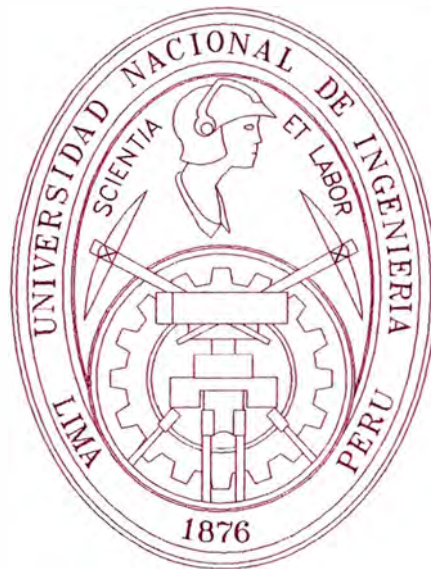


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA**



**DISEÑO DE UN PUENTE GRÚA DE 18 METROS DE LUZ, CON 8 TM DE  
CAPACIDAD**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO MECÁNICO ELECTRICISTA**

**LUIS NERIO, HUAMANÍ MATUTE**

**PROMOCIÓN 2006-II**

**LIMA-PERU**

**2010**

## ÍNDICE

	Pág.
<b>CAPITULO 1:</b> .....	03
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	03
1.1 Antecedentes.....	03
1.2 Objetivos.....	04
1.3 Alcances.....	05
1.4 Limitaciones.....	05
1.5 Definición de puente grúa.....	05
<b>CAPITULO 2: ESTRUCTURAS METÁLICAS</b> .....	11
2.1 Acero estructural.....	12
2.2 Viga tipo cajón.....	17
2.3 Uniones.....	19
2.4 Arenado y pintado.....	54
<b>CAPITULO 3: DISEÑO DEL PUENTE GRUA</b> .....	59
3.1.- CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES GRÚA.....	59
3.2.-COMPONENTES ELECTROMECAÑICOS.....	59
3.2.1 Polipasto eléctrico.....	59
3.2.2 Carros testers.....	68
3.2.3 Sistema eléctrico.....	73
3.3.- CALCULO ESTRUCTURAL DE LA VIGA PRINCIPAL TIPO CAJÓN.....	74
3.3.1 Calculo y verificación de la estabilidad.....	82

## II

3.3.2	Calculo y verificación de la resistencia mecánica.....	83
3.4.-	DESARROLLO DE PLANOS.....	84
3.4.1	Distribución y control de planos.....	85
3.4.2	Planos de montaje.....	86
3.4.3	Tolerancias.....	87
<b>CAPITULO 4: EVALUACIÓN DE COSTOS.....</b>		<b>89</b>
4.1.-	Curva S.....	89
<b>CONCLUSIONES.....</b>		<b>93</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>		<b>94</b>

### **ANEXOS**

### **PLANOS**

## **PRÓLOGO**

Con este trabajo pretendo presentar una información práctica y resumida para el diseño estructural de un puente grúa, desde tablas y fórmulas hasta su aplicación. La información contenida en este informe de suficiencia, es resultado del conocimiento y experiencia que tuve en la empresa donde laboro actualmente, uno de los rubros de dicha empresa es diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas que cuenta con una certificación en gestión de calidad ISO 9001:2008 y actualmente se está gestionando la certificación por el Instituto Americano de Construcciones con Acero (AISC) buscando ser la segunda organización con dicha certificación en el Perú y sexto en América del Sur.

La estructura general del presente trabajo está dividida en 5 capítulos:

El capítulo 1 es la introducción, donde se detalla los antecedentes, objetivo, alcances, limitaciones y concepto general para el diseño estructural de un Puente Grúa.

El capítulo 2 viene a ser estructuras metálicas donde se define al acero estructural, la viga tipo cajón, las uniones y los procesos de arenado y pintado como temas importantes para la fabricación de estructuras metálicas. En el tema de uniones

se mencionan las uniones empernadas y algunas tablas que nos pueden servir para definir el detallamiento. También está considerada la soldadura que es toda una especialidad en las estructuras metálicas, considerando como referencia principal el código de soldadura AWS D1.1 la versión del 2004, para los procesos de soldadura, calificación de procedimientos de soldadura, calificación de soldadores y control de calidad de uniones soldadas.

El capítulo 3 trata de las consideraciones que se deben tomar en cuenta para el diseño estructural de un Puente Grúa; también se describe el cálculo estructural de la viga principal tipo cajón, selección de componentes electromecánicos y el desarrollo de planos. En este capítulo se trata de mostrar que el tema principal de este informe de suficiencia es el cálculo estructural del puente grúa ya que el resto de los equipos electromecánicos pueden ser tercerizado a los mismos proveedores de las diferentes marcas existentes en el mercado.

Finalmente, tenemos el capítulo 4 que es la evaluación de costos, mediante una curva S, donde se realiza una comparación, entre el costo real acumulado, el valor ganado y el valor planificado. Siendo esta comparación un indicador de control de costos del diseño.

Con respecto al sistema de unidades, en este informe, primará el Sistema Internacional de Unidades; pero también en algunos casos serán representados por el sistema inglés dado que la información referencial es americana (USA) y estando establecido tácitamente que en el mercado se trabaja con ambos sistemas.

## **CAPITULO 1**

### **INTRODUCCION**

#### **1.1.- Antecedentes**

La Compañía de Servicios de Ingeniería Mecánica Eléctrica (CIA SIME S.R.L) donde laboro, debido al aumento de la demanda en fabricación de estructuras metálicas, se vio en la necesidad de ampliar su capacidad de producción y reducir los costos en el alquiler de montacargas. Para lo cual se realizó la construcción de una nueva planta para la fabricación de estructuras metálicas y en coordinación con la Gerencia General, después de un análisis de diferentes alternativas, se concluyó en diseñar, fabricar e instalar un puente grúa.

Para la implementación de un equipo de carga, descarga y transporte de planchas y perfiles metálicos en su nueva planta, la Organización requirió del diseño, fabricación y montaje de un puente grúa de 8 TM de capacidad y una luz aproximada de 18 m para realizar labores de carga, descarga y transporte de planchas y diferentes perfiles metálicos que son usados en la fabricación de estructuras metálicas. La información específica para el diseño del puente grúa son:

- Capacidad de puente grúa: 8 TM
- Luz: 17 787 mm
- Recorrido longitudinal de puente grúa: 35 690 mm
- Altura de izaje: 7 772 mm

Uno de los rubros de SIME es realizar y ejecutar proyectos de estructuras metálicas, donde contando con la infraestructura adecuada para el desarrollo de la ingeniería básica y de detalle se hacen realidad los proyectos. Para la validación del diseño de las estructuras, se utiliza un software basado en el método de elementos finitos utilizado universalmente; pero este software SAP 2000 es limitado donde no se puede modelar con exactitud las vigas tipo cajón porque estos perfiles no se encuentran en la librería del programa.

Por lo no factible que es modelar una viga tipo cajón, con el SAP 2000, entonces se recurrió a emplear un método de cálculo estructural basada en referencias bibliográficas reconocidas de cálculo estructural para puentes grúa.

## **1.2.- Objetivo**

Diseñar un puente grúa para posteriormente fabricar e instalarlo con el fin de aumentar la capacidad de producción en la fabricación de estructuras metálicas y de reducir los costos en la carga, descarga y traslado de estructuras metálicas en la planta.

### **1.3.- Alcance**

El alcance del informe de suficiencia comprende el cálculo estructural de la viga principal simple tipo cajón, selección de testers motorizados y selección del polipasto.

### **1.4.- Limitaciones**

En este informe no está considerado: la fabricación, el montaje, las instalaciones eléctricas del puente grúa al igual que las columnas de la edificación, vigas carrileras y ménsulas (soportes de las vigas carrileras).

### **1.5.- Definición de puente grúa**

El puente grúa es un tipo de aparato de elevación y transporte de carga con tres grados de libertad compuesto por una viga principal, simple o doble, biapoyada sobre dos vigas carrileras elevados por las columnas de la edificación.

El movimiento longitudinal se lleva a cabo mediante la traslación de la viga principal sobre dos carros motorizados (carros testers) que van instalados en ambos extremos de la viga principal y estos carros ruedan sobre las vigas carrileras elevadas. En su totalidad de los casos, la rodadura es por ruedas metálicas sobre carriles también metálicos.

El movimiento transversal se realiza mediante el desplazamiento de un carro o trolley sobre dos carriles dispuestos sobre la viga principal o sobre el ala inferior. Como en el caso anterior la rodadura es para todos los casos de tipo acero sobre acero. El movimiento vertical se ejecuta a través del mecanismo de elevación: polipasto.

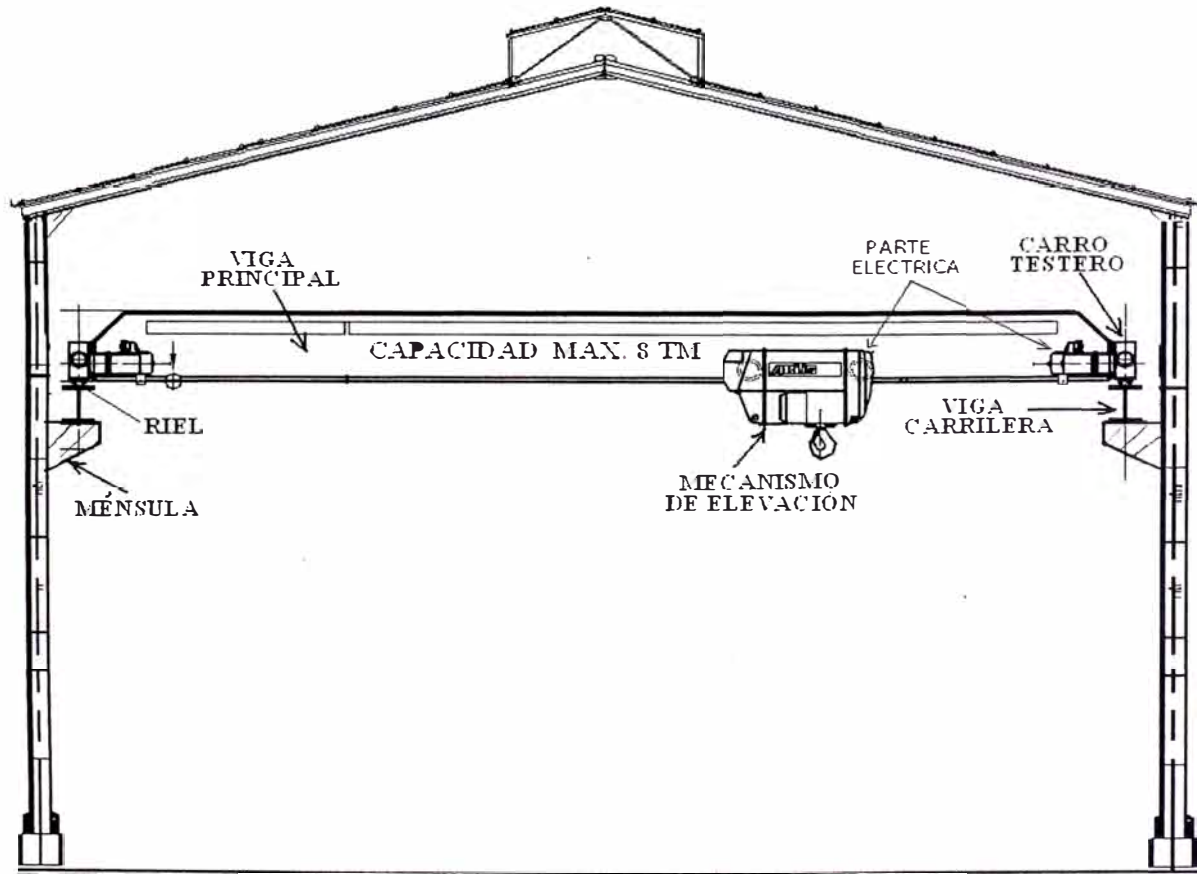


El campo de aplicación abarca la amplia rama de la recepción, despacho, almacenaje, montaje y desmontaje de equipos pesados para su mantenimiento en las minas, etc.

### 1.5.1.- Componentes del puente grúa

Un puente grúa se compone de las siguientes partes (Figura 1.1):

- a). Polipasto o mecanismo de elevación.
- b). Viga principal
- c). Carros testeros
- d). Parte eléctrica del mecanismo de elevación y de los carros testeros.



**Figura 1.1** Puente grúa y componentes

- a) Mecanismo de elevación.-** Este polipasto accionado por una fuerza motriz tiene la función de elevar y bajar la carga y también mover la carga a lo largo de la viga principal. Existen dos tipos:
- a.1). Polipasto monorriel
  - a.2). Polipasto birriel
- b) Viga principal.-** La viga principal en si viene a ser el puente de transporte de la carga con un perfil diseñado de tal manera que cumpla con los requisitos de servicio. Para el transporte de cargas bajas hasta 10 TM es frecuente utilizar puentes grúas de una sola viga principal recorrida por un polipasto monorriel y para cargas altas mayores a 10 TM de acuerdo al criterio del diseñador se consideran dos vigas principales recorrida por un polipasto birriel siempre teniendo en cuenta las dimensiones de la edificación donde es instalado el puente grúa.
- c) Carros testeros.-** Son los carros motorizados que se encuentran en cada uno de los extremos de la viga principal y dan movimiento coordinado a todo lo largo de la edificación donde es instalado el puente grúa.
- d) Parte eléctrica del mecanismo de elevación y de los carros testeros.-** Estos son los conductores que alimentan de energía eléctrica al polipasto y a los carros testeros para dar movimiento y potencia al puente grúa.

### 1.5.2.- Clasificación de puentes grúa:

Según norma europea los puentes grúa se clasifican en cuatro grupos, según el tiempo de funcionamiento, la carga y los choques a que están sometidos.

Antes de diseñar un puente grúa, se tendrá que conocer el grupo a que pertenece, para usar en el cálculo el tipo de coeficiente adecuado. Mediante la tabla 1.1 se puede identificar el tipo de puente grúa y conocer a qué grupo pertenece y obtener el coeficiente de compensación  $\psi$ .

**Tabla 1.1 Clasificación de Puentes grúa**

Nº	Tipo de puente grúa	Grupo
1	Puente grúa con movimiento de traslación a mano.	I
2	Puentes grúa con movimientos de traslación eléctrico para patios de almacenamiento.	I – II
3	Puentes grúa de poca carga para talleres y almacenes.	II – III
4	Puentes grúa con carga grande para talleres y almacenes	II
5	Puentes grúa para locomotoras.	II
6	Puentes grúa para astilleros.	II – III
Puentes grúa especiales para siderúrgicas		
7	Puentes grúa para talleres de fundición.	II – III
8	Puentes grúa para talleres de laminación.	II – IV
9	Puentes grúa para hornos de acero.	III – IV
10	Puentes grúa para hornos de fosa.	III – IV

Según la Asociación Americana de Fabricantes de grúas (CMAA Crane Manufacturers Association of America) se ha clasificado los puentes grúa en seis clases, desde el uso esporádico Clase “A”, a la de uso continuo y severo Clase “F”, la mayoría de los puentes grúas de uso industrial son clase “C” o clase “D”. Es una práctica generalizada en la industria de las grúas, cotizar equipos clase “C” a menos que el cliente indique lo contrario.

**Tabla 1.2 Clasificación de grúas CMAA**

Ciclo de servicio	Clasificación de Grúas CMAA	Regulaciones OSHA para intervenciones		Descripción del servicio
		Inspecciones	Mantenimiento	
		Mínimas	Preventiva	
Servicio no Frecuente o Stand by	<b>A</b>	Anual	Cada 6 meses	Manejo de cargas a baja velocidad con intervalos largos entre levantes. No más de 2 levantes al mes a plena capacidad.
Servicio Liviano	<b>B</b>	Anual	Cada 4 meses	Uso periódico liviano y a baja velocidad desde 2 a 5 levantes por hora sin carga y ocasionalmente a plena carga.
Servicio Moderado	<b>C</b>	Anual	Cada 2 meses	Levante desde 5 a 10 por hora con carga de 50% de la nominal.
Servicio Pesado	<b>D</b>	2 veces al año	Mensual	Levante desde 10 a 20 por hora con carga aproximada al 50% regularmente pero no más del 65% de la nominal.
Servicio Severo	<b>E</b>	3 veces al año	2 veces al mes	Servicio constante entre 20 a 40 levantes por hora a altas velocidades.
Servicio Continuo Severo	<b>F</b>	3 veces al año	Semanal	Operación continua de levantes.

Los puentes grúas de clase “C” son diseñados para fabricación de estructuras metálicas livianas, talleres de maquinaria, cargue y descargue de moldes, troqueles o herramientas.

Los Puente Grúa clase “D” son diseñados para fundiciones, fabricación de estructuras metálicas pesadas, centros de servicio o ferreterías. Si se diseña una grúa clase “D” para una operación Clase “C” estará extendiendo su vida operacional, lo que resultará en un mantenimiento mínimo, aparentemente no tendrá tiempos de parada y mejorará significativamente los márgenes de seguridad.

Los puentes grúas de Clase “D” comparadas con las de Clase “C”, están diseñadas para: hacer el doble de levantamiento durante su vida útil y levantar la capacidad nominal con un 30 % más de frecuencia.

## **CAPITULO 2**

### **ESTRUCTURAS METÁLICAS**

En todo sistema de estructuras metálicas, cada elemento debe tener una conexión adecuada, capaz de transmitir las cargas a otros elementos, de manera segura de acuerdo a la especificación que se esté usando.

Las uniones estructurales se pueden hacer con soldadura o conectores (remaches, tornillos o pernos). Al diseñar o revisar una unión es importante entender la forma como cada una de estas partes está trabajando, es decir se debe evaluar la magnitud y dirección de los esfuerzos, en cada una de las partes que forman la conexión, para así poder garantizar una correcta transmisión de esfuerzos.

Para la fabricación de las estructuras, el encargado de resolver los detalles de las conexiones puede ser incluso un dibujante o un armador, cuyo interés principal está en dar dimensiones de platinas, distancia entre conectores y tamaño de soldadura, preocupándose en la viabilidad de la fabricación sin manejar sobre esfuerzos y cargas.

La seguridad en las estructuras metálicas mejorará, cuando el ingeniero diseñador, tome conciencia de la importancia del diseño no sólo de los elementos, si no de sus conexiones, cuando trabaje en coordinación con el fabricante y revise adicionalmente los planos de diseño, los planos de fabricación y montaje.

## 2.1.- El acero estructural

Es el material más usado en el mundo para la edificación de estructuras metálicas. Es fundamentalmente una aleación de hierro (mínimo 98 %), con contenidos de carbono de 0,1 % a 0,3 % y otras pequeñas cantidades de minerales como manganeso, para mejorar su resistencia, y fósforo, azufre, sílice y vanadio para mejorar su soldabilidad y resistencia a la intemperie. Es un material usado para la construcción de estructuras, de gran resistencia, producido a partir de materiales muy abundantes en la naturaleza. Entre sus ventajas está la gran resistencia a tensión y compresión y el costo razonable.

Las aplicaciones comunes del acero estructural en la construcción incluyen perfiles estructurales de secciones: I, H, L, T, C, O y Z, usadas en edificios e instalaciones para industrias; cables para puentes colgantes, vigas tipo cajón para puentes grúa, atirantados y concreto pre-esforzado; varillas y mallas electro soldadas para el concreto reforzado; láminas plegadas usadas para techos y pisos.

Como el acero tiene propiedades prácticamente idénticas a tensión y compresión, por ello su resistencia se controla mediante el ensayo de probetas pequeñas a tensión. Los elementos de acero pueden unirse fácilmente, mediante soldadura, pernos o remaches.

El acero A36 es una aleación de acero al carbono de propósito general muy comúnmente usado en los Estados Unidos, aunque existen muchos otros aceros, superiores en resistencia, cuya demanda está creciendo rápidamente. La denominación A36 fue establecida por la ASTM (American Society for Testing

and Materials). Como la mayoría de los aceros, el A36, tiene una densidad de  $7850 \text{ kg/m}^3$  ( $0.28 \text{ lb/in}^3$ ). El acero A36 en barras, planchas y perfiles estructurales con espesores menores de 8 pulg. (203,2 mm) tiene un límite de fluencia mínimo de 250 MPA (36 ksi;  $25.3 \text{ Kg/mm}^2$ ), y un límite de rotura mínimo de 410 MPa (58 ksi;  $40.9 \text{ Kg/mm}^2$ ). Las planchas con espesores mayores de 8 pulg. (203,2 mm) tienen un límite de fluencia mínimo de 220 MPA (32 ksi;  $22.5 \text{ kg/mm}^2$ ) y el mismo límite de rotura.

Las piezas hechas a partir de acero A36 son fácilmente unidas mediante casi todos los procesos de soldadura. Los más comúnmente usados para el A36 son los menos costosos y rápidos como la soldadura por arco metálico protegido (SMAW, Shielded metal arc welding), Soldadura con arco metálico y gas (GMAW, Gas metal arc welding), y soldadura oxiacetilénica. El acero A36 es también comúnmente atornillado y remachado en las aplicaciones estructurales: edificios, puentes, torres, etc.

### **2.1.1.- Ventajas del acero estructural.**

- a). Alta resistencia: la alta resistencia del acero por unidad de peso, permite estructuras relativamente livianas, lo cual es de gran importancia en la construcción de puentes, edificios altos y estructuras cimentadas en suelos blandos.
- b). Homogeneidad: las propiedades del acero no se alteran con el tiempo, ni varían con la localización en los elementos estructurales.



- c). Elasticidad: el acero es el material que más se acerca a un comportamiento linealmente elástico (Ley de Hooke) hasta alcanzar esfuerzos considerables.
- d). Precisión dimensional: los perfiles laminados están fabricados bajo estándares que permiten establecer de manera muy precisa las propiedades geométricas de la sección.
- e). Ductilidad: el acero permite soportar grandes deformaciones sin falla, alcanzando altos esfuerzos en tensión, ayudando a que las fallas sean evidentes.
- f). Tenacidad: el acero tiene la capacidad de absorber grandes cantidades de energía en deformación (elástica e inelástica).
- g). Facilidad de unión con otros miembros: el acero en perfiles se puede conectar fácilmente a través de remaches, tornillos o soldadura con otros perfiles.
- h). Rapidez de montaje: la velocidad de construcción en acero es muy superior al resto de los materiales.
- i). Disponibilidad de secciones y tamaños: el acero se encuentra disponible en una variedad de perfiles para optimizar su uso en gran cantidad de tamaños y formas.
- j). Costo de recuperación: las estructuras de acero de desecho, tienen un costo de recuperación en el peor de los casos como chatarra de acero.

- k). Reciclable: el acero es un material 100 % reciclable además de ser degradable por lo que no contamina.
- l). Permite ampliaciones fácilmente: el acero permite modificaciones y/o ampliaciones en proyectos de manera relativamente sencilla.
- m). Se pueden prefabricar estructuras: el acero permite realizar la mayor parte posible de una estructura en taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud.

#### **2.1.2.- Desventajas del acero:**

- a). Corrosión: el acero expuesto a intemperie sufre corrosión por lo que deben recubrirse siempre con esmaltes alquidáticos (primarios anticorrosivos) exceptuando a los aceros especiales como el inoxidable.
- b). Calor, fuego: en el caso de incendios, el calor se propaga rápidamente por las estructuras haciendo disminuir su resistencia hasta alcanzar temperaturas donde el acero se comporta plásticamente, debiendo protegerse con recubrimientos aislantes del calor y del fuego (retardantes) como mortero, concreto, asbesto, etc.
- c). Pandeo elástico: debido a su alta resistencia/peso el empleo de perfiles esbeltos sujetos a compresión, los hace susceptibles al pandeo elástico, por lo que en ocasiones no son económicos las columnas de acero.
- d). Fatiga: la resistencia del acero (así como del resto de los materiales), puede disminuir cuando se somete a un gran número de inversiones de carga o a cambios frecuentes de magnitud de esfuerzos a tensión (cargas

pulsantes y alternativas). Resistencia de plastificación solamente para columnas cortas.

e). Especificaciones aplicables a las estructuras metálicas

En la empresa donde laboro actualmente (SIME), que es una organización certificada en “Sistema de Gestión de Calidad ISO 9001:2008” donde los procesos de Diseño, fabricación, montaje, control de calidad y los demás procesos son ejecutados basados en normas acreditados por algún ente nacional o internacional. Las especificaciones que mencionaremos son aplicables a las construcciones de acero estructural, de los proyectos realizados por SIME.

Todos los trabajos de fabricación de estructuras de acero aquí indicados y especificados se complementarán con lo señalado en los siguientes reglamentos, estándares y normas:

- CMAA 74 Crane Manufacturing Association of America (Asociación Americana de Fabricantes de Grúas).
- FEM Federación Europea de Manutención.
- AWS D.1.1 - 2004 American Welding Society Structural Welding Code Steel (Norma de soldadura para estructuras metálicas)
- AWS A2.4 -. 93 Símbolos Normalizados para Soldeo.
- ASTM American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para la Evaluación de Materiales).
- SSPC Steel Structures Painting Council

- AISI American Iron and Steel Institute
- AISC American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de Construcciones de Acero).
- RNC – 2009 Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

Si alguna especificación discrepara, en algún modo, con una de las normas, estándares o reglamentos nombrados, la especificación tendrá la prioridad y será la que prevalezca.

## **2.2.- Viga tipo cajón**

Los puentes grúa se equipan según el tipo, con vigas de perfil laminado de alma llena o con vigas tipo cajón mientras las primeras están diseñadas para capacidades y luces pequeñas o medianas, las vigas tipo cajón soldadas se destinan a las más altas capacidades de carga que pueden ser de 100 toneladas y hasta 36 metros de luz para que con cualquier tamaño y carga se garanticen la calidad, la fiabilidad y la precisión hasta el más mínimo detalle, las vigas tipo cajón se fabrican con planchas de acero estructural de calidad.

Las vigas principales de los puentes grúa que se fabrican son calculadas de acuerdo a referencias bibliográficas reconocidas. Su dimensionamiento está en función del trabajo que va a desarrollar. En versión estándar, la viga principal tipo cajón diseñados para fábricas de estructuras metálicas son de clase “C” según CMAA.

Su dimensionamiento está calculado para resistir las cargas verticales producidas por el peso de la carga, del carro y del puente mismo, así como las cargas horizontales producidas en el frenado del carro y del puente.

Las vigas principales de los puente grúas en versión monoviga o birriel, son diseñados, en forma de cajón, presentando como ventajas el peso propio muy reducido para su capacidad de carga útil. Estas ventajas influyen en que no se sobrecarguen las estructuras de las edificaciones, con vigas pesadas, carriles de rodadura, etc. En consecuencia, menor potencia de motores y aprovechamiento máximo de los espacios disponibles; y como resultado, economía en las estructuras y menor consumo de energía en los motores.

Las vigas tipo cajón de los puentes grúa, así como la estructura de las vigas testeros, son construidas en un ambiente preparado (piso de concreto nivelado) con mano de obra calificada. Para su soldadura se recomienda el empleo de una instalación automática de arco sumergido (Proceso de soldadura SAW) que garantiza una buena calidad. También se recomienda contar con un área de control de calidad encargado de la inspección antes, durante y después de la fabricación de los puentes grúa, testeros y demás estructuras.

La instalación y la puesta en servicio del puente grúa se realiza con equipo especial para tal efecto, garantizando el nivel y la alineación de todo el conjunto del puente grúa según las dimensiones requeridas.



**Figura 2.1 Vista del armado de una viga tipo cajón**

## **2.3.- Uniones**

### **2.3.1.- Uniones soldadas**

Las uniones soldadas en las estructuras se dan de acuerdo a los diferentes detalles de empalmes que se presentan en el diseño, donde se sueldan diferentes perfiles estructurales que existen en el mercado o se arman perfiles no estandarizados. La soldadura deberá estar conforme con la norma de soldadura de estructuras metálicas de la Sociedad Americana de Soldadores (AWS D.1.1 - 2004).

#### **A.-Procesos de soldadura**

##### **a).- Proceso SMAW (Shield Metal Arc Welding AWS 3.0)**

Este proceso es la soldadura metálica por arco con electrodo revestido

donde el calor necesario para lograr la fusión de los componentes se obtiene de un arco eléctrico formado entre un electrodo recubierto, en forma de varilla y la pieza de trabajo. Las funciones del revestimiento son estabilizar el arco eléctrico (función eléctrica), producir un escudo de escoria para la protección del depósito durante el enfriamiento y determina la geometría y limpieza del cordón de soldadura (función física), aportar elementos de aleación que mejoran las propiedades mecánicas del cordón y compensar las pérdidas por evaporación (función metalúrgica).

