

UNIVERSIDAD POLITECNICA SALESIANA
FACULTAD DE INGENIERIAS
CARRERA DE INGENIERIA MECANICA
CAMPUS KENNEDY

Tesis previa a la obtención del Título de Ingeniero
Mecánico

Diseño y simulación de un puente metálico tubular de
un carril, para vehículos hasta 50 Ton, longitud de
15m y ancho de 8m.

POR: Santiago Salazar

DIRECTOR: Ing. Fernando Larco

Quito, Enero del 2010

DECLARATORIA DE RESPONSABILIDAD

Por el Director de Tesis:

Certifico que la presente tesis ha sido elaborada en su totalidad por el Sr. Santiago Salazar como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Mecánico.

Ing. Fernando Larco

DIRECTOR DE TESIS

Por el autor:

Yo, Santiago Salazar declaro, que el trabajo aquí descrito es de autoría personal; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y que se ha consultado las referencias bibliográficas que se incluye en este documento.

Los conceptos desarrollados, análisis realizados y las conclusiones del presente trabajo, son de exclusiva responsabilidad del autor.

La Universidad Politécnica Salesiana puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Santiago Salazar

DEDICATORIA

Este proyecto lo dedico a DIOS a mis padres, quienes con esfuerzo y entusiasmo me han demostrado su apoyo y confianza, en cada etapa de mi vida.

A una persona muy especial en mi vida Jacki, quien siempre a estado a mi lado brindándome todo su cariño y apoyo a cada momento.

AGRADECIMIENTO

Mi agradecimiento para las personas que me apoyaron en mi etapa de formación Ingenieros y compañeros testigos del esfuerzo y dedicación diaria.

En especial al Ingeniero Fernando Larco quien me impartió los mejores conocimientos, los cuales fueron de gran utilidad para la elaboración del proyecto.

A la Universidad Politécnica Salesiana un agradecimiento porque me llevo los mejores recuerdos.

RESUMEN

En este proyecto se presenta el diseño y simulación de un puente metálico tubular para vehículos hasta 50 ton, el cual está constituido de un solo carril.

En el diseño se consideraron dos casos, uno crítico y el otro óptimo, el primero ocurre cuando el camión se desplaza a un lado, trayendo como consecuencia que la carga no se distribuya simétricamente en todos los elementos del puente. Y el caso óptimo y seguro es cuando el camión se movilice por el centro del puente, lo cual permite un desempeño correcto de todos los elementos que conforman el puente.

El material que predomina en el diseño es el acero estructural. El 70% del puente vehicular está conformado de tubería metálica; y el resto lo conforman perfiles “I”; así como planchas antideslizantes.

El puente presenta una zona de seguridad, la cual permite que los peatones se movilicen con seguridad; de igual manera posee la señalización respectiva como es: el peso máximo permitido del vehículo, así como peso máximo por eje.

El puente descansa sobre dos pilares de concreto, los cuales se encuentran separados por un riachuelo; estos pilares permiten la estabilidad segura y confiable del puente.

El puente está diseñado de tal manera que, una sola rueda se apoye sobre el perfil “I”; consiguiendo que la carga del camión se distribuya de manera correcta sobre todo el puente. En cada apoyo del puente presenta neopreno, cuya función es de absorber las vibraciones causadas por los vehículos; así como de permitir que el material se dilate o se contraiga.

Para mejorar su estabilidad presenta pies amigos cuyo objetivo es de absorber la carga en un 70%, permitiendo que existan varios puntos de apoyo, los cuales traban conjuntamente evitando que la carga máxima se concentre en cuatro puntos. El puente está diseñado de tal manera, que los esfuerzos producidos por las cargas, no sobrepasen el 70% del esfuerzo permisible, debido a que existen camiones que sobrepasan el límite de la carga, poniendo en riesgo la seguridad del puente.

El puente vehicular fue sometido a cargas de sismo de gran magnitud, lo cual permite garantizar que frente a condiciones sísmicas su comportamiento será seguro.

ABSTRACT

In this project it is presented the design and simulation of a tubular metallic bridge for vehicles up to 50 ton, which is constituted of a single rail.

In the design they were considered two cases, one critical and the other one good, the first one happens when the truck moves to a side, resulting in that the load is not distributed symmetrically in all the elements of the bridge. And the good case and insurance is when the truck is mobilized by the center of the bridge, that which allows a correct acting of all the elements that you they conform the bridge.

The material that prevails in the design is the structural steel. 70% of the vehicular bridge is conformed of metallic pipe; and the rest conforms it profiles "I"; as well as nonskid irons.

The bridge presents an area of security, which allows the pedestrians to be mobilized with security; in a same way it possesses the respective signaling as it is: the allowed maximum weight of the vehicle, as well as weight maximum for axis.

The bridge rests on two pillars of concrete, which are separated by a creek; these pillars allow the sure and reliable stability of the bridge.

The bridge is designed in such a way that, a single wheel leans on on the profile "I"; getting that the load of the truck is distributed mainly in a correct way the bridge. In each support of the bridge it presents neopreno whose function is of absorbing the vibrations caused by the vehicles; as well as of allowing that the material expands or contract.

To improve their stability it presents feet friends whose objective is of absorbing the load in 70%, allowing that several support points exist, which begin avoiding that the

maximum load concentrates on four points jointly. The bridge is designed in such a way that the efforts taken place by the loads, don't surpass 70% of the permissible effort, because they exist trucks that surpass the limit of the load, putting in risk the security of the bridge.

The vehicular bridge was subjected to loads of earthquake of great magnitude, that which allows to guarantee that in front of seismic conditions its behavior will be safe.

INDICE GENERAL

• PLANTAMIENTO DEL PROBLEMA	xviii
• OBJETIVOS	xviii
○ GENERAL	
○ ESPECÍFICO	
• JUSTIFICACIÓN	xix
• ALCANCE	xix
• HIPOTESIS	xx
• VARIABLES E INDICADORES	xx
• METODOLOGIA	xx

CAPITULO 1

MARCO TEORICO: PUENTES

1.1 Introducción	1
1.2 Clasificación	2
1.2.1 Según su estructura	2
1.2.1.1 Vigas	2
1.2.1.2 Arcos	3
1.2.1.3 Armadura sencilla	4
1.2.1.4 Puente cantílever	4
1.2.2 Según su posición	6
1.2.2.1 Basculantes	6
1.2.2.2 Giratorios	7
1.2.2.3 Elevación vertical	8
1.2.3 Según su material	9
1.2.3.1 Colgantes	9
1.2.3.2 Madera	10
1.2.3.3 Mampostería	12
1.2.3.4 Acero	13

1.2.3.5 Hormigón armado	13
1.2.3.6 Hormigón pretensado	14
1.2.3.7 Mixtos	15
1.3 Puentes isostáticos	16
1.3.1 Vigas simplemente apoyadas (un tramo)	16
1.3.2 Vigas simplemente apoyadas (varios tramos)	16
1.3.3 Loza maciza de concreto armado	17
1.3.4 Arco en mampostería	17
1.3.5 Pórticos	17
1.4 Puentes con arriostramiento	17
1.4.1 Con armadura metálica y arriostramiento inferior	18
1.4.2 Con armadura metálica y arriostramiento superior	18
1.4.3 Tipo Bayley con arriostramiento inferior	18
1.4.4 Tipo Bayley con arriostramiento superior	19
1.5 Materiales más empleados para puentes	19
1.6 Principales causas para los fallos en los puentes	22
1.6.1 Corrosión	23
1.6.2 Resistencia específica de los materiales	23
1.7 Reacciones y esfuerzos	24
1.7.1 Acciones	25
1.7.2 Reacciones	25
1.7.3 Esfuerzos	25
1.7.3.1 Esfuerzo de compresión	26
1.7.3.2 Esfuerzo de tracción	26
1.7.3.3 Esfuerzo de flexión	27
1.7.3.4 Esfuerzos tangenciales	27
1.7.3.5 Esfuerzo cortante	27
1.7.3.6 Esfuerzo producido por torsión	28

1.8 Elementos que componen una estructura portante	28
1.8.1 Estructura portante	29
1.8.1.1 Elementos de cimentación-Pilares	29
1.8.1.2 Soportes	29
1.8.1.3 Elementos de transmisión de cargas a soportes	30
1.9 Conexiones atornilladas y soldadas	31
1.9.1 Conexiones atornilladas	31
1.9.1.1 Tipos de tornillos	31
1.9.1.1.1 Tornillos ordinarios o comunes	31
1.9.1.1.2 Tornillos de alta resistencia	32
1.9.1.1.3 Resistencia del Tornillo	32
1.9.1.1.4 Selección de tornillos para soportar carga estática	33
1.9.1.2 Separación y distancia mínima a bordes de tornillos	34
1.9.1.2.1 Separación mínima	34
1.9.1.2.2 Distancias mínimas al borde	34
1.9.1.3 Tornillos para soportar carga estática por esfuerzo cortante	35
1.9.1.4 Tornillos de anclaje	37
1.9.1.4.1 Diseño- tornillos de anclaje	38
1.9.2 Conexiones soldadas	40
1.9.2.1 Símbolos	40
1.9.2.2 Tipos de soldadura	41
1.9.2.2.1 Soldaduras a tope y de filete	44
1.9.2.3 Consideración para el diseño	46
1.9.2.3.1 Bajo circunstancias de cargas combinadas	46
1.9.2.3.2 Esfuerzos en uniones soldadas sujetas a torsión	47
1.9.2.3.3 Esfuerzos en uniones soldadas sujetas a flexión	48
1.9.2.4 Resistencia de las uniones soldadas	51
1.9.2.5 Numeración de electrodos	53
1.9.2.6 Prefijos	54
1.9.2.7 Resistencia a la tracción	54
1.9.2.8 Posiciones para soldar	54

1.9.2.9 Revestimientos	54
1.9.2.10 C.C C.A. y Polaridad	55
1.10 Pintura	55
1.10.1 Definición	55
1.10.2 Componentes	56
1.10.2.1 Efecto barrera	56
1.10.2.2 Las capas	57
1.10.3 Sistemas de pintura para acero	57
1.10.3.1 Pinturas al aceite	57
1.10.3.2 Pinturas alquídicas	58
1.10.3.3 Pinturas fenólicas	58
1.10.3.4 Pinturas vinílicas	58
1.10.3.5 Pinturas ricas en zinc	58
1.10.4 Corrosión	58
1.10.4.1 Cómo puede prevenirse la corrosión	59
1.10.4.2 Humedad y suciedad retenida	60
1.10.4.3 Preparación de la superficie	60
1.10.4.4 Limpieza superficial	60
1.10.4.5 Anclaje mecánico	60
1.10.5 Los pigmentos	60
1.10.5.1 Fosfato de cinc	61
1.10.5.2 Cinc metálico	61
1.10.5.3 Óxido de hierro	61
1.10.5.4 Aluminio y otros	61
1.10.5.5 Los solventes	61
1.10.6 Las pinturas de fondo	62
1.10.6.1 Alquídicas	62
1.10.6.2 Poliuretánicas	62

1.10.6.3 Acrílicas	62
1.10.6.4 Protección por barrera	63
1.10.6.5 Protección anódica	63
1.10.6.6 Protección catódica	63
1.11 Consideraciones para el diseño	65
1.11.1 Factores de seguridad y carga	65
1.11.2 Esfuerzos permisibles	65
1.11.3 Tipos de apoyos	67
1.11.3.1 Fijo	67
1.11.3.2 Móvil	67
1.11.3.3 Empotrado	68
1.11.4 Cargas estructurales	68
1.11.4.1 Cargas muertas (D)	68
1.11.4.2 Cargas vivas (L)	70
1.11.4.3 Cargas sísmicas (E)	72
1.11.4.4 Cargas de viento (W)	74
1.11.5 Cerchas	75
1.11.5.1 Tipos	76
1.11.6 Columnas	77
1.11.7 Vigas	77
1.11.7.1 Diagramas de momento y cortante en vigas	79

CAPITULO 2

DISEÑO PUENTE TUBULAR

2.1 Condicionantes	84
2.2 Carga móvil	84
2.2.1 Distribución de fuerzas en los ejes	85

2.3 Caso más crítico	86
2.3.1 Diseño de distancia perfil-rueda	87
2.3.2 Distribución de carga en perfiles HEB100	88
2.3.3 Diseño de perfil “I” HEB100	89
2.3.3.1 Cálculo del momento flexionante en el tramo AB,(viga continua)	90
2.3.3.2 Diagrama de fuerza-tramo AB considerando (viga como continua)	90
2.3.3.3 Diagrama del momento flexionante en el tramo AB-(viga continua)	90
2.3.3.4 Cálculo del momento flexionante en el tramo AB, (Formula)	91
2.3.3.5 Diagrama de fuerzas en el tramo AB-Simplemente apoyada	91
2.3.3.6 Deflexión	92
2.3.3.7 Cálculo momento real (SAP-Conjunto)	92
2.3.3.8 Diagrama momento flexionante SAP-Conjunto	92
2.3.3.9 Curva de la Elástica	93
2.3.3.10 Cálculo del esfuerzo a flexión	94
2.3.3.11 Deflexión-SAP	95
2.3.4 Diseño tubería de 12 pulgadas	96
2.3.4.1 Análisis de fuerzas en tubería longitudinal de 12”	97
2.3.4.2 Diagrama de fuerzas tubería longitudinal	97
2.3.4.3 Reacciones de los apoyos en la tubería longitudinal	98
2.3.4.4 Diagrama de momento flexionante en tubería longitudinal	98
2.3.4.5 Simplificación diagrama de fuerzas en tubería longitudinal	99
2.3.4.6 Reacciones en tubería longitudinal	99
2.3.4.7 Diagrama de momento flexionante con apoyos en pies amigos	100
2.3.4.8 Análisis del puente en conjunto-SAP	100
2.3.4.9 Diagrama de momento flexionante –SAP	101
2.3.4.10 Reacciones en los apoyos-SAP	101
2.3.4.11 Curva de la elástica-SAP	102
2.3.4.12 Estado de las fibras del material	102
2.3.4.13 Tipos de análisis	103
2.3.4.14 Análisis por esfuerzo	103
2.3.4.15 Análisis por deflexión	104

2.3.5 Cálculo del espesor de la plancha	105
2.3.5.1 Diseño por flexión	105
2.3.5.2 Relación largo vs ancho	106
2.3.5.3 Diseño por deflexión	108
2.3.6 Diseño de placas y pernos de anclaje	108
2.3.6.1 Cálculo del diámetro del pasador	109
2.3.6.2 Esfuerzo de aplastamiento entre las orejas del pie amigo y el pasador	110
2.3.6.3 Esfuerzo cortante en el pasador	111
2.3.6.4 Esfuerzo de aplastamiento - pasador y las placas de unión u orejas	111
2.3.6.5 Diseño de pernos de anclaje	112
2.3.6.5.1 Cargas permisibles-Pernos de anclaje (KB3-Hilti)	113
2.3.6.5.2 Características del perno de anclaje	114
2.3.6.5.3 Dimensiones del perno de anclaje	115
2.3.6.5.4 Esfuerzo de aplastamiento- pernos de anclaje y la placa base	115
2.3.6.5.5 Esfuerzo cortante en los pernos de anclaje	117
2.3.6.5.6 Diseño de pernos de anclaje para apoyos en tubo transversal	117
2.3.6.5.7 Instrucciones para la Instalación de Kwik Bolt 3	118
2.3.6.5.8 Calculo de la distancia máxima, desgarramiento-orejas	119
2.3.6.5.9 Calculo de la distancia máxima, desgarramiento-placa	120
2.3.6.5.10 Distancia mínima para evitar el desgarramiento	121
2.3.7 Diseño de placas de unión (orejas)	121
2.3.8 Cálculo de la soldadura	124
2.3.8.1 Soldadura en tubería transversal	124
2.3.8.2 Diseño de soldadura en perfil HEB100	127
2.3.8.2.1 Análisis como elemento independiente	128
2.3.8.2.2 Diagrama de fuerzas	128
2.3.8.2.3 Diagrama de momento flex, analizado como elemento	129
2.3.8.2.4 Análisis como conjunto	130
2.3.8.2.5 Diagrama de momento flexionante SAP -conjunto	130
2.3.8.3 Diseño de soldadura en placas de unión u orejas	132

2.3.8.4	Diseño de soldadura placa-pie	135
2.3.8.5	Diseño de soldadura en unión pie-viga	136
2.3.8.6	Diseño de soldadura en unión de tubos	137
2.3.8.7	Diseño de soldadura en unión perfil HEB100	140
2.3.9	Resumen de cálculos	143

CAPITULO 3

DISEÑO PUENTE TUBULAR MEDIANTE “SAP 2000”

3.1	Diseño de viga “I”	148
3.1.1	Selección de unidades	148
3.1.2	Selección de la plantilla “BEAM”	148
3.1.3	Asignación de datos	149
3.1.4	Definir material	149
3.1.5	Asignación de cargas	150
3.1.6	Asignación de la sección	151
3.1.7	Simulación	151
3.1.8	Diagramas de momento flexionante	152
3.2	Diseño de tubería secundaria	153
3.2.1	Asignación de datos	153
3.2.2	Asignación de cargas	154
3.2.3	Selección del material	154
3.2.4	Análisis de resultados	155
3.2.5	Datos obtenidos	156
3.3	Diseño del conjunto en general	157
3.3.1	Selección de la grida	157
3.3.2	Generación de malla	157
3.3.3	Selección del elemento viga	158
3.3.4	Asignación de elementos	159

3.3.5 Asignación de apoyos	160
3.3.6 Diseño de pie amigo	161
3.3.7 Asignación de fuerzas	162
3.3.8 Dibujo de pasamanos y señalización	163
3.3.9 Diseño de plataforma	163
3.3.10 Visualización del diseño en 3 dimensiones	164
3.3.11 Asignación de cargas sísmicas	165
3.3.12 Simulación y verificación de datos	166
3.3.13 Obtención de datos	167
3.3.14 Diagrama de momento flexionante miembro a miembro	168
3.3.15 Diagrama de fuerza cortante	168
3.3.16 Curva de la elástica	169
3.3.17 Comportamiento bajo cargas muertas y vivas	169
3.3.18 Comportamiento bajo carga sísmica (S_x)	170
3.3.19 Comportamiento bajo carga sísmica (S_y)	171
3.4 Caso Ideal	171
3.4.1 Diagrama de fuerzas	172
3.4.2 Diagrama de momento flexionante (Tubo primario)	173
3.4.3 Reacciones	173
3.4.4 Curva de la elástica	174
3.4.5 Diagrama de momento flexionante (Tubo secundario)	174
3.4.6 Curva de la elástica	175
3.4.7 Diagrama de momento flexionante (Perfil HEB 100)	175
3.4.8 Curva de la elástica	175
3.4.9 Análisis en conjunto	176
3.4.9.1 Diagrama de momentos en conjunto	176
3.4.9.2 Vista en 3D-plataforma	177
3.4.9.3 Vista en 3D-puente	177

CAPITULO 4
CALCULO DE COSTOS

4.1 Costo por materiales	179
4.2 Costos por suministro	182
4.3 Costos por maquinado	182
4.4 Costos por mano de obra	183
4.5 Costos indirectos	183
4.6 Costo total	184

CAPITULO 5

5.1 Conclusiones	186
5.2 Recomendaciones	188
Bibliografía	189
Anexos	
Glosario	

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Especificaciones ASTM para tornillos	32
Tabla 1.2 Dimensiones de secciones para tornillos	33
Tabla 1.3 Propiedades a la flexión de soldaduras de filete	50
Tabla 1.4 Propiedades mínimas del metal de aporte	52
Tabla 1.5 Esfuerzos permisibles por el código AISC para metal de aporte	53
Tabla 1.6 Cargas constantes permisibles y tamaños mínimos de soldadura de filete	53
Tabla 1.7 Último dígito numeración de electrodos	55
Tabla 1.8 Sistemas de pintura para ambientes de diferente agresividad	64
Tabla 1.9 Pesos de algunos materiales	70
Tabla 1.10 Cargas vivas representativas	71
Tabla 1.11 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	74
Tabla 1.12 Factor de importancia según la estructura	74
Tabla 2.1 Identificación de carga móvil	84
Tabla 2.2 Cargas permisibles – Pernos de anclaje (KB3-Hilti)	114
Tabla 2.3 Cálculo de Esfuerzos	143
Tabla 2.4 Cálculo de deflexiones L1	144
Tabla 2.5 Cálculo de deflexiones L2	145
Tabla 2.6 Cálculo de esfuerzos en pernos, placas y pasador	146
Tabla 2.7 Cálculo de soldadura	147

PLAN DE TESIS APROBADO

TEMA: *Diseño y simulación de un puente metálico tubular de un carril, para vehículos hasta 50 Ton, longitud de 15m y ancho de 8m.*

1.-PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

El Oriente Ecuatoriano es una de las principales rutas de acceso hacia las diferentes zonas económicas del país. Dentro de estas 4 se encuentra la vía **La Punta-Sucumbíos**, la cual presenta inconvenientes al transportar los diferentes recursos hacia las refinerías existentes.

La causa principal es que existe un gran riesgo en el instante de la circulación de los vehículos, ya que hay dos rieles que cumplen la función de un puente pero estas se encuentran totalmente inoperables, pues por esta vía se transportan diariamente 500 vehículos hacia los sitios petroleros.

Este puente no garantiza seguridad alguna para los conductores ni para las diferentes maquinarias que se transportan, así como para los habitantes de la zona, debido a que presenta desperfectos en su diseño y construcción. Por esta razón la economía de las diferentes áreas está decayendo considerablemente debido a que esta ruta es de difícil acceso para el ingreso y salida de sus recursos, lo cual provoca serios inconvenientes para el normal desarrollo de las actividades diarias.

OBJETIVO GENERAL:

- Diseño y simulación de un puente metálico tubular de un carril, para vehículos hasta 50 Ton, longitud de 15m y ancho de 8m.

OBJETIVOS ESPECIFICOS:

1.- Analizar cada uno los parámetros que deben considerarse para obtener el Diseño óptimo de un puente de la categoría tubular, sus elementos del cual está constituido y las diferentes fuerzas al que se encuentra sometido.

2.- Dimensionar y diseñar un puente tubular de un carril vi direccional de la categoría semicomplejo, el cual debe soportar una carga de 50 ton.

3.-Realizar la Simulación del Puente y verificar los resultados obtenidos a través del SAP , con la finalidad de someter al puente a condiciones físicas reales.

4.-Construir una maqueta del puente.

JUSTIFICATIVOS:

La provincia de Sucumbíos es una área de alto desarrollo económico debido a que presenta varias refinerías petroleras, las cuales son la base de la economía del Oriente Ecuatoriano y del país. En esta zona diariamente se transportan 500 vehículos de gran envergadura, como por ejemplo camiones y trailers, entre otros.

En la actualidad la economía de esta zona está decreciendo ya que la ruta que conecta hacia las diferentes zonas petroleras se encuentra inoperable e insegura pues los vehículos se retrasan en sus respectivas entregas. Por esta razón se ha optado por solucionar este problema mediante el diseño de un puente de la categoría tubular que soporta una carga de 50 Ton, el cual estará sujeto a varias características técnicas que permitirán una circulación vehicular rápida y eficiente.

ALCANCE:

Mediante el diseño y simulación del puente tubular de un carril vi direccional de la categoría semicomplejo, se conseguirá mejorar la economía de las diferentes áreas petroleras que son la base para el desarrollo del país, así como de mejorar la calidad de vida de los habitantes de esta zona; de igual forma brindar mayor seguridad y eficiencia para los diversos vehículos pesados que se movilizan diariamente al Oriente Ecuatoriano especialmente en la Punta-Sucumbíos.

Se realizará la construcción de una maqueta a escala del puente con las respectivas consideraciones técnicas y de diseño.

HIPOTESIS:

Actualmente en la Punta-Sucumbíos existen dos rieles que cumplen la función de un puente, el cual se encuentra deteriorado y que ya ha cumplido su vida útil, provocando serios inconvenientes para el normal desarrollo de las actividades diarias de las empresas y habitantes del sector , ocasionando pérdidas económicas importantes.

Con el dimensionamiento y diseño óptimos del puente tubular se pretende satisfacer la necesidad de movilización del transporte logístico pesado de 500 vehículos diarios, así como el de mejorar la economía de estas áreas petroleras.

VARIABLES E INDICADORES:

VARIABLES

- Tipo de Material
- Capacidad de Carga
- Limite de fluencia
- Esbeltez
- Factor de Seguridad

INDICADORES

- * Resistencia
- * Deformación
- * Ductibilidad
- * Dimensiones
- * Confiabilidad

METODOLOGIA:

La metodología que se utilizará es el análisis matemático, científico e investigativo, el cual es un método razonado con un procedimiento técnico y teórico; esta metodología se empleará en el planteamiento de fórmulas matemáticas que permitan calcular las diferentes características físicas de cada elemento así como de sus estudios y análisis científicos.

CAPÍTULO 1

MARCO TEORICO: PUENTES

1.1 Introducción

Es probable que los primeros puentes se realizaron colocando uno o más troncos para cruzar un arroyo o atando cuerdas y cables en valles estrechos. Este tipo de puentes todavía se utiliza. Los puentes de un tramo (llamase tramo a la distancia entre dos apoyos) son un desarrollo de estas formas elementales. El método de colocar piedras para cruzar un río, mejorado con troncos situados entre las piedras para comunicarlas, es el prototipo de puente de múltiples tramos. Los postes de madera clavados en el fondo del río para servir de apoyo de troncos o vigas permitieron atravesar corrientes más anchas y caudalosas. Estos puentes, llamados de caballete, se utilizan todavía para atravesar valles y ríos en los que no interfieren con la navegación. El uso de pilas de piedra como apoyo para los troncos o maderos fue otro avance importante en la construcción de puentes con vigas de madera. La utilización de flotadores en lugar de apoyos fijos creó el puente de pontones. Los puentes de vigas de madera han sido los más utilizados desde la antigüedad, aunque según la tradición se construyó un puente de arco de ladrillos hacia el 1800 A.C. en Babilonia. Otros tipos de construcción, como los puentes colgantes y los cantilever, se han utilizado en la India, China y Tibet. Los puentes de pontones los utilizaban los reyes persas Darío I y Jerjes I en sus expediciones militares¹.

Los romanos construyeron muchos puentes de caballete con madera, uno de los cuales se describe con detalle en la obra Comentarios de Julio Cesar. Sin embargo, los puentes romanos que se mantienen en pie suelen sustentarse en uno o más arcos de piedra, como el puente de Martorell cerca de Barcelona, en España, construido hacia el 219 A.C., y el Ponte di Augusto en Rimini, Italia, del siglo I A.C. El Pont du Gard en Nîmes, Francia, tiene tres hileras de arcos que elevan el puente a 47 m sobre el río Gard; con una longitud de 261 m es el ejemplo mejor conservado de gran puente romano; fue construido en el siglo I A.C. La utilización de arcos de medio punto derivó más tarde en la de arcos apuntados. Los arcos modernos suelen ser escárzanos o con forma

¹ www.analisis.estructural.com

semielíptica, ya que permiten tramos más largos sin interrumpir la navegabilidad y con altura moderada. El puente sobre el río Tweed (1803) en Kelso, Escocia, ejemplo de puente de arco semielíptico, fue diseñado por el ingeniero británico John Rennie.

1.2 Clasificación

Los puentes se clasifican de acuerdo a su estructura, posición y material.

1.2.1 Según su estructura

Los puentes se clasifican según su estructura en:

1.2.1.1 De vigas. Consisten en varios de estos órganos, que, colocados paralelamente unos a otros con separaciones de 1,2 a 1,5 m, salvan la distancia entre estribos o pilas y soportan el tablero. Cuando son ferroviarios, disponen de vigas de madera o acero y sus pisos pueden ser abiertos o estar cubiertos con balasto o placas de hormigón armado.

Los destinados a servir el tráfico de vehículos son de acero, hormigón armado o pretensado o madera. Las vigas metálicas pueden ser de sección en "I" o de ala ancha; los caballetes de madera forman vanos con vigas o largueros que descansan en pilas de pilotes del mismo material o en pilotes jabalconados. Los puentes de vigas de hormigón armado o de acero pueden salvar tramos de 20 a 25 m; para distancias superiores se utilizan mucho el acero y el hormigón pretensado y, cuando la longitud es considerable, las vigas son compuestas. Se han construido algunos puentes con vigas de hormigón pretensado, de sección en "I", que salvan tramos de hasta 48 m, como se aprecia en la figura 1.1.

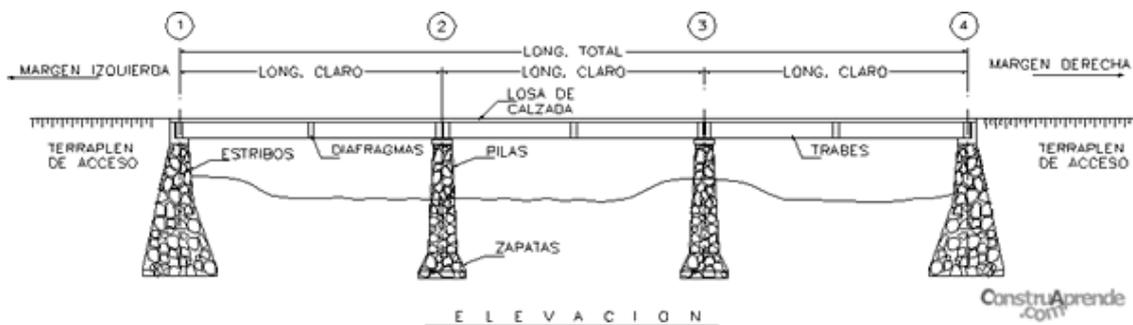


Fig.1.1 Puente de vigas de hormigón pretensado, de sección "I".

1.2.1.2 De arcos

Estos puentes cuentan entre los más atractivos logros de la ingeniería. Se construyen de acero, de hormigón armado o pretensado y, a veces, de madera. Esta clase de puentes pueden ser de tímpano de celosía diagonal, cuya rigidez queda asegurada por miembros diagonales colocados entre el cuerpo del arco (intradós) y el tablero; arco de celosía vertical; o arco de arcadas macizas o de viga de alma llena. En estos últimos tipos, la rigidez de las nervaduras asegura al arco. Las vigas de alma llena pueden seguir el modelo de viga de palastro o pueden ser vigas armadas tubulares con dos placas de alma unidas a pestañas de amplitud suficiente para acomodar a ambas². Los arcos de arcadas macizas o de celosía vertical pueden ser el tablero inferior, pero los de tímpano de celosía diagonal han de ser necesariamente de tablero superior, figura 1.2.

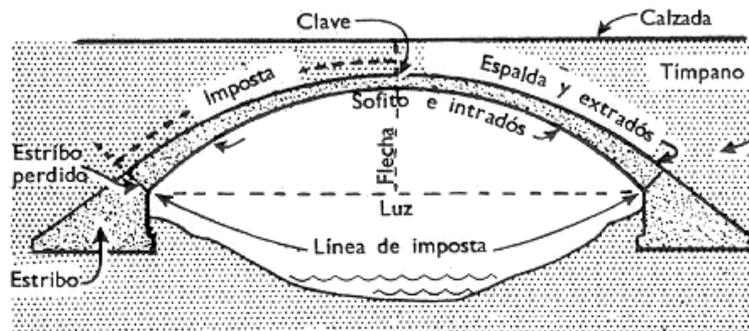


Fig.1. 2 Puente de arco de hormigón armado con tímpano macizo.

Si son de acero, pueden construirse con articulaciones doble, con los goznes en los estribos solamente, o triple, en cuyo caso existe una articulación más situada en la clave del arco. Los arcos de celosía vertical o de arcadas macizas pueden estar unidos a los estribos de forma rígida, en cuyo caso componen un arco fijo no articulado.

Los puentes arqueados de hormigón armado más corrientes son del tipo fijo, con tímpano abierto o macizo; en ambos casos han de ser de tablero superior. En los puentes de tímpano macizo el espacio situado entre el intradós del arco y el tablero está relleno de tierra. Los puentes en arco de hormigón armado y tablero inferior son muy comunes; la calzada discurre entre los arcos. También se han construidos arcos de tímpano de celosía con hormigón y madera.

² www.analisis.estructural.com

1.2.1.3 De armadura sencilla

Las armaduras de los puentes modernos adoptan muy variadas formas. Las armaduras Pratt y Warren, de paso superior o inferior, son las más utilizadas en puentes de acero de tramos cortos. La Howe sólo se emplea en puentes de madera; sus miembros verticales, contruidos con barras de acero, están en tensión, al igual que el cordón inferior, que es de madera. En la figura 1.3 se puede apreciar un puente de armadura lenticular.

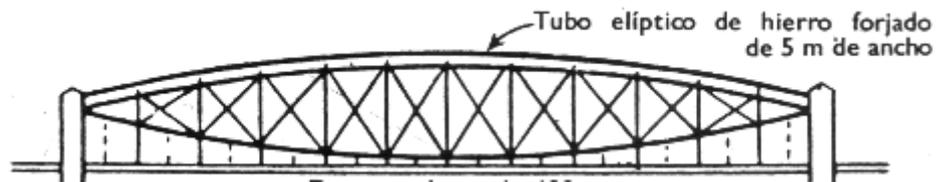


Fig.1.3 Armadura lenticular de puente.

Para los puentes de tramos largos se emplea la armadura Parker, de cordón superior curvo, también llamada armadura Pratt, y para los de vanos largos y viga de celosía sencilla se utilizan estructuras con entrepaños subdivididos, como la armadura Warren; la Petit con cordones paralelos, también denominada de Baltimore, la Petit con cordón superior inclinado, que también se llama de Pensilvania, y, la viga de celosía en «K».

En la Petit y la Warren subdividida, los órganos verticales cortos que aparecen en las figuras respectivas se suelen prolongar hasta el cordón superior para servirle de soporte. Las armaduras para vanos largos están subdivididas en forma que la longitud de los largueros no sea excesiva; a medida que aumenta la anchura del vano, debe hacerlo la altura de la armadura tanto para evitar las flexiones excesivas como por razones de economía. La Warren subdividida, Petit y «K» pueden ser de tablero inferior superior y de diverso número de entrepaños en la armadura según las necesidades de cada caso.

1.2.1.4 Cantiléver

Tienen especial aplicación en tramos muy largos. Reciben su nombre de los brazos voladizos (cantiléver) que se proyectan desde las pilas. Los brazos voladizos también pueden proyectarse hacia las orillas para sustentar los extremos de dos tramos suspendidos. Es posible realizar combinaciones variadas como las que incorpora el puente del Forth, ya que pueden utilizarse todos los sistemas de armaduras a excepción

de la Howe. El principio del puente cantiléver puede aplicarse fácilmente a los puentes de armadura de acero y tablero superior. Existen viaductos de hormigón armado o de vigas armadas metálicas en cantiléver; puentes de armadura de hierro que combinan el principio cantiléver con el arco para formar el sistema conocido con el nombre de puente de arco cantiléver³. El arco puede estar articulado en las pilas; en tal caso se asemeja a un puente de doble articulación, que puede convertirse en triple añadiendo otra articulación a la clave, figura 1.4.

Con este sistema se tienen las ventajas de la viga continua y de la estructura isostática de la viga continua, porque la ley de momentos flectores tiene signos alternos en apoyos y centros de vanos igual que en ella, y por tanto sus valores máximos son menores que en la viga apoyada; de la estructura isostática, porque sus esfuerzos no se ven afectados por las deformaciones del terreno donde se apoyan, condición fundamental, y en ocasiones determinante, cuando el terreno de cimentación no es bueno.

La viga Gerber tiene otras ventajas sobre la viga continua:

- a) En primer lugar se pueden fijar los apoyos principales y hacer móviles las articulaciones, acumulando en ellas las deformaciones por temperatura de la estructura.
- b) En segundo lugar, y ésta era probablemente una de las principales cuando se empezaron a utilizar, la determinación analítica de las leyes de esfuerzos en ellas es mucho más fácil que en las vigas continuas, a causa precisamente de su isostatismo. Su principal inconveniente son las articulaciones que hay que crear en ella.

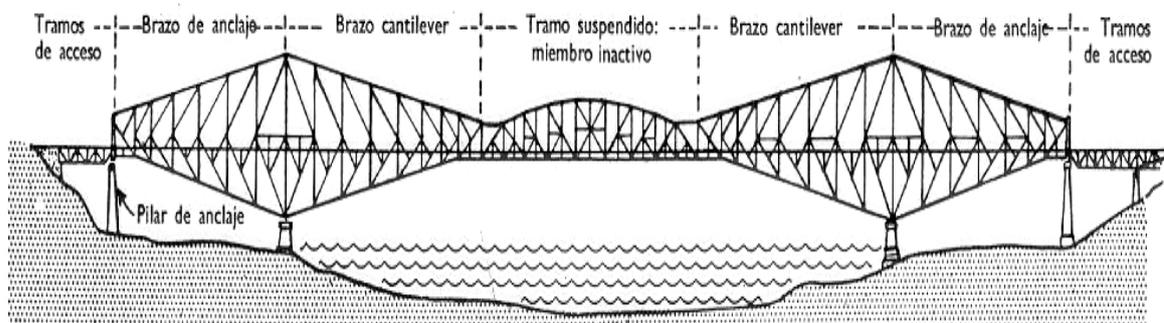


Fig.1.4 Puente cantiléver.

³ www.analisis.estructural.com

1.2.2 Según su posición

Los puentes según su posición se clasifican en: Basculantes, giratorios y de elevación vertical.

1.2.2.1 Basculantes

Los puentes basculantes son los que giran alrededor de un eje horizontal situado en una línea de apoyos; se incluyen por tanto en ellos los levadizos y los basculantes según la clasificación. Son los más clásicos de los móviles y los que más se utilizan actualmente. Son también los primeros, porque los famosos puentes levadizos medievales eran de este tipo.

Los puentes levadizos iniciales de madera consistían en un tablero simplemente apoyado a puente cerrado, y atirantado durante el movimiento. Eran siempre de una hoja, porque giraban sobre un apoyo y se elevaban tirando del otro. Los tirantes, formados por cadenas o cuerdas, se recogían con un cable manual, y ello hacía girar el tablero sobre uno de sus apoyos, mediante una rótula. También se utilizaron puentes levadizos de dos hojas, con el vano móvil dividido en dos semivanos que se levantaban desde sus extremos; en ellos la estructura cerrada tiene que seguir estando atirantada para ser estable; es por tanto una estructura atirantada en las dos situaciones, abierto. Se han construido muchos puentes de ambos sistemas, y cada uno tiene sus ventajas e inconvenientes, pero en general, si la luz no es grande, es más sencillo y económico el de una sola hoja porque requiere un único mecanismo y se centraliza toda la operación de movimiento. Ahora bien, como en todos los puentes, en los móviles, al crecer la luz, crecen los esfuerzos proporcionalmente al cuadrado de ésta, y por ello, para luces grandes resulta más económico desdoblarse los voladizos, porque a efectos de movimiento es una estructura de mitad de luz que la de una sola hoja, figura 1.5.

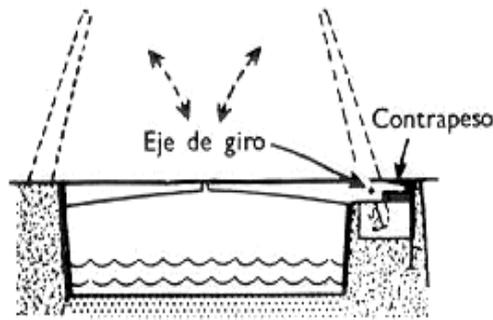


Fig.1.5 Puente basculante.

1.2.2.2 Giratorios

En los puentes giratorios de eje vertical caben, igual que en los basculantes, dos posibilidades de apertura: o bien girar dos vanos simétricos sobre una pila situada en el centro del canal de navegación, aunque en algún caso excepcional puede estar situada en un borde; o bien girar dos semivanos con sus compensaciones, sobre dos pilas situadas en los bordes del canal. El clásico puente giratorio es el primero, con una fisonomía muy característica, análoga en casi todos los construidos; es una viga triangulada con tablero inferior, canto variable muy acusado, máximo en el apoyo central y mínimo en los extremos, y una pila gruesa en el centro que aloja la maquinaria. La solución de dos semivanos compensados que giran sobre las pilas laterales se ha utilizado en raras ocasiones, si bien los de mayor luz son de esta forma; uno de los primeros fue el de Brest sobre el río Penfeld; tenía una luz de 117,30 m y se terminó en 1868; fue un puente excepcional en su momento, y seguirá siendo de los más grandes, como se aprecia en la figura 1.6.

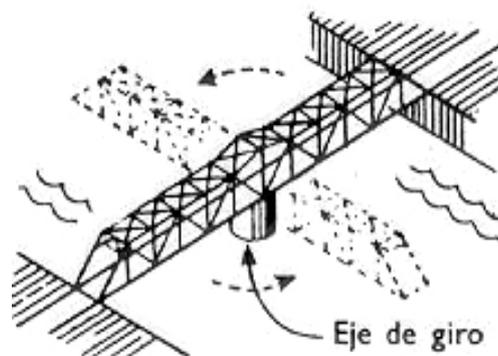


Fig.1.6 Puente giratorio.

La maquinaria para el giro es siempre parecida; consiste en una cremallera circular sobre la que se mueve un piñón al que se aplica la fuerza motriz. El movimiento del piñón por la cremallera circular es lo que hace girar el puente. Generalmente toda la

maquinaria está alojada en una gran pila circular, o está a la vista. La estructura de la mayoría de los puentes giratorios de dos vanos simétricos es una viga continua de dos vanos con el puente cerrado, y un doble voladizo con el puente abierto.

1.2.2.3 Elevación vertical

Los puentes de desplazamiento vertical son tableros simplemente apoyados, cuyos apoyos se pueden mover verticalmente para elevarlos a la cota que requiere el gálibo de navegación.

Normalmente se elevan tirando de sus cuatro esquinas, y por ello requieren dos o cuatro torres, en las que se aloja la maquinaria de elevación y los contrapesos necesarios para equilibrarlos durante la maniobra de desplazamiento vertical. En algún puente de pequeña luz se han evitado las torres y los contrapesos, accionándolo mediante gatos hidráulicos situados bajo el tablero, y por ello, a puente cerrado nada evidencia su condición de móvil; así es el puente de la avenida de St. Paul en Milwaukee sobre el río del mismo nombre, Estados Unidos, terminado en 1966, con una luz de 16 m y un desplazamiento vertical de 4,5 m.

El puente de desplazamiento vertical es adecuado y resulta más económico que los demás para luces grandes y por ello los mayores puentes móviles son de este sistema. El mayor de todos ellos es el Arthur Kill cerca de Nueva York, de 170 m de luz, y un gálibo de navegación de 41 m con el puente levantado; se terminó en 1959 y sustituyó a uno giratorio con dos vanos dos vanos de 76 m de luz, figura 1.7.

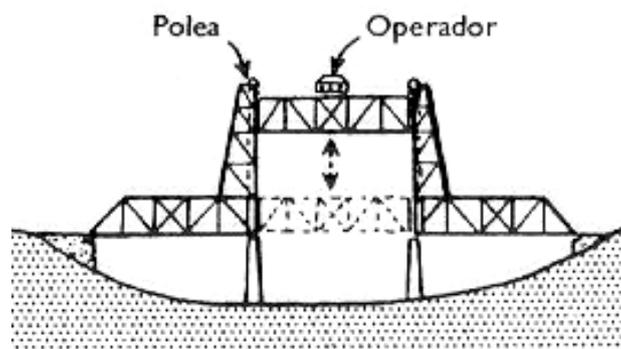


Fig.1.7 Puente de elevación vertical.

Un sistema peculiar de puentes de desplazamiento vertical es el de T. Rall; la elevación se consigue en este sistema mediante el accionamiento simultáneo de dos balancines superiores, uno sobre cada pila del tramo a elevar, y por tanto sólo puede dar lugar a elevaciones limitadas, las debidas al giro del balancín.

1.2.3 Según su material

El tipo de material en la construcción de los diferentes puentes juega un papel importante. Se clasifican en: Puentes colgantes, madera, mampostería, acero, hormigón armado, hormigón pretensado y mixto.

1.2.3.1 Colgantes

En los puentes colgantes, la estructura resistente básica está formada por los cables principales, que se fijan en los extremos del vano a salvar, y tienen la flecha necesaria para soportar mediante un mecanismo de tracción pura, las cargas que actúan sobre él. El puente colgante más elemental es el puente catenaria, donde los propios cables principales sirven de plataforma de paso. Paradójicamente, la gran virtud y el gran defecto de los puentes colgantes se deben a una misma cualidad: su ligereza.

La ligereza de los puentes colgantes, los hace más sensibles que ningún otro tipo al aumento de las cargas de tráfico que circulan por él, porque su relación peso propio/carga de tráfico es mínima; es el polo opuesto del puente de piedra. El puente colgante es, igual que el arco, una estructura que resiste gracias a su forma; en este caso salva una determinada luz mediante un mecanismo resistente que funciona exclusivamente a tracción, evitando gracias a su flexibilidad, que aparezcan flexiones en él.

El cable es un elemento flexible, lo que quiere decir que no tiene rigidez y por tanto no resiste flexiones. Si se le aplica un sistema de fuerzas, tomará la forma necesaria para que en él sólo se produzcan esfuerzos axiales de tracción; si esto lo fuera posible no resistiría. Por tanto, la forma del cable coincidirá forzosamente con la línea generada por la trayectoria de una de las posibles composiciones del sistema de fuerzas que actúan sobre él. Esta línea es el funicular del sistema de cargas, que se define precisamente como la forma que toma un hilo flexible cuando se aplica sobre él un

sistema de fuerzas. La curva del cable de un puente colgante es una combinación de la catenaria, porque el cable principal pesa, y de la parábola, porque también pesa el tablero; sin embargo la diferencia entre ambas curvas es mínima, y por ello en los cálculos generalmente se ha utilizado la parábola de segundo grado⁴, figura 1.8.

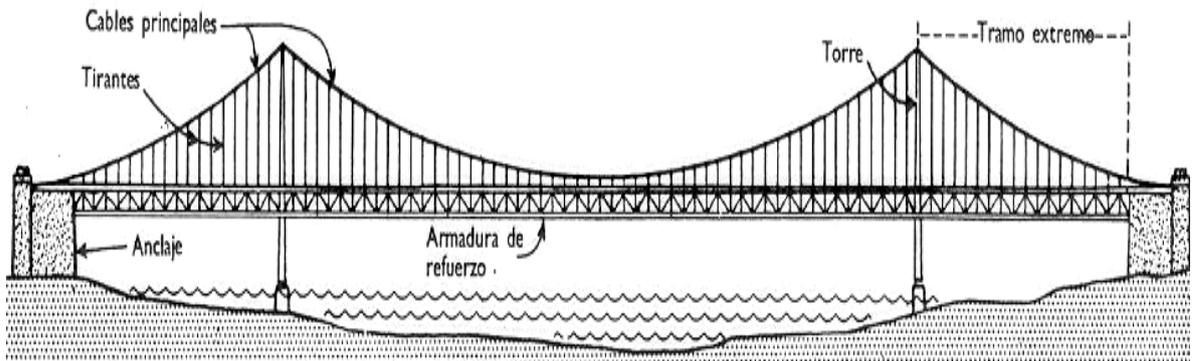


Fig.1.8 Puente colgante.

Las torres han sido siempre los elementos más difíciles de proyectar de los puentes colgantes, porque son los que permiten mayor libertad. Por eso en ellas se han dado toda clase de variantes. En los años 20 fueron adquiriendo ya una forma propia, no heredada, adecuada a su función y a su material; la mayoría tienen dos pilares con sección cajón de alma llena, unidos por riostras horizontales, o cruces de San Andrés.

1.2.3.2 De madera

La madera es el material que utilizó el hombre para hacer sus primeras construcciones; un tronco de árbol sobre un río fue seguramente el primer puente artificial.

Los puentes de madera son más fáciles y más rápidos de construir que los de piedra, y han resultado siempre más económicos; por ello, los primeros que construyó el hombre fueron de madera, y a lo largo de la Historia se han construido innumerables puentes de este material, muchos más que de piedra.

Los puentes de madera han planteado siempre problemas de durabilidad y por ello se han considerado siempre de una categoría inferior que los de piedra; generalmente se les ha dado carácter de obra provisional; se aspiraba a sustituirlos por uno de piedra en

⁴ www.analisis.estructural.com

cuanto hubiera dinero para ello. Los tres problemas básicos de durabilidad de los puentes de madera son los siguientes:

- a) El propio material, que se deteriora con el paso del tiempo si no se cuida especialmente.
- b) Su vulnerabilidad al efecto de las avenidas de los ríos. Cada avenida extraordinaria se llevaba muchos puentes de madera, y por ello siempre ha habido una clara consciencia de su debilidad frente a las acciones destructivas del propio río.

Los puentes de madera fueron los primeros que se utilizaron, aunque de ellos, como de todas las primeras construcciones de este material, no queda rastro. Un tronco sobre el río se puede considerar un puente frontera entre lo natural y lo artificial. En unos casos puede ser natural, porque un árbol, al caerse, puede quedar sobre el río; en otros los tendió el hombre para poder pasar sobre él, lo que probablemente aprendió al ver los que había tendido la naturaleza, figura 1.9.



Fig.1.9 Primer puente de madera.

Vigas trianguladas de madera se hicieron muchas en los primeros puentes de ferrocarril, posteriormente vigas mixtas de madera y hierro, y a mediados del s. XIX prácticamente desaparecieron, figura 1.10.

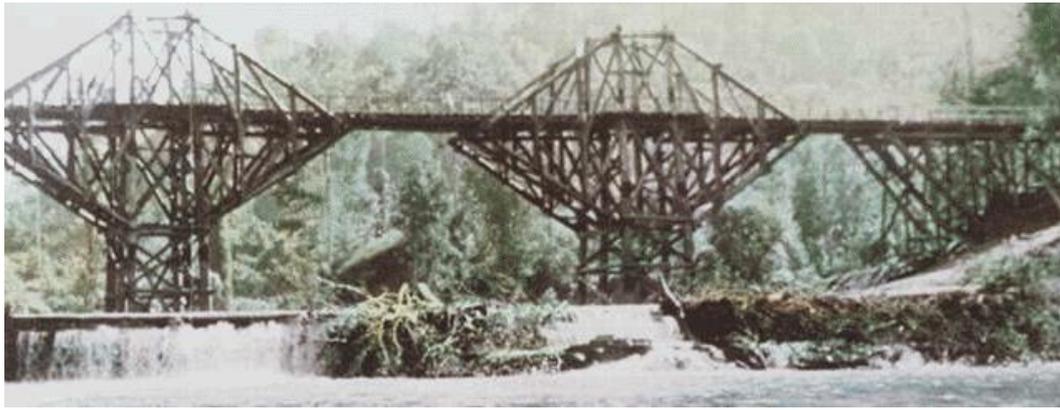


Fig.1.10 Puente de madera sofisticado.

1.2.3.3 De mampostería

Al igual que la madera, la piedra es un material natural que se obtiene directamente de la naturaleza y se utiliza sin ninguna transformación, únicamente es necesario darles forma. Aparte de la piedra, se ha utilizado también materiales como el ladrillo o el hormigón en masa. El ladrillo, para el constructor de puentes, es un pequeño sillar con el que se pueden hacer arcos de dovelas yuxtapuestas; por tanto la morfología de los puentes de ladrillo es la misma que la de los puentes de piedra.

Las estructuras de piedra que sirven para salvar luces de cierta importancia, derivan del arco formado por dovelas yuxtapuestas; son las bóvedas y las cúpulas. Por ello los puentes de piedra, que deben salvar los ríos, utilizan siempre bóveda como estructura resistente. Los puentes de piedra están formados por bóvedas cilíndricas, análogas al medio cañón románico, aunque en ellas predomina la dimensión longitudinal sobre la transversal, y por ello el efecto bóveda es mínimo; se comportan básicamente como arcos lineales, figura 1.11.



Fig.1.11 Puente de mampostería.

Cabe la solución de cubrir espacios con vigas de piedra, y de hecho existe la arquitectura dintelada en este material, pero las luces que se pueden salvar con este sistema, o son muy pequeñas, o requieren la movilización de piedras de tamaños descomunales; de ello es buen ejemplo la arquitectura megalítica.

1.2.3.4 De acero

El acero se conocía mucho antes de que se empezara a fabricar industrialmente a finales del s. XIX, y de hecho se había utilizado en algún puente aislado; ejemplo de ello son las cadenas del puente colgante sobre el Canal del Danubio en Viena, de 95 m de luz. Pero era un material caro hasta que en 1856 el inglés Henry Bessemer patentó un proceso para hacer acero barato y en cantidades industriales, mediante un convertidor donde se insuflaba aire en el hierro fundido que reducía las impurezas y el contenido de carbono.

El primer gran puente cuya estructura principal es de acero es el de San Luis sobre el río Mississippi en los Estados Unidos, proyecto de James B. Eads en 1874, figura 1.12.



Fig.1.12 Puente de acero.

1.2.3.5 De hormigón armado

El hormigón armado es una colaboración del acero y el hormigón, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. El hormigón es muy adecuado para resistir compresiones y el acero en barras para resistir tracciones. Por ello las barras de acero se introducen en la pieza de hormigón, en el borde que debe resistir las tracciones, y gracias a la adherencia entre los dos materiales, las primeras resisten las tracciones.

Durante muchos años las barras de acero eran lisas, pero gracias a una serie de ensayos, se comprobó que la adherencia entre el acero y el hormigón, uno de los mecanismos básicos para que el hormigón armado funcione, mejoraba significativamente haciendo las barras corrugadas, es decir, con resaltes transversales, y así son las barras actuales. El primer puente de hormigón armado, la pasarela de Chazelet, se construyó en 1875, con una luz de 16,5 m y 4 m de ancho por Joseph Monier, jardinero de París.

El hormigón armado se extendió rápidamente por toda Europa; a ello contribuyó el arco de exhibición construido en la exposición universal de Düsseldorf de 1880, que sirvió para dar a conocer este nuevo material. Se imponen dos soluciones clásicas: los de vigas de alma llena, que podían ser vigas en T unidas por la losa superior, o vigas de cajón para las luces mayores; y los arcos, solución idónea para el hormigón, que es un material adecuado para resistir compresiones, figura 1.13.

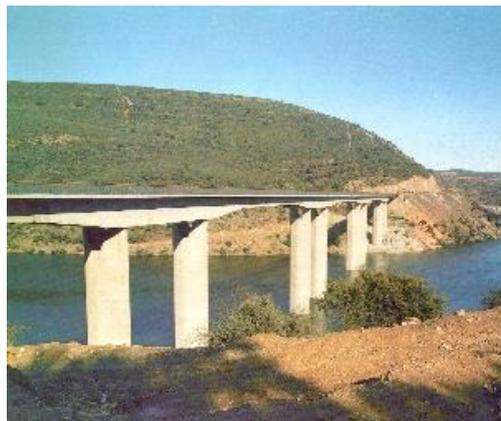


Fig.1.13 Puente de hormigón armado.

1.2.3.6 De hormigón pretensado

Freyssinet, además de contribuir al desarrollo del hormigón armado, fue el iniciador del hormigón pretensado porque, gracias a su extraordinario esfuerzo personal, consiguió desarrollar una nueva técnica casi desde cero, hasta hacerla aplicable en cualquier obra. El hormigón pretensado se puede considerar un nuevo material; su diferencia con el hormigón armado es que en éste la armadura es pasiva, es decir, entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura; en el pretensado, en cambio, la armadura es activa, es decir se tensa previamente a la actuación de las cargas que va a recibir la estructura (peso propio, carga muerta y cargas de tráfico), comprimiendo el hormigón, de forma que nunca tenga tracciones o que éstas tengan un valor reducido. La

estructura se pone en tensión previamente a la actuación de las cargas que van a gravitar sobre ella, y de ahí su nombre de hormigón pretensado. En definitiva, es adelantarse a las acciones que van a actuar sobre la estructura con unas contra-acciones que es el momento en que se tesan las armaduras; se pueden tesar antes de hormigonar la pieza, es decir, pretensarlas, o se les puede dar carga después de hormigonada la pieza. Con el hormigón pretensado se evita la fisuración que se produce en el hormigón armado y por ello, se pueden utilizar aceros de mayor resistencia, inadmisibles en el hormigón armado porque se produciría una fisuración excesiva.

1.2.3.7 Mixtos

La estructura mixta es una nueva forma de colaboración del acero y el hormigón, en este caso compuestos, no mezclados como en el hormigón armado y pretensado. Una de las dificultades de los puentes metálicos fue durante mucho tiempo la materialización de la plataforma de rodadura de las carreteras. Inicialmente la mayoría de los tableros de los puentes metálicos eran de madera; cuando apareció el hormigón armado se utilizaron con frecuencia losas de hormigón; también había puentes con tablero abierto, hecho con una rejilla de pletinas metálicas ortogonales colocadas verticalmente para conseguir rigidez a flexión; este tipo de tablero se usaba mucho en los puentes móviles, pero es incómodo para el tráfico. A pesar de ello se ha utilizado en puentes bastante recientes. Parte de la plataforma de rodadura del puente colgante de Lisboa sobre el Tajo, construido en 1966, es de este tipo. La innovación de la estructura mixta ha sido incorporar la losa de hormigón de la plataforma a la estructura resistente. En principio la estructura mixta se compone de una cabeza inferior metálica, almas del mismo material, y una cabeza superior de hormigón, conectadas entre sí; el acero debe resistir la tracción y el hormigón la compresión. Este reparto de funciones está muy claro en la viga simplemente apoyada, que es donde la solución mixta tiene todo su sentido, porque la tracción se produce en la cabeza inferior metálica, y la compresión en la superior del hormigón.

Una de las principales ventajas de los puentes mixtos, y por ello sustituyen a los puentes pretensados, incluso en luces pequeñas, es que su construcción se puede hacer igual que la de un puente metálico con las ventajas que esto representa por su mayor ligereza. Es más fácil montar un cajón metálico de 30 ó 40 m de luz que uno de hormigón; una vez

montado el cajón metálico sólo queda hacer el tablero de hormigón, bien in situ, o bien prefabricado. Esta solución es clásica en pasos superiores sobre autopistas en funcionamiento.

1.3 Puentes isostáticos

Los diferentes puentes isostáticos se clasifican de acuerdo al número de tramos del cual está compuesto.

