

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA
INCORPORADA A LA UNIV. NAL. AUTONOMA DE MEXICO

870115
3
24

ESCUELA DE INGENIERIA



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

PROYECTO PARA EL REFORZAMIENTO DEL PUENTE VIADUCTO K^m
1-510.96 SOBRE LA BARRANCA DE LAS "CAÑAS", DE
LOS FERROCARRILES NACIONALES DE MEXICO.

TESIS PROFESIONAL
que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

Patricia María del Carmen del Castillo Ruano

1989



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

| | PAGINA |
|---|--------|
| * INTRODUCCION | 1 |
| DATOS GENERALES. | |
| * CAPITULO I.- CALCULO DE LA CAPACIDAD ACTUAL DE LOS MIEMBROS- DE LA ARMADURA EXISTENTE. | 2 |
| 1.1 Propiedades de las Secciones de los Miembros . | 3 |
| 1.1.1 Cuerda Inferior | 4 |
| 1.1.2 Cuerda Superior | 7 |
| 1.1.3 Miembros Verticales | 10 |
| 1.1.4 Miembros Diagonales | 11 |
| 1.2 Esfuerzos en los Miembros. | 15 |
| 1.2.1 Esfuerzos por Carga Muerta | 15 |
| 1.2.2 Esfuerzos por Carga Viva | 21 |
| 1.2.3 Esfuerzos por Impacto | 37 |
| 1.2.4 Esfuerzos Totales | 38 |
| 1.2.5 Capacidad de los Miembros | 39 |
| * CAPITULO II.- CALCULO Y DISEÑO DE LA NUEVA ARMADURA PARA RE- FORZAR. | 42 |
| 2.1 Datos para Proyecto | 43 |
| 2.2 Cálculo de Esfuerzos | 50 |
| 2.2.1 Esfuerzos por Carga Muerta | 50 |
| 2.2.2 Esfuerzos por Carga Viva | 55 |
| 2.2.3 Esfuerzos por Impacto | 60 |
| 2.2.4 Esfuerzos Totales | 62 |
| 2.3 Diseño de Miembros | 63 |
| 2.3.1 Diseño de Miembros a Compresión | 63 |
| 2.3.2 Diseño de Miembros a Tensión | 74 |
| 2.4 Diseño de las Conexiones | 78 |
| 2.4.1 Remaches necesarios en Miembros | 79 |
| 2.4.2 Soldaduras | 82 |

INDICE

| | PAGINA |
|--|--------|
| 2.5 <i>Diseño de Zapatas</i> | 86 |
| 2.5.1 <i>Carga Muerta</i> | 86 |
| 2.5.2 <i>Carga Viva</i> | 87 |
| 2.5.3 <i>Impacto</i> | 87 |
| 2.5.4 <i>Frenaje</i> | 88 |
| 2.5.5 <i>Viento sobre el Tren o Carga Viva</i> . . . | 89 |
| 2.5.6 <i>Viento sobre la Armadura</i> | 90 |
| 2.5.7 <i>Apoyo Móvil</i> | 91 |
| 2.5.8 <i>Apoyo Fijo</i> | 95 |
| * <i>BIBLIOGRAFIA</i> | 97 |

I N T R O D U C C I O N

Los Ferrocarriles Nacionales de México tienen la necesidad de -- aumentar la capacidad de carga de sus puentes actuales, para soportar las locomotoras con mayor peso y potencia y el equipo nuevo de carga de grandes dimensiones, que producen fatigas superiores a las que --- existían cuando fueron construidos originalmente.

En el caso de la vía troncal existente entre Guadalajara, Jal. y Manzanillo, Col., correspondiente a la línea "I", se tienen varios -- puentes-viaducto con baja capacidad de carga, entre los cuales se encuentra el localizado en el Km. 1-510.96 sobre la barranca de Las Cañas en el Estado de Jalisco, cuya superestructura tiene una capacidad Cooper E-55 para máquinas de vapor y que es necesario aumentarla a -- Cooper E-72 para máquinas Diesel-eléctricas.

Al proyectar el reforzamiento de dicha superestructura de acero, es necesario y conveniente buscar una solución, de tal manera que al llevarse a cabo los trabajos en el campo, no se interrumpa el tráfico de los trenes tanto de pasajeros como de carga, sobre todo el de estos últimos que transportan gran cantidad de material ferroso proveniente tanto del mineral de Peña Colorada en Manzanillo, como del mineral de Alzada, Colima, hacia las siderúrgicas del Centro y Norte de la República, principalmente la de Altos Hornos de México, localizada en Monclova, Coah.

C A P I T U L O I

CALCULO DE LA CAPACIDAD ACTUAL DE
LOS MIEMBROS DE LA ARMADURA EXISTENTE

ORDER ASSIGNED TO

AMERICAN BRIDGE COMPANY

WORK FABRICATED AT

Edge Moor PLANT

Edge Moor PLANT

NAME OF STRUCTURE *Bridge over Barranca de las Canoas*

NAME OF CUSTOMER *United States Steel Products Export Company*

SUMMARY OF FIELD-RIVETS

| NO OF PIECES | DESCRIPTION | DIA. | LENGTH " | | REMARKS | CALCULATED WEIGHT TOTAL | TOLERANCES | |
|--|-------------|------|----------|---|---------|-------------------------------|------------|---------|
| | | | □ | □ | | | NO. | PERCENT |
| 60 | Rivets | 8 | 5 1/4 | | B.H. | 1496.55 | | |
| 70 | | | 4 1/8 | | | 74 | | |
| 250 | | | 4 3/8 | | | 243 | | |
| 25 | | | 4 | | | 23 | | |
| 15 | | | 3 1/8 | | | 13 | | |
| 25 | | | 3 3/8 | | | 27 | | |
| 220 | | | 3 3/8 | | | 186 | | |
| 10 | | | 3 1/2 | | | 91 | | |
| 120 | | | 3 3/8 | | | 336 | | |
| 240 | | | 3 1/2 | | | 187 | | |
| 130 | | | 3 | | | 133 | | |
| 200 | | | 2 7/8 | | | 430 | | |
| 220 | | | 2 3/4 | | | 431 | | |
| 720 | | | 2 7/8 | | | 607 | | |
| 720 | | | 2 1/2 | | | 