**Ventajas del proceso SMAW:**

- El equipo es relativamente simple, portátil y económico.
- La protección del metal de aporte y del charco de soldadura está en el electrodo revestido.
- Es menos sensible a las corrientes de aire que los procesos que requieren gas de protección.
- Para la mayoría de las aleaciones comerciales existe disponibilidad de electrodos.

**Limitaciones:**

- El operador requiere de una mayor habilidad que en los procesos de alambre.
- La aplicación es más lenta que en los procesos de alambre.
- Se requiere de mayor tiempo de limpieza para los cordones.
- Este proceso tiene la eficiencia más baja.

El electrodo que se usa para la soldadura de acero estructural es generalmente del tipo E70XX (electrodo básico de bajo hidrógeno) y deben ser adquiridos en envases herméticamente sellados o en caso contrario, cuando son expuestos al medio ambiente por menos de 4 horas, estos electrodos pueden pasar un periodo de mantenimiento de 4 horas en un horno a 120° C como mínimo. Los electrodos de bajo hidrógeno que son expuestos al medio ambiente por más de 4 horas recibirán un mantenimiento de secado durante 2 horas como mínimo entre 260° y 430°, luego pueden ser despachados para su uso.

Los electrodos de soldadura que hayan sido removidos de su envase original deberán de ser protegidos y almacenados de manera que no se afecten las propiedades de soldadura. Los electrodos deben estar secos y en condiciones adecuadas para su uso, también no podrán ser resecados más de una vez, recomendable indicar en el plano.

#### **b).- Proceso de soldadura GMAW (Gas Metal Arc Welding AWS 2.4)**

El proceso de soldadura GMAW o Soldadura MIG (Metal Inert Gas) es también conocida como Gas Arco Metal o MAG, donde un arco eléctrico es mantenido entre un alambre sólido que funciona como electrodo continuo y la pieza de trabajo. El arco y la soldadura fundida son protegidos por un chorro de gas inerte o activo. El proceso puede ser usado en la mayoría de los metales y la gama de alambres en diferentes aleaciones y aplicaciones es casi infinita.

La soldadura MIG es inherentemente más productiva que el proceso SMAW, donde las pérdidas de productividad ocurren cada vez que el soldador



se detiene para reemplazar el electrodo consumido; también es notable la pérdida, cuando el restante del electrodo que es sujetado por el porta electrodo es tirado a la basura, en algunos casos es reciclado.

Por cada Kilogramo de varilla de electrodo recubierto comprado, solamente alrededor del 65% es aprovechado como parte de la soldadura, el resto es tirado a la basura o solo en algunos casos reciclado. El uso de alambre sólido y el alambre tubular ha incrementado la eficiencia entre 80-95 % a los procesos de soldadura.

Continuos desarrollos al proceso de soldadura MIG lo han convertido en un proceso aplicable a todos los metales comercialmente importantes como el acero, aluminio, acero inoxidable, cobre y algunos otros. Materiales por encima de 0.76 mm (0.030-in) de espesor pueden ser soldados en cualquier posición, incluyendo plana, vertical y sobre cabeza.

Es muy simple seleccionar el equipo, el alambre o electrodo, el gas de la aplicación y las condiciones optimas para producir soldaduras de alta calidad a muy bajo costo.

#### **B).- Calificación de procedimientos de soldadura.**

Los procedimientos para la calificación de soldaduras de penetración total, penetración parcial a tope biseladas y en filete deberán estar de acuerdo a la norma AWS D1.1-2004.

En la sección 3 de la Norma se detallan los requerimientos que debe tener un WPS (especificaciones del procedimiento de soldadura) para estar exceptuado de los requerimientos de calificación de la sección 4 de la Norma.

Existen procedimientos de soldadura que a lo largo del tiempo han mostrado una performance aceptable en múltiples aplicaciones, por lo cual no se requiere una calificación del mismo. Para que un procedimiento sea precalificado, todas sus variables deben ser precalificadas.

Para que un WPS sea precalificado, debe cumplirse los siguientes:

- Debe usarse un proceso de soldadura precalificado: SMAW, SAW, FCAW, GMAW, excepto GMAW-S.
- Se debe usar una combinación material base/material de aporte precalificada (Ver 3.3 y tabla 3.1 de la norma). Observar los requerimientos en cuanto a la relación de resistencia entre el material base y el material de aporte.
- Se debe usar una temperatura de precalentamiento e interpase precalificadas (Ver 3.5 y tabla 3.2 de la norma).
- Se debe cumplir con los requerimientos para soldaduras en filete (referencia 3.9 y tabla 5.8 de la norma).
- Se debe cumplir con los requerimientos comunes de soldadura de bisel para uniones PJP (unión con penetración parcial) y CJP (unión con penetración total) (referencia 3.11 de la norma). Además se deben cumplir los requerimientos para uniones de bisel PJP (referencia 3.12 de la norma) y CJP (referencia 3.13 de la norma).

El uso de un WPS precalificado no implica que su uso generará uniones que cumplan los requerimientos o condiciones de calidad exigidas por el código. Es responsabilidad del constructor verificar que las variables seleccionadas sean adecuadas para la aplicación específica.

Se considerarán precalificados y no se necesitan ensayos ni calificaciones especiales aquellos procedimientos de soldadura que sigan en todo respecto las normas de la sección 3 del AWS D1.1.

Todos los procedimientos con metales base y aporte con un mínimo de 690 MPa (100 Ksi; 70,5 Kg/mm<sup>2</sup>) o más, deberán ser calificados por medio de pruebas, a satisfacción del interventor.

A excepción de los procedimientos aprobados, todos los procedimientos de soldadura deberán estar calificados por medio de ensayos, antes de ser usados. Los soldadores, operarios y apuntaladores que se vayan a emplear bajo esta Norma deberán haber sido calificados.

Cada fabricante deberá hacer los ensayos requeridos para calificar los procedimientos de soldadura que se vayan aplicar. La responsabilidad de la calificación está a cargo del inspector debidamente calificado.

Para la calificación de procedimientos de soldadura se deben tener en cuenta los siguientes:

**B.1).- Limitación de variables (ver tabla 3.1 de la Norma)**

- La calificación de un procedimiento hecha con un metal base del grupo I; también califica para soldar cualquier otro metal base o cualquier combinación de metales incluidos en este grupo.
- La calificación de un procedimiento hecha con un metal base del grupo II; también califica para soldar cualquier otro metal base o cualquier combinación de metales incluidos en este grupo, o con otros aceros incluidos en el grupo I.

- La calificación de un procedimiento hecha con un metal base del grupo III, IV o V calificará únicamente para soldar metales base de la misma especificación y del mismo grado o tipo
- Los cambios de variables serán considerados como cambios importantes en un procedimiento y obligarán a establecer una nueva calificación del procedimiento.

## **B.2) Cambio de variables esenciales para una recalificación**

### **En el proceso SMAW**

- Un cambio que aumente la resistencia del metal de aporte; E70xx a E80xx, pero no viceversa
- Un cambio de un electrodo de bajo H2 a un tipo no bajo en H2, pero no viceversa
- Un aumento en el diámetro del electrodo en más  $>1/32''$

### **En el proceso SAW (Soldadura por Arco Sumergido):**

- Un cambio que aumente la resistencia del metal de aporte; de grado 80 a grado 90, pero no viceversa
- Un cambio en el diámetro del electrodo cuando se use fundente de aleación

### **En el proceso GMAW:**

- Un cambio en el diámetro del alambre
- Un cambio de un solo gas a otro gas o a una mezcla de gases

**B.3).- Tipos de pruebas para la calificación.-** Estas pruebas se dan de acuerdo al tipo de unión.

**Soldaduras con bisel:**

- Ensayo de tracción de sección reducida.
- Ensayo de dobles de raíz, de cara y de lado, transversal
- Ensayo de dobles de raíz y de cara, longitudinal
- Ensayo de tensión de sólo el metal de aporte
- Ensayos de impacto
- Ensayo de macro ataque
- Ensayos radiográficos o de ultrasonido

**Soldaduras de filete:**

- Ensayo de macro ataque
- Ensayo de dobles de lado
- Ensayo de sólo el metal de aporte

**B.4).- Metal base y su preparación.-** El metal base y su preparación para la soldadura deberá cumplir con la especificación del procedimiento de soldadura.

**B.5).- Posición de las soldaduras de ensayo**

**Planchas**

- Posición (1G), plana
- Posición (2G), horizontal
- Posición (3G), vertical
- Posición (4G), sobre cabeza

**Tubos**

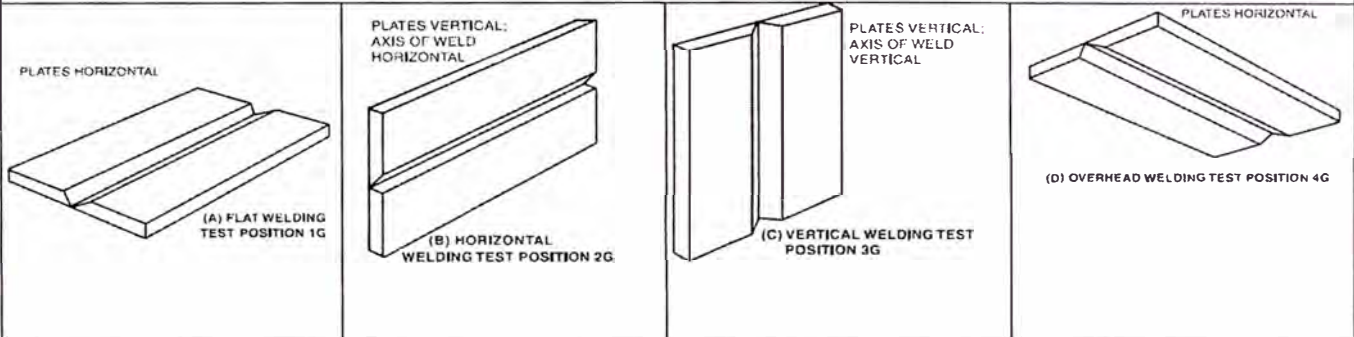
- Posición (1G), tubo horizontal rotado
- Posición (2G), tubo vertical
- Posición (5G), tubo horizontal fijo
- Posición (6G), tubo inclinado 45° fijo
- Posición (6GR), tubo inclinado 45° fijo conexiones tubulares T, K y Y

**Filete**

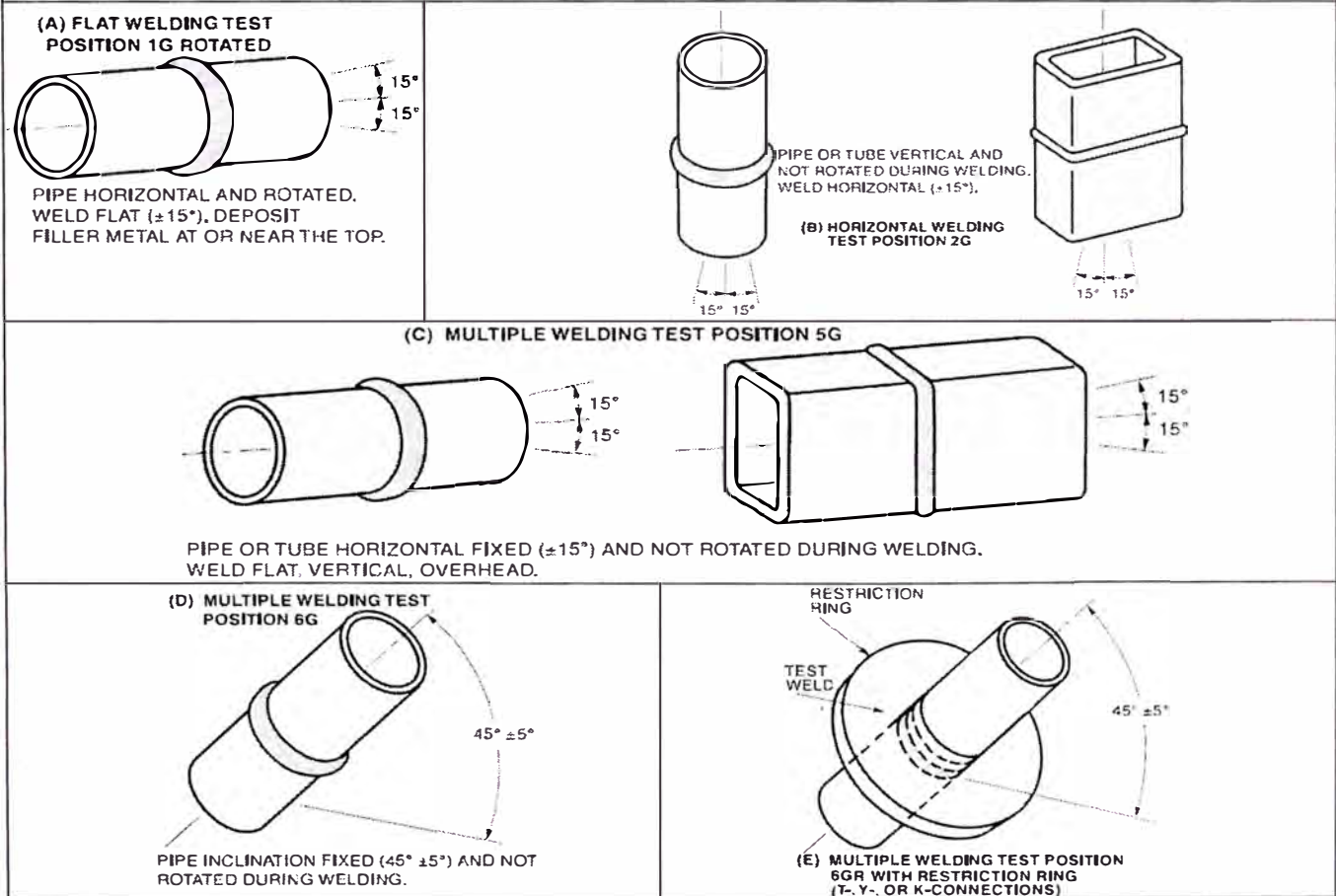
- Posición (1F), plana
- Posición (2F), horizontal
- Posición (3F), vertical
- Posición (4F), sobre cabeza

Las imágenes mostradas en los cuadros siguientes representan las posiciones de las soldaduras de ensayo para planchas, tubos y soldaduras en filete.

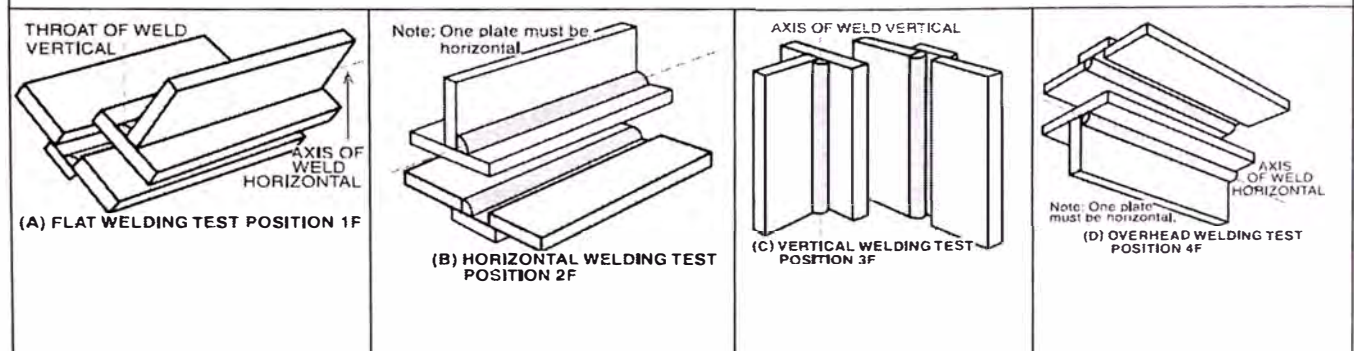
**Planchas**



**Tubos**



**Filetes**



**B.6).- Procedimiento de juntas soldadas.-** El procedimiento de juntas soldadas deberá cumplir en todo con la especificación del procedimiento de soldadura (WPS).

**B.7).- Muestras para pruebas, cantidad, tipo y preparación.-** Según el tipo de unión que se quiere calificar nos podemos guiar según la tabla 4.2 de la Norma.

**B.8).- Resultados requeridos de los ensayos**

**a). Ensayo de tracción de sección reducida.-** La resistencia a la tracción no debe ser menor que el mínimo de tensión especificado para el metal base usado.

**b). Ensayo de dobles de la raíz, cara y lado.-** Se debe examinar visualmente la superficie convexa de la muestra para ver si se encuentra discontinuidades en la superficie. Para ser aceptada la superficie no deberá tener discontinuidades que excedan las siguientes dimensiones:

- 3 mm medida en cualquier dirección sobre la superficie.
- 10 mm como suma de las mayores dimensiones de todas las discontinuidades mayores a 1mm; pero que sean iguales o menores de 3mm.
- 6mm como máxima grieta en esquina, excepto cuando tal grieta resulta de inclusiones de escoria visibles o de otro tipo de discontinuidades del tipo de fusión, en cuyo caso se aplicará el máximo de 3mm.
- Las muestras con grieta de esquina que excedan 6mm sin ninguna evidencia de inclusiones de escoria u otro tipo de discontinuidades del



tipo fusión, se desecha y se deberá ensayar otra muestra sacada de la misma soldadura original.

**c). Ensayos radiográficos o de ultrasonido.-** Para que la soldadura sea calificada como aceptable, según lo revelen los ensayos radiográficos o de ultrasonido, deben cumplir con los requisitos según sea aplicable.

**d). Inspección visual.-** Para que una unión soldada de prueba sea calificada como aceptable, debe cumplir con los siguientes requerimientos:

- La soldadura no debe presentar grietas en ningún de los casos.
- Todos los cráteres se han llenado hasta la sección completa de la soldadura.
- El socavado no debe exceder 1mm, el sobre espesor de soldadura y el metal base no debe exceder 3mm.
- Debe inspeccionarse la raíz de la soldadura y no debe haber evidencia de fisuras, fusión incompleta o penetración inadecuada de la junta.
- La concavidad máxima de la superficie de la raíz debe ser de 1,6mm y la fusión máxima debe ser de 3mm.

**B.9). Registros.-** Los registros de los resultados de los ensayos deben ser guardados por el fabricante y deben estar disponibles para los que estén autorizados a revisarlos.

**B.10). Repetición de los ensayos**

- Si una de las muestras ensayadas no cumple con los requisitos de la prueba, se pueden efectuar dos nuevos ensayos para el tipo particular de muestra, con muestras cortadas del mismo material usado para el proceso de calificación. Los resultados de ambas muestras deben cumplir con los requisitos del ensayo.
- Para material cuyo espesor sea mayor de 38mm, la falla de una muestra requerirá el ensayo de todas las muestras del mismo tipo.

**C). Calificación de soldadores.-** Para la calificación de soldadores se realizan pruebas específicamente ideadas para determinar la capacidad de un soldador, operador de soldadura o de un soldador por puntos para producir soldaduras sanas. No se intenta que las pruebas de calificación sean usadas como guías para soldar o soldar por puntos durante la verdadera construcción, esta debe realizarse en conformidad con un WPS.

Las posiciones calificadas de soldadura para producción, en las cuales está calificado un soldador deben estar en conformidad con la tabla 4.9 de la Norma y para la calificación de espesores y diámetros en producción; el rango de los espesores y diámetros para soldadura en producción, por lo cual está calificado un soldador u operador de soldadura, debe estar conforme con la tabla 4.10 de la Norma.

### **Tipos de pruebas requeridas para calificación de soldadores**

El tipo y la cantidad de pruebas requeridas para soldadores u operadores de soldadura deben estar conforme a la tabla 4.10 de la Norma de soldadura. A continuación algunos requerimientos de los ensayos para la calificación:

- Inspección visual (ver 4.8.1 de la Norma) usar los requerimientos para WPS.
- Doble en cara, raíz y lado (ver 4.8.3.1 de la Norma) use los requerimientos para WPS
- Macroataque (ver 4.30.2 de la Norma)
- Rotura de soldadura en filete (ver 4.30.4 de la Norma)
- La excepción para juntas soldadas por GMAW-S, se puede hacer examen radiográfico de una plancha de prueba o tubo en lugar de las pruebas de doblez prescritas en la parte C de la Norma.

### **Preparación de formulario para calificación**

- El personal de soldadura debe seguir una WPS aplicable para la prueba.
- Rigen todas las limitaciones de la WPS para variables esenciales del 4.7 de la Norma, adicionalmente a la performance de las variables esenciales del 4.22 de la Norma.
- El registro, sobre calificación por escrito debe listar todas las variables esenciales de la tabla 4.10 de la Norma de soldadura.
- Formularios sugeridos se encuentra en el anexo E de la Norma de soldadura.

**Los métodos de prueba y criterios de aceptación se dan como sigue:**

**a). Inspección visual.-** Para que una unión soldada de prueba sea calificada como aceptable, debe cumplir con los siguientes requerimientos (ver 4.8.1 de la Norma):

- La soldadura no debe presentar grietas.
- Todos los cráteres se han llenado hasta la sección completa de la soldadura
- El socavado no debe exceder 1mm, el refuerzo del metal base y la soldadura no debe exceder 3mm
- Debe inspeccionarse la raíz de la soldadura y no debe haber evidencia de fisuras, fusión incompleta o penetración inadecuada de la junta
- La concavidad máxima de la superficie de la raíz debe ser de 1.6mm y la fusión máxima debe ser de 3mm.

**b). Prueba de macro ataque.-** Los especímenes de prueba deben prepararse con un acabado adecuado para el examen y seguir los siguientes criterios de aceptación:

- Las soldaduras en filete deben tener fusión hasta la raíz de la junta, pero no necesariamente mas allá.
- El tamaño máximo de la pierna debe cumplir con el tamaño especificado de la soldadura en filete.
- No debe tener ninguna fisura.

- Ninguna socavación que exceda 1mm.
- Porosidad máxima de 1mm, la acumulada no debe exceder 6mm.
- Sin escoria agrupada, la suma de las dimensiones más grandes de la misma no debe exceder 4 mm.

**c). Prueba radiográfica.-** Si en lugar de las pruebas prescritas de dobléz se usa RT, el refuerzo no necesita ser retirado; si se remueve el refuerzo, la raíz debe esmerilarse al ras con el metal base. La técnica y los procedimientos deben estar de acuerdo con los requerimientos de la Parte E y Sección 6. Los criterios de aceptación deben estar conformes con los requerimientos de 6.12.2 de la Norma de soldadura.

**d). Prueba de rotura de soldadura en filete.-** Toda la longitud de soldadura debe ser examinada visualmente, esta prueba consiste en que la raíz debe ser sometida a tracción y la probeta debe tener un empalme de soldadura para ser sometida a este ensayo, la probeta debe romper o doblarse sobre si mismo.

Durante el examen visual antes de la rotura, la soldadura debe presentar uniformidad y debe estar libre de solapaduras, fisuras y socavaciones, no debe estar visible ninguna porosidad en la superficie, el espécimen pasa si:

- ❖ Se dobla plenamente sobre si mismo

- ❖ Si esta fracturada, debe tener una fusión completa, sin inclusión o porosidad mayor que 2mm como diámetro más grande
- ❖ La suma de las dimensiones más grandes de todas las inclusiones y porosidad no debe exceder 10mm en el espécimen de 150mm de longitud de soldadura.

**e). Especímenes de dobles en la raíz, cara y lado.-** Respecto a criterios de aceptación ver 4.8.3.3 de la Norma, se debe examinar visualmente la superficie convexa de la muestra para ver si se encuentra discontinuidades en la superficie. Para ser aceptada la superficie no deberá tener discontinuidades que excedan las siguientes dimensiones:

- 3 mm medida en cualquier dirección sobre la superficie.
- 10 mm como suma de las mayores dimensiones de todas las discontinuidades >1mm; pero que sean iguales o menores de 3mm.
- 6mm como máxima grieta en esquina, excepto cuando tal grieta resulta de inclusiones de escoria visibles o de otro tipo de discontinuidades del tipo de fusión, en cuyo caso se aplicara el máximo de 3mm.
- Las muestras con grieta de esquina que excedan 6mm sin ninguna evidencia de inclusiones de escoria u otro tipo de discontinuidades del tipo fusión, se desecha y se deberá ensayar otra muestra sacada de la misma soldadura original.

**f). Repetición de prueba.-** Si un soldador, operador de soldadura o soldador por puntos falla en una prueba de calificación; si existe una razón específica para cuestionar sus capacidades de soldadura o si ha expirado el periodo de efectividad, entonces rige los siguientes requerimientos para repetición de pruebas:

- Repetición inmediata, la prueba consiste de dos soldaduras de cada tipo y posición en que haya fallado, los resultados deben cumplir con los requerimientos especificados.
- Repetición después de nuevo entrenamiento, debe hacerse repetición completa para los tipos y posiciones fallados o en duda, luego de un entrenamiento.
- Repetición después de expedición de calificación, para una recalificación usar para la prueba un espesor de 9 mm.
- Excepción-falla de repetición de prueba para una recalificación, no debe permitirse una repetición de prueba inmediata después de fallar en una repetición de prueba para recalificación; se debe realizar luego de un mayor entrenamiento.

Todos los soldadores deberán ser calificados de acuerdo a las especificaciones de la norma AWS D1.1 - 2004 y también deben tener documentado sus respectivos certificados de calificación. El certificado deberá mostrar que el soldador ha venido efectuando soldaduras del tipo requerido en el trabajo. El certificado del soldador debe indicar la institución

que lo otorga, el tipo de examen, el tipo de muestras, la posición de la soldadura, resultado de pruebas y fecha de evaluación.

## **D). Inspección de soldadura**

**D.1). Inspección visual (VT):** En cualquier programa efectivo de control de calidad de soldadura, la inspección visual provee el elemento básico para la evaluación de las estructuras que están siendo construidos. La principal limitación del método de inspección visual es que solamente va a revelar aquellas discontinuidades que aparezcan en la superficie. Por esto es importante para el inspector de soldadura observar muchas de las superficies iniciales e intermedias de la junta y de la soldadura.

Debido a su relativa simplicidad y al equipo reducido que es requerido, la inspección visual es una herramienta de control de calidad con una relación de costo muy efectiva. Esta relación se agranda cuando la inspección visual revela un defecto ni bien ocurre, de manera que pueda ser corregido inmediatamente y de forma más económica. La inspección visual se da antes, durante y después de la soldadura.

### **Antes de la Soldadura**

- Revisar la documentación aplicable
- Verificar los procedimientos de soldadura
- Verificar las calificaciones de cada soldador
- Establecer los puntos de espera.
- Desarrollar el plan de inspección



- Desarrollar el plan para los registros de inspección y el mantenimiento de esos registros.
- Desarrollar el sistema de identificación de rechazos.
- Verificar el estado del equipo de soldadura
- Verificar la calidad y el estado del metal base y los materiales de aporte a ser usados
- Verificar los preparativos para la soldadura
- Verificar la presentación de la junta
- Verificar la limpieza de la junta
- Verificar precalentamiento si se requiere

### **Durante la Soldadura**

- Verificar que las variables de soldadura estén de acuerdo con el procedimiento de soldadura
- Verificar la calidad de cada pasada de soldadura
- Verificar la limpieza entre pasadas
- Verificar la temperatura entre pasadas
- Verificar la secuencia y ubicación de las pasadas de soldadura individuales
- Verificar las superficies repeladas
- Si se requiere, verificar los ensayos NDE durante el proceso.

### **Después de la Soldadura**

- Verificar el aspecto final de la soldadura terminada.

- Verificar el tamaño de la soldadura
- Verificar la longitud de la soldadura.
- Verificar la precisión dimensional del componente soldado.
- Si se requiere, verificar los ensayos NDE adicionales.
- Si se requiere verificar el tratamiento térmico posterior a la soldadura.
- Preparar los reportes de inspección.

## **D.2). Ensayos No Destructivos (NDT)**

Existen numerosos ensayos no destructivos usados para evaluar los metales base a ser unidos como así también las soldaduras. Serán discutidos los métodos más comunes de ensayo, mostrando sus ventajas, limitaciones y aplicaciones. Es importante entender como ellos proveen los elementos esenciales. Esto va a ayudar en la decisión de que método de ensayo no destructivo es el más conveniente para una aplicación particular. Los métodos de ensayo a ser discutidos están puestos a continuación con sus abreviaturas en paréntesis:

- a). Líquidos Penetrantes (PT)
- b). Partículas Magnéticas (MT)
- c). Radiografías (RT)
- d). Ultrasonido (UT)

### **a). Líquidos Penetrantes (PT)**

El primer paso para realizar el ensayo de líquidos penetrantes es limpiar cuidadosamente la superficie del objeto a ensayar. Debido a que este ensayo es

para revelar discontinuidades superficiales, este paso es extremadamente importante. El objeto a ensayar debe estar libre de polvo, aceite, humedad, pintura, etc.