1.3.1 De vigas simplemente apoyadas (un tramo) (Figura 1.14).

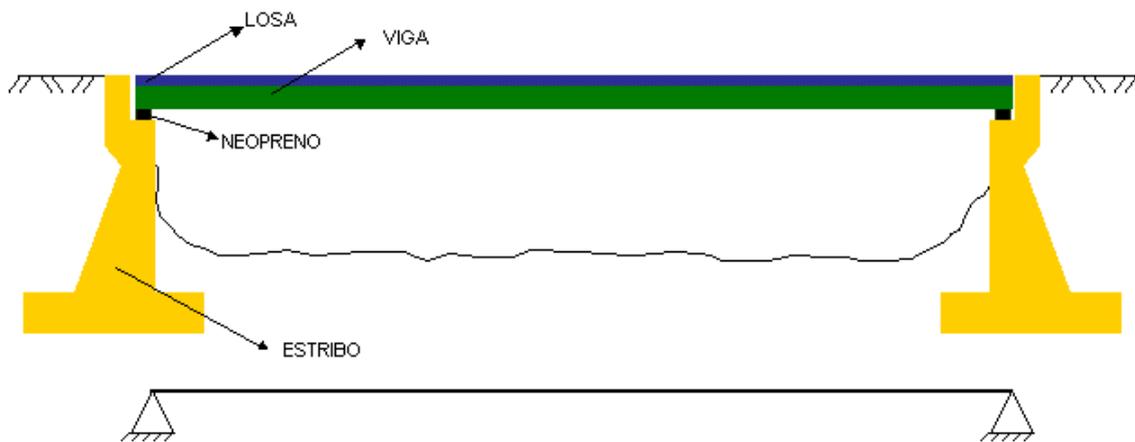


Fig.1.14 Puente de vigas simplemente apoyadas un solo tramo.

1.3.2 De vigas simplemente apoyadas (varios tramos) (Figura 1.15).

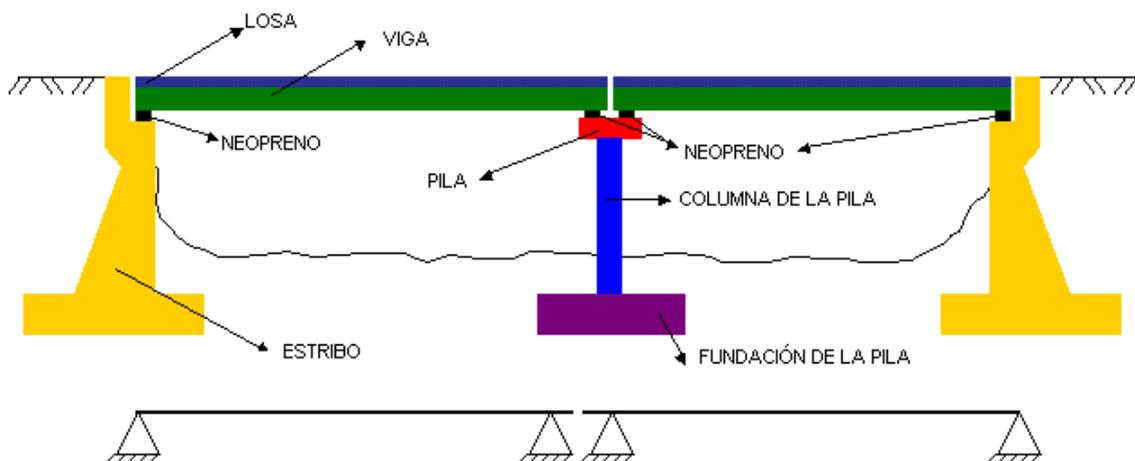


Fig.1.15 Puente de vigas simplemente apoyadas varios tramos.

1.3.3 De losa maciza de concreto armado (Figura 1.16).

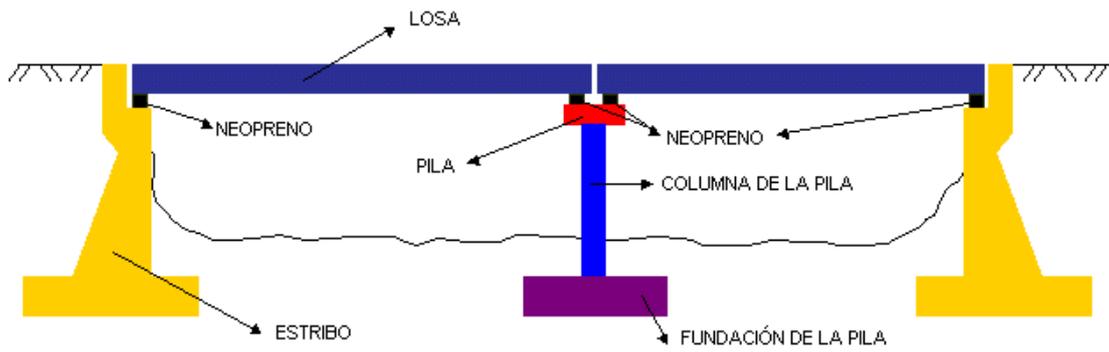


Fig.1.16 Puente de losa maciza de concreto armado.

1.3.4 Arco en mampostería (Figura 1.17).

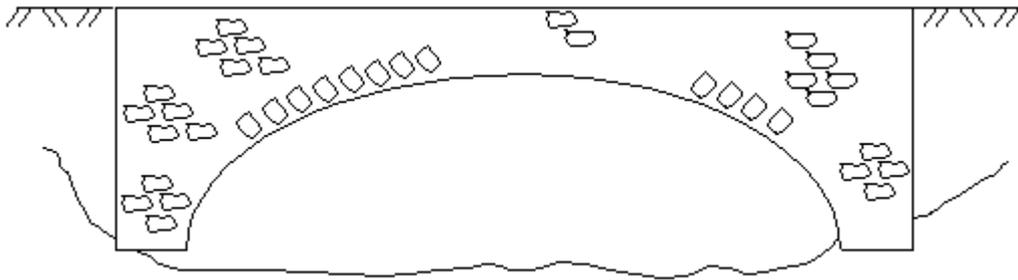


Fig.1.17 Puente de arco en mampostería.

1.3.5 Pórticos (Figura 1.18).



Fig.1.18 Puente de pórticos.

1.4 Puentes con arriostramiento

Los puentes con arriostramiento están relacionados con el tipo de anclaje que tienen sus bases y pueden ser de arriostramiento superior, inferior y tipo bayley.

1.4.1 Puente con armadura metálica y arriostramiento inferior (Figura 1.19).

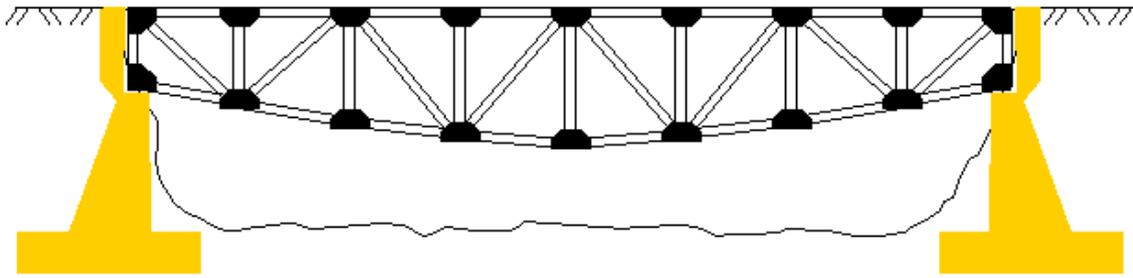


Fig.1.19 Puente con armadura metálica y arriostramiento inferior.

1.4.2 Puente con armadura metálica y arriostramiento superior (Figura 1.20).

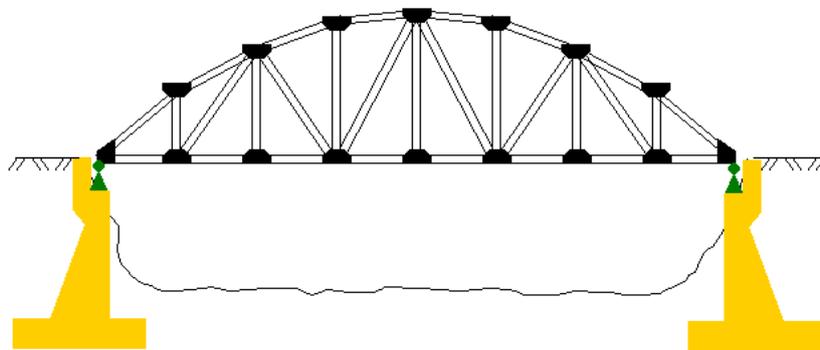


Fig.1.20 Puente con armadura metálica y arriostramiento superior.

1.4.3 Puente tipo Bayley con arriostramiento inferior (Figura 1.21).

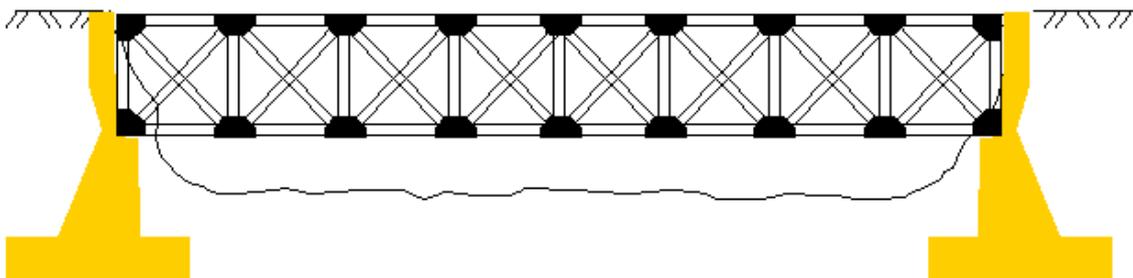


Fig.1.21 Puente tipo Bayley con arriostramiento inferior.

1.4.4 Puente tipo Bayley con arriostramiento superior (Figura 1.22).

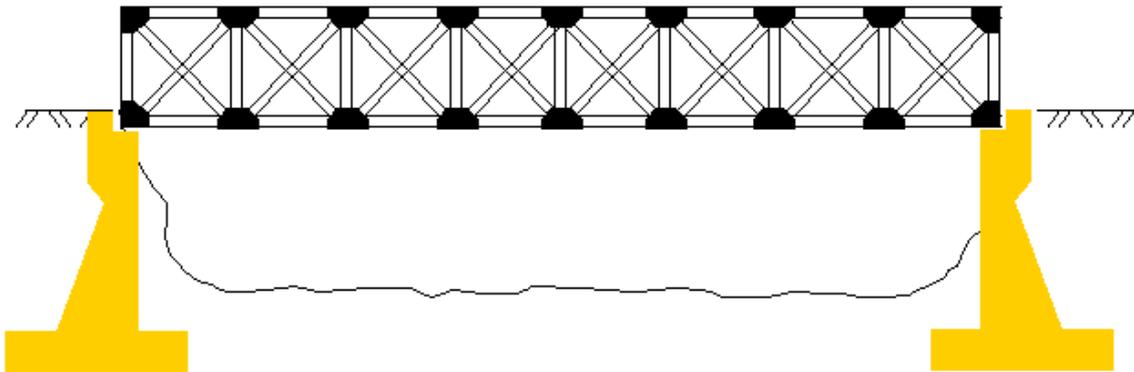


Fig.1.22 Puente tipo Bayley con arriostramiento superior.

1.5 Materiales más empleados para puentes

A lo largo de la Historia se han empleado cuatro materiales básicos para construir puentes: la madera, la piedra, el hierro y el hormigón. A estos cuatro hay que añadir otros dos que se han empleado con menor frecuencia: el ladrillo, hecho de arcilla cocida; y el aluminio, utilizado excepcionalmente para construir puentes o partes de ellos. Actualmente se están utilizando también materiales compuestos, formados por fibras de materiales muy resistentes incluidos en una matriz de resina, pero todavía estamos lejos de que estos materiales puedan competir en los puentes con los materiales actuales.

Los dos primeros, la madera y la piedra, se pueden considerar naturales porque se obtienen directamente de la naturaleza y se utilizan sin ninguna transformación, únicamente es necesario darles forma. Los otros dos, el hierro y el hormigón, son artificiales, porque las materias primas extraídas de la naturaleza requieren transformaciones más o menos complejas que cambian sus propiedades físicas. Los cuatro materiales básicos han dado lugar a variantes y elementos compuestos que, extrapolando el significado de la palabra *material*, se puede considerarlos materiales nuevos.

Los materiales han tenido y tienen una importancia decisiva en la configuración de las estructuras y por tanto de los puentes. Por ello, la historia de éstos se puede dividir en

dos grandes períodos: el período de los puentes de piedra y madera y el período de los puentes de hierro y hormigón.

En el primer período se utilizaron dos materiales que se han considerado naturales, la piedra y la madera. Se utilizó también el ladrillo, pero los puentes de este material se pueden incluir como subgrupo de los de piedra; el ladrillo, para el constructor de puentes, es un pequeño material con el que se pueden hacer arcos en diversas formas; por tanto la morfología de los puentes de ladrillo es la misma que la de los puentes de piedra.

Con piedra y madera se construyeron muchos puentes; de piedra se conservan en muchos porque es un material durable, pero en cambio de madera se conserva en muy pocos porque es un material que se degrada con facilidad si no se cuida, y es muy vulnerable al fuego y a las avenidas de los ríos. En este primer período, la tecnología de los puentes estaba poco desarrollada y por ello los materiales tenían una influencia decisiva en su configuración⁵.

En el segundo período, el de los puentes metálicos y de hormigón, los materiales también tuvieron gran importancia en la configuración de puentes, pero tanto o más que ello han tenido las distintas estructuras, que tuvieron un espectacular desarrollo en el siglo XIX, y ello dio lugar a procesos cuasi-independientes de cada equipo; de ahí que su evolución y desarrollo se ha estudiado según las diferentes estructuras, subdividiéndolos en los distintos materiales.

El **hierro fundido** se empezó a utilizar como material de construcción a finales del siglo XVIII y ello supuso una auténtica revolución en los puentes; puede establecerse que este hecho dio lugar a un nuevo período de su historia. Se utilizó inicialmente en forma de piezas fundidas que se ensamblaban en obra mediante pernos.

Del hierro dulce fundido se pasó a mediados de s. XIX al **hierro forjado**, de mayor resistencia y de regularidad, y a finales del mismo siglo al acero, que superó a los dos anteriores en resistencia y calidad.

⁵ www.analisis.estructural.com

El nuevo material, el hierro, fue la causa primera, aunque no la única, del espectacular, desarrollo que se produjo en los puentes durante el siglo XIX.

A finales del siglo XIX apareció el hormigón, piedra artificial, más concretamente un conglomerado, que permitió hacer arcos mayores que los de piedra natural. Este nuevo material dio lugar muy pronto a un nuevo sistema de hacer estructuras: el hormigón armado, una colaboración entre el hierro y el hormigón, que permite construir vigas de luces considerables y afinar las dimensiones de los arcos, lo que no es posible con el hormigón en masa ni con la piedra. El hormigón armado se puede considerar un nuevo material.

Posteriormente, al terminar la primera mitad del siglo XX, apareció el hormigón pretensado, una forma de colaboración más perfecta entre el acero y el hormigón, que amplió extraordinariamente las posibilidades del hormigón armado.

Contemporáneas del hormigón pretensado son las estructuras mixtas. Se han hecho muchas tentativas de utilizar aleaciones de aluminio en la construcción de puentes por su mayor resistencia específica (fuerza resistida por unidad de peso y longitud) que el acero, debido a su ligereza, y de hecho se han construido puentes de este material; pero son casos aislados a causa de su precio, de las dificultades que plantea la unión de las piezas, y los problemas que han causado. Su ligereza lo ha hecho siempre atractivo, especialmente en los puentes móviles que es en los que más se ha utilizado este material

En el momento actual se están empezando a probar nuevos materiales para construir puentes con mayor *resistencia específica* que el acero. Son los materiales compuestos, formados por fibras unidas con una matriz de resina, que se utilizan ya desde hace muchos años en la industria aeroespacial, aeronáutica y del automóvil, pero que, por diversas razones, todavía no se ha desarrollado su empleo en la construcción, aunque ya se han utilizado en algunos puentes como armadura activa, y se ha construido alguna pasarela con estos materiales. La mayor *resistencia específica* de los materiales compuestos hará que en un futuro llegue a haber materiales competitivos con el acero y el hormigón para hacer puentes, pero tiene que pasar tiempo hasta que se resuelvan

todos los problemas que estos materiales plantean en la construcción de los puentes y, sobre todo, hacerlos asequibles económicamente.

1.6 Principales causas para los fallos en los puentes

Las principales deficiencias estructurales que se pueden dar en puentes de acero son:

- Los elementos principales no cumplen las relaciones ancho-espesor.
- Los esfuerzos actuantes son mayores a los permitidos.
- Elementos de arco diseñados solamente a compresión sin tener en cuenta la flexión biaxial junto a la compresión.
- Utilización de modelos estructurales incompletos.
- Incumplimiento de las características mínimas para un adecuado análisis y diseño.
- Selección errónea de la longitud efectiva (K) para la evaluación del pandeo general de la parte inicial de los elementos de un arco.
- Ausencia de evaluación adecuada de la estabilidad lateral.
- Deficiencias de análisis, diseño y fabricación de las uniones.
- Necesidad de más frecuentes y más exhaustivos estudios de actualización y rehabilitación.
- Ausencia de estudios de fenómenos de fatiga para el diseño y revisión tanto de los elementos como de las uniones.
- Escasez o ausencia de mantenimiento preventivo y rutinario, lo que favorece la aparición de fenómenos de corrosión que afectan a la capacidad de la estructura metálica.
- Soldaduras sin adecuado diseño y con deficiencias desde la fabricación por falta de controles de calidad, figura 1.23.



Fig.1.23 Fallas en los puentes.

1.6.1 Corrosión

El hormigón reforzado con barras de acero, usado en la construcción de puentes, es susceptible a la corrosión sobre todo en la "cubierta", que es la porción más alta del puente y que se usa como superficie de circulación. Las barras de acero que refuerzan al hormigón armado en la superficie de rodamiento del puente están expuestas a la acción de la sal utilizada como descongelante de la pista, ya que se filtra a través de las grietas del pavimento. Por ello, la superficie de rodamiento tiene que ser reemplazada cada 20 ó 30 años.

A medida que las barras de acero que refuerzan el hormigón se corroen, se dilatan, produciendo la ruptura de pedazos de hormigón que se disgregan de la superficie de rodamiento del puente. Esto ocasiona riesgos para el tránsito de vehículos y una tendencia a aumentar la exposición de los componentes subyacentes del puente a la sal esparcida en la pista, lo que produce más corrosión⁶. El agua salada en el acero contenido tanto en la porción superior como en la inferior de la superficie de rodamiento, hace actuar a estos niveles, respectivamente, como los polos negativo y positivo de una batería. Este efecto de batería acelera la corrosión en la superficie de rodamiento del puente.

Una de las soluciones que se han propuesto es reemplazar el acero en el hormigón armado de la porción superior de la superficie con barras de polímero reforzadas con fibra, con lo que se eliminaría uno de los polos y se cancela el efecto.

1.6.2 Resistencia específica de los materiales

La resistencia específica del material de construcción de un puente, es el factor condicionante en su construcción, aunque también existen otros factores que van a influir en el mismo.

⁶ www.fallas.puentes.com

La resistencia específica del material es la que determina en mayor medida las posibilidades de las estructuras. De ella dependen las luces máximas que se pueden alcanzar en los puentes de cada tipo de estructura, debido a que:

- La luz límite, es decir, la luz máxima que puede soportar el peso de un puente es función de la resistencia específica.
- Influye decisivamente en los procesos de construcción.

A igual luz, cuanto mayor sea la resistencia específica del material, más ligera será la estructura y menos pesarán las partes en que se divida el puente.

La resistencia específica facilita la construcción de los puentes porque el peso de las piezas a montar o a fabricar serán menores cuanto mayor sea la resistencia específica pudiéndose alcanzar estructuras más grandes. Como son los metales, los materiales que ofrecen mayor resistencia son los que permiten la construcción de los puentes de mayor luz⁷.

La mayor *resistencia específica* de los materiales compuestos hará que en un futuro llegue a haber materiales competitivos con el acero y el hormigón para hacer puentes, pero tiene que pasar tiempo hasta que se resuelvan todos los problemas que estos materiales plantean en la construcción de los puentes y sobre todo, hacerlos asequibles económicamente.

1.7 Reacciones y esfuerzos

Todo lo que nos rodea está sometido a fuerzas externas. Ahora mismo estamos bajo la fuerza de gravedad, la tierra nos atrae, nuestro cuerpo está sometido a la presión atmosférica.

Existen otras fuerzas más visibles que también están actuando, por ejemplo, la acción del viento, la fuerza y acción de las olas, las sacudidas sísmicas.

⁷ www.analisis.estructural.com

1.7.1 Acciones

Podemos definir acción como el conjunto de fuerzas que actúan sobre un elemento resistente. Hablamos de elementos resistentes porque los productos que se construyan tienen que resistir, y no sólo su propio peso, sino también otras acciones externas.

Las acciones se clasifican en:

- Directas: peso, viento, sacudidas sísmicas, impactos, explosiones.
- Indirectas: variaciones por temperatura (térmicas).

1.7.2 Reacciones

Toda acción lleva aparejada una reacción. Por ejemplo, si se trabaja bien en clase (acción), se obtendrá buenos resultados académicos (reacción).

Desde un punto de vista más científico, se define reacción como el conjunto de fuerzas que se oponen a las acciones para contrarrestarlas. Si la acción es igual que la reacción, se dirá que el elemento se encuentra en **equilibrio estático**

Por ejemplo en el juego de tirar de la soga que es muy practicado, Cada uno de los equipos ejerce una fuerza que es la suma de todas las fuerzas de los componentes del equipo, cuando las fuerzas están igualadas, no se mueve la soga; esto ocurre cuando está el sistema en equilibrio, es decir, la acción y la reacción son iguales.

El equipo A ejerce una acción que el equipo B contrarresta con otra fuerza. La fuerza que ejerce el equipo B será la reacción a la fuerza que ejerce el equipo A, puesto que se opone. Si las dos fuerzas son iguales, no se moverá la soga; pero, en el momento en que una de ellas sea mayor se desplazarán, es decir, habrán perdido su equilibrio estático, estarán en **equilibrio dinámico**.

1.7.3 Esfuerzos

Según el tipo de **acciones** que actúen sobre un cuerpo, se ha determinado de que está sometido a determinados esfuerzos.

Sobre un mismo elemento pueden actuar simultáneamente varios tipos de **esfuerzos**.

1.7.3.1 Esfuerzo por compresión

Cuando aplicamos dos fuerzas intentando acortar el elemento, es decir, reducir su longitud, hablaremos de **compresión**, figura 1.24.

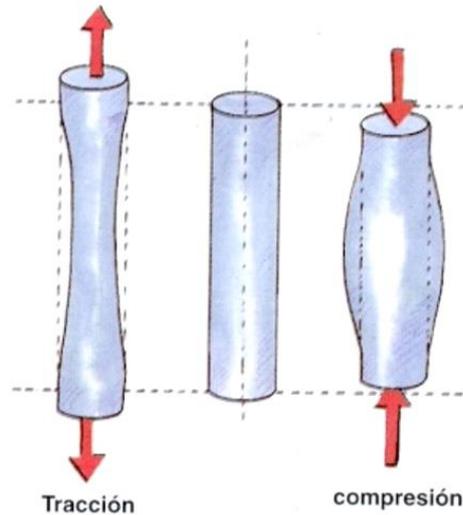


Fig.1.24 Esfuerzo de tracción y compresión.

De un modo más científico, diríamos que un elemento está sometido al esfuerzo de **compresión** cuando actúan sobre él dos fuerzas que poseen:

- la *misma dirección* (sobre una misma línea);
- sentido contrario, son *convergentes*. Es decir, están dirigidas hacia un mismo punto.

La forma del elemento (su sección y su longitud) influye en el comportamiento a compresión de un elemento, concretamente al factor denominado **esbeltez**. La esbeltez es la relación que existe entre la longitud del elemento y la superficie que hay en un corte perpendicular (sección recta).

Si un elemento es muy largo con relación a la sección, cuando intentemos comprimirlos, se arqueará, es decir, *pandeará*. A este efecto se le denomina **pandeo**.

1.7.3.2 Esfuerzo de tracción

La **tracción** es lo contrario a la compresión: intentar "estirar", alargar un elemento⁸.

Por lo tanto, lo definiremos como el resultado de la actuación de dos fuerzas tales que tienen:

⁸ www.parametros.diseño.com

- la *misma dirección* (sobre una misma línea).
- sentido contrario, son *divergentes*; es decir, están dirigidas hacia el exterior.

Pensemos en los puentes colgantes o en los que están sostenidos por cables (tensores o tirantes). Dichos elementos están sometidos a tracción.

1.7.3.3 Esfuerzo de flexión

Existen elementos en los que actúan fuerzas de compresión y de tracción sobre caras opuestas; entonces podemos hablar de **flexión**, figura 1.25.

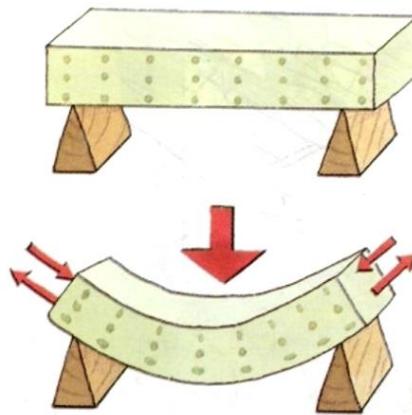


Fig.1.25 Esfuerzo de flexión.

1.7.3.4 Esfuerzos tangenciales

A continuación trataremos dos esfuerzos o sollicitaciones que se denominan **tangenciales** debido a que las fuerzas o acciones que los originan están situadas perpendiculares al eje del elemento estructural, dichos esfuerzos son:

1.7.3.5 Esfuerzo cortante

Esta sollicitación tangencial se da cuando sobre un cuerpo actúan fuerzas iguales, con la misma dirección y sentido contrario. Dichas fuerzas están situadas en el mismo plano o en planos muy próximos, figura 1.26.

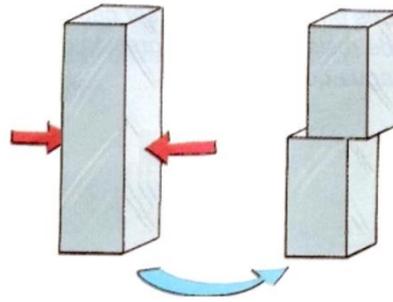


Fig.1.26 Esfuerzo a cortante.

Un claro ejemplo de secciones situadas a esfuerzo cortante son los apoyos de vigas sobre pilares. Como se aprecia en la ilustración, el pilar ejerce una respuesta al peso que lleva la viga. Ambas fuerzas deben ser iguales y opuestas para que nos encontremos en una situación de equilibrio estático.

1.7.3.6 Esfuerzo producido por torsión

Esta sollicitación se produce cuando sobre un cuerpo actúan fuerzas iguales, con la misma dirección y sentido contrario. Dichas fuerzas están situadas en planos paralelos, las cuales producen esfuerzos internos, Figura 1.27.

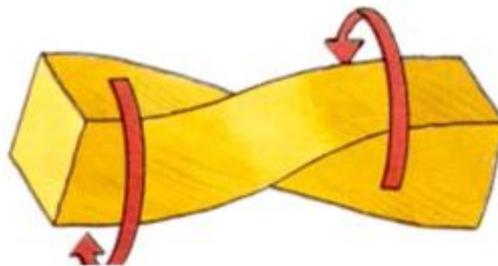


Fig.1.27 Torsión.

1.8 Elementos que componen una estructura portante

Una estructura esta compuesta de varios elementos, que permiten soportar diversas cargas estáticas como dinámicas.

1.8.1 Estructura portante

Es el conjunto de elementos que, además de sostenerse a sí mismos, constituyen el soporte de otros sistemas más complejos.

Por ejemplo, la estructura de un edificio tiene como misión **soportar** las **acciones** que se ejerzan sobre él y **transmitirlas** hasta el suelo.

A una estructura portante se le debe exigir:

- seguridad,
- durabilidad
- rigidez
- estética.

Se clasificará los distintos elementos que las componen teniendo en cuenta la función estructural que desempeñan:

1.8.1.1 Elementos de cimentación-Pilares

Los **cimientos** son los elementos de transmisión de las cargas al suelo. Una persona transmite su peso al suelo a través de la planta de sus pies. Si se analiza, tienen una superficie mayor que la que tienen sus tobillos. Cuando se esquía, la superficie de los esquís es mayor que la superficie del pie porque la nieve resiste menos que el terreno firme.

Algo parecido ocurre con los cimientos. Los pilares, o soportes, descansan en unos elementos de mayor superficie que son los pilares de cimentación.

1.8.1.2 Soportes

Los elementos encargados de transmitir las cargas a la cimentación son los soportes. Entre ellos destacamos los siguientes tipos:

- Pilares
- Muros de carga

Los **pilares** son elementos que trabajan a compresión y normalmente son verticales. Hay autores que los denominan erróneamente **columnas**: hay que diferenciarlos, puesto que las columnas son pilares de secciones variadas. Por otra parte, están los **muros de carga** conocidos popularmente como "paredes maestras". Como su propio nombre indica son **paredes portantes**. La arquitectura popular hay múltiples ejemplos de este tipo de construcción.

1.8.1.3 Elementos de transmisión de cargas a soportes

Los principales elementos de soporte en una estructura determinada son: viga, vigueta, pilar y zapata como se puede apreciar en la figura 1.28.

En períodos anteriores al uso del hormigón armado y de las estructuras de acero, la remplazaba, la arquitectura monumental; la cual se construía fundamentalmente de piedra o ladrillo. Como ya se ha dicho, estos materiales trabajan muy mal a **flexión**, por lo que construían con formas que solucionasen este problema.

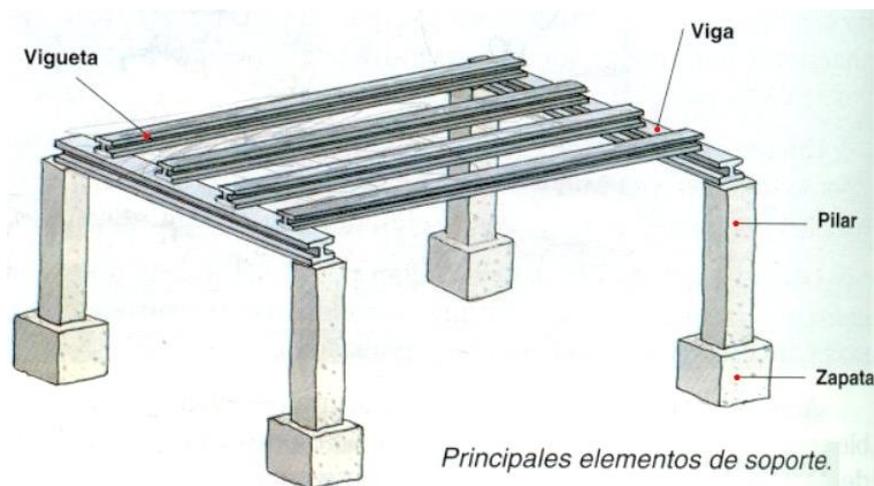


Fig.1.28 Principales elementos de soporte.

Uno de los elementos de transmisión de cargas es la catenaria; la cual es, la curva que describe una cuerda, cadena o elemento similar sujeta por dos puntos que no están sobre la misma vertical, figura 1.29. El elemento de transmisión más usado en la actualidad es la **viga recta**. Esta es un elemento, generalmente horizontal, que trabaja a flexión. Normalmente transmite cargas a los pilares.

Cuando se dimensiona una estructura es fundamental que la viga **resista** las fuerzas que van a ella y que no tenga una **flecha** excesiva, figura 1.29.

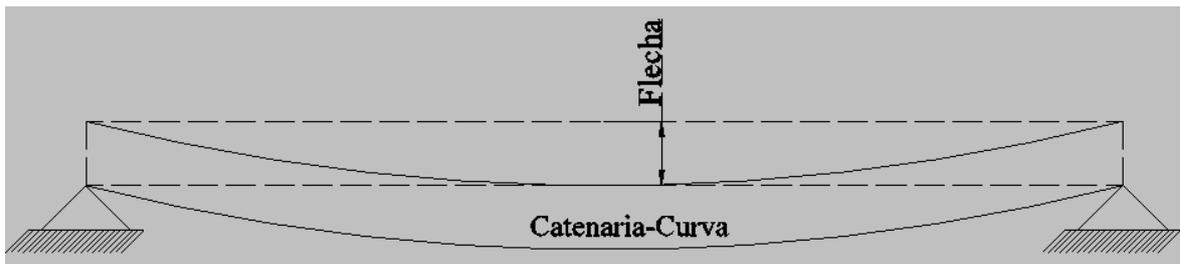


Fig.1.29 Desviación de una viga, (flecha).

Se denomina **flecha o deflexión** a la máxima desviación que presenta una viga respecto a la horizontal.

1.9 Conexiones atornilladas y soldadas

Existen dos formas principales de conexión para unir elementos, las cuales son; mediante tornillos o por soldadura.

1.9.1 Conexiones atornilladas

Este método es uno de los más empleados, y consiste en unir ciertos elementos mediante tornillos de alta resistencia.

1.9.1.1 Tipos de tornillos

Existen varios tipos de tornillos⁹ que pueden usarse para conectar miembros de acero; estos se describen en los siguientes párrafos.

1.9.1.1.1 Tornillos ordinarios o comunes. Los designa la ASTM como tornillos A307 y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas a los del acero A36. Están disponibles en diámetros que van de 5/8 plg hasta 1 ½ plg en incrementos de 1/8 plg.

⁹ McCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas*, Editorial Alfaomega, Cuarta Edición, México D.F, 2000, pág. 285.

1.9.1.1.2 Tornillos de Alta Resistencia. Se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados; tienen resistencia a la tensión de dos o más veces la de los tornillos ordinarios. Se usan para todo tipo de estructuras, desde pequeños edificios hasta rascacielos y puentes monumentales. Los tornillos se desarrollaron para superar la debilidad de los remaches. Las tensiones resultantes en los remaches no son suficientemente grandes para mantenerlos en posición durante la aplicación de cargas de impacto o vibratorias; a causa de esto, los remaches se aflojan, vibran y a la larga tienen que reemplazarse. Los tornillos de alta resistencia pueden apretarse hasta que alcanzan esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca, el tornillo y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción.

1.9.1.1.3 Resistencia del tornillo. En las especificaciones para tornillos, la resistencia¹⁰ se especifica mediante valores establecidos por la norma ASTM, tomando en cuenta la resistencia mínima de prueba y la resistencia mínima a la tensión o de fluencia. La carga de prueba es la carga máxima que un tornillo puede soportar sin adquirir deformación permanente. La resistencia de prueba está dada por la carga de prueba y el área transversal donde se genera el esfuerzo. Así, la resistencia de prueba equivale aproximadamente al límite proporcional, y corresponde a una deformación permanente en el tornillo. Las especificaciones ASTM para tornillos se listan en la Tabla 1.1.

Clase de Propiedad (Grado)	Intervalo de tamaños	Resistencia mínima de prueba MPa	Material
4.6	M5 – M36	225	Acero al bajo o medio carbono
4.8	M1.6 – M16	310	Acero al bajo o medio carbono
5.8	M5 – M24	380	Acero al bajo o medio carbono
8.8	M16 – M36	600	Acero al medio carbono, T y R
9.8	M1.6 – M16	650	Acero al medio carbono, T y R
10.9	M5 – M36	830	Acero martensítico al bajo carbono, T y R

Tabla 1.1 Especificaciones ASTM para tornillos.

Fuente: J. Shigley, Diseño en Ingeniería Mecánica, Sexta Edición, 2004

¹⁰ J. Shigley, Diseño en Ingeniería Mecánica, Sexta Edición, 2004, Pág. 474.

1.9.1.1.4 Selección de tornillos para soportar carga estática

La fuerza axial aplicada a los tornillos es de tensión¹¹, la cual genera una fuerza cortante, también hay por lo común cierta flexión debido a que las superficies que están sujetas no son paralelas en forma precisa ni perpendiculares al eje del tornillo y debido a las deflexiones de los elementos cargados.

Para la selección correcta de un tornillo hay que tomar en consideración varios parámetros como son: Las condiciones físicas, esto es; conocer a que esfuerzos está sometido el elemento; así como apariencia, facilidad de manipulación, ensamble y costo. Las medidas de secciones para los tornillos aparecen en la Tabla 1.2.

Diámetro nominal (mm)	Paso (mm)	Área de Esfuerzo A (mm²)
3	0.5	5.03
3.5	0.6	6.78
4	0.7	8.78
6	0.8	14.2
7	1	20.1
8	1	28.9
10	1.25	36.6
12	1.5	58.0
14	1.75	84.3

Tabla 1.2 Dimensiones de secciones para tornillos.

Fuente: R. Jouvinall, Fundamentos de Diseño para Ingeniería Mecánica, 1991

¹¹ R. Jouvinall , Fundamentos de Diseño para Ingeniería Mecánica, Primera Edición, 1991, Pág. 354

1.9.1.2 Separación y distancia mínima a bordes de tornillos

1.9.1.2.1 Separación mínima

Los tornillos deben colocarse a una distancia¹² suficiente entre sí para permitir su instalación eficiente (Fig. 1.30) y prevenir fallas por tensión en los miembros entre los tornillos. La especificación ASD J3.8 estipula una distancia mínima de centro a centro para agujeros, holgados o de ranura, igual a no menos que $2 \frac{2}{3}$ diámetros (de preferencia 3 diámetros), de esta manera la fórmula se expresa como en la ecuación 1.1.

$$P \geq 3\phi \quad (\text{Ec. 1.1})$$

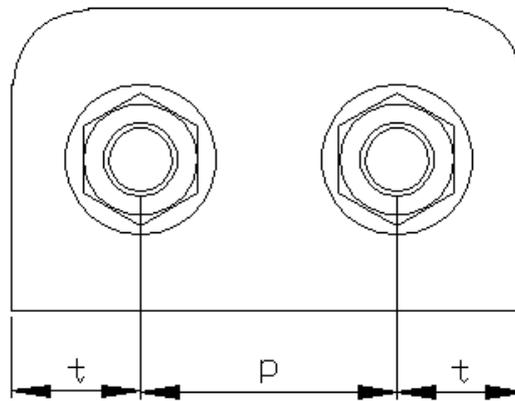


Fig.1.30 Separación mínima y distancia mínima al borde.

Siendo **t** la distancia desde el borde hacia el centro del agujero, **P** la separación entre agujeros y ϕ es el diámetro del perno.

1.9.1.2.2 Distancias mínimas al borde

Los tornillos nunca deben colocarse muy cerca de los bordes de un miembro por dos razones principales. Si existe una distancia **t** muy pequeña y el elemento está sometido a una intensidad de carga muy considerable el agujero con facilidad se abombará. La segunda razón se aplica a los extremos de los miembros donde existe el peligro de que el tornillo desgare al metal. La práctica común consiste en colocar el tornillo a una

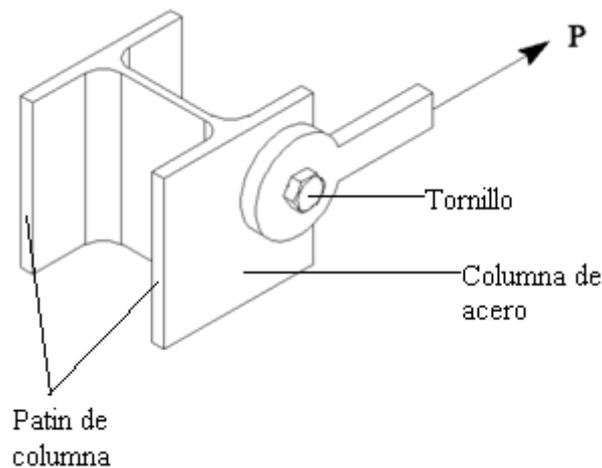
¹² McCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas*, Editorial Alfaomega, Cuarta Edición, México D.F., 2000, pág. 298

distancia mínima del borde de la placa igual a 1.5 o 2 veces al diámetro del tornillo, ecuación 1.2.

$$t \geq 2\phi \quad (\text{Ec. 1.2})$$

1.9.1.3 Tornillos para soportar carga estática por esfuerzo cortante

En la figura 1.31 se ilustra una conexión con un tornillo en cortante simple¹³, donde la fuerza axial P en la barra metálica se transmite al patín de la columna de acero por medio de un tornillo. Una vista de la sección transversal de la columna (Fig. 1.31a) presenta la conexión con más detalle. En la figura 1.31b se muestra la fuerza axial al cual esta sometido el tornillo y la columna. En la figura 1.31c se aprecia los esfuerzos de aplastamiento al cual esta sometido el tornillo, producto de la fuerza axial P , y finalmente en la figura 1.31d se observa como actúa la fuerza cortante V a una determinada longitud sobre el tornillo.



(a)

¹³ Gere James M. "Mecánica de Materiales", Quinta Edición, 2002, Pág. 28

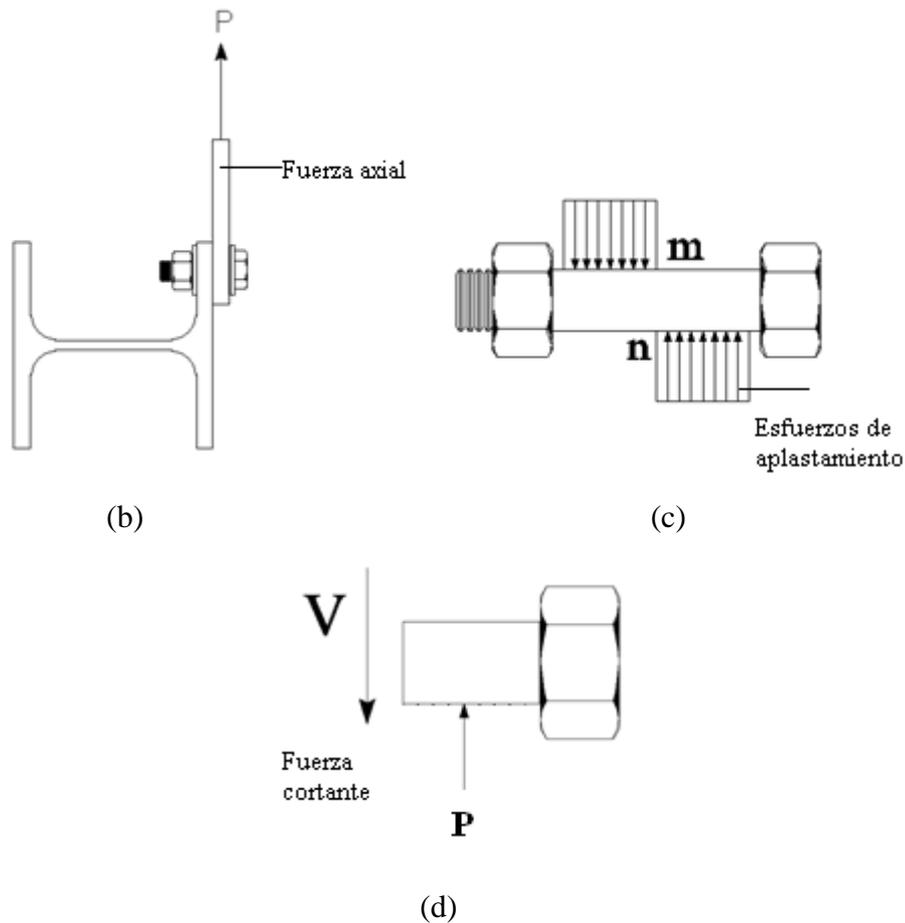


Fig.1.31 Conexión con tornillo a cortante simple.

Se corta el tornillo en la sección **m-n** mostrada en la figura 1.31c. El diagrama 1.31d incluye la fuerza cortante V (igual a la carga P ; la cual es la reacción producida por v) que actúa sobre la sección transversal del tornillo. Como se señaló antes, esta fuerza cortante es la resultante de los esfuerzos cortantes que actúan sobre el área transversal del tornillo.

Para el análisis de conexiones atornilladas se desprecia cualquier fricción (causada por el ajuste de los tornillos) entre los elementos conectados. La presencia de fricción significa que parte de la carga es tomada por fuerzas de fricción, con lo cual se reducen las cargas sobre los tornillos. Puesto que la estimación de la fuerzas de fricción resulta complicada y poco confiable, es práctica común errar conservadoramente y omitirlas en los cálculos.

El esfuerzo cortante promedio sobre la sección transversal de un tornillo se obtiene mediante:

$$\tau_{prom} = \frac{V}{A} \quad (\text{Ec. 1.3})$$

Donde: τ_{prom} = esfuerzo cortante promedio.

V = fuerza cortante.

A = área de la sección transversal sobre la que actúa.

$[\tau]$ = Esfuerzo permisible del tornillo

$$\tau_{promedio} \leq [\tau]$$

En la figura 1.31d, la fuerza cortante V es igual a la carga P y A es el área de la sección transversal del tornillo.

En la ecuación 1.3 se observa que el esfuerzo cortante, es igual a la carga cortante producida por la fuerza P dividida para el área transversal del tornillo. De esta manera las unidades del esfuerzo cortante están dadas en psi o ksi en unidades inglesas y pascales en unidades del SI.

El arreglo de carga de la figura 1.31c es un ejemplo de cortante directo (o cortante simple), donde los esfuerzos cortantes son generados por un acción directa de las fuerzas al tratar de cortar éstas el material. El cortante directo surge en el diseño de tornillos, pasadores, remaches, chavetas, soldaduras y juntas.

1.9.1.4 Tornillos de anclaje

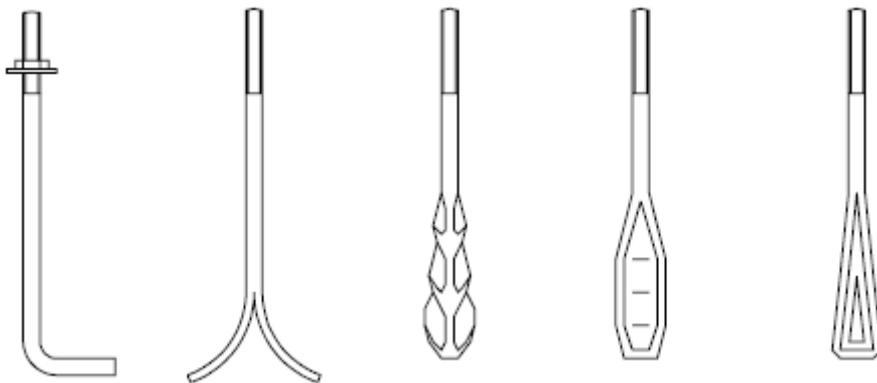


Fig.1.32 Tipos de tornillos de anclaje.

Los tipos de tornillos de anclaje son muy variados, como se muestra en la Figura 1.32, buscando siempre una buena condición de adherencia mediante rugosidades o formas especiales y siendo a veces necesaria la interposición de elementos para lograr un perfecto anclado de los mismos.

Es conveniente la utilización del tornillo roscado que permite una colocación y nivelación de la placa más perfecta, no siendo conveniente, a pesar de estar muy extendido, el empleo de los tornillos soldados.

La interacción placa de base/cimiento es de difícil estudio debido a la solución de continuidad entre ambas. El trabajo como elemento fijador de los tornillos de anclaje es similar al que realizan las armaduras en el hormigón armado, pero la diferencia entre las características mecánicas de las secciones en contacto, obliga a introducir hipótesis y a establecer modelos simplificados para analizar su comportamiento y realizar su cálculo. Cuando se proyecta una base empotrada se presupone un monolitismo en la unión que no es tal. A una deformación del hormigón comprimido acompaña una deformación de la base, provocando una pérdida de la condición de empotramiento, tanto mayor cuanto mayor sea la deformación. Es por tanto muy importante plantear bases de gran rigidez, que se deformen poco. El análisis de la deformabilidad de las bases se considera una vía importante de estudio y ensayo.

El posible deslizamiento de la placa habría de estudiarse teniendo en cuenta el coeficiente de rozamiento μ entre el acero y el hormigón, no obstante en el estudio que se realiza en este capítulo el deslizamiento se evita mediante los tornillos de anclaje despreciando el rozamiento.

1.9.1.4.1 Diseño-tornillos de anclaje

Para determinar la carga que soporta el tornillo de anclaje, se lo determina mediante la expresión que se da a continuación:

$$\sum M_o = 0$$
$$M = 2P(L_1) + 2P(L_2) \quad (\text{Ec. 1.4})$$

En la figura 1.33 se indica las fuerzas externas P, en los tornillos de anclaje; los cuales producen un momento M.

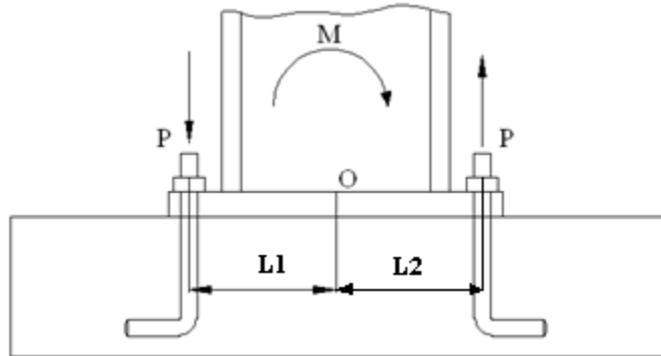


Fig. 1.33 Cargas en tornillos de anclaje.

Donde: $L_1 = L_2$ = representan la distancia perpendicular desde el punto O al eje del tornillo de anclaje, figura 1.33. En la ecuación 1.5 se aprecia la fórmula para determinar el diámetro de un tornillo.

$$d = \sqrt{\frac{4P f_s}{N \pi S_p}} \quad (\text{Ec. 1.5})$$

Donde: P = es la carga a tensión de cada tornillo

f_s = Factor de seguridad

N = es el número de tornillos

S_p = resistencia de prueba para los tornillos

$$F_1 = \pi d L \sigma_H \quad (\text{Ec. 1.6})$$

$$F_2 = d B \sigma_{C/H} \quad (\text{Ec. 1.7})$$

Donde: σ_H = Esfuerzo de adherencia = 5 Kg/cm² (acero-hormigón)

$\sigma_{C/H}$ = Esfuerzo del hormigón = 180 Kg/cm²

L = Largo del tornillo de anclaje enterrado en el concreto

B = Longitud del tornillo doblado en el concreto

Sumando las dos fuerzas calculadas para la resistencia del tornillo, cuyo total es la carga que puede soportar el tornillo de anclaje:

$$\frac{P}{4} \leq F_1 + F_2 \quad (\text{Ec. 1.8})$$

La sobrecarga de diseño para cada tornillo es:

$$\text{Sobrecarga} = P f_s$$

1.9.2 Conexiones soldadas

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido.

1.9.2.1 Símbolos

Una estructura soldada se fabrica soldando en conjunto un grupo de formas de metal, cortadas con configuraciones particulares. Durante la soldadura, las diversas partes se mantienen con firmeza en contacto, a menudo con abrazaderas o tornillos.

Las soldaduras se deben especificar con precisión en los dibujos de trabajo, lo cual se hace mediante los símbolos para soldadura como se ve en la figura 1.34, que la American Welding Society (AWS) ha estandarizado. La flecha de este símbolo apunta hacia la unión por soldar. El cuerpo del símbolo contiene todos los elementos que se consideran necesarios.

- Línea de referencia
- Flecha
- Símbolos básicos para soldadura, como los de la figura 1.35
- Dimensiones y otros datos

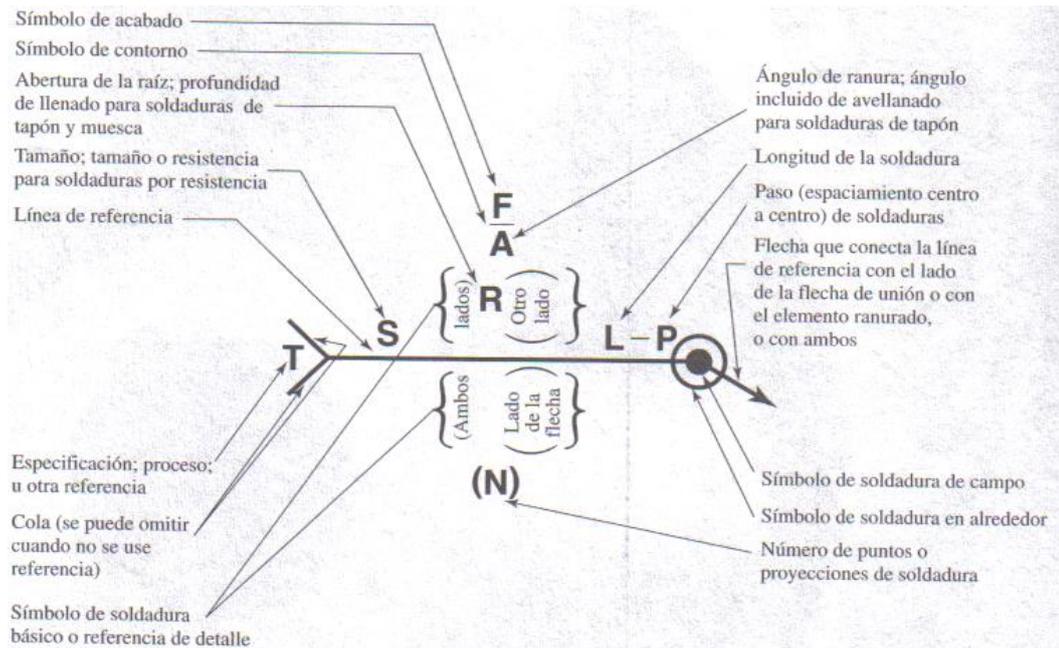


Fig.1.34 Representación simbólica para soldadura estándar AWS.

1.9.2.2 Tipos de Soldadura

Tipo de soldadura							
Cordón	Filete	Tapón o muesca	Ranura				
			Cuadrada	V	Bisel	U	J
							

Fig.1.35 Símbolos de soldadura por arco y autógena.

- Símbolos Complementarios
- Símbolos de Acabado
- Cola de la Flecha
- Especificaciones o proceso

El lado de la flecha de una unión es la línea, lado, área o elemento próximo al cual apunta la flecha. El lado opuesto de la flecha es el otro lado.

En la figura 1.36 se aprecia una soldadura de filete, en la figura 1.37 existe una soldadura de filete alrededor del contorno, de igual manera en la figura 1.38 se indica una soldadura a tope o en ranura, y finalmente en la figura 1.39 se representan soldaduras de tipo especiales de ranura.

Este tipo de soldaduras son las más empleadas por los diseñadores. Para elementos generales de máquinas la mayoría de las soldaduras son de filete, aunque las soldaduras a tope se empleen mucho en el diseño de recipientes a presión. Por su puesto, las partes por unir deben colocarse de manera que haya un espacio libre suficiente para la operación de soldadura si se requieren uniones inusuales debido a un espacio libre insuficiente, o por la forma de la sección, el diseño quizá sea deficiente y el diseñador deberá comenzar de nuevo y tratar de establecer otra solución más adecuada.

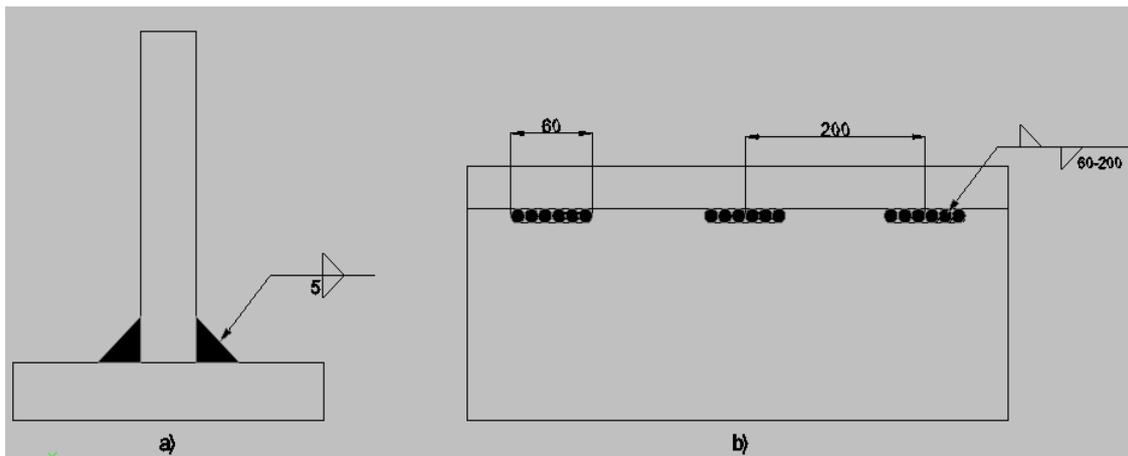


Fig.1.36 Soldadura de filete. a) El número indica el tamaño del cateto; la flecha debe apuntar sólo hacia una de las soldaduras cuando ambos lados son iguales. b) El símbolo indica que las soldaduras son intermitentes y con longitud de 60mm y con una distancia de 200 mm entre centros.

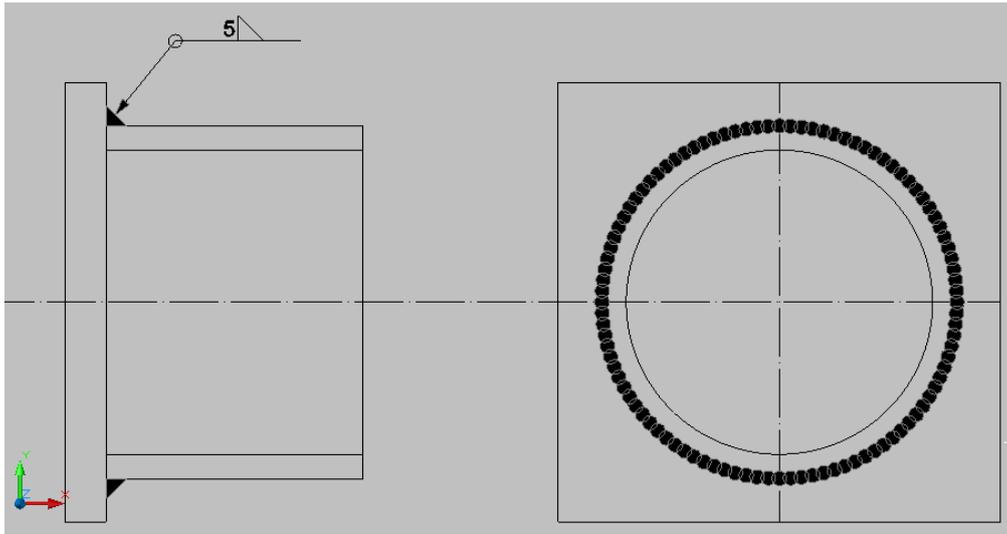


Fig.1.37 El círculo en el símbolo de la soldadura señala que la soldadura debe ser alrededor.

