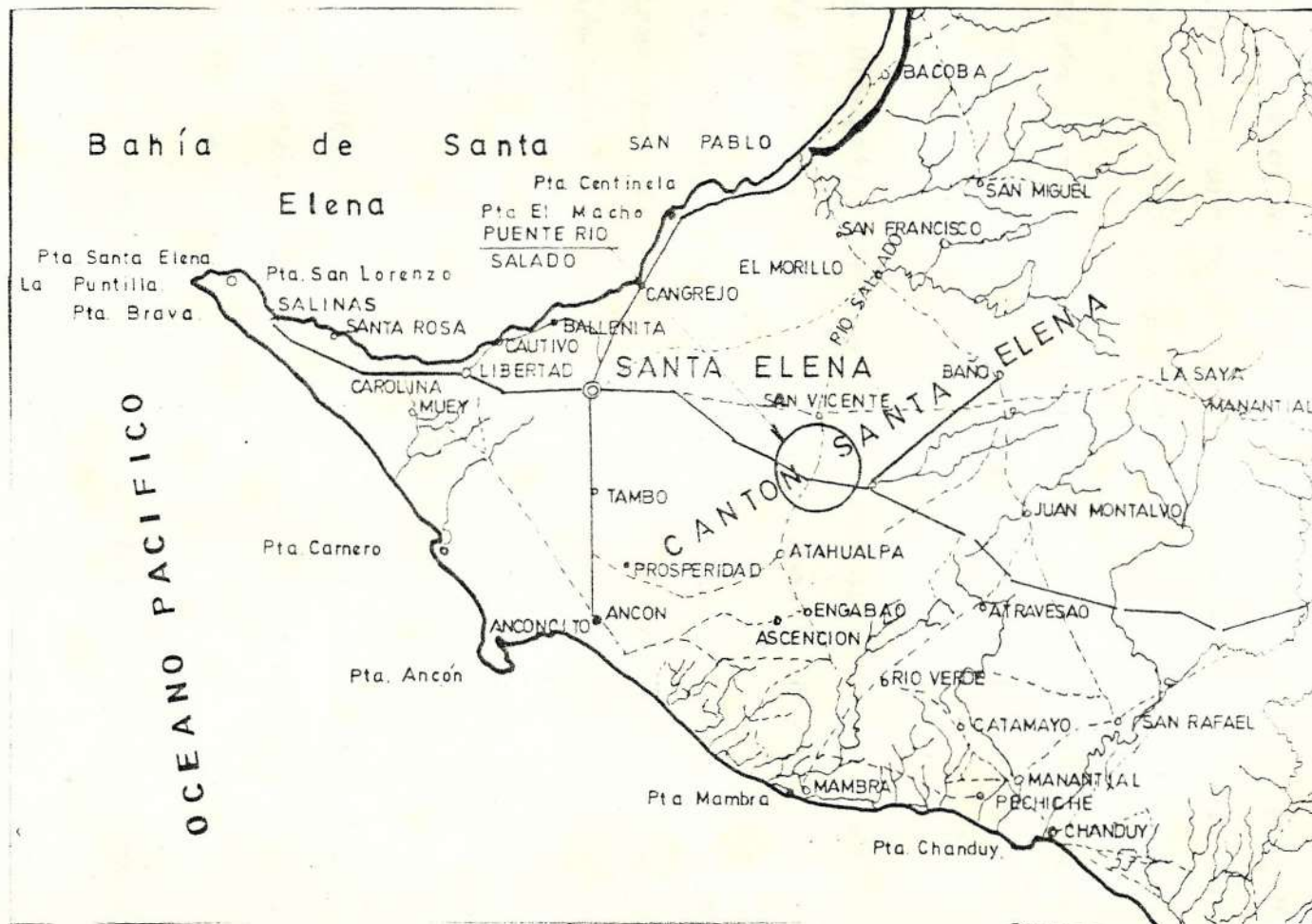
	FECHA	NOMBRE
DIB.	2.9.87	G. Castro
REV.	3.9.87	G. Castro
COMP.	4.9.87	Ing. Torres

FACULTAD DE
INGENIERIA MECANICA

ESPOL

NUDO U5

MATERIAL: ACER. A242



SI TUACION DE LA FIGURA DEL INTERIO.

ANEXO B

BIBLIOGRAFIA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials, Standard Specifications for Highway Bridges (13ava. edición; New York: 1963), pp. 3-142.
2. American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction (8ava. edición; Chicago: 1973), Capítulo 1 y 5.
3. Blodgett, Design of Welded Structures (8ava. edición; Chicago: 1976), Secciones 4, 5 y 6.
4. Bogdan O. Kuzmanovic, Steel Design for Structural Engineers (2da. edición; Chicago: MacGraw-Hill, 1960), pp. 542-556.
5. Bowles Joseph E., Structural Steel Design (Chicago: MacGraw-Hill, 1960), pp. 26-208.
6. Claxton Fidler, A Practical Treatise on Bridge Construction (4ta. edición; Londres: 1908), Capítulo 1 y 2.
7. Chu-Kia Wang, Teoría Elemental de Estructuras (Bogotá: 1963), pp. 117-255.

8. Lothers John, Diseño de Estructuras Metálicas (España: 1970), pp. 409-466.
9. Mc. Cormac, Análisis Estructural (3ra. edición; México: Harla, 1975), pp. 201-236.
10. Merritt, Structural Steel Designers Handbook (New York: McGraw-Hill, 1972), Capítulo 10, 11 y 12.
11. Norris, Wilbur, Utku, Análisis Elemental de Estructuras (2da. Edición; Colombia: 1976), pp. 164-214.
12. Salvat, Como Funciona, Volumen 9 (España: Salvat Editores, 1980).
13. The Lincoln Electric Company, Nuevas Lecciones de Soldadura por Arco (6ta. edición; Ohio: 1969), pp. 258-304.