Una vez que la superficie está bien limpia y seca, el penetrante es aplicado sobre la unión, esto puede lograrse sumergiendo la pieza a ensayar en el penetrante. En piezas grandes, el penetrante puede aplicarse mediante un spray o un pincel. Debe permitirse que el penetrante permanezca sobre la superficie de ensayo por un periodo de 5 a 30 minutos (tiempo de penetración). El tiempo de penetración depende de: el fabricante del penetrante, de la temperatura de la pieza y del tamaño de las discontinuidades en cuestión. La superficie a ensayar debe mantenerse mojada por el penetrante durante todo este tiempo de manera que el penetrante pueda fluir entre las aberturas superficiales.

El penetrante es llevado dentro de las pequeñas fisuras por una acción que se conoce como efecto capilar. La superficie del objeto a ensayar es limpiada cuidadosamente del exceso de penetrante. Debe tenerse cuidado de limpiar la superficie lo suficiente para prevenir la presencia de un exceso de penetrante sobre la superficie que pueda enmascarar las indicaciones reales y perder así el revelado de alguna discontinuidad.

Una vez que el exceso de penetrante ha sido removido, es aplicado el revelador. Puede ser un polvo seco o un polvo suspendido en un líquido volátil que se evapore rápidamente, dejando al polvo sobre la superficie. Es importante que el revelador sea aplicado en una capa fina y uniforme. Una capa fina de revelador puede marcar indicaciones muy pequeñas.

El revelador absorbe al penetrante afuera de cualquier discontinuidad superficial para crear una indicación contrastante de la misma manera que un material absorbente seca a un líquido. Este “sangrado” agranda cualquier pequeña discontinuidad de manera que pueda ser fácilmente vista. Cuando se usa un penetrante visible, la evaluación es realizada bajo luz blanca mientras que con el uso de penetrante fluorescente va a requerir que la evaluación sea realizada bajo una luz ultravioleta (negra) en un área oscurecida.

El proceso es fácilmente transportable, especialmente los removibles mediante solvente. Para este método, hay latas de aerosol de penetrante, revelador y revelador que pueden ser llevados a cualquier lugar de ensayo. Dependiendo del tipo de sistema penetrante usado, el equipo requerido puede ser mínimo, permitiendo el uso del ensayo de líquidos penetrante sin un costo excesivo comparado con otros métodos de ensayo.

Uno de las limitaciones más importantes del ensayo de líquidos penetrantes es que no detecta discontinuidades sub superficiales. También es desechado porque lleva demasiado tiempo cuando se lo compara con otros ensayos como el de partículas magnéticas.

Una vez que ha sido descubierta una indicación, puede ser registrada permanentemente mediante una fotografía o un esquema. Cuando se usa el método PT, es imperativo remover todos los materiales del ensayo incluyendo el exceso de penetrante, limpiador y revelador antes de soldar. Encender un arco sobre una superficie que contenga estos materiales no solamente afecta la calidad de la soldadura, también puede resulta en la formación de humos nocivos o peligrosos que pueden crear un riesgo para la seguridad del personal.

**b). Partículas Magnéticas (MT)**

Este particular método de ensayo no destructivo es principalmente usado para detectar discontinuidades superficiales en materiales ferromagnéticos. Si bien pueden observarse discontinuidades sub superficiales muy cercanas a la superficie, son muy difíciles de interpretar, y generalmente son ignoradas.

Si bien existen distintos tipos de ensayos de partículas magnéticas, todos basan su funcionamiento en el mismo principio general. Por esto, todos estos ensayos van a ser realizados mediante la creación de un campo magnético en una parte y aplicando partículas de hierro sobre la superficie a ensayar.

Una vez que la parte ha sido magnetizada, las partículas de hierro son rociadas sobre la superficie. Si las discontinuidades están presentes, estas partículas van a ser atraídas y sostenidas en el lugar para proveer una indicación visual. La mayoría de los ensayos de partículas magnéticas usan un equipo electromagnético.

Con el magnetismo longitudinal, aquellas discontinuidades que se encuentren perpendiculares a las líneas de fuerza van a ser fácilmente revelados. Aquellas que se encuentren a  $45^\circ$  con respecto al campo también van a ser revelados, pero si la discontinuidad se encuentra paralelo al campo magnético inducido, no va a ser revelada.

El otro tipo de campo magnético es conocido como magnetismo circular. Para crear este tipo de campo magnético, la pieza a ser ensayada se vuelve el conductor eléctrico de manera que el campo magnético inducido tiende a encerrar la parte perpendicular a su eje longitudinal.

Un aspecto importante del campo magnético circular es que el magnetismo es totalmente contenido adentro del material ferromagnético mientras que el campo magnético longitudinal es inducido en la pieza por el conductor eléctrico que lo envuelve. Por esta razón, el campo magnético circular es generalmente considerado más potente, haciendo que el magnetismo circular sea más sensible para un nivel dado de corriente eléctrica.

El equipamiento usado con este método varía en tamaño, portabilidad y costo. Las unidades yugo de corriente alterna son muy portátiles y útiles para inspeccionar objetos muy grandes. Estos objetos pueden incluir edificios, puentes, tanques, recipientes o grandes soldaduras.

Las partículas de acero usadas son muy pequeñas y generalmente proveen un color vívido que contrasta con el del objeto a ensayar. Los colores comúnmente disponibles incluyen al gris, blanco, amarillo, azul y negro. Son conocidos como partículas visibles y son usados bajo una luz fuerte. Las partículas de acero también pueden obtenerse bajo luz ultravioleta y su sensibilidad es mayor.

La mayor limitación es que solamente puede ser usado en materiales que sean magnetizables. Otras limitaciones son que la mayoría de las partes requieren una desmagnetización después del ensayo y que los recubrimientos gruesos pueden enmascarar discontinuidades.

Los resultados del ensayo de partículas magnetizables pueden ser registrados mediante esquemas o fotografías.

**c). Ensayo Radiográfico (RT):**

La radiografía es un método de ensayo no destructivo basado en el principio de transmisión o absorción de radiación preferencial.

Las áreas de alta transmisión de radiación, o baja absorción, en la película revelada aparecen como áreas negras. Las áreas de baja transmisión de radiación, o alta absorción, en las películas reveladas aparecen como áreas claras. El área de menor espesor del objeto de ensayo produce un área más oscura en la película debido a que se transmite más radiación a la película. El área de mayor espesor del objeto de ensayo produce el área más clara porque el objeto absorbe más radiación y se transmite menos.

El plomo tiene la mayor densidad (11.34 g/cc), seguido en orden por el cobre (8.96 g/cc), el acero (7.85 g/cc), y el aluminio (2.70 g/cc). Con la mayor densidad, el plomo absorbe la mayor parte de la radiación, y por esto produce la película más clara.

La radiación de baja energía, que no sea de partículas, se da en la forma de radiación gamma o rayos X. Los rayos gamma son el resultado de la desintegración de los materiales radioactivos; las fuentes radioactivas incluyen al Iridio 192, Cesio 137 y Cobalto 60. Estas fuentes emiten radiación en forma constante y deben mantenerse en un contenedor de almacenamiento protegido, conocido como “cámara gamma”, cuando no está en uso. Estos contenedores frecuentemente emplean protecciones de plomo y acero.

Las discontinuidades por debajo de la superficie que son detectadas fácilmente por este método son las que tienen una densidad distinta al material que se está radiando. Estas incluyen huecos, inclusiones metálicas y no metálicas,

y fisuras y faltas de fusión alineadas en forma favorable. Los huecos tales como porosidad, producen áreas oscuras en la película, debido a que representan una pérdida significativa de densidad del material. Las inclusiones metálicas producen áreas claras en la película si tienen mayor densidad que la del objeto de ensayo.

El equipo requerido para realizar los ensayos radiográficos comienza con una fuente de radiación; esta fuente puede ser tanto una máquina de rayos X, que requiere una alimentación eléctrica, o un isótopo radioactivo que produce radiación gamma. Los isótopos ofrecen frecuentemente facilidad para su transporte. Cualquiera de los tipos de radiación requieren películas, porta películas hermético a la luz, y se usan letras de plomo para identificar el objeto de ensayo. Debido a la alta densidad del plomo, y el espesor incrementado en forma local, estas letras forman áreas claras en la película revelada. Los Indicadores de Calidad de Imagen (ICI), o penetrámetros se usan para verificar la resolución de sensibilidad del ensayo.

La mayor ventaja de este método de ensayo es que puede detectar discontinuidades por debajo de la superficie en todos los metales comunes de la ingeniería. Una ventaja posterior es que las películas reveladas sirven como un registro permanente excelente del ensayo, si se almacena apropiadamente lejos de calor y luz excesiva.

Junto con estas ventajas hay varias desventajas. Una de ellas es el riesgo impuesto a las personas por una exposición excesiva a la radiación. Los equipos de ensayos radiográficos pueden ser muy caros y los períodos de entrenamiento requeridos para lograr operadores e intérpretes competentes son largos. Otra



limitación de este método de ensayo es la necesidad de tener acceso a ambos lados del objeto de ensayo (un lado para la fuente y el opuesto para la película).

Otra desventaja del ensayo radiográfico es que puede no detectar las fallas que están consideradas como más críticas (fisuras y falta de fusión) salvo que la fuente de radiación esté orientada preferentemente con respecto a la dirección de la discontinuidad.

**d). Ensayo por Ultrasonido (UT):**

El ensayo por ultrasonido (UT) es un método de inspección que usa ondas sonoras de alta frecuencia, por encima del rango audible por el ser humano, para medir propiedades geométricas y físicas en los materiales. Un tipo de onda sonora, llamada longitudinal, viaja a 340 m/s en el aire, alrededor de 5790 m/s en acero y alrededor de 6100 m/s en aluminio. Los ensayo por ultrasonido usan energía eléctrica en la forma de voltaje aplicado, y este voltaje se convierte por un transductor en energía mecánica y en la forma de ondas sonoras. El transductor realiza esta conversión de energía debido al fenómeno conocido como efecto “piezoeléctrico”.

Las aplicaciones del ensayo por ultrasonido incluyen tanto la detección de discontinuidades superficiales o subsuperficiales. Este método es más sensible para discontinuidades planares, especialmente aquellas que están orientadas en forma perpendicular al haz sonoro. Por este método se pueden detectar laminaciones, fisuras, falta de fusión, inclusiones y agujeros. A la vez que determina si un metal es sano, pueden realizarse también mediciones de espesor.

Uno de los principales beneficios del ensayo por ultrasonido es que se considera como un ensayo verdaderamente volumétrico. Esto es, que es capaz de determinar no sólo la ubicación en longitud y lateral, sino que también provee al operador con una determinación de la profundidad de la discontinuidad debajo de la superficie. Otra mayor ventaja de ensayo por ultrasonido es que sólo requiere acceso de un solo lado del material a ser ensayado. Esta es una gran ventaja en la inspección de recipientes, tanques, y sistemas de cañerías.

Otra ventaja importante es que el ensayo por ultrasonido detecta de mejor manera aquellas discontinuidades planares críticas tales como fisuras y falta de fusión. El ensayo por ultrasonido es más sensible a discontinuidades que están perpendiculares al haz de sonido.

Debido a que se pueden alcanzar distintos ángulos de haz con cuñas de plexiglás, el ensayo por ultrasonido puede detectar laminaciones, falta de fusión y fisuras que están orientadas de manera tal que no podría hacerse con ensayo radiográfico. El ensayo por ultrasonido tiene capacidad de penetración profunda, hasta 200 pulgadas en acero, y puede ser muy preciso. Los equipos de ensayo por ultrasonido modernos tienen un peso muy bajo y frecuentemente la batería como fuente lo hace muy portátil. Las máquinas más nuevas tienen posibilidad de almacenar datos dentro de las unidades, que se pueden llevar con la mano y sólo pesa uno o dos libras.

La mayor limitación de este método de ensayo es que requiere operadores altamente capacitados y experimentados debido a que la interpretación puede ser dificultosa. También, la superficie del objeto de ensayo debe estar totalmente suave, y se requiere medio acoplante para el ensayo de contacto. Se requieren

normas de referencia, y este método de inspección de soldadura generalmente se limita a soldaduras a tope en materiales que tienen un espesor mayor a  $\frac{1}{4}$  in.

#### E). **Corte con Oxígeno**

Aquí, usamos una llama de oxígeno para calentar el metal a la temperatura a la cuál se oxida o quema rápidamente. La temperatura necesaria es conocida como la temperatura de 'ignición', y para los aceros, está alrededor de  $925^{\circ}$  C. Una vez que se alcanzó la temperatura, se dirige un chorro de oxígeno de corte de alta presión a la superficie calentada para producir una reacción de oxidación. Este chorro de oxígeno también tiende a remover la escoria y el residuo de óxido que se produce por esta reacción de oxidación. Por esto, el corte con oxígeno puede ser considerado como un tipo de proceso de corte químico.

Debe notarse que este corte puede realizarse usando distintos tipos de gases de combustibles, tales como acetileno, metano (gas natural) y propano. Cada uno provee distintos grados de eficiencia y puede requerir picos de corte ligeramente modificados. Otros factores que deben ser considerados cuando se selecciona el gas combustible adecuado, incluyen el tiempo de precalentamiento recibido, velocidades de corte, costo, disponibilidad, cantidad de oxígeno requerido para quemar el gas eficientemente, y transportar fácil y seguramente los contenedores de combustible.

A pesar que el corte con oxígeno se usa en forma extensa por muchas industrias, está limitado al corte de aceros al carbono y de baja aleación. En la medida que aumenta la cantidad de distintos elementos de aleación, pueden pasar una de las dos cosas siguientes: bien hacen el acero más difícil de cortar, o

pueden dar un aumento en la superficie de corte endurecida o afectadas por el calor o ambas.

Las ventajas del corte con oxígeno incluyen el equipo relativamente barato y portátil haciéndolo aplicable para el uso tanto en aplicaciones de campo y de taller. Se pueden realizar cortes en secciones tanto delgadas como de gran espesor. Cuando se compara con métodos de corte mecánicos de aceros, el corte por oxígeno es más económico. Para mejorar aún más la eficiencia, pueden usarse métodos de sopletes múltiples o cortar en forma apilada para hacer varias piezas a la vez.

### **2.3.2. Uniones empernadas**

Se considera pernos de alta resistencia los que cumplen las normas ASTM A-325 y ASTM A-490. Los pernos mencionados deben ajustarse hasta conseguir una tracción no menor que la indicada en la tabla 2.1. El ajuste será hecho por uno de los siguientes métodos: método de giro de la tuerca, indicador directo de tracción, llave de torque calibrada o con una llave tipo pistola de torque neumática calibrada.

<b>Tabla 2.1</b>		
<b>Tensión mínima de pernos, Kg*</b>		
Diámetro de perno	ASTM A-325	ASTM A-490
½"	5455	6818
5/8"	8636	10909
¾"	12727	15909
7/8"	17727	22273
1"	23183	29091
1 1/8"	25455	36364
1 ¼"	32273	46364
1 3/8"	38636	55000
1 ½"	46818	67273
<p>(*) Igual a 0.7 de la resistencia mínima en tracción de pernos, redondeada al más cercano Kg., como se indican en las especificaciones del ASTM para pernos A-325 y A-490 con rosca UNC.</p>		

La distancia mínima entre centros de agujeros estándar, agrandados o de ranura, no deberá ser menor a 2 2/3" veces el diámetro del perno, es recomendable una distancia de tres veces el diámetro del perno. La distancia del centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada no será menor de lo indicado en la tabla 2.2.

<b>Tabla 2.2</b> <b>Distancias mínimas a los bordes</b> (centro del agujero estándar al borde de la parte conectada)		
Diámetro nominal del perno o remache	Bordes cizallados	Bordes laminados o cortados a llama
½"	7/8"	¾"
⅝"	1 1/8"	7/8"
¾"	1 ¼"	1"
⅞"	1 ½"	1 1/8"
1"	1 ¾"	1 ¼"
1 ⅛"	2"	1 ½"
1 ¼"	2 ¼"	1 5/8"
> 1 ¼"	1 ¾"xdiámetro	1 ¼"xdiámetro
M16	28	22
M20	34	26
M 22	38	28
M 24	42 (d)	34
M 27	48 (d)	34
M 30	52	38
M 36	64	46
> M 36	1.75xdiámetro	1.25xdiámetro

### Tolerancias de agujeros para pernos de alta resistencia:

- 1/16" (1.6 mm) sobre el diámetro nominal del perno.
- Las dimensiones máximas de agujeros para pernos se da en la siguiente tabla:

<b>Tabla 2.3</b>				
<b>Dimensiones Nominales de Perforaciones</b>				
<b>Diámetro del perno</b>	<b>Dimensiones de las perforaciones</b>			
	<b>Estándar</b>	<b>Sobre dimensionados</b>	<b>Ovalados cortos</b>	<b>Ovalados largos</b>
½"	9/16"	5/8"	9/16"x11/16"	9/16"x1 ¼"
⅝"	11/16"	13/16"	11/16"x7/8"	11/16"x1 9/16"
¾"	13/16"	15/16"	13/16"x1"	13/16"x 1 7/8"
⅞"	15/16"	1 1/16"	15/16"x1 1/8"	15/16"x2 3/16"
1"	1 1/16"	1 ¼"	1 1/16x1 5/16"	1 1/16"x2 ½"
≥ 1 ⅛"	(d + 1/16")	(d + 5/16")	(d + 1/16")x(d + 3/8")	(d + 1/16")x2.5 d
M 16	18	20	18 x 22	18 x 40
M 20	22	24	22 x 26	22 x 50
M 22	24	28	24 x 30	24 x 55
M 24	27	30	27 x 32	27 x 60
M 27	30	35	30 x 37	30 x 67
M 30	33	38	33 x 40	33 x75
M 36	(d + 3)	(d + 8)	(d + 3) x (d + 10)	(d + 3) x 2.5 d

Los tamaños de perforación, en placas base, para pernos de anclaje se indican en la tabla 2.4.

<b>Tabla 2.4</b>			
<b>Diámetro de agujeros, en placas base, para pernos de anclaje (mm)</b>			
Diámetro del perno de anclaje	Diámetro de la perforación	Diámetro del perno de anclaje	Diámetro de la perforación
20	34	36	57
22	39	42	67
24	45	48	80
27	48	56	88
30	51	64	96

Las piezas empernadas se colocarán en estrecho contacto durante la colocación y fijación de los pernos. Cualquier desviación que ocurra durante el ensamble no deberá distorsionar el metal ni agrandar los agujeros. La mala coincidencia de los agujeros será motivo de rechazo de la pieza. La longitud de la rosca de los pernos deberá ser de tal medida que la conexión permita el uso de una sola arandela. Esta longitud deberá de verificarse en campo. No se permitirán conexiones con más de dos arandelas.

Los agujeros se harán con taladro o punzonado y su diámetro no será más de 1.6 mm (1/16 pulg.) mayor que el diámetro nominal del perno, a excepción de lo indicado expresamente en los planos.

Las superficies de contacto a ensamblarse deberán estar libres de suciedad, escamas, sueltas, rebabas y otros defectos que pudieran evitar un contacto firme de las partes, excepto las escamas de laminado firmemente adheridas. Las superficies de contacto para las juntas tipo fricción, estarán libres de aceite, pintura, barniz u otro



recubrimiento, pero podrán estar galvanizadas por inmersión en caliente, siempre que se cepillen o se traten con chorro de arena antes de colocar los pernos.

Las superficies de piezas unidas con pernos, que están en contacto con la cabeza o la tuerca, no tendrán una pendiente mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del perno; cuando la pendiente sea mayor se usará una arandela biselada para compensar la falta de paralelismo. Las partes unidas con pernos deben estar firmemente ajustadas entre sí durante la colocación de los pernos, y no deben quedar separadas por empaques o cualquier otro material compresible.

Todos los pernos de alta resistencia de la serie A325 se ajustarán hasta obtener una tensión inicial no menor que la dada en la tabla 2.3.2. A. Esto se logrará por medio de llaves calibradas adecuadamente (torquímetro).

Por ser puentes grúas, estructuras que además de ser resistentes deben ser herméticas, deberán cumplir con las siguientes particularidades:

Los puentes grúas serán inspeccionados en fábrica o taller para verificación de materiales, acabados y disposición general. Cualquier componente que no esté conforme en cuanto a materiales de fabricación, calidad de diseño y mano de obra o resultados de prueba, deberá ser solucionada o de lo contrario será rechazada y reemplazada.

## **2.4 Arenado y pintado**

Todos los componentes que se utilicen en un esquema de protección anticorrosivo tales como pinturas, catalizadores, diluyentes deben ser de un mismo fabricante y también deben tener certificados de calidad que garanticen el producto.

Las especificaciones del fabricante de las pinturas, prevalecerán en lo que se refiere a preparación de las pinturas, aplicación de las pinturas, tiempo de repintado y de curado por sobre las especificaciones del cliente.

Para el almacenamiento de las pinturas, se seguirán las recomendaciones del fabricante de las pinturas. No se deben utilizar componentes con fecha vencida del producto.

A Las estructuras que se le aplica un recubrimiento anticorrosivo debe estar libre de contaminación de aceites y grasas y aquellas estructuras que estén contaminadas, previo a la preparación de la superficie, debe ser descontaminada mediante lavado con detergente industrial con chorro de agua a alta presión.

La estructura debe estar libre de cantos vivos, rebabas en las perforaciones y restos de soldaduras auxiliares que se usaron para el armado

#### **2.4.1 Proceso de preparación de la superficie.**

El proceso de preparación de la superficie debe realizarse a temperaturas superiores a 10 °C y humedades relativas del aire menor a 80%.

La preparación de la superficie previa a pintar, se realizará mediante un proceso de arenado o granallado que puede ser automático o por chorro. El grado de preparación de las superficies debe ser de acuerdo a lo especificado por el cliente, los cuales se definen a continuación:

**Arenado comercial (Sa 2 o SSPC – SP6):** Esta limpieza se define como una preparación de superficie por medio de chorro abrasivo, en el cual toda contaminación de aceite, grasa, suciedades y productos de corrosión como

óxidos, escoria de laminación y pintura antigua serán eliminados de la superficie. Este grado de limpieza permite pequeñas cantidades de óxido de laminación o pintura firmemente adheridos y a lo menos 2/3 de la superficie debe estar exenta de contaminación.

**Arenado casi metal blanco (Sa 2 ½ o SSPC – 10):** Esta limpieza se define como una preparación de superficie por medio de chorro abrasivo, en el cual todo aceite, grasa, suciedades y productos de corrosión, óxidos, de laminación y pintura antigua u otros contaminantes han sido removidos totalmente de la superficie.

Este grado de limpieza permite ligera decoloraciones superficiales o pequeñas áreas sombreadas, pero a lo menos un 95% de la superficie deberá estar exenta de toda contaminación y presentar un color gris claro uniforme.

**Arenado a metal blanco (Sa 3 o SSPC – SP 5):** Esta limpieza se define como una preparación con chorro abrasivo, que presenta un color gris – blanco uniforme metálico y levemente rugoso para permitir un buen anclaje de la pintura; el tono de color de la superficie al final del arenado depende del abrasivo utilizado.

La inspección de la preparación de las superficies para los tres casos definidos se hará por medio visual, verificando el grado de limpieza obtenida por comparación con los patrones fotográficos del SSPC.

### **Calidad y granulometría del abrasivo (arena)**

La arena utilizada deberá ser en lo posible de cuarzo, con una granulometría comprendida entre 0,35 y 1,4 mm. No deberá contener más de un 3% de arcilla, la suma de cloruros y sulfatos no debe exceder un 0.3% y carbonatos no más de un 2% en peso.

### **2.4.2 Aplicación de las pinturas**

Las pinturas deben prepararse de acuerdo a las recomendaciones de los fabricantes de pinturas.

El aplicador de las pinturas, debe controlar el proceso de aplicación de las pinturas para lo cual debe disponerse de los siguientes instrumentos de control debidamente calibrados:

- Medidor de película húmeda
- Medidor de película seca
- Medidor de adherencia por tracción, según ASTM S4541 (opcional)
- Medidor de adherencia mediante cuchillo y cinta adhesiva, según ASTM D3359
- Termómetro para temperatura ambiental
- Termómetro para temperatura del acero a pintar (temperatura de chapa)
- Psicrómetro para determinar la humedad relativa del aire.

### **Control previo a la aplicación de pinturas**

Realizar el control de las condiciones ambientales las cuales deben estar dentro de los siguientes límites: la temperatura ambiente debe estar por sobre los 10 °C, la

humedad relativa del aire bajo 80%, la temperatura de la superficie del acero debe tener una temperatura como mínimo de 3 °C por sobre la temperatura de rocío para las condiciones ambientales del momento de aplicación, con la finalidad de asegurarse que no existe humedad en la superficie del acero.

El aplicador de pinturas debe ir controlando el espesor húmedo de la capa de pintura aplicada, para asegurarse que obtendrá el espesor seco de capa especificado.

Para determinar el espesor seco aplicar la siguiente relación:

$$\text{Espesor húmedo} = (\text{Espesor seco} \times 100) / (\text{contenido de sólidos volumétricos}).$$

Cada pase de pintura debe cumplir con los espesores secos especificados, no está permitido completar el espesor con el pase siguiente, es decir si el esquema de pintura anticorrosivo no tiene el espesor seco especificado, el espesor total del esquema no debe completarse aumentando el espesor del último pase. El aplicador de pinturas debe dejar registros de las condiciones ambientales existentes al momento de aplicar la pintura. Deben quedar registros del espesor seco de los esquemas de pinturas.

El aplicador de pinturas, debe reparar todo deterioro que sufra el esquema aplicado, producto de movimiento de la estructura al almacenarla en los patios de acopio o cuando son estibadas en los transportes para su despacho.

## **CAPITULO 3**

### **DISEÑO DEL PUENTE GRÚA**

#### **3.1.- CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL PUENTE GRÚA.**

En esta parte del informe se hará mención de las consideraciones más importantes:

- En primer lugar se tiene que definir el tipo de puente grúa que necesita el cliente y que cumpla las necesidades de servicio.
- Tener bien claro las dimensiones exactas de la nave o edificación donde será instalado el puente grúa para seleccionar los carros testeros, el polipasto, el sistema eléctrico y la longitud de la viga principal,
- considerar los elementos principales de seguridad en el diseño de puentes grúa,
- para las operaciones de mantenimiento considerar barandillas, escaleras de acceso y pasarelas adecuadas.

#### **3.2.- COMPONENTES ELECTROMECAÑICOS**

**3.2.1.- Polipasto eléctrico.-** Hay dos tipos de polipastos eléctricos: de cadena y de cable de acero. La principal diferencia entre los polipastos de cadena y de cable está en el mecanismo de izaje. Un polipasto de

cadena eleva la carga halando la cadena a través de piñones y depositando la cadena en un recipiente, mientras que un polipasto de cable iza la carga mediante un cable que se envuelve en un tambor acanalado. El sistema de frenos, el motor y los controles son similares en ambos tipos de polipastos.

Los fabricantes de polipastos ofrecen una amplia gama de opciones para los polipastos de cadena y de cable en capacidades hasta 7,5 toneladas. Para izajes hasta 7,5 toneladas, los polipastos de cadena son más comunes, mientras que para izajes por encima de 10 toneladas, el mercado es prácticamente dominado por los polipastos de cable.

Tanto los polipastos de cadena como los de cable están clasificados como H-4 (trabajo pesado) o H-3 (trabajo moderado). La clasificación de trabajo y no el tipo del polipasto (cadena o cable), es un mejor indicador de su durabilidad.

### **Los polipastos de cadena**

- Requieren menos mantenimiento
- Cuestan menos
- El gancho no se desplaza lateralmente al levantar la carga - True Vertical Lift - sin ningún costo adicional

**Los polipastos de cable...**

- Ofrecen velocidades de izaje muy rápidas
- Ofrecen una amplia gama de opciones
- Pueden ser clasificados H-5 (trabajo severo)

Para asegurar una larga vida útil y poco mantenimiento, asegúrese de solicitar la clasificación H-4 en su polipasto.