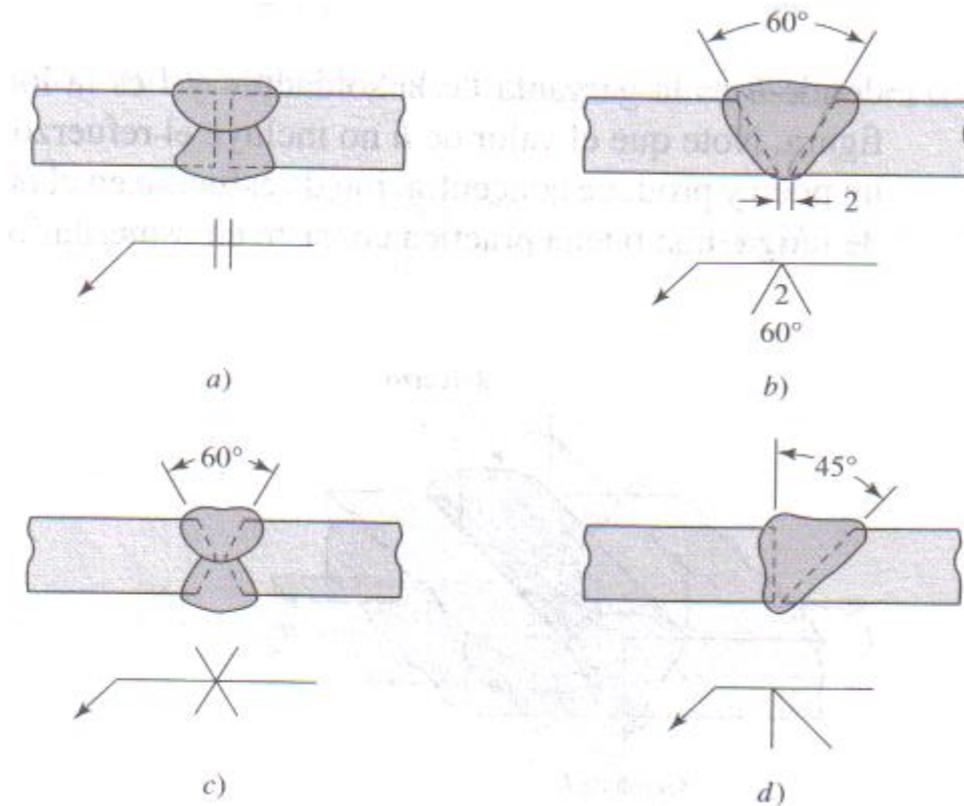


Fig.1.38 Soldaduras a tope o en ranura: a) Cuadrada soldada a tope en ambos; b) V simple con bisel a 60° y abertura de la raíz de 2mm. c) V doble; d) bisel sencillo.

Puesto que en la operación de soldadura se empleará calor se experimentan cambios metalúrgicos en el metal de base, cerca de la soldadura. Así mismo, se introducen esfuerzos residuales a causa de la sujeción o unión de las piezas o, algunas veces, por orden de la soldadura. A menudo dichos esfuerzos residuales no son tan ceberos para que sean motivo de preocupación.

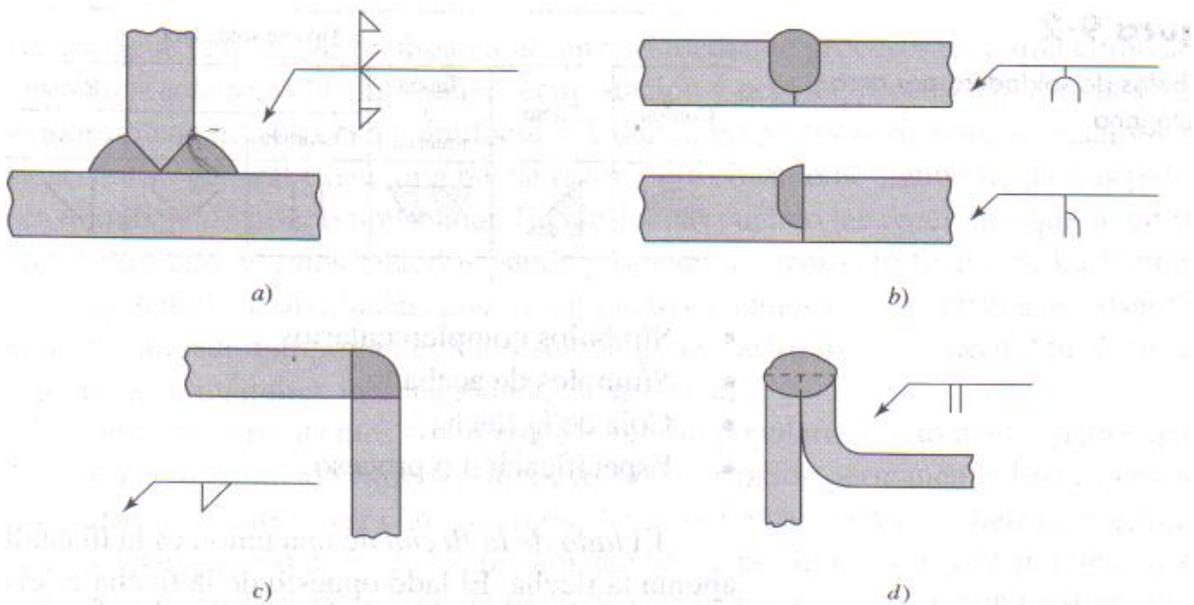


Fig.1.39 Soldaduras especiales de ranura: a) Unión en T para placas gruesas; b) Soldaduras en U y J para placas gruesas; c) Soldadura en esquina (También puede tener un cordón de soldadura en el interior para mayor resistencia, pero no se debe usar cargas pesadas); d) Soldadura de borde para lámina de metal y cargas ligeras.

1.9.2.2.1 Soldaduras a Tope y de filete

En la figura 1.40 se ilustra una soldadura en una ranura en v sometida a una carga de tensión F. Para cargas de tensión o de compresión el esfuerzo normal esta dado por:

$$\sigma = \frac{F}{h.l} \quad (\text{Ec. 1.9})$$

Donde h es la garganta de la soldadura y l es la longitud de la soldadura como se aprecia en la figura. Note que el valor de h no incluye el refuerzo, que quizá sea deseable, pero varía un poco y produce concentración de esfuerzos en el punto A de la figura 1.40.

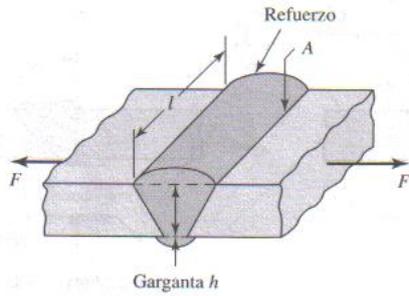


Fig.1.40 Junta típica a tope.

Si existen cargas de fatiga, una buena práctica consiste en esmerilar o maquinar el refuerzo.

En la figura 1.41 se ilustra una soldadura de filete transversal; la cual está sometida a cargas cortantes.

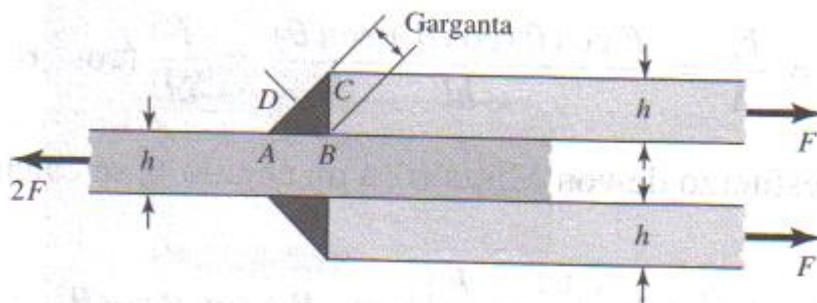


Fig.1.41 Soldadura de filetes transversales.

El esfuerzo promedio en una soldadura a tope debido a la carga cortante está dado por:

$$\tau = \frac{F}{h.l} \quad (\text{Ec. 1.10})$$

En la figura 1.42 se ilustra una soldadura de filete paralelo, la cual presenta soldadura en ambos lados de la chapa.

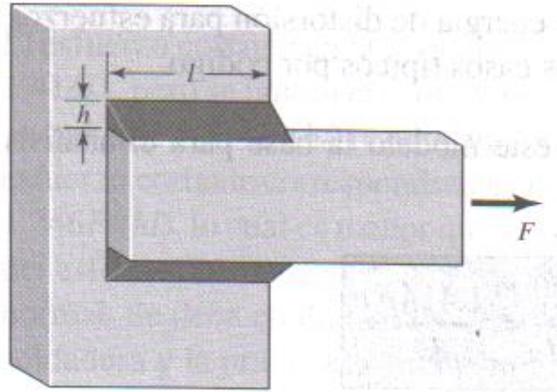


Fig.1.42 Soldadura con dos filetes paralelos.

1.9.2.3 Consideración para el diseño

- Considerar que las cargas externas soportan fuerzas cortantes en el área de la garganta de la soldadura. Al no tomar en cuenta el esfuerzo normal en la garganta, los esfuerzos cortantes se incrementan lo suficiente para hacer que el modelo sea conservador.
- Utilizar la energía de distorsión para esfuerzos significativos.
- Limitar los casos típicos por código.

Mediante este modelo la base para el análisis o diseño de la soldadura utiliza la ecuación:

$$\tau = \frac{F}{0,707 \cdot h \cdot l} = \frac{1,414F}{h \cdot l} \quad (\text{Ec. 1.11})$$

1.9.2.3.1 Bajo circunstancias de cargas combinadas

- Se examinan los esfuerzos cortantes primarios debido a las fuerzas externas.
- Se estudian los esfuerzos cortantes secundarios causados por momentos de torsión y de flexión.
- Se calcula la o las resistencias de el o los metales de base.
- Se calcula la resistencia del metal de soldadura depositado.

- Se determina la o las cargas permisibles para el o los metales de base.
- Se estima la carga permisible para el metal de aporte depositado.

1.9.2.3.2 Esfuerzos en uniones soldadas sujetas a torsión

En la figura 1.43 se ilustra un voladizo de longitud l soldada a una columna mediante dos soldaduras de filete. La reacción en el soporte de un voladizo siempre consiste en una fuerza cortante V y un momento M . La fuerza cortante produce un cortante primario en las soldaduras de magnitud.

$$\tau' = \frac{V}{A} \quad (\text{Ec. 1.12})$$

Donde A es el área de la garganta de todas la soldaduras, y V la carga cortante.

El momento en el soporte produce un cortante secundario o una torsión de las soldaduras; dicho esfuerzo esta dado por la ecuación:

$$\tau'' = \frac{M \cdot r}{J} \quad (\text{Ec. 1.13})$$

Donde r es la distancia desde el centroide del grupo de las soldaduras hasta el punto en las soldaduras de interés, y J es el segundo momento polar de inercia del área del grupo de soldaduras respecto al centroide del grupo. Cuando se conocen los tamaños de las soldaduras, se resuelven estas ecuaciones y los resultados se combinan para obtener el esfuerzo cortante máximo. Observe que r , por lo general es la distancia mas alejada del centroide del grupo de soldaduras.

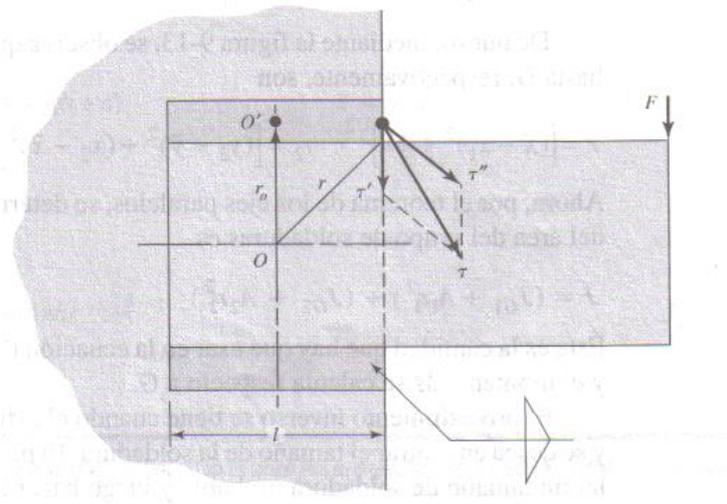


Fig.1.43 Esta es una conexión para resistir momento, que produce torsión en las soldaduras.

1.9.2.3.3 Esfuerzos en uniones soldadas sujetas a flexión

En la Figura 1.44 se puede apreciar un voladizo de sección transversal rectangular soldado a un soporte en los bordes superior e inferior. Así como en la figura 1.44a hay un voladizo soldado a un soporte mediante soldaduras de filete en la parte superior y en la inferior un diagrama del cuerpo libre de la viga mostraría una reacción de fuerza cortante V y una reacción de momento M. La fuerza cortante produce un cortante primario en las soldaduras de magnitud.

$$\tau' = \frac{V}{A}$$

Donde A es el área total de la garganta.

El momento M induce una componente de esfuerzo cortante en la garganta de 0.707τ , donde están las soldaduras. Si se consideran las dos soldaduras de la figura 1.44b como líneas, se observa que el segundo momento de área unitaria se expresa mediante:

$$I_u = \frac{bd^2}{2} \quad (\text{Ec. 1.14})$$

El segundo momento de área I, con base en el área de la garganta de la soldadura es

$$I_u = 0,707 \cdot h \cdot I_u = 0,707h \cdot \frac{bd^2}{2} \quad (\text{Ec. 1.15})$$

Ahora se determina que el esfuerzo cortante nominal en la garganta esta dado por

$$\tau = \frac{M.c}{I} = \frac{M.d/2}{0,707hb d^2/2} = \frac{1,414M}{bdh} \quad (\text{Ec. 1.16})$$

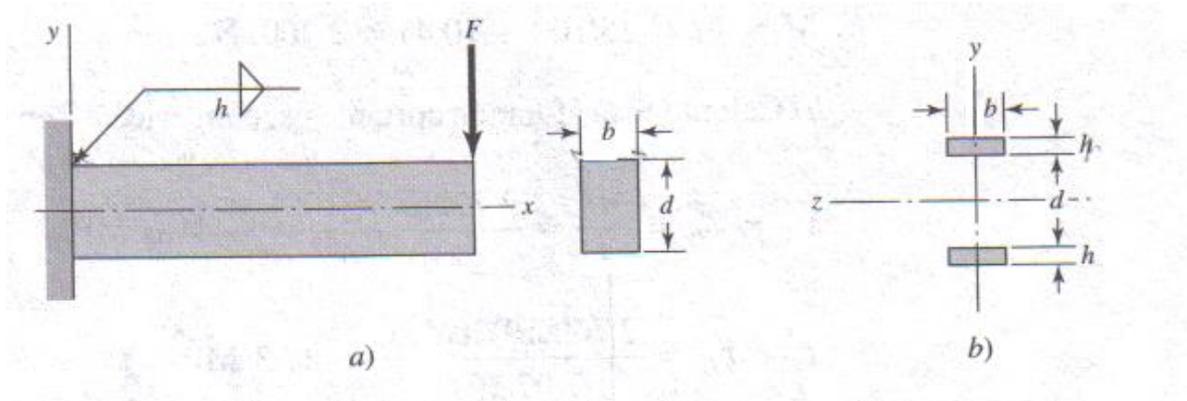


Fig.1.44 Voladizo de sección transversal rectangular soldado a un soporte en los bordes superior e inferior.

El modelo proporciona el coeficiente de 1.414, en contraste a las predicciones mediante la energía de distorsión o 1.207 mediante el cortante máximo. El enfoque conservador de 1.414 del modelo no consiste en que sea simplemente mayor que 1.196 o 1.207 si no que los ensayos realizados para validar el modelo demuestran que es suficientemente grande.

El segundo momento de área de la ecuación 1.16 se basa en la distancia d entre las dos soldaduras si este momento se determina al considerar las dos soldaduras como si tuvieran huellas rectangulares, la distancia entre los centroides de la garganta de las soldaduras es aproximadamente (d+h). Por lo que se produciría un segundo momento de área ligeramente mayor y resultaría en un nivel de esfuerzo menor. El método de considerar las soldaduras como una línea no interfiere con el enfoque conservador del modelo. También se puede tener la tabla 1.3 con todas las inconveniencias que resultan.

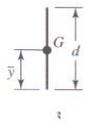
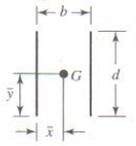
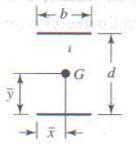
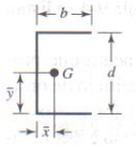
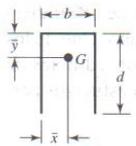
Soldadura	Área de la garganta	Ubicación de G	Segundo momento del área unitaria
	$A = 0.707hd$	$\bar{x} = 0$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^3}{12}$
	$A = 1.414hd$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^3}{6}$
	$A = 1.414hb$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{bd^2}{2}$
	$A = 0.707h(2b + d)$	$\bar{x} = \frac{b^2}{2b+d}$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^2}{12}(6b+d)$
	$A = 0.707h(b + 2d)$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = \frac{d^2}{b+2d}$	$I_u = \frac{2d^3}{3} - 2d^2\bar{y} + (b+2d)\bar{y}^2$

Tabla 1.3 Propiedades a la flexión de soldaduras de filete. (continúa)

Fuente: J. Shigley, Diseño en Ingeniería Mecánica, Sexta Edición, 2004.

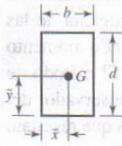
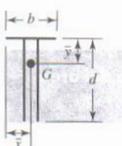
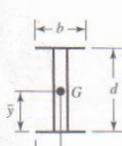
Soldadura	Área de la garganta	Ubicación de G	Segundo momento del área unitaria
	$A = 1.414h(b + d)$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^2}{6}(3b + d)$
	$A = 0.707h(b + 2d)$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = \frac{d^2}{b + 2d}$	$I_u = \frac{2d^3}{3} - 2d^2\bar{y} + (b + 2d)\bar{y}^2$
	$A = 1.414h(b + d)$	$\bar{x} = b/2$ $\bar{y} = d/2$	$I_u = \frac{d^2}{6}(3b + d)$
	$A = 1.414\pi r$		$I_u = \pi r^3$

Tabla 1.3 Propiedades a la flexión de soldaduras de filete (continuación).

Fuente: J. Shigley, Diseño en Ingeniería Mecánica, Sexta Edición, 2004

1.9.2.4 Resistencia de las uniones soldadas

Por lo general el equiparar las propiedades del electrodo con las del metal de base no es tan importante como la rapidez y la habilidad del operador y la apariencia de la unión terminada. Las propiedades de los electrodos varían mucho, pero en la tabla 1.4 se listan algunas propiedades mínimas de algunas clases de electrodos. Al diseñar componentes soldadas resulta preferible seleccionar un acero que proporcione una soldadura rápida y económica, aunque quizá requiera un sacrificio de otras cualidades, como la maquinabilidad. En condiciones apropiadas todos los aceros se pueden soldar, pero se tendrán mejores resultados si se eligen aceros con mayor resistencia a la tensión. Dichos aceros tienen una resistencia a la tensión en la condición laminado y caliente, en el intervalo de 60 a 70 kpsi.

El diseñador puede elegir factores de seguridad o esfuerzos permisibles de trabajo con más confianza, si esta consciente de los valores que se han empleado. Unos de los mejores estándares que se puede usar es el código para construcción de edificios de la American Institute of Steel Construction (AISC) en la actualidad los esfuerzos permisible se basa en el limite elástico del material, en ves de la resistencia ultima; Así mismo el código permite usar una variedad de aceros estructurales ASTM con limites elástico que varían de 33 a 50 Kpsi. Si la carga es la misma el código permite el mismo esfuerzo en el metal de aporte y en el metal de base. Para estos aceros ASTM $S_y=0.5S_u$, En la tabla 1.5 se listan las formulas especificas por el código para calcular estos esfuerzos permisibles en varias condiciones de carga. Los factores de seguridad implicados se calculan con facilidad. Para tensión, $n=1/0.60 = 1.067$. Para cortante, $n= 0.577/0.40 = 1.44$, al emplear la teoría de la energía de distorsión como el criterio de falla.

Número de electrodo AWS*	Resistencia de tensión (MPa)	Límite elástico kpsi (MPa)	Elongación (%)
E60xx	62 (427)	50 (345)	17-25
E70xx	70 (482)	57 (393)	22
E80xx	80 (551)	67 (462)	19
E90xx	90 (620)	77 (531)	14-17
E100xx	100 (689)	87 (600)	13-16
E120xx	120 (827)	107 (737)	14

Tabla 1.4 Propiedades mínimas del metal de aporte.

Fuente: J. Shigley, Diseño en Ingeniería Mecánica, Sexta Edición, 2004.

El código de la AISC para puentes, así como el código AWS incluye esfuerzos permisibles cuando hay cargas de fatiga. El diseñador no tendrá dificultad para usar estos códigos. Por su puesto para estructuras consideradas por estos códigos, los esfuerzos reales no pueden exceder los esfuerzos permisibles. En la tabla 1.6 se proporciona información de carga constante y los tamaños mínimos de los filetes.

Tipo de carga	Tipo de soldadura	Esfuerzo permisible	n^*
Tensión	A tope	$0.60S_y$	1.67
Aplastamiento	A tope	$0.90S_y$	1.11
Aplastamiento	A tope	$0.60-0.66S_y$	1.52-1.67
Compresión simple	A tope	$0.60S_y$	1.67
Cortante	A tope o de filete	$0.30S_{ur}$	

Tabla 1.5 Esfuerzos permisibles por el código AISC para metal de aporte.

Fuente: J. Shigley, Diseño en Ingeniería Mecánica, Sexta Edición, 2004.

Programa A: carga permisible para varios tamaños de soldadura de filete							
Nivel de resistencia del metal de aporte (EXX)							
	60*	70*	80	90*	100	110*	120
Esfuerzo cortante permisible en la garganta, ksi (1 000 psi) de soldadura de filete o soldadura de muesca de penetración parcial							
$\tau =$	18.0	21.0	24.0	27.0	30.0	33.0	36.0
Fuerza unitaria permisible en soldadura de filete, kip/pulg lineal							
$f =$	12.73h	14.85h	16.97h	19.09h	21.21h	23.33h	25.45h
Tamaño del cateto h, pulg	Fuerza unitaria permisible para varios tamaños de soldaduras de filete kip/pulg lineal						
1	12.73	14.85	16.97	19.09	21.21	23.33	25.45
7/8	11.14	12.99	14.85	16.70	18.57	20.41	22.27
3/4	9.55	11.14	12.73	14.32	15.92	17.50	19.09
5/8	7.96	9.28	10.61	11.93	13.27	14.58	15.91
1/2	6.37	7.42	8.48	9.54	10.61	11.67	12.73
7/16	5.57	6.50	7.42	8.35	9.28	10.21	11.14
3/8	4.77	5.57	6.36	7.16	7.95	8.75	9.54
5/16	3.98	4.64	5.30	5.97	6.63	7.29	7.95
1/4	3.18	3.71	4.24	4.77	5.30	5.83	6.36
3/16	2.39	2.78	3.18	3.58	3.98	4.38	4.77
1/8	1.59	1.86	2.12	2.39	2.65	2.92	3.18
1/16	0.795	0.930	1.06	1.19	1.33	1.46	1.59

Tabla 1.6 Cargas constantes permisibles y tamaños mínimos de soldadura de filete.

Fuente: J. Shigley, Diseño en Ingeniería Mecánica, Sexta Edición, 2004.

1.9.2.5 Numeración de electrodos

American welding society ha clasificado los electrodos de acero dulce y baja aleación con un número de 4 ó 5 dígitos, precedidos por una "E".

1.9.2.6 Prefijos

El prefijo¹⁴ “E” significa “electrodo” y se refiere a la soldadura por arco.

1.9.2.7 Resistencia a la Tracción

Para los electrodos de acero dulce y los aceros de baja aleación: las dos primeras cifras de un número de cuatro cifras, o las tres primeras cifras de un número de cinco cifras designan resistencia a la tracción:

- E-60xx = significa una resistencia a la tracción de 60,000 libras por pulgada cuadrada. (42,2 kg./mm²).
- E-70xx = significa una resistencia a la tracción de 70,000 libras por pulgada cuadrada. (49,2kg./mm²).
- E-100xx = significa una resistencia a la tracción de 100,000 libras por pulgada cuadrada. (70,3kg./mm²).

1.9.2.8 Posiciones para Soldar

La penúltima cifra indica la posición para soldar.

Exx1x significa para todas las posiciones.

Exx2x significa posición horizontal o plana.

Exx3x significa posición plana solamente.

1.9.2.9 Revestimientos

Para los diferentes tipos de revestimientos nótese que los electrodos tipo:

E-6010 y E-6011 Tienen un revestimiento con alto contenido de materia orgánica (celulosa).

E-6013 tienen un revestimiento con alto contenido de óxido de rutilo (titanio).

¹⁴ http://www.aga.com.ec/international/web/lg/ec/likelgagaec.nsf/DocByAlias/info_welding_electrone

1.9.2.10 C.C C.A. y Polaridad

En la Tabla 1.7 se da la interpretación correspondiente al último dígito.

ULTIMO DIGITO	CORRIENTE Y POLARIDAD		ESCORIA	ARCO	PENETRACIÓN
0	-	CC+	Orgánica	Energético	Mucha
1	CA	CC+	Orgánica	Energético	Mucha
2	CA	CC-	Rutílica	Medio	Mediana
3	CA	CC-	Rutílica	Suave	Poca
4	CA	CC-	Rutílica	Suave	Poca
5	-	CC+	Básica	Medio	Mediana
6	CA	CC+	Básica	Medio	Mediana
7	CA	CC	Mineral	Suave	Mediana
8	CA	CC+	Básica	Medio	Mediana

Tabla 1.7 Ultimo digito numeración electrodos.

Fuente: www.aga.com

1.10 Pintura

1.10.1 Definición

La pintura es un recubrimiento que se da a una determinada superficie con la finalidad de proteger y evitar la formación de corrosión y como consecuencia de esto posibles desgastes y fisuras en el material.

Un sistema de pintura suele estar formado por pinturas de una misma química, con distinta estructura o composición. Por lo general está compuesto por: Imprimaciones de capas Intermedias y capas gruesas acabadas. Debido a que la formación de óxido depende de la humedad relativa y sustancias agresivas de la atmósfera, la protección pasiva (simples acabados) debe hacerse de forma que evite el contacto del oxígeno con el metal, la mínima fisura permitiría que la oxidación se fuera esparciendo, por tanto

esta protección no es suficiente. La protección activa se consigue cuando el recubrimiento contiene metales que son atacados por el oxígeno más lentamente que el hierro (óxido de plomo, zinc cromado o cadmio), pero esta capacidad protectora del metal se agota. Un sistema durable implica una o más capas de fuentes de protección activa y una o más capas de recubrimiento, que constituyen un último acabado. Es aconsejable recurrir a las imprimaciones anticorrosivas dentro del sistema para prevenir la corrosión, proteger al sustrato en roturas de la película de pintura, e impedir la extensión de la corrosión.

1.10.2 Componentes

Las pintura que se aplican sobre el acero suelen dividirse en dos clases: Pinturas no pigmentadas o vehículos (barnices, lacas y aceites secantes) y los Recubrimientos pigmentados (imprimadores y capas de acabado) Los vehículos, empleados para proteger el acero estructural, consisten en aceites secantes y barnices (combinación de un aceite secante y resina) Las pinturas pigmentadas se emplean en sistemas de secado al aire o estufa a temperaturas moderadas.

1.10.2.1 Efecto Barrera

Los recubrimientos orgánicos se basan en la acción adherente de las resinas o polímeros, que les permite adherirse a los sustratos y retener los pigmentos. Las resinas o ligante puros (sin pigmentos) contienen disolventes para facilitar su aplicación, los cuales se evaporan al secar. Mientras tanto, van creando pequeños canales o huecos desde el fondo a la superficie, que se van cerrando en la última parte del secado, pero que permiten el paso de gases y vapores, aunque no de líquidos. La formación de esta película seca depende de su proceso de formación y del tamaño de las cadenas poliméricas, lo cual nos genera un problema frente a los agentes de deterioro. Ningún polímero deja un espacio tan pequeños como para impedir el paso de los gases, por lo que el oxígeno, vapor de agua y vapores ácidos siempre acaban por llegar a la interfase entre el metal y el recubrimiento orgánico. No obstante, se puede frenar y retrasar la corrosión permitiendo la entrada de menos oxígeno que el necesario para que las reacciones avancen. En cuanto al agua, los revestimientos orgánicos pueden impedir el acceso de agua líquida, pero todos son permeables al vapor de agua en mayor o menor

medida, el cual accede a la interfase sustrato-revestimiento y se condensa en forma de agua líquida. Podemos minimizar el avance de la corrosión debilitando la corriente resultante del flujo de electrones del metal, es decir, dificultando la circulación de los iones por la interfase sustrato-revestimiento. De todos modos, las reacciones de corrosión siempre se verán forzadas cuando hay electrolitos (cloruro sódico o sulfatos) en el medio acuoso.

1.10.2.2 Las Capas

Capa inicial: Imprimaciones Anticorrosivas. Para complementar el efecto barrera dado por las pinturas de las capas más externas, estas imprimaciones anticorrosivas están pensadas para combatir la presencia de agua y oxígeno junto al acero.

Capas intermedias: Las Gruesas. Las capas intermedias son más gruesas, y por lo general de aspecto mate o satinado. No suelen contener pigmentos anticorrosivos, y se emplean para aumentar el grosor del sistema y dejarlo más impermeable, así como para evitar las exfoliaciones. Las materias primas empleadas son similares a las de las imprimaciones.

Capas finales: Acabado. En función del proceso de formación de película se clasifican en: Pinturas de Secado Físico (proceso físico: evaporación de disolventes y entrelazado de macromoléculas del polímero) y Pinturas de Secado Químico (reacciones químicas: unión entre macromoléculas de resinas)

1.10.3 Sistemas de Pintura para Acero

Las diferentes pinturas aplicables para el acero son diversas pero dependerá principalmente de su aplicación y del medio al cual está expuesto.

1.10.3.1 Pinturas al Aceite: Particularmente apropiado para estructuras expuestas a la intemperie. Poca resistencia a ambientes químicos, inmersión en agua, condensaciones, atmósferas salinas o muy corrosivas, humedad elevada, temperaturas altas, abrasión y condiciones enterradas. En general se recomienda su utilización en ambientes rurales, urbanos, marinos e industriales medios y en zonas de humedad moderada.

1.10.3.2 Pinturas Alquídicas: Se aplica principalmente a aceros estructurales expuestos a condiciones atmosféricas industriales, rurales o marinas, así como zonas de alta humedad. No son adecuadas para ambientes químicos especialmente corrosivos, inmersión en agua, abrasión severa y estructuras enterradas.

1.10.3.3 Pinturas Fenólicas: Especialmente apropiado para aceros estructurales que han de permanecer sumergidos en agua, zonas de alta humedad en las que se prevén condensaciones, y para exposición a la intemperie en ambientes químicos de corrosión moderada.

1.10.3.4 Pinturas Vinílicas: Para condiciones ambientales muy severas, inmersión en agua dulce o salada, alta humedad y condensaciones. Resisten al fuego y a los ambientes químicos corrosivos, pero son atacadas por disolventes orgánicos aromáticos, cetonas, éteres ésteres, así como por ácido nítrico fumante, ácido sulfúrico del 98% y ácido acético.

1.10.3.5 Pinturas ricas en Zinc: Estas pinturas representan un gran avance en la protección contra la corrosión, vienen a ser un suplemento de la protección galvánica. Son adecuadas para zonas de humedad elevada, marina y química corrosivas. Pueden incluso utilizarse en estructuras que permanecen sumergidas en agua dulce, y también resisten sumergida en agua salada con una capa de acabado adecuada.

1.10.4 Corrosión

La mayor parte de los procesos de corrosión del acero estructural son de naturaleza electroquímica y suceden en etapas. El ataque inicial ocurre en las áreas anódicas sobre la superficie, donde los iones ferrosos son disueltos. De las áreas anódicas se liberan los electrones que se mueven a través de la estructura metálica, a las áreas catódicas adyacentes existentes en la superficie, donde se combinan con el oxígeno y con el agua, formando iones hidroxilos. Éstos reaccionan con los iones ferrosos generados en el ánodo, produciendo hidróxido ferroso que, a su vez, se oxida al aire produciendo el óxido de hierro hidratado.

Todas estas reacciones pueden ser descriptas mediante la ecuación:



La Figura 1 representa en forma esquemática el mecanismo envuelto en el proceso de corrosión. Dos puntos importantes son consecuencias directas de las consideraciones anteriores:

1. Para que el acero se corroa, es necesario la presencia simultánea de agua y de oxígeno. En ausencia de una de estas sustancias, no se produce corrosión.
2. Toda la corrosión ocurre en el ánodo en el cátodo no hay corrosión. Pero después de un tiempo y debido a los efectos de polarización (tal como el crecimiento de la capa de herrumbre en las regiones anódicas), la velocidad del proceso de corrosión decae substancialmente. En ese momento se desarrolla un nuevo proceso: las regiones catódicas pasan a comportarse como anódicas, y viceversa. Los cátodos se transforman en ánodos y los ánodos en cátodos. De este modo, se va corroyendo toda la superficie de modo uniforme en un proceso conocido como corrosión generalizada. La figura 1.45 ilustra este fenómeno.

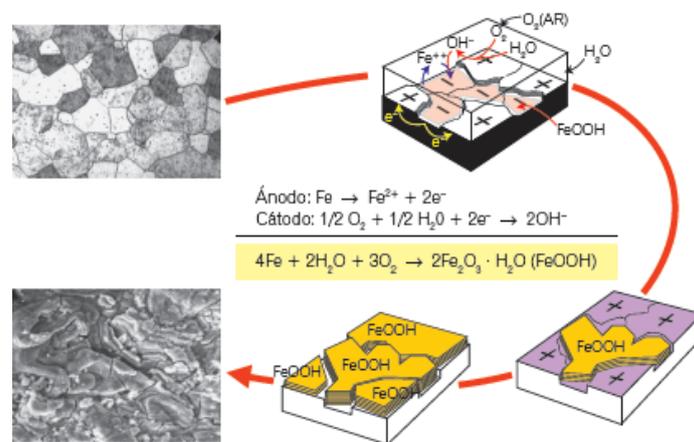


Fig.1.45 Representación esquemática del mecanismo de corrosión.

1.10.4.1 Como puede prevenirse la corrosión. La prevención de la corrosión nace con el trabajo del calculista y es en gran medida la manera más económica de lograr la vida útil de la estructura a costo mínimo a lo largo del tiempo. Es importante resaltar que en interiores secos no se requiere precaución alguna. Los principales puntos a considerar son los siguientes:

1.10.4.2 Humedad y suciedad retenida

- a. Evite la formación de cavidades y grietas. Si no hay alternativa, utilice un sellante (epoxílico, poliuretánico o silicona) para cerrar la grieta.
- b. Por regla general es preferible usar uniones soldadas en lugar de atornilladas.
- c. Disponga espacios de drenaje para el escurrimiento del agua, donde sea necesario.
- d. Cierre las vigas cajón, excepto si fueran galvanizadas por inmersión en caliente.
- e. Permita la libre circulación del aire en torno a la estructura.

1.10.4.3 Preparación de la superficie:

La preparación de la superficie constituye una etapa importantísima en la ejecución de la pintura y está directamente relacionada con su buen desempeño. La preparación de la superficie se efectúa considerando dos objetivos principales:

1.10.4.4 Limpieza superficial. Se trata de la remoción en la superficie de materiales que podrían impedir el contacto directo de la pintura con el acero, tales como diferentes polvos, grasas, aceites, combustibles, herrumbre, cascarilla de laminación, residuos de pintura ,etc. El nivel requerido de limpieza superficial variará de acuerdo a las restricciones operacionales existentes, del tiempo y de los métodos disponibles para la limpieza, del tipo de superficie presente y del sistema de pintura escogido, ya que las pinturas poseen diferentes grados de adherencia sobre las superficies metálicas.

1.10.4.5 Anclaje mecánico. El aumento de la rugosidad superficial proporciona un aumento de la superficie de contacto entre el metal y la pintura, contribuyendo de este modo al aumento de la adherencia. El perfil de rugosidad especificado está relacionado con el espesor de la capa seca.

1.10.5 Los pigmentos. Son polvos orgánicos o inorgánicos de fina granulometría (aproximadamente 5 micrones de diámetro). En suspensión en la pintura líquida son aglomerados por la resina después del secado, formando una capa uniforme sobre el substrato. Los pigmentos le confieren el color, la opacidad y cohesión, la consistencia, dureza y resistencia de la película, inhibiendo el proceso corrosivo, Algunos de los

pigmentos comúnmente utilizados en las pinturas de protección del acero al carbono son los siguientes:

1.10.5.1 Fosfato de cinc. Es un pigmento que en contacto con agua se disuelve parcialmente, liberando los aniones de fosfato que pasivan localmente la superficie del acero, formando fosfatos de hierro.

1.10.5.2 Cinc metálico. Se emplea cinc metálico de alta pureza disperso en resinas epoxídicas o etil silicato. Las pinturas ricas en cinc también se denominan galvanización en frío y le confieren protección catódica al substrato de acero (el cinc se corroe, protegiendo el acero en un proceso idéntico al de la protección que ofrece la galvanización tradicional). Un rasguño en la pintura y el cinc comienza a corroerse, protegiendo el acero.

1.10.5.3 Óxido de hierro. Este es un pigmento rojo que no tiene ningún mecanismo de protección anticorrosivo por pasivación, alcalinización o protección catódica. Pero por ser sólida y maciza, la partícula actúa como barrera contra la difusión de elementos agresivos, tales como el agua y el oxígeno. Este pigmento es muy utilizado en las pinturas de fondo, no es tóxico, tiene buen poder de tinción y ofrece buen cubrimiento.

1.10.5.4 Aluminio y otros. El aluminio laminar y otros pigmentos también laminares, tales como la mica, talco, óxido de hierro micáceo y ciertos caolines actúan por la formación de hojas microscópicas, sobrepuestas, constituyendo una barrera que dificulta la difusión de elementos agresivos. Cuanto mejor es la barrera, tanto más durable será la pintura. La combinación de resinas bastante impermeables con pigmentos laminares ofrece una óptima barrera contra la penetración de los agentes agresivos.

1.10.5.5 Los solventes. Tienen la finalidad de disolver la resina y, al disminuir la viscosidad, facilitan la aplicación de la pintura. Los solventes más comunes utilizados en las pinturas son los líquidos orgánicos y el agua. Los ligantes más comunes son las resinas y los óleos, aunque también pueden ser inorgánicos, tales como los silicatos solubles. Tienen la función de envolver las partículas de pigmento y mantenerlas unidas entre sí y el substrato. La resina proporciona impermeabilidad, continuidad y flexibilidad a la pintura, además de adherencia entre ésta y el substrato. Las resinas se

solidifican por simple evaporación del solvente o por polimerización, con o sin intervención del oxígeno del aire. La resina en algunos casos es frágil y no tiene buena adherencia. En estos casos, se le agregan los llamados plastificantes, que al no ser volátiles, permanecen en la película después del secado.

Las clasificaciones más comunes de las pinturas se basan en el tipo de resina empleada o el pigmento utilizado.

1.10.6 Las pinturas de fondo, conocidas como imprimadores (*primers*) se clasifican habitualmente de acuerdo al principal pigmento anticorrosivo participante, mientras que las pinturas intermedias y de acabado se clasifican de acuerdo a la resina empleada. Por ejemplo, epoxídicas, acrílicas, alquídicas, etcétera. Los tipos más importantes de pinturas para proteger el acero al carbono, clasificadas según el tipo de resina, son:

1.10.6.1 Alquídicas. Conocidas como esmaltes sintéticos, son pinturas monocomponentes de secado al aire. Se utilizan en interiores secos y abrigados, o en exteriores no contaminados. Como las resinas utilizadas son saponificables, no resisten la humedad constante o inmersión en agua.

1.10.6.2 Poliuretánicas. Son pinturas bicomponentes en que el componente A está basado en resina de poliéster o resina acrílica y el B, el agente de cura, es a base de isocianato alifático. Las pinturas poliuretánicas son bastante resistentes al intemperismo. Por lo tanto, son indicadas para la pintura de acabado en estructuras expuestas a la intemperie. Son compatibles con epoxídicos y resisten por muchos años con menor pérdida de color y brillo originales.

1.10.6.3 Acrílicas. Son pinturas monocomponentes a base de solventes orgánicos o de agua, y, al igual que las pinturas poliuretánicas, son aptas para pintura de acabado. Son pinturas bastante resistentes a la acción del sol. Las pinturas de fondo se aplican directamente sobre la superficie metálica limpia. Tienen por finalidad promover la adherencia del esquema al sustrato y contienen habitualmente pigmentos inhibidores de la corrosión. Son utilizadas para la protección de los aceros estructurales y son clasificadas de acuerdo a los pigmentos inhibidores adicionados a su composición. Como ejemplos, tenemos las pinturas de fondo a base de fosfato de cinc, de cinc metálico o de aluminio.

Un mismo acero, pintado con tipos diferentes de pinturas, puede presentar comportamientos muy diferenciados cuando se encuentra expuesto a un mismo medio agresivo. Esta diferencia puede explicarse admitiendo que las pinturas empleadas tienen diferentes mecanismos de acción contra la corrosión. Estos mecanismos, de manera general son clasificadas en:

1.10.6.4 Protección por barrera: La pintura además de ser lo más impermeable posible, ha de aplicarse en grandes espesores. Las pinturas de gran espesor, llamadas HB (high build), tienen la ventaja de ahorrar mano de obra para su aplicación. Además de las pinturas de gran espesor, las que ofrecen una mejor protección por barrera son las bituminosas y las de aluminio. El inconveniente de la protección por barrera es que cuando se daña la película, la corrosión se extiende bajo la película por aeración diferencial. Así, es siempre recomendable que se utilicen pinturas de fondo con mecanismos de protección catódica o anódica.

1.10.6.5 Protección anódica: La protección de las regiones anódicas la proporcionan los pigmentos anticorrosivos, todos de carácter oxidante. La protección puede lograrse mediante la disolución del pigmento o por acción oxidante.

1.10.6.6 Protección catódica: La protección la confiere la formación de pares galvánicos entre el acero al carbono y las partículas de cinc en polvo (éstas son las llamadas pinturas ricas en cinc). En ellas se corroe el cinc, protegiendo el sustrato del acero al carbono. El contenido mínimo recomendable de cinc en la película seca es del 85% (el contacto eléctrico es fundamental para mantener la protección).

En la elaboración de un sistema de pintura han de considerarse todos los datos: el ambiente, el sustrato, la preparación de la superficie, las pinturas, la secuencia de aplicación, el número de manos, los espesores, los tipos de aplicación y a qué condiciones de trabajo estará sometida la superficie. Cuanto mejor es la preparación de la superficie y mayor el espesor, tanto más duradera será la protección que el sistema ofrecerá al acero. La buena preparación de la superficie cuesta más, pero la pintura durará más. **La Tabla 1.8** presenta algunas directrices para la preparación superficial y los sistemas de pintura realizados en ambientes de diferentes agresividades. Las orientaciones presentadas son genéricas; le cabrá al profesional hacer las consultas previas y detalladas a los fabricantes de pinturas y los que las aplican.

Ambiente	Tipo	Pintura	Manos	Espesor seco por mano (µm)	Espesor seco total (µm)	Costo	Expectativa de durabilidad (años)	Observaciones
Rural 1	Fondo y acabado	Alquídica doble función	1	75	75	Bajo	3 a 6	–
Rural 2	Fondo y acabado	Primer alquídico Esmalte alquídico	1 2	40 40	120	Medio	4 a 7	–
Rural 3	Fondo acabado	Primer Epoxy Esmalte Epoxy	1 2	40 40	120	Medio	6 a 9	Se calcina
Urbano 1	Fondo acabado	Primer alquídico Esmalte alquídico	2 2	40 40	160	Bajo	4 a 7	–
Urbano 2	Fondo y acabado	Colores Epoximástico	1	120	120	Medio	6 a 9	Se calcina
Urbano 3	Fondo y acabado	Poliuretano doble función	2	70	140	Alto	7 a 10	Resistente a la calcinación
Industrial 1	Fondo y acabado	Colores Epoximástico	2	125	250	Medio	6 a 9	Se calcina
Industrial 2	Fondo acabado	Primer Epoxy Esmalte Epoxy	1 2	75 100	275	Medio	6 a 9	Se calcina
Industrial 3	Fondo acabado	Primer Epoxy Esmalte Poliuretano	1 2	125 75	275	Alto	7 a 10	Resistente a la calcinación
Marítimo 1	Fondo intermedia acabado	Primer Etil-Silicato de Cinc Epoxy-Poliámidas (tie-coat) Esmalte Poliuretano	1 1 2	75 40 75	265	Alto	8 a 12	Resistente a la calcinación
Marítimo 2	Fondo intermedia acabado	Primer Epoxi rico en cinc Esmalte Epoxi Esmalte Poliuretano	1 1 1	75 125 75	275	Alto	7 a 11	Resistente a la calcinación
Marítimo 3	Fondo acabado	Primer Epoxy Esmalte Poliuretano	2 1	125 50	300	Alto	6 a 10	Resistente a la calcinación

Tabla 1.8 Sistemas de pintura para ambientes de diferente agresividad.

Fuente: www.sistemasdepintura.com

Para la selección de una pintura se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- La expectativa de vida de la estructura, así como la posibilidad de intervenciones periódicas de mantenimiento.
- El ambiente que circunda a la estructura.
- La dimensión y la forma de los componentes estructurales.
- Las posibilidades de tratamiento que puede proporcionar el fabricante de la estructura, o las que existen en el sitio de la construcción/montaje para obras.
- El costo, esto es, el dinero disponible para implementar la protección. Estos y otros hechos deben ser cuidadosamente considerados antes de adoptar las decisiones.

1.11 Consideraciones para el diseño

Para realizar el diseño de un puente hay que tomar varias consideraciones como son:

- Material
- Factor de seguridad
- Cargas
- Métodos de diseño

De igual manera se deben tomar en consideración las fuerzas internas: momento flector (M), cortante (V), fuerza axial (N), y momento torsor (T).

1.11.1 Factores de Seguridad y Carga. El factor de seguridad de un miembro estructural, se define como la razón de la resistencia del miembro al esfuerzo máximo esperado, con valores desde 1.0 hasta 10. La resistencia de un miembro que se usa para determinar el factor de seguridad se puede considerar como la resistencia última del miembro, pero a menudo se usa un valor menor. Por ejemplo, se puede suponer que la falla ocurre cuando el miembro sufre deformaciones excesivas. Si este es el caso, el factor de seguridad se podría determinar dividiendo el esfuerzo de fluencia entre el esfuerzo máximo esperado. En materiales dúctiles, el factor de seguridad se basa usualmente en el esfuerzo de fluencia, mientras que en materiales frágiles se basa en la resistencia última.¹⁵

En la práctica es usual utilizar un factor de seguridad que parezca razonable desde el punto de vista de experiencias previas. El factor de seguridad considerado en el diseño elástico, se obtiene dividiendo el esfuerzo de fluencia del acero entre el esfuerzo de fluencia de trabajo.

1.11.2 Esfuerzos permisibles

En muchas estructuras es importante que el material permanezca dentro del intervalo elástico lineal para evitar deformaciones permanentes cuando las cargas se retiran. En esas condiciones, el factor de seguridad se establece con respecto a la fluencia de la estructura. La fluencia empieza cuando el esfuerzo de fluencia se alcanza en cualquier

¹⁵ R. Juvinall , “Fundamentos de Diseño para Ingeniería Mecánica”, Primera Edición, 1991, Pág. 43

punto dentro de la estructura; por tanto, aplicar un factor de seguridad con respecto al esfuerzo de fluencia (o resistencia a la fluencia), obtenemos un **esfuerzo permisible**¹⁶ (o *esfuerzo de trabajo*) que no debe excederse en ninguna parte de la estructura, entonces:

$$\text{esfuerzo permisible} = \frac{\text{Resistencia a la fluencia}}{\text{factor de seguridad}}$$

O, para tensión y cortante, respectivamente:

$$\sigma_{perm} = \frac{\sigma_Y}{n_1} \quad \text{y} \quad \tau_{perm} = \frac{\tau_Y}{n_2} \quad (\text{Ec. 1.17 y 1.18})$$

En donde σ_y y τ_y son los esfuerzos de fluencia y n_1 y n_2 son los factores de seguridad correspondientes, por ejemplo un acero dúctil con esfuerzo de fluencia de 36 ksi tiene un esfuerzo permisible de 21.6 ksi.

En ocasiones, el factor de seguridad se aplica al **esfuerzo último** y no al esfuerzo de fluencia. Este método es adecuado para materiales frágiles como el concreto y algunos plásticos, y para materiales sin un esfuerzo de fluencia bien definido como la madera y los *aceros de alta resistencia*. En estos casos, los esfuerzos permisibles en tensión y cortante son :

$$\sigma_{perm} = \frac{\sigma_u}{n_3} \quad \text{y} \quad \tau_{perm} = \frac{\tau_u}{n_4} \quad (\text{Ec. 1.19 y 1.20})$$

En donde σ_u y τ_u son los esfuerzos últimos (o resistencia últimas). Los factores de seguridad con respecto a la resistencia última de un material suelen ser mayores que los basados en la resistencia a la fluencia. En el caso de un acero dulce, un factor de seguridad de 1.67 con respecto a la fluencia corresponde a un factor aproximadamente 2.8 con respecto a la resistencia última.

Las especificaciones AISC dan un esfuerzo permisible a la tensión de 0.60 S_y para las áreas transversales totales de miembros en cuyas secciones no haya agujeros. Para

¹⁶ Gere James M. "Mecánica de Materiales", Quinta Edición, 2002, Pág. 41

secciones que tengan agujeros para pernos o remaches, el esfuerzo permisible a tensión $0.5 S_u$, aplicable a las áreas netas efectivas.¹⁷

1.11.3 Tipos de apoyos

Existen tres tipos de apoyos que son:

1.11.3.1 Fijo. Este tipo de apoyo impide el movimiento de la unión en las 3 direcciones posibles “x”, “y” y “z”; esto quiere decir que este apoyo presenta 3 grados de libertad, figura 1.46.

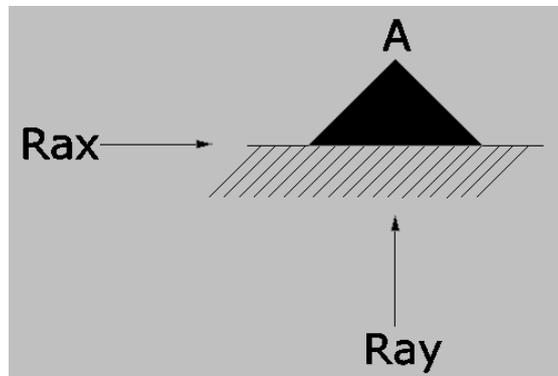


Fig.1.46 Apoyo fijo.

1.11.3.2 Móvil. Este apoyo impide el movimiento en la dirección vertical “y”, por esta razón esta unión posee 1 grado de libertad, figura 1.47.

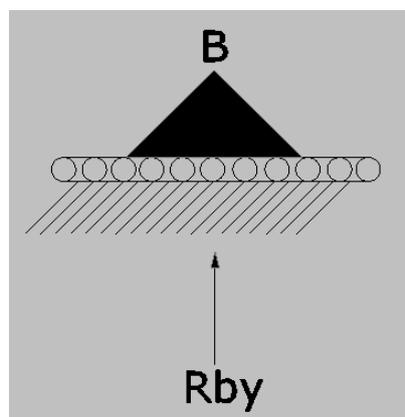


Fig.1.47 Apoyo móvil.

¹⁷ McCormac Jack C. “*Diseño de Estructuras Metálicas*” Cuarta Edición, 1999, Pág. 51.

1.11.3.3 Empotrado. El empotramiento impide tanto el movimiento en las tres direcciones “x”, “y” y “z”, como también la rotación de la junta en todas las direcciones posibles, figura 1.48.

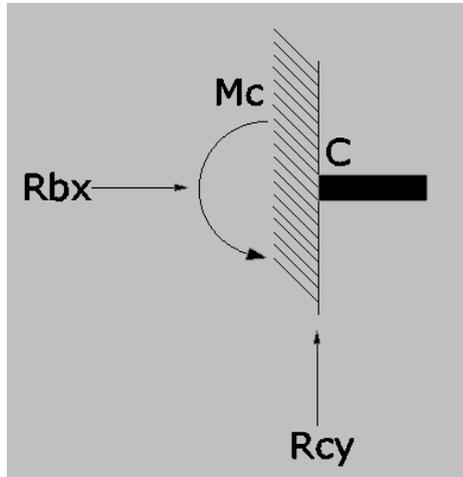


Fig.1.48 Empotramiento.

1.11.4 Cargas estructurales

En el proceso de diseño se deben evaluar las cargas o condiciones a las que estará sometida la estructura del puente durante su vida útil. Debe hacer un esfuerzo por tenerlas todas en cuenta sin olvidar aquellas que aunque pequeñas puedan poner en peligro la resistencia o estabilidad del puente; el efecto de succión producido por un viento fuerte en un puente, puede levantarlo y separarlo de los apoyos, o los cambios fuertes de temperatura que puedan inducir efectos de acortamiento o alargamiento, para los cuales no esté adecuadamente provista la estructura del puente. Se deberán tener en cuenta empujes, fuerzas exteriores o pesos permanentes en el momento del diseño.

1.11.4.1 Cargas muertas (D)

Son aquellas cargas que actuarán durante toda la vida de un puente. Incluyen todos aquellos elementos de la estructura del puente como: vigas, viguetas y la calzada. También se denominan cargas permanentes. Su símbolo “D”, corresponde a la inicial en inglés de Dead (muerto). La principal carga muerta es el peso propio de la estructura. Sus valores se obtienen considerando el *peso específico del material* de la estructura y *el volumen*. Aunque es el tipo de carga más fácil de evaluar, depende de las

dimensiones de los miembros de la estructura, las cuales no se conocen al inicio del proceso. Es necesario recurrir entonces a estimaciones del valor inicial. Esta acción será más o menos aproximada, dependiendo de la experiencia del diseñador. En los casos comunes esta estimación inicial será suficiente; pero en casos no rutinarios, será necesario evaluar de nuevo el peso de la estructura y revisar el diseño.

En el diseño estructural se toman en cuenta dos tipos de cargas: las puntuales y las distribuidas. La fuerza puntual actúa sobre un punto mientras las distribuidas actúan sobre una determinada área; en la figura 1.49 se puede apreciar las diferentes fuerzas distribuidas, así como el peso propio de una placa o losa.

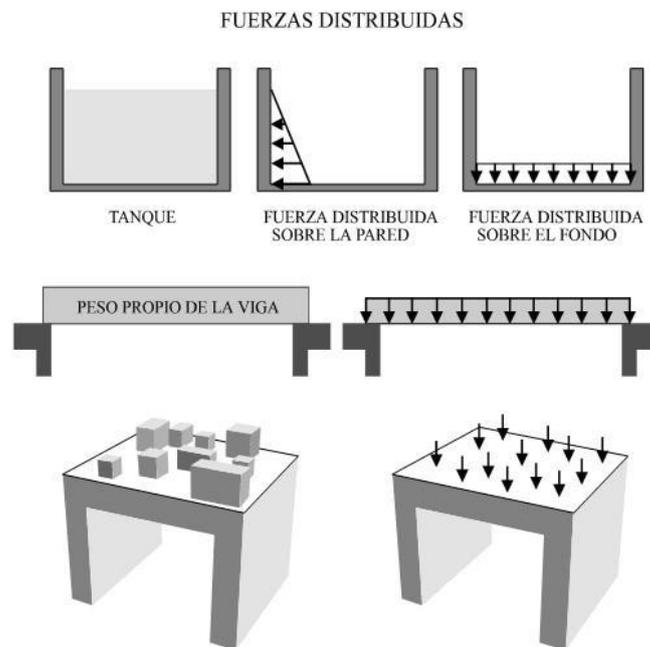


Fig.1.49 Fuerzas distribuidas y peso sobre una placa o losa.

En la tabla 1.9 se indican los pesos específicos de algunos materiales en KN/m^3 ; así como su densidad en Kg/m^3 .

MATERIAL	Peso Especifico	Densidad
Concreto simple	23 kN/m ³	2300 Kg/m ³
Concreto reforzado	24 kN/m ³	2400 Kg/m ³
Mampostería de ladrillo	18 kN/m ³	1800 Kg/m ³
Acero	78 kN/m ³	7850 Kg/m ³
Madera laminada	6 kN/m ³	600 Kg/m ³
Madera, densa, seca	7,5 kN/m ³	750 Kg/m ³
Arena, grava, tierra suelta	16 kN/m ³	1600 Kg/m ³
Arena, grava compactada	19 kN/m ³	1900 Kg/m ³
Mampostería de piedra	27 kN/m ³	2700 Kg/m ³
Pisos de baldosa de cemento	1,0 kN/m ²	100 kgf/m ²
Entrepisos de madera	1,2 kN/m ²	120 kgf/m ²
Cielorrasos de madera	0,1 a 0,5 kN/m ²	10 a 50 kgf/m ²

Tabla 1.9 Pesos de algunos materiales.

Fuente: McCormac, Diseño de Estructuras Metálicas, 1999.

1.11.4.2 Cargas vivas (L)

Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Las cargas que se mueven bajo su propio impulso como camiones, grúas, gente se denominan cargas móviles; también incluyen el peso de personas, así como objetos móviles o divisiones que puedan cambiar de sitio. Generalmente actúan durante períodos cortos de la vida de la estructura. También incluyen el impacto. Su símbolo corresponde a la inicial de Live (vivo). También se denominan cargas de “ocupación”. Usualmente se considera que ocupan toda el área del piso como cargas uniformes, aunque en algunos casos puedan estar concentradas en un área específica, en la tabla 1.10 existen algunas cargas vivas representativas.

TIPO DE EDIFICIOS	CARGA VIVA (lb/pie²)
Edificios de apartamentos	
Habitaciones	40
Salones públicos	100
Comedores y restaurantes	100
Garajes (autos únicamente)	50
Gimnasios, pisos principales y balcones	100
Edificios de Oficina	
Salas de Recepciones	100
Oficinas	50
Escuelas	
Salones de Clases	40
Corredores en Planta Baja	100
Corredores en pisos arriba de la planta baja	80
Bodegas	
De material ligero	125
De material pesado	250
Almacenes (menudeo)	
Planta Baja	100
Otros Pisos	75

Tabla 1.10 Cargas vivas representativas.

Fuente: McCormac, Diseño de Estructuras Metálicas, 1999.

Las cargas vivas para puentes constituyen un campo muy especial y común para el diseño estructural. Para el análisis de la carga más crítica se debe tomar en cuenta el vehículo que tenga la mayor carga posible; casi siempre es una mezcla de vehículos livianos y pesados (automóviles, camiones, tractomulas). En los puentes de gran luz el efecto producido por el tránsito de los vehículos puede simularse adecuadamente por una carga uniforme por unidad de longitud y una carga concentrada, la denominada «franja de carga por carril. En los puentes cortos la influencia de la carga de los ejes traseros es mayor y se acostumbra definir un vehículo, figura 1.50.



Fig.1.50 Ensayo de carga de puente, situación de máxima carga viva.

Cuando un vehículo pasa por un puente se presentan deflexiones elásticas que varían en magnitud y posición según el avance del vehículo; se presentan vibraciones debido a irregularidades de la superficie que se aumentan con el efecto vertical de la suspensión del vehículo, denominado “muelle”. Estos efectos aumentan los esfuerzos producidos por la carga viva. Este efecto dinámico ha sido costumbre llamarlo de impacto y su magnitud se evalúa en función de la luz del puente. Es mayor para luces cortas y el valor máximo fijado es **del 29 - 30% de la carga viva**¹⁸.

Además de la fuerza vertical se especifican fuerzas horizontales. Una para tener en cuenta la fuerza centrífuga en sentido radial en los puentes curvos y otra la acción de frenado en sentido longitudinal.

1.11.4.3 Cargas sísmicas (E)

Muchas áreas del mundo son sísmicas; en nuestro país se han identificado las zonas de mayor riesgo de sismo, la cuales se visualizan en la figura 1.51, pues es necesario considerar las fuerzas sísmicas en el diseño de estructuras de todo tipo. Durante un sismo se presenta una aceleración en el terreno, la cual puede expresarse en sus componentes horizontal y vertical. Generalmente, la componente vertical de la aceleración es insignificante, mas no así la horizontal que puede ser muy intensa. Se usan varias fórmulas para transformar las aceleraciones sísmicas en fuerzas estáticas

¹⁸ www.consideracionesdediseño.com

horizontales que dependen de la masa de la estructura. Estas fuerzas se expresan como un porcentaje del peso de la estructura.

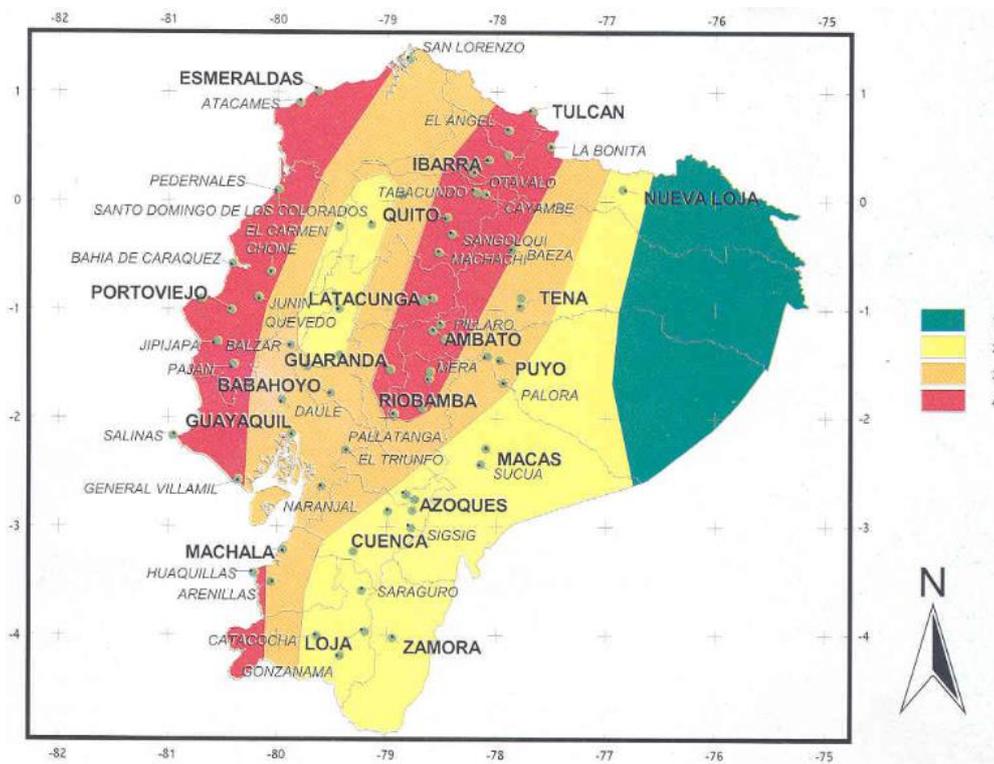


Fig.1.51 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño.

En la figura 1.50 se indican las zonas de mayor riesgo de sismo, las cuales están clasificadas en 4 zonas:

- Zona 1.- Libre de sismos
- Zona 2.- Sismos leves
- Zona 3.- Sismos moderados
- Zona 4.- Sismos de gran magnitud.

En la tabla 1.11 se aprecia el factor de sismo, tomando en consideración la zona de riesgo. El valor de Z esta relacionado con la aceleración máxima que puede sufrir el suelo o terreno, en un determinado periodo.

Zona sísmica	1	2	3	4
Valor factor Z	0.15	0,25	0,30	0,40

Tabla 1.11 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Fuente: INEN, Código Ecuatoriano de la Construcción, 2001.

Algunas personas consideran las fuerzas sísmicas usadas en el diseño como incrementos porcentuales de las cargas de viento; esto es incorrecto, ya que las cargas sísmicas son diferentes en su acción y no son proporcionales al área expuesta. El efecto de la aceleración horizontal, la cual es una fuerza producida por el sismo, crece con la altura respecto al suelo debido al “efecto de chicoteo” del sismo, y las cargas de diseño deben incrementarse correspondientemente. Otro factor que hay que tomar en consideración en el caso de sismos, es el factor de importancia, el cual depende del tipo de estructura, tabla 1.12.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación, transmisión y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Tabla 1.12 Factor de importancia según la estructura.

Fuente: Larburu, Nicolás, *Máquinas Prontuario*, pág. 189

1.11.4.4 Cargas de viento (W)

Las cargas de viento y explosiones producen presión o succión sobre las superficies expuestas de las construcciones. *La carga de viento es una carga muy importante en el diseño de estructuras altas o muy flexibles, como los puentes colgantes, o de gran superficie lateral, como las bodegas o grandes cubiertas.*

Los factores que influyen en la magnitud de esta carga son: la velocidad del viento y su variación con la altura, la magnitud de las ráfagas, las condiciones locales de la superficie del terreno circunvecino, la forma de la superficie expuesta al viento, la zona o región; es especialmente crítico el efecto en aquellas zonas del mar Caribe sometidas a huracanes o ciclones, que producen velocidades del viento superiores a los 200 KMH. La presión del viento ha causado muchos daños inesperados. Durante los procesos de construcción es común que las paredes de ladrillo o de bloques de concreto, queden sin apoyo hasta que se construyan los elementos de amarres de los techos, con lo que vientos ligeros pueden derribar estos muros sin apuntalamiento, debido a la gran superficie expuesta a la presión del viento.

La fuerza de viento W se obtiene multiplicando la presión del viento p , por el área lateral de la edificación.

1.11.5 Cerchas

El principio fundamental de las cerchas es unir elementos rectos para formar triángulos. Esto permite soportar cargas transversales, entre dos apoyos, usando menor cantidad de material que el usado en una viga, pero con el inconveniente de que los elementos ocupan una altura vertical considerable.

En las cerchas se aplican las cargas en los nudos presentándose fuerzas internas de tipo axial que se reparten de manera semejante a lo presentado en las vigas; los miembros de la cuerda inferior están a tensión y los miembros de la cuerda superior a compresión, figura 1.52.

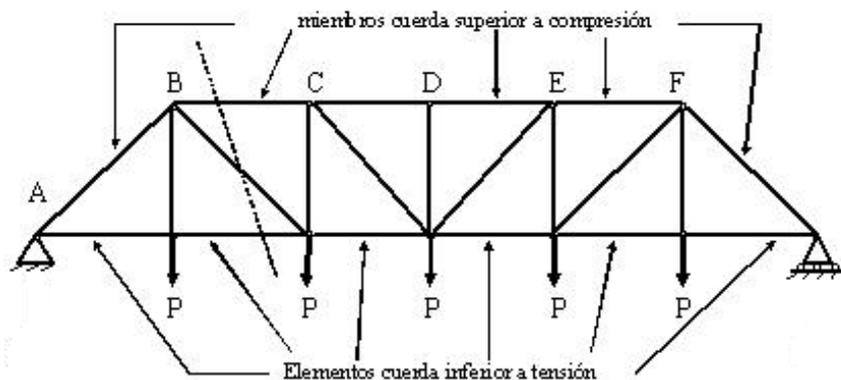


Fig.1.52 Cercha de cuerdas paralelas.

1.11.5.1 Tipos de cerchas

Existen numerosas clasificaciones de las cerchas según su inventor o propagador: Pratt, Howe, Warren; y según su forma: dientesierra, tijera, tipo K, figuras 1.53, 1.54 respectivamente.

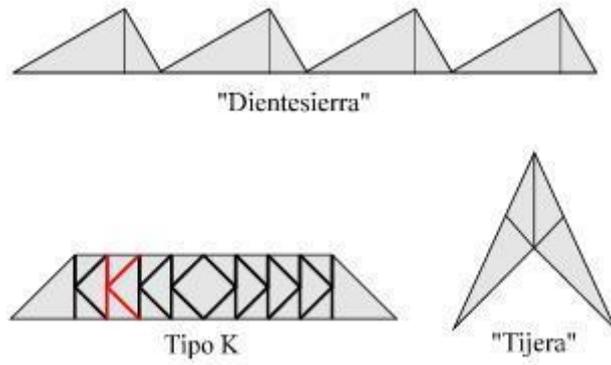


Fig.1.53 Tipos de Armaduras.

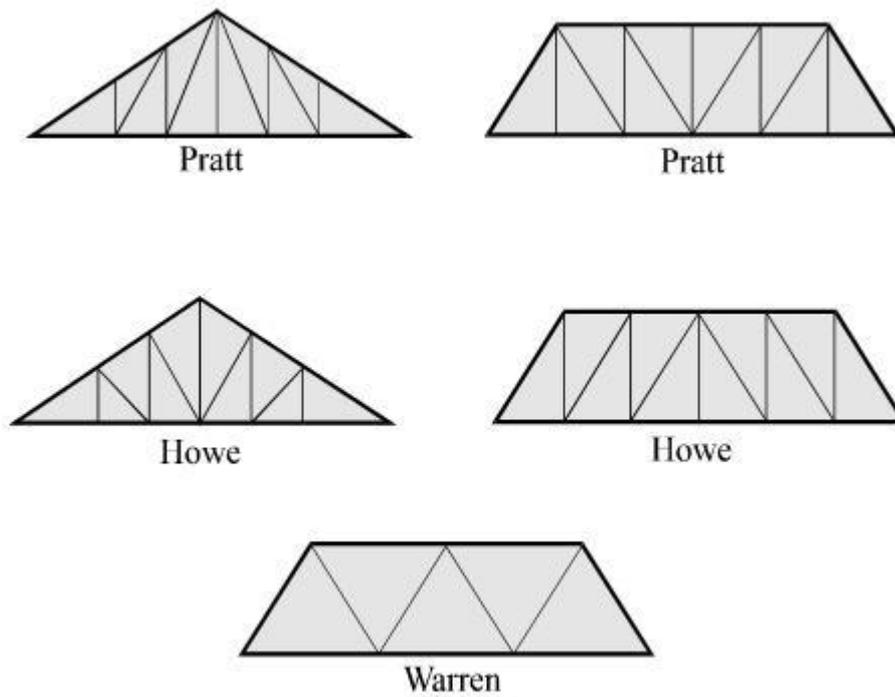


Fig.1.54 Cerchas según su forma.

1.11.6 Columnas

Presente en casi todas las construcciones, se usa en conjunto con otros elementos estructurales: las vigas, para formar los pórticos y los sistemas de cable, como pilares para soportarlos. Su comportamiento se limita por la tendencia al **pandeo**. Para contrarrestarla es necesario usar secciones transversales que tengan grandes momentos de inercia, como las secciones tubulares y materiales de gran resistencia como el acero, figura 1.55.

1.11.7 Vigas

La popularidad de las vigas (figura 1.55) se debe a que pueden soportar cargas apreciables con alturas limitadas. Sin embargo, esta condición hace que las deflexiones sean grandes y requieran ser controladas, mediante alturas mínimas. También exige que los materiales usados puedan resistir esfuerzos de tensión y compresión de casi igual magnitud. Para optimizar su uso, la industria de la construcción ha desarrollado los denominados «perfiles estructurales de ala ancha» de acero, los cuales, sin embargo, tienen limitaciones por la posibilidad de pandeo en la zona de compresión de la viga. El uso de materiales con resistencias a tensión débiles restringe su uso y por ello se ha desarrollado el concreto reforzado con acero, para complementar las propiedades de los dos materiales, la buena resistencia a compresión del concreto con la resistencia a tensión del acero.

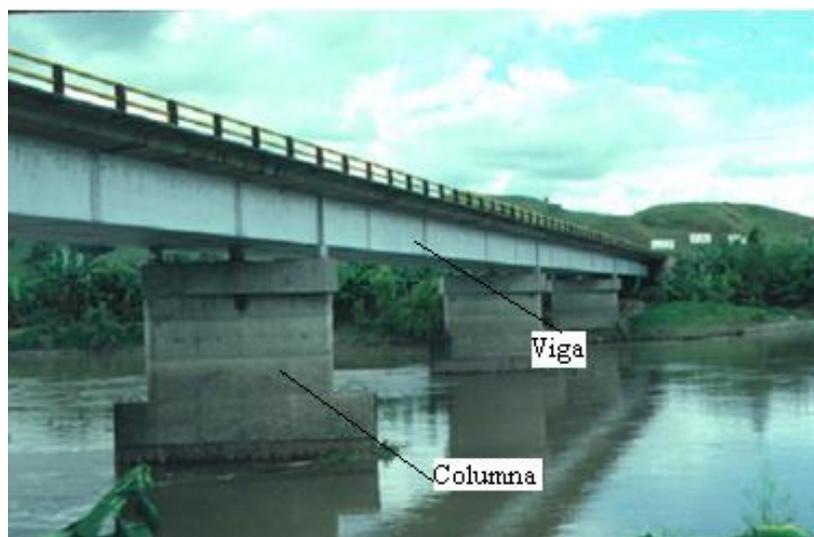


Fig.1.55 Columnas y vigas que soportan una calzada sobre un río.

Las vigas son los elementos más usados en las estructuras. Son tan comunes que en muchas ocasiones se olvida analizar otras formas, más eficientes.

En la naturaleza existen muchos miembros que soportan esfuerzos de flexión. Los troncos de los árboles están sometidos a la flexión producida por el propio peso y el viento; su sección transversal es decreciente con la altura, debido a que el momento flector disminuye a medida que se acerca a la copa del árbol. En el cuerpo humano muchos huesos también se comportan a flexión y cuando se sobrecargan se presentan las “*fracturas*”.

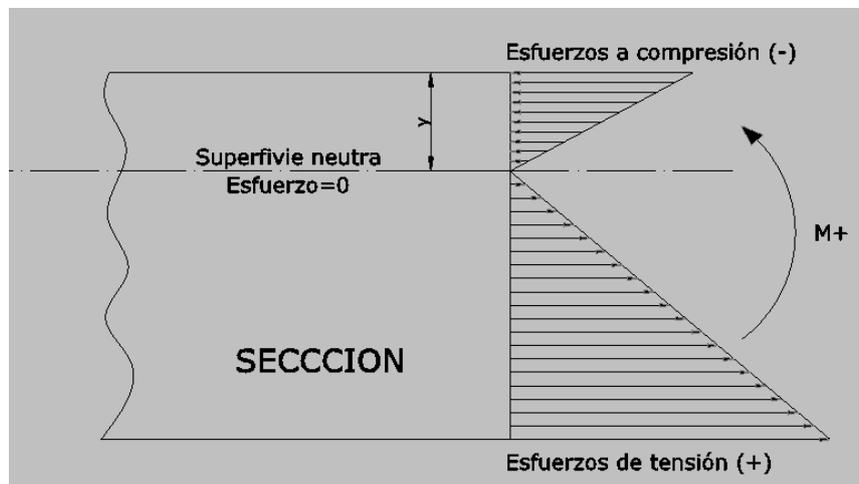


Fig.1.56 Esfuerzos internos producidos en una sección.

En la figura 1.56 se presenta una sección, en la cual se representan los esfuerzos internos a cual esta sometido la sección producto de una fuerza.

Por encima de la superficie neutra se encuentran los esfuerzos de compresión y por debajo de tensión en el caso de momentos positivos, típicos en vigas simplemente apoyadas con cargas perpendiculares al eje de la sección.

En la superficie neutra los esfuerzos se hacen “0”; por lo tanto no existen esfuerzos.

1.11.7.1 Diagramas de momento y cortante en vigas

Una determinada viga no solo está sometida a compresión o tracción, sino también presenta flexión que se analizan mediante los diagramas de fuerzas internas (M, V) de una viga sencilla, figura 1.57.

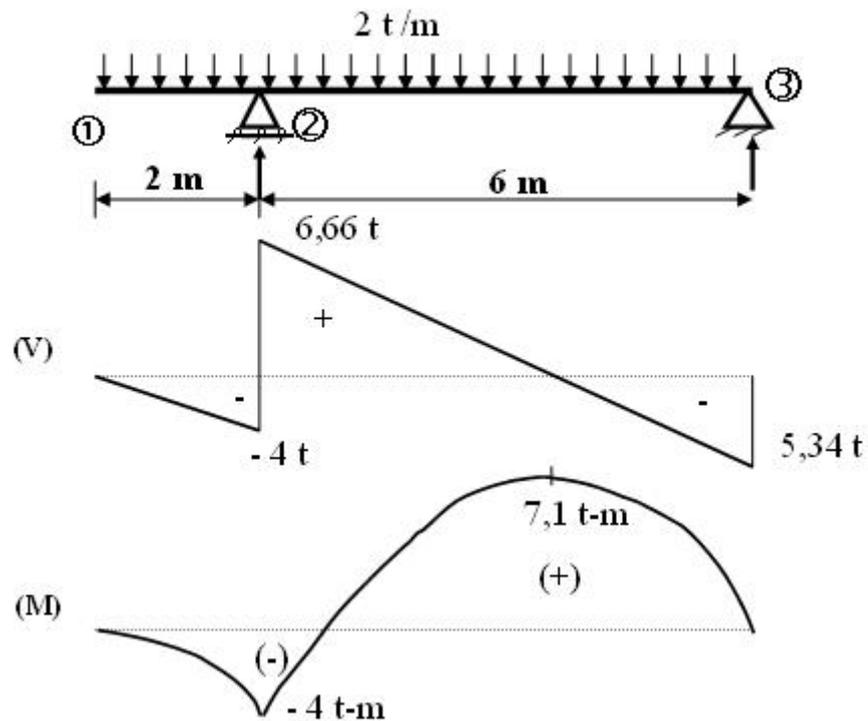


Fig.1.57 Diagramas de fuerza cortante y momentos flexionante de una viga.

La magnitud de las fuerzas internas se usa para el diseño de la sección transversal de la viga. En este caso la sección de máximo momento está cerca al centro de la luz ($M_{\max} = 7,1 \text{ t-m}$)¹⁹, y este valor sería el empleado en un diseño como el de los esfuerzos admisibles, para seleccionar la sección del perfil estructural, si se hiciese en acero. Pero en el apoyo izquierdo hay un momento negativo de valor importante ($M = -4 \text{ t-m}$), que deberá tenerse en cuenta si el diseño de la viga se hace en concreto reforzado.

En el concreto estructural el refuerzo se coloca para atender las tensiones; en el centro de la luz la tensión está en la parte inferior y en el apoyo o voladizo, la tensión está en la parte superior.

¹⁹ www.diseño.puentes.com

Para facilitar el proceso de diseño y el uso de los diagramas se acostumbra a dibujar el diagrama de momentos del lado de tensión de la viga. En la figura 1.58, se indica la convención de signos para el diagrama de momentos; así como los refuerzos en la viga. En la figura 1.58b se indica el diagrama de momento flexionante, producto de la fuerza distribuida, y en la figura 1.58c se indica cuál sería la colocación de los refuerzos principales si la viga se diseñase en concreto reforzado.

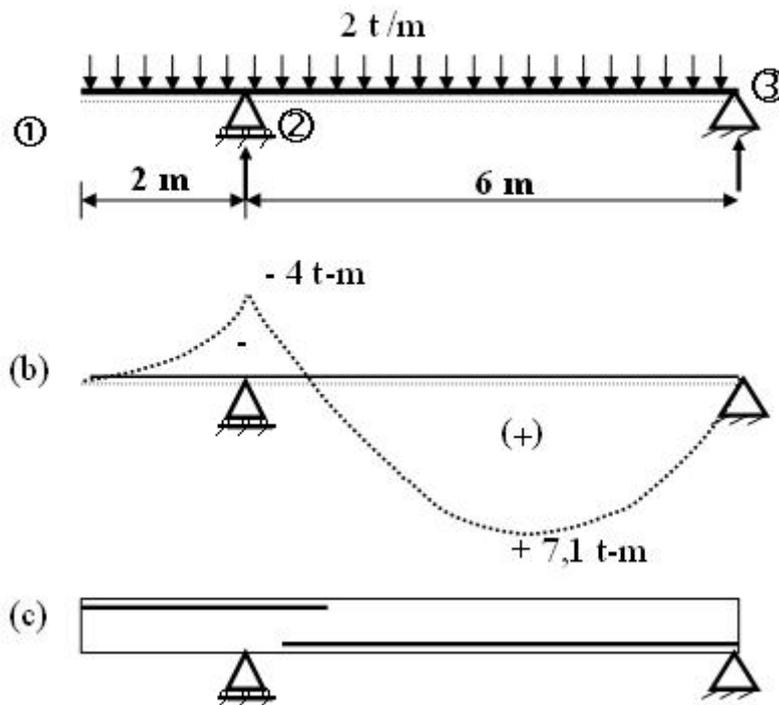


Fig.1.58 Convención de signos para el diagrama de momentos del lado de tensión de la viga- refuerzos en concreto.

La característica fundamental de las vigas es ser elementos a flexión, y está relacionado entre el momento flector y la curvatura de la viga.

$$\frac{d^2y}{dz^2} = \frac{M}{EI} \quad (\text{Ec. 1.21})$$

Operando con esta relación diferencial se pueden predecir las deflexiones en cualquier punto de la viga en función de los parámetros mecánicos de la viga; donde **M** es el momento flexionante máximo, **I** es el momento de inercia de la sección transversal y **E** el módulo de elasticidad del material.

Los diferentes métodos tradicionales para predecir las deformaciones en un elemento son:

- Método de la doble integración.
- Método del área de momentos.
- Método de la viga conjugada.

Estos métodos se aplican para predecir las deformaciones en vigas, siempre y cuando el comportamiento de la estructura esté dentro del rango elástico y las deformaciones sean pequeñas (como sucede generalmente en las vigas), en las cuales la relación entre la deflexión máxima y la luz es menor de $1/200$ y la relación entre la altura de la sección transversal y la luz es menor de $1/10$. En estas circunstancias las deformaciones dependen fundamentalmente del momento flector. El conocimiento de las deflexiones es importante, no solo para controlarlas, sino que sirve como herramienta en el análisis de las vigas continuas, como la mostrada en la figura 1.59. En la viga continua de dos luces figura (a), la flexión se presenta en los dos tramos, pero con curvaturas contrarias, mientras que en la viga de dos tramos simples figura (b), la flexión solo se presenta en el tramo cargado.

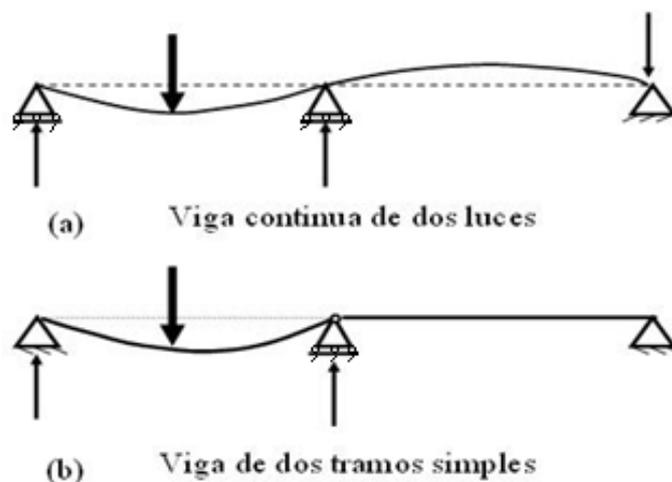


Fig.1.59 Comparación entre viga continua y vigas simples respecto a la flexión.

En los casos en que la altura de la sección transversal de la viga es grande con respecto a la luz, el cortante influye también en la magnitud de las deformaciones²⁰.

La relación entre las fuerzas externas y los esfuerzos se predice mediante la teoría de la flexión pura.

²⁰ www.diseño.puentes.com

Este modelo permite predecir los esfuerzos internos en la sección transversal en función del momento, mediante la conocida expresión de:

$$f = \frac{My}{I} \quad (\text{Ec.1.22})$$

Esta ecuación clásica que relaciona los esfuerzos (**f**) a tensión o compresión en la sección transversal de la viga con el momento flector (**M**) y la distancia de la fibra al eje neutro de la viga (**y**), se aplica en la determinación de esfuerzos elásticos en las vigas y en los denominados métodos elásticos de diseño como el de los *esfuerzos admisibles*, usado tradicionalmente en el diseño de estructuras de madera y acero. En la figura 1.60(a) se aprecia una viga en celosía sometida a una fuerza **P**, la cual genera 2 reacciones, y en la figura 1.60 (b) se observa que se genera un momento flector máximo a la mitad de su longitud producto de la fuerza **P**.

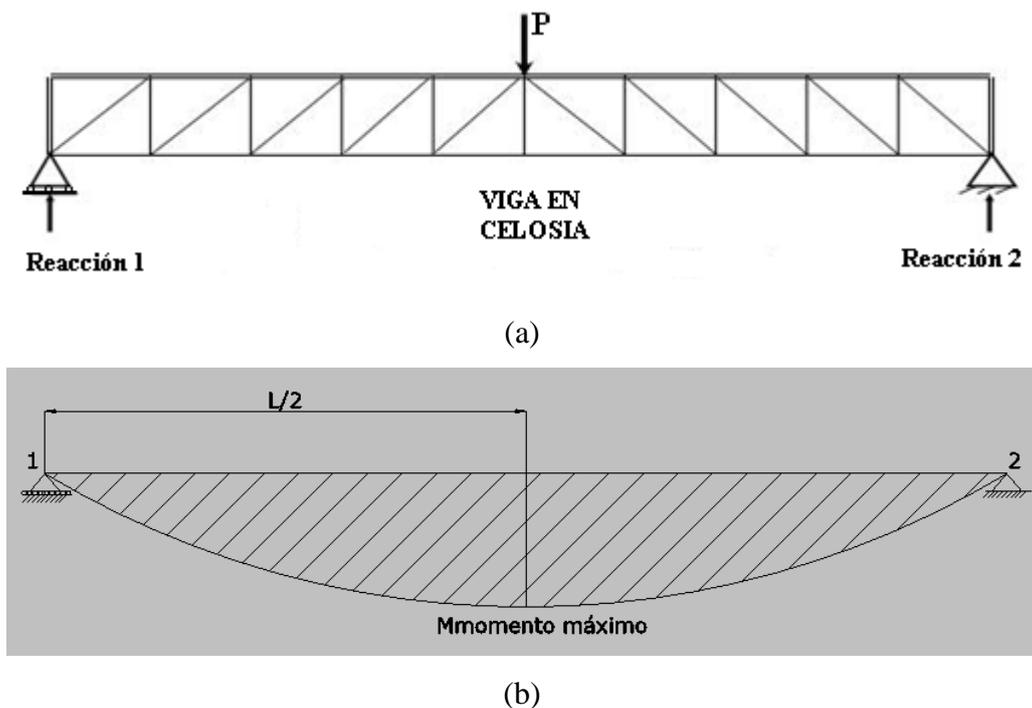


Fig.1.60 Viga en celosía, momento máximo producido.

En materiales como el acero estructural se aprovecha el comportamiento inelástico del mismo y se trabaja con un diagrama rectangular (figura 1.61), en el cual el esfuerzo máximo es el de fluencia del acero.

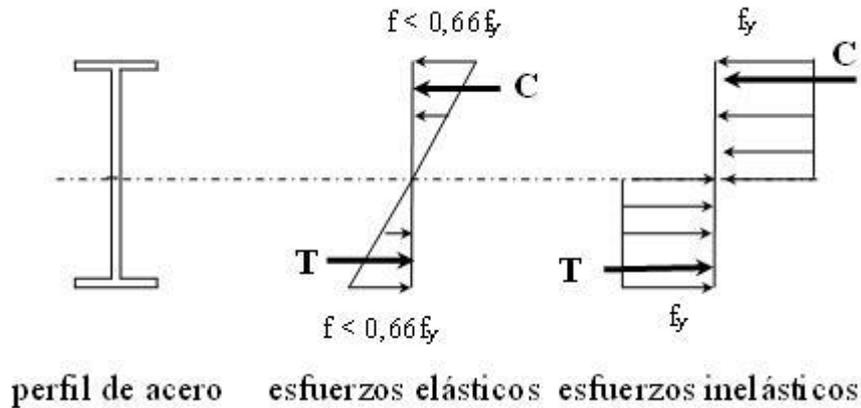


Fig.1.61 Comportamiento elástico e inelástico de los perfiles de acero estructural a flexión.

Las vigas se pueden clasificar de muchas maneras. Por ejemplo, según el número de luces: luces simples, continuas, voladizos.

Se toma en cuenta las relaciones entre los momentos flectores y las deformaciones propias de la flexión: ángulos y deflexiones, y entre las fuerzas internas y los esfuerzos producidos en la sección transversal²¹.

Las relaciones diferenciales entre las cargas y las fuerzas internas (momento y cortante) se derivan en:

$$dV/dx = - w \quad \text{(Ec. 1.23)}$$

$$dM/dx = V \quad \text{(Ec. 1.24)}$$

Donde w es la carga y V es la fuerza cortante. Operando con estas relaciones se pueden obtener las variaciones de las fuerzas internas a lo largo de la viga y dibujar los conocidos diagramas de momento flector y cortante, que se usan ampliamente en el análisis y diseño de vigas.

²¹ www.esfuerzos/dediseño.com

CAPITULO 2

DISEÑO PUENTE TUBULAR

2.1 Condicionantes

La carga máxima de diseño que puede soportar el puente es de 50 Ton, presenta únicamente un carril en una dirección, de igual manera lo conforman 2 zonas peatonales. Además posee una distancia de seguridad²² entre el camión y la zona peatonal.

2.2 Carga móvil

La carga móvil más crítica que soportará el puente es 46 Ton, este tipo de carga corresponde al camión T3-S3, con su respectiva nomenclatura según la norma AASHTO, tabla 2.1.

TRACTOCAMION ARTICULADO			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
T2-S1	3	10	
T2-S2	4	14	
T2-S3	5	18	
T3-S1	4	14	
T3-S2	5	18	
T3-S3	6	22	

Tabla 2.1 Identificación de carga móvil.

Fuente: www.aashto.com.

²² www.aneta.com

2.2.1 Distribución de fuerzas en los ejes

En la figura 2.1 se indican las fuerzas de cada eje; así como las distancias que los separan. Se aprecia que la carga más crítica ocurre en el eje 2 y 3 eje.

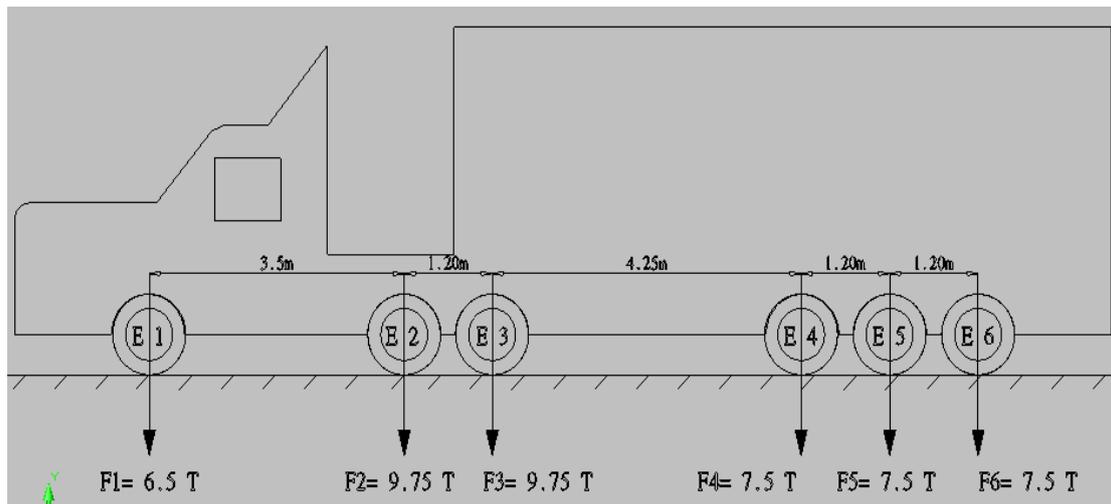


Fig.2.1 Fuerzas de cada eje - carga móvil (AASHTO).

Peso total máximo permitido= 46 Ton (incluido peso del camión)

Carga de impacto (Pi)

$$P_i = 29\% P_{total}$$

(Ec. 2.1)

$$P_i = 46\text{Ton} \times 29\%$$

$$P_i = 13,34 \text{ Ton}$$

Carga de impacto por cada eje (Ci)

$$C_i = \frac{P_i}{\# \text{ ejes}}$$

$$C_i = \frac{13,34 \text{ Ton}}{6}$$

$C_i = 2,22$ Ton por cada eje.

Carga total en cada eje (P)

$P =$ Carga del eje (F) + Carga de impacto en cada eje (Ci).

$$P_1 = 6,5 \text{ Ton} + 2,22 \text{ Ton} = 8,8 \text{ Ton}$$

$$P_2 = P_3 = 9,75 \text{ Ton} + 2,22 \text{ Ton} = 12 \text{ Ton}$$

$$P_4 = P_5 = P_6 = 7,5 \text{ Ton} + 2,22 \text{ Ton} = 9,7 \text{ Ton}$$

2.3 Caso más crítico

En las figuras 2.2 y 2.3, se indica el caso más crítico de diseño. Este caso ocurre cuando el vehículo T3-S3 se desplaza hacia su izquierda, produciéndose esfuerzos críticos, debido a que la ruedas de los ejes 2 y 3 se asientan sobre el perfil “I” ,más no sobre el tubo.

De igual manera se producen esfuerzos críticos ya que el mayor porcentaje de carga lo soportan 2 apoyos y 2 pies amigos, debido a que el comportamiento elástico del puente es asimétrico.

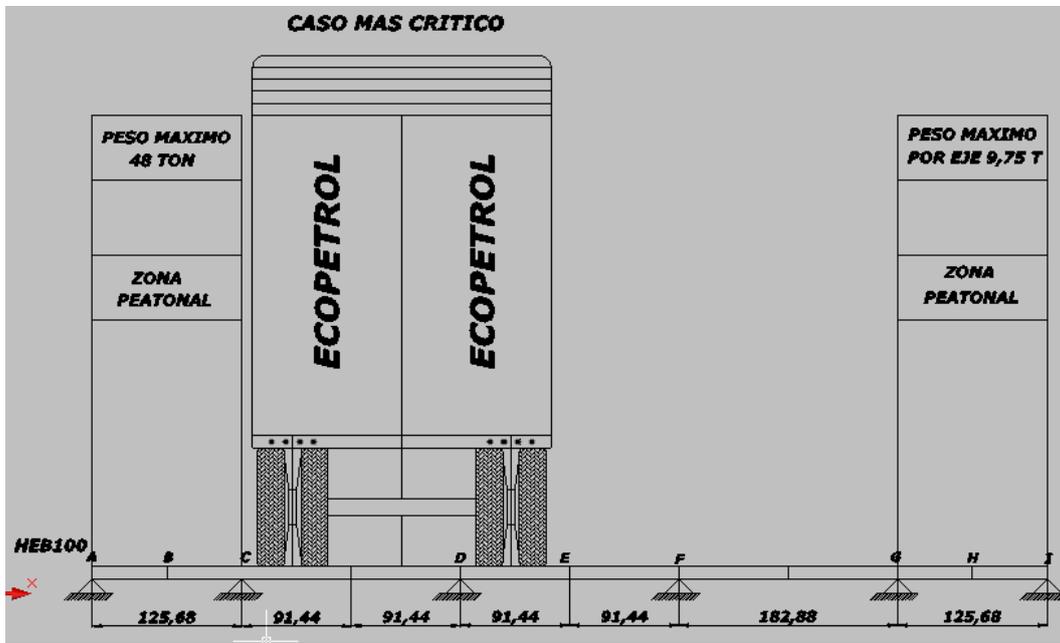


Fig.2.2 Caso más crítico (cm).

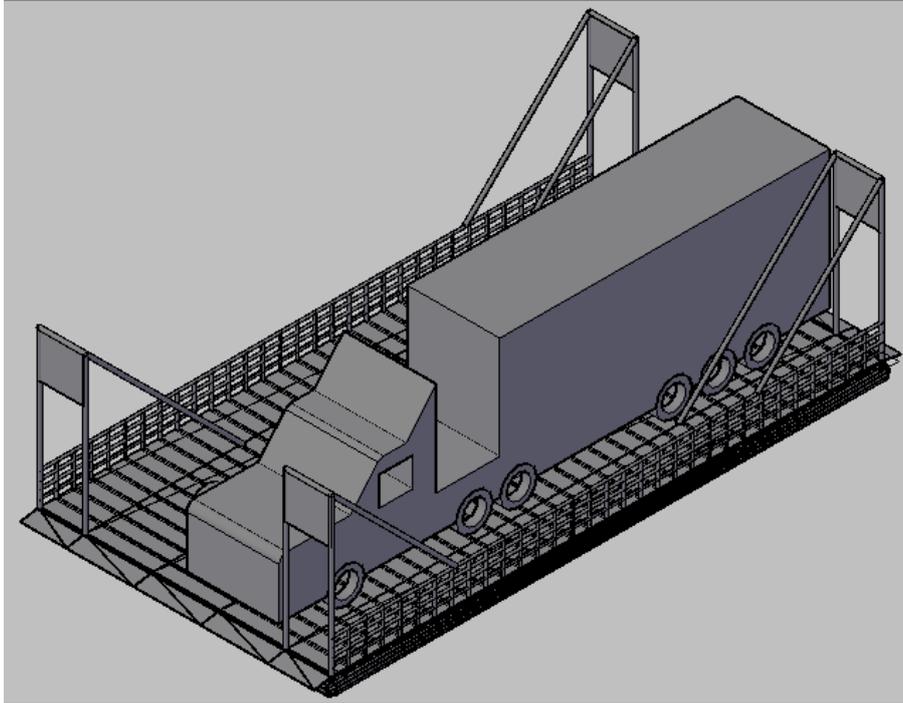


Fig.2.3 Caso más crítico-3D.

2.3.1 Diseño de distancia perfil-rueda

En la figura 2.4 se aprecia el caso más crítico de diseño, esto ocurre cuando media rueda se asienta sobre el perfil HEB 100, así como en la figura 2.5 se ilustra el porcentaje de asentamiento de media rueda sobre el perfil. La rueda debe asentarse mínimo en el 50% del ala del perfil HEB100, consiguiendo que todo el perfil soporte la carga, más no solo el ala.

Existen tres tipos de ruedas al cual está sometido la estructura, siendo la más crítica la rueda tipo 1 y 2, ya que presentan la mayor carga. Se diseñará la distancia “d” de tal forma que máximo media rueda se asiente sobre el perfil “I”, más no toda la rueda, figura 2.4.

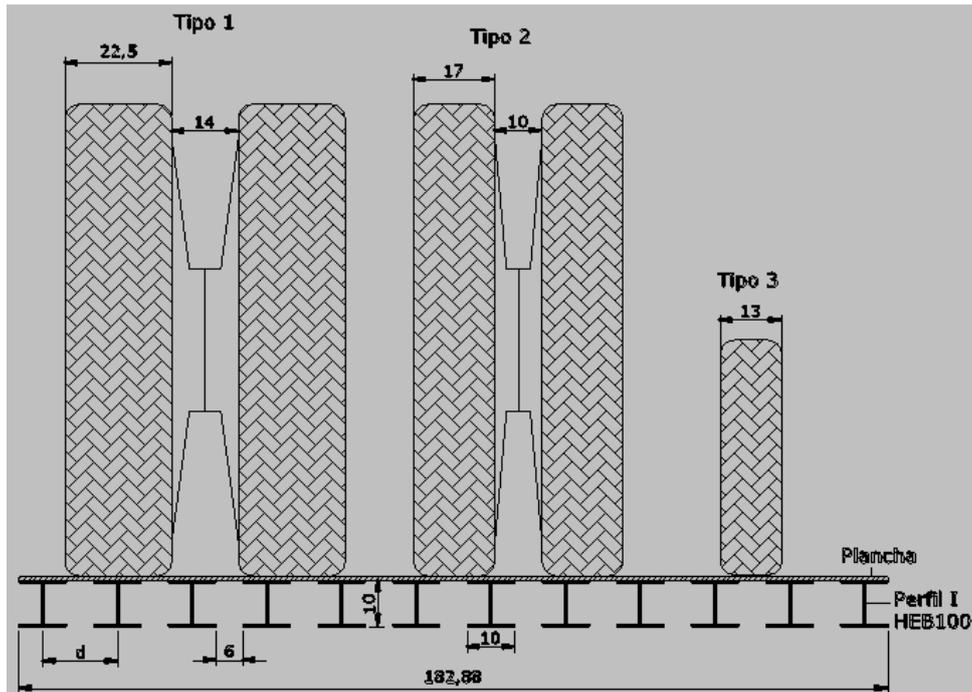


Fig.2.4 Distancia (d), perfil-rueda (cm).

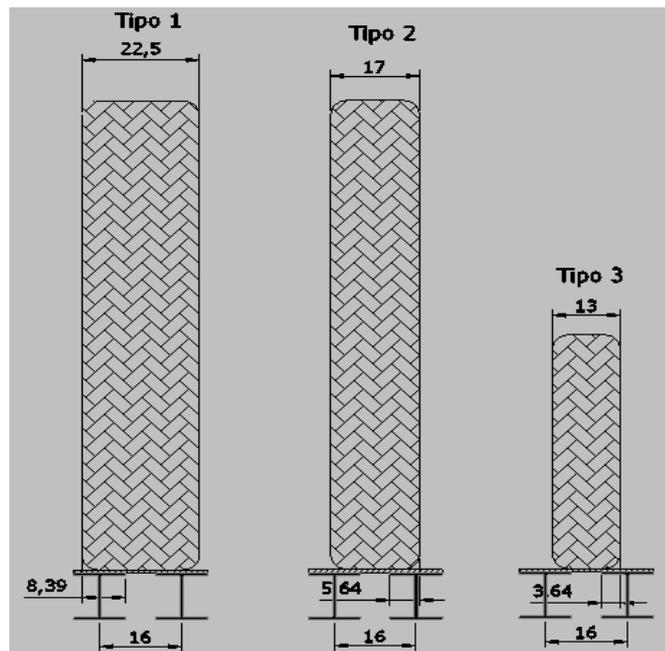


Fig.2.5 Porcentaje de asentamiento de las ruedas sobre el perfil (cm).

2.3.2 Distribución de carga en perfiles HEB100

La rueda delantera del primer eje se encuentra alineada con el centro de las dos ruedas posteriores, como se aprecia en la figura Fig.2.6. Por lo tanto el momento máximo ocurrirá cuando la carga de 4,4Ton se aplique al perfil HEB 100.

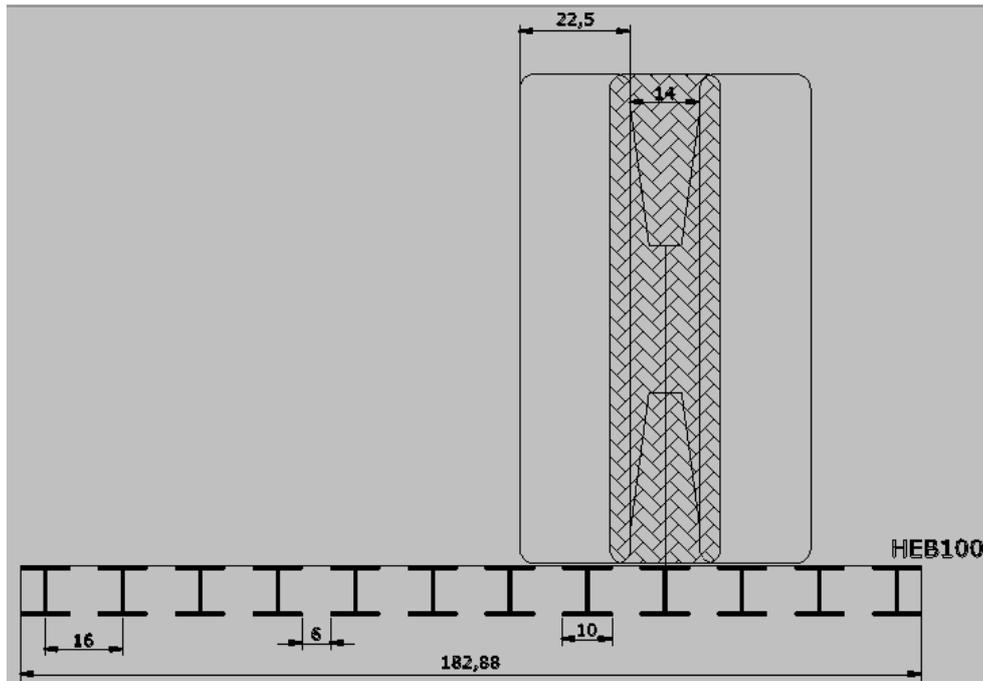


Fig.2.6 Distribución de carga en perfiles HEB100 (cm).

2.3.3 Diseño de perfil “I” HEB 100

En la figura 2.7 se aprecia las dimensiones correspondientes al perfil HEB100.

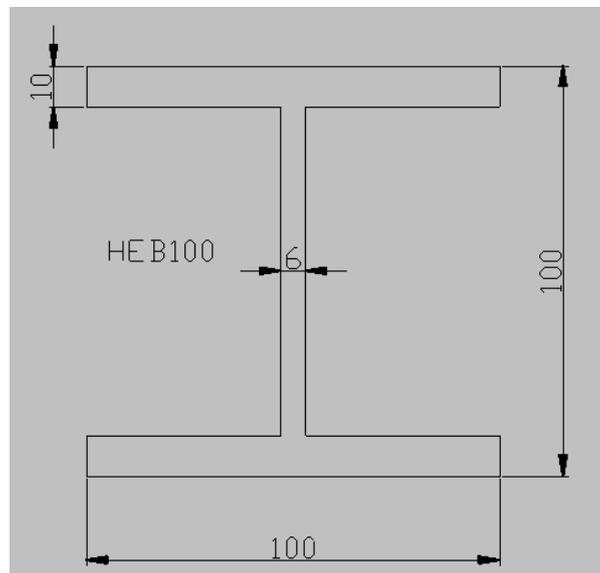


Fig.2.7 Dimensiones perfil HEB100 (mm).

2.3.3.1 Cálculo del momento flexionante en el tramo AB, considerando la viga como continua.

El análisis se lo realiza en el tramo AB de 1m, considerando toda la viga como continua y asumiendo todos sus apoyos. El momento máximo producirá las ruedas del eje delantero, ya que actúa una fuerza de 4,4 Ton sobre la viga "I".

2.3.3.2 Diagrama de fuerza-tramo AB considerando la viga como continua (figura 2.8).

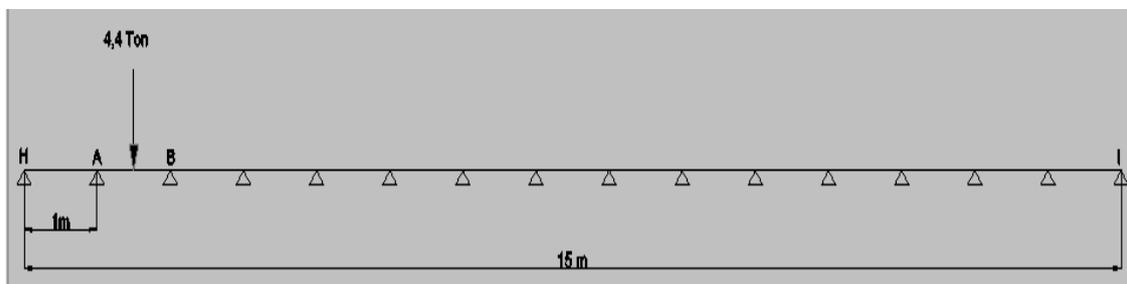


Fig.2.8 Diagrama de fuerza tramo AB-viga continua.

2.3.3.3 Diagrama del momento flexionante en el tramo AB-Viga continua (figura 2.9).

El momento máximo producido por la carga de 4,4 Ton sobre el perfil HEB100 en el tramo AB es:

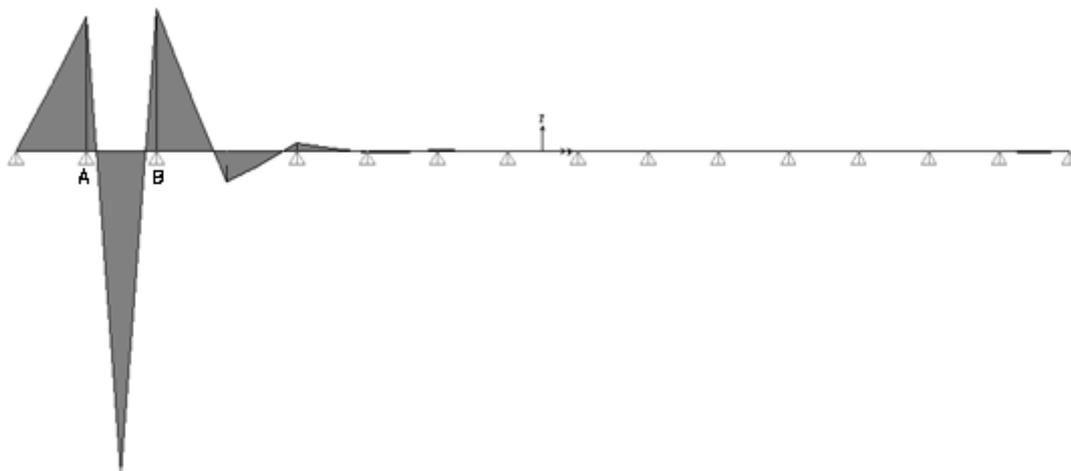


Fig.2.9 Diagrama de momento flexionante en el tramo AB-Viga continua.

$$M_{\max AB} = 0,77 \text{ Ton.m}$$

$$\Delta_{AB} = 0,57 \text{ mm en } 1\text{m}$$

En la figura 2.10 se puede verificar los datos que despliega el SAP como son: carga cortante V_2 , momento flexionante M_3 y deflexión.

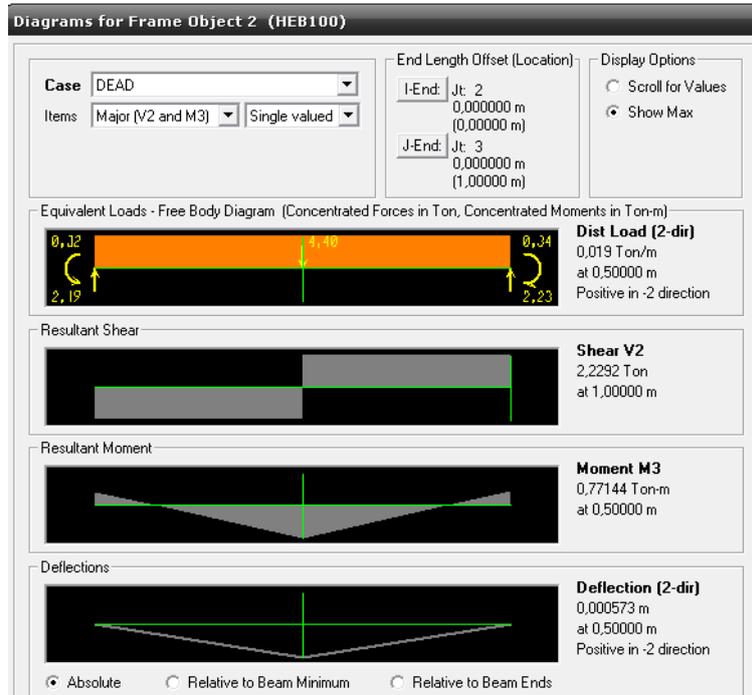


Fig.2.10 Datos desplegados por el SAP.

2.3.3.4 Cálculo del momento flexionante en el tramo AB, considerando la viga como simplemente apoyada (Formula), figura 2.11.

En este análisis se toma en consideración el tramo AB pero únicamente con 2 apoyos en cada extremo, y los cálculos se realizan mediante formulas determinadas.

2.3.3.5 Diagrama de fuerzas en el tramo AB-Simplemente apoyada

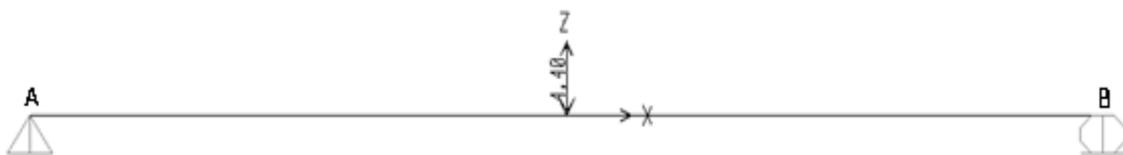


Fig.2.11 Cálculo del momento en el tramo AB-Simplemente apoyada.

Longitud = 1m

Localización fuerza= 0,5m

Perfil= HEB100

Fuerza_(critica)= 4,4 Ton

$$M_{\max} = \frac{P \times L}{4} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$M_{\max} = \frac{4,4 \text{ ton} \times 1 \text{ m}}{4}$$

M_{max(calculado)AB} = 1,1 Ton.m

2.3.3.6 Deflexión

$$\Delta_{\text{cal}} = \frac{P.L^3}{48 EI} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

E_{acero}= 20389019Ton/m²

I= 4.5x10⁻⁶ m⁴ (Catalogo DIPAC)

$$\Delta = \frac{4,4 \text{ Ton} \cdot (1 \text{ m})^3}{48 \cdot (20389019 \text{ Ton/m}^2 \cdot 4,5 \times 10^{-6} \text{ m}^4)}$$

Δ_{AB calculado} = 0,99 mm en 1m

2.3.3.7 Cálculo momento real (SAP-Conjunto)

En este análisis se considera toda la estructura del puente como un conjunto, el momento máximo ocurre en tramo AB y el momento máximo es igual a:

2.3.3.8 Diagrama momento flexionante SAP-Conjunto, figura 2.12.

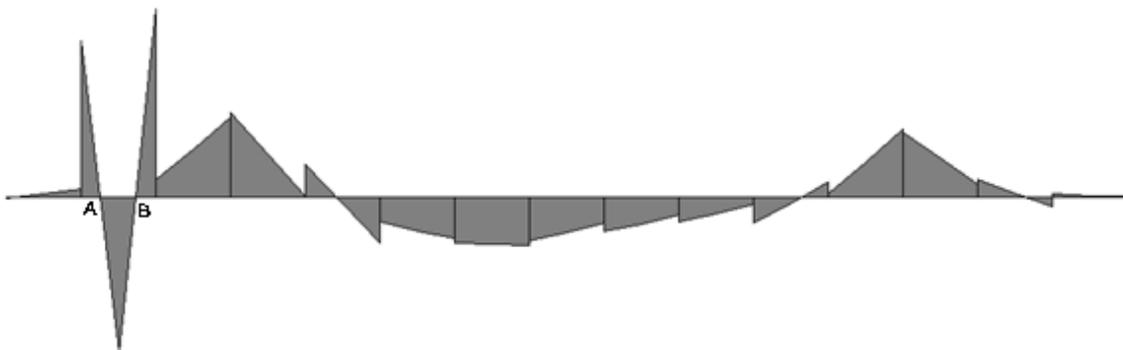


Fig.2.12 Diagrama momento flexionante SAP-Conjunto.

$M_{max} (SAP-conjunto)_{AB} = 0,63 \text{ Ton}\cdot\text{m}$

$\Delta_{elemento} = 0,22\text{mm}$

En la figura 2.13 se indican los datos obtenidos mediante el SAP.