**Selección del polipasto eléctrico.-** Junto al tipo de construcción, la capacidad de carga, el recorrido de gancho y la velocidad de elevación, el grupo de motor adecuado al uso que se pretende hacer de la instalación, es un criterio importante a la hora de elegir un polipasto.

Los polipastos de fabricación en serie están pensados, en general, para una duración teórica de 10 años (utilizándolos según FEM 9.511). Una elección que no coincida con las condiciones reales de aplicación puede provocar, bajo ciertas condiciones, una reducción de la duración real a valores muy por debajo de los 10 años. Esto supone entonces unos costes considerablemente mayores por mantenimiento, reparación y revisión general anticipada.

El usuario tomará las medidas oportunas para asegurarse de que el porcentaje real de vida útil consumido no supere la vida útil teórica indicada en las instrucciones de manejo. Una vez finalizada la duración teórica, el polipasto se pondrá fuera de servicio. Sólo se permitirá prolongar su utilización cuando se haya comprobado que no hay nada que impida continuar utilizando la instalación sin



peligro y cuando se hayan establecido las condiciones bajo las cuales se prolongará el uso, por norma general hará falta una revisión general del mecanismo elevador. De esta forma se asegura que el polipasto trabaja siempre dentro de un período de funcionamiento seguro (SWP = Safe Working Period).

En la tabla siguiente se muestra la duración teórica “D” en horas para los grupos motor 1Bm, 1Am, 2m, 3m y 4m.

**Tabla 3.1 Duración teórica “D”**

	<b>Grupo motor</b>	<b>1Bm/M3</b>	<b>1Am/M4</b>	<b>2m/M5</b>	<b>3m/M6</b>	<b>4m/M7</b>
<b>Línea</b>	<b>Colectivo de cargas</b>	<b>Duración teórica D (h)</b>				
<b>1</b>	Ligero	3200	6300	12500	25000	50000
<b>2</b>	Medio	1600	3200	6300	12500	25000
<b>3</b>	Pesado	800	1600	3200	6300	12500
<b>4</b>	Muy pesado	400	800	1600	3200	6300

Además del tiempo medio de funcionamiento  $T_m$  (tiempo de servicio diario acumulado del polipasto), para la determinación del grupo de motor es importante calcular correctamente el colectivo de cargas  $k$ .

Esta determinación se realiza de la forma siguiente:

$$T_m = \frac{2 \times A_{me} \times M \times T_s}{60 \times V_e} [h / dia] \dots \dots \dots (\alpha)$$

Donde:

**Altura media de elevación (Ame: m):** Es el recorrido medio que realiza el gancho en la elevación de cargas.

**Maniobras (M: ciclos /hora):** Cantidad media de procesos de elevación por hora; una maniobra consta de una elevación y un descenso de carga, es decir 2 x el recorrido de elevación, (hay que añadir las elevaciones en vacío condicionadas por el proceso).

**Tiempo de servicio (Ts: horas):** Tiempo de funcionamiento diario realizado, dentro del cual se han realizado las maniobras por hora.

**Velocidad de elevación (Ve: m/min.):** velocidad media de elevación, por lo general es la velocidad máxima de elevación a la que se efectúan las maniobras.

La clasificación de un polipasto en el grupo FEM siguiente más elevado significa, por lo tanto, doblar la duración teórica con las mismas condiciones de aplicación. Sobre este complejo tema se encontrará más información en la FEM 9.755.

Con ayuda de la tabla siguiente se elige el grupo motor correcto según DIN 15020 y/o FEM 9.511 conociendo ya el tiempo medio de funcionamiento  $T_m$  y el colectivo de cargas.

Tabla 3.2 Colectivo de cargas

Colectivo de cargas	Definición del colectivo de cargas	Tiempo medio de funcionamiento					
		Tm por día de trabajo en horas					
<b>ligero</b>	( $K \leq 0.5$ ) carga máxima sólo excepcionalmente, uso muy poco frecuente, peso muerto pequeño.		$\leq 2$	2-4	4-8	8-16	$> 16$
<b>Medio</b>	( $0.5 < K \leq 0.63$ ) carga máxima más frecuente, uso poco frecuente, peso muerto medio.		$\leq 1$	1-2	2-4	4-8	8-16
<b>Pesado</b>	( $0.63 < K \leq 0.8$ ) carga máxima muy frecuente, uso medio frecuente, peso muerto grande.		$\leq 0.5$	0.5-1	1-2	2-4	4-8
<b>Muy pesado</b>	( $0.8 < K \leq 1$ ) carga máxima usual, peso muerto muy grande.		$\leq 0.25$	0.25-0.5	0.5-1	1-2	2-4
<b>Grupo motor según DIN 15020 y/o FEM 9.511</b>			<b>1Bm</b>	<b>1Am</b>	<b>2m</b>	<b>3m</b>	<b>4m</b>

Para la selección de los polipastos, una vez determinado el grupo al cual pertenece el motor, según FEM 9.511 podemos seleccionar el tipo de polipasto en las diferentes marcas que existen en el mercado como pueden ser: Yale, Thac, Demag, GH, Abus, etc. y a partir de esto de acuerdo a las necesidades del usuario se pueden seleccionar el modelo, la velocidad de elevación principal y dimensiones del polipasto, también se determinan las características del carro de traslación.

Para nuestro diseño, el equipo trabajará en una planta de producción de estructuras metálicas livianas, donde se cuentan con los siguientes datos para determinar el tiempo medio de funcionamiento por día:

Capacidad de carga: 8 TM (8 000 Kg.).

Tipo de carga: ligera, según tabla 3.2.

Velocidad de elevación: 0.04 – 3.5 m/min. (con carga nominal).

Disposición: 2/1

Altura media de elevación: 5 m

Ciclos por hora: 15

Tiempo de trabajo por día: 8 horas.

Reemplazando estos datos en la ecuación ( $\alpha$ ) tenemos:

$$Tm = \frac{2 \times 5 \times 15 \times 8}{60 \times 3.5}$$

$$Tm = 5.71 \frac{h}{dia}$$

Con el tipo de carga ligera y con el tiempo medio de funcionamiento 5,71 h/día, la tabla 3.3 señala el grupo 2m para una capacidad de carga de 8 TM y con una disposición de cable 2/1, a tal grupo le corresponde el tamaño DH 520.

**Tabla 3.3 Selección del tipo de motor**

El tiempo de marcha y el tipo de carga determinan el grupo.							
Tipo de carga		Promedio diario de marcha en horas					
1	ligera $\Rightarrow$	hasta 2	2-4	4-8	8-16	más de 16	
2	media	hasta 1	1-2	2-4	4-8	8-16	
3	pesada	hasta 0,5	0,5-1	1-2	2-4	4-8	
4	muy pesada	hasta 0,25	0,25-0,5	0,5-1	1-2	2-4	
Grupo según FEM		1 Bm	1 Am	2 m	3 m	4 m	
Disposición del cable		Serie	Tamaño				
2/1	4/1						
Capacidad de carga en kg							
1000	2000	-	-	-	-	165	-
1250	2500	166					
1600	3200	DH 160	-	168	208	-	308
2000	4000	-	-	-	210	310	410
2500	5000	DH 200	-	212	312	412	512
3200	6300	-	-	316	416	516	616
4000	8000	DH 300	320	420	520	620	-
5000	10000 $\Rightarrow$	DH 400	425	525	625	-	-
6300	12500	DH 500	DH 600	532	632	-	-

Luego nos vamos a la tabla de selección, motor de elevación, Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Selección de motor de elevación

Serie		DH 500				
Tamaño		532	525	520	516	512
Grupo de mecanismo según FEM		1 Em	1 Am	2 m	3 m	4 m
Referencia (velocidad de elevación)		V2	V2	V2	V2	V2
Disposición del cable		Velocidad de elevación principal m/min				
con carga nominal	2/1 - 4/2	0,05 - 4,5	0,06 - 5,8	0,07 - 6,9	0,09 - 8,9	0,12 - 11,5
	4/1	0,03 - 2,3	0,03 - 2,9	0,04 - 3,5	0,05 - 4,5	0,06 - 5,6
con carga parcial	2/1 - 4/2	0,05 - 6,7	0,06 - 8,6	0,07 - 10,2	0,09 - 13,2	0,12 - 17
	4/1	0,03 - 3,4	0,03 - 4,3	0,04 - 5,1	0,05 - 6,6	0,06 - 8,5
Motor de elev. ppal., tamaño	ZBH...	100 B 4 ES	100 B 4 ES	100 B 4 ES	100 B 4 ES	100 B 4 ES

Serie		DH 600			
Tamaño		632	625	620	616
Grupo de mecanismo según FEM		1Am	2 m	3 m	4 m
Referencia (velocidad de elevación)		V2	V2	V2	V2
Disposición del cable		Velocidad de elevación principal m/min			
con carga nominal	2/1 - 4/2	0,05 - 4,5	0,06 - 5,8	0,07 - 6,9	0,09 - 8,9
	4/1	0,03 - 2,3	0,03 - 2,9	0,04 - 3,5	0,05 - 4,5
con carga parcial	2/1 - 4/2	0,05 - 6,7	0,06 - 8,6	0,07 - 10,2	0,09 - 13,2
	4/1	0,03 - 3,4	0,03 - 4,3	0,04 - 5,1	0,05 - 6,6
Motor de elev. ppal., tamaño	ZBH...	100 B 4 ES	100 B 4 ES	100 B 4 ES	100 B 4 ES

Tabla 3.5 Significado de la configuración (DEMAG)

EU	DH	5 2 5	H12	K	V1 - 4 / 1	F6	300	12,5	
									Traslación carro en m/min
									Ancho de ala de la viga en mm
									F6 - Elev. de prec. 1:6, DH (polos conmutables)
									F4 - Elev. de prec. 1:4, DH 160-200 (polos conmut.)
									F10 - Elev. de prec. 1:10 DH (mecanismo de prec.)
									Tambor de un ranurado
									Disposición de 4 ramales
									Velocidad de elevación
									Tipo de motor:
									K = de rotor en cortocircuito
									S = de anillos rozantes
									G = de corriente continua
									X = en ejecución antideflagrante
									Recorrido del gancho 12 m (con disposición 2/1)
									Fuerza de tracción del cable en el tambor 25 kN
									Tamaño 525
									Serie 500
									Polipasto Demag, tipo DH
									U = carro desplazable por el ala inferior
									K = carro de altura reducida
									Z = carro birrail
									E = translación eléctrica
									R = mecanismo de rodillos

De acuerdo a la configuración en la tabla 3.5, se puede hacer una configuración para el polipasto seleccionado (tabla 3.6) de acuerdo a los elementos de entrada. El equivalente de este equipo en la marca THAC es LC08D50403 – Y183.

Tabla 3.6 Configuración de polipasto seleccionado (DEMAG)

E	U	DH	520	H12	K	3.5	4/1	F6	400	18
---	---	----	-----	-----	---	-----	-----	----	-----	----

### 3.2.2.- Carros Testeros

Los carros testeros pueden ser construidos con perfiles laminados H o doble perfil C, que están unidos en sus extremos a dos bloques con ruedas modulares, uno motriz y uno loco. También existen en forma de cajón (tabla 3.7) donde las ruedas, el moto reductor y los frenos ya están incorporadas como un todo. Los frenos se encuentran normalmente cerrados y si se produce una falla de energía, los frenos detendrán el desplazamiento.

Las velocidades de traslación suele ser un dato fijo en el cálculo, cuando no es así, la velocidad de traslación del polipasto es función lineal de la luz de la grúa, de la misma manera sucede con la velocidad de traslación que es proporcional a la longitud del camino de rodadura.

#### Selección de carros testeros

Para la selección de los carros testeros tenemos dos criterios, donde de manera práctica basándonos en catálogos de los proveedores de las diferentes marcas, en este caso THAC, nos apoyamos.

El primer criterio consiste en trabajar con la tabla 3.7, donde se compra al proveedor el carro testero completo. Donde para modelar y presentarlo en nuestro plano, ingresamos a la tabla con la capacidad máxima del puente grúa (Max. Wheel base) y se obtiene las dimensiones del carro testero como su longitud y el diámetro de las ruedas.

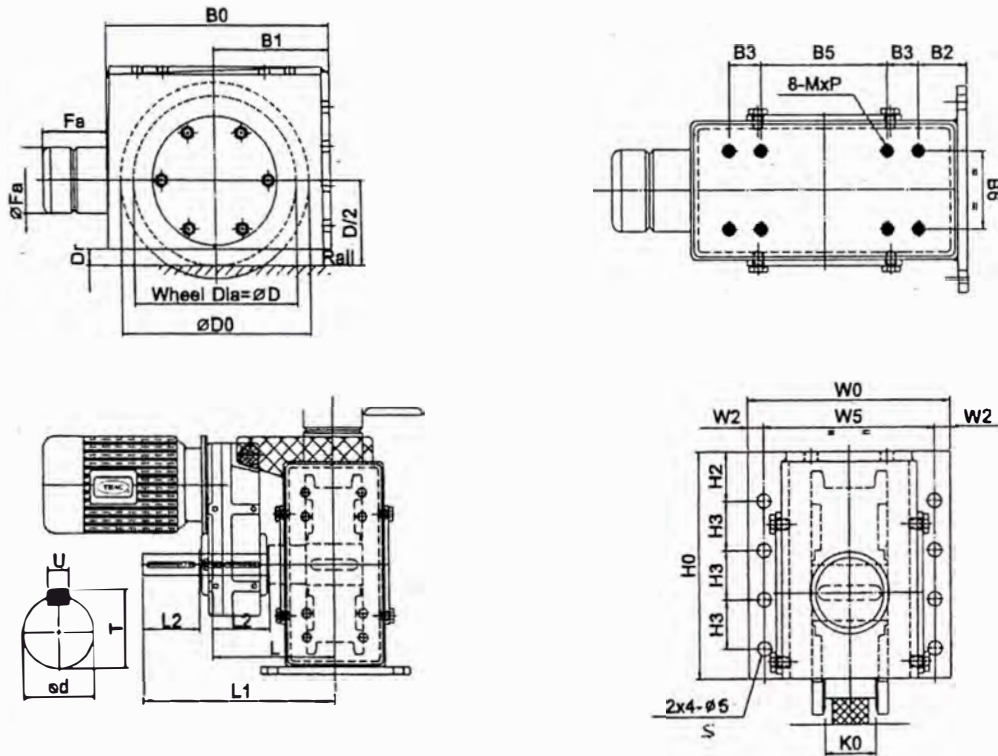
El segundo criterio consiste en trabajar con la tabla 3.8, donde se compra al proveedor los bloques de ruedas con los moto reductores incorporados. Las dimensiones de la viga lo obtenemos de la tabla 3.7, de la sección de coeficientes.

La selección del criterio se puede dar de acuerdo a la carga de trabajo, tiempo de entrega del proyecto y personal disponible. En las tablas 3.9 y 3.10 se tiene otra referencia para la selección del carro testero según proveedor GH.





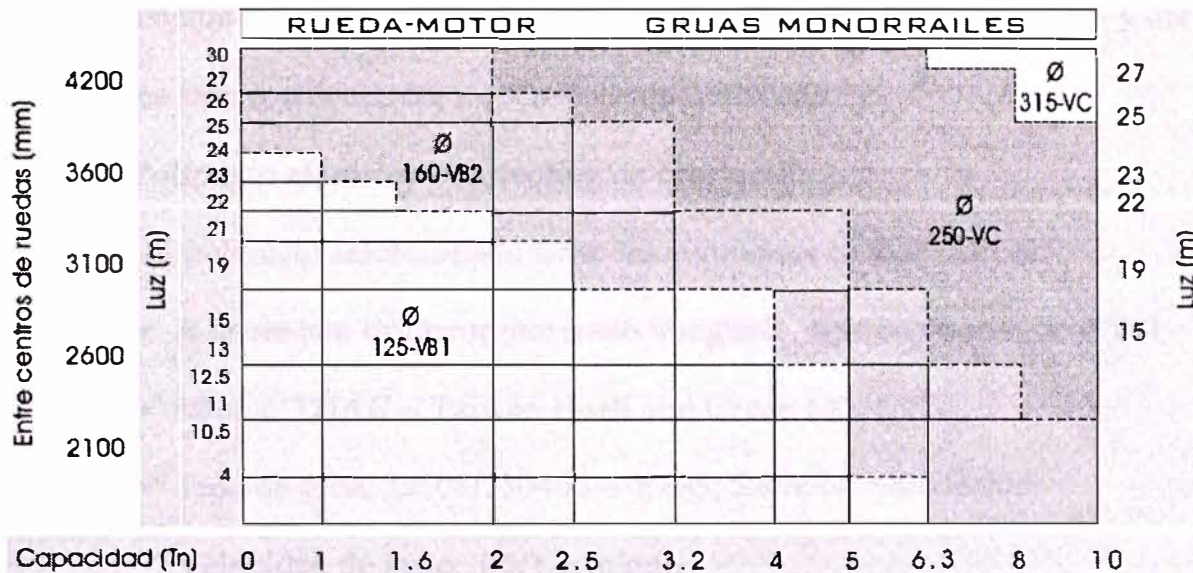
**Tabla 3.8 Bloque de ruedas para carros testers**



Wheel Block	Wheel Travel		Dimensions in (mm)																	
	Load	Wheel	Bo	B1	B2	B3	B5	B6	Do	Dr	Ho	H2	H3	S	Ko	Fa	Wo	W2	W5	M*P
BW-12	35	125	200	100	40	30	60	80	155	10	150	40	30	14	60	80	190	15	160	M12*P1.75
BW-16	50	160	235	120	40	30	100	100	190	20	180	50	35	14	65	100	220	15	190	M12*P1.75
BW-20	80	200	280	145	50	35	120	120	240	30	220	50	45	18	75	100	260	25	210	M16*P2.0
BW-25	100	250	350	180	65	40	150	120	290	30	260	75	50	18	80	125	280	25	230	M16*P2.0
BW-32	120	320	440	220	75	50	200	120	370	35	350	75	75	22	80	125	320	30	260	M20*P2.5
BW-40	180	400	580	290	90	50	300	120	450	40	440	100	100	22	85	160	360	30	300	M20*P2.5

**NOTES:**Dimensions are for estimating purposes only, and are not certified dimension.

**Tabla 3.9 Selección orientativa de ruedas y motores (según proveedor GH)**



**Tabla 3.10 Velocidades de traslación a 3000 RPM (según proveedor GH)**

Ø Rueda	Tipo Reduct.	Velocidades posibles en m/min						
		10	15	20	25	30	40	60
125	RFS/125	✗	✗	✗				
160	RFS/160							
250	RFS/250							
315	RFS/315							
400	RFS/400							
500	RFS/500	✗						
630	RFS/630	✗						

3T

4T

### 3.2.3. Sistema Eléctrico

El sistema eléctrico seleccionado tanto para el polipasto con su carro y los carros testers tienen las siguientes características:

#### a). Polipasto eléctrico con trolley de traslación.

El polipasto seleccionado tiene las siguientes características:

- ✓ A cable con trolley motorizado integrado, tipo monorraíl de 8 TM.
- ✓ Marca: THAC – Taiwan Hoist and Crane CO. LTD
- ✓ Tipo de grúa: LC08D50403 – Y183; Serie N° M2010006.
- ✓ Velocidad de isaje: 3,6/1,2 m/min.
- ✓ Altura de elevación: 10 m.
- ✓ Grupo de mecanismo según FEM 2M.
- ✓ Tipo motor de polipasto: AEVP; frame 132M; HP 8/2,67; KW 6/2; poleas 4/12; 60 Hz; rpm 1772/579; diseño IP64; tensión 440 v; Amp. 16,2/10,0; masa 85 Kg.
- ✓ Trolley: tipo V; velocidad de desplazamiento 18/6 m/min.; tensión 440/60 Hz.
- ✓

#### b). Carros testers

Las características de los motores de los carros testers son:

- ✓ Motor tipo GM4VF90L – L412; tres fases de accionamiento.
- ✓ Potencia 1,5/0,5 KW; 60 Hz; tensión 440 v; Amp. 3,2/2,1; rpm 1720/575;  $\cos\phi$  85%; DC 190 v (A).
- ✓ Clase de aislamiento INS F.
- ✓ Grado de protección IP 55.

- ✓ Reductor Tipo GM4 – 45HB; máximo momento 1100 Nm; tipo de lubricación ISO VG320.
- ✓ Tanto el motor como el reducto tienen la misma serie GM2100111007.

### **3.3.- CALCULO ESTRUCTURAL DE LA VIGA PRINCIPAL TIPO CAJÓN**

Las vigas principales de los puentes grúas propuesta por la Cía. SIME (Compañía de Servicios de Ingeniería Mecánica Eléctrica) es de sección tipo cajón porque poseen un peso propio reducido, son robustas, de calidad uniforme y presentan una alta rigidez y resistencia a la torsión. Esta óptima sección propuesta cuyo análisis de las cargas internas se base en un modelo matemático, la cual son diseñados utilizando el manual de construcciones con acero del AISC, la norma CMAA 74 y la bibliografía N° 1 (El Proyectista de Estructuras Metálicas, Tomo 1), también pueden ser verificados con software de ingeniería basada en el Método de los Elementos Finitos.

#### **Concepto Estructural.**

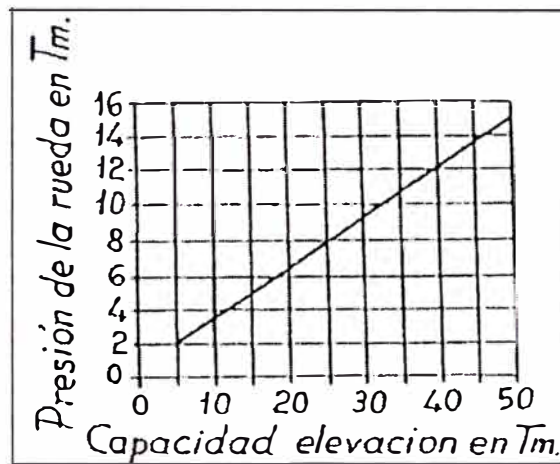
Existen dos tipos de puente grúa tipo cajón: de una viga, llamado tipo monorriel y de dos vigas llamado birriel que son para mayores cargas. Esta viga puente en los dos casos se pueden fabricar con rigidizador transversal y rigidizador longitudinal. En ambos extremos están conectadas a los carros testers y todo este conjunto están sobre la viga carrilera o vía de rodadura.

La descripción del cálculo estructural, corresponde básicamente en hacer el cálculo de su resistencia mecánica y el cálculo de la estabilidad de la viga tipo cajón.

- El cálculo de la estabilidad de las estructuras, revela la capacidad de las estructuras de conservar las posiciones dadas y las formas de equilibrio adquirido en estado deformado.
- El cálculo de la resistencia mecánica de las estructuras, asegura su resistencia a las cargas efectivas.

### Determinación de parámetros para el cálculo estructural de la viga tipo cajón

**Tabla 3.11 Presión de una rueda en carros de puente grúa**



**Tabla 3.12 Coeficiente de choque**

Velocidad de traslación (m/seg.)		Coeficiente de choque $\phi$
Unión de los carriles normales	Unión de los carriles soldados o sin ellas	
$\leq 1,0$	$\leq 1,5$	1,1
$> 1,0$	$> 1,5$	1,2

**Tabla 3.13 Coeficiente de compensación**

Grupo	Coeficiente de compensación $\psi$
I	1,2
II	1,4
III	1,6
IV	1,9

**Cargas de diseño para un puente monorriel**

- Carga Muerta:

Peso propio de la viga:  $w = 276,6 \text{ kg/m}$

- Carga de Izaje:  $Q = 8\ 000 \text{ Kg}$

- Peso del polipasto y carro  $K = 1\ 000 \text{ Kg}$

- Distancia entre los ejes de las ruedas del carro:  $a = 1\ 000 \text{ mm}$

Servicio de Intensidad moderada clase “C” (tabla 1.2), equivalente al grupo II (tabla 1.1).

- Coeficiente de choque o percusiones:  $\phi = 1,1$  (tabla 3.12)

- Coeficiente de compensación  $\psi = 1,4$  (tabla 3.13)

- Luz de la grúa puente:  $L = 17\ 797 \text{ mm}$

- Presión de la rueda del carro:  $P = 5\ 800 \text{ Kg.}$  (tabla 3.11)

- Flecha Admisible:  $f_a = \frac{L}{888}$  (CMAA 74 - 5.5.5)

Esta fórmula es usada cuando la viga principal es fabricada con contra flecha, y esta será igual a la flecha producida por la carga muerta ( $f_2$ ), mas la mitad de la flecha producida por la carga nominal ( $f_1/2$ ).