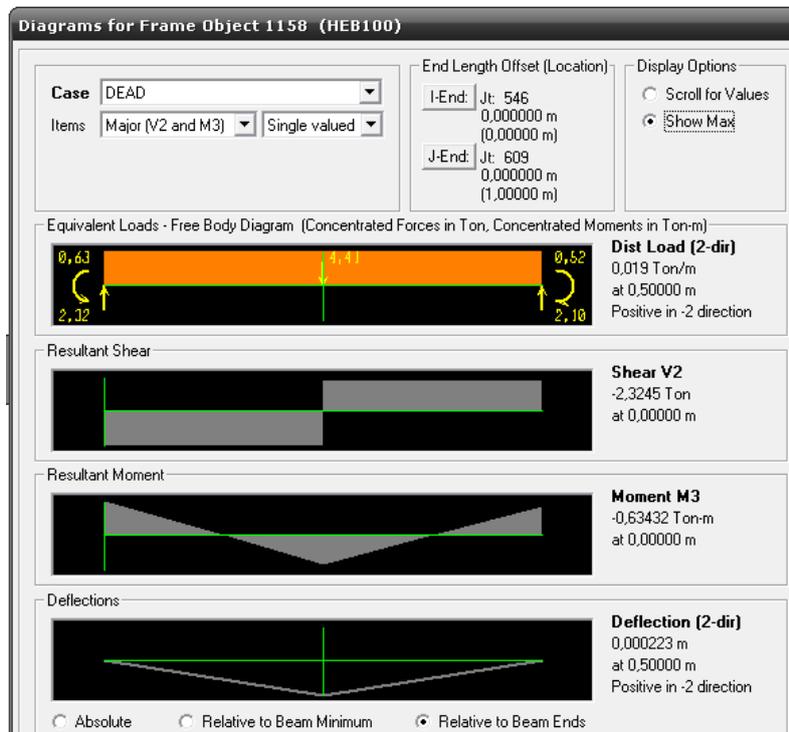


Fig.2.13 Momento máximo SAP-conjunto.

2.3.3.9 Curva de la Elástica

En la figura 2.14 se aprecia la deflexión máxima producida en la viga HEB 100 en una longitud de 15m (HI); ya que esta longitud es la más crítica.

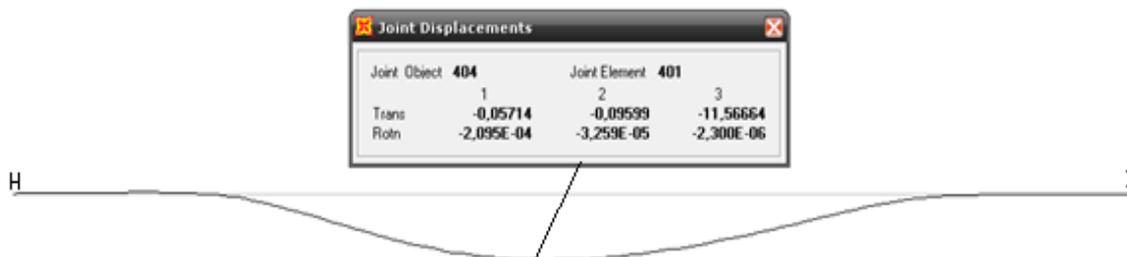


Fig.2.14 Curva de la elástica SAP-conjunto.

$\Delta_{HI} = 11,56 \text{ mm en } 15\text{m}$

2.3.3.10 Cálculo del esfuerzo a flexión

Como se observó se calcularon 3 momentos flexionantes de acuerdo al caso de análisis; ahora se procederá a calcular los esfuerzos producidos en el perfil, se diseñará con el más crítico.

$$\sigma = \frac{M_{max} \times c}{I} \quad (\text{Flexión}) \quad (\text{Ec. 2.4})$$

c = distancia del eje neutro al punto de análisis

$$\sigma = \frac{0,63 \text{Ton.m} \times 0,05 \text{m}}{4,5 \times 10^{-6} \text{ m}^4}$$

$$\sigma_{real (SAP-Conjunto)} = 7000 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma = \frac{0,77 \text{Ton.m} \times 0,05 \text{m}}{4,5 \times 10^{-6} \text{ m}^4}$$

$$\sigma_{AB-viga continua} = 8555,55 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma = \frac{1,1 \text{Ton.m} \times 0,05 \text{m}}{4,5 \times 10^{-6} \text{ m}^4}$$

$$\sigma_{AB-viga simpl.apoyada} = 12222,22 \text{ Ton/m}^2$$

$$[\sigma] \geq \sigma$$

$$[\sigma] = \frac{F_y}{F_s} \quad (\text{Ec. 2.5})$$

$$F_{y,acero} = 25310,507 \text{ Ton/m}^2$$

Se trabajará con un factor de seguridad de **2**, debido a que por el puente pasarán vehículos pesados que superarán la carga permitida. De igual manera el puente estará ubicado sobre una altura de 3m con respecto al suelo, por donde también pasará un río.

F_s = Factor de seguridad = 2

$$[\sigma] = \frac{25310,507 \text{ Ton/m}^2}{2}$$

$$[\sigma] = 12655,25 \text{ Ton/m}^2 \quad (\text{Esfuerzo permisible del acero})$$

$$\sigma_{permisible} \geq \sigma_{calculado}$$

$12655,25 \text{ Ton/m}^2 \geq 7000 \text{ Ton/m}^2$
--

OK

$$12655,25 \text{ Ton/m}^2 \geq 8555,55 \text{ Ton/m}^2$$

OK

$$12655,25 \text{ Ton/m}^2 \geq 12222,22 \text{ Ton/m}^2$$

OK

Se concluye que el esfuerzo producido en los 3 casos es inferior al permisible, por lo tanto el perfil **HEB 100** es satisfactorio bajo condiciones de esfuerzo.

2.3.3.11 Deflexión-SAP

$$[\Delta]_{\text{puente rural}} = \frac{L}{1000} \quad (\text{Ec. 2.6}) \quad \text{ó} \quad [\Delta]_{\text{puente rural}} = \frac{L}{800} \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$[\Delta_1]_{\text{puente rural}}$ = Deflexión permisible para un puente rural (L=1m)

$[\Delta_2]_{\text{puente rural}}$ = Deflexión permisible para un puente rural (L=15m)

$$[\Delta_1]_{\text{puente rural}} = \frac{1m}{1000} = 1mm$$

$$[\Delta_2]_{\text{puente rural}} = \frac{15m}{1000} = 15mm$$

$$[\Delta_2] \geq \Delta_{\text{calculado}}$$

$$15 \text{ mm} \geq 11,56mm$$

OK

$$[\Delta_1] \geq \Delta_{\text{calculado}}$$

$$1mm \geq 0,57 \text{ mm}$$

OK

$$1mm \geq 0,99 \text{ mm}$$

OK

Se concluye que mediante el análisis por deflexión también es satisfactorio el perfil HEB100 en los 3 casos.

2.3.4 Diseño tubería de 12 pulgadas

Se escogerá una tubería de 12 pulgadas cedula 80; en la figura 2.15 se aprecia sus dimensiones.

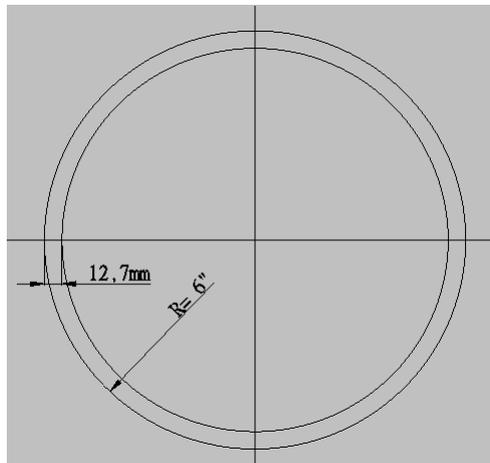


Fig.2.15 Dimensiones de tubería de 12 pulg.

El caso más crítico de diseño es cuando el camión se ha desplazado hacia la izquierda totalmente, absorbiendo la mayor cantidad de carga los 2 tubos longitudinales, así como los 2 pies amigos. En la figura 2.16 se indica la distribución de cargas. Cada eje presenta 4 fuerzas, debido a que cada eje esta formado por 4 ruedas, excepto el eje delantero que genera 2 fuerzas, siendo el más crítico.

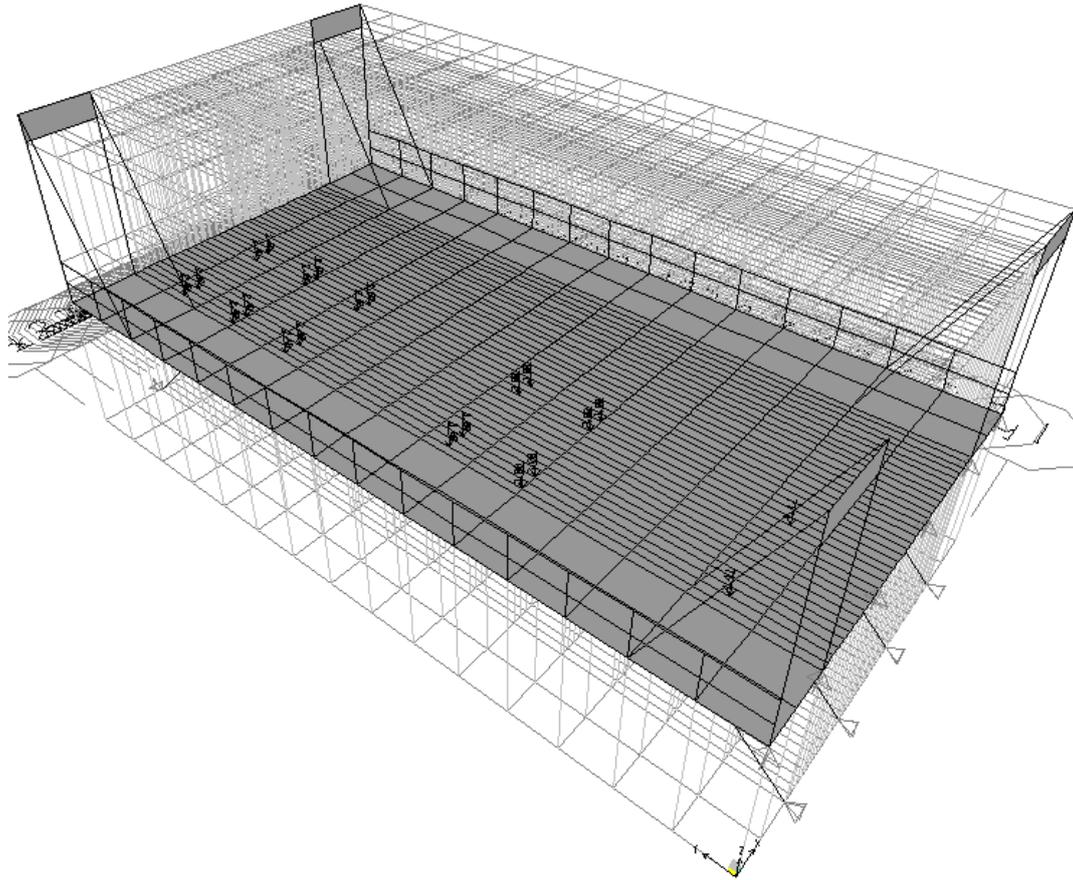


Fig.2.16 Distribución de cargas.

2.3.4.1 Análisis de fuerzas en tubería longitudinal de 12"

La tubería longitudinal de 12", está sometida a la mayor carga. En la figura 2.17 se indican las reacciones que producen las fuerzas de cada uno de los ejes correspondientes.

2.3.4.2 Diagrama de fuerzas tubería longitudinal

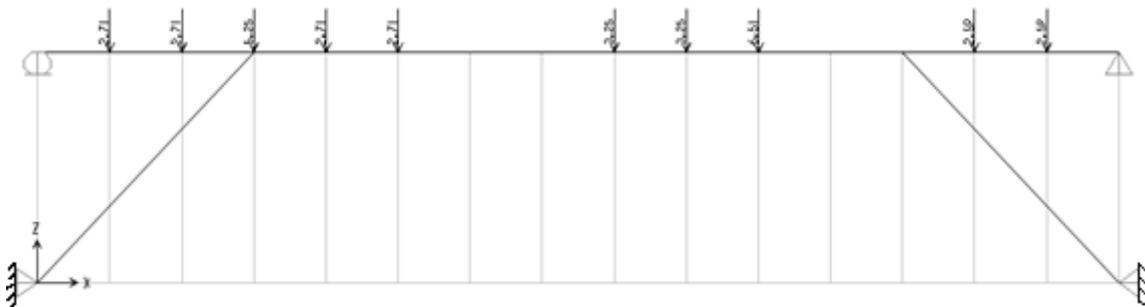


Fig.2.17 Diagrama de fuerzas-tubería longitudinal.

2.3.4.3 Reacciones de los apoyos en la tubería longitudinal

En la figura 2.18 se indican las reacciones en los apoyos. Se aprecia que la mayor cantidad del peso correspondiente a la carga T3-S3 lo soporta el pie amigo.



Fig.2.18 Reacciones en lo apoyos.

P_{critica 1} = Es la resultante de la fuerza en el apoyo del pie amigo.

$$P_{critica\ 1} = \sqrt{Fx^2 + Fy^2}$$

$$P_{critica\ 1} = \sqrt{(20,79\ Ton)^2 + (21\ Ton)^2}$$

$$P_{critica\ 1} = 30\ Ton$$

2.3.4.4 Diagrama de momento flexionante en tubería longitudinal (figura 2.19).

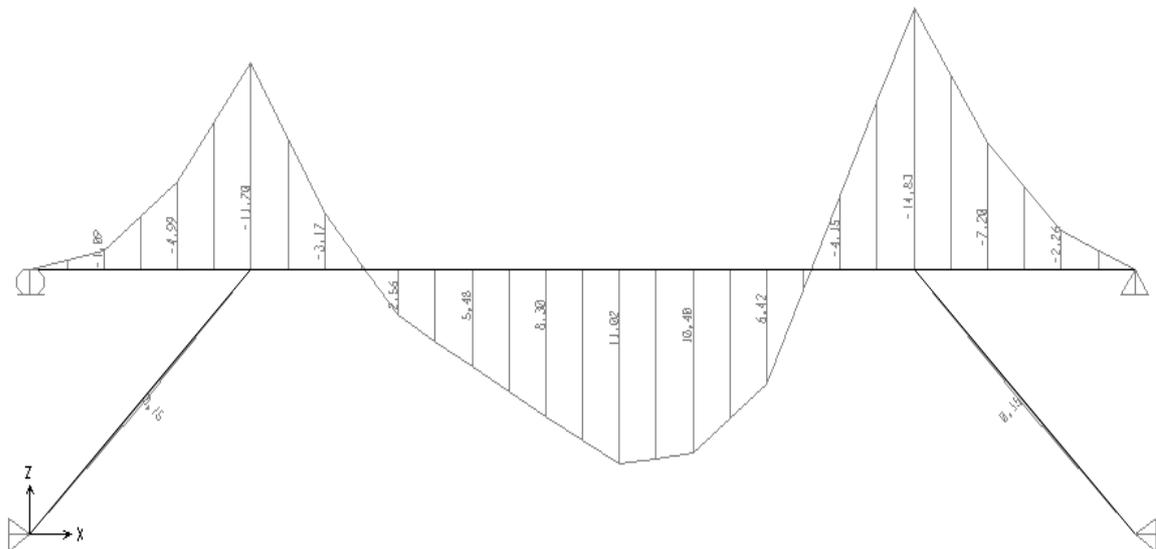


Fig.2.19 Diagrama de momento flexionante.

$$M_{max} = 14,82\ Ton.m$$

2.3.4.5 Simplificación diagrama de fuerzas en tubería longitudinal

En la figura 2.20 se aprecia la simplificación de fuerzas mediante la colocación de 2 apoyos en el punto de contacto del pie amigo y tubo longitudinal. La función del pie amigo es actuar como un apoyo, el cual absorberá la mayor cantidad de fuerza.

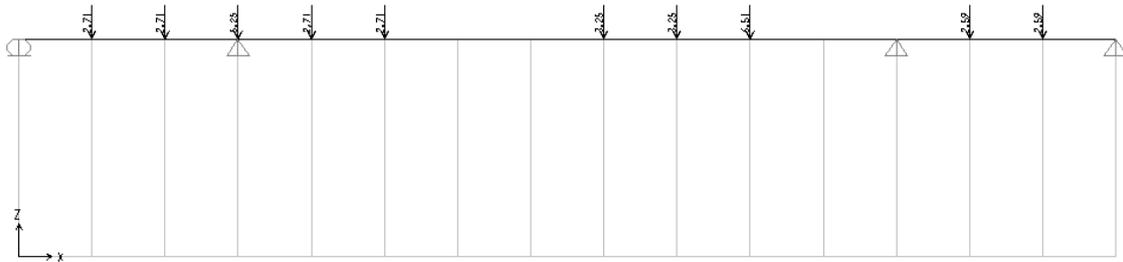


Fig.2.20 Simplificación diagrama de fuerzas.

2.3.4.6 Reacciones en tubería longitudinal

En la figura 2.21 se indican las reacciones producidas por las cargas externas, como se aprecia, las reacciones son semejantes a las obtenidas cuando se presentaba el pie amigo, esto nos permite concluir que reemplazar el pie amigo con un apoyo es correcto.



Fig.2.21 Reacciones en tubería.

$P_{\text{critica } 2}$ = Es la resultante de la fuerza en el apoyo B sin pie amigo.

$$P_{\text{critica } 2} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$F_y = F_x$ debido a que el ángulo entre la horizontal y el pie amigo es 45° .

$$F_y = 20,81 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{critica } 2} = \sqrt{(20,81 \text{ Ton})^2 + (20,81 \text{ Ton})^2}$$

$$P_{\text{critica } 2} = 29,5 \text{ Ton} \quad \text{Carga con apoyos.}$$

$P_{critica 1} = 30 \text{ Ton}$ Carga con pies amigos.

2.3.4.7 Diagrama de momento flexionante con apoyos en pies amigos (figura 2.22).

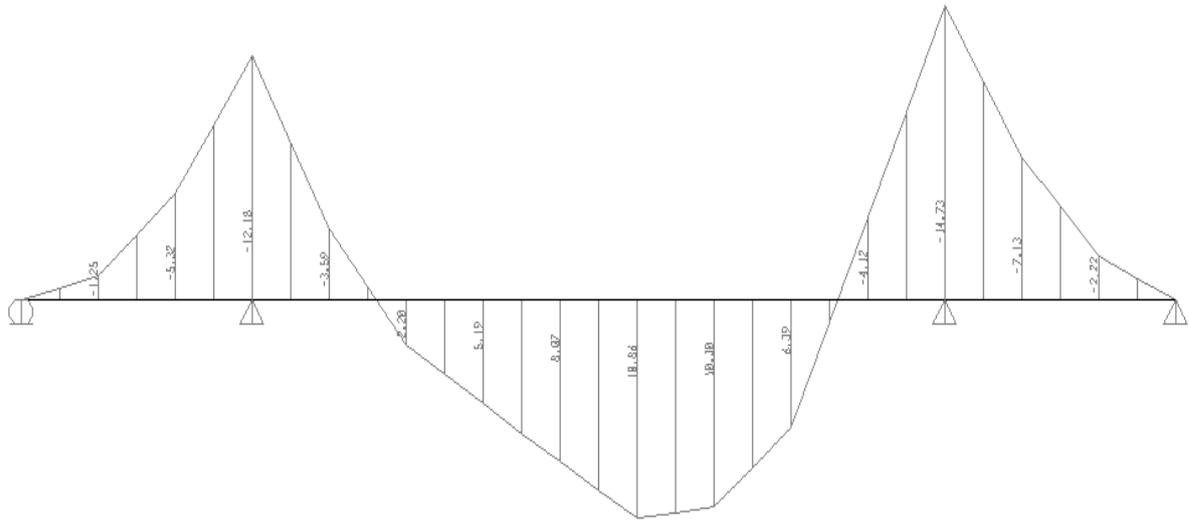


Fig.2.22 Diagrama de momento flexionante con apoyos en pies amigos.

M_{max} con pies amigos = 14,72 Ton.m (sin arriostramiento)

M_{max} con apoyos = 14,82 Ton.m (sin arriostramiento)

Se concluye que los momentos flexionantes en ambos casos son semejantes con pies amigos y con apoyos. Cabe aclarar que estos momentos no son los reales, debido a que no se toma en consideración el arriostramiento de la estructura, ya que esto simplifica la resolución de la viga. Este tipo de arriostramiento se lo tomará en cuenta en el SAP.

2.3.4.8 Análisis del puente en conjunto-SAP

En este análisis se tomará en cuenta toda la estructura del puente; así como sus arriostramientos respectivos, y se calculará el momento flexionante real.

2.3.4.9 Diagrama de momento flexionante - SAP (figura 2.23).

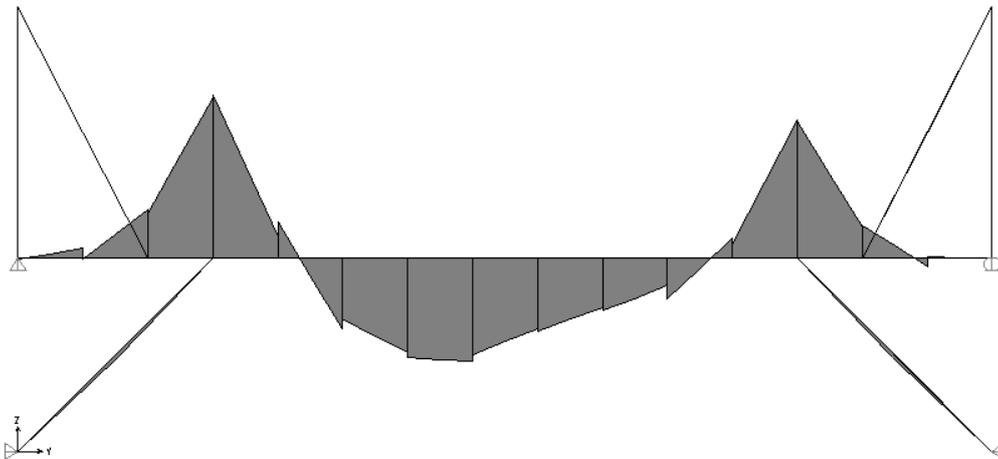


Fig.2.23 Diagrama de momento flexionante SAP-conjunto.

$M_{\text{max real}} = 8,46 \text{ Ton.m}$

2.3.4.10 Reacciones en los apoyos-SAP (figura 2.24).

En la figura 2.24 se indican las reacciones de cada uno de los apoyos, siendo los de mayor carga los apoyos de los pies amigos.

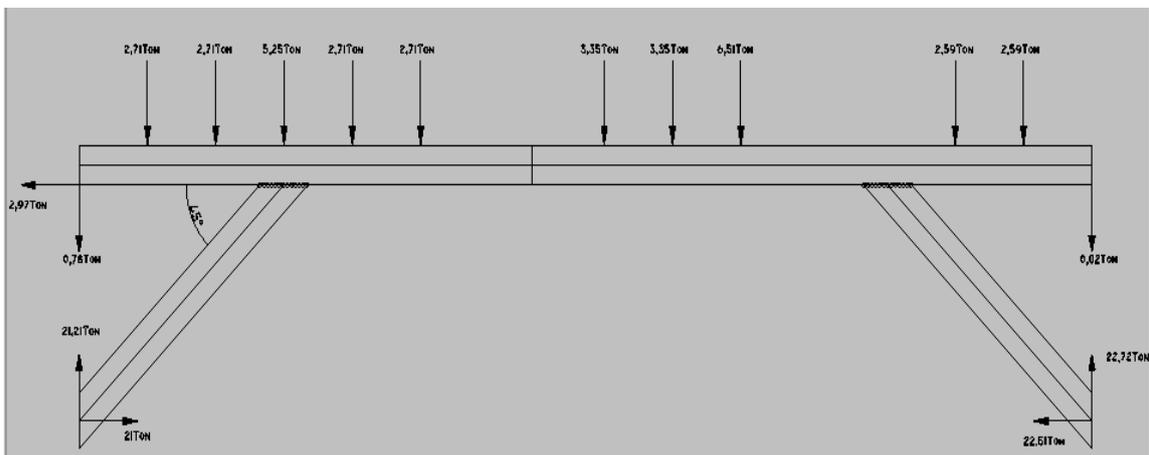


Fig.2.24 Reacciones.

$$P_{\text{critica}} = \sqrt{(Fx)^2 + (Fy)^2}$$

$$P_{\text{critica}} = \sqrt{(22,51 \text{ Ton})^2 + (22,72 \text{ Ton})^2}$$

$P_{\text{critica real}} = 32 \text{ Ton}$ reacción en el apoyo-pie amigo.

2.3.4.11 Curva de la elástica-SAP (figura 2.25).

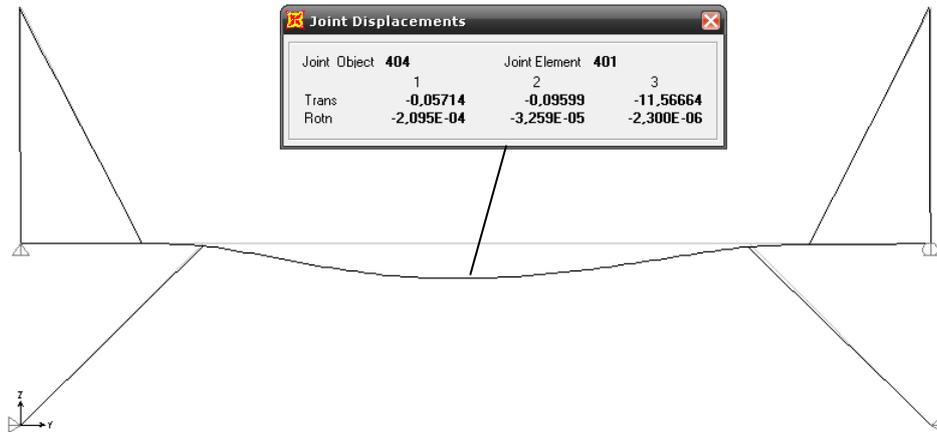


Fig.2.25 Curva de la elástica-SAP.

Se concluye que la deflexión máxima producida en la tubería de 12" es 11,56 mm, la cual es menor a la permisible, esta deflexión ocurre en el centro del claro (7,5m). Por lo tanto la viga es satisfactoria.

$$\Delta = 11,56 \text{ mm.}$$

$$[\Delta_2]_{\text{puente rural}} = \frac{15m}{1000} = 15\text{mm}$$

$$[\Delta_2]_{\text{puente rural}} \geq \Delta \quad \text{OK}$$

2.3.4.12 Estado de las fibras del material

Debido al momento flexionante producido en la viga, se generan dos tipos de esfuerzos en las fibras superior e inferior, estos esfuerzos son: a compresión y a tracción, figura 2.26.

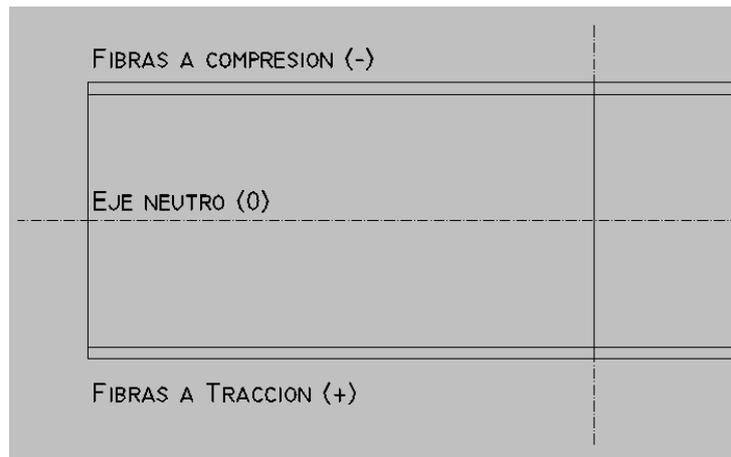


Fig.2.26 Estado de las fibras del material.

2.3.4.13 Tipos de análisis

Los datos que prevalecen en el diseño son los empleados en el SAP, ya que se ajustan a todas las condiciones reales de diseño. Se realizará el diseño mediante dos tipos de análisis que son: por esfuerzo a flexión y por deflexión.

2.3.4.14 Análisis por esfuerzo

$$M_{\max} \text{ (SAP-conjunto)} = 8,46 \text{ Ton.m}$$

$$\sigma_{\text{flexión}} = \frac{M_{\max} \times C}{I}$$

$$[\sigma]_{\text{acero}} = 12655,25 \text{ Ton/m}^2$$

$$I_{\text{tubo}} = \frac{\pi \cdot t \cdot d^3}{8}$$

(Ec. 2.8)

$$d = 0,3251 \text{ m}$$

$$t_w = t = 12,7 \text{ mm (espesor de pared)}$$

$$I_{\text{tubo}} = \frac{\pi \cdot 0,0127 \text{ m} \cdot (0,3251 \text{ m})^3}{8} = 1,713 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$M_{\max} = 8,46 \text{ Ton.m}$$

$$\sigma = \frac{8,46 \text{ Ton.m} \cdot 0,16255}{1,713 \times 10^{-4} \text{ m}^4}$$

$$\sigma_{\text{Sap-conjunto}} = 8027,86 \text{ Ton/m}^2$$

$$[\sigma] \geq \sigma$$

$$12655,25 \text{ Ton}/m^2 \geq 8027,86 \text{ Ton}/m^2$$

SAP- Conjunto OK

2.3.4.15 Análisis por deflexión

$$[\Delta]_{\text{puente rural}} = \frac{L}{1000}$$

$$[\Delta]_{\text{puente rural}} = \frac{15m}{1000}$$

$$[\Delta]_{\text{puente rural}} = 0,015m = 1,5cm = 15mm$$

$$\Delta_{\text{Sap-conjunto}} = 11,50mm$$

La deflexión calculada se obtuvo mediante el desarrollo de formulas, así como el análisis de vigas en cada tramo con su respectiva ecuación de momentos.

$$\Delta_{\text{calculada}} = 14mm \text{ (Desarrollo de formulas)}$$

$$[\Delta]_{\text{permisible}} \geq \Delta_{\text{calculada}}$$

Para 15 m de longitud

$$[\Delta_2]_{\text{puente rural}} = \frac{15m}{1000} = 15mm$$

$[\Delta_2]$ = Deflexión permisible

$$15mm \geq 11,50mm$$

SAP-Conjunto OK

$$15mm \geq 14mm$$

Calculado OK

Se concluye que la tubería de 12 pulgadas satisface las necesidades de diseño por flexión y por deflexión.

2.3.5 Cálculo del espesor de la plancha

Se utilizará una plancha antideslizante de 3/8" de espesor (9,5mm) A-36.

En la figura 2.27 se ilustra 2 vistas (a) y (b), las cuales permiten entender de mejor manera las consideraciones necesarias para el diseño del espesor de la plancha, así como la figura (c). El caso más crítico de diseño ocurrirá cuando la plancha absorba toda la carga de la rueda.

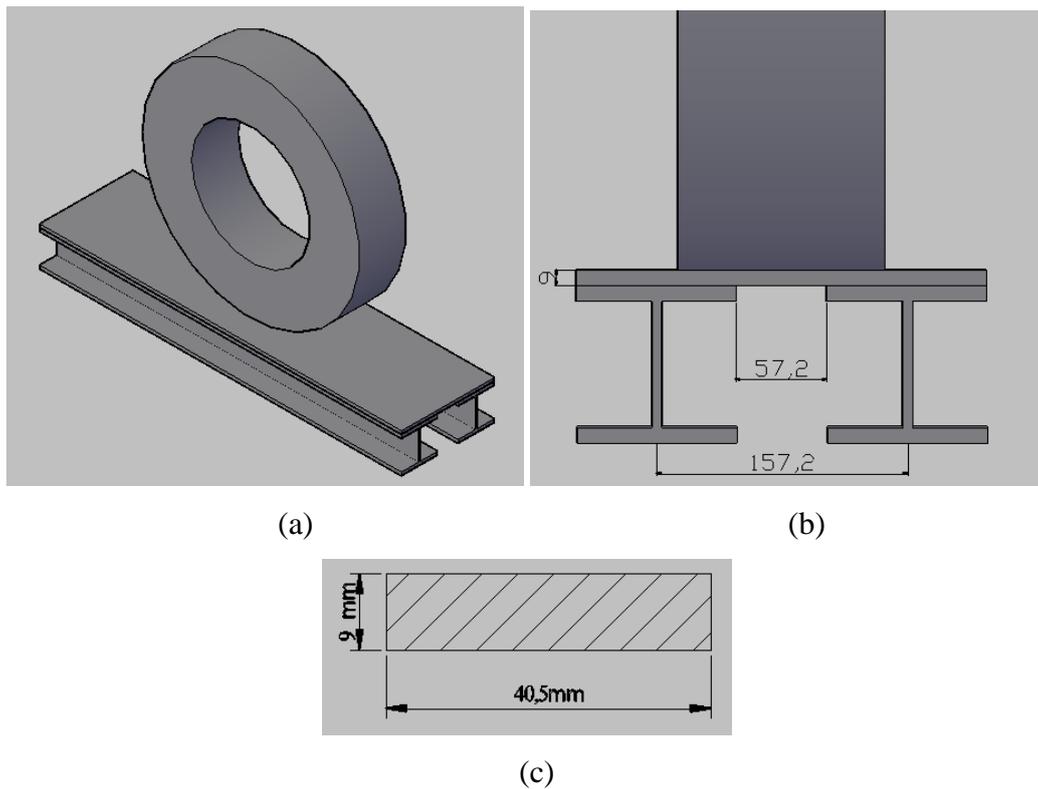


Fig.2.27 Consideraciones para el diseño del espesor de plancha (mm).

2.3.5.1 Diseño por flexión

La carga de diseño más crítica es la producida por la rueda de un automóvil, que es aproximadamente 0,25 por rueda. En la figura 2.28 se indica la carga distributiva que se aplica sobre la plancha, producto del peso de la rueda más pequeña en análisis (tipo 3).

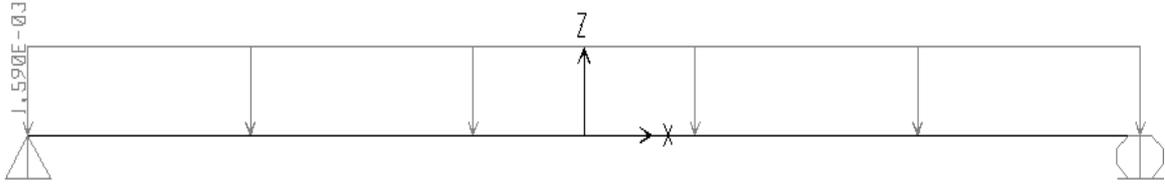


Fig.2.28 Aplicación de carga distributiva.

Longitud= 15,7 cm

$P_{critica} = 0,25$ Ton (automóvil)

$W = P/L$

$W = 0,25 \text{ Ton} / 157 \text{ mm}$

$W = 1,59 \times 10^{-3}$ Ton/mm

$$\sigma_{flexión} = \frac{M_{max} \times C}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

(Ec. 2.9)

Estructuras (Vigas)

Se realizará una analogía entre largo y ancho para planchas, tomando como referencia la relación existente para perfiles.

2.3.5.2 Relación largo vs ancho

En vigas la relación que existe entre largo y ancho es 4,5; por lo cual se realiza la misma analogía para planchas, figura 2.29.

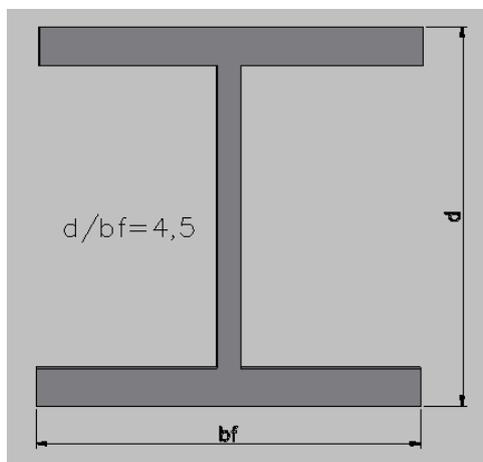


Fig.2.29 Relación largo-ancho en vigas.

$$d_{\max} = 4,5bf$$

(Ec. 2.10)

bf= distancia más pequeña

d= distancia mas grande

Para planchas metálicas se aplica de igual manera la siguiente analogía, figura 2.30.

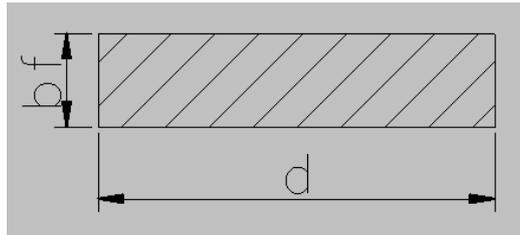


Fig.2.30 Analogía largo-ancho para planchas.

$$d = bf \cdot 4,5$$

$$d = 9 \text{ mm} \cdot 4,5$$

$$d = 40,5 \text{ mm}$$

$$M_{\max} = \frac{w \cdot l^2}{8}$$

(Ec. 2.11)

$$M_{\max} = \frac{1,59 \text{ ton/m} \cdot (0,157 \text{ m})^2}{8} = 4,89 \times 10^{-3} \text{ Ton.m}$$

$$C = \frac{h}{2}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,0405 \text{ m} \cdot (9 \times 10^{-3} \text{ m})^3}{12}$$

(Ec. 2.12)

$$I = 2,46 \times 10^{-9} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\text{flexión}} = \frac{M_{\max} \times C}{I}$$

$$\sigma = \frac{4,89 \times 10^{-3} \text{ Ton/m} \cdot 4,5 \times 10^{-3} \text{ m}}{2,46 \times 10^{-9} \text{ m}^4}$$

$$\sigma = 8945,12 \text{ Ton/m}^2$$

$$[\sigma] \geq \sigma$$

$$12655,25 \text{ Ton/m}^2 \geq 8945,12 \text{ Ton/m}^2$$

OK

2.3.5.3 Diseño por deflexión

$$\Delta = \frac{5wl^4}{384EI} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

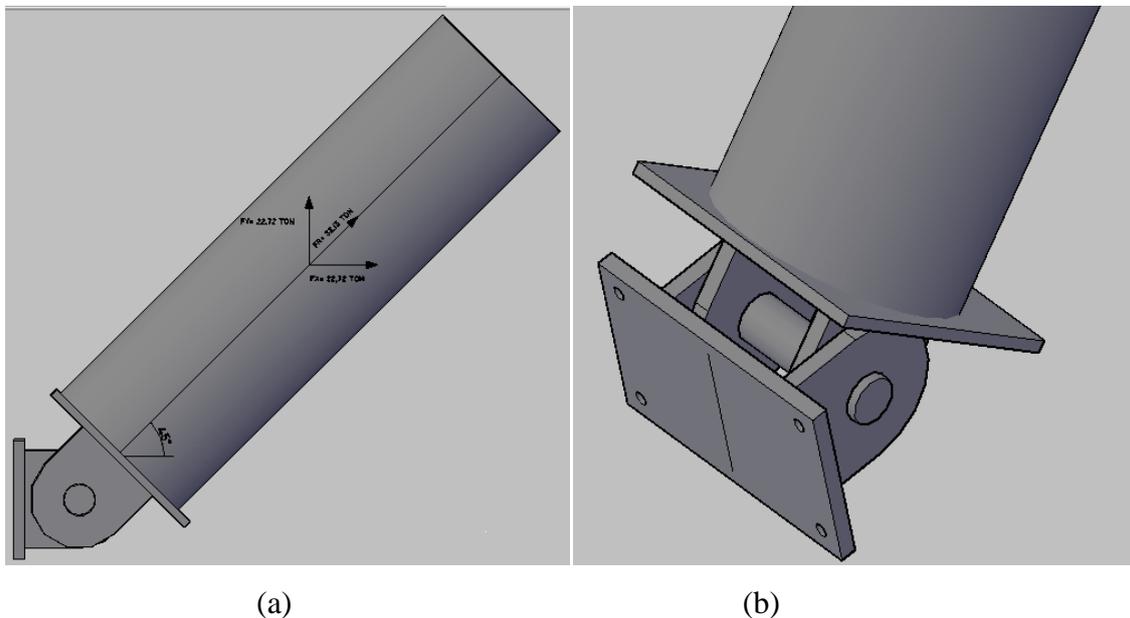
$$\Delta = \frac{5 \cdot (1,59 \text{Ton/m}) \cdot (0,157 \text{m})^4}{384 \cdot (20389019 \text{Ton/m}^2 \cdot 2,46 \times 10^{-9} \text{m}^4)}$$

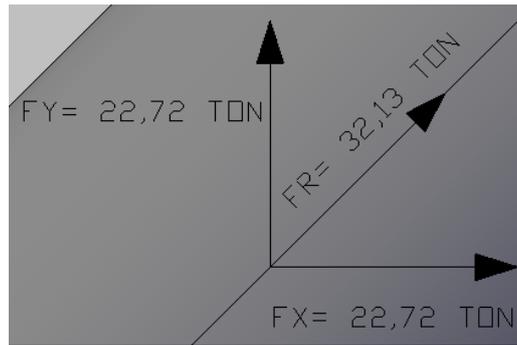
$\Delta = 0,25 \text{mm}$ (Despreciable) OK.

Se concluye que la plancha de 9mm satisface las condiciones de diseño, debido a que en el mercado no hay plancha de 9mm, satisface la de 3/8" (9,5 mm), la cual garantiza mayor seguridad debido a que reduce el esfuerzo. Cabe aclarar que la plancha cumple la función de ser cooperante para la distribución de las cargas.

2.3.6 Diseño de placas y pernos de anclaje

En la figura 2.31 se aprecia 2 vistas (a) y (b), las cuales son necesarias para entender la forma de unión entre el apoyo y el pie amigo, así como las fuerzas al cual está sometido el mismo (c).





(c)

Fig.2.31 Diseño de placas y pernos-fuerzas.

2.3.6.1 Cálculo del diámetro del pasador

$F_{critica} = 32,13$ Ton, ya que se trabaja con la fuerza más crítica (F_y)

Pasador: El pasador se analiza por cortante

$$0,40 F_{y,acero} = [\sigma]$$

Corte

(Ec. 2.14)

$$S_{y,acero} = 2531,050 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0,40 S_{y,acero} = \frac{P}{A_{pasador}}$$

$A_{pasador}$ = Área del pasador

$$(0,40 S_{y,acero}) \cdot \pi \cdot r^2 = P$$

$$r_{pasador} = \sqrt{\frac{p}{\pi \cdot (0,40 \cdot S_y)}}$$

$$r_{pasador} = \sqrt{\frac{32130,93 \text{ kg}}{\pi \cdot (0,40 \times 2531,050 \text{ Kg/cm}^2)}}$$

$$r_{pasador} = 3,17 \text{ cm}$$

$$d_{pasador} = 6,35 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm}$$

$$d_{pasador} = 6,35 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm}$$

2.3.6.2 Esfuerzo de aplastamiento entre las orejas del pie amigo y el pasador

En la figura 2.32 se aprecia las medidas del pie amigo, necesarias para el diseño.

Pie amigo: Las orejas del pie amigo se analizarán por aplastamiento.

$$\sigma_{\text{aplastamiento}} = \frac{p}{2 \cdot t_{\text{pie}} \cdot d_{\text{pas}}}$$

Donde:

p= carga

t_{pie}= Espesor de las orejas

d_{pas}= Diámetro del pasador

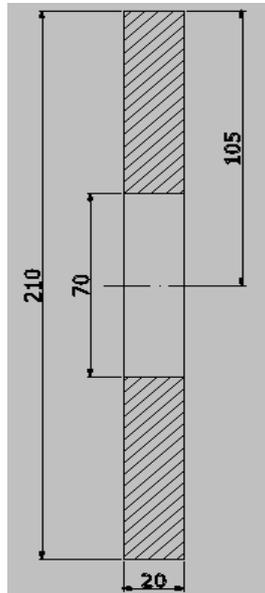


Fig.2.32 Dimensiones orejas-pie amigo (mm).

$$\sigma_{\text{aplastamiento}} = \frac{32130,93 \text{ kg}}{2 \cdot (20\text{mm}) \cdot (70\text{mm})}$$

$$\sigma_{\text{aplastamiento}} = 11,47 \text{ Kg/mm}^2$$

$$S_{y,\text{acero}} = 25,3094 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{aplastamiento}} \leq S_{y,\text{acero}}$$

$11,47 \text{ Kg/mm}^2 \leq 25,3094 \text{ Kg/mm}^2$	OK
--	----

$0,90 S_{y,\text{acero}} = [\sigma]$	(Aplastamiento)	(Ec. 2.15)
--------------------------------------	-----------------	------------

$$[\sigma] = 0,90(25,30 \text{ kg/mm}^2)$$

$$[\sigma] = 22,77 \text{ kg/mm}^2$$

$$11,47 \text{ Kg/mm}^2 \leq 22,77 \text{ Kg/mm}^2$$

OK

2.3.6.3 Esfuerzo cortante en el pasador

Pasador: Se analizará por cortante.

$$\tau_{\text{pasador}} = \frac{p}{2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{d^2}{4}\right)}$$

$$\tau_{\text{pasador}} = \frac{32130,93 \text{ Kg}}{2 \cdot \pi \cdot \frac{(70 \text{ mm})^2}{4}}$$

$$\tau_{\text{pasador}} = 4,17 \text{ Kg/mm}^2$$

$$0,40 F_{y,\text{acero}} = [\sigma]$$

$$0,40 \cdot (25,3094 \text{ Kg/mm}^2) = [\sigma]$$

$$[\sigma] = 10,12 \text{ Kg/mm}^2$$

$$[\sigma] \geq \sigma$$

$$10,12 \text{ Kg/mm}^2 \geq 4,17 \text{ Kg/mm}^2$$

OK

2.3.6.4 Esfuerzo de aplastamiento entre el pasador y las placas de unión u orejas

En la figura 2.33 se indica el espesor de la placa, así como su altura.

Placas de unión: Las placas de unión u orejas de apoyo están sometidas a aplastamiento.

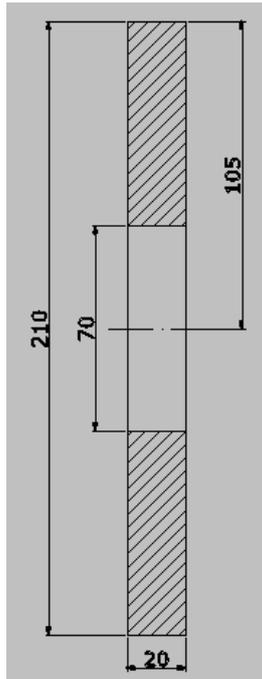


Fig.2.33 Dimensiones placas de unión (mm).

$$\sigma_{\text{aplastamiento}} = \frac{p}{2 \cdot t \cdot d}$$

$$\sigma_{\text{aplastamiento}} = \frac{32130,93 \text{ kg}}{2 \cdot (20\text{mm}) \cdot 70\text{mm}}$$

$$\sigma_{\text{aplastamiento}} = 11,47 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{aplastamiento. placas}} \leq \sigma_{\text{aplastamiento. puntal}}$$

$$11,47 \text{ kg/mm}^2 \leq 25,3094 \text{ Kg/mm}^2$$

OK

$$[\sigma] = 0,90(25,30 \text{ kg/mm}^2)$$

$$[\sigma] = 22,77 \text{ kg/mm}^2$$

$$11,47 \text{ Kg/mm}^2 \leq 22,77 \text{ Kg/mm}^2$$

OK

2.3.6.5 Diseño de pernos de anclaje

Para este tipo de análisis, se toma en consideración al concreto; ya que el puente se apoyara sobre el mismo. En el diseño se tomaran en consideración pernos de anclaje A325 de la marca HILTI, debido a que existen en el mercado. Las cargas criticas que se produce en el apoyo es $F_x = 22,51 \text{ Ton}$ y $F_y = 22,72$, figura 2.34.

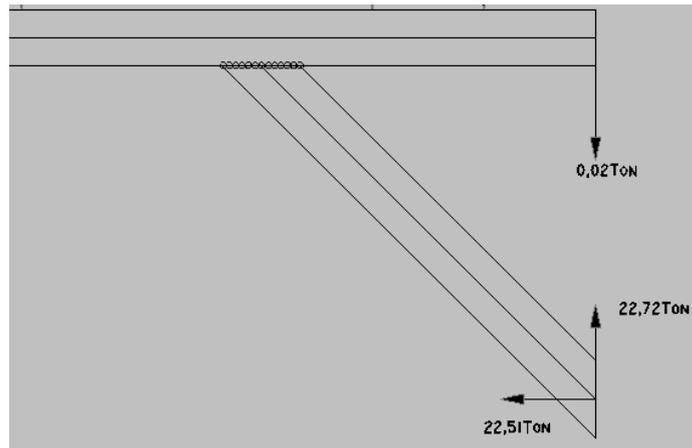


Fig.2.34 Carga crítica en apoyo.

$$S_{y(\text{perno-A325})} = 6468,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$F' = \frac{P}{n} \quad (\text{Fuerza en cada perno})$$

P = carga

n = número de pernos

$$F_1' = \frac{P}{n} \quad \text{Fuerza de tracción}$$

$$F_1' = \frac{22,51 \text{ Ton}}{8}$$

$$F_1' \text{ tracción} = 2,81 \text{ Ton} = 6203,16 \text{ lb}$$

$$F_1' \text{ tracción} = 2813,75 \text{ Kg en cada perno}$$

$$F_2' = \frac{22,72 \text{ Ton}}{8} \quad \text{Fuerza de corte}$$

$$F_2' \text{ corte} = 2840 \text{ kg (6261,0356 lb) en cada perno.}$$

2.3.6.5.1 Cargas permisibles-Pernos de anclaje (KB3-Hilti)

Una vez obtenido las cargas críticas, tanto de corte como de tracción se selecciona un perno que cumpla con estas condiciones, La fuerza que se produce en cada perno de anclaje es: $F'_{\text{tracción}} = 2813,75 \text{ Kg}$ y $F'_{\text{corte}} = 2840 \text{ kg}$. En la tabla 2.1 se describe cada uno de los pernos, bajo ciertas condiciones, como carga a tracción y corte, tomando en consideración el acero frente al concreto.

No. Item	Descripción	Cant. Caja	Diámetro Broca	Long. Anclaje	Prof. Min. Coloc.	Long. Rosca	Diám. Broca Hilti	Prof. Empot.	Cargas permisibles en concreto 4000 psi (281 kg/cm ²) prof. Empot. Std.			
									Tracción		Corte	
									(kg)	(lb)	(kg)	(lb)
00282502	KB3 1/4 x 1 3/4"	100	1/4"	1-3/4"	1-1/8"	3/4"	TE-C+1/4-6	1-1/8"	195	430	240	530
00282503	KB3 1/4 x 2 1/4"	100	1/4"	2-1/4"	1-1/8"	3/4"	TE-C+1/4-6	2"	362	800	240	530
00282504	KB3 1/4 x 3 1/4"	100	1/4"	3-1/4"	1-1/8"	2"	TE-C+1/4-6	2"	362	800	240	530
00282505	KB3 3/8 x 2 1/4"	50	3/8"	2-1/4"	1-5/8"	7/8"	TE-C+3/8-6	1-5/8"	496	1095	644	1420
00282506	KB3 3/8 x 3"	50	3/8"	3"	1-5/8"	1-1/8"	TE-C+3/8-6	2-1/2"	839	1850	662	1460
00282507	KB3 3/8 x 3 3/4"	50	3/8"	3-3/4"	1-5/8"	1-1/8"	TE-C+3/8-6	2-1/2"	839	1850	662	1460
00282508	KB3 3/8 x 5"	50	3/8"	5"	1-5/8"	1-1/8"	TE-C+3/8-12	2-1/2"	839	1850	662	1460
00282509	KB3 1/2 x 2 3/4"	25	1/2"	2-3/4"	2-1/4"	1-1/4"	TE-C+1/2-6	2-1/4"	734	1620	1240	2735
00282510	KB3 1/2 x 3 3/4"	25	1/2"	3-3/4"	2-1/4"	1-1/4"	TE-C+1/2-6	2-1/4"	734	1620	1240	2735
00282511	KB3 1/2 x 4 1/2"	25	1/2"	4-1/2"	2-1/4"	1-1/4"	TE-C+1/2-12	3-1/2"	1106	2440	1369	3020
00282512	KB3 1/2 x 5 1/2"	25	1/2"	5-1/2"	2-1/4"	1-1/4"	TE-C+1/2-12	3-1/2"	1106	2440	1369	3020
00282513	KB3 5/8 x 3 3/4"	15	5/8"	3-3/4"	2-3/4"	1-1/2"	TE-C+5/8-8	2-3/4"	1002	2210	1846	4070
00282514	KB3 5/8 x 4 3/4"	15	5/8"	4-3/4"	2-3/4"	1-1/2"	TE-C+5/8-8	4"	1535	3385	2215	4885
00282515	KB3 5/8 x 6"	15	5/8"	6"	2-3/4"	1-1/2"	TE-C+5/8-12	4"	1535	3385	2215	4885
00282516	KB3 5/8 x 7"	15	5/8"	7"	2-3/4"	1-1/2"	TE-C+5/8-12	4"	1535	3385	2215	4885
00282517	KB3 3/4 x 4 3/4"	10	3/4"	4-3/4"	3-1/4"	1-5/8"	TE-C+3/4-8	3-1/4"	2256	4970	2424	5340
00282518	KB3 3/4 x 5 1/2"	10	3/4"	5-1/2"	3-1/4"	1-5/8"	TE-C+3/4-8	4-3/4"	2397	5285	3322	7325
00282519	KB3 3/4 x 7"	10	3/4"	7"	3-1/4"	1-5/8"	TE-C+3/4-12	4-3/4"	2397	5285	3322	7325
00282520	KB3 3/4 x 8"	10	3/4"	8"	3-1/4"	5-3/4"	TE-C+3/4-12	4-3/4"	2397	5285	3322	7325
00286017	KB3 1 x 6"	5	1"	6"	4-1/2"	2-1/4"	TE-C+1-13	4-1/2"	2118	4670	3692	8140
00286018	KB3 1 x 9"	5	1"	9"	4-1/2"	2-1/4"	TE-C+1-13	6"	3206	7070	4173	9200

Tabla 2.2 Cargas permisibles-Pernos de anclaje (KB3-Hilti).

Fuente: www.hilti.com.

El perno que cumple con estos parámetros es: **KB3 1 x 9 pulg**, debido a que soporta una carga a la tracción de 3206 Kg y 4173 Kg para corte.

2.3.6.5.2 Características del perno de anclaje

Este anclaje permite su instalación en agujeros sin fondo, presenta 3 cuñas de expansión para una distribución uniforme de la fuerza que ejercerá en el material base. Es aplicable para cargas de tracción y compresión de gran intensidad, figura 2,35.



Fig.2.35 Anclaje de expansión, con diseño único de cuñas- HILTI (Kwik Bolt 3).

2.3.6.5.3 Dimensiones del perno de anclaje:

Perno A325 $d = 1 \text{ pulg} = (2,54 \text{ cm})$

Longitud de anclaje = 9 pulg (22,86 cm)

Profundidad mínima colocación = 4-1/2 pulg (10,16 cm)

Longitud de la rosca = 2-1/4 pulg (5 cm)

Profundidad de empotramiento = 6 pulg (15,24 cm)

Resistencia permisible del concreto = 4000 psi (281 kg/cm²)

En la figura 2.36 se aprecia el número de pernos de anclaje que se va a utilizar; así como la distribución en placa base, anclada al concreto.

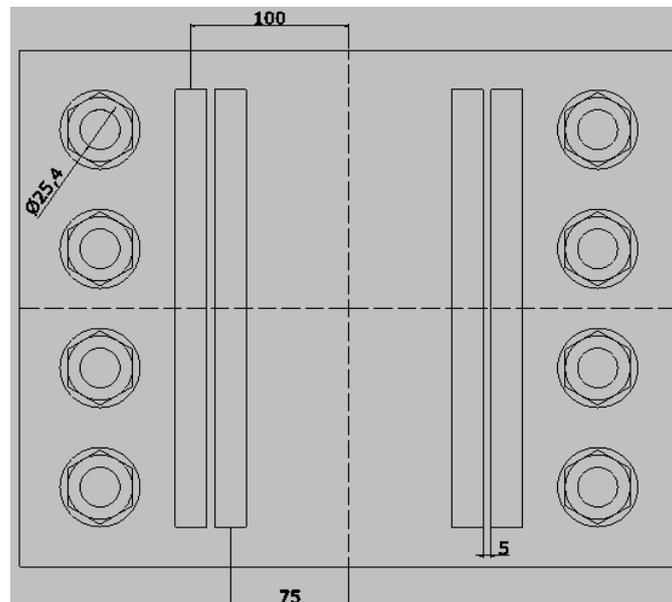


Fig.2.36 Numero de pernos de anclaje en placa base (mm).

2.3.6.5.4 Esfuerzo de aplastamiento entre los pernos de anclaje y la placa base

La figura 2.37 indica las dimensiones de la placa base de acero, con sus respectivos agujeros para los pernos.

Placa base: Se analizará por aplastamiento.

$$\sigma_{\text{aplastamiento, placa-base}} = \frac{Fy}{8A}$$

A = área de 8 pernos

$$\sigma_{\text{aplastamiento.placa-base}} = \frac{Fy}{8(t_{\text{placa}} \cdot d_{\text{perno}})}$$

Donde:

Fy = Fuerza vertical

t_{placa} = Espesor de la placa

d_{perno} = Diámetro del perno

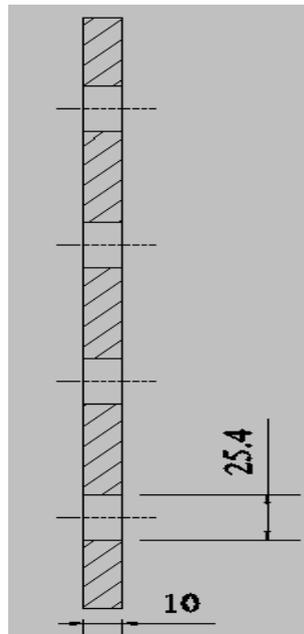


Fig.2.37 Dimensiones placa base (mm).

$$\sigma_{\text{aplastamiento.placa-base}} = \frac{22720 \text{ kg}}{8(10 \text{ mm}) \cdot (25,4 \text{ mm})}$$

$$\sigma_{\text{aplastamiento.placa-base}} = 11,18 \text{ kg/mm}^2$$

$$0,90 S_{y.\text{acero}} = [\sigma]$$

$$0,90(25,30 \text{ kg/mm}^2) = [\sigma]$$

$$[\sigma] = 22,77 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{calculado}} \leq [\sigma]$$

$$12 \text{ kg/mm}^2 \leq 22,77 \text{ kg/mm}^2$$

OK

2.3.6.5.5 Esfuerzo cortante en los pernos de anclaje

$$\tau_{\text{perno}} = \frac{Fy}{A}$$

A= área de 8 pernos. = $8(\pi \cdot d^2/4)$

$$\tau_{\text{perno}} = \frac{22720 \text{ kg}}{8\pi \cdot \frac{(25,4 \text{ mm})^2}{4}}$$

$$\tau_{\text{perno}} = 5,60 \text{ Kg/mm}^2$$

$$[\sigma_{\text{perno}}] \geq \sigma_{\text{calculado}}$$

$$[\sigma_{\text{perno}}] = 0,40S_{y(\text{perno})}$$

$$[\sigma_{\text{perno}}] = 0,40 (64,68 \text{ kg/mm}^2)$$

$$[\sigma_{\text{perno}}] = 25,80 \text{ kg/mm}^2$$

$25,80 \text{ kg/mm}^2 \geq 5,60 \text{ Kg/mm}^2$	OK
---	----

2.3.6.5.6 Diseño de pernos de anclaje para apoyos en tubo transversal

La cargas críticas a la cuales están sometidos los pernos son: Fuerza de tracción= 1.07Ton y la Fuerza de corte = 4,64 Ton. Se utilizarán 4 pernos; por lo tanto la fuerza en cada perno es; **Ftraccion = 267,5 kg** y **Fcorte = 1160 kg**. En la figura 2.38 se observa la distribución de pernos para el anclaje en el apoyo.