- Para el calculo de las cargas verticales y horizontales se tomó como referencia la bibliografía N° 1: “El Calculista de Estructuras Metálicas”

### **Cargas verticales:**

Momento flector máximo debido a la carga móvil:

$$Mf_1 = \frac{P}{2xL} \left( L - \frac{a}{2} \right)^2 ; \text{cuando } a < 0,586L$$

Reemplazando :

$$Mf_1 = \frac{5800}{2x17797} \left( 17797 - \frac{1000}{2} \right)^2 = 48752037,20.Kg - mm.....(1)$$

Momento flector máximo debido al peso propio de la viga:

$$Mf_2 = \frac{\omega x L^2}{8}$$

Reemplazando :

$$Mf_2 = \frac{0,2762x17797^2}{8} = 10935214.Kg - mm.....(2)$$

Momento flector máximo debido al peso propio del mecanismo de traslación:

$$Mf_3 = \frac{KxL}{4}$$

Reemplazando :

$$Mf_3 = \frac{1000x17797}{4} = 4449250.Kg - mm.....(3)$$



**Cargas horizontales:**

Momento flector máximo debido a la carga móvil:

$$Mf_4 = \frac{Mf_1}{14}$$

Reemplazando :

$$Mf_4 = \frac{48752037,20}{14} = 3482288,40.Kg - mm.....(4)$$

Momento flector máximo debido al peso propio de la viga:

$$Mf_5 = \frac{Mf_2}{7}$$

Reemplazando :

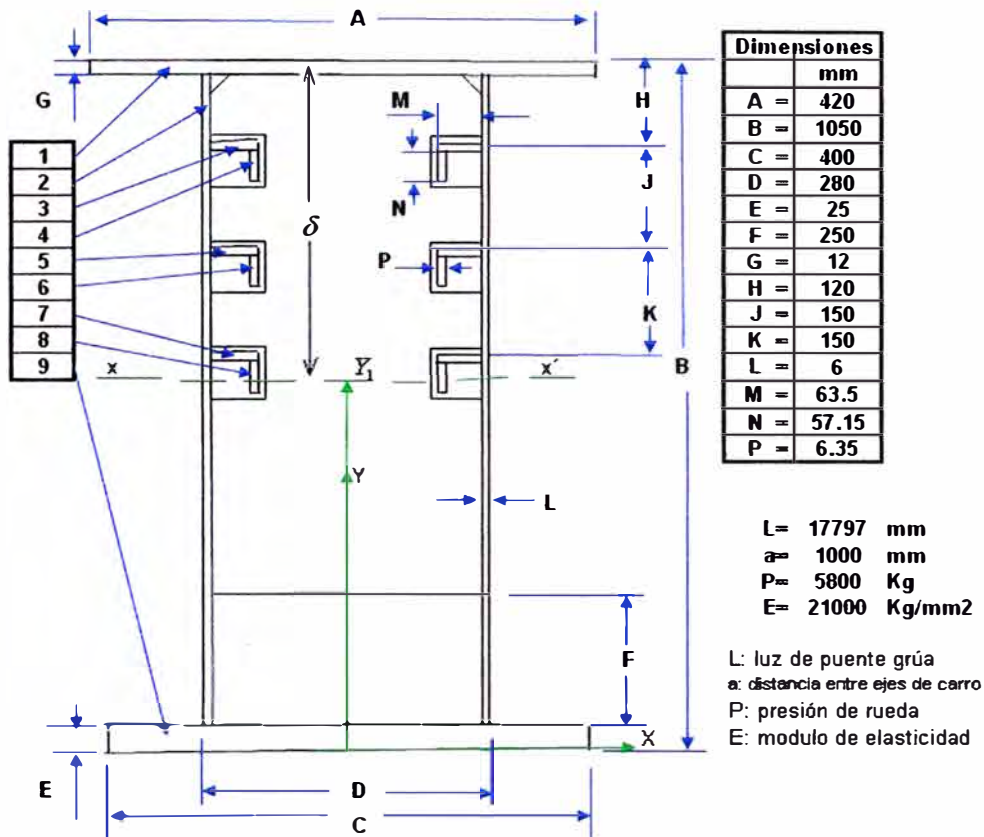
$$Mf_5 = \frac{10935214}{7} = 1562173,4.Kg - mm.....(5)$$

Momento flector máximo debido al peso propio del mecanismo de traslación:

$$Mf_6 = \frac{Mf_3}{7}$$

Reemplazando :

$$Mf_6 = \frac{4449250}{7} = 635607,1.Kg - mm.....(6)$$



**Figura3.1 Sección de la viga tipo cajón para el cálculo de  $I_{xx}$**

**Tabla 3.14 Propiedades geométricas para el cálculo del momento de inercia, respecto al eje neutro  $xx'$  (Steiner)**

Item	Cant	A	Y	A.Y	$A.Y^2$	$I_c$
		(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>3</sup> )	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>4</sup> )
1	1	5040	1044	5261760	5493277440	60480
2	2	12156	532	6460914	3433975791	1039509197
3	2	806	927	747438	692744244	2710
4	2	726	895	649650	581485394	197547
5	2	806	777	626471	486657963	2710
6	2	726	745	540779	402921033	197547
7	2	806	627	505503	316861931	2710
8	2	726	595	431908	257017897	197547
9	1	10000	13	125000	1562500	520833
		31793		15349423	11666504193	1040691282

### Calculo del momento de inercia respecto al eje neutro $xx'$ : $I_{xx'}$

Determinación del eje neutro  $xx'$ :

$$Y_1 = \frac{\sum A_i x Y_i}{\sum A_i} = \frac{15349423}{31793} = 483. \text{mm} \Rightarrow I_{xx'} = \sum A_i x Y_i^2 + \sum I_c - \sum A_i x Y_i^2$$

Reemplazando datos tenemos:

$$I_{xx'} = 11666504193 + 1040691282 - 31793x483^2 = 5296553846. \text{mm}^2$$

### Calculo del momento de inercia respecto al eje $y$ : $I_y$

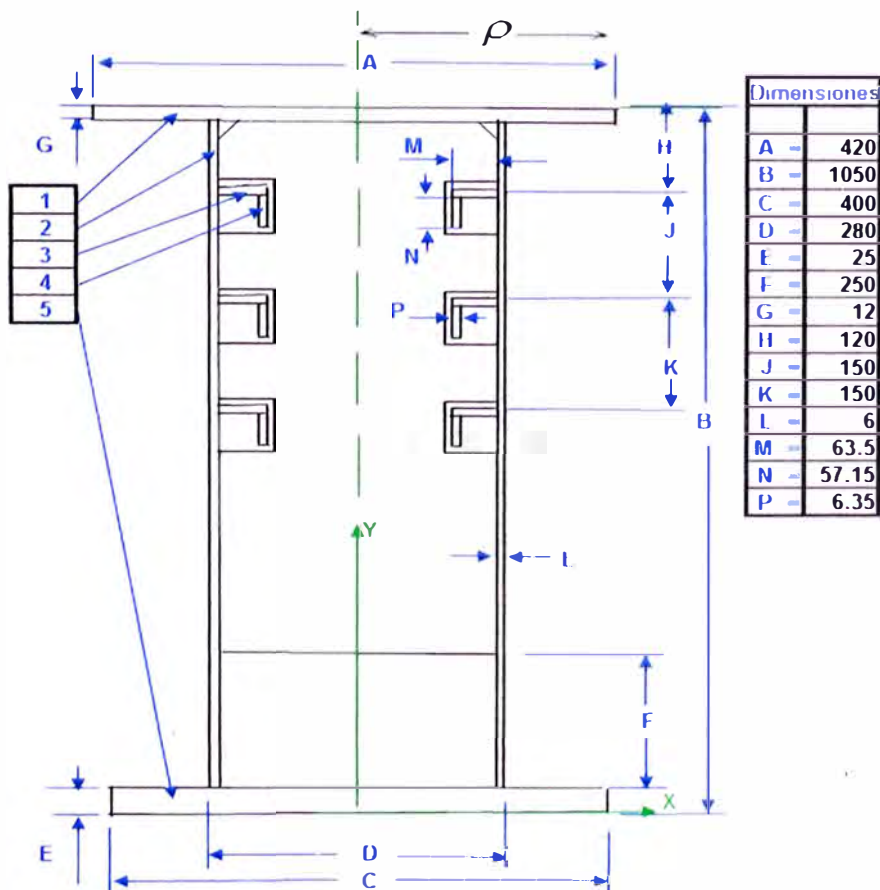


Figura 3.2 Sección para el cálculo del  $I_y$

**Tabla 3.15** Cálculo del momento de inercia respecto al eje Y

Item	Cant	A	X	A.X	$A.X^2$	Ic
		(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>3</sup> )	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>4</sup> )
1	1	5040	0	0	0	74088000
2	2	12156	137	1665372	228155964	36468
3	6	2419	242	586088	141979706	812952
4	6	2177	86	186550	15982674	7317
5	1	10000	0	0	0	133333333
		31793		2438010	386118344	208278070

Determinación del eje neutro (Steiner):

$$X_1 = \frac{\sum A_i x X_i}{\sum A_i} = 0$$

Momento de inercia respecto al eje y:  $I_y$

$$I_y = \sum A_i x X_i^2 + \sum I_c - A_T x X_1^2$$

Reemplazando datos tenemos:

$$I_y = 2438010 + 208278 - 31793x0 = 594396414.mm^4$$

**En conclusión tenemos:**

- $I_{xx} = 5296553846.mm^4$
- $I_y = 594396414.mm^4$
- Módulo de elasticidad del acero estructural ASTM A-36:

$$E = 21000.Kg / mm^2$$

- Esfuerzo de fluencia del acero estructural ASTM A-36:

$$\sigma_y = 25,31.Kg / mm^2$$

### 3.3.1.- Cálculo y verificación de la estabilidad

**Flecha debido a la carga móvil:**

$$f_1 = \frac{P}{48I_{xx} \cdot E} (L - a) [3L^2 - (L - a)^2]$$

$$f_1 = \frac{Pb}{24EI} (3L^2 - (L - b)^2) \dots (\text{tabla.3 - 23.9 AISC})$$

Donde :  $a + 2b = L$

Reemplazando :

$$f_1 = \frac{5800}{48 \times 5296553846 \times 21000} (17797 - 1000) [3 \times 17797^2 - (17797 - 1000)^2]$$

$$\Rightarrow f_1 = 12,20 \text{ mm}$$

**Flecha debido al peso uniforme de la viga principal**

$$f_2 = \frac{5wL^4}{384EI} \dots (\text{tabla.3 - 23.1 AISC})$$

Reemplazando :

$$f_2 = \frac{5 \times 0,2762 \times 17797^4}{384 \times 21000 \times 5296553846} \Rightarrow f_2 = 3,2 \text{ mm}$$

**Flecha producido por el mecanismo de traslación K**

$$f_3 = \frac{KL^3}{48EI} \dots (\text{tabla.3 - 23.7 AISC})$$

Reemplazando :

$$f_3 = \frac{1000 \times 17797^3}{48 \times 21000 \times 5296553846} = 1,05 \text{ mm}$$

**Calculo de la flecha admisible, para la viga con contra flecha**

$$f_a = \frac{L}{888} = \frac{17797}{888} = 20 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow f_1 + f_2 + f_3 = 12,2 + 3,2 + 1,0 = 16,40 \text{ mm} < f_a = 20 \text{ mm} \dots \dots \text{OK}$$

### Calculo de la contra flecha para la fabricación de la viga principal

$$\frac{f_1}{2} + f_2 = \frac{12,2}{2} + 3,2 = 9,30.mm.....(CMAA.74 - 3.5.5.3)$$

Esta contra flecha estará indicada en plano de fabricación.

### 3.3.2.- Cálculo y verificación de la resistencia mecánica (bibliografía N° 1)

#### Esfuerzo de tensión debido a las cargas verticales:

$$\sigma = \frac{(\varphi.(Mf_2 + Mf_3) + \Psi.Mf_1).\delta}{I_x} \dots\dots\dots(7)$$

$$\delta = 567.mm.(figura.3.1)$$

$$\varphi = 1,1.(tabla.3.12)$$

$$\Psi = 1,4.(tabla.3.13)$$

Reemplazando (1), (2) y (3) en (7) tenemos:

$$\sigma = \frac{(1,1.(10935214 + 4449250) + 1,4x48752037,20).567}{5296553846}$$

$$\sigma = 9,12.Kg / mm^2 < 0,6\sigma_y = 15,18.Kg / mm^2 \dots\dots\dots O.K.$$

#### Esfuerzo de tensión debido a las cargas verticales y horizontales.

$$\sigma_T = \frac{(\varphi.(Mf_2 + Mf_3) + \Psi.Mf_1).\delta}{I_{xx}} + \frac{(Mf_4 + Mf_5 + Mf_6).\rho}{I_y} \dots\dots\dots(8)$$

$$\rho = 210.mm.(figura.3.2)$$

Reemplazando  $\sigma$ , (4), (5) y (6) en (8) tenemos:

$$\sigma_T = 9,12 + \frac{(3482288,40 + 1562173,4 + 635607,1).210}{594396414}$$

$$\sigma_T = 9,12 + 2 = 11,12.Kg / mm^2 < 0,6\sigma_y = 15,18.Kg / mm^2 \dots\dots\dots O.K.$$

$$\sigma_T \leq 0,6\sigma_y (CMAA - 3.4)$$

En anexo, se tiene información adicional de la Sociedad Americana de fabricantes de Grúas (CMAA 74), para el calculo estructural de puentes grúas que tienen instalado el polipasto en el ala inferior. También se tiene una tabla de tolerancias para la instalación de un puente grúa.

### **3.4.- DESARROLLO DE PLANOS**

Para el desarrollo de los planos existe un procedimiento detallado que tiene por objetivo asegurar que el diseño y desarrollo del producto logre cumplir con los requisitos del cliente. Este procedimiento se aplica a todos los procesos que intervienen desde la generación de una orden de trabajo hasta la distribución de planos. Que corresponde la recepción de la información del cliente, elaboración, revisión, aprobación y distribución de planos.

El responsable del diseño está a cargo de la implementación efectiva de este procedimiento y la verificación de su aplicación, identificando oportunidades de mejora en el. También de la revisión de la información proporcionado por el cliente para la elaboración del diseño, planificación y distribución del trabajo del Área de ingeniería.

El responsable del diseño con los elementos de entrada para el diseño (que viene a ser la información del cliente, especificaciones técnicas, planos y orden de trabajo) coordina con los modeladores el desarrollo de los planos preliminares o de diseño.

Los modeladores alcanzan planos preliminares o de diseño al Responsable del Diseño y/o al Gerente de Operaciones para revisión. De haber

observaciones en los planos (por responsable del Diseño, gerente de operaciones), realizan modificaciones y emiten nuevos planos.

El gerente de operaciones revisa los planos y los envía al cliente para su aprobación. Cuando la aprobación del cliente sea verbal o escrita, registra y comunica dicha aprobación. Una vez aprobados los planos por el cliente, coordina con el Responsable del Diseño o con los modeladores para el desarrollo de los planos de fabricación y montaje.

#### **3.4.1.- Distribución y control de planos.**

Para la entrega de planos de fabricación, se hizo un procedimiento con el objetivo de evitar que circulen planos obsoletos con revisiones pasadas. Donde una vez desarrollado los planos es revisado por el Responsable del diseño y de no presentarse observaciones, los planos son verificados y aprobados por el Gerente de Operaciones. Para tener control en la distribución de los planos estos son sellados por el área de ingeniería para fabricación o montaje; luego son entregados a todos los grupos de interés. Manteniendo en el área de ingeniería una copia en físico donde se tiene registrado las firmas de los colaboradores que recibieron la copia de los planos, de esta manera se tiene un cargo por la entrega de planos, el cual es archivado por fecha, en orden correlativo y por orden de trabajo. La cantidad de copia de planos es entregada de acuerdo a la magnitud del proyecto.

En caso que se presente una revisión, los planos entregados son devueltos al área de ingeniería para asegurarse que sean eliminados y los



planos con la nueva revisión son entregados nuevamente con el sello del área de ingeniería,

El Gerente de Operaciones, el Responsable del Diseño y los Modeladores encargados del desarrollo de los planos están en constante comunicación, sobre posibles modificaciones que se pueden presenten durante la etapa de diseño. Estas modificaciones pueden ser hechas por el cliente en medidas y/o cambio de materiales que se pueden presentar en un proyecto.

#### **3.4.2.- Planos de Montaje**

El Responsable del Diseño emite al Ingeniero Residente los planos de montaje donde se indica claramente: las vistas principales de la edificación, vistas auxiliares, vistas de corte, componentes codificados, cotas necesarias, puntos de referencia para el montaje y anotaciones donde se indicarán el tipo de unión ya sea soldada o empernada. Así el Ingeniero Residente coordinará con el montajista para que se realicen las maniobras del caso. Para el control de los planos se siguen los mismos pasos que para los planos de fabricación y en casos de urgencias los planos son enviados por correo electrónico, donde el Ingeniero Residente deberá responder el correo indicando la conformidad del envío.



**Figura 3.4 Vista del montaje de un puente grúa**

### **3.4.3.- Tolerancias**

Los elementos y componentes estructurales se fabrican de acuerdo al manual del AISC, así como el pre montaje en fábrica, realizado para su fácil ensamble en sitio. Las tolerancias dimensionales de los elementos estructurales soldados, está especificado en la norma de soldadura AWS D1.1 2004, en el capítulo 5.23 de fabricación.

Es permisible una variación de 1 mm en la longitud total de elementos con ambos extremos acabados para el apoyo de contacto. Los elementos sin extremos acabados para apoyo de contacto, pueden tener una variación de

longitud detallada no mayor de 2 mm para elementos de 9 m de longitud o menos, y no mayor que 3 mm para elementos con longitudes mayores de 9 m.

El Responsable del diseño proporcionará a la supervisión de fabricación y montaje, información de todos los juegos y tolerancias de los acoplamientos pertinentes, alineamientos y niveles, de tal manera que ésta última pueda repetir las mediciones el Inspector de Calidad. Con la finalidad de llevar a cabo este trabajo y no causar cualquier retraso en el montaje, el Ingeniero Residente informará a la supervisión del programa de montaje con varios días de anticipación de tal manera que cada inspección se planifique de común acuerdo para no producir retrasos.

Cualquier rechazo derivado de la supervisión será informado al Ingeniero Residente. El material que muestre defectos perjudiciales al montaje, su aceptación de este será rechazado y el Ingeniero Residente realizará un informe a la alta dirección para que se tomen medidas y reducir los índices de rechazos.

## CAPITULO 4

### EVALUACIÓN DE COSTOS

#### 4.1.- Curva “S”

Es una muestra gráfica de acumulados de costos, de horas hombre, de toneladas métricas (TM) de producción de acero u otras cantidades graficadas contra el tiempo. La curva “S” es importante porque nos permite controlar un proyecto mediante la comparación de tendencias de curvas entre el valor planificado, el valor real y el valor ganado.

**4.1.1. Valor Planificado:** es el costo presupuestado del trabajo planificado (programado) para una actividad o del total del Proyecto en un momento determinado.

**4.1.2. Valor Ganado:** es el costo presupuestado del trabajo realmente ejecutado, para una actividad o del total del Proyecto en un momento determinado. El término “valor ganado” se entiende como cada entregable de un proyecto y tiene un costo planificado. Cuando el entregable de un proyecto se culmina se dice que el valor se gana para el proyecto.

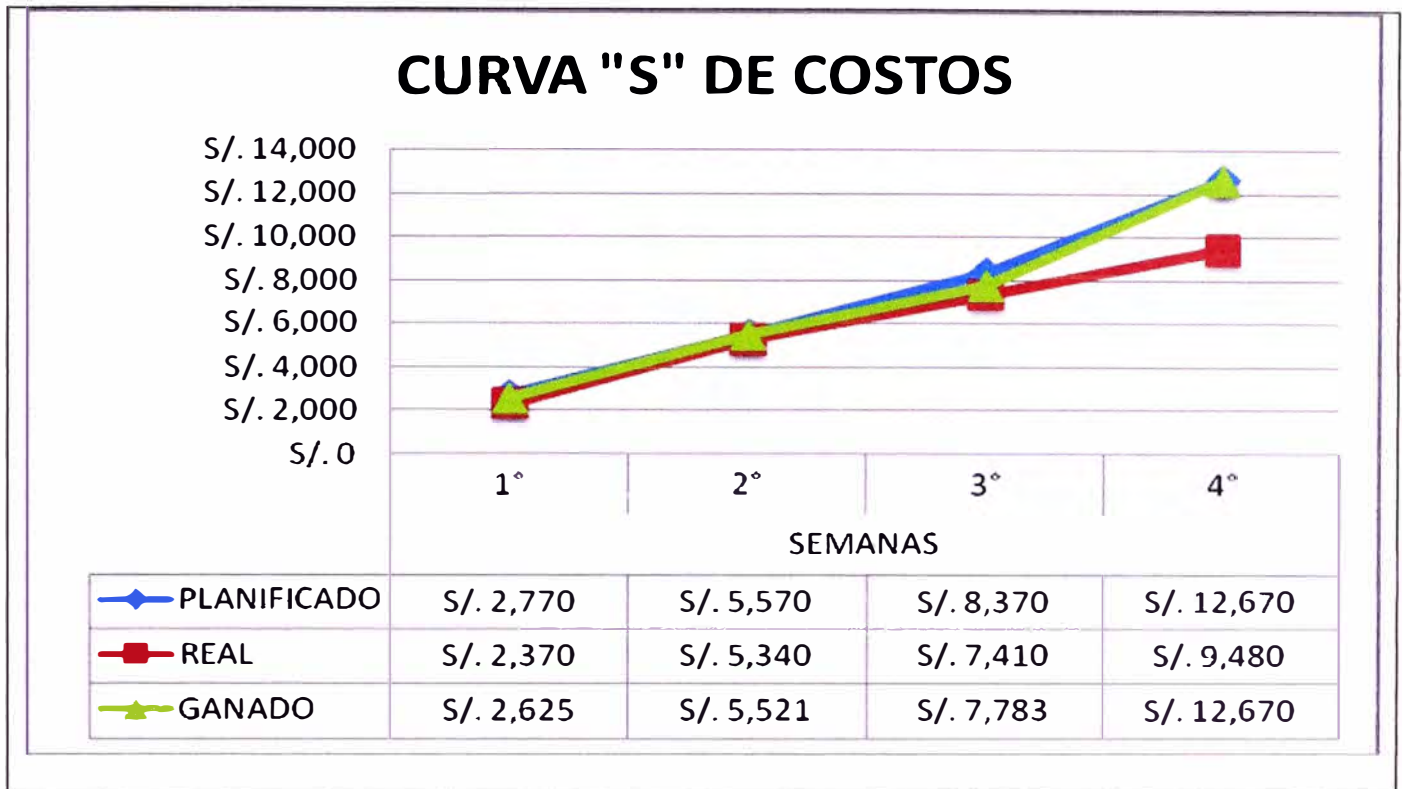
**4.1.3. Costo Real:** es el costo del trabajo ejecutado, para una actividad o del total del Proyecto en un momento determinado.

En nuestra gráfica tenemos en el eje de las ordenadas (eje y) el costo acumulado en nuevos soles y en el eje de las abscisas (eje x) se tiene el tiempo en semanas:

Tabla 4.1 Presupuesto del diseño

<b>PRESUPUESTO: DISEÑO DE UN PUENTE GRUA DE 8 TM</b>							
Ítem	Descripción	Cant.	COSTO SEMANAL				COSTO TOTAL POR ITEM
			1° semana	2° semana	3° semana	4° semana	
1	Dibujante	1		500	500	500	S/. 1,500.00
2	Gerente de Operaciones	1	1,200	1,200	1,200	1,200	S/. 4,800.00
3	Responsable del diseño	1	1,000	1,000	1,000	1,000	S/. 4,000.00
4	Administrativo	1	500	500	500	500	S/. 2,000.00
5	Computadora personal	3	50	75	75	75	S/. 275.00
6	Energía eléctrica	1	10	15	15	15	S/. 55.00
7	Otros (plotter, papel, etc.)	1	10	10	10	10	S/. 40.00
<b>COSTO TOTAL DEL DISEÑO PLANIFICADO</b>							<b>S/. 12,670.00</b>
<b>RESERVAS DE CONTINGENCIA (10%)</b>							<b>S/. 1,267.00</b>
<b>RESERVA DE GESTIÓN (10%)</b>							<b>S/. 1,267.00</b>
<b>PRESUPUESTO DEL PROYECTO</b>							<b>S/. 15,204.00</b>

Tipo de cambio del dólar: S/. 2.91



**Figura 4.1 Curva "S" de costos**

En las tres curvas "S" de costos para el diseño de un puente grúa se aprecia que durante las dos primeras semanas las desviaciones no fueron considerables, no siendo así a partir de la tercera semana y en la cuarta culminándose el diseño con un costo real de S/.9480.00 siendo este menor que el costo planificado, esto debido a que los costos reales se dieron de acuerdo a la aportación que se hizo para el diseño y no como se planificó.

## CONCLUSIONES

1. El presente trabajo muestra que el cálculo de la resistencia mecánica, da como resultado un esfuerzo de tensión total de  $11,12 \text{ Kg/mm}^2$ , siendo menor al esfuerzo de tensión admisible del acero A-36. Asegurando de esta manera el Diseño del Puente Grúa, cuando es sometida a cargas efectivas.
2. El presente trabajo muestra que el cálculo de la estabilidad, da como resultado una flecha de  $16,40 \text{ mm}$ , siendo menor a la flecha admisible máxima de  $20 \text{ mm}$ , por lo cual nos asegura la capacidad de la viga principal del Puente Grúa, para conservar sus posiciones iniciales y las formas de equilibrio adquirido en estado deformado.
3. La selección de la viga principal de un puente grúa dependerá de la carga máxima a izar, de la luz del puente grúa (distancia entre vigas carrileras) y también de los momento de inercia del perfil a seleccionar (distribución del área respecto a un eje neutro horizontal y a un eje de simetría vertical).
4. El buen funcionamiento de un Puente Grúa, no solamente depende del diseño, sino también de otros factores como son: La fabricación (soldadura, protección anticorrosiva, etc.) y el montaje.



5. Para el “Diseño del Puente Grúa”, se ha considerado la reducción de costos y tiempos, basado en la “Guía de los fundamentos de la dirección de proyectos” (Guía del PMBOK), siendo esta una herramienta estandarizada para el control de proyectos, permitiendo identificar y reducir los riesgos, logrando mejores resultados.

## **BIBLIOGRAFÍA**

1. El Proyectista de Estructuras Metálicas de R. Nonnast - Volumen 1  
vigésimo primera edición.
2. Norma de la Sociedad Americana de Fabricantes de Grúa, CMAA 74 – 2010.
3. Manual de construcciones con acero (AISC 2005).
4. Reglamento Nacional de Edificaciones de Perú – 2009.
5. Norma de soldadura para estructuras metálicas, AWS D1.1 - 2004.
6. Orlando Campos Carhuachagua. Implementación de puente grúa de 25 TM,  
en una planta de molienda de minerales.  
Mecánica (informe). M3 –IS 2868.
7. Guia de los Fundamentos de la Dirección de Proyectos (Guia Del PMBOK)
8. Grúas de Emilio Larrode – Antonio Miravete 1º edición 1996.

ANEXO A

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES GRÚA

SEGÚN CMAA 74 - 2010

## 74-3 STRUCTURAL DESIGN

### MATERIAL

All structural steel should conform to ASTM-A36 or A992 Specifications, or shall be an accepted type for the purpose for which the steel is to be used and for the operations to be performed on it. Other suitable materials may be used provided that the parts are proportioned to comparable design factors.

### WELDING

All welding designs and procedures shall conform to AWS D14.1, "Specification for Welding Industrial and Mill Cranes." Weld stresses determined by load combination Case 1, Sections 3.3.2.5.1 and 3.4.4.3, shall not exceed that shown in the applicable Section 3.4.1 or Table 3.4.7-1. Allowable weld stresses for load combination Cases 2 and 3, Sections 3.3.2.5.2 and 3.3.2.5.3 are to be proportioned in accordance with Sections 3.4.2 and 3.4.3.

### STRUCTURE

#### 3.3.1 General

The crane girder shall be welded structural steel box section, wide flange beam, standard I beam, reinforced beam or a section fabricated from structural plates and shapes. The manufacturer shall specify the type and the construction to be furnished. Camber and sweep should be measured by the manufacturer prior to shipment.

#### 3.3.2 Loadings

The crane structures are subjected, in service, to repeated loading varying with time which induces variable stresses in members and connections through the interaction of the structural system and the cross-sectional shapes. The loads acting on the structure are divided into three different categories. All the loads having an influence on engineering strength analysis are regarded as principal loads, namely the dead loads, which are always present; the hoist load, acting during each cycle; and the inertia forces acting during the movements of cranes, crane components, and hoist loads. Load effects, such as operating wind loads, skewing forces, snow loads, temperature effects, are classified as additional loads and are only considered for the general strength analysis and in stability analysis. Other loads such as collision, out of service wind loads, and test loads applied during the load test are regarded as extraordinary loads and except for collision and out of service wind loads are not part of the Specification. Seismic forces are not considered in this design Specification. However, if required, accelerations shall be specified at the crane rail elevation by the owner or specifier. The allowable stress levels under this condition of loading shall be agreed upon with the crane manufacturer.

##### 3.3.2.1 Principal Loads

###### 3.3.2.1.1 Dead Load (DL)

The weight of all effective parts of the bridge structure, the machinery parts and the fixed equipment supported by the structure.

###### 3.3.2.1.2 Trolley Load (TL)

The weight of the trolley and the equipment attached to the trolley.

###### 3.3.2.1.3 Lifted Load (LL)

The lifted load consists of the working load and the weight of the lifting devices used for handling and holding the working load such as the load block, lifting beam, bucket, magnet, grab and the other supplemental devices.

#### 3.3.2.1.4 Vertical Inertia Forces

The vertical inertia forces include those due to the motion of the cranes or the crane components and those due to lifting or lowering of the hoist load. These additional loadings may be included in a simplified manner by the application of a separate factor for the dead load (DLF) and for the hoist load (HLF) by which the vertical acting loads, the member forces or the stresses due to them must be multiplied.

##### 3.3.2.1.4.1 Dead Load Factor (DLF)

This factor covers only the dead loads of the crane, trolley and its associated equipment and shall be taken according to:

$$(DLF) = 1.1 \leq 1.05 + \frac{\text{Travel Speed (FPM)}}{2000} \leq 1.2$$

##### 3.3.2.1.4.2 Hoist Load Factor (HLF)

The hoist load factor shall be applied to the lifted load (LL) in the vertical direction, and is the result of normal operating inertia forces, loads due to the sudden lifting of the load, and other loading uncertainties that occur during normal crane operation.

The HLF for normal operating cranes, including cranes using permanent magnets or other devices that do not result in abrupt handling of the load, shall be 0.5 percent of the hoisting speed in feet per minute, but not less than 15 percent nor more than 50 percent.

$$(HLF) = 0.15 \leq 0.005 \times \text{Hoist Speed (FPM)} \leq 0.5$$

The HLF for cranes used for loads that are abruptly engaged shall be at least 50% of the lifted load (LL). Examples of such applications include (but are not limited to) cranes used with buckets, electromagnets, or grapples.

##### 3.3.2.1.5 Inertia Forces From Drives (IFD)

Travel drive inertia forces result from the acceleration or deceleration of the crane bridge or trolley, and depend on the magnitude of torque applied to the drive wheels. This force shall be determined by applying an IFD factor to the lifted load and weight of the crane components, including attachments, and shall be imposed on the crane in the direction of bridge and trolley travel. The resulting inertia force, in the direction of bridge travel that corresponds to the trolley weight and lifted load, may be equally divided between the two bridge girders.

The IFD factor shall be 7.8% of the acceleration or deceleration rate ( $\text{ft}/\text{sec}^2$ ), but not less than 2.5%. The resulting drive inertia force is based on 250% of the nominal acceleration or deceleration rate produced by either the drive motor or brake. Additional consideration should be given to a cab operated crane which is equipped with a pedal operated or power assist braking system. Due to the nature of these braking systems, the deceleration rates are limited by the frictional force between the braked wheels and rail (i.e.; maximum force when sliding occurs).

$$\begin{aligned} \text{IFD Factor} &= (2.50/32.2) \times \text{Acceleration or Deceleration Rate (ft/sec}^2) \geq 0.025 \\ &= 0.078 \times \text{Acceleration or Deceleration Rate (ft/sec}^2) \geq 0.025 \end{aligned}$$

For polar cranes, the IFD factor corresponding to the trolley and lifted load that results from either the acceleration or deceleration of the bridge, may be adjusted by the ratio of the location of the trolley and lifted load to the radius of the crane runway rail, both relative to the center of bridge rotation. However, in order to account for possible load swing, the inertia force that corresponds to the lifted load and weight of the load block, shall not be less than 1.5% of these loads. Further, the inertia force that corresponds to bridge component weights, including distributive weight of the girders, may be adjusted by the ratio of the location of the component relative to the center of bridge rotation, to the radius of the crane runway rail. The resulting forces at each end of the polar crane bridge are in opposite directions.

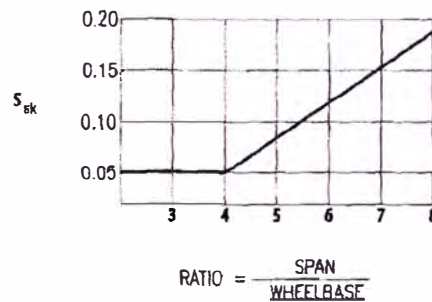
### 3.2.2 Additional Loads

#### 3.2.2.1 Operating Wind Load (WLO)

Unless otherwise specified, the lateral operational load due to wind on outdoor cranes shall be considered as 5 pounds per square foot of projected area exposed to the wind. Where multiple surfaces are exposed to the wind, and the horizontal distance between the surfaces is greater than the depth of the largest surface, the wind area shall be considered to be 1.6 times the projected area of the largest surface. For single surfaces, such as cabs or machinery enclosures, the wind area shall be considered to be 1.2 (or that applicable shape factor specified by ASCE 7 times the projected area).

#### 3.2.2.2 Forces due to Skewing (SK)

When wheels roll along a rail, the horizontal forces normal to the rail, and tending to skew the structure shall be taken into consideration. The horizontal forces shall be obtained by multiplying the vertical load exerted on each wheel by coefficient  $S_{sk}$  which depends upon the ratio of the span to the wheel base. The wheel base is the distance between the outermost wheels.



### 3.2.3 Extraordinary Loads

#### 3.2.3.1 Stored Wind Load (WLS)

This is the maximum wind that a crane is designed to withstand during out of service condition. The speed and test pressure varies with the height of the crane above the surrounding ground level, geographical location and degree of exposure to prevailing winds (See ASCE 7 as applicable).

#### 3.2.3.2 Collision Forces (CF)

Special loading of the crane structure resulting from the bumper stops, shall be calculated with the crane at 0.4 times the rated speed assuming the bumper system is capable of absorbing the energy within its design stroke. Load suspended from the lifting equipment and free oscillating load need not be taken into consideration. Where the load cannot swing, the bumper effect shall be calculated in the same manner taking into account the value of the load. The kinetic energy released on the collision of two cranes with the moving masses of  $M_1$ ,  $M_2$ , and a 40 percent maximum traveling speed of  $V_{T1}$  and  $V_{T2}$  shall be determined from the following equation:

$$E = \frac{M_1 M_2 (0.4V_{T1} + 0.4V_{T2})^2}{2(M_1 + M_2)}$$

The bumper forces shall be distributed in accordance with the bumper characteristics and the freedom of the motion of the structure with the trolley in its worst position.

Should the crane application require that maximum deceleration rates and/or stopping forces be limited due to suspended load or building structure considerations, or if bumper impact velocities greater than 40% of maximum crane velocity are to be provided for, such conditions should be defined at the time of the crane purchase.

### 3.3.2.4 Torsional Forces and Moments

#### 3.3.2.4.1 Due to the Starting and Stopping of the Bridge Motors

The twisting moment due to the starting and stopping of bridge motors shall be considered as the starting torque of the bridge motor at 200 percent of full load torque multiplied by the gear ratio between the motor and cross shaft.

#### 3.3.2.4.2 Due to Vertical Loads:

Torsional moment due to vertical forces acting eccentric to the vertical neutral axis of the girder shall be considered as those vertical forces multiplied by the horizontal distance between the centerline of the forces and the shear center of the girder.

#### 3.3.2.4.3 Due to Lateral Loads:

The torsional moment due to the lateral forces acting eccentric to the horizontal neutral axis of the girder shall be considered as those horizontal forces multiplied by the vertical distance between the centerline of the forces and the shear center of the girder.

### 3.3.2.5 Load Combination

The combined stresses shall be calculated for the following design cases:

#### 3.3.2.5.1 Case 1: Crane in regular use under principal loading (Stress Level 1)

DL (DLF<sub>B</sub>) + TL (DLF<sub>T</sub>) + LL (1 + HLF) + IFD

#### 3.3.2.5.2 Case 2: Crane in regular use under principal and additional loading (Stress Level 2)

DL (DLF<sub>B</sub>) + TL (DLF<sub>T</sub>) + LL (1 + HLF) + IFD + WLO + SK

#### 3.3.2.5.3 Case 3: Extraordinary Loads (Stress Level 3)

##### 3.3.2.5.3.1 Crane subjected to out of service wind

DL + TL + WLS

##### 3.3.2.5.3.2 Crane in collision

DL + TL + LL + CF

##### 3.3.2.5.3.3 Test Loads

CMAA recommends test load not exceed 125 percent of rated load.

### 3.3.2.6 Local Bending of Flanges Due to Wheel Loads

#### 3.3.2.6.1 Each wheel load shall be considered as a concentrated load applied at the center of wheel contact with the flange (Figure 3.3.2.6-1). Local flange bending stresses in the lateral (x) and longitudinal (y) direction at certain critical points may be calculated from the following formulas:

Underside of flange at flange-to-web transition—Point 0:

$$\sigma_{x0} = C_{x0} \frac{P}{(t_u)^2} \qquad \sigma_{y0} = C_{y0} \frac{P}{(t_a)^2}$$

Underside of flange directly beneath wheel contact point—Point 1:

$$\sigma_{x1} = C_{x1} \frac{P}{(t_a)^2} \qquad \sigma_{y1} = C_{y1} \frac{P}{(t_a)^2}$$

Topside of flange at flange-to-web transition—Point 2:

$$\sigma_{x2} = -\sigma_{x0} \qquad \sigma_{y2} = -\sigma_{y0}$$

For tapered flange sections (Figure 3.3.2.6-2)

$$C_{X0} = -1.096 + 1.095\lambda + 0.192e^{-6.0\lambda}$$

$$C_{X1} = 3.965 - 4.835\lambda - 3.965e^{-2.675\lambda}$$

$$C_{Y0} = -0.981 - 1.479\lambda + 1.120e^{1.322\lambda}$$

$$C_{Y1} = 1.810 - 1.150\lambda + 1.060e^{-7.70\lambda}$$

$$t_a = t_f - \left[ \frac{b}{24} \right] + \left[ \frac{a}{6} \right] \quad \text{for standard "S" section}$$

where:  $t_f$  = published flange thickness for standard "S" section (inches)

For parallel flange section (Figure 3.3.2.6-3 & 4)

$$C_{X0} = -2.110 + 1.977\lambda + 0.0076e^{6.53\lambda}$$

$$C_{X1} = 10.108 - 7.408\lambda - 10.108e^{-1.364\lambda}$$

$$C_{Y0} = 0.050 - 0.580\lambda + 0.148e^{3.015\lambda}$$

$$C_{Y1} = 2.230 - 1.49\lambda + 1.390e^{-18.33\lambda}$$

For single web symmetrical sections (Figure 3.3.2.6-2 & 3)1

$$\lambda = \frac{2a}{b - t_w}$$

$b$  = section width across flanges (inches)

For other cases (Figure 3.3.2.6-4)

$$\lambda = \frac{a}{b' - \frac{t_w}{2}}$$

$b'$  = distance from centerline of web to edge of flange (inches)

where:  $P$  = Load per wheel including HLF (pounds)

$t_a$  = Flange thickness at point of load application (inches)

$t_w$  = Web thickness (inches)

$a$  = Distance from edge of flange to point of wheel load application (inches) (Center of wheel contact)

$e$  = Napierian base = 2.71828...

3.2.6.2 The localized stresses due to local bending effects imposed by wheel loads calculated at points 0 and 1 are to be combined with the stresses due to the Case 2 loading specified in paragraph 3.3.2.5.2 of this Specification.

When calculating the combined stress, the flange bending stresses for single web girders are to be diminished to 75% of the value calculated per paragraph 3.3.2.6.1.

The combined stress, as determined in 3.4.4.1, shall not exceed the Load Case 2 allowable stress in table 3.4-1.



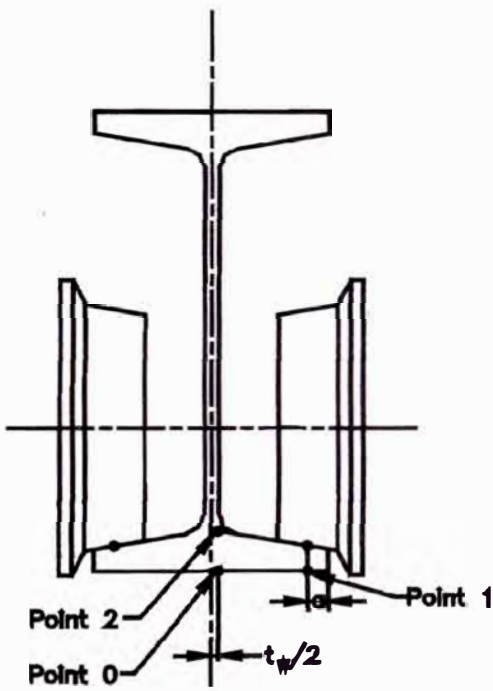


Figure 3.3.2.6-1

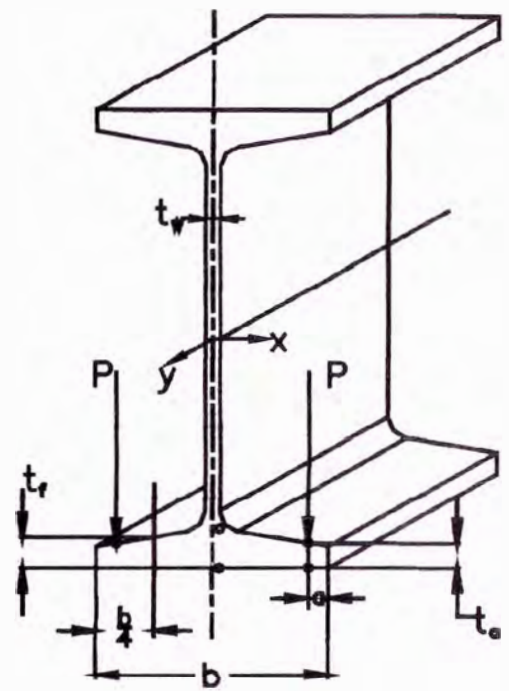


Figure 3.3.2.6-2

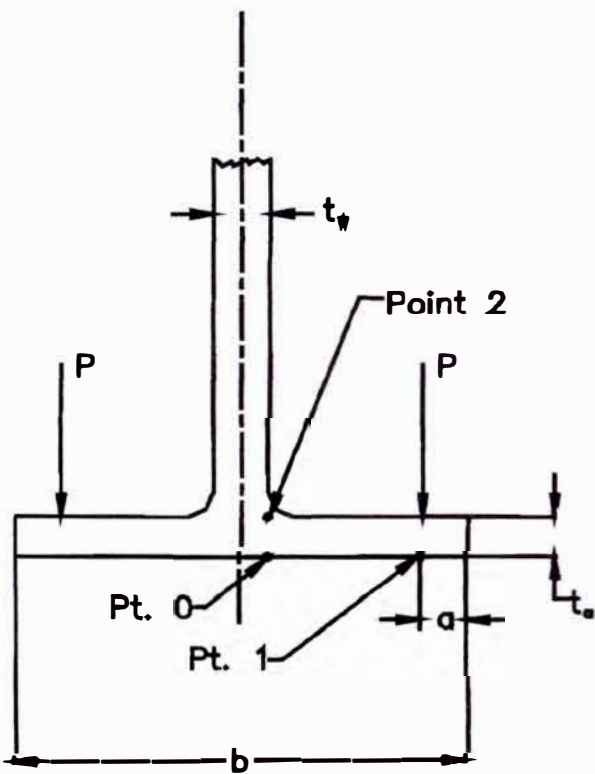
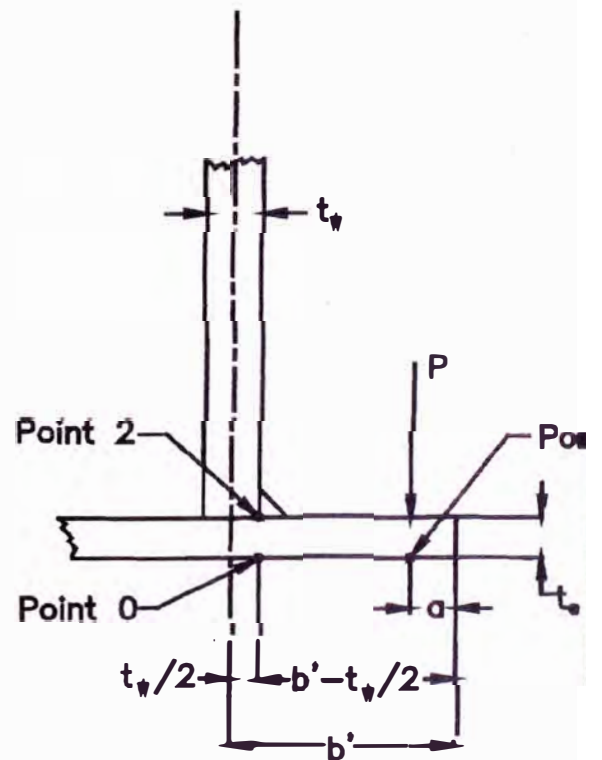


Figure 3.3.2.6-3



Lower Chord of a Box Girder  
Figure 3.3.2.6-4

3.3.6.3 Additionally, in the case of welded plate girders only, the localized stresses on the topside of the flange at the flange-to-web transition (Point 2) are to be combined with the stresses due to the Case 2 loading specified in paragraph 3.3.2.5.2 of this Specification.

The combined stresses, in both the base metal of the welded joint and the weld metal at Point 2, as determined in 3.4.4.2 and 3.4.4.3, shall not exceed the allowable stresses specified in Table 3.4-1 and Section 3.2, respectively. Nor shall the stress range exceed the allowable shown in Table 3.4.7-1 for joint category E.

3.3.6.4 The local flange bending criteria per section 3.3.2.6 is to be met in addition to the general criteria of paragraphs 3.3.2.5 and section 3.4.

3.3.6.5 At load transfer points, consideration should be given to lower flange stresses which are not calculable by the formulas presented in section 3.3.2.6.

## ALLOWABLE STRESSES

TABLE 3.4-1				
LOAD COMBINATION	ALLOWABLE COMPRESSION STRESS*	ALLOWABLE TENSION STRESS	ALLOWABLE SHEAR STRESS*	ALLOWABLE BEARING STRESS
	$\sigma_{CALL}$	$\sigma_{TALL}$	$\tau_{ALL}$	$\sigma_{BrgALL}$
Case 1	$0.60\sigma_{yp}$	$0.60\sigma_{yp}$	$0.36\sigma_{yp}$	$0.80\sigma_{yp}$
Case 2	$0.66\sigma_{yp}$	$0.66\sigma_{yp}$	$0.40\sigma_{yp}$	$0.90\sigma_{yp}$
Case 3	$0.75\sigma_{yp}$	$0.75\sigma_{yp}$	$0.45\sigma_{yp}$	$1.00\sigma_{yp}$

\*For components subject to buckling, See paragraph 3.4.6 and 3.4.8

### Combined Stresses

When loading conditions of a component or weld produce both tensile and compressive stresses in two orthogonal directions, stresses shall be combined per 3.4.4.1, 3.4.4.2 or 3.4.4.3 as appropriate, and the resulting stress limited to the respective allowable stress. Note that standard sign convention of stresses must be used.

3.4.4.1 Combined stresses within a component:

$$\sigma_t = \sqrt{(\sigma_x)^2 + (\sigma_y)^2 - \sigma_x \sigma_y + 3(T_{xy})^2} \leq \sigma_{TALL} \quad (\text{Ref. Table 3.4-1})$$

3.4.4.2 Combined stresses within the base metal of a welded joint:

$$\sigma_v = \frac{1}{2}[\sigma_x + \sigma_y] \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(T_{xy})^2} \leq \sigma_{TALL} \quad (\text{Ref. Table 3.4-1})$$

3.4.4.3 Combined stresses within the weld metal:

$$\sigma_v = \frac{1}{2}[\sigma_x + \sigma_y] \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(T_{xy})^2} \leq \sigma_{WeldALL} \quad (\text{Ref. Para 3.2})$$

### Buckling Analysis

Local buckling, lateral and torsional buckling of the web plate and local buckling of the rectangular plates forming part of the compression member, shall be made in accordance with a generally accepted theory of the strength of materials. (See Section 3.4.8).

### 3.4.6 Compression Member

3.4.6.1 The average allowable compression stress on the cross section area of axially loaded compression members susceptible to buckling shall be calculated when  $KL/r$  (the largest effective slenderness ratio of any segment) is less than  $C_c$ :

$$\sigma_A = \frac{\left[ 1 - \frac{(KL/r)^2}{2(C_c)^2} \right] \sigma_{yp}}{\left[ \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8(C_c)^3} \right] N}$$

$$\text{where: } C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_{yp}}}$$

3.4.6.2 The average allowable compression stress on the cross section area of axially loaded compression members susceptible to buckling shall be calculated when  $KL/r$  (the largest effective slenderness ratio of any segment) exceeds  $C_c$ :

$$\sigma_A = \frac{12\pi^2 E}{23(KL/r)^2 N}$$

3.4.6.3 Members subjected to both axial compression and bending stresses shall be proportioned to satisfy the following requirements:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_A} + \frac{C_{mx}\sigma_{bx}}{\left[ 1 - \frac{\sigma_a}{\sigma_{ex}} \right] \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my}\sigma_{by}}{\left[ 1 - \frac{\sigma_a}{\sigma_{ey}} \right] \sigma_{By}} \leq 1.0$$

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_{Bk}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.0$$

when  $\frac{\sigma_a}{\sigma_A} \leq 0.15$  the following formula may be used:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_A} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1.0$$

where:

$K$  = effective length factor

$L$  = unbraced length of compression member

$r$  = radius of gyration of member (minimum)

$E$  = modulus of elasticity

$\sigma_{yp}$  = yield point

$\sigma_a$  = the computed axial stress

$\sigma_b$  = computed compressive bending stress at the point under consideration

$\sigma_A$  = axial stress that will be permitted if axial force alone existed

$\sigma_B$  = compressive bending stress that will be permitted if bending moment alone exists

$\sigma_{Bk}$  = allowable compression stress from Section 3.4

$$\sigma_c = \frac{12\pi^2 E}{23(KL/r)^2 N}$$

$N$  = 1.1 Case 1

$N$  = 1.0 Case 2

$N = 0.89$  Case 3

$C_{mx}$  and  $C_{my}$  = a coefficient whose value is taken to be:

1. For compression members in frames subject to joint translation (sideway),  $C_m = 0.85$ .
2. For restrained compression members in frames braced against joint translation and not subject to transverse loading between their supports in the plane of bending:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left[ \frac{M_1}{M_2} \right] \text{ but not less than } 0.4$$

where  $M_1/M_2$  is the ratio of the smaller to larger moments at the ends of that portion of the member unbraced in the plane of bending under consideration.  $M_1/M_2$  is positive when the member is bent in reverse curvature, negative when bent in single curvature.

3. For compression members in frames braced against joint translation in the plane of loading and subjected to transverse loading between their supports, the value of  $C_m$  may be determined by rational analysis. However, in lieu of such analysis, the following values may be used:
  - a. For members whose ends are restrained  $C_m = 0.85$
  - b. For members whose ends are unrestrained  $C_m = 1.0$

**3.7 Allowable Stress Range - Repeated Load**

Members and fasteners subject to repeated load shall be designed so that the maximum stress does not exceed that shown in Sections 3.4.1 thru 3.4.6, nor shall the stress range (maximum stress minus minimum stress) exceed allowable values for various categories as listed in Table 3.4.7-1. The minimum stress is considered to be negative if it is opposite in sign to the maximum stress. The categories are described in Table 3.4.7-2A with sketches shown in Fig. 3.4.7-2B. The allowable stress range is to be based on the condition most nearly approximated by the description and sketch. See Figure 3.4.7-3 for typical box girders.

**TABLE 3.4.7-1  
ALLOWABLE STRESS RANGE - ksi**

CMAA Service Class	JOINT CATEGORY					
	A	B	C	D	E	F
A	63	49	35	28	22	15
B	50	39	28	22	18	14
C	37	29	21	16	13	12
D	31	24	17	13	11	11

Stress range values are independent of material yield strength.

TABLE 3.4.7-2A

FATIGUE STRESS PROVISIONS - TENSION (T), REVERSAL (REV) OR SHEAR (S) STRESSES

GENERAL CONDITION	SITUATION	JOINT CATEGORY	EXAMPLE OF A SITUATION	KIND OF STRESS
Plain Material	Base metal with rolled or cleaned surfaces. Oxygen-cut edges with ANSI smoothness of 1000 or less.	A	1,2	T or Rev.
Built-up members	Base metal and weld metal in members without attachments built up; of plates or shapes connected by continuous complete or partial joint penetration groove welds or by continuous fillet welds parallel to the direction of applied stress.	B	3,4,5,7	T or Rev.
	Calculated flexural stress at toe of transverse stiffener welds on girder webs or flanges.	C	6	T or Rev.
	Base metal at end of partial length welded cover plates having square or tapered ends, with or without welds across the ends.	E	7	T or Rev.
Groove Welds	Base metal and weld metal at complete joint penetration groove welded splices of rolled and welded sections having similar profiles when welds are ground and weld soundness established by nondestructive testing.	B	8,9	T or Rev.
	Base metal and weld metal in or adjacent to complete joint penetration groove welded splices at transitions in width or thickness, with welds ground to provide slopes no steeper than 1 to 2.5 (40%) and weld soundness established by nondestructive testing.	B	10,11	T or Rev.
	Weld metal of partial penetration transverse groove welds based on effective throat area of the weld or welds.	F	17	T or Rev.
Groove Welds	Base metal and weld metal in or adjacent to complete joint penetration groove welded splices either not requiring transition or when required with transitions having slopes no greater than 1 to 2.5 (40%) and when in either case reinforcement is not removed and weld soundness is established by nondestructive testing.	C	8,9,10,11	T or Rev.
	Base metal and weld metal at complete joint penetration groove welded splices of sections having similar profiles or at transitions in thickness to provide slopes no steeper than 1 to 2.5 (40%) with a permanent backing bar when the weld is ground roughly parallel to the direction of the stress and weld soundness is established by nondestructive testing. The backing bar is to be continuous and if spliced, is to be joined by a full penetration butt weld. The backing bar is to be connected to the parent metal by continuous welds along both edges. Intermittent welds may be used in regions of compression stress.			
	Welds parallel to direction of the stress:	B	19 & 20	T or Rev.
	Welds perpendicular to direction of the stress:			
	(a) $L \leq 2$ in.	C	19	T or Rev.
	(b) $2$ in. $< L \leq 4$ in.	D	19	T or Rev.
(c) $L > 4$ in.	E	19	T or Rev.	
Groove Welded Connections	Base metal at details of any length attached by groove welds subjected to transverse or longitudinal loading, or both, when weld soundness transverse to the direction of stress is established by nondestructive testing and the detail embodies a transition radius, R, with the weld termination ground when:			
	Longitudinal Loading:			
	(a) $R \geq 24$ in.	B	13	T or Rev.
	(b) $24$ in. $> R \geq 6$ in.	C	13	T or Rev.
	(c) $6$ in. $> R \geq 2$ in.	D	13	T or Rev.
(d) $2$ in. $> R \geq 0$	E	12,13	T or Rev.	

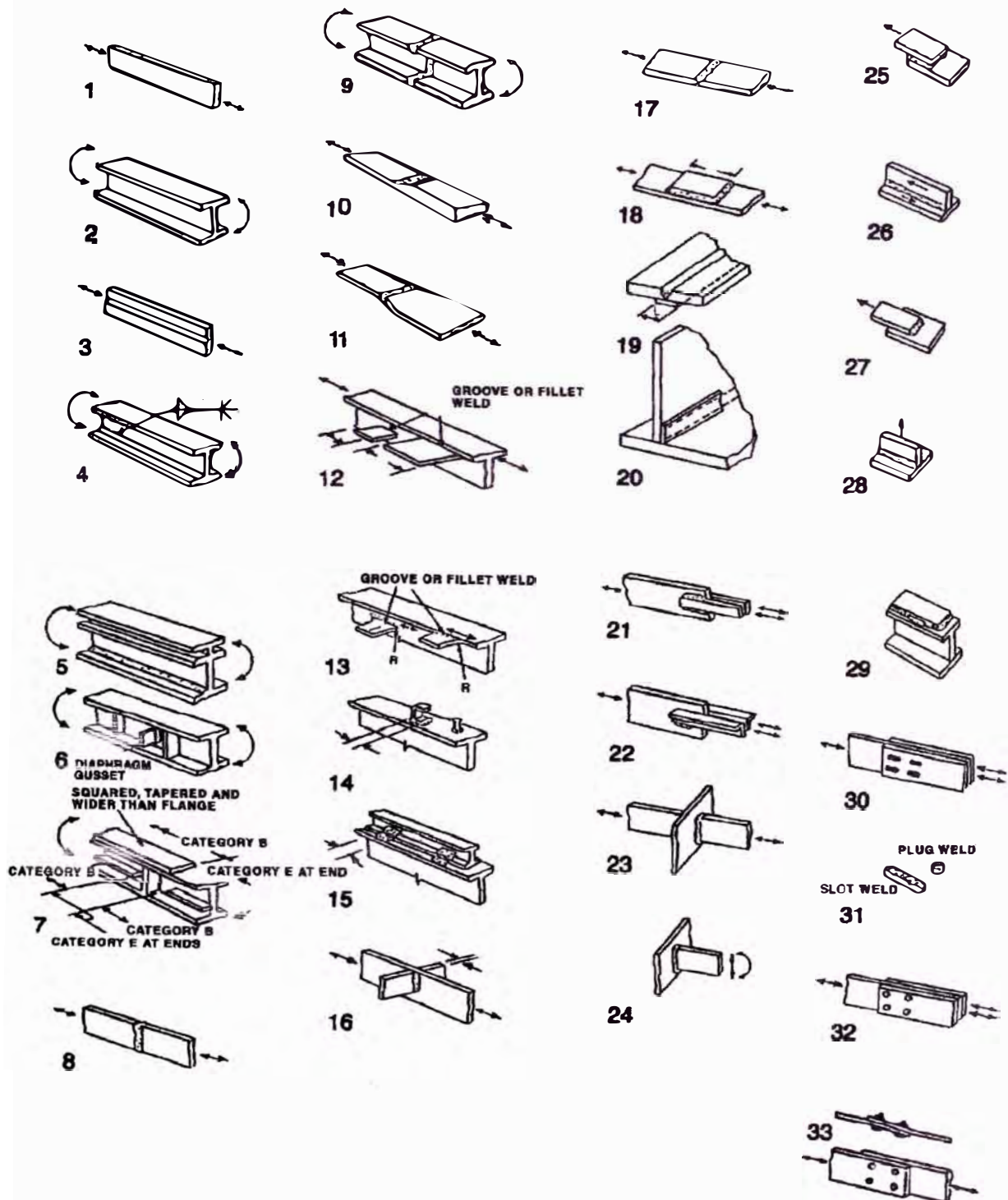
**TABLE 3.4.7-2A (Continued)**

GENERAL CONDITION	SITUATION	JOINT CATEGORY	EXAMPLE OF A SITUATION	KIND OF STRESS
Groove Weld Connections (continued)	Transverse Loading: Materials having equal or unequal thickness sloped, welds ground web connections excluded.			
	(a) $R \geq 24$ in.	B	13	T or Rev.
	(b) $24 \text{ in.} > R \geq 6$ in.	C	13	T or Rev.
	(c) $6 \text{ in.} > R \geq 2$ in.	D	13	T or Rev.
	(d) $2 \text{ in.} > R \geq 0$	E	12, 13	T or Rev.
	Transverse Loading: Materials having equal thickness, not ground, web connections excluded.			
	(a) $R \geq 24$ in.	C	13	T or Rev.
	(b) $24 \text{ in.} > R \geq 6$ in.	C	13	T or Rev.
	(c) $6 \text{ in.} > R \geq 2$ in.	D	13	T or Rev.
	(d) $2 \text{ in.} > R \geq 0$	E	12, 13	T or Rev.
	Transverse Loading: Materials having unequal thickness, not sloped or ground. Including web connections			
	(a) $R \geq 24$ in.	E	13	T or Rev.
	(b) $24 \text{ in.} > R \geq 6$ in.	E	13	T or Rev.
	(c) $6 \text{ in.} > R \geq 2$ in.	E	13	T or Rev.
	(d) $2 \text{ in.} > R \geq 0$	E	12, 13	T or Rev.
	Groove or fillet welded connections	Base metal at details attached by groove or fillet welds subject to longitudinal loading when the detail embodies a transition radius, R, less than 2 in., and when the detail length, L, parallel to the line of stress is		
(a) $L \leq 2$ in.		C	12, 14, 15, 16, 18	T or Rev.
(b) $2 \text{ in.} < L \leq 4$ in.		D	12, 18	T or Rev.
(c) $L > 4$ in.		E	12, 18	T or Rev.
Fillet Welded Connections	Base metal at details attached by fillet welds or partial penetration groove welds parallel to the direction of stress regardless of length when the detail embodies a transition radius, R, 2 in. or greater and with the weld termination ground.			
	(a) When $R \geq 24$ in.	B	13	T or Rev.
	(b) When $24 \text{ in.} > R > 6$ in.	C	13	T or Rev.
	(c) When $6 \text{ in.} \geq R > 2$	D	13	T or Rev.
Fillet welded connections	Base metal at junction of axially loaded members with fillet welded end connections. Welds shall be disposed about the axis of the member so as to balance weld stresses.	E	21, 22, 23	T or Rev.
Fillet welds	Shear stress on throat of fillet welds	F	21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28	S
	Base metal at intermittent welds attaching transverse stiffeners and stud-type shear connectors.	C	7, 14	T or Rev.
	Base metal at intermittent welds attaching longitudinal stiffeners or cover plates.	E	7, 29	T or Rev.