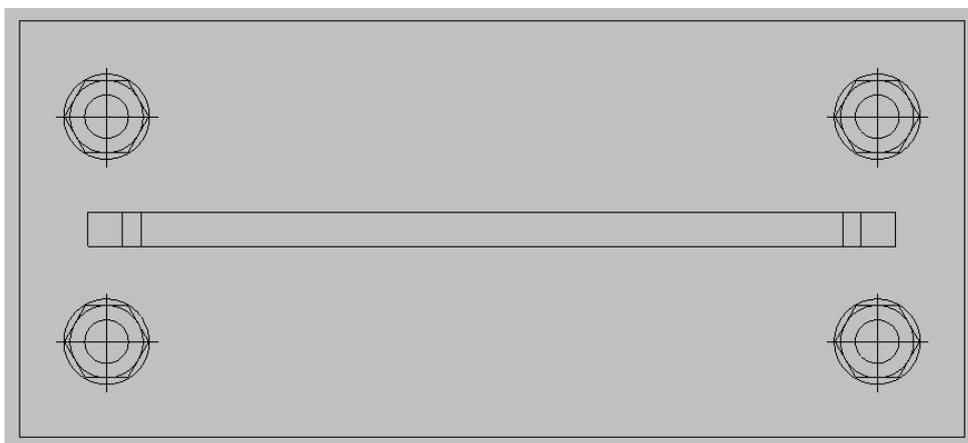


Fig. 2.38 Distribución de pernos de anclaje.

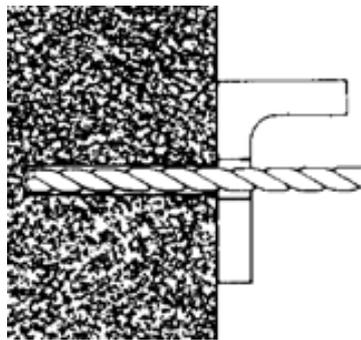
Se realiza el mismo análisis empleado para los pernos anteriores, buscando un perno que cumpla con estas condiciones, mediante la tabla 2.1. El perno que cumple con estas condiciones es un perno de 1/2" x 23/4", pero por seguridad se trabajará con pernos de 5/8", debido a que existen camiones que sobrepasan la carga permitida.

2.3.6.5.7 Instrucciones para la Instalación de Kwik Bolt 3

Para la instalación de los pernos de anclaje se deben tomar en consideración 4 pasos indispensables (a), (b), (c), (d), para un óptimo desempeño, figura 2.39.

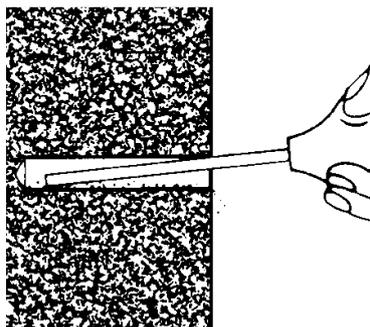
1.- Perfore un agujero del mismo diámetro del anclaje Kwik Bolt 3.

Nota: El hueco en la placa base debe ser de 1/16" a 1/8" más grande que el diámetro del perno.



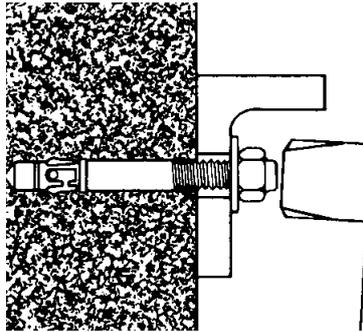
(a)

2.- Limpie el agujero.



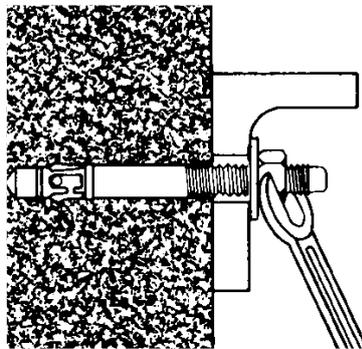
(b)

3.- Coloque el anclaje y martíllelo hasta que penetren por lo menos seis roscas bajo la superficie.



(c)

4.- Apriete hasta el torque recomendado. Si no dispone de llave gire la tuerca 2 a 3 vueltas desde la posición de ajuste con la mano.



(d)

Fig.2.39 Instrucciones para la Instalación de Kwik Bolt 3.

2.3.6.5.8 Calculo de la distancia máxima, para evitar el desgarramiento en las orejas

$$b = 1,5 D$$

(Ec. 2.16)

b = distancia desde el cuadrante del agujero hasta la arista (distancia máxima para evitar el desgarramiento), y D es el diámetro del elemento.

b_1 = distancia máxima para, evitar el desgarramiento en las orejas.

$$b_1 = 1,5 D_{\text{pasador}}$$

$$b_1 = 1,5 (70\text{mm})$$

$$b_1 = 105 \text{ mm}$$

En la figura 2.40 se indica la distancia b_1 que debe tener la placa, para evitar el posible desgarramiento o aplastamiento.

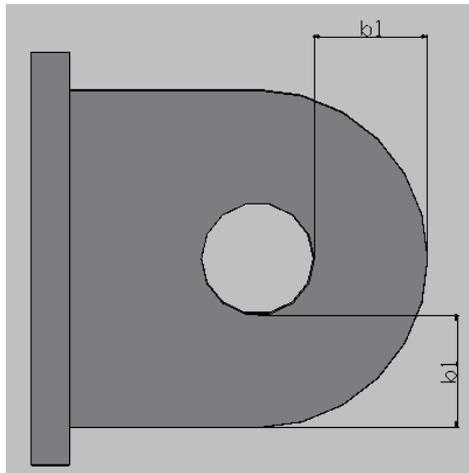


Fig.2.40 Distancia b_1 para evitar el desgarramiento en la placa de unión.

2.3.6.5.9 Calculo de la distancia máxima, para evitar el desgarramiento en placa de anclaje

b_2 = distancia máxima para, evitar el desgarramiento en placa de anclaje.

$$b_2 = 1,5 D_{\text{perno}}$$

$$b_2 = 1,5 (1,58\text{cm})$$

$$b_2 = 2,38\text{cm}$$

La figura 2.41 muestra la distancia b_2 , para evitar el desgarramiento en la placa base.

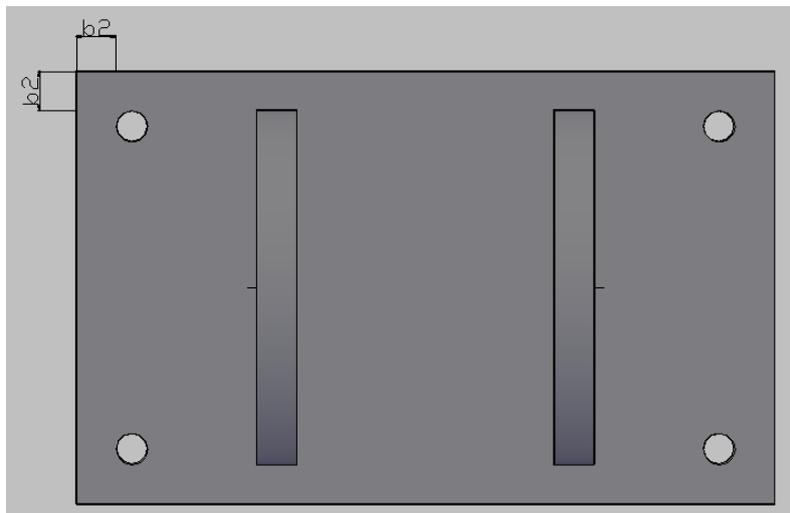


Fig.2.41 Distancia b_2 para evitar el desgarramiento en la placa base.

2.3.6.5.10 Distancia mínima para evitar el desgarramiento

$$a = b - 1/2d$$

(Ec. 2.17)

a= distancia mínima para evitar desgarramiento.

d= diámetro del agujero.

b = distancia máxima, para evitar el desgarramiento.

$a_{1\text{mínima}}$ = distancia mínima para evitar desgarramiento en orejas.

$a_{2\text{mínima}}$ = distancia mínima para evitar desgarramiento en placa de anclaje.

$$a_{1\text{mínima}} = 10,5 \text{ cm} - 1/2(7\text{cm})$$

$$a_{1\text{mínima}} = 70 \text{ mm}$$

$$a_{2\text{mínima}} = 2,38\text{cm} - 1/2(1,58\text{cm})$$

$$a_{2\text{mínima}} = 1,58 \text{ mm}$$

Se concluye que la distancia mas pequeña para evitar el desgarramiento es igual a diámetro del agujero.

2.3.7 Diseño de placas de unión (orejas)

Para unir el pie amigo con el apoyo se lo realiza mediante 2 orejas, las cuales soportan la carga más crítica. La oreja está sometida a esfuerzos de flexión y tracción, debido a que la carga se descompone en horizontal y vertical, por lo tanto hay que analizarlo bajo estas condiciones, figura 2.42.

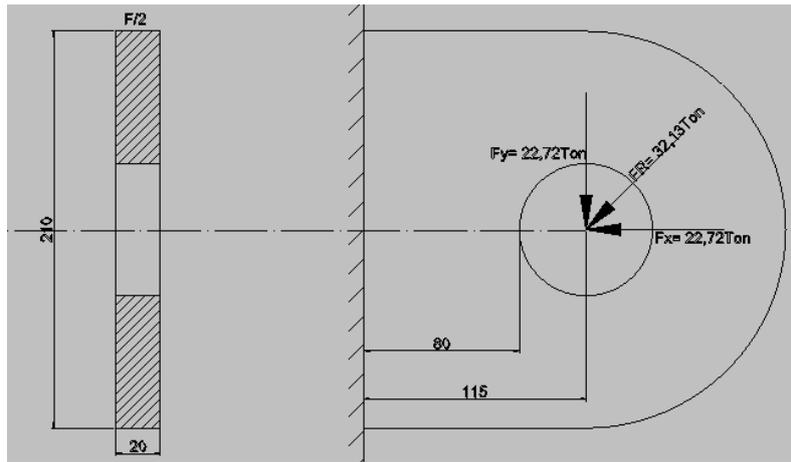


Fig.2.42 Placas de unión (orejas) mm.

σ_t = Esfuerzo total

σ_t = Flexión + Tracción

$$\sigma_t = \frac{M.max \times C}{I} \mp \frac{P}{A}$$

$$M.max = \frac{F}{2} (115 \text{ mm})$$

$$M.max = 11360 \text{ kg} \cdot (115 \text{ mm})$$

$$M.max = 1306400 \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

El momento máximo producido en cada placa de unión u oreja es 1306400 kg.mm, este valor se puede comprobar mediante el SAP, figura 2.43.

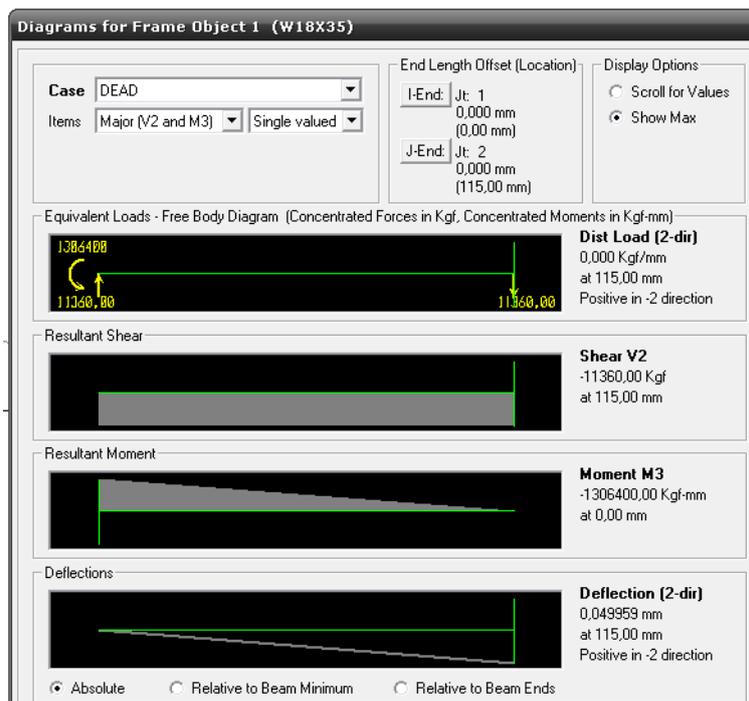


Fig.2.43 Momento máximo-SAP.

I= inercia

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I = \frac{(20mm) \cdot (210mm)^3}{12}$$

$$I = 15435000 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{\text{flexión}} = \frac{(1306400kg \cdot mm)(105mm)}{15435000 \text{ mm}^4}$$

$$\sigma_{\text{flexión}} = 8,88 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{tracción-compresión}} = \frac{P}{A}$$

$$\sigma_{\text{tracción-compresión}} = \frac{11360kg}{(20mm) \cdot (210mm)}$$

$$\sigma_{\text{tracción-compresión}} = 2,70 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{total}} = \frac{M \cdot \max \times C}{I} \mp \frac{P}{A}$$

$$\sigma_{\text{total}} = 8,88 \text{ kg/mm}^2 + 2,70 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{total}} = 11,58 \text{ kg/mm}^2$$

$$[\sigma] \geq \sigma_{\text{total}}$$

$$[\sigma] = \frac{Fy}{2}$$

$$[\sigma] = \frac{25,309 \text{ kg/mm}^2}{2}$$

$$[\sigma] = 12,65 \text{ kg/mm}^2$$

$$12,65 \text{ kg/mm}^2 \geq 11,58 \text{ kg/mm}^2$$

OK

$$\Delta = \frac{P \cdot b^2(3l-b)}{6EI}$$

(Ec. 2.18)

$$\Delta = \frac{11,36 \text{ Ton} \cdot (0,115mm)^2 \cdot (3,0,22m - 0,115m)}{6 \cdot (20389019 \frac{\text{Ton}^2}{m}) \cdot 15435000 \text{ mm}^4}$$

$$\Delta = 0 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Se concluye que la placa de 20mm de espesor soporta los dos esfuerzos de flexión y tracción con una deflexión despreciable.

2.3.8 Cálculo de la soldadura

Para el cálculo de la soldadura se utilizaron las formulas establecidas en el capitulo de conexiones soladas según el caso de aplicación.

2.3.8.1 Soldadura en tubería transversal

El momento máximo se produce, cuando una rueda; correspondiente a los ejes 2 y 3 descansa sobre la tubería de 1,82m. En la figura 2.44 se indica la carga crítica al cual esta sometida la tubería.

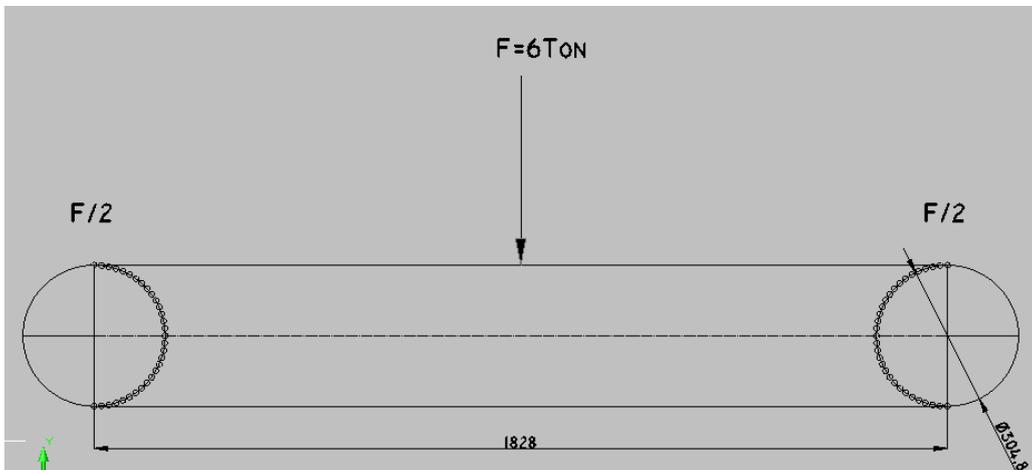


Fig.2.44 Soldadura en tubería (mm).

Diseño a Flexión

$$h = 5/16'' \approx (8\text{mm})$$

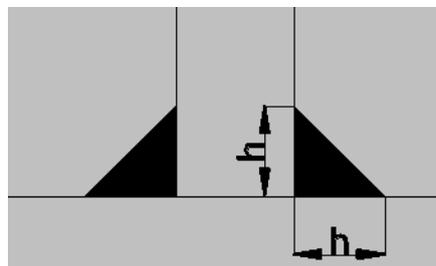


Fig.2.45.- Designación soldadura.

En la figura 2.45 se indica la altura de la soldadura o el cateto del triángulo rectángulo, representado como h .

h= altura de la soldadura (cateto)

A= área de la soldadura

I= segundo momento de área

J= segundo momento polar de área

$$A=1,414.\pi.h.r \quad (\text{Ec. 2.19})$$

$$A=1,414.\pi.(5/16").(6")$$

$$A= 8,32 \text{ pulg}^2$$

$$I_u= \pi.r^3 \quad (\text{pulg}^3) \quad (\text{Ec. 2.20})$$

$$I_u= \pi.(6\text{pulg})^3$$

$$I_u= 678,58 \text{ pulg}^3$$

$$J= 0,707.h. I_u \quad (\text{Ec. 2.21})$$

$$J=0,707.(5/16").(678,58 \text{ pulg}^3)$$

$$J= 149,92 \text{ pulg}^4$$

$$Z' = \frac{V}{A} \text{ (Esfuerzo a tracción-compresión) Secundario} \quad (\text{Ec. 2.22})$$

V= fuerza que actúa sobre la soldadura

$$F= 3\text{Ton} = 6613,77\text{lb}$$

$$Z' = \frac{6613,77\text{lb}}{8,32\text{pulg}^2}$$

$$Z' = 794,92 \text{ lb/pulg}^2$$

$$Z'' = \frac{M.r}{J} \text{ (Esfuerzo a flexión) Primario} \quad (\text{Ec. 2.23})$$

M= Momento máximo

r = distancia del centroide al cordón de soldadura mas alejado

$$M= F.d$$

$$M_{\text{max(calculado)}} = (6613,77 \text{ lb}).(35,98 \text{ pulg})$$

$$M_{\text{max(calculado)}} = 237963,44 \text{ lb.pulg}$$

Se puede realizar una comparación del momento máximo calculado como un elemento, frente al momento máximo calculado por el SAP como conjunto, figura 2.46.

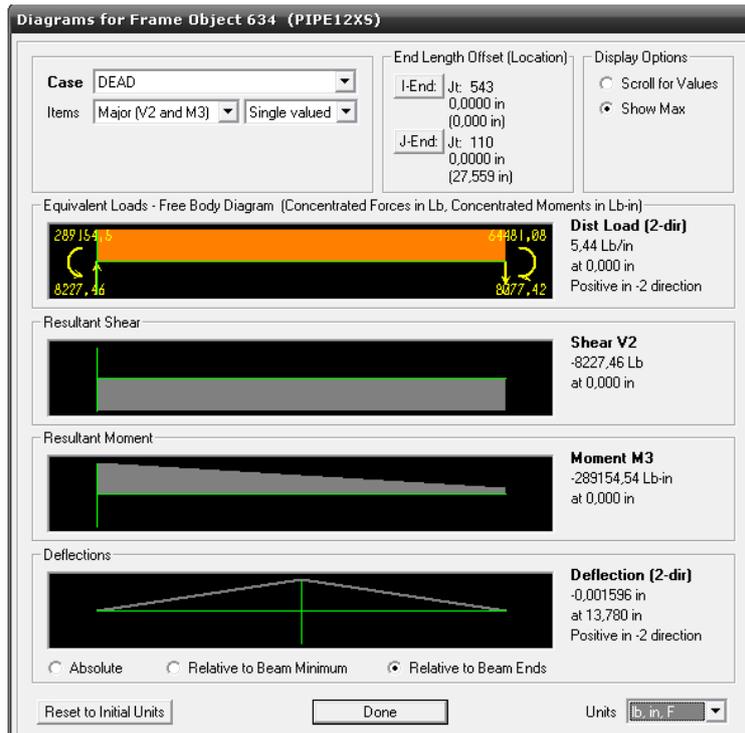


Fig.2.46 Momento máximo SAP-conjunto.

El momento máximo producido en el tubo transversal es mayor que el analizado como elemento independiente, debido a que el tubo actúa como parte de la malla que conforma al puente.

$$M_{\text{max(Sap-conjunto)}} = 289154,54 \text{ lb.pulg}$$

$$Z'' = \frac{237963,44 \text{ lb.pulg. } 6\text{pul}}{149,92 \text{ pulg}^4}$$

$$Z''_{\text{calculado}} = 9523,61 \text{ lb/pulg}^2$$

$$Z'' = \frac{289154,54 \text{ lb.pulg. } 6\text{pul}}{149,92 \text{ pulg}^4}$$

$$Z''_{\text{(Sap-conjunto)}} = 11570 \text{ lb/pulg}^2$$

Z_R = Esfuerzo resultante en la soldadura

$$Z_R = \sqrt{z'^2 + z''^2} \tag{Ec. 2.24}$$

$$Z_R = \sqrt{\left(794,92 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}\right)^2 + \left(9523,61 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}\right)^2}$$

$$Z_{R\text{calculado}} = 9,55 \text{ Ksi (Klb/pulg}^2)$$

$$Z_{R \text{ sap-conjunto}} = 11,59 \text{ ksi}$$

$$[\tau]_{E60(\text{flexion-traccion-compresion})} = 0,577 S_{y(\text{electrodo})}$$

$$[\tau]_{E60} = \text{Esfuerzo permisible del electrodo}$$

$$S_{y(E60xx)} = 50 \text{ ksi}$$

$$S_{y(E70xx)} = 57 \text{ ksi}$$

$$[\tau]_{E60xx} = 0,577 \cdot (50 \text{ ksi})$$

$$[\tau]_{E60xx} = 28,8 \text{ ksi}$$

$$28,8 \text{ ksi} \geq 9,55 \text{ Ksi}$$

Calculado OK

$$28,8 \text{ ksi} \geq 11,59 \text{ Ksi}$$

SAP-conjunto OK

$$E60xx \quad h = 5/16 \text{ (8mm)}$$

OK

$$E 7018 \quad h = 5/16$$

OK

*Mediante los cálculos realizados, la soldadura con $h = 8\text{mm}$, y con electrodos E6011 cumplen las condiciones de diseño, *pero por seguridad y rendimiento se utilizará electrodos E7018, ya que la carga permitida puede incrementarse.*

2.3.8.2 Diseño de soldadura en perfil HEB100

El perfil HEB100 descansará sobre la tubería de 12", en donde se realizarán los cordones de soldadura respectivos como se indica en la figura 2.47.

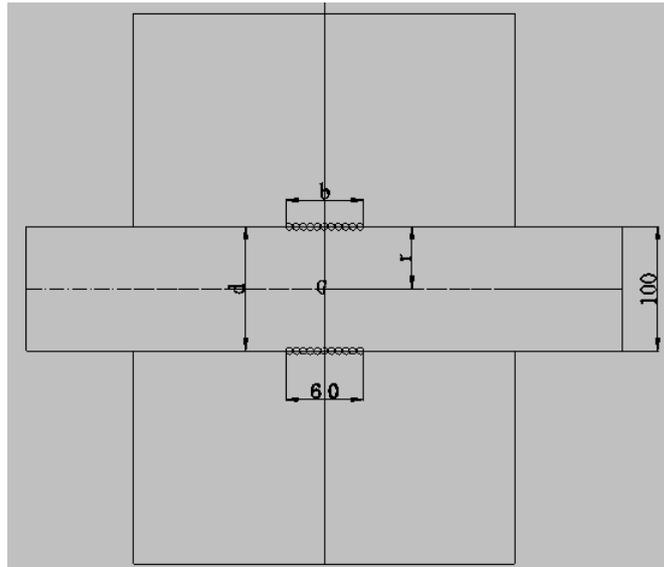


Fig.2.47 Soldadura en perfil (mm).

$$A= 1,414.h.b$$

(Ec. 2.25)

$$h= 3/8'' (9,52\text{mm})$$

$$b= 6\text{cm} (2,36'')$$

b= distancia de contacto

$$d= 10\text{cm} (3,93'')$$

d= longitud del ala o patín

$$A= 1,414.(3/8'').(2,36'')$$

$$A= 1,25 \text{ pulg}^2$$

$$Z' = \frac{V}{A}$$

2.3.8.2.1 Análisis como elemento independiente

2.3.8.2.2 Diagrama de fuerzas

El caso más crítico ocurre cuando la rueda delantera del eje 1 se asienta sobre el perfil HEB100, como se indica en la figura 2.48.

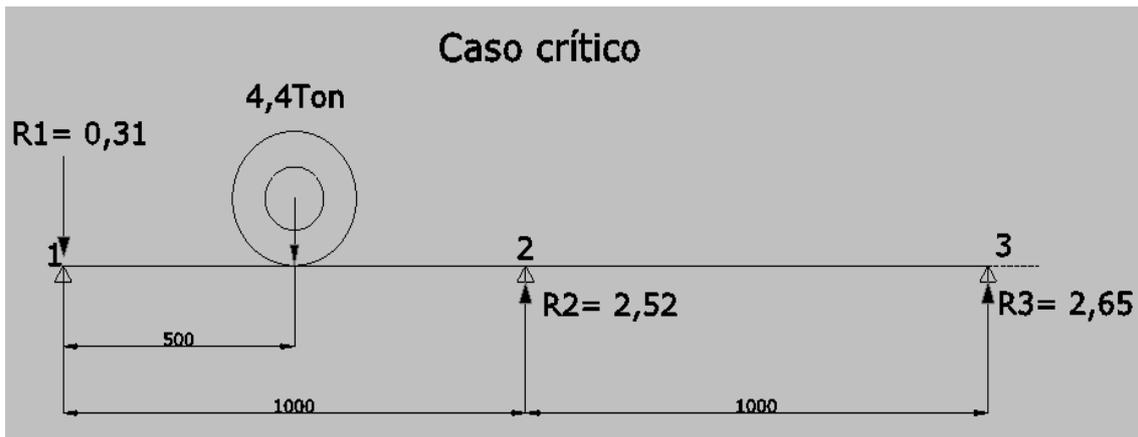


Fig.2.48 Diagrama de fuerzas (Ton).

2.3.8.2.3 Diagrama de momento flexionante, analizado como elemento (figura 2.49).

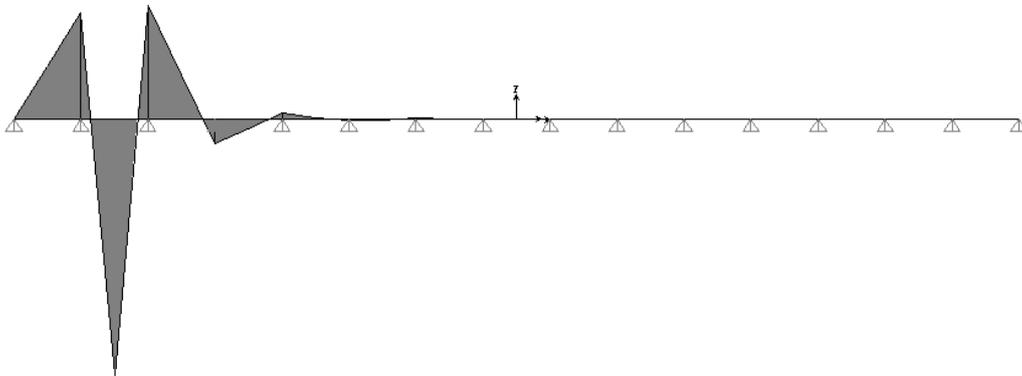


Fig.2.49 Diagrama de momento flexionante.

$M_{\text{max calculado}} = 66958,06 \text{ lb/pulg}$

En la figura 2.50 se indica el momento máximo calculado en el SAP.



Fig.2.50 Momento máximo SAP.

2.3.8.2.4 Análisis como conjunto

2.3.8.2.5 Diagrama de momento flexionante SAP -conjunto

En este caso se analizará toda la estructura del puente, produciéndose un momento inferior al análisis como elemento, debido a que la estructura trabaja como una malla y presenta arriostramientos, figura 2.51.

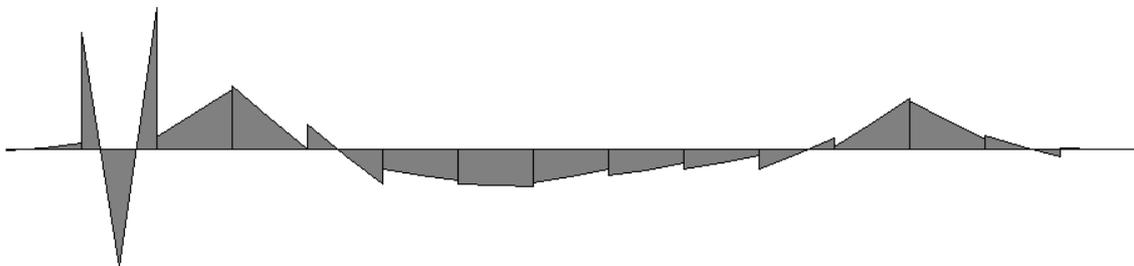


Fig.2.51 Diagrama de momento flexionante SAP-conjunto.

$$M_{\max}(\text{SAP-conjunto}) = 55056,71 \text{ lb/pulg}$$

En la figura 2.52 se aprecia el valor del momento máximo calculado mediante el SAP, así como los valores de la fuerza cortante y la deflexión.

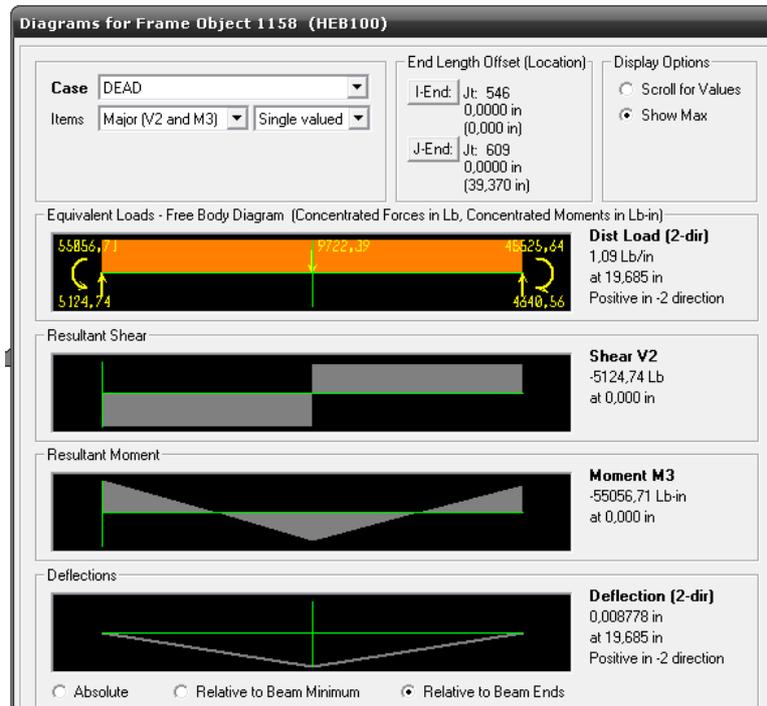


Fig.2.52 Momento máximo SAP-conjunto.

Carga máx.= (V2) = 2,66Ton (5864,20 lb)

V2= es la fuerza; a la cual está sometida la soldadura

$$Z' = \frac{5864,20 \text{ lb}}{1,25 \text{ pulg}^2}$$

$$Z' = 4,69 \text{ ksi}$$

$$Z'' = \frac{M \cdot r}{J}$$

$$I_u = \frac{b \cdot d^2}{2}$$

$$I_u = \frac{(2,36") \cdot (3,93")^2}{2}$$

$$I_u = 18,22 \text{ pulg}^3$$

$$J = 0,707 \cdot h \cdot I_u$$

$$J = 0,707 \cdot (3/8") \cdot (18,22 \text{ pulg}^3)$$

$$J = 4,83 \text{ pulg}^4$$

$$r = 1,968 \text{ pulg} \text{ (50mm)}$$

(Ec. 2.26)

$$Z'' = \frac{66958,06 \text{ lb.pulg.}(1,968 \text{ pulg})}{4,83 \text{ pulg}^4}$$

$$Z''_{\text{calculado}} = 27,28 \text{ ksi}$$

$$Z'' = \frac{55056,71 \text{ b.pulg.}(1,968 \text{ pulg})}{4,83 \text{ pulg}^4}$$

$$Z''_{\text{sap-conjunto}} = 22,43 \text{ ksi}$$

$$Z_R = \sqrt{Z'^2 + Z''^2}$$

$$Z_R = \sqrt{(4,69 \text{ ksi})^2 + (27,28 \text{ ksi})^2}$$

$$Z_{R\text{calculado}} = 27,68 \text{ ksi}$$

$$Z_{R(\text{Sap-conjunto})} = 22,91 \text{ ksi}$$

$$[\tau]_{E70xx} = 32,8 \text{ ksi}$$

$$[\tau] \geq Z_R$$

$$32,8 \text{ ksi} \geq 22,91 \text{ ksi}$$

SAP-Conjunto

$$32,8 \text{ ksi} \geq 27,68 \text{ ksi}$$

Calculado

$$E_{70xx} \quad h = 3/8'' \quad (9,52\text{mm})$$

$$E_{7018} \quad h = 3/8'' \quad (9,52\text{mm})$$

OK

Se deberá realizar el cordón de soldadura con una altura de 9,52mm, usando electrodos 7018, gracias a su alta penetración y resistencia a los esfuerzos.

2.3.8.3 Diseño de soldadura en placas de unión u orejas

La carga crítica la soportarán dos placas de unión, en las cuales se realizarán dos cordones de soldadura a cada lado, figura 2.53.

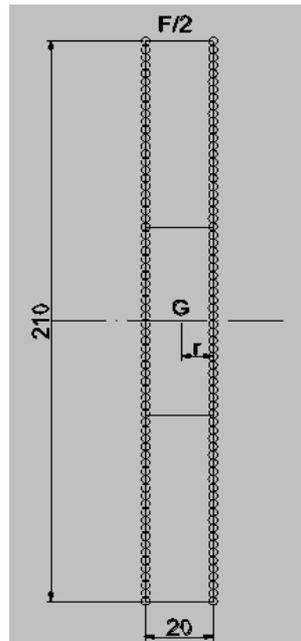


Fig.2.53 Soldadura en placas de unión (mm).

La placa esta sometida a dos tipos de fuerzas que son: tracción y flexión, por lo tanto hay que considerar esta condición.

$$F= 11360 \text{ kg (25044,14 lb)}$$

$$d= 8,26 \text{ pulg (21 cm)} = \text{altura de la placa de unión}$$

$$b= 0,78 \text{ pulg (2 cm)} = \text{ancho de la placa de unión}$$

$$r = 0,39 \text{ pulg (1 cm)} = \text{distancia del cancroide de la placa al cordón de soldadura mas alejado.}$$

$$A= 1,414.h.d$$

$$h= 3/8''$$

$$A= 1,414.(3/8'').(8,26\text{pulg})$$

$$A= 4,37 \text{ pulg}^2$$

$$Z' = \frac{V}{A}$$

$$Z' = \frac{25044,14 \text{ lb}}{4,37 \text{ pulg}^2}$$

$$Z' = 5,73 \text{ ksi}$$

$$I_u = \frac{d^3}{6}$$

(Ec. 2.27)

$$I_u = \frac{(8,26 \text{ pulg})^3}{6}$$

$$I_u = 93,92 \text{ pulg}^3$$

$$J = 0,707 \cdot h \cdot I_u$$

$$J = 0,707 \cdot (3/8'') \cdot (93,92 \text{ pulg}^3)$$

$$J = 24,90 \text{ pulg}^4$$

$$Z'' = \frac{M \cdot r}{J}$$

$$M_{\text{max}} = (25044,14 \text{ lb}) \cdot (4,52 \text{ pulg})$$

$$M_{\text{max}} = 113199,51 \text{ lb} \cdot \text{pulg}$$

$$Z'' = \frac{(113199,51 \text{ lb} \cdot \text{pulg}) \cdot (0,393 \text{ pulg})}{24,90 \text{ pulg}^4}$$

$$Z'' = 1,78 \text{ ksi}$$

$$Z_R = \sqrt{Z'^2 + Z''^2}$$

$$Z_R = \sqrt{(5,73 \text{ ksi})^2 + (1,78 \text{ ksi})^2}$$

$$Z_R = 6 \text{ ksi}$$

Esfuerzo por flexión

$$[\tau]_{E60xx} = 28 \text{ ksi (flexión)}$$

$$[\tau] \geq Z_R$$

$$28 \text{ ksi} \geq 6 \text{ ksi}$$

$$E 60xx \quad h = 3/8'' (9,52 \text{ mm})$$

OK

$$Z_{R1} = \frac{P}{L_s} \quad \text{Esfuerzo de tracción (fuerza cortante unitaria f)}$$

P = carga

L_s = longitud de la soldadura

$$Z_{\text{tracción}} = \frac{25044,14 \text{ lb}}{16,53 \text{ pulg}}$$

$$Z_{\text{tracción}} = 1,51 \text{ ksi (tabla 1.6)}$$

$$E 60xx \quad h = 3/16'' (5 \text{ mm})$$

OK

E 7018	h= 3/16" (5mm) *	OK
--------	------------------	----

Se concluye que con una soldadura de h= 3/8" y electrodos E6011 satisface las necesidades establecidas. El esfuerzo que se produce en la soldadura es pequeño frente al esfuerzo permisible de la soldadura, debido a que existe gran longitud de soldadura.

2.3.8.4 Diseño de soldadura placa-pie

En la figuras 2.54(a) se indica el contorno del cordón de soldadura, y en la figura 2.54 (b) se aprecia las fuerzas de tracción y tensión, al cual esta sometido la placa-pie.

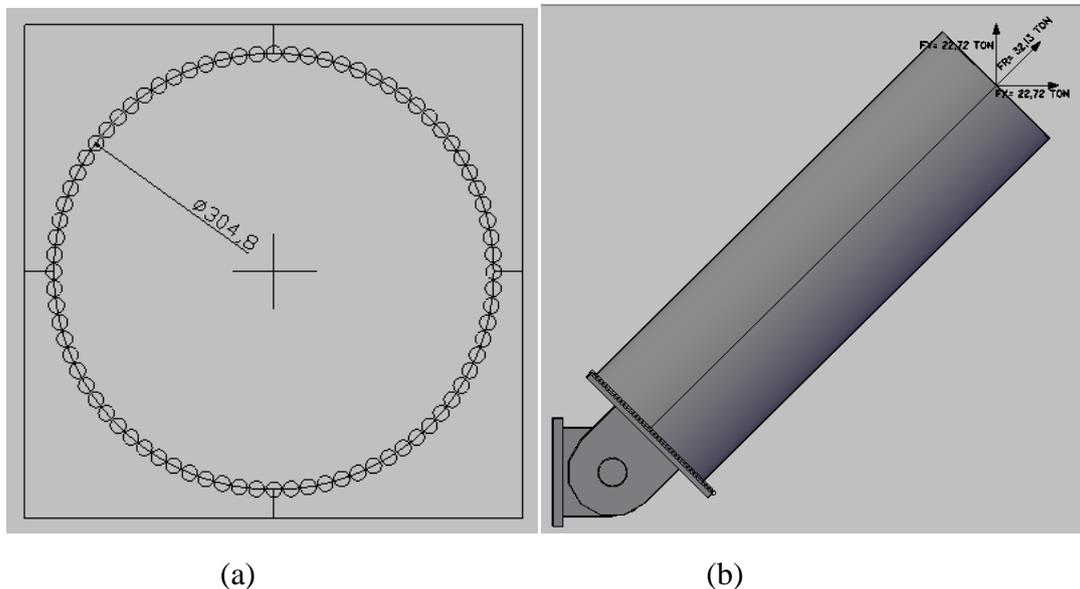


Fig.2.54 Soldadura en placa.pie (mm).

Tracción- Compresión

F= 32,13Ton (70833,47 lb)

$L_{\text{soldadura}} = D \cdot \pi$

$L_{\text{soldadura}} = (12'') \cdot \pi$

$L_{\text{soldadura}} = 37,69 \text{ pulg}$

$$f = \frac{P}{L_{\text{soldadura}}} \quad (\text{Fuerza cortante unitaria}) \quad (\text{Ec. 2.28})$$

$$f = \frac{70833,47 \text{ lb}}{37,69 \text{ pulg}}$$

$$f = 1879,37 \text{ lb/pulg}$$

$$f = 1,87 \text{ klb/pulg}$$

$$h = 3/16'' (5\text{mm}) \quad [f]_{60xx} = 2,39 \text{ klb/pulg} \quad (\text{Tabla 1.6})$$

[f] = fuerza unitaria permisible para soldaduras de filete en Klb/pulg lineal.

$$[f] \geq f$$

$$2,39 \text{ klb/pulg} \geq 1,87 \text{ klb/pulg} \quad \text{OK}$$

$$E 6011 \quad h = 3/16'' (5\text{mm}) \quad \text{OK}$$

$$E 7018 \quad h = 3/16'' (5\text{mm}) * \quad \text{OK}$$

La soldadura con $h = 3/16''$, usando electrodos E6011 soportan la carga más crítica en la unión placa y pie amigo.

2.3.8.5 Diseño de soldadura en unión pie-viga

La unión entre pie amigo y viga, es mediante la soldadura alrededor de la boca de pescado que posee el tubo oblicuo. El pie amigo trabajará únicamente a tracción o compresión, figura 2.55.

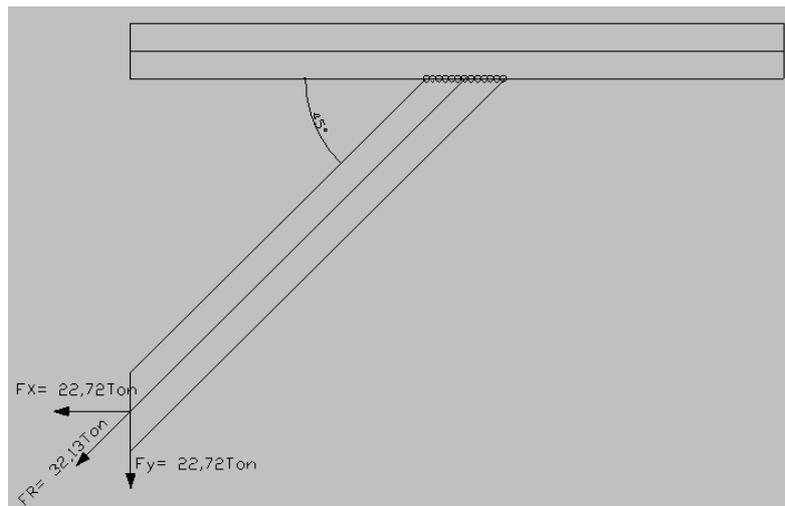


Fig.2.55 Soldadura en unión pie-viga.

Tracción- Compresión

$$L_s = D \cdot \pi$$

$$L_{\text{soldadura}} = (12''). \pi$$

$$L_{\text{soldadura}} = 37,69 \text{ pulg}$$

$$f = \frac{P}{L_{\text{sol}}}$$

$$P = 32,13 \text{ Ton (70833,47 lb)}$$

$$f = \frac{70833,47 \text{ lb}}{37,69 \text{ pulg}}$$

$f = 1,87$

$h = 3/16'' (5\text{mm}) \quad [f]_{E60xx} = 2,39 \text{ Klb/pulg}$

(Tabla 1.6)

$$[f] \geq f$$

$2,39 \text{ Klb/pulg} \geq 1,87 \text{ klb/pulg}$
--

OK

E 6011 $h = 3/16'' (5\text{mm})$

OK

E 7018 $h = 3/16'' (5\text{mm}) *$

OK

Se concluye que la soldadura $h = 3/16$ E6011 cumple las condiciones de carga establecidas.

2.3.8.6 Diseño de soldadura en unión de tubos

En la figura 2.56 se indican las fuerzas al cual esta sometida la viga, la unión mas crítica será a la mitad de la luz.

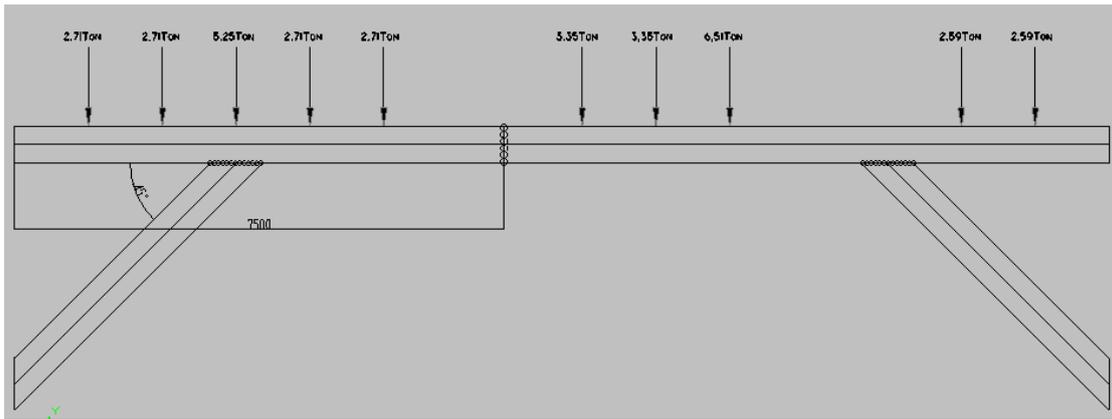


Fig.2.56 Soldadura en unión de tubos (mm).

En la figura 2.57 se indica el momento máximo en la tubería, calculado mediante en el SAP.

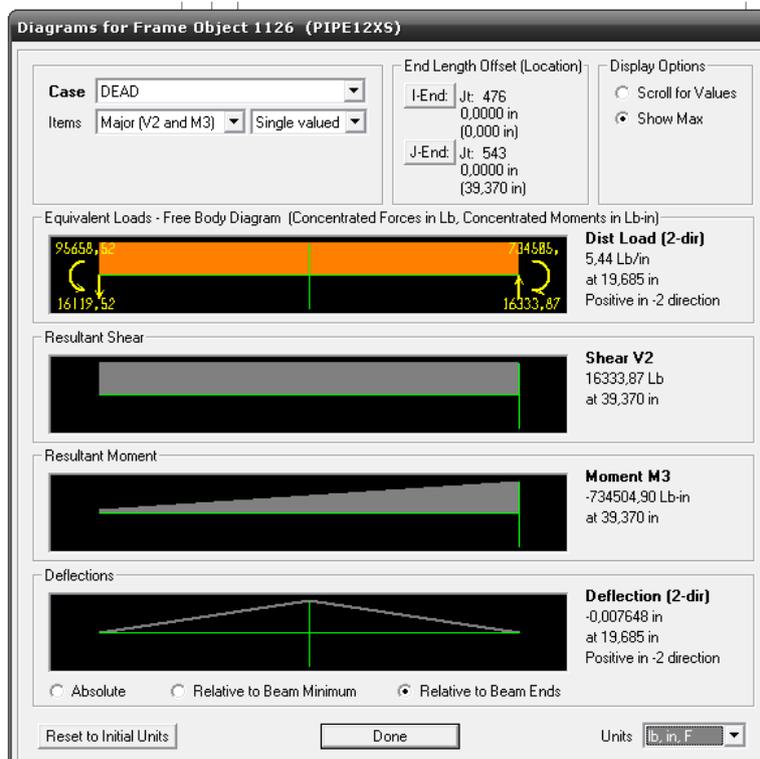


Fig.2.57 Momento máximo SAP.

Soldadura a flexión

$$M_{\text{max(sap)}} = 734504,90 \text{ lb.pul (8,46 Ton.m)}$$

$$h = 3/8''$$

$$F_{\text{critica}} = \sum \text{fuerzas}$$

F_{critica} = Sumatoria de todas las fuerzas que actúan en la tubería.

$$F_{\text{critica}} = 75573,34 \text{ lb (34,28 Ton)} = V$$

$$A = 1,414 \cdot \pi \cdot h \cdot r$$

$$A = 1,414 \cdot \pi \cdot (3/8'') \cdot (6'')$$

$$A = 9,98 \text{ pulg}^2$$

$$Z' = \frac{V}{A}$$

$$Z' = \frac{75573,34 \text{ lb}}{9,98 \text{ pulg}^2}$$

$$Z' = 7,57 \text{ Ksi}$$

$$I_u = \pi \cdot r^3$$

$$I_u = \pi \cdot (6'')^3$$

$$I_u = 678,58 \text{ pulg}^3$$

$$J = 0,707 \cdot h \cdot I_u$$

$$J = 0,707 \cdot h \cdot I_u$$

$$J = 0,707 \cdot (3/8'') \cdot (678,58 \text{ pulg}^3)$$

$$J = 179,91 \text{ pulg}^4$$

$$Z'' = \frac{M \cdot r}{J}$$

$$Z'' = \frac{(734504,90 \text{ b.pulg}) \cdot (6 \text{ pulg})}{179,91 \text{ pulg}^4}$$

$$Z''_{\text{Sap-conjunto}} = 24,49 \text{ ksi}$$

$$Z_R = \sqrt{Z'^2 + Z''^2}$$

$$Z_R = \sqrt{(7,57 \text{ ksi})^2 + (24,49 \text{ ksi})^2}$$

$$Z_{R(\text{Sap-conjunto})} = 25,63 \text{ ksi}$$

$$[\tau]_{E70xx} = 32,8 \text{ ksi (seguridad)}$$

$$[\tau] \geq Z_R$$

$$32,8 \text{ ksi} \geq 25,63 \text{ ksi}$$

SAP-Conjunto

$$E_{7018} \quad h = 3/8'' \quad (9,52 \text{ mm})$$

OK

Se concluye que la soldadura 3/8" E7018, soporta la carga más crítica en la unión entre tubos.

2.3.8.7 Diseño de soldadura en unión perfil HEB100

En la figura 2.58 se indica la unión entre perfiles HEB100, esta es la forma más correcta

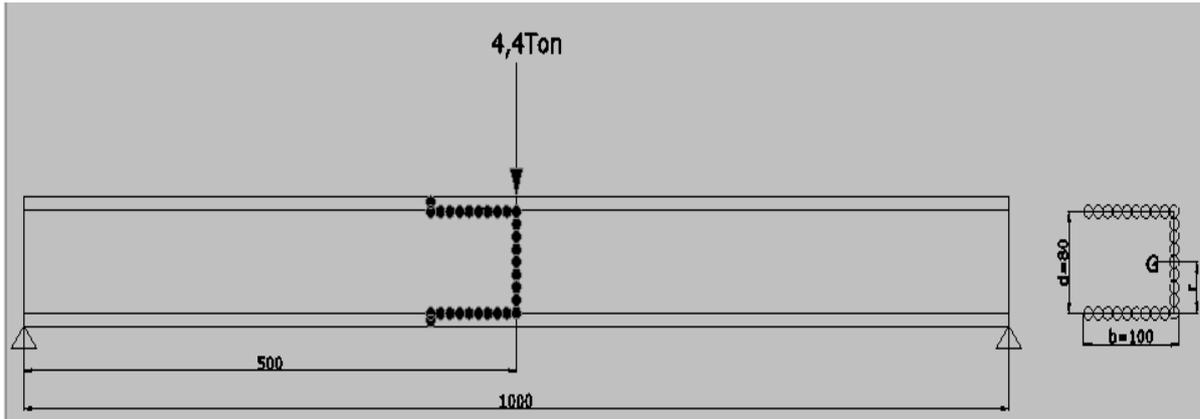


Fig.2.58 Soldadura en unión perfil HEB100 (mm).

La unión esta compuesta de dos soldaduras a cada lado, por lo tanto la fuerza se distribuye para las dos soldaduras.

Diseño a flexión

$$A = 0,707 h (2b+d) \quad (\text{Ec. 2.29})$$

$$d = 3,14 \text{ pulg (80mm)}$$

$$b = 3,93 \text{ pulg (100mm)}$$

$$r = 1,57 \text{ pulg (80/2 mm)}$$

$$F = 4850 \text{ lb (2.2Ton)}$$

$$h = 1/4"$$

$$A = 0,707(5/16") \cdot (2 \times 3,93" + 3,14")$$

$$A = 2,43 \text{ pulg}^2$$

$$I_u = \frac{d^2 \cdot (6b+d)}{12} \quad (\text{Ec. 2.30})$$

$$I_u = \frac{(3,14 \text{ pulg})^2 \cdot [6(3,93 \text{ pulg}) + 3,14]}{12}$$

$$I_u = 21,95 \text{ pulg}^3$$

$$J = 0,707 \cdot h \cdot I_u$$

$$J = 0,707 \cdot (5/16") \cdot (21,95 \text{ pulg}^3)$$

$$J = 4,85 \text{ pulg}^4$$

$$Z' = \frac{V}{A} \text{ (Esfuerzo a tracción – compresión) Secundario}$$

$$Z' = \frac{4850 \text{ lb}}{2,43 \text{ pulg}^2}$$

$$Z' = 2 \text{ ksi}$$

$$M.\text{max}_{(\text{SAP})} = 55056,71 \text{ lb.pulg (0,63 Ton.m)}$$

$$M.\text{max}_{(\text{calculado})} = 66958,06 \text{ lb.pulg (0,77 Ton.m)}$$

$$Z'' = \frac{M \cdot r}{J} \text{ (Esfuerzo a flexión) Primario}$$

$$Z''_{\text{Sap-conjunto}} = \frac{(55056,71 \text{ lb.pulg}) \cdot (1,57 \text{ pulg})}{4,85 \text{ pulg}^4}$$

$$Z''_{\text{sap}} = 17,82 \text{ ksi}$$

$$Z''_{\text{calculado}} = \frac{(66958,06 \text{ lb.pulg}) \cdot (1,57 \text{ pulg})}{4,85 \text{ pulg}^4}$$

$$Z''_{\text{calculado}} = 21,67 \text{ ksi}$$

$$Z_R = \sqrt{Z'^2 + Z''^2}$$

$$Z_R = \sqrt{(2 \text{ ksi})^2 + (17,82 \text{ ksi})^2}$$

$$Z_{R \text{ sap}} = 17,93 \text{ ksi}$$

$$Z_{R \text{ calculado}} = \sqrt{(2 \text{ ksi})^2 + (21,67 \text{ ksi})^2}$$

$$Z_{R \text{ calcul}} = 21,76 \text{ ksi}$$

$$[\tau]_{E60xx}=28,8 \text{ ksi}$$

$$[\tau] \geq Z_R$$

$28,8 \text{ ksi} \geq 17,93 \text{ ksi}$

SAP- Conjunto

$28,8 \text{ ksi} \geq 21,76 \text{ ksi}$

Calculado

$E_{60xx} \quad h= 5/16'' \quad (7,93\text{mm})$
--

OK

$E_{7018} \quad h= 5/16'' \quad (7,93\text{mm})^*$
--

OK

2.3.9 Resumen de cálculos

Un resumen de los cálculos obtenidos, se indican en las tablas N°: 2.3, 2.4, 2.5, 2.6, y 2.7.

Elemento	Fórmula	M.max	[σ]=Esfuerzo permisible	Esfuerzo calculado (1 tramo)	Sap-elemento (Varios tramos)	Sap-conjunto (Real)	Características
Viga HEB100	$\sigma = \frac{M.max \times C}{I}$	1,1 Ton.m 0,77 Ton.m 0,63 Ton.m	12655,25 Ton/m ²	12222,22 Ton/m ²	8555,55 Ton/m ²	7000 Ton/m ²	Perfil HEB100 L= 15m
Tubo secundario 12"	$\sigma = \frac{M.max \times C}{I}$	3,3 Ton.m 2,77 Ton.m	12655,25 Ton/m ²	2628,50 Ton/m ²		3131,43 Ton/m ²	D= 12" Cd 80 L= 1,82m
Tubo principal 12"	$\sigma = \frac{M.max \times C}{I}$	8,46 Ton.m	12655,25 Ton/m ²			8027,86 Ton/m ²	D=12" Cd= 80 L= 15m
Plancha antideslizante	$\sigma = \frac{M.max \times C}{I}$	4,89x10 ⁻³ Ton.m	12655,25 Ton/m ²	8945,12 Ton/m ²			Plancha e= 10 mm
Placas de unión	$\sigma = \frac{M.max \times C}{I}$ $\mp \frac{P}{A}$	1,30 Ton.m	12655,25 Ton/m ²	11580 Ton/m ²	11580 Ton/m ²		Altura= 21cm e= 2 cm

Tabla 2.3 Cálculo de esfuerzos

Elemento	Formula	$[\Delta] = L/1000$ Deflexión permisibl	Calculado	Sap-elemento	Sap-conjunto (Real)	Características
Viga HEB100	$\Delta = \frac{P.L^3}{48 EI}$	1 mm	0,99 mm	0,57 mm	0,22 mm	Perfil HEB100 L= 1m
Tubo secundario 12"	$\Delta = \frac{P.L^3}{48 EI}$	2 mm	0,24 mm		1,9 mm	D=12" Cd= 80 L=1,82m
Plancha antideslizante	$\Delta = \frac{5wl^4}{384EI}$	1 mm	0,25mm			Plancha e= 10 mm
Placas de unión	$\Delta = \frac{P.b^2(3l-b)}{6EI}$	1mm	0 mm			Altura= 21cm e= 2cm

Tabla 2.4 Cálculo de deflexiones longitud 1 (L1).

Elemento	Fórmula	$[\Delta] = L/1000$	Calculado	Sap-conjunto (Real)	Características
Viga HEB100		15 mm		11,56 mm	Perfil "I" L= 15m
Tubo Primario 12"		15 mm	14 mm	11,50 mm	D=12" Cd= 80 L=15m

Tabla 2.5 Cálculo de deflexiones longitud 2 (L2).

Elemento	Fórmula	Fuerza	$[\sigma]_{\text{permisible}}$	Calculado	Diámetro	Espesor
Pasador- (Corte)	$0,40 F_{y.\text{acero}} = [\sigma]$	32130,93 kg	10,12 Kg/mm ²	4,17 Kg/mm ²	7 cm	
Puntal y Pasador (Aplastamiento)	$0,90 S_{y.\text{acero}} = [\sigma]$	32130,93 kg	22,77 Kg/mm ²	11,47 Kg/mm ²		20mm
Pasador y placas de unión (Aplastamiento)	$0,90 S_{y.\text{acero}} = [\sigma]$	32130,93 kg	22,77 Kg/mm ²	11,47 kg/mm ²		20mm
Perno (Corte)	$0,40 S_{y.\text{perno}} = [\sigma]$	22720 kg	25,80 kg/mm ²	5,60 Kg/mm ²	1"x 9 (25,4 mm) A325	
Pernos de anclaje y placa base (Aplastamiento)	$0,90 S_{y.\text{acero}} = [\sigma]$	22720 kg	22,77 kg/mm ²	12 kg/mm ²		10 mm

Tabla 2.6 Cálculo de esfuerzos en pernos, placas y pasador.

Elemento	Área de la garganta	Segundo momento de área unitario	Momento polar de área	Esfuerzo secundario $Z' = \frac{V}{A}$	Esfuerzo primario $Z'' = \frac{M.r}{J}$	$[\tau]_{\text{permisibl}}$	Z_R Calculado	Z_R SAP	Caracterís.
Viga HEB100	$A = 1,414.h.b$	$I_u = \frac{b.d^2}{2}$	$J = 0,707.h.$	4,69 ksi	27,28 ksi	32,8 ksi	27,68 ksi	22,91 ksi	E_{70xx} $h = 3/8''$
Tubo principal 12''	$A = 1,414.\pi.h.r$	$I_u = \pi.r^3$	$J = 0,707.h.$	0,79 ksi	9,52 ksi	28,8 ksi	9,55 ksi	11,59 ksi	E_{70xx} $h = 5/16''$
Placas de unión	$A = 1,414.h.d$	$I_u = \frac{d^3}{6}$	$J = 0,707.h.$	5,73 ksi	1,78 ksi	28 ksi	6 ksi	6 ksi	E_{70xx} $h = 3/8''$
Pie y placa	$L_{\text{soldadura}} = D.\pi$ 37,69 pulg			$f = \frac{P}{L_{\text{soldadura}}}$		2,39 ksi	1,87 ksi		E_{70xx} $h = 3/16''$
Unión pie y viga	37,69 pulg			$f = \frac{P}{L_{\text{soldadura}}}$		2,39 ksi	1,87 ksi		E_{70xx} $h = 3/16''$
Unión tubos 12''	$1,414.\pi.h.r$	$I_u = \pi.r^3$	$J = 0,707.h.$	7,57 ksi	24,49 ksi	32,8 ksi		25,63 ksi	E_{70xx} $h = 3/8''$
Unión perfiles HEB100	$0,707h(2b+d)$	$I_u = \frac{d^2.(6b+d)}{12}$	$J = 0,707.h.$	2 ksi	21,67 ksi	28,8 ksi	21,76 ksi	17,93 ksi	E_{70xx} $h = 5/16''$

Tabla 2.7 Cálculo de soldadura.

CAPITULO 3

DISEÑO PUENTE TUBULAR MEDIANTE “SAP 2000”

3.1 Diseño de viga “I”

3.1.1 Selección de unidades

SAP 2000 permite trabajar en el sistema internacional como en el británico o europeo. En este caso se seleccionará el sistema internacional: tonelada para fuerza y metro para longitud, figura 3.1.

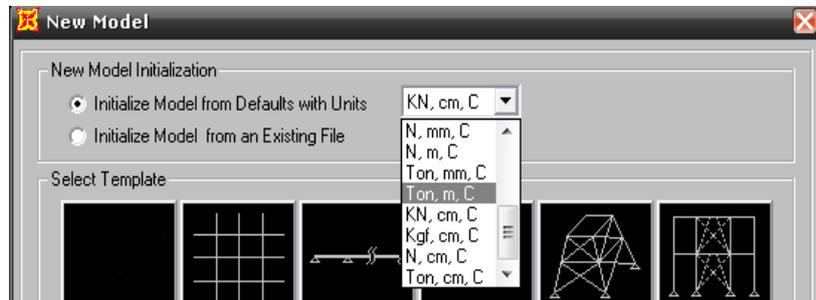


Fig.3.1 Selección de unidades.

3.1.2 Selección de la plantilla “BEAM”

Se selecciona la opción BEAM que significa viga simplemente apoyada con diferentes tramos pero de igual longitud, figura 3.2.

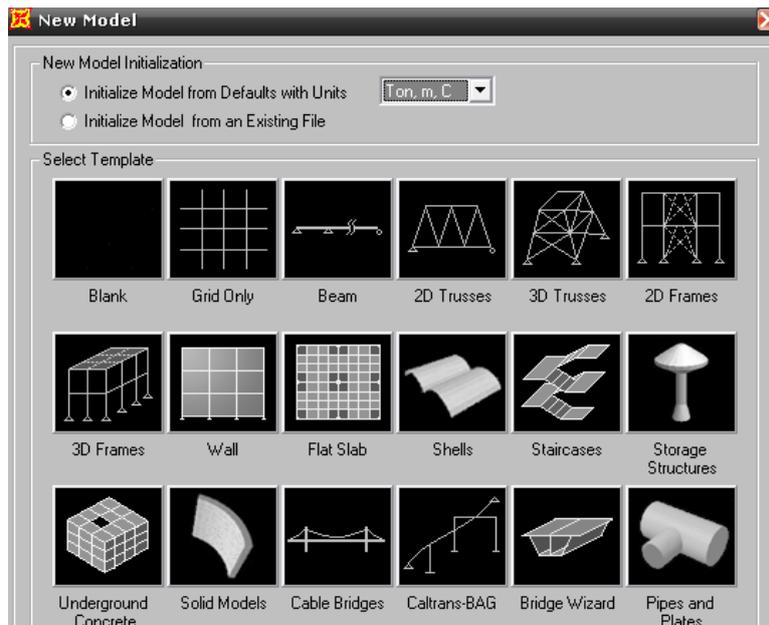


Fig.3.2 Selección de la plantilla “BEAM”.

3.1.3 Asignación de datos

En esta opción se desplaza un cuadro de datos donde se ingresa los números de espacios y la longitud de la viga respectivamente, en este caso se utilizó 1 espacio de un metro de longitud, figura 3.3.

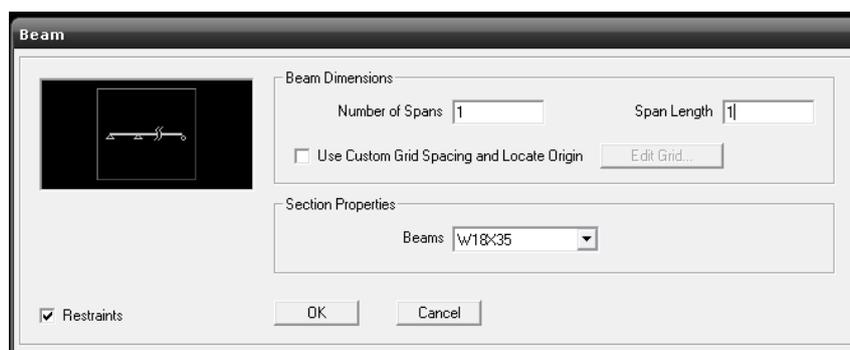


Fig.3.3 Asignación de datos.

3.1.4 Definir material

En este cuadro se seleccionará el material acero A36 con sus respectivas características, como son: Esfuerzo de fluencia $F_y = 36\text{Ksi}$, esfuerzo último $F_u = 58\text{Ksi}$ así como $E = 29000\text{Ksi}$ (modulo de elasticidad), figura 3.4.

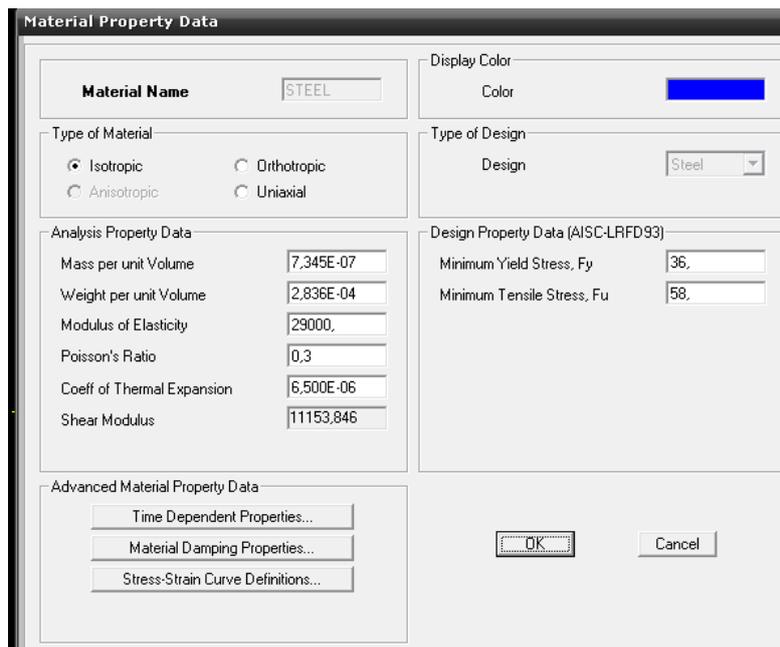
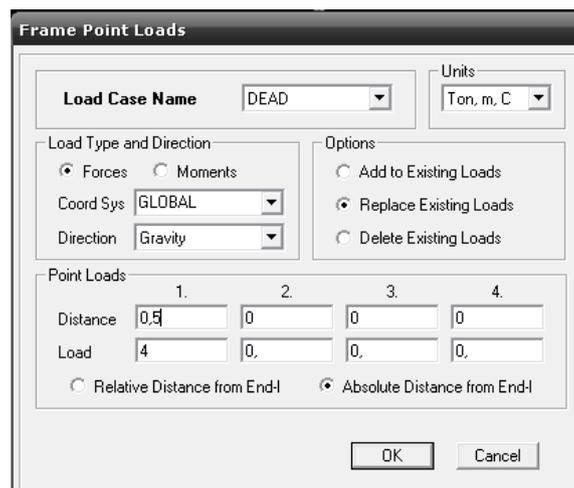


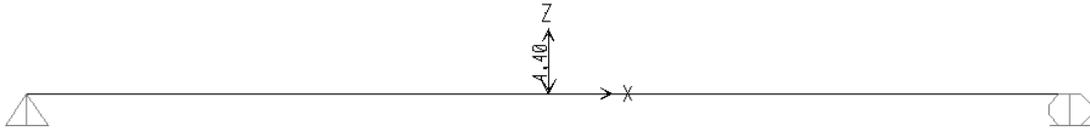
Fig.3.4 Definir material.

3.1.5 Asignación de cargas

La fuerza es puntual de 4,4 Ton debido a que la rueda delantera del eje 1 actúa en la viga HEB100 a una distancia de 0,5m que es el caso más crítico. Cabe destacar que el programa asigna los apoyos automáticamente, figura 3.5 (a) y (b).



(a)



(b)

Fig.3.5 Asignación de cargas.

3.1.6 Asignación de la sección

Se dimensiona una viga HEB100 (I), que se obtiene mediante el catalogo, y se ingresa los datos respectivos en mm, figura 3.6.

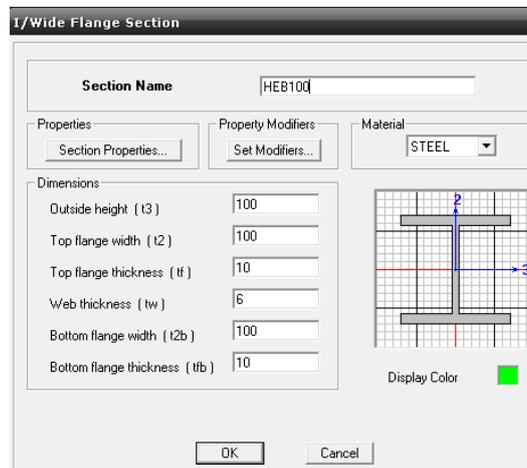


Fig.3.6 Asignación de la sección.

3.1.7 Simulación

Esta opción permite obtener todos los datos necesarios para el diseño como son: Momento flector, fuerza cortante, deflexión, así como otros datos necesarios para el diseño estructural, figura 3.7.



Fig.3.7 Simulación.

3.1.8 Diagramas de momento flexionante

Mediante los datos obtenidos se concluye que la viga es óptima, debido a que la viga HEB100 soporta las fuerzas al que esta sometida, figura 3.8. Los datos obtenidos son los siguientes:

$\sigma_{\max}=70\%$ M.max= 1,1 Ton.m, Fuerza Cortante= 2,2 Ton, Deflexión=1 mm

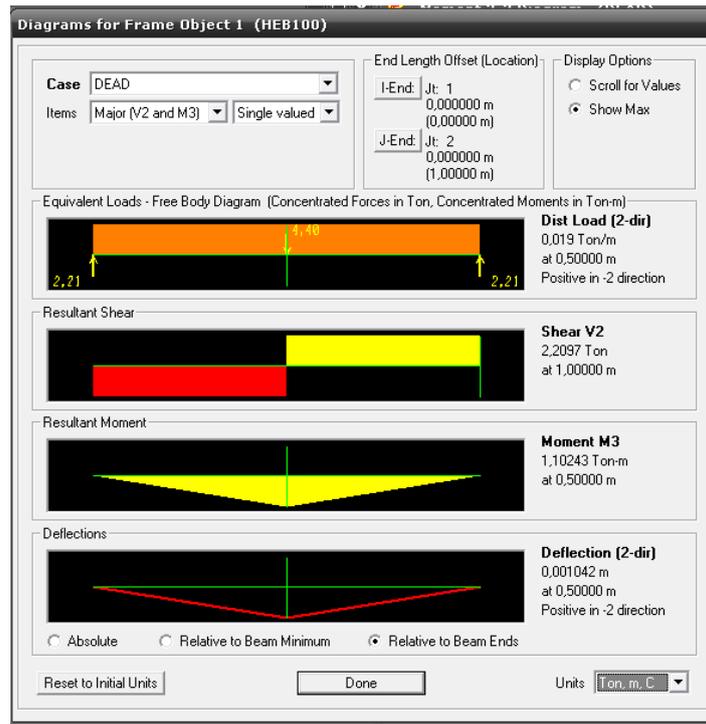


Fig.3.8 Diagrama de momento flexionante.

3.2 Diseño de tubería secundaria

El proceso es el mismo que se desarrollo para el perfil “I” ,con la diferencia que el tipo de material es tubería de 12” con una longitud de 1,82 m, sometida a una fuerza de 6Ton.

3.2.1 Asignación de datos

El número de espacios es uno y la distancia de la viga es 1,82m, figura 3.9.

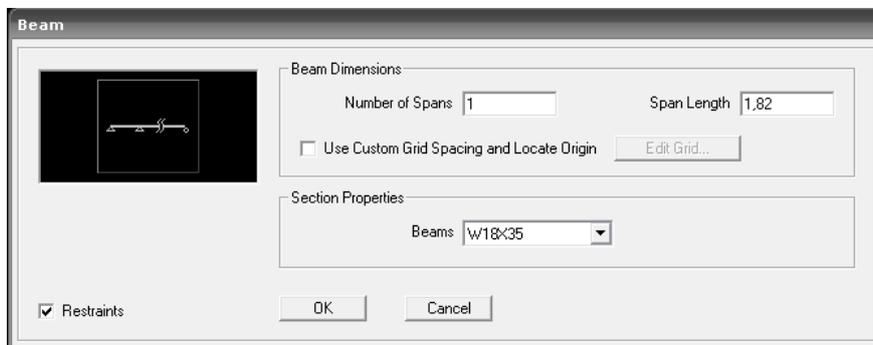
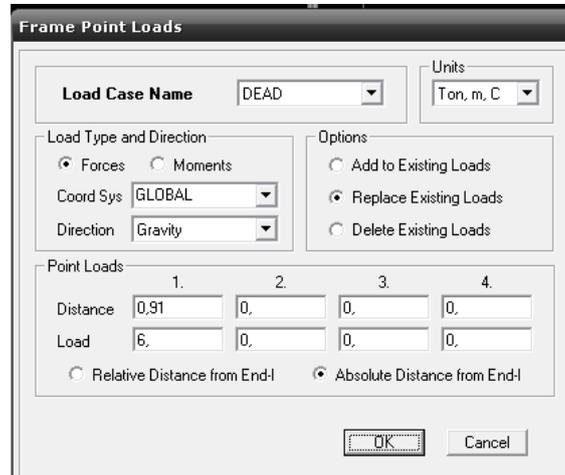


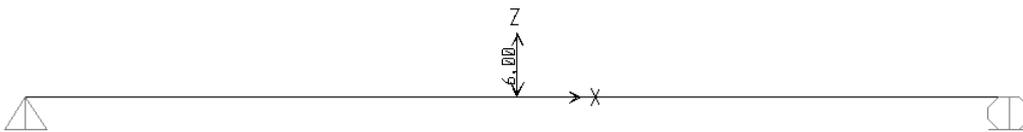
Fig.3.9 Asignación de datos.

3.2.2 Asignación de cargas

La carga es 6Ton a una distancia de 0,91m en una tubería de 12", donde se produce el mayor momento, figura 3.10 (a) y (b).



(a)



(b)

Fig.3.10 Asignación de cargas.

3.2.3 Selección del material

En este caso se requiere una tubería de 12", el programa no dispone de este material, por lo tanto se requiere importar de la base de datos del mismo, figura 3.11.

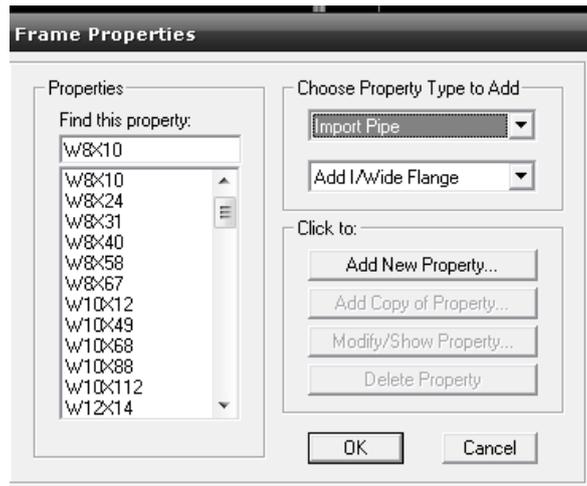
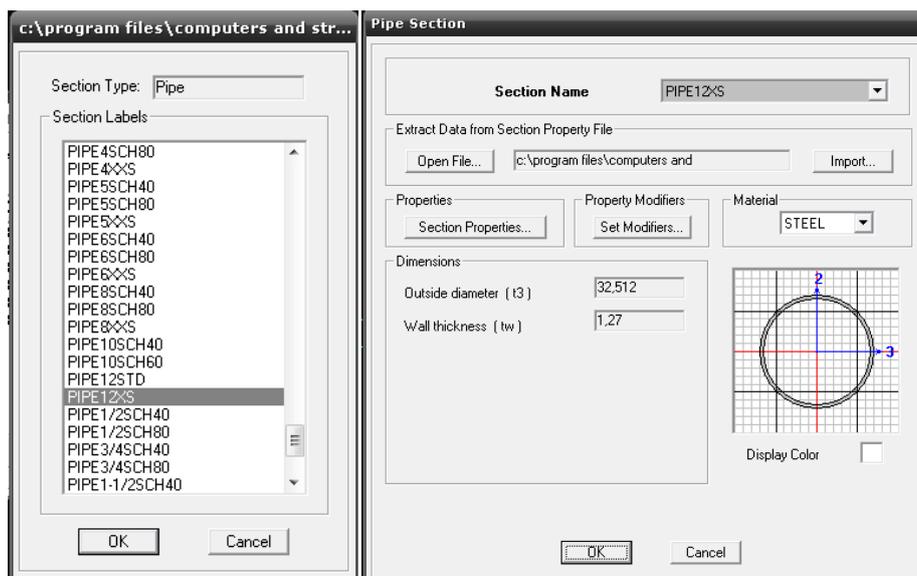


Fig.3.11 Selección de material.

Para este tipo de análisis se obtiene el tubo A36, **12xs** ($d=32,5$ cm $t_w= 1,27$) que cumple con las propiedades, así como las dimensiones requeridas, figura 3.12 (a) y (b).



(a)

(b)

Fig.3.12 Dimensiones requeridas tubo pipe 12XS-SAP.

3.2.4 Análisis de resultados

Mediante la simulación se concluye que la tubería de 12" soporta la fuerza crítica, como se observa en la figura 3.13.

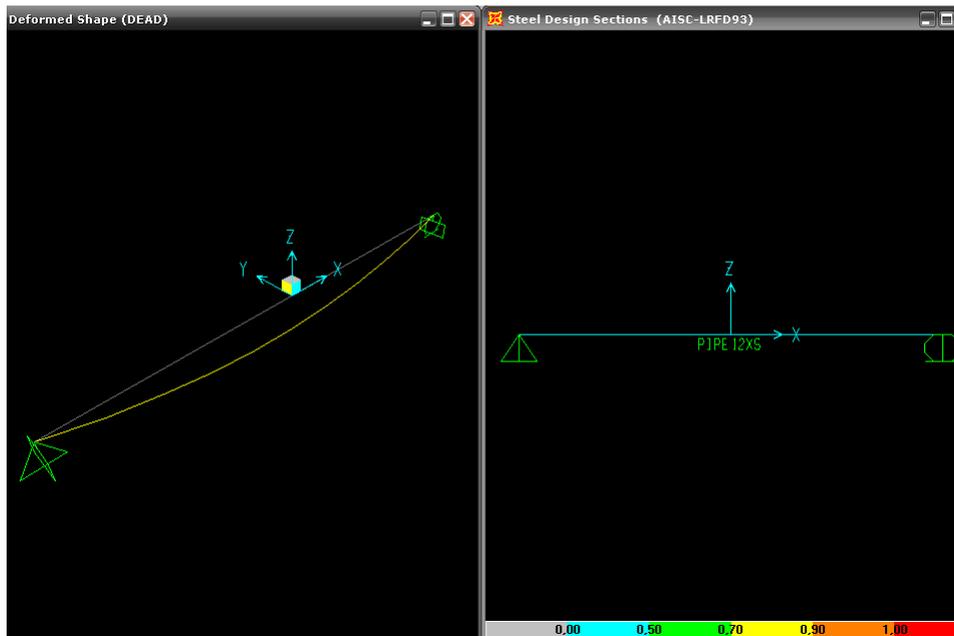


Fig.3.13 Análisis de resultados.

3.2.5 Datos obtenidos

M.max= 2,77 Ton.m V= 3Ton y la deflexión= 0,25mm, con estos datos obtenidos se concluye que la tubería es optima, figura 3.14.

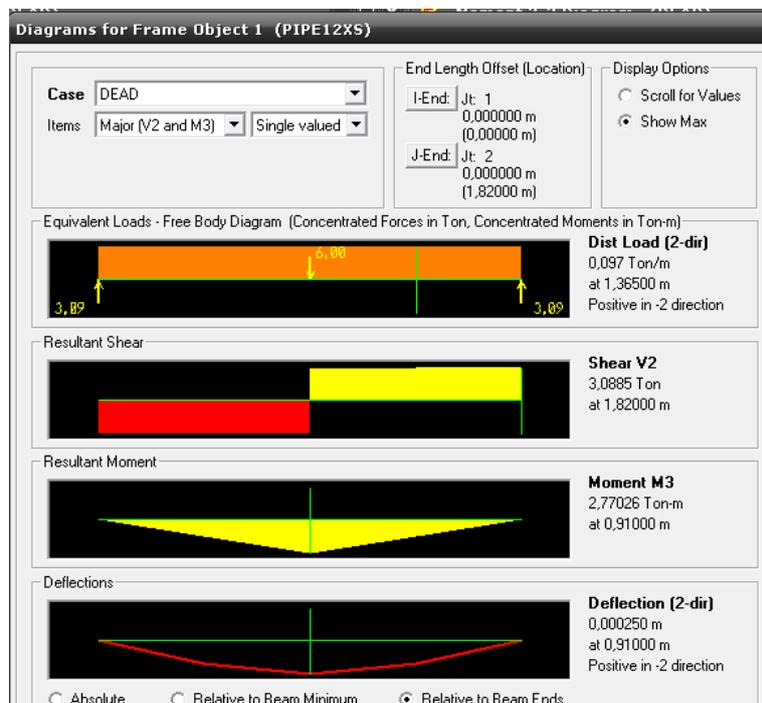


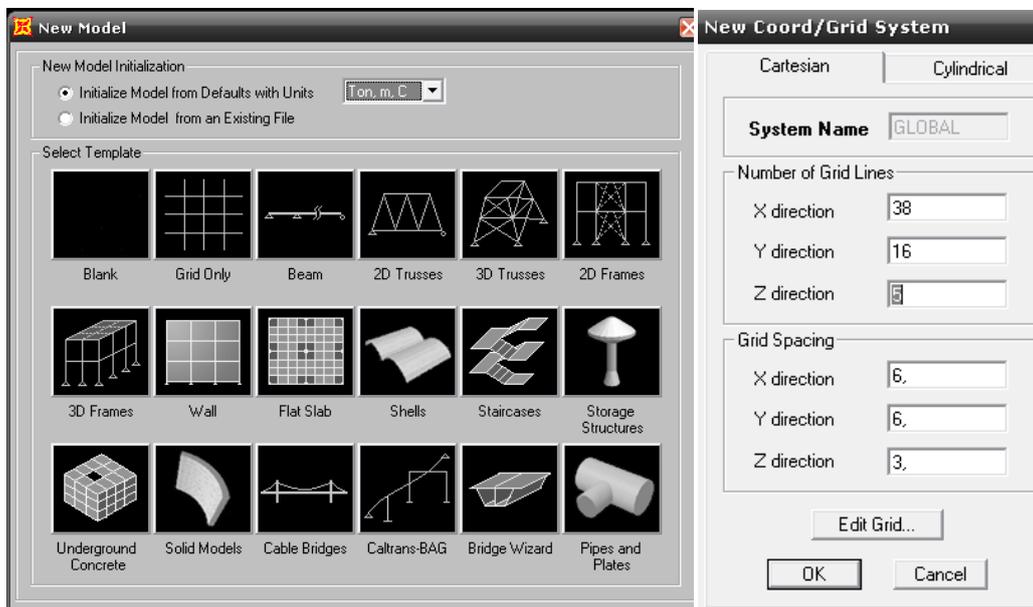
Fig.3.14 Datos obtenidos.

3.3 Diseño del conjunto en general

En este análisis se crearán los elementos que fueron analizados independientemente, como un conjunto, formando la estructura del puente vehicular.

3.3.1 Selección de la grida

Se selecciona la opción grid only que significa malla o plantilla, seguida de un cuadro de datos en los cuales se ingresan las dimensiones del puente en 3 dimensiones. En este caso las líneas en $x=38$ en $y=16$ y $z=5$ respectivamente, figura 3.15 (a) y (b).



(a)

(b)

Fig.3.15 Selección de la grida.

3.3.2 Generación de malla

En este cuadro de datos se ingresan las dimensiones de separación de los diferentes elementos del cual esta constituido el puente, figura 3.16.

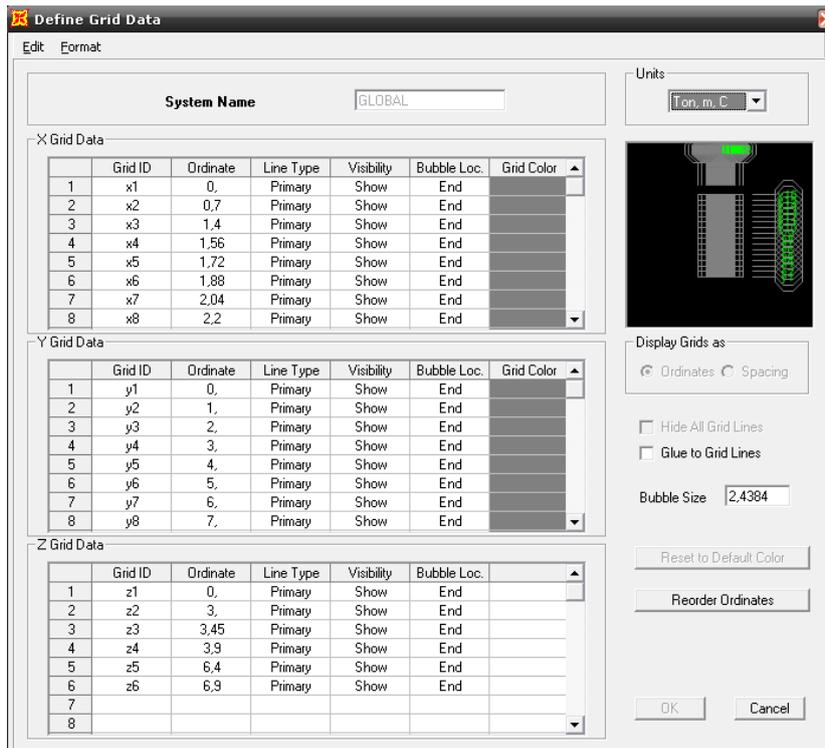


Fig.3.16.- Generación de malla.

3.3.3 Selección del elemento viga

Mediante esta opción que, representa la creación de una viga, se procede a dibujar la estructura del puente tomando en cuenta las secciones en cada tramo, figura 3.17.

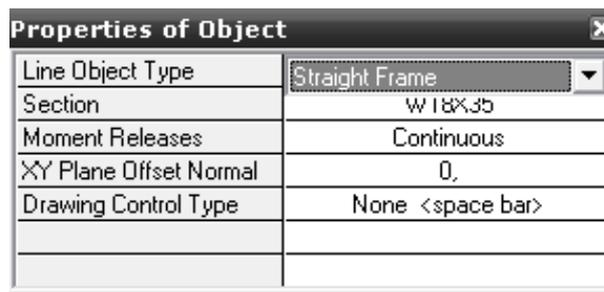


Fig.3.17 Selección del elemento viga.

Para poder representar todos los elementos en 3 dimensiones el programa permite trabajar en los 3 planos x-y, y-z, y z-x, facilitando el diseño, figura 3.18.

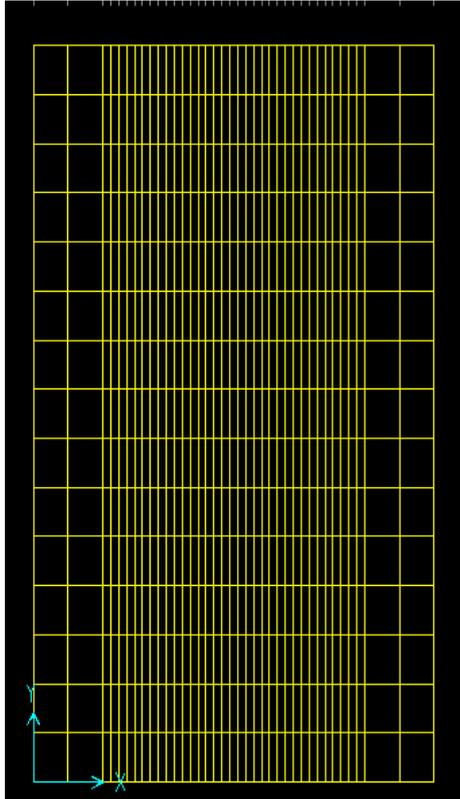


Fig.3.18 Representación de elementos.

3.3.4 Asignación de elementos.- Se empleará tubería de 12” Cd80 y perfiles HBE100, así como planchas de $e= 10\text{mm}$, figura 3.19.

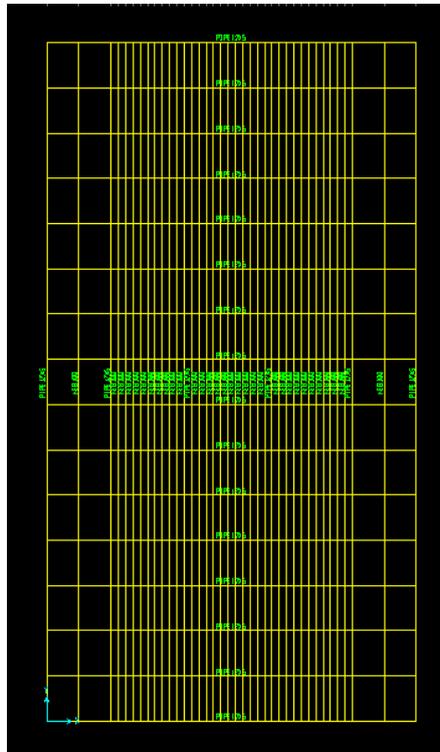
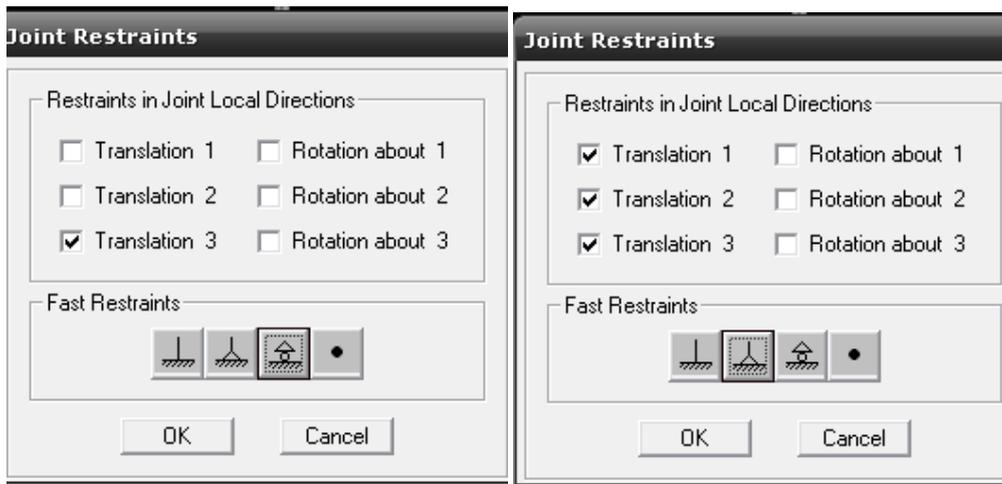


Fig.3.19 Asignación de elementos.

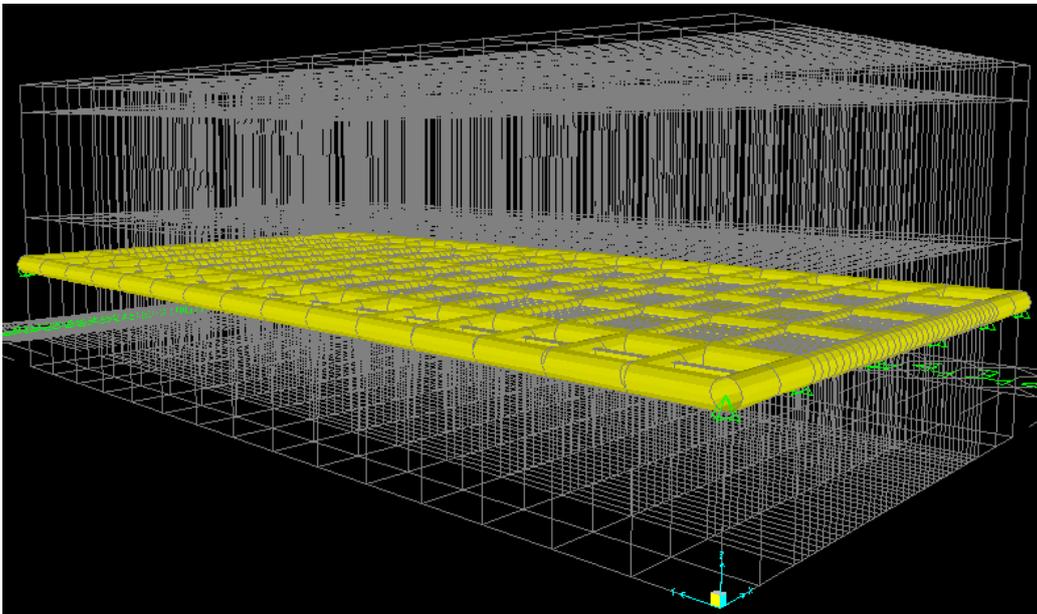
3.3.5 Asignación de apoyos

Para este análisis se diseñarán 6 apoyos móviles y 6 fijos, cada uno en sus lados correspondientes, y con las respectivas restricciones. En la figura 3.20 (a) se aprecia un apoyo móvil con sus respectivas restricciones, en la figura 3.20 (b) se ilustra un apoyo fijo, y en la figura 3.20 (c) se observa su representación en la malla.



(a) Móvil

(b) Fijo



(c)

Fig.3.20 Asignación de apoyos.

3.3.6 Diseño de pie amigo

El elemento pie amigo forma un ángulo de 45° con respecto a la horizontal y está ubicado a 3m del apoyo móvil y fijo, figura 3.21.



Fig.3.21 Pie amigo.

Cabe destacar que el pie amigo trabajara únicamente a tracción y compresión; por lo tanto se debe liberar esfuerzos de flexión y torsión, mediante la opción **Releases**, figura 3.22.

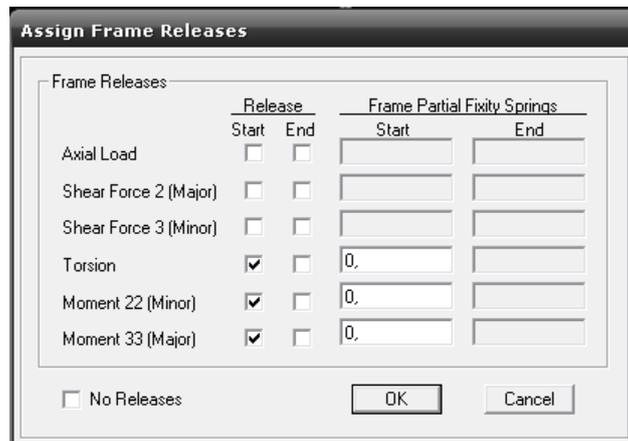


Fig.3.22 Liberación de esfuerzos.

3.3.7 Asignación de fuerzas

La asignación de cada fuerza es la correspondiente a la de cada eje del camión, como se mencionó en el capítulo 2. Cabe destacar que el camión ingresa por completo al puente, figura 3.23.

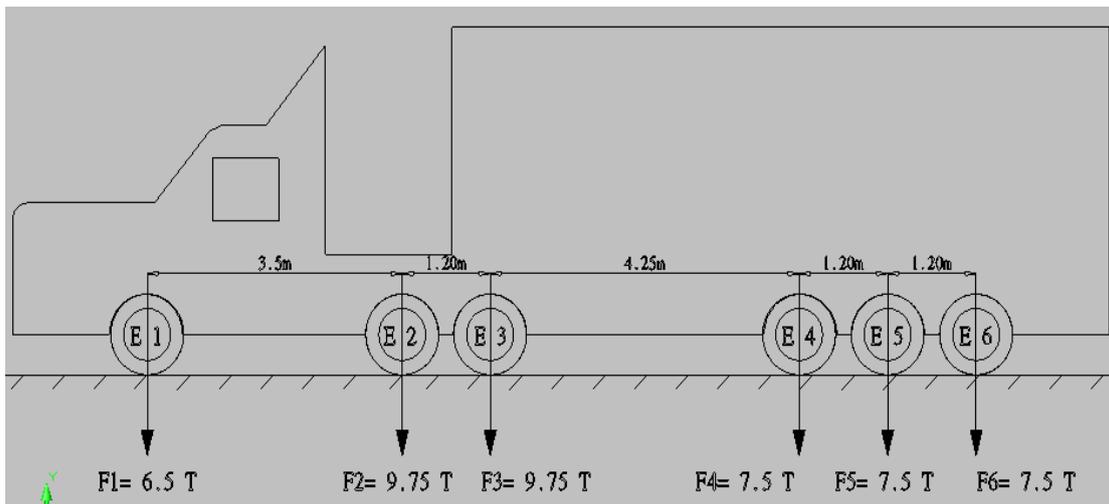


Fig.3.23 Asignación de fuerzas.

En la figura 3.24 se indica la forma y representación de las fuerzas sobre la malla.

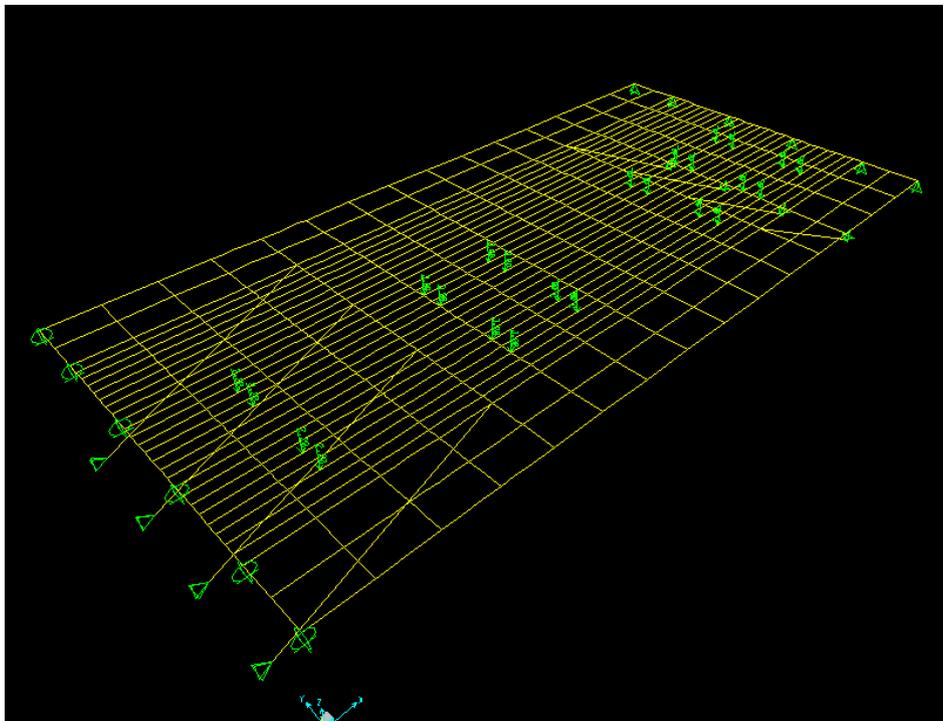


Fig.3.24 Forma y representación de fuerzas en malla.

3.3.8 Dibujo de pasamanos y señalización

Se procede a crear los detalles del puente, como es la señalización y pasamanos. En este caso se empleará plancha de 4mm y tubería de 3 pulg respectivamente, figura 3.25.

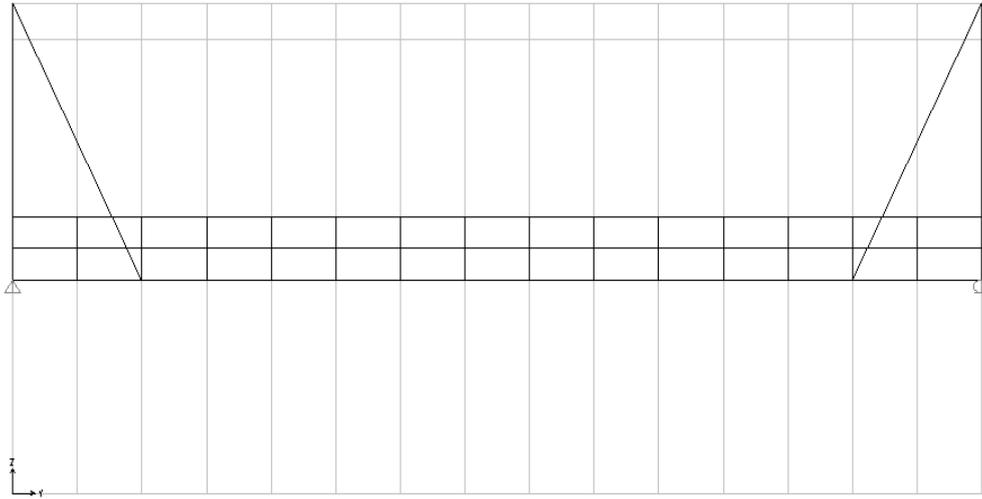
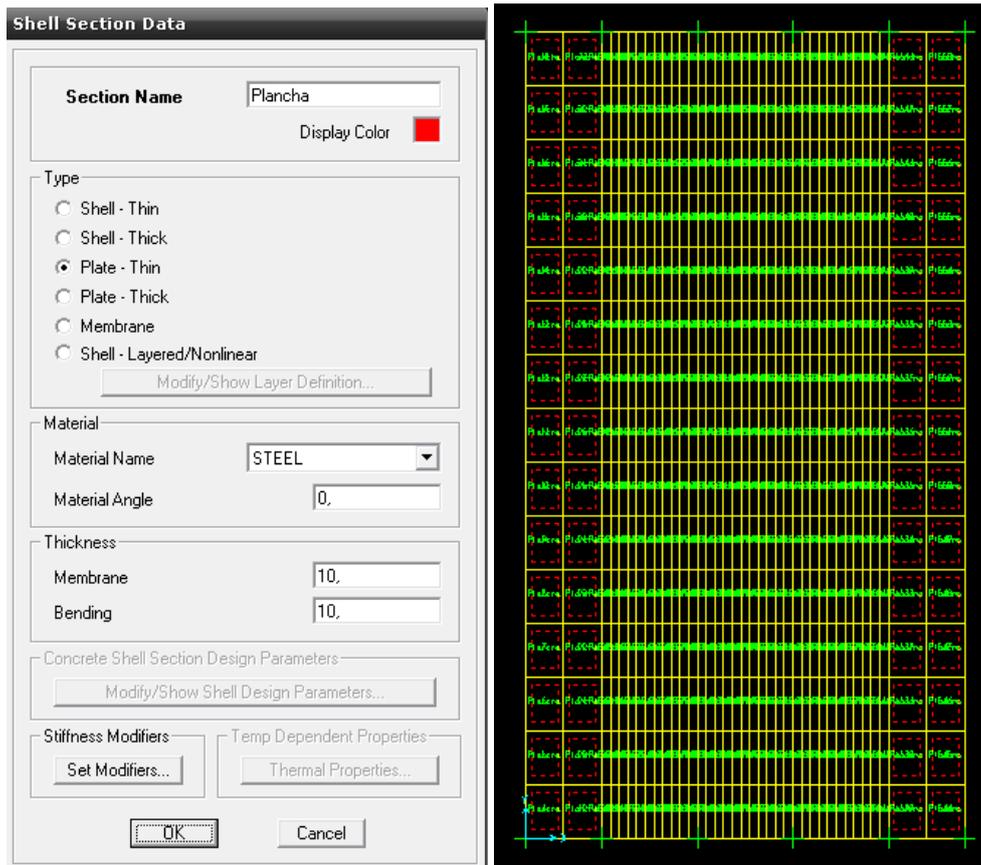


Fig.3.25 Dibujo de pasamanos y señalización.

3.3.9 Diseño de plataforma

En esta opción se crea la plancha, la cual cubrirá a la estructura y hará la función de plataforma (membrana).

Para este análisis se empleara plancha antideslizante de 10mm, figura 3.26 (a) y (b).



(a)

(b)

Fig.3.26 Diseño de plataforma.

3.3.10 Visualización del diseño en 3 dimensiones

SAP 2000 permite visualizar el puente en tres dimensiones, facilitando una vista superior del puente en general, figura 3.27.

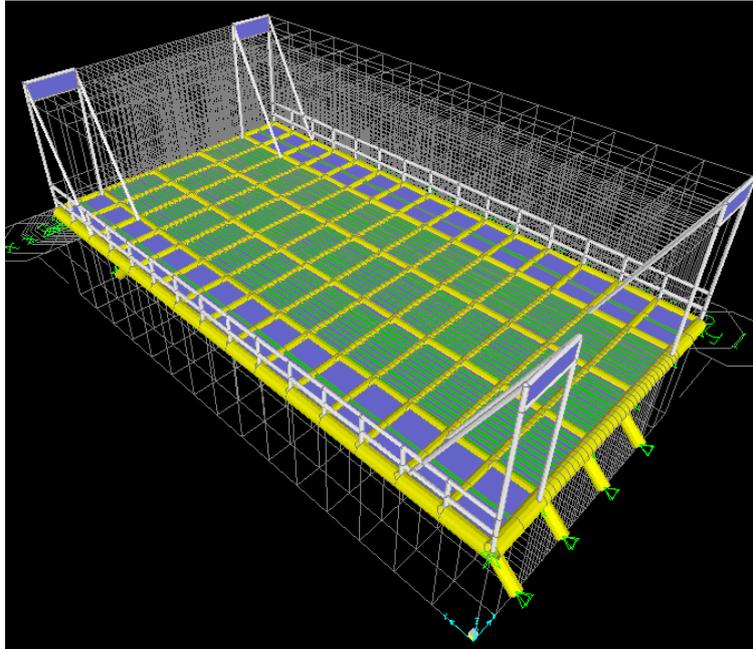


Fig.3.27 Visualización del diseño en 3 dimensiones.

3.3.11 Asignación de cargas sísmicas

Hay que tomar en consideración las cargas sísmicas, debido a que dichas fuerzas pueden causar daños catastróficos en el puente, si no se las toma en cuenta, figura 3.28.

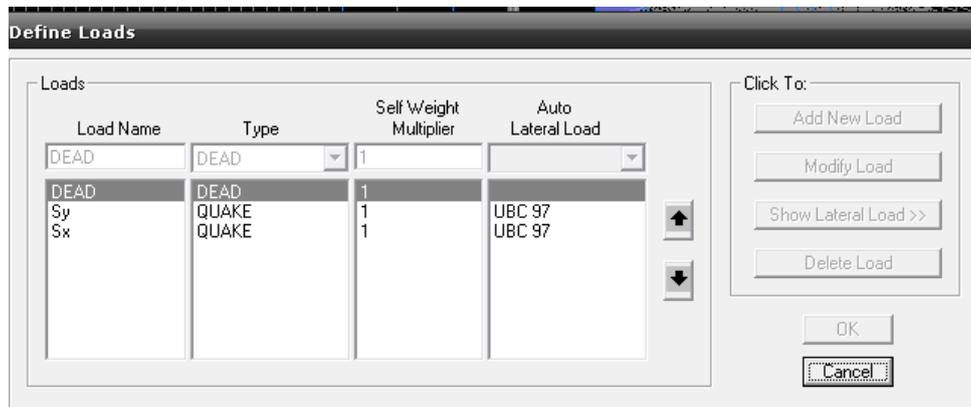


Fig.3.28 Asignación de cargas sísmicas.

Para el análisis de fuerzas sísmicas se tomó en consideración la norma UBC 97 que permite realizar un análisis apropiado, bajo ciertos parámetros como son: factor sísmico (Z), factor de reducción de fuerzas sísmicas (R) y grado de importancia, estos datos se obtuvieron bajo la norma Ecuatoriana, y que se describió en el capítulo II, figura 3.29.

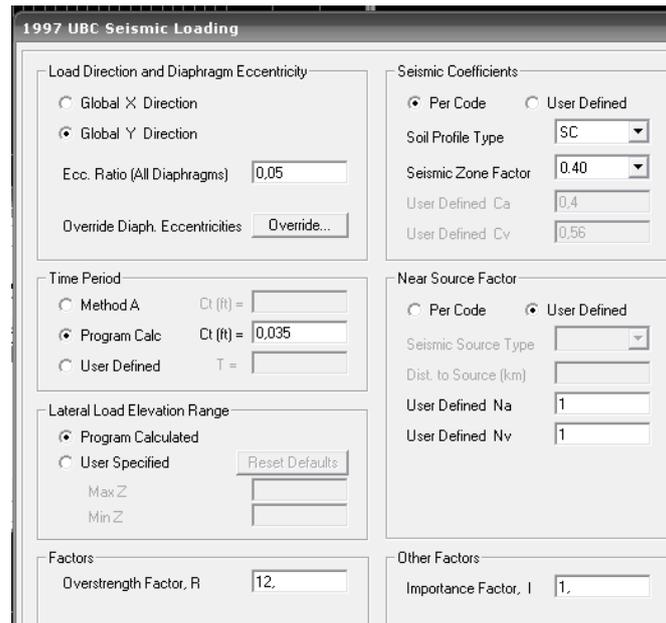


Fig.3.29 Factores de sismo.

Cabe destacar que, mediante los análisis realizados, se concluye que la zona donde será ubicado el puente, presenta sismos de pequeña escala, que no afectarán al diseño; por lo tanto se desprecian fuerzas de sismo para el análisis estructural convencional.

Por otra parte, mediante el SAP 2000 se realizará un análisis sísmico, tomando en consideración condiciones críticas; esto es, sismos de gran intensidad, que la naturaleza lo puede provocar.

3.3.12 Simulación y verificación de datos

El color celeste en la estructura, representa un diseño óptimo y seguro, ya que está trabajando con un esfuerzo del 50%. Este análisis es considerado, debido a que existen vehículos que sobrepasan el peso permitido, y ponen en riesgo al puente, figura 3.30.

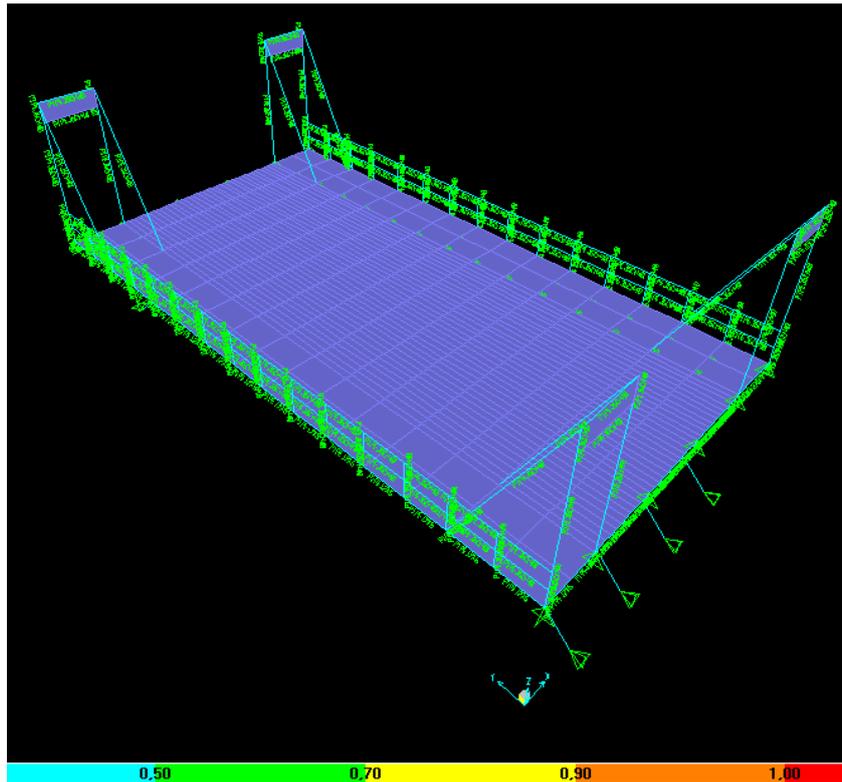


Fig.3.30 Simulación y verificación de datos.

3.3.13 Obtención de Datos

SAP 2000 permite obtener los diagramas de momento flexionante de todo el conjunto, así como de manera individual miembro por miembro, figura 3.31.

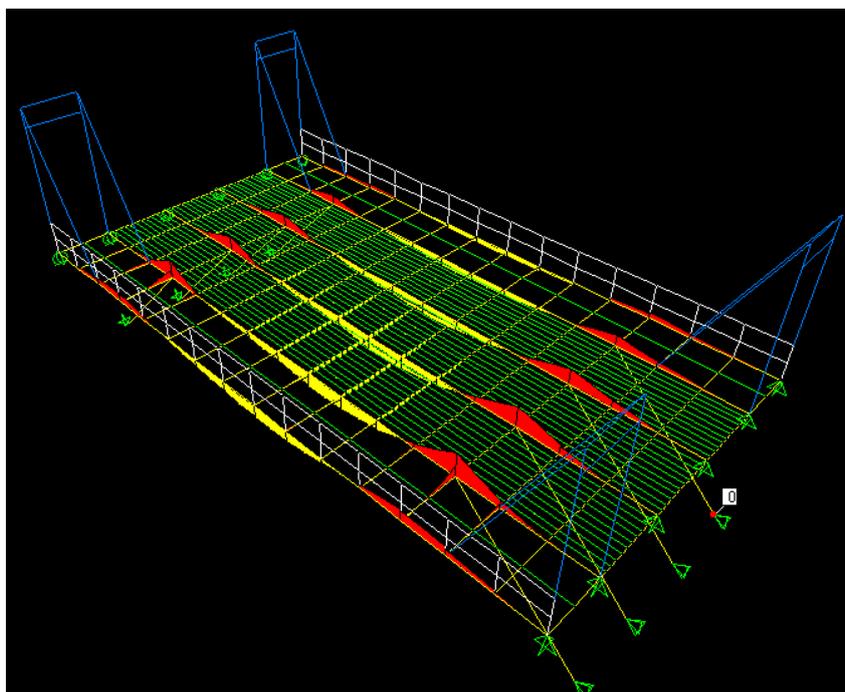


Fig.3.31 Diagramas de momento flexionante-conjunto.

3.3.14 Diagrama de momento flexionante miembro a miembro

En la figura 3.32, se indica el momento máximo calculado mediante el sap2000 de cada miembro estructural.

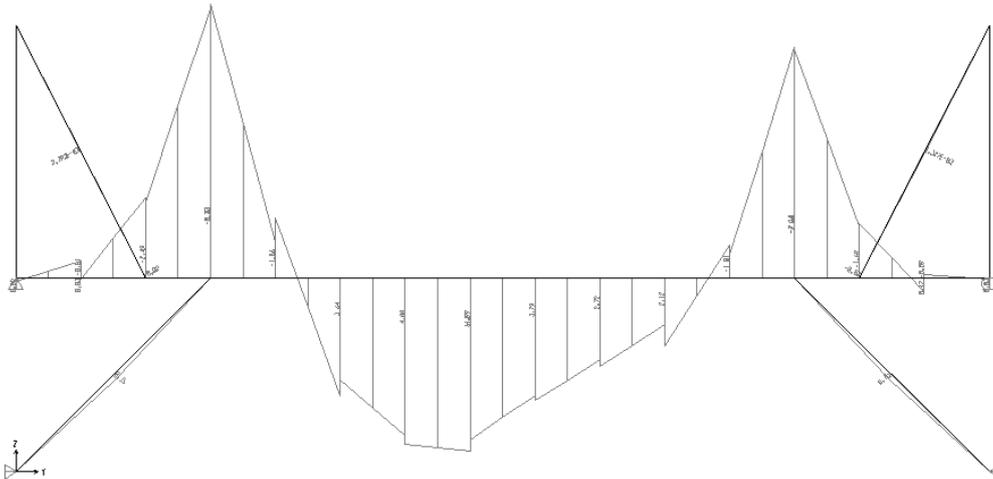


Fig.3.32 Diagrama de momento flexionante-miembro.

El momento máximo ocurre en la tubería de 12", en la luz de 15m.

$$M_{\max} = 8,46 \text{ Ton.m}$$

3.3.15 Diagrama de fuerza cortante

La mayor fuerza cortante ocurre de igual manera en la tubería de 12", en la longitud de 15m, donde $V_{\max} = 7,40 \text{ Ton}$, figura 3.33.

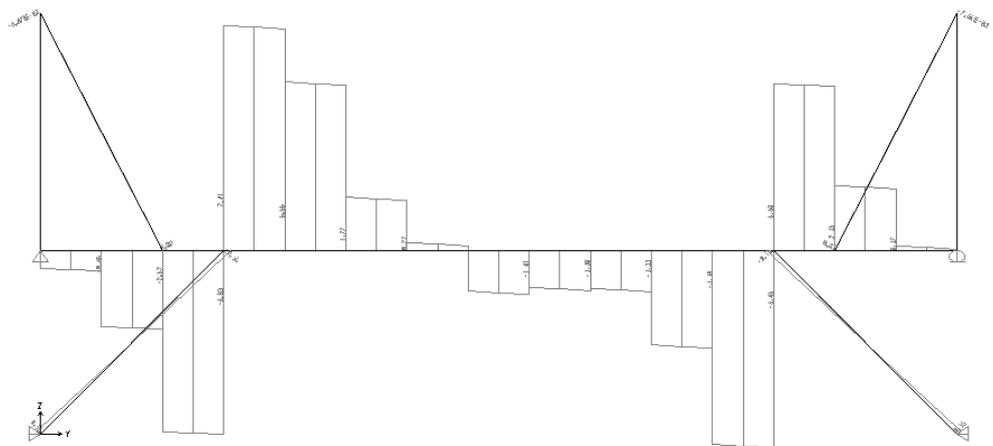


Fig.3.33 Diagrama de fuerza cortante.

3.3.16 Curva de la elástica

En la figura 3.34 se indica un cuadro donde se observa la deflexión máxima, que se da en el centro del claro o luz, donde Deflexión= 11,5 mm, figura 3.34.

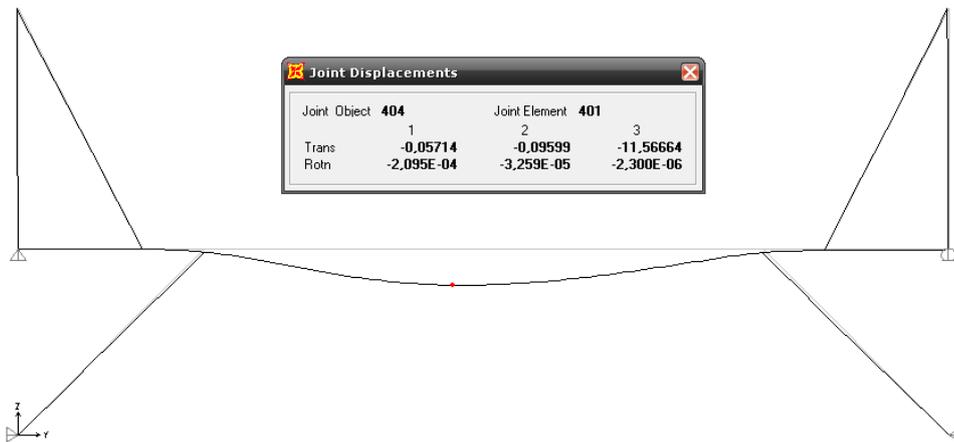


Fig.3.34 Curva de la elástica.

3.3.17 Comportamiento bajo cargas muertas y vivas

El puente se comporta de manera elástica, debido al peso del camión y al peso de la estructura, como se aprecia en la figura 3.35.

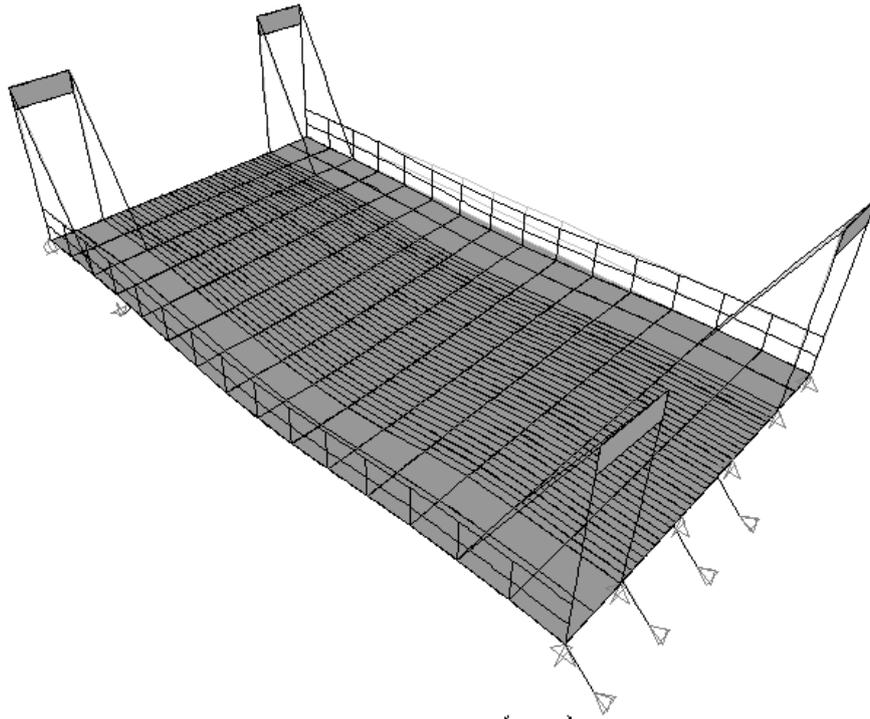


Fig.3.35 Comportamiento bajo cargas muertas y vivas.

3.3.18 Comportamiento bajo carga sísmica (S_x). La carga de sismo presenta dos fuerzas en el sentido “x” y “y”, siendo la más crítica S_y , y la de mayor intensidad. Mediante los datos obtenidos se determinó, que los desplazamientos en el eje “x” son despreciables, figura 3.36.

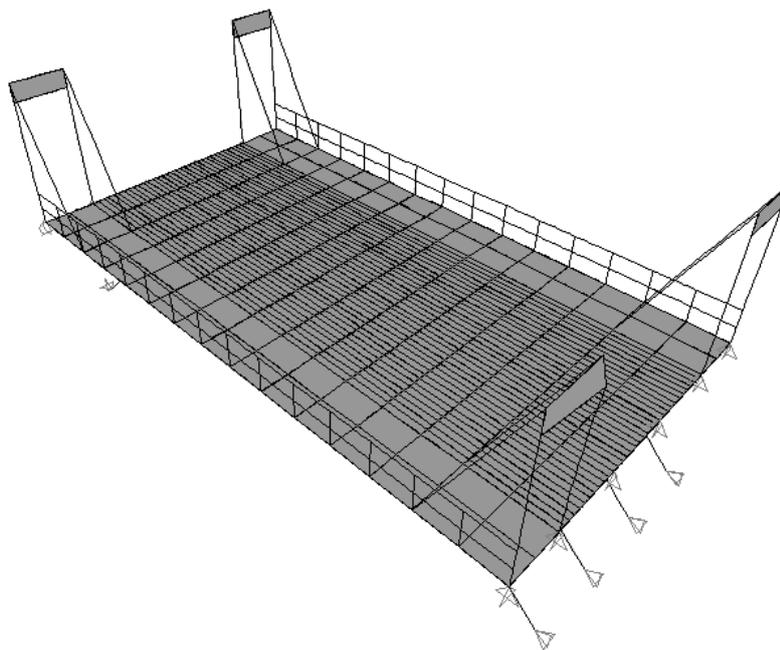


Fig.3.36 Comportamiento bajo carga sísmica (S_x).

3.3.19 Comportamiento bajo carga sísmica (S_y)

Esta carga hace que la estructura se desplace de izquierda a derecha, formándose un desplazamiento que puede ser pequeño, o en algunas ocasiones considerable, esto dependerá de los parámetros anteriormente mencionados sobre el código UBC 97, figura 3.37.

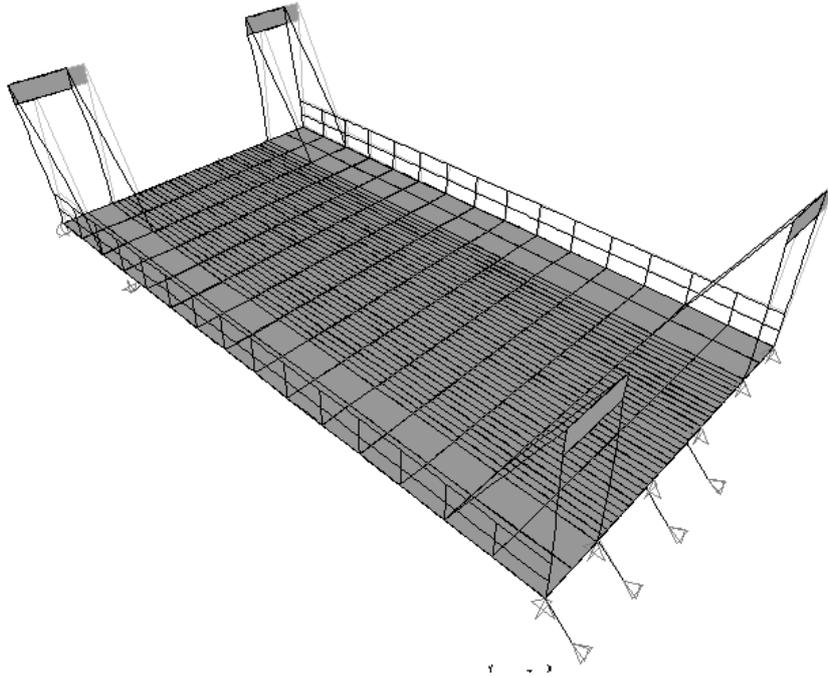


Fig.3.37 Comportamiento bajo carga sísmica (S_y).

3.4 Caso ideal

Este caso es el menos crítico, debido a que todo el peso del vehículo (T3-S3) se asienta sobre la tubería de 12 pulg.

Cabe aclarar, que este caso ocurrirá siempre y cuando el conductor respete las señales de seguridad y señalización, figura 3.38.

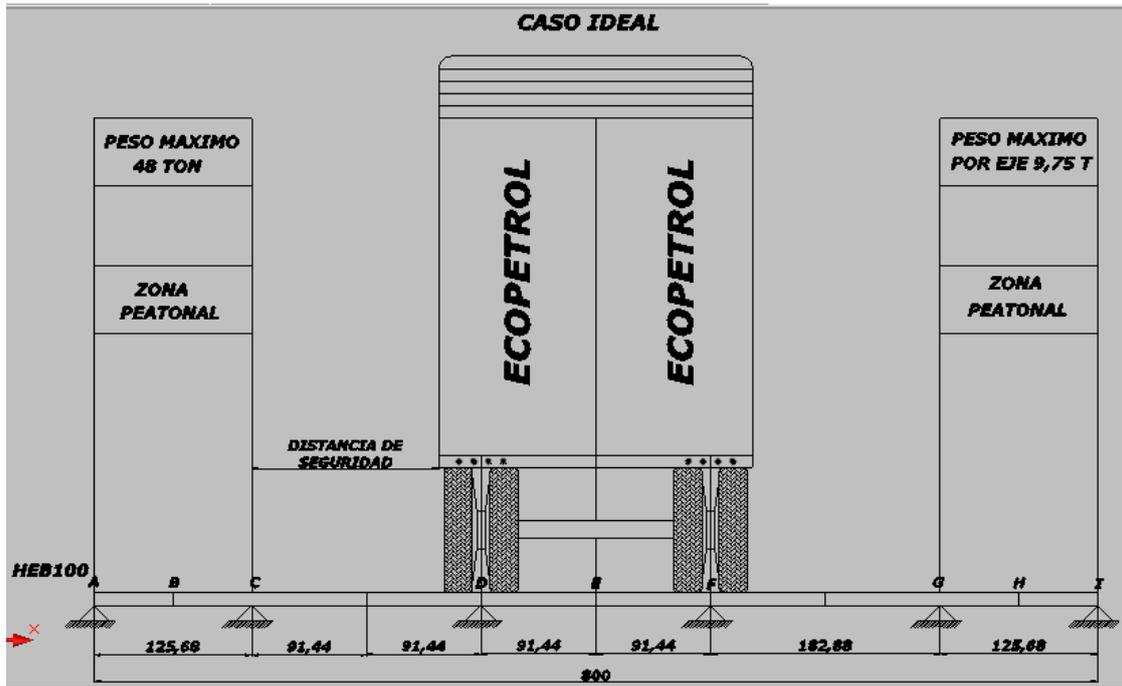


Fig.3.38 Caso ideal.

3.4.1 Diagrama de fuerzas

Los 6 ejes del vehículo (T3-S3), mediante las ruedas, están situados en todo el largo de la tubería de 12 pulgadas, evitando esfuerzos superiores al caso crítico, figura 3.39.

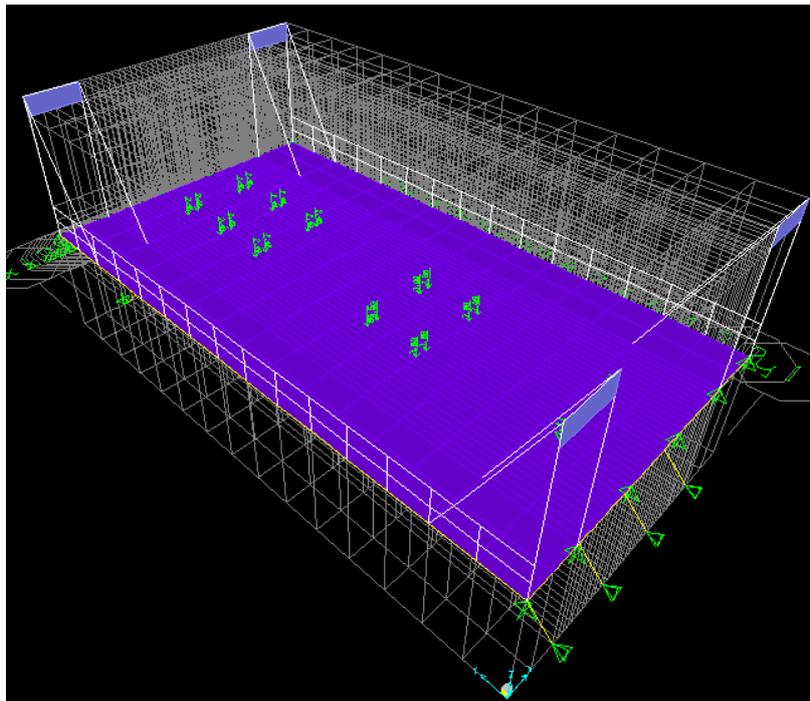


Fig.3.39 Diagrama de fuerzas.

3.4.2 Diagrama de momento flexionante (Tubo primario)

Como se puede apreciar en la figura 3.40, el momento flexionante máximo producido en la tubería de 12 pulgadas, es inferior al del caso crítico.

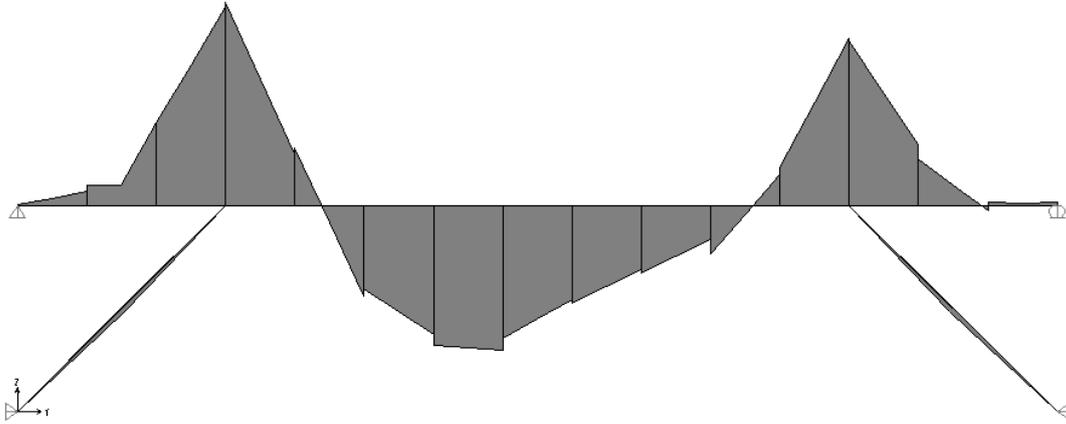


Fig.3.40 Diagrama de momento flexionante (Tubo primario).

M.max= 7,3 Ton.m

3.4.3 Reacciones

Las reacciones de mayor intensidad ocurren en los apoyos del pie amigo; esto quiere decir que los pies amigos reciben la mayor carga, figura 3.41.

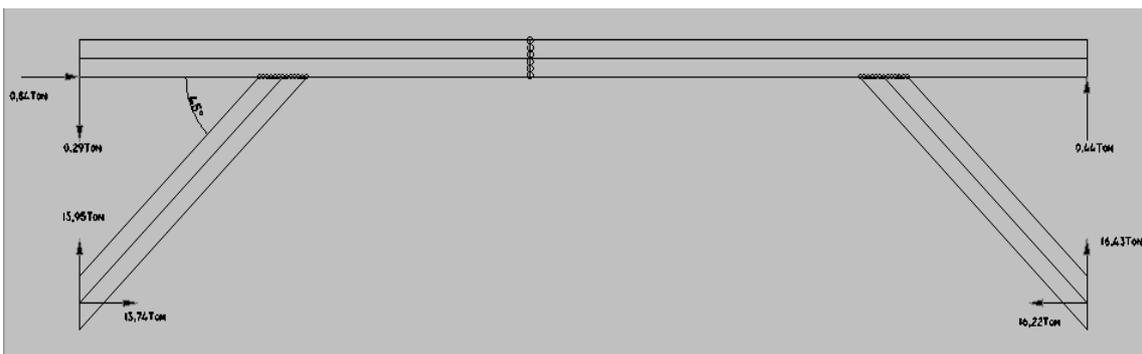


Fig.3.41 Reacciones.

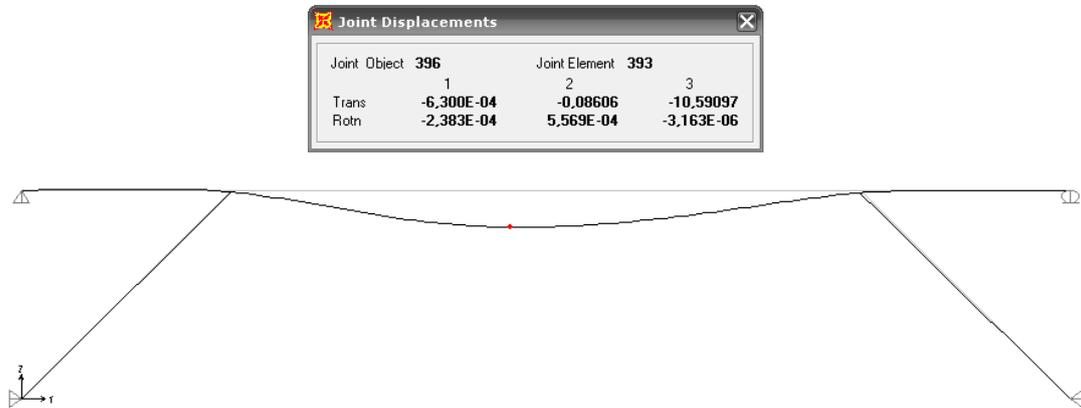
P= Carga resultante en el apoyo del pie amigo.

$$P = \sqrt{(16,22 \text{ Ton})^2 + (16,43 \text{ Ton})^2}$$

P= 23 Ton

3.4.4 Curva de la elástica

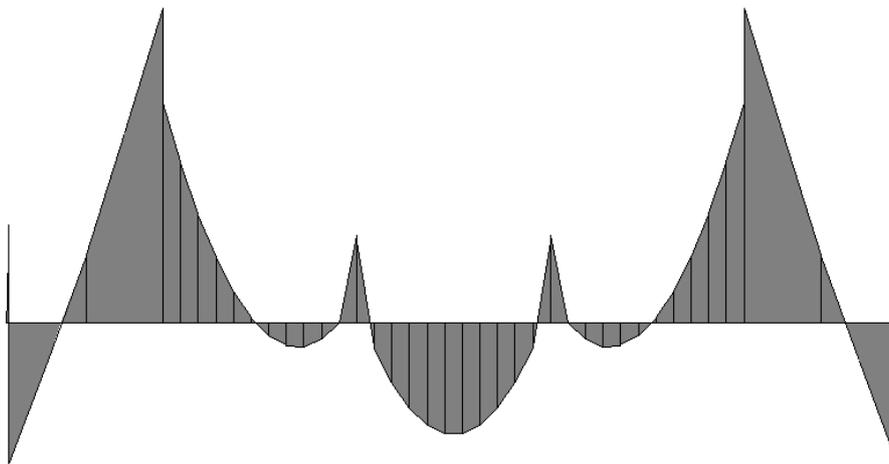
En la figura 3.42 se indica la deflexión máxima posible en el centro del claro, esto ocurre en la tubería de 12 pulgadas, en una longitud de 15m.



Deflexión= 10,59 mm en una longitud de 15m

3.4.5 Diagrama de momento flexionante (Tubo secundario)

El momento máximo producido en el tubo secundario de 12 pulgadas por 8m de longitud es pequeño, en relación al tubo principal, figura 3.43.



M.max= 1,9 Ton.m

3.4.6 Curva de la elástica

En la figura 3.44 se indica la deflexión máxima en el centro del claro, en la tubería de 12 pulgadas por 8m de longitud.



Fig.3.44 Curva de la elástica.

Deflexión= 10 mm en una longitud de 8m

3.4.7 Diagrama de momento flexionante (Perfil HEB100)

En la figura 3.45 se observa el momento máximo producido por el peso del camión, sobre el perfil HEB100.

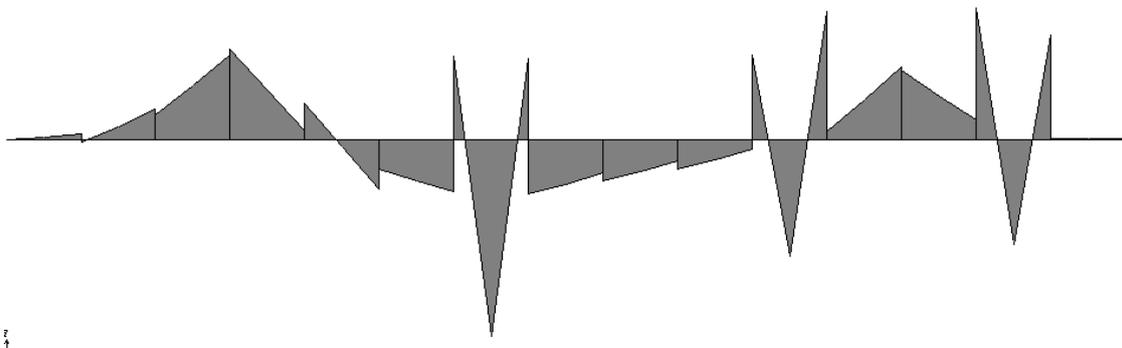


Fig.3.45 Diagrama de momento flexionante (Perfil HEB100).

M.max= 0,52 Ton.m

3.4.8 Curva de la elástica

La mayor deflexión ocurre en la longitud de 15m, en el centro del claro, del perfil HEB 100, como se indica en la figura 3.46.

Joint Displacements			
Joint Object	Joint Element		
	1	2	3
Trans	-7.075E-05	-0.08877	-10.83851
Rotn	-2.172E-04	5.062E-05	0.00000



Fig.3.46 Curva de la elástica.

Deflexión = 10,83 mm en una longitud de 15m

3.4.9 Análisis en conjunto

Mediante este análisis se concluye que, cuando el vehículo se ubica sobre los tubos de 12 pulg, se producen menores esfuerzos; así como los momentos y las deflexiones, debido a que la carga total se aplica en una sección de mayor inercia y resistente.

3.4.9.1 Diagrama de momentos en conjunto

En la figura 3.47, se indican los momentos flexionantes máximos de toda la estructura que constituye al puente vehicular.

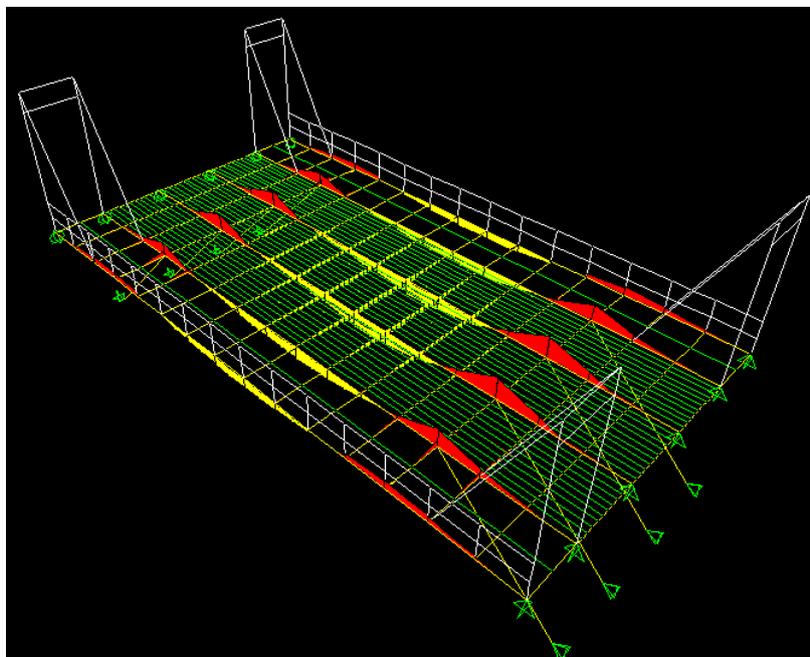


Fig.3.47 Diagrama de momentos en conjunto.

3.4.9.2 Vista en 3D-Plataforma

En esta vista se pueden apreciar cada elemento que conforma el puente, en tres dimensiones; lo cual permite visualizar correctamente la plataforma, figura 3.48.

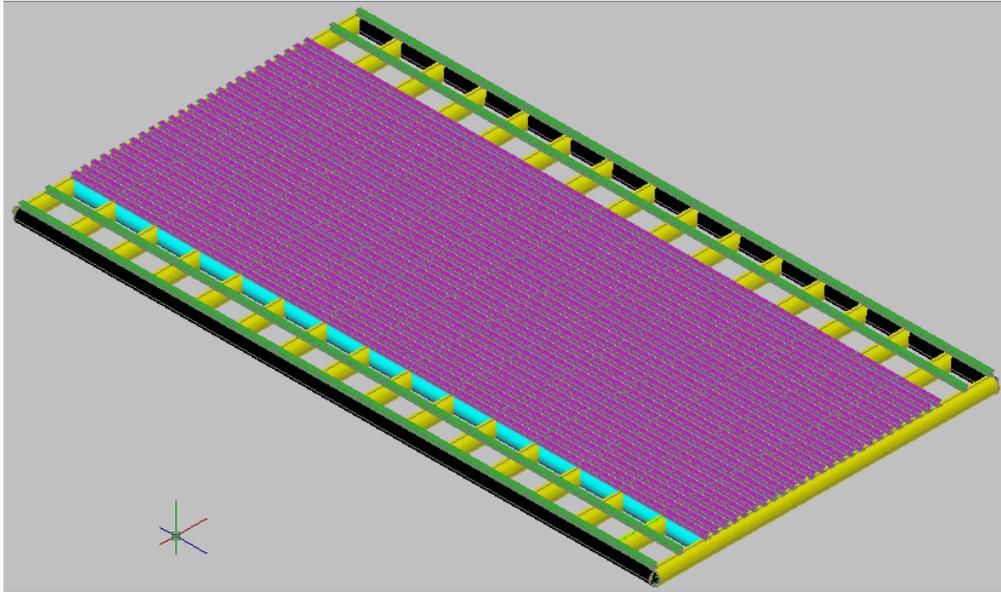


Fig.3.48 Vista en 3D- plataforma.

3.4.9.3 Vista en 3D-Puente

En la figura 3.49 se observa el puente terminado, con cada uno de sus elementos que lo constituyen; así como, con su respectiva carga; del camión T3-S3.

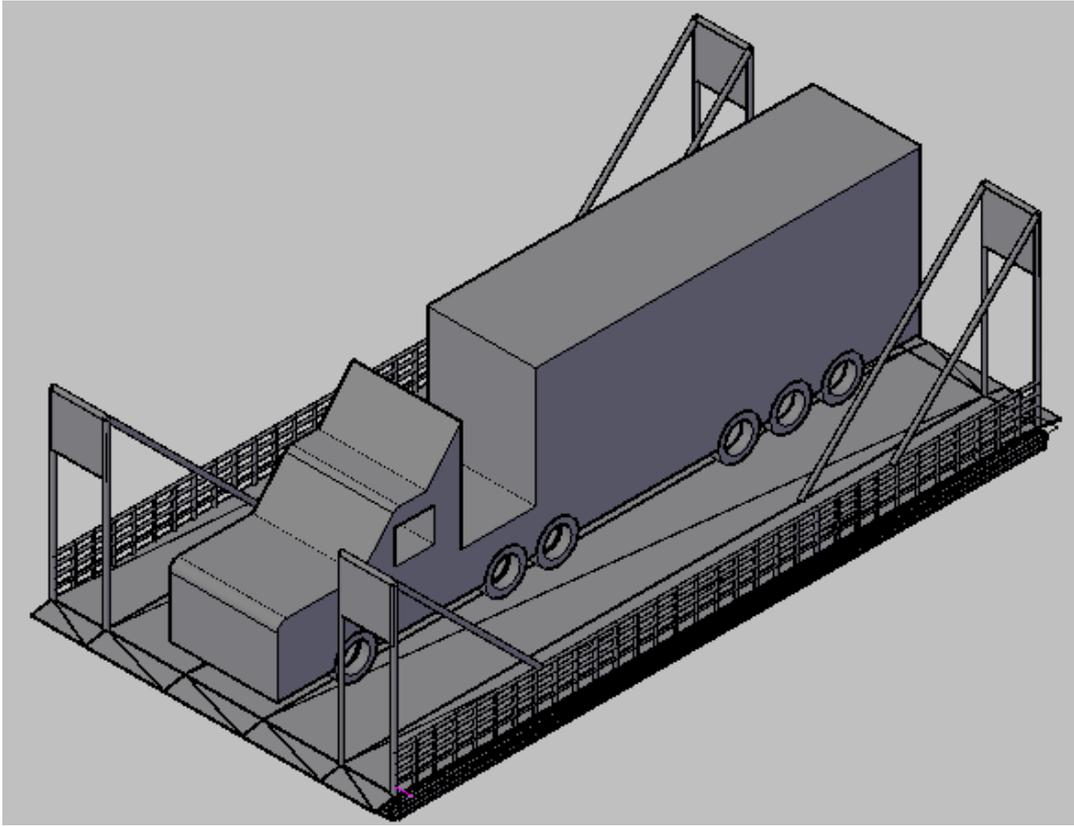


Fig.3.49 Vista en 3D- puente.

BIBLIOGRAFIA

- AISC, *Manual of Steel Construction*, Chicago 1994.
- BOHLER, *Manual de aceros*, p134
- DIAS, Jorge, *Resistencia de materiales*, Editorial Universo, Lima – Perú.
- FRENCH E, Thomas, *Dibujo de ingeniería y Tecnología grafica*, Editorial McGraw-Hill, México, D. F, 1987
- GERE, James M, *Mecánica de materiales*, 5ta edición, Editorial Thomson Editores, México, D. F, 2002
- HORI, Juan , *Diseño de elementos de máquinas* , 8va edición, Ediciones Cefin, 1990
- INEN, *Dibujo técnico mecánico*, Quito 1989, p 146.
- McCORMAC, Jack, *Diseño de Estructuras Metálicas*, Editorial Alfaomega, Cuarta Edición, México D.F, 2000
- MOVNIN, M. S, IZRAELIT, A. B, RUBASHKIN, A. G, *Fundamentos de mecánica técnica*, Editorial Mir Moscú, Moscú – Urss, 1982
- SHIGLEY, Joseph E, MISCHKE, Charles R, *Diseño en ingeniería mecánica*, 6ta edición, Editorial McGraw-Hill, México, D. F, 2002.
- SINGER, Ferdinand L, PYTEL, Andrew, *Resistencia de materiales*, 3ra edición

- CALERO PÉREZ, Roque, *Fundamentos de Mecanismos y Máquinas para Ingenieros*, Editorial McGraw Hill, Tercera Edición, Madrid España, 1999.
- FERDINAND, *Mecánica de Materiales*, Editorial McGraw Hill, Tercera edición, México DF, 2003
- LAIBLÉ, Jeffrey, *Análisis Estructural*, Primera Edición, Editorial McGraw Hill, México, 1992
- LARBURU, Nicolás, *Máquinas Prontuario*, Editorial Paraninfo Thomson Learning, Décimo Tercera Edición, España, 2004
- www.aashto.com
- www.hilti.com.mx
- www.mamut.cl/ANCLAJE /AN2005/anclaje concamisa.htm
- wikipedia.org/wiki/Acero

ANEXO 1

ELECTRODO BASICO DE BAJA ALEACION E7018

	Color de Revestimiento : Gris	Identificación : Punta Blanca						
Norma :	AWS	E 7018						
Análisis del Metal Depositado	C	0.06%	Mn	1.0%	Si	0.65%	S	0.010%
Características :	<p>Electrodo con revestimiento de bajo hidrógeno, con polvo de hierro. Indicado para la soldadura de aceros de alta resistencia a la tracción (56 Kg/mm² Máx) así como para aceros de construcción. Su arco es sumamente estable, poco chisporroteo y para mejores resultados úsese arco corto. Se recomienda mantener un arco corto para garantizar buenos resultados en inspecciones radiográficas. Para trabajos de alta responsabilidad es necesario secarlos a 350°C durante una hora.</p>							
Aprobación :	AMERICAN BUREAU OF SHIPPING							
Propiedades Mecánicas	Resistencia a la Tracción	Alargamiento		Resistencia al Impacto				
	55 - 57 Kg/mm ²	Lo = 5d 30 - 33 %		CHARPY-V Kgm 18 - 20 (+20° C)				
	78.000 á							
	80.000 lbs/pulg ²							
Posiciones de Soldar :	Plana, horizontal, sobrecabeza, vertical ascendente, vertical descendente							
Corriente y	Para corriente continua o alterna - Electrodo al polo positivo							
	Ø mm	Ø Pulg.		Amperaje				
	3.25	1/8		100-140				
	4.00	5//32		140-190				
	5.00	3/16		190-230				
Aplicaciones :	<ul style="list-style-type: none"> • Para aceros de mediano y bajo carbono, baja aleación • Para aceros laminados en frío, por sus características de resistencia a la deformación a altas temperaturas, su fácil manejo y óptimo rendimiento, es especialmente adecuado. • Para soldadura de tuberías de vapor. • Calderas de alta presión, tanques. • Piezas para maquinaria pesada. • Construcciones metálicas en obra. • Reparaciones Navales. 							
IMPORTANTE :	Los electrodos húmedos o con manchas de grasa, deben destruirse.							
LARGO :	350 mm.		PESO POR CAJA : 20 Kg./44 lbs.					

Fuente: AGA, *Catálogo de electrodos y gases para corte y soldadura*, pág. 11.

ANEXO 2

RENDIMIENTO PRÁCTICO DE LOS ELECTRODOS

Tipo de electrodo	R. teórico (%)	R. práctico (%)
E-6010	90.4	72.32
E- 6011	90.4	72.32
E-6012	82.1	65.68
E-6013	82.3	65.84
E-7024	154.1	123.28
E-7016	89.5	71.6
E-7018	108.2	89.6

ANEXO 3

PESO DEL METAL DE SOLDADURA



d	t = 1/8 = 1.6mm		t = 3/16 = 3.2mm		t = 1/4 = 4.8mm		t = 3/8 = 6.4mm		t = 9/16 = 9.5mm		t = 1/2 = 12.7mm		t = 3/4 = 16mm		t = 15/16 = 3.2mm		t = 1 1/8 = 4.8mm		t = 1 1/4 = 6.4mm		
	mm	puig.	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	
3.2	1/8	0.027	0.040	0.053	0.079	0.080	0.119	0.106	0.156	0.159	0.236	0.212	0.315								
4.8	3/16	0.040	0.059	0.080	0.119	0.119	0.177	0.159	0.236	0.239	0.355	0.318	0.473	0.627	0.640						
6.4	1/4	0.053	0.079	0.106	0.156	0.159	0.236	0.212	0.315	0.318	0.473	0.425	0.632	0.635	0.652						
7.9	5/16	0.066	0.098	0.133	0.198	0.199	0.296	0.265	0.394	0.390	0.580	0.531	0.790	0.944	0.965						
9.5	3/8	0.080	0.119	0.159	0.236	0.239	0.355	0.318	0.473	0.478	0.711	0.657	0.948	0.953	0.979	0.106	0.158				
11.1	7/16	0.091	0.135	0.186	0.277	0.279	0.415	0.371	0.552	0.557	0.829	0.743	1.105	0.962	0.992	0.124	0.184	0.186	0.276		
12.1	1/2	0.106	0.158	0.212	0.315	0.318	0.473	0.425	0.632	0.637	0.948	0.849	1.263	0.971	1.005	0.142	0.211	0.212	0.315		
14.3	9/16	0.119	0.177	0.239	0.355	0.358	0.533	0.478	0.711	0.716	1.065	0.955	1.421	0.980	1.019	0.158	0.236	0.239	0.355		
15.9	5/8	0.133	0.198	0.265	0.394	0.398	0.592	0.531	0.790	0.796	1.184	1.06	1.677	0.988	1.032	0.177	0.263	0.266	0.396		
17.5	1 1/16	0.146	0.217	0.292	0.434	0.438	0.652	0.584	0.869	0.876	1.303	1.17	1.741	0.997	1.044	0.195	0.290	0.292	0.434	0.389	0.579
19.1	3/8	0.159	0.236	0.318	0.473	0.478	0.711	0.637	0.948	0.955	1.421	1.27	1.890	1.011	1.055	0.212	0.315	0.318	0.473	0.424	0.631
20.6	7/8	0.172	0.256	0.345	0.513	0.517	0.769	0.690	1.026	1.04	1.547	1.38	2.053	1.014	1.069	0.230	0.342	0.345	0.513	0.460	0.684
22.2	1 1/8	0.186	0.277	0.371	0.552	0.557	0.829	0.743	1.105	1.11	1.651	1.49	2.217	1.024	1.084	0.248	0.369	0.372	0.553	0.490	0.729
23.8	1 1/4	0.199	0.296	0.398	0.592	0.597	0.888	0.796	1.184	1.19	1.770	1.60	2.366	1.033	1.098	0.266	0.396	0.398	0.592	0.530	0.788
25.4	1 1/2	0.212	0.315	0.425	0.632	0.627	0.933	0.849	1.263	1.25	1.860	1.70	2.629	1.042	1.111	0.282	0.419	0.418	0.622	0.566	0.842
27.0	1 3/8	0.226	0.336	0.451	0.671	0.677	1.007	0.902	1.342	1.35	2.008	1.80	2.678	1.050	1.123	0.301	0.448	0.451	0.671	0.602	0.898
28.6	1 3/4	0.239	0.355	0.478	0.711	0.716	1.065	0.955	1.421	1.43	2.128	1.91	2.842	1.059	1.136	0.318	0.473	0.477	0.710	0.637	0.948
30.2	1 7/8	0.252	0.375	0.504	0.750	0.756	1.135	1.01	1.502	1.51	2.247	2.02	3.005	1.068	1.150	0.336	0.500	0.505	0.751	0.672	1.000
31.8	2	0.265	0.394	0.531	0.790	0.798	1.184	1.06	1.577	1.59	2.366	2.12	3.154	1.077	1.163	0.354	0.527	0.531	0.790	0.706	1.050
33.3	1 1/2	0.279	0.415	0.557	0.829	0.836	1.244	1.11	1.651	1.67	2.485	2.23	3.318	1.086	1.177	0.372	0.553	0.557	0.829	0.743	1.109
34.9	1 5/8	0.292	0.434	0.584	0.869	0.876	1.303	1.17	1.741	1.75	2.604	2.34	3.482	1.095	1.190	0.389	0.579	0.584	0.869	0.777	1.156
36.5	1 3/4	0.305	0.454	0.610	0.907	0.915	1.361	1.22	1.815	1.83	2.723	2.44	3.631	1.103	1.203	0.407	0.605	0.610	0.907	0.814	1.211
38.1	1 7/8	0.318	0.473	0.637	0.948	0.955	1.421	1.27	1.890	1.91	2.842	2.55	3.794	1.112	1.215	0.425	0.632	0.636	0.946	0.849	1.263
39.7	2	0.332	0.494	0.664	0.988	0.995	1.480	1.33	1.979	1.99	2.961	2.65	3.943	1.121	1.229	0.442	0.657	0.664	0.988	0.884	1.315
41.3	1 1/2	0.345	0.513	0.690	1.026	1.04	1.547	1.38	2.053	2.07	3.080	2.76	4.106	1.130	1.242	0.460	0.684	0.690	1.027	0.920	1.369
42.9	1 5/8	0.358	0.533	0.716	1.065	1.07	1.592	1.43	2.128	2.15	3.199	2.87	4.270	1.139	1.255	0.477	0.710	0.716	1.065	0.956	1.422
44.4	1 3/4	0.371	0.552	0.743	1.105	1.11	1.651	1.49	2.217	2.23	3.318	2.97	4.419	1.149	1.269	0.495	0.736	0.743	1.105	0.990	1.474
46.0	1 7/8	0.385	0.573	0.769	1.144	1.15	1.711	1.54	2.291	2.31	3.437	3.08	4.583	1.158	1.277	0.513	0.763	0.770	1.146	1.03	1.532
47.6	2	0.399	0.590	0.796	1.184	1.19	1.770	1.59	2.366	2.39	3.566	3.18	4.731	1.166	1.286	0.531	0.790	0.796	1.184	1.06	1.577
49.2	1 1/2	0.411	0.611	0.822	1.233	1.23	1.830	1.65	2.455	2.47	3.675	3.29	4.895	1.174	1.295	0.549	0.817	0.823	1.224	1.10	1.637
50.8	2	0.425	0.632	0.849	1.263	1.27	1.890	1.70	2.529	2.55	3.794	3.40	5.059	1.183	1.306	0.566	0.842	0.849	1.263	1.13	1.681

mm	puig.	14°		20°		60°		45°		Lado del Cordon + 10%						mm	puig.	lbs/pie	kg/m	
		lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m	lbs/pie	kg/m					
3.2	1/8	0.0065	0.0096	0.0094	0.014	0.031	0.046	0.027	0.040	0.032	0.047	0.039	0.058	0.037	0.055	1.6	1/4	0.021	0.0312	
4.8	3/16	0.0147	0.022	0.021	0.031	0.069	0.103	0.060	0.089	0.072	0.107	0.087	0.129	0.083	0.123	3.2	3/8	0.083	0.123	
6.4	1/4	0.026	0.038	0.037	0.055	0.123	0.183	0.106	0.158	0.129	0.192	0.155	0.230	0.147	0.219	4.8	1/2	0.188	0.280	
7.9	5/16	0.041	0.061	0.059	0.088	0.192	0.286	0.166	0.247	0.201	0.299	0.242	0.360	0.230	0.342	6.4	5/8	0.334	0.497	
9.5	3/8	0.059	0.089	0.084	0.125	0.276	0.411	0.239	0.341	0.289	0.430	0.349	0.519	0.331	0.492	7.9	7/8	0.531	0.790	
11.1	7/16	0.080	0.119	0.115	0.171	0.376	0.559	0.326	0.485	0.394	0.586	0.475	0.707	0.451	0.671	9.5	1 1/8	0.790	1.116	
12.1	1/2	0.104	0.155	0.150	0.223	0.491	0.731	0.425	0.632	0.514	0.765	0.620	0.922	0.589	0.876	11.1	1 1/4	1.02	1.518	
14.3	9/16	0.132	0.196	0.190	0.283	0.621	0.924	0.538	0.800	0.651	0.969	0.785	1.168	0.745	1.108	12.1	1 1/2	1.33	1.979	
15.9	5/8	0.163	0.242	0.234	0.348	0.756	1.140	0.664	0.988	0.804	1.196	0.970	1.443	0.920	1.369					
17.5	1 1/16	0.197	0.293	0.283	0.421	0.927	1.379	0.804	1.196											
19.1	3/8	0.234	0.348	0.337	0.501	1.11	1.652	0.956	1.422	1.16	1.726	1.40	2.063	1.32	1.964					
20.6	7/8	0.275	0.409	0.396	0.589	1.30	1.934	1.12	1.686											
22.2	1 1/8	0.319	0.474	0.459	0.683	1.50	2.232	1.30	1.934	1.58	2.351	1.90	2.827	1.80	2.678					
23.8	1 1/4	0.367	0.546	0.527	0.784	1.73	2.574	1.50	2.232											
25.4	1 1/2	0.417	0.620	0.599	0.891	1.96	2.916	1.70	2.530	2.06	3.065	2.48	3.690	2.36	3.520					
27.0	1 3/8	0.471	0.701	0.676	1.065	2.22	3.303	1.92	2.857											
28.6	1 3/4	0.528	0.785	0.756	1.128	2.48	3.690	2.15	3.199	2.60	3.869	3.14	4.672	2.96	4.434					
30.2	1 7/8	0.580	0.875	0.845	1.257	2.77	4.122	2.40	3.571											
31.8	2	0.651	0.958	0.936	1.393	3.07	4.568	2.66	3.958	3.21	4.776	3.88	5.773	3.68	5.476	a				
33.3	1 1/2	0.710	1.068	1.03	1.533	3.38	5.029	2.93	4.360											
34.9	1 5/8	0.789	1.174	1.13	1.681	3.71	5.520	3.21	4.776	3.89	5.788	4.69	6.979	4.45	6.622	b				
36.5	1 3/4	0.836	1.244	1.24	1.845	4.05	6.030	3.51	5.223											
38.1	1 7/8	0.938	1.396	1.35	2.009	4.42	6.577	3.82	5.684	4.62	6.874	5.58	8.303	5.30	7.886	c				
39.7	2	1.02	1.517	1.46	2.172	4.79	7.127	4.15	6.175											
41.3	1 1/2	1.10	1.637	1.58	2.351	5.18	7.708	4.49	6.641	5.43	8.079	6.55	9.746	6.22	9.264	d				
42.9	1 5/8	1.19	1.771	1.71	2.544	5.59	8.318	4.84	7.202											
44.4	1 3/4	1.28	1.904	1.84	2.738	6.01	8.943	5.20	7.737	6.29	9.359	7.59	11.294	7.21	10.728					
46.0	1 7/8	1.37	2.038	1.97	2.931	6.45	9.597	5.58	8.303											
47.6	2	1.47	2.187	2.10	3.12															

ANEXO 4

PESO DEL METAL DEPOSITADO POR UN ELECTRODO

VOLUMEN Y PESO DEL METAL DEPOSITADO POR UN ELECTRODO

Diámetro del Electrodo (mm)	Diámetro del Electrodo (Pulgada)	Largo Total del Electrodo	Volumen del Metal depositado por un Electrodo (cm ³)	Peso del Metal Depositado por un Electrodo (gr.)	METAL DEPOSITADO POR UN ELECTRODO							
					RENDIMIENTO 60 %/o		RENDIMIENTO 70 %/o		RENDIMIENTO 80 %/o		RENDIMIENTO 90 %/o	
					Vol. (cm ³)	Peso gr.	Vol. (cm ³)	Peso gr.	Vol. (cm ³)	Peso gr.	Vol. (cm ³)	Peso gr.
1.6	(1/16")	250	0.502	3.92	0.301	2.352	0.351	2.744	0.402	3.136	0.452	3.528
2.0	(5/64")	250	0.785	6.13	0.471	3.678	0.549	4.291	0.628	4.904	0.706	5.517
2.5	(3/32")	300	1.472	11.49	0.883	6.894	1.03	8.043	1.177	9.192	1.325	10.341
3.15	(1/8")	350	2.727	21.27	1.636	12.762	1.909	14.889	2.182	17.016	2.454	19.143
4.0	(5/32")	350	4.398	34.30	2.638	20.58	3.078	24.01	3.518	27.44	3.958	30.87
5.0	(3/16")	350	6.872	53.60	4.123	32.16	4.810	37.52	5.498	42.88	6.184	48.24
6.3	(1/4")	450	14.027	109.41	8.416	65.646	9.819	76.587	11.222	87.528	12.624	98.469

NUMERO DE ELECTRODOS NECESARIOS PARA DEPOSITAR 1 KG. DE METAL

Diámetro del Electrodo (mm)	Diámetro del Electrodo (Pulg.)	Números de Electrodo Necesarios para Depositar 1 Kg. de Metal			
		60 %/o	70 %/o	80 %/o	90 %/o
1.6	(1/16")	425	364	318	283
2.0	(5/64")	271	233	203	181
2.5	(3/32")	145	124	108	97
3.15	(1/8")	78	67	58	52
4.0	(5/32")	48	41	36	32
5.0	(3/16")	31	26	23	21
6.3	(1/4")	15	13	11	10

TIEMPOS DE FUSION POR ELECTRODO

DIAMETRO DE ELECTRODO	TIEMPO
2 mm. (5/64)	1' 03"
2.5 mm. (3/32")	1' 22"
3.2 mm. (1/8")	1' 48"
4 mm. (5/32")	2'
5 mm. (3/16")	2' 13"
6 mm. (1/4")	2' 29"
8 mm. (5/16")	2' 33"

FACTORES DE UTILIZACION

NATURALEZA DEL TRABAJO	FACTOR DE UTILIZACION
Carpintería ligera:	
a) En taller	25 o/o a 50 o/o
b) En el lugar de armado	15 o/o a 40 o/o
Carpintería pesada:	
a) En taller con ayudante	60 o/o a 80 o/o
b) En taller sin ayudante	40 o/o a 60 o/o
c) En el lugar del armado sin ayudante	20 o/o a 35 o/o
Bastidores de Máquinas:	
a) Con ayudantes	70 o/o a 80 o/o
b) Sin ayudantes	50 o/o a 60 o/o
Caldería pesada:	
a) Con ayudantes	65 o/o a 75 o/o
b) Sin ayudantes	45 o/o a 55 o/o
Rellenos:	
a) En posición plana	70 o/o
b) En posición vertical	60 o/o
c) Sobre cabeza	40 o/o
Herrería:	15 o/o a 30 o/o

GLOSARIO

Claro: Espacio libre entre dos apoyos.

Calzada: Parte de la calle comprendida entre dos aceras.

Columnas: Elementos verticales que tienen la función principal de transmitir las cargas (fuerzas) verticales. Cuando se unen con vigas para formar un marco, también deben transmitir esfuerzos horizontales.

Compresión: Esfuerzo a que está sometido un cuerpo por la acción de dos fuerzas opuestas que tienden a disminuir su volumen.

Carga de gran peso o volumen: Carga cuyo peso adicionado al peso vehicular rebasa los límites establecidos para el peso vehicular del reglamento o carga cuyas dimensiones rebasan las máximas autorizadas, por lo que para su transportación requiere de vehículos y disposiciones especiales.

Dureza: Resistencia que opone un material a ser rayado por otro.

Densidad: Magnitud que expresa la relación entre la masa y el volumen de un cuerpo. Su unidad en el Sistema Internacional es el kilogramo por metro cúbico (kg/m^3).

Deflexión: Es la máxima desviación que presenta una viga respecto a la horizontal.

Ductilidad: Propiedad de un material de ser estirado o comprimido en forma delgada.

Durabilidad: Propiedad de un material o mezcla para resistir desintegración por efectos mecánicos, ambientales o de tráfico.

Estribo: Elemento extremo auxiliar de los puentes para evitar deslaves.

Esfuerzo: Acción energética de un cuerpo contra una acción.

Epóxica: Se dice de un tipo de resina sintética, dura y resistente, utilizada en la fabricación de plásticos, pegamentos.

Elástico: Dicho de un cuerpo, que puede recobrar completamente su forma y extensión tan pronto como cesa la acción que las alteraba.

Elasticidad: Propiedad de un material que hace que retorne a su forma original después que la fuerza aplicada se mueve o cesa.

Elongación: Alargamiento de una pieza sometida a tracción

Estabilidad: Propiedad de una mezcla asfáltica de pavimentación de resistir deformación bajo las cargas impuestas. La estabilidad es una función de la cohesión y la fricción interna del material.

Fatiga: Reducción gradual de la resistencia de un material debido a solicitaciones repetidas.

Fraguado: Proceso de una mezcla de concreto o mortero para alcanzar progresivamente la resistencia de diseño.

Fisura.- Fractura que se presenta por los esfuerzos.

Hormigón: Material compuesto que se consigue en base a, mezclar en proporciones adecuadas agua, cemento, arena, y grava. El cemento y el agua producen una reacción química, que transforma la mezcla primero en un material fluido que puede ser vaciado en moldes y luego en un material sólido de gran resistencia a la compresión, pero de poca resistencia a la tracción.

Impermeabilidad: Capacidad de un pavimento asfáltico de resistir el paso de aire y agua dentro o a través del mismo.

Junta: Separación establecida entre dos partes continuas de un sistema, para permitir su expansión o retracción por causa de las temperaturas ambientes.

Levantamiento topográfico: Conjunto de operaciones de medidas efectuadas en el terreno para obtener los elementos necesarios y elaborar su representación gráfica.

Luz del puente: Distancia longitudinal entre los ejes de apoyo de la estructura de un puente.

Mampostería: Se dice del material que se emplea en la obra de mampostería. Piedra sin labrar que se puede colocar en obra con la mano.

Muro: Estructura destinada a garantizar la estabilidad de los elementos que constituye la vía, según su función, se denominan: de contención, sostenimiento, encauzamiento y otros.

Neopreno: Caucho sintético de gran resistencia mecánica y propiedades aislantes del calor y la oxidación, por lo que tiene usos industriales.

Pigmento: Materia colorante que se usa en la pintura.

Pilares: Apoyos intermedios de un puente, que tienen por finalidad principal soportar la estructura y transmitir las cargas al terreno.

Pandeo: Acción y efecto de pandear. En la construcción, flexión de una viga, provocada por una compresión lateral.

Vehículo liviano: Vehículo automotor de peso bruto mayor a 1,5 t hasta 3,5 t.

Vehículo pesado: Vehículo automotor de peso bruto mayor a 3,5 t.

Viga: Elemento estructural, normalmente ubicado en un plano horizontal, que cumple la función de transmitir las cargas que ocurren en un vano a los apoyos o elementos verticales (columnas o muros).

Peso bruto vehicular: Suma del peso vehicular y el peso de la carga, en el caso de vehículos de carga; suma del peso vehicular y el peso de los pasajeros, equipaje y paquetería en el caso de vehículos destinados al servicio de pasajeros.

Peso vehicular: Peso de un vehículo o combinación vehicular con accesorios, en condiciones de operación, sin carga.

Puente: Estructura requerida para atravesar un accidente geográfico o un obstáculo natural o artificial.

Resistencia: Causa que se opone a la acción de una fuerza.

Resistencia al deslizamiento: Propiedad de la superficie del pavimento, particularmente cuando esta mojado, para resistir el deslizamiento o resbalamiento de las ruedas de los vehículos.

Remolque: Vehículo con eje delantero y trasero no dotado de medios de propulsión y destinado a ser jalado por un vehículo automotor, o acoplado a un semirremolque.

Semirremolque: Vehículo sin eje delantero, destinado a ser acoplado a un tractocamión de manera que sea jalado y parte de su peso sea soportado por éste.

Superestructura: Aquel sistema que normalmente está formada por elementos estructurales como muros, columnas, vigas, cadenas, losas de piso, etc.

Tablero: Losa de un puente.

Terraplen: Llenar de tierra un vacío o hueco.

Tracción: Esfuerzo a que está sometido un cuerpo por la acción de dos fuerzas opuestas que tienden a alargarlo.

Tensión: Ensayo que se practica en barras y alambres de acero, determinando parámetros que hacen a la calidad del producto, como son: alargamiento, área y su reducción, carga máxima, carga final, etc.

Tractocamión: Vehículo automotor destinado a soportar y jalar semirremolques y remolques.

Tractocamión articulado: Vehículo destinado al transporte de carga, constituido por un tractocamión y un semirremolque, acoplados por mecanismos de articulación.

Tractocamión doblemente articulado: Vehículo destinado al transporte de carga, constituido por un tractocamión, un semirremolque y un remolque, acoplados por mecanismos de articulación.