**TABLE 3.4.7-2A (Continued)**

GENERAL CONDITION	SITUATION	JOINT CATEGORY	EXAMPLE OF A SITUATION	S
Stud welds	Shear stress on nominal shear area of stud-type shear connectors.	F	14	S
Plug and slot welds	Base metal adjacent to or connected by plug or slot welds.	E	30	T
	Shear stress on nominal shear area of plug or slot welds.	F	30, 31	S
Mechanically fastened connections	Base metal at gross section of high strength bolted friction-type connections, except connections subject to stress reversal and axially loaded joints which induce out-of-plane bending in connected material.	B	32	T
	Base metal at net section of other mechanically fastened joints.	D	33	T or Rev
	Base metal at net section of high strength bolted bearing connections.	B	32, 33	T

FIGURE 3.4.7-2B





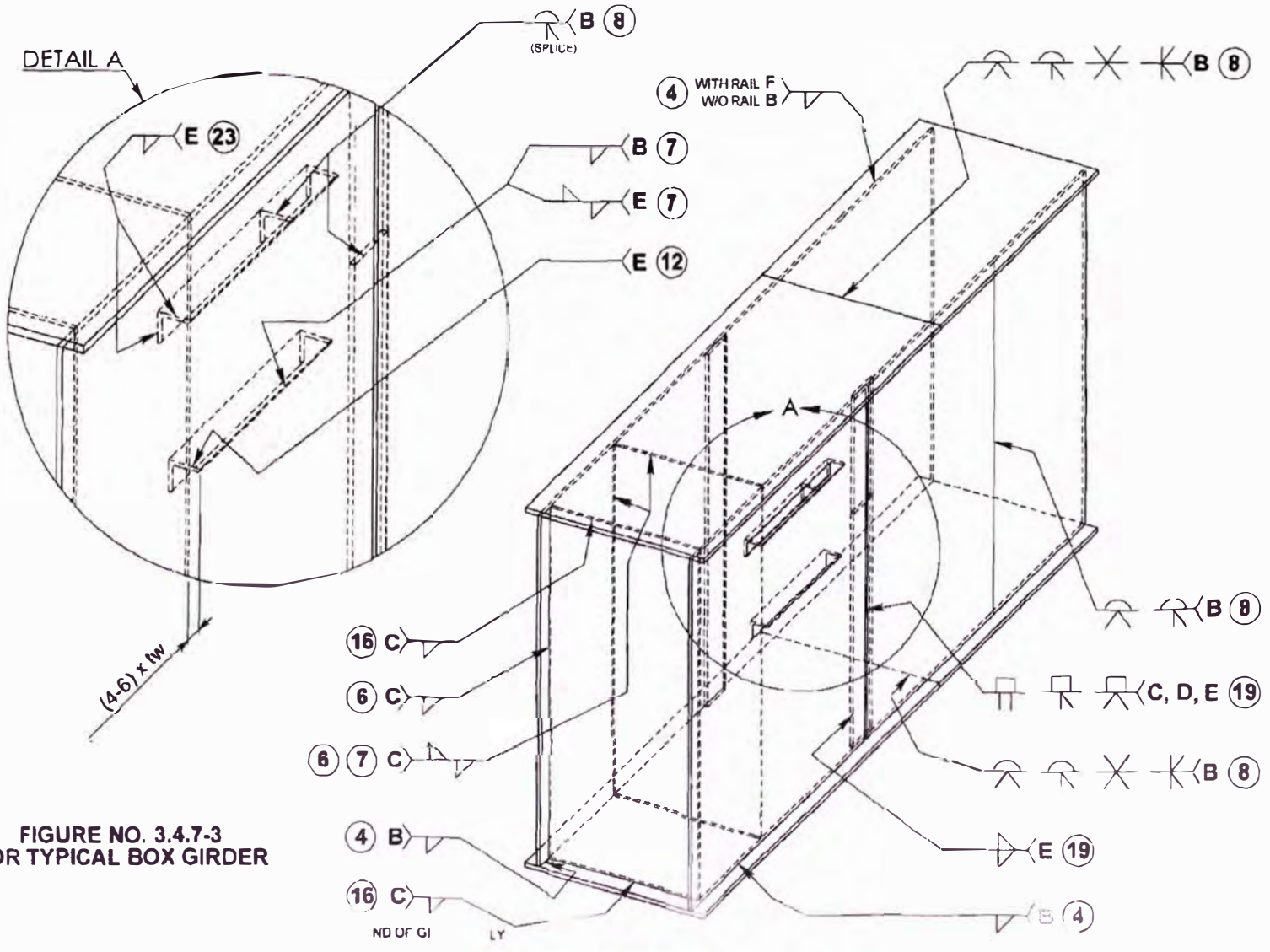


FIGURE NO. 3.4.7-3  
FOR TYPICAL BOX GIRDER

**3.8 BUCKLING**

**3.8.1 Local Buckling or Crippling of Flat Plates**

The structural design of the crane must guard against local buckling and lateral torsional buckling of the web plates and cover plates of the girder. For purposes of assessing buckling, the plates are subdivided into rectangular panels of length "a" and width "b." The length "a" of these panels corresponds to the center distance of the full depth diaphragms or transverse stiffeners welded to the panels.

In the case of compression flanges the length "b" of the panel indicates the distance between web plates or the distance between web plates and/or longitudinal stiffeners. In the case of web plates, the length "b" of the panel indicates the depth of the girder, or the distance between compression flanges or tension flanges and/or horizontal stiffeners.

3.8.2 Critical buckling stress shall be assumed to be a multiple of the Euler Stress  $\sigma_e$ .

$$\sigma_k = K_\sigma \sigma_e; \quad \tau_k = K_\tau \sigma_e$$

where:  $K_\sigma$  = buckling coefficient compression  
 $K_\tau$  = buckling coefficient shear

The buckling coefficient  $K_\sigma$  and  $K_\tau$  are identified for a few simple cases for plates with simply supported edges in Table 3.4.8.2-1 and depend on:

- ratio  $\alpha = a/b$  of the two sides of the plate.
- manner in which the plate is supported along the edges
- type of loading sustained by the plate.

It is not the intention of this Specification to enter into further details of this problem. For a more detailed and complex analysis such as evaluation of elastically restrained edges, continuity of plate, and determination of the coefficient of restraint, reference should be made to specialized literature.

$\sigma_e$  = Euler buckling stress which can be determined from the following formula:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left[ \frac{t}{b} \right]^2 = [26.21 \times 10^6] \left[ \frac{t}{b} \right]^2$$

where:  $E$  = modulus of elasticity (for steel  $E = 29,000,000$  psi)  
 $\mu$  = Poisson's ratio (for steel  $\mu = 0.3$ )  
 $t$  = thickness of plate (inches)  
 $b$  = width of plate (inches) perpendicular to the compression force.

If compression and shear stresses occur simultaneously, the individual critical buckling stresses  $\sigma_k$  and  $\tau_k$  and the calculated stress values  $\sigma$  and  $\tau$  are used to determine the critical comparison stress.

$$\sigma_{1k} = \frac{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}}{\left[ \frac{1+\psi}{4} \right] \left[ \frac{\sigma}{\sigma_k} \right] + \sqrt{\left[ \frac{3-\psi}{4} \frac{\sigma}{\sigma_k} \right]^2 + \left[ \frac{\tau}{\tau_k} \right]^2}}$$

TABLE NO. 3.4.8.2-1

Case	Loading		Buckling Stress	Range of Application	Buckling Coefficient
1	Compressive stresses, varying as a straight line.  $0 \leq \psi \leq 1$		$\sigma_k = K_\sigma \sigma_o$	$\alpha \geq 1$ $\alpha < 1$	$K_\sigma = \frac{8.4}{\psi + 1.1}$ $K_\sigma = \left[ \alpha + \frac{1}{\alpha} \right]^2 \left[ \frac{2.1}{\psi + 1.1} \right]$
2	Compressive and tensile stresses; varying as a straight line and with the compression predominating.  $-1 < \psi < 0$		$\sigma_k = K_\sigma \sigma_o$		$K_\sigma = [(1+\psi)K'] \cdot (\psi K'') + [10\psi(1+\psi)]$ wherein $K'$ is the buckling coefficient for $\psi = 0$ (case 1) and $K''$ is the buckling coefficient for $\psi = -1$ (case 3).
3	Compressive and tensile stresses, varying as a straight line, with equal edge values, $\psi = -1$ or with predominantly tensile stresses,  $*\psi < -1$		$\sigma_k = K_\sigma \sigma_o$	$\alpha \geq \frac{2}{3}$ $\alpha < \frac{2}{3}$	$K_\sigma = 23.9$ $K_\sigma = 15.87 + \frac{1.87}{\alpha^2} + 8.6\alpha^2$
4	Uniformly distributed shear stresses.  $\psi = 1$		$\tau_k = K_\tau \sigma_o$	$\alpha \geq 1$ $\alpha < 1$	$K_\tau = 5.34 + \frac{4.00}{\alpha^2}$ $K_\tau = 4.00 + \frac{5.34}{\alpha^2}$

r the i ation and sigma\_o se 3 w edom tensile place asion 2 x the h of tl npres zone. se

where:  $\sigma$  = actual compression stress  
 $\tau$  = actual shear stress  
 $\sigma_k$  = critical compression stress  
 $\tau_k$  = critical shear stress  
 $\Psi$  = stress ratio (see Table No. 3.4.8.2-1)

In the special case where  $\tau = 0$  it is simply  $\sigma_{1k} = \sigma_k$  and in the special case where  $\sigma = 0$  then  $\sigma_{1k} = \tau_k \sqrt{3}$

If the resulting critical stress is below the proportional limit  $\sigma_p$ , buckling is said to be elastic. If the resulting value is above the proportional limit  $\sigma_p$ , buckling is said to be inelastic. For inelastic buckling, the critical stress shall be reduced to:

$$\sigma_{1kR} = \frac{\sigma_{yp} (\sigma_{1k})^2}{0.1836(\sigma_{yp})^2 + (\sigma_{1k})^2}$$

where:  $\sigma_{yp}$  = yield point

$\sigma_p$  = proportional limit (assumed at  $\frac{\sigma_{yp}}{1.32}$ )

### 3.4.8.3 Design Factors

The safety factor is  $\vartheta_B$  calculated with the aid of the formulas:

In case of elastic buckling:  $\vartheta_B = \frac{\sigma_{1k}}{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}} \geq \text{DFB}$

In case of inelastic buckling:  $\vartheta_B = \frac{\sigma_{1kR}}{\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}} \geq \text{DFB}$

The design factor DFB requirements of buckling are as follows:

TABLE 3.4.8.3-1

LOAD COMBINATION	DESIGN FACTOR DFB
Case 1	1.7 + 0.175 ( $\Psi - 1$ )
Case 2	1.5 + 0.125 ( $\Psi - 1$ )
Case 3	1.35 + 0.05 ( $\Psi - 1$ )

## 3.5 DESIGN REQUIREMENTS

### 3.5.1 Proportions for Welded Box Girders

The span to section element ratios shall not exceed the following:

$$L/d \leq 25$$

$$L/b \leq 65$$

$$h/t \leq 1000 / \sqrt{\sigma_y} ; \text{ when longitudinal stiffeners are not provided}$$

$$\text{or } \leq 2000 / \sqrt{\sigma_y} ; \text{ when longitudinal stiffeners are provided}$$

where: L = span (inches)  
 b = distance between web plates at the compression flange (inches)  
 d = depth of beam (inches)  
 h = web height; depth of web plate (inches)  
 t = thickness of web plate (inches)  
 $\sigma_y$  = minimum yield strength of web plates (ksi)

### 3.5.2 Longitudinal Stiffeners

3.5.2.1 When one longitudinal stiffener is used, it should be placed so that its centerline is approximately 0.4 times the distance from the inner surface of the compression flange plate to the neutral axis. It shall have a moment of inertia no less than:

$$I_o = 1.2 \left[ 0.4 + 0.6 \left( \frac{a}{h} \right) + 0.9 \left( \frac{a}{h} \right)^2 + 8 \frac{A_s a}{h^2 t} \right] h t^3$$

3.5.2.2 When two longitudinal stiffeners are used, they should be placed so that their centerlines are approximately 0.25 and 0.55 times the distance, respectively, from the inner surface of the compression flange plate to the neutral axis. They shall each have a moment of inertia no less than:

$$I_o = 1.2 \left[ 0.3 + 0.4 \left( \frac{a}{h} \right) + 1.3 \left( \frac{a}{h} \right)^2 + 14 \frac{A_s a}{h^2 t} \right] h t^3$$

where: a = longitudinal distance between full depth diaphragms or transverse stiffeners (inches)  
 h = web height; depth of web plate (inches)  
 t = thickness of web (inches)  
 A = area of one stiffener (in<sup>2</sup>)  
 $I_o$  = required moment of inertia of one stiffener (in<sup>4</sup>)

If the stress within the plate is predominately compressive (Table 3.4.8.2-1; Case 2), the depth of the web shall be considered as twice the distance from the inner surface of the compression flange to the neutral axis of the section, when determining the required moment of inertia of the stiffener.

3.5.2.3 The moment of inertia of longitudinal stiffeners welded to one side of a plate shall be calculated about the interface of the plate adjacent to the stiffener. For elements supported along one edge, the maximum width to thickness ratio shall not be greater than 12.7, and for elements supported along both edges, the maximum width to thickness ratio shall not be greater than 42.2. If the ratio of 12.7 is exceeded for the element of the stiffener supported along one edge, but a portion of the stiffener element conforms to the maximum width-thickness ratio and meets the stress requirements with the excess considered removed, the member is considered acceptable.

### 3.5.3 Stiffened Plates in Compression

3.5.3.1 When one, two or three longitudinal stiffeners are added to a plate in compression, dividing it into segments having equal unsupported widths, full edge support will be provided by the longitudinal stiffeners, and the provisions of Section 3.5.2.3 may be applied to the design of the plate when stiffeners meet minimum requirements as follows:

3.5.3.1.1 For one longitudinal stiffener at the center of the compression plate, where b/2 is the unstiffened width, the moment of inertia of the stiffener shall be no less than:

$$I_o = \left[ 0.6 \frac{a}{b} + 0.2 \left( \frac{a}{b} \right)^2 + 3 \left( \frac{A_s a}{b^2 t} \right) \right] b t^3$$

The moment of inertia need not be greater in any case than as given by the following equation:

$$I_0 = \left[ 2.2 + 10.3 \frac{A_s}{bt} \left( 1 + \frac{A_s}{bt} \right) \right] bt^3$$

- 5.3.1.2 For two longitudinal stiffeners, each one at the third points of the compression plate, where  $b/3$  is the unstiffened width, the moment of inertia of each of the two stiffeners shall be no less than:

$$I_0 = \left[ 0.4 \frac{a}{b} + 0.8 \left( \frac{a}{b} \right)^2 + 8 \frac{A_s a}{b^2 t} \right] bt^3$$

The moment of inertia need not be greater in any case than:

$$I_0 = \left[ 9 + 56 \left( \frac{A_s}{bt} \right) + 90 \left( \frac{A_s}{bt} \right)^2 \right] bt^3$$

- 5.3.1.3 For three longitudinal stiffeners, each one spaced equidistant at the one fourth width locations where  $b/4$  is the unstiffened width, and limited to  $a/b < 3$ , the moment of inertia of each of the three stiffeners shall be no less than:

$$I_0 = \left[ 0.35 \frac{a}{b} + 1.10 \left( \frac{a}{b} \right)^2 + 12 \left( \frac{A_s a}{b^2 t} \right) \right] bt^3$$

where:  $a$  = longitudinal distance between diaphragms or transverse stiffeners (inches)  
 $b$  = total width of stiffened plate; distance between web plates (inches)  
 $t$  = thickness of stiffened plate (inches)  
 $A_s$  = area of one stiffener ( $\text{in}^2$ )  
 $I_0$  = required moment of inertia of one stiffener ( $\text{in}^4$ )

Stiffeners shall also meet the slenderness requirements of para. 3.5.2.3.

#### 5.4 Diaphragms, Transverse Stiffeners, and Longitudinal Stiffeners used for shear buckling stability of web

- 5.4.1 Structural box members shall have at least one full depth diaphragm at each end. When the web height to thickness ratio of any structural member exceeds the following, or when required for plate buckling stability requirements per section 3.4.8, additional full depth diaphragms or transverse stiffeners shall be used:

$$h/t > 240 / \sqrt{\tau_v}; \text{ or } > 150$$

- 5.4.1.1 When additional full depth diaphragms or transverse stiffeners are required, they shall be spaced so that all web panels are in compliance with the plate buckling stability requirements per section 3.4.8. Also, the spacing shall not exceed  $1\frac{1}{2}$  times the web height or 72 inches, whichever is greater, nor the distance established by the following:

$$a \leq h [260 / (h/t)]^2$$

- 5.4.1.2 Furthermore, the spacing of these stiffeners at each end, and in locations where the web plate panels contain large holes, shall not exceed the depth of the web, nor the distance established by the following:

$$a \leq 350 t / \sqrt{\tau_v}$$

where:  $h$  = web height; depth of web (inches)  
 $a$  = spacing of full depth diaphragms or transverse stiffeners (inches)  
 $t$  = thickness of web (inches)  
 $\tau_v$  = nominal shear stress in web, per Load Case 1 (ksi)

3.5.4.2 Either full depth diaphragms or transverse stiffeners may be used to meet the spacing requirements.

3.5.4.3 The moment of inertia, about the interface of the web plate, of a transverse or longitudinal stiffener when used for the purpose of shear buckling stability requirements, shall not be less than:

$$I \geq 1.2 h^3 t^3 / a^2$$

- where: h = web height; depth of web, for transverse stiffeners (inches) - or -  
 = length of the stiffened panel edge, for longitudinal stiffeners (inches)  
 A = spacing of transverse stiffeners, for transverse stiffeners (inches) - or -  
 = average width of adjacent panels to be stiffened, but no greater than 12 times of the smaller panel width, for longitudinal stiffeners (inches)  
 T = thickness of web (inches)  
 I = minimum moment of inertia of transverse stiffener (in<sup>4</sup>)

Stiffeners shall also meet the slenderness requirements of para. 3.5.2.3.

When additional loading conditions exist (e.g.; localized loads imposed by drive units, supports, walk supports, etc.), special design considerations may be needed for sizing the required stiffener.

3.5.4.4 Webs shall be reinforced with full depth diaphragms, transverse stiffeners, or other suitable means, at locations of major load attachments.

### 3.5.5 Deflection and Camber

3.5.5.1 The maximum vertical deflection of uncambered girders produced by the dead load, the weight of hoist, trolley and the rated load shall not exceed 1/600 of the span. Vertical inertia forces shall not be considered in determining deflection.

3.5.5.2 The maximum vertical deflection of cambered girders produced by the weight of the hoist, trolley and the rated load shall not exceed 1/888 of the span. Vertical inertia forces shall not be considered in determining deflection.

3.5.5.3 Box girders and single web girders should be cambered an amount equal to the dead load deflection plus one-half of the live load deflection.

### 3.5.6 Single Web Girders

Single web girders include wide flange beams, standard I beams, or beams reinforced with a web plate, or other structural configurations having a single web. Where necessary, an auxiliary girder or other suitable means should be provided to support overhanging loads to prevent undue torsional and lateral deflections.

In addition to other applicable design criteria for structural members (i.e.; loadings, allowable stresses, fatigue, buckling and deflection) the maximum compression stress shall not exceed the following:

$$\sigma_{\text{Comp ALL}} \text{ (ksi)} = \frac{12,000}{Ld} \times F_{\text{LC}} \leq \sigma_{\text{CALL}}$$

$$A_f$$

- Where L = span (unbraced length of top flange) (inches)  
 d = depth of beam (inches)  
 A<sub>f</sub> = area of compression flange (in<sup>2</sup>)  
 F<sub>LC</sub> = load case factor  
 = 1.0 for Load Case 1  
 = 1.1 for Load Case 2  
 = 1.25 for Load Case 3

### 3.7 Box Section Girder Built of Two Beams

Box section girder built up of two beams, either with or without reinforcing flange plates, shall be designed according to the same design data as for box section girder cranes for stress and deflection values only.

## 6 BRIDGE END TRUCK

- 3.1 The crane bridge shall be carried on end trucks designed to carry the rated load when lifted at one end of the crane bridge. The wheel base of the end truck shall be 1/8 of the span or greater.
- 3.2 End trucks may be of the rotating axle or fixed axle type as specified by the crane manufacturer.
- 3.3 The bridge end trucks should be constructed of structural steel or other suitable material. Provision shall be made to prevent the end truck from dropping more than one inch in case of axle failure. Rail sweeps shall be provided in front of each outside wheel and shall project below the top of the runway rail.
- 3.4 Load combinations and basic allowable stresses are to be in accordance with Sections 3.3.2.5 and 3.4.
- 3.5 When appropriate, equalizer bridge trucks are to be incorporated to promote sharing of bridge wheel loads. Equalizing pins are to be provided between equalizer truck and equalizer beams and/or rigid bridge structures.

## 7 OPERATOR'S CAB

- 3.1 The standard location of the operator's cab is at one end of the crane bridge unless otherwise specified. It shall be so located as not to interfere with the hook approach. The operator's cab shall be open type for indoor service unless otherwise specified. The cab shall be adequately braced to prevent swaying or vibration, but not so as to interfere with access to the cab or the vision of the operator. All bolts for supporting member connections should be in shear. Cab shall be provided with an audible warning device and fire extinguisher.
- 3.2 Provisions shall be made in the operator's cab for placement of the necessary equipment, wiring and fittings. All cabs should be provided with a seat unless otherwise specified.
- 3.3 For allowable stresses, use stress level 2, Section 3.4.2.
- 3.4 The controllers or their operating handles are located as shown in Section 5.7.3 for the cab location, unless otherwise specified.
- 3.5 The means of access and egress to the cab should conform to ASME Standards B30.17.

## 8 STRUCTURAL BOLTING

- 3.1 Structural connections in the primary load path shall conform to AISC "Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts," including tensile fatigue loading requirements as applicable. (Cyclic shear need not be considered). Provision should be made in structural connections for maintaining structural and machinery alignment. Zinc (galvanizing) causes stress corrosion in A490 bolts and therefore galvanized A490 bolts shall not be used.
- 3.2 ASTM A307 bolts shall not be used for structural connections in the main load path. A307 bolts used for other connections shall conform to the AISC Manual of Steel Construction.
- 3.3 The nominal allowable bolt stresses in accordance with Sections 3.8.1 and 3.8.2 may be increased by 25% for Load Case 3 (reference Section 3.3.2.5).



### 3.9 GANTRY CRANES

- 3.9.1 Design of leg, end tie, knee brace, and sill members shall conform to applicable sections of this Specification.
- 3.9.2 Lateral deflection of gantry legs is defined as horizontal displacement of the gantry structure in a direction perpendicular to the runway rail axis. Gantry structure and legs shall be designed to have adequate stiffness to limit deflection that adversely affects the intended use or performance of the crane. Deflection during normal operations under principal and secondary loading (3.3.2.5, Load Case 2), shall not result in violation of the minimum clearance requirements between the crane and obstructions.

**ANEXO B**

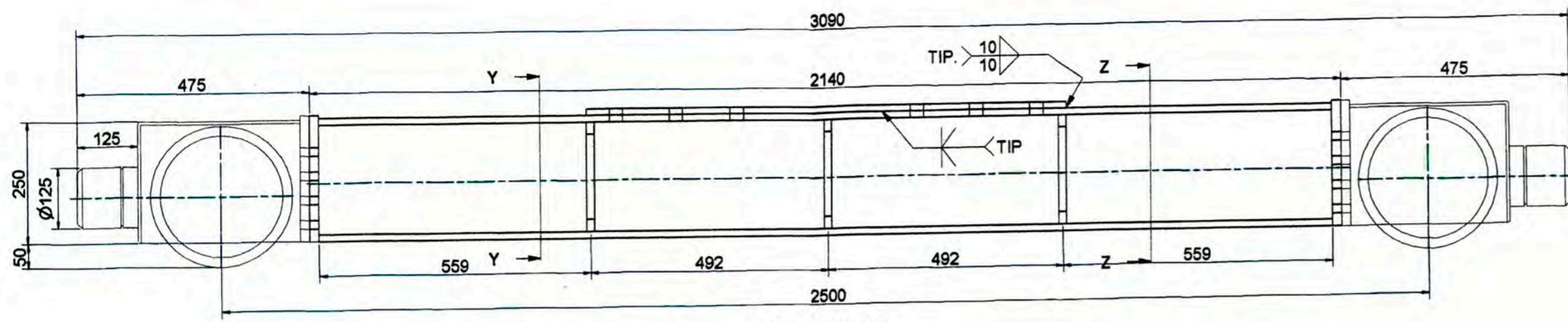
**TABLA DE TOLERANCIAS PARA LA INSTALACIÓN  
DE UN PUENTE GRÚA  
CMAA 70 - 2004**

TABLE 1.4.2-1

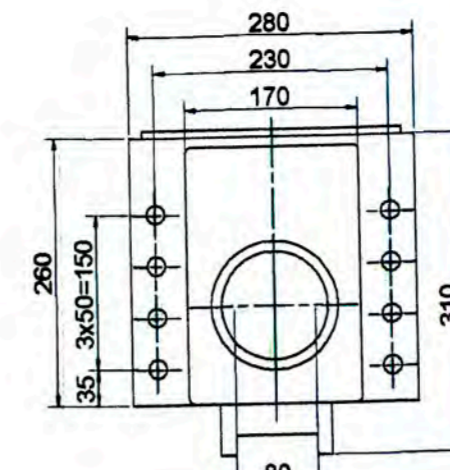
ITEM	FIGURE	OVERALL TOLERANCE	MAXIMUM RATE OF CHANGE
CRANE SPAN (L)		$L \leq 50'$ $A = \frac{3}{16}"$ $L > 50' \leq 100'$ $A = \frac{1}{4}"$ $L > 100'$ $A = \frac{3}{8}"$	$\frac{1}{4}"$ IN 20'-0"
STRAIGHTNESS (B)		$B = \frac{3}{8}"$	$\frac{1}{4}"$ IN 20'-0"
ELEVATION (C)		$C = \frac{3}{8}"$	$\frac{1}{4}"$ IN 20'-0"
RAIL-TO-RAIL ELEVATION (D)		$L \leq 50'$ $D = \pm \frac{3}{16}"$ $L > 50' \leq 100'$ $D = \pm \frac{1}{4}"$ $L > 100'$ $D = \pm \frac{3}{8}"$	$\frac{1}{4}"$ IN 20'-0"

## PLANOS

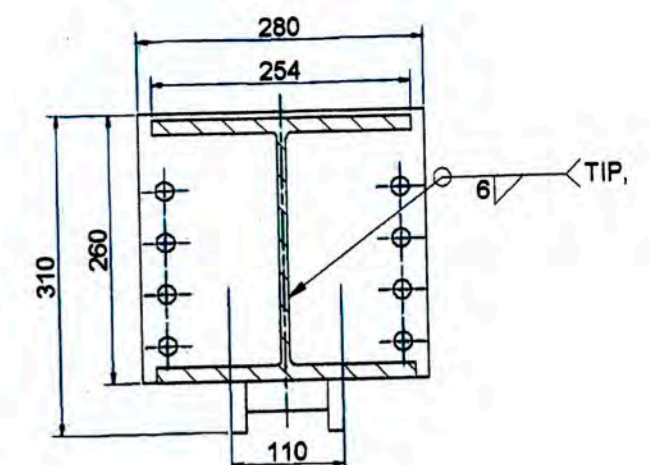




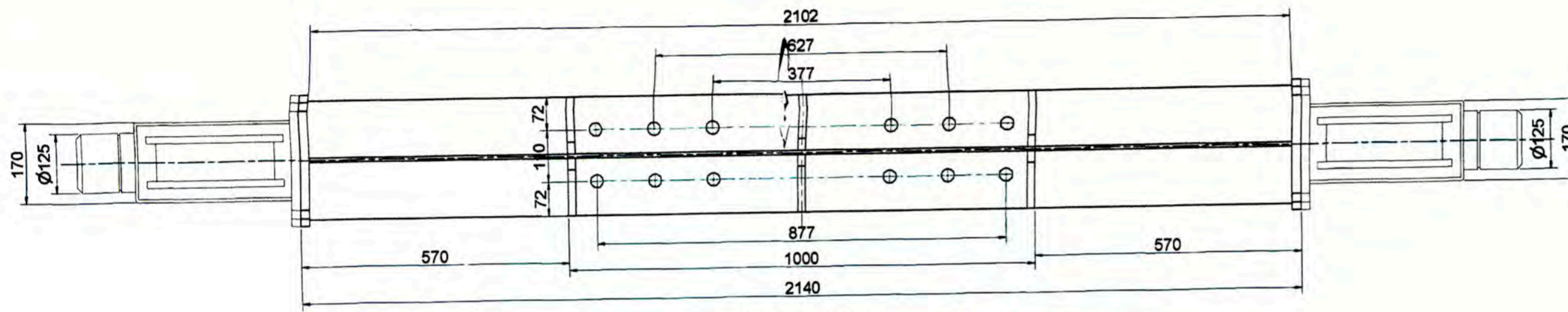
OTI 42/09-TE-01  
(1:10)



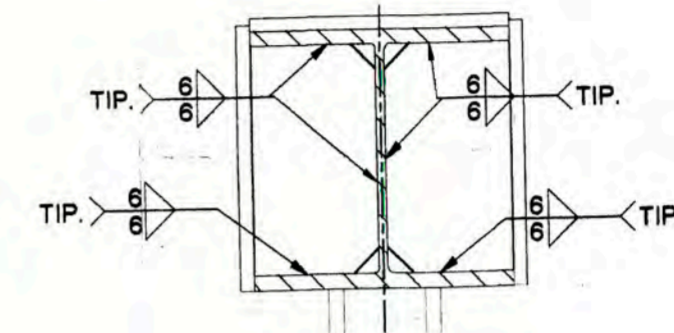
VISTA LATERAL  
(1:7)



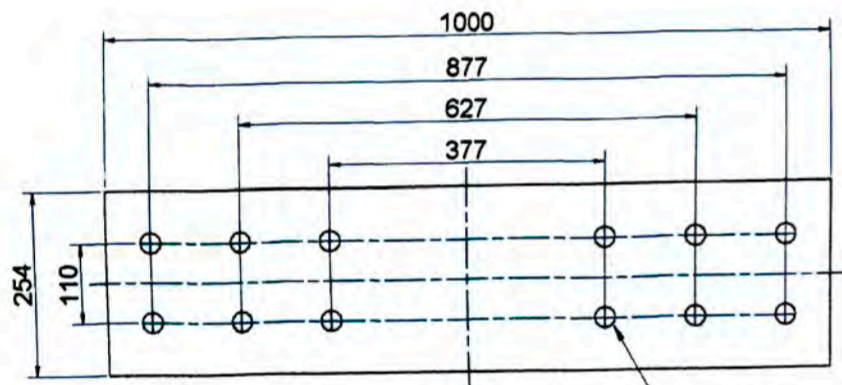
CORTE Z-Z  
(1:7)



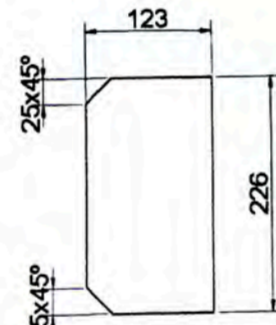
VISTA SUPERIOR  
(1:10)



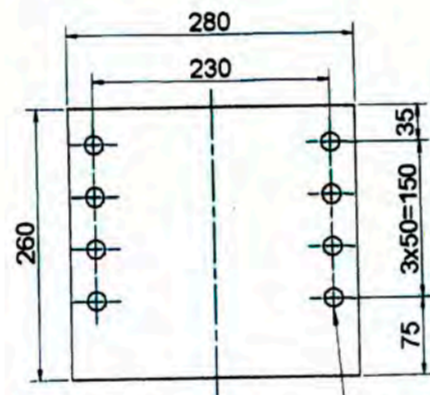
CORTE Y-Y  
(1:7)



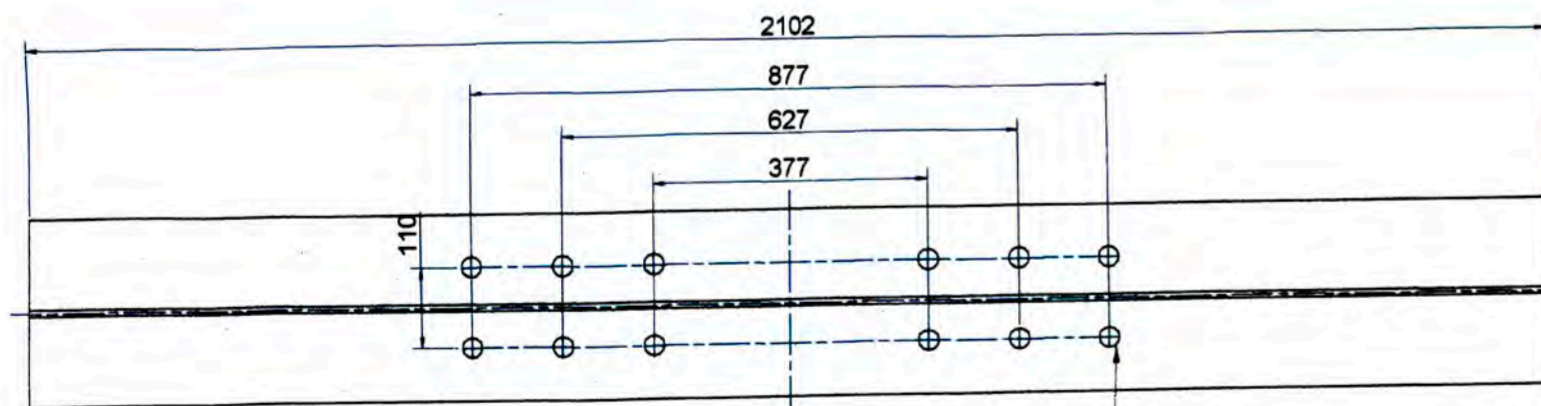
42 t2  
(1:10)



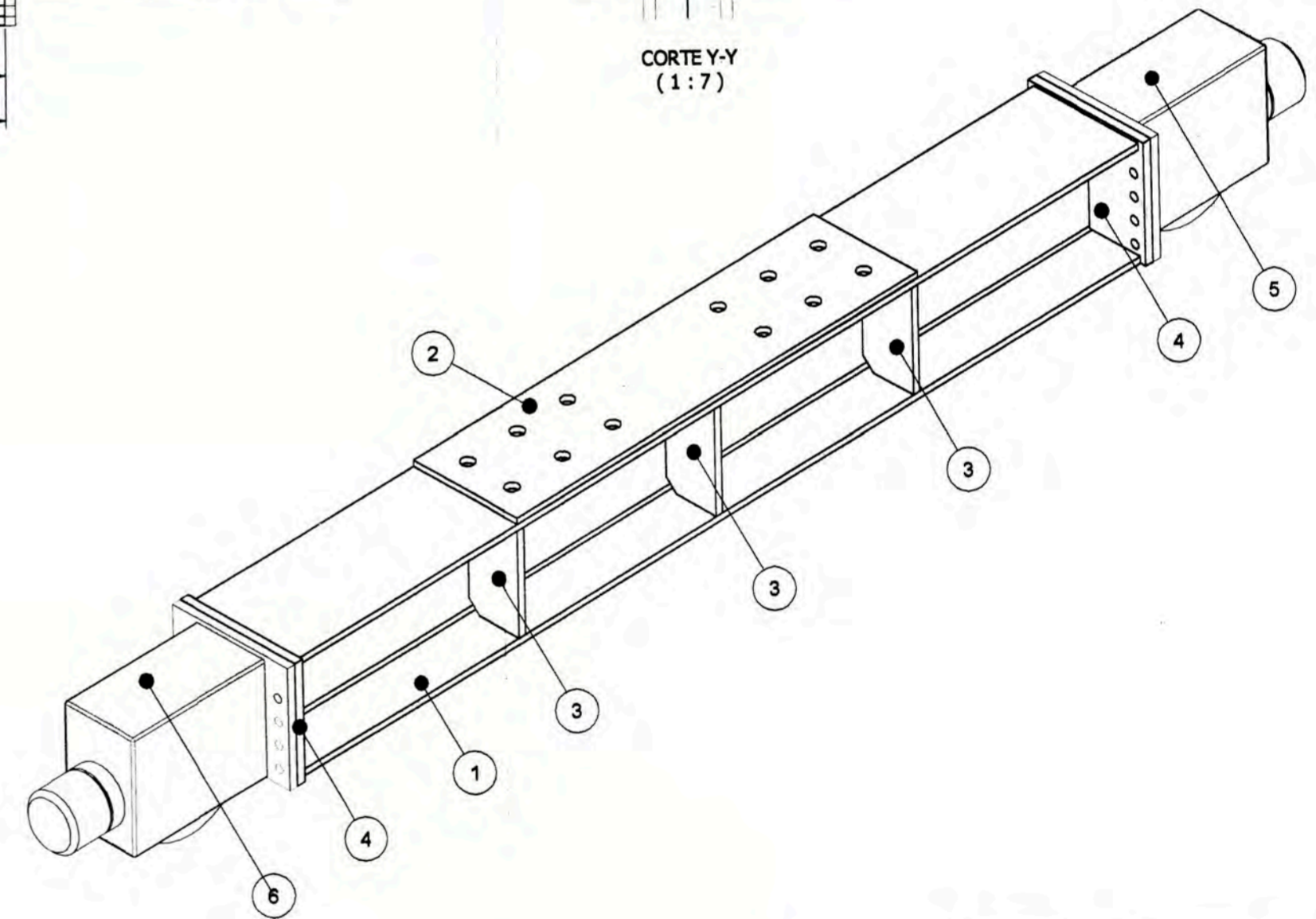
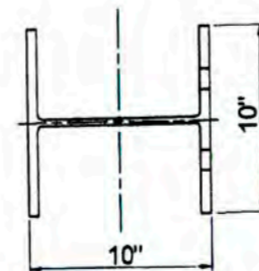
42 t3  
(1:7)



42 t4  
(1:7)



42 t1  
(1:10)



Pza.	Cant.	Código	Denominación	Dimensión	Material	Area m2	Peso Unitario kg	Peso Total kg	Observación
10	32		Arandela de presión	Ø5/8"				3.92	440.8
8	32		Arandela plana	Ø5/8"	F-436				
8	32		Tuerca	Ø5/8"	A-184				
7	32		Perno	Ø5/8"x2 1/4"	ASTM-A490				
6	02	42 t8	Rueda Loca						
5	02	42 t5	Rueda Motorizada						
4	04	42 t4	Brida	3/4"x280x280	ASTM-A36		11	44	
3	12	42 t3	Rigidizador	5/8"x123x226	ASTM-A36		3.5	42	
2	02	42 t2	Plancha	1/2"x254x1000	ASTM-A36		24	48	
1	02	42 t1	Viga	W10"x49-2102	ASTM-A36		153.4	306.8	
	02	42-TE	Carro Testero				3.92	220.4	440.8
						<b>Total</b>	<b>3.92</b>	<b>440.8</b>	

La información contenida en el plano son propiedad de CIA SIME S.R.L. su uso y reproducción sin autorización, están prohibida

Cliente: **UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA, FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA**

Designación: **CARROS TESTEROS PARA PUENTE GRÚA DE 8TM DE CAPACIDAD**

Empresa: **CIA - SIME S.R.L.**

Reemplazo de:

Reemplazado por:	Fecha	Nombre	Área
Dibujado	12/05/2010	L.E.U.Z	Ingeniería
Revisado	12/05/2010	L.H.M.	
Aprobado	12/05/2010	F.A.A	

Nro de plano: **OTI - 42/09- A2H -N°02 -rev0**

**NOTA GENERAL**

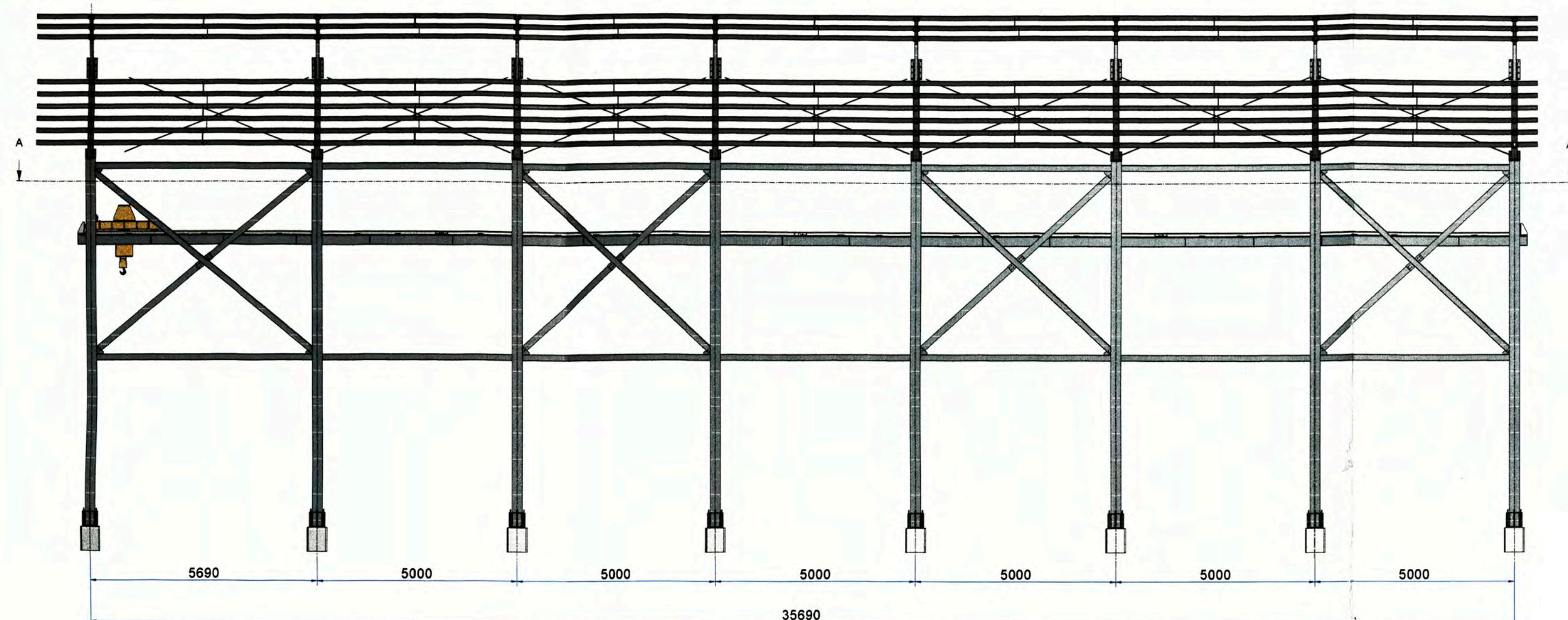
- Todas las dimensiones en mm.
- Preparación superficial para el pintado según SSPC SP-10
- Pintura primera capa epoxi autoimpriante 8082.4mils. Segunda capa epoxi autoimpriante 8082.4mils. Total espesor seco 8 mils. acabado color amarillo catépillar.
- Los bloques de ruedas son suministrados por el proveedor (ver tabla 3.8)

Sello:

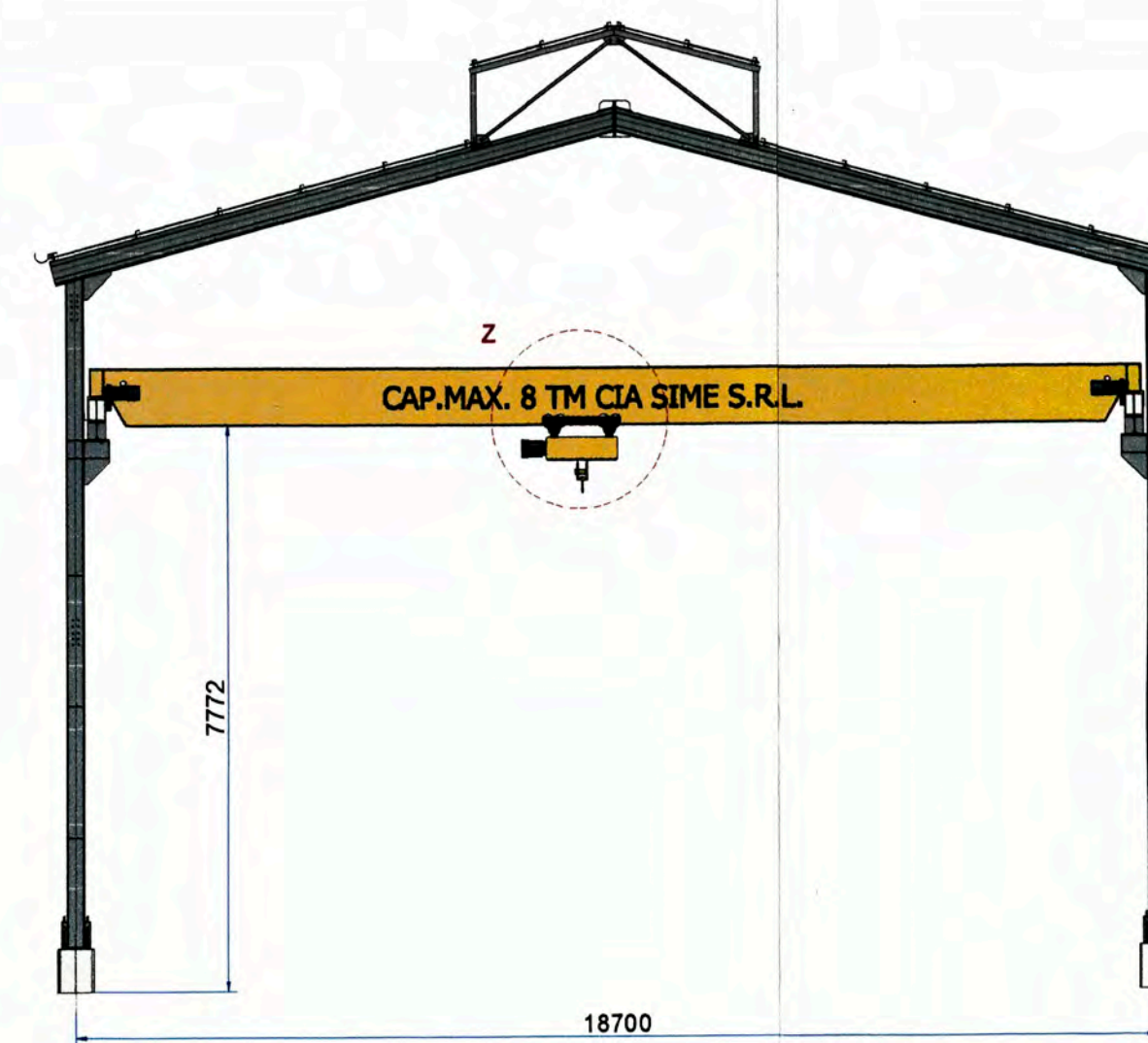
Distribución de Planos			
Nombre	Cargo	Fecha	Firma
	S.E.		
	C.C.		
	S.P.		
S.E. Supervisor de Estructura			
C.C. Control de calidad			
S.P. Supervisor de Planta			

Rev.	Descripción	Por	Aprov.	Fecha
7				
6				
5				
4				
3				
2				
1				

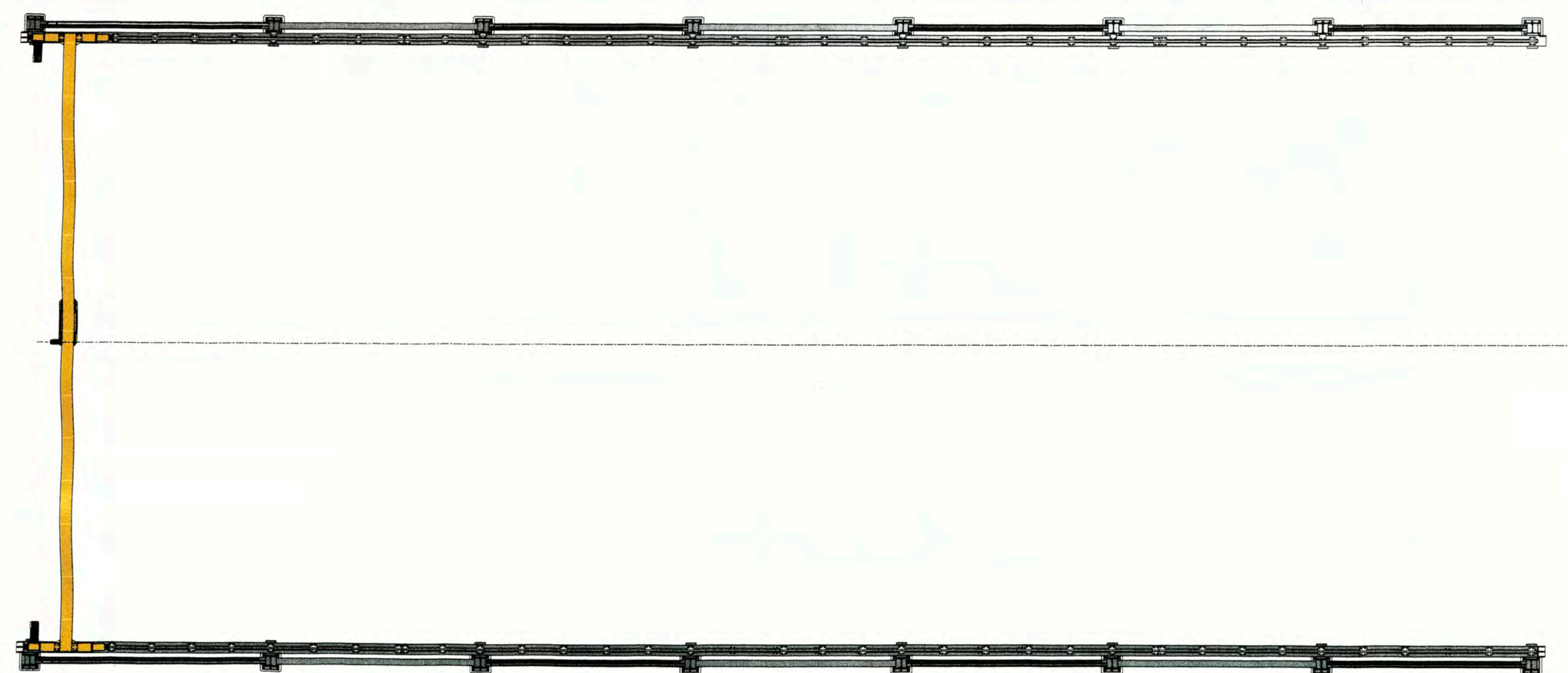
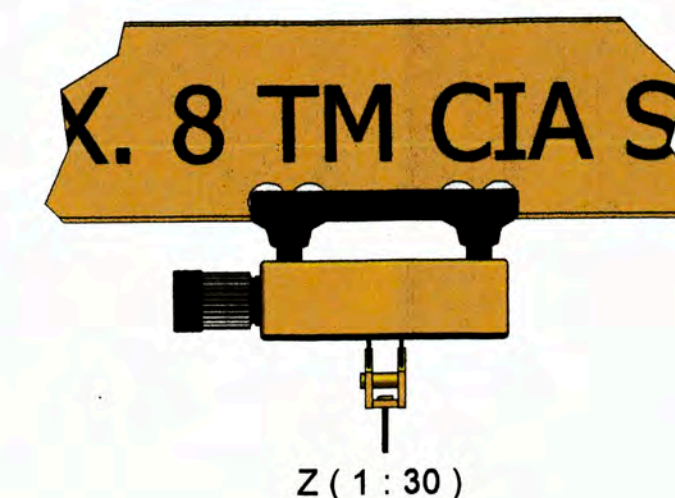
N° de Plano	Referencia



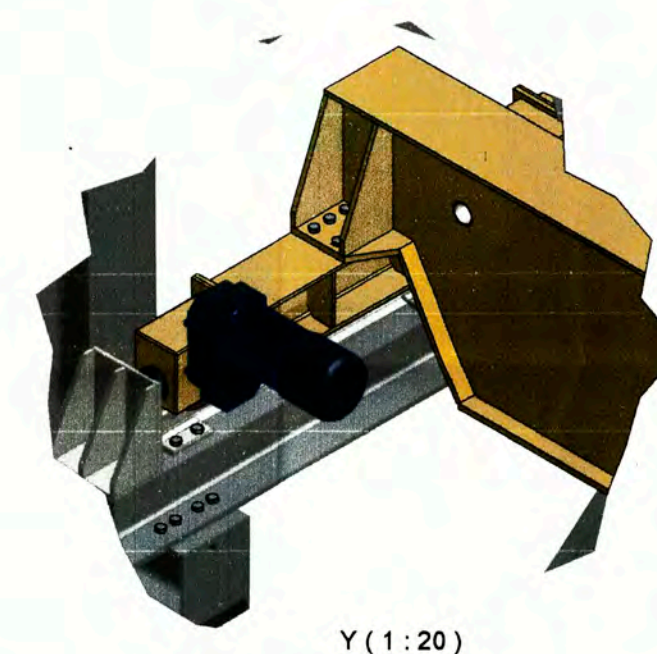
**VISTA FRONTAL**  
Esc. 1:100



**VISTA LATERAL**  
Esc. 1:100



**CORTE A-A**  
Esc. 1:100



Y (1:20)



**VISTA ISOMETRICO**  
Esc. 1:130

Distribución de Planos			
Nombre	Cargo	Fecha	Firma
	S.E		
	C.C		
	S.P		
S.E Supervisor de estructura			
C.C Control de calidad			
S.P Supervisor de Planta			

Rev	Descripción	Por	Aprov	Fecha
7				
6				
5				
4				
3				
2				
1				

Pza.	Cant.	Código	Denominación	Norma / Dimensión	Area m2	Peso Kg.	Material	Observación
<p>La información contenida en el plano son propiedad de CIA SIME S.R.L. su uso y reproducción sin autorización, están prohibidos</p> <p>Escala: Reemplazado por:</p> <p>N/E</p> <p>Fecha: 07/05/10</p> <p>Nombre: R. Izquierdo</p> <p>Area: Ingeniería</p> <p>Revisado: 07/05/10</p> <p>L.H.M</p> <p>Aprobado: 07/05/10</p> <p>F.A.A</p> <p>Nro de plano</p>								
<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA</p> <p>Designación: ESTRUCTURA CON PUENTE GRUA "PLANTA SAN ALEJANDRO"</p> <p>Empresa: CIA - SIME S.R.L.</p>				<p>OTI-42/09-A1H - N°03 - REV. 0</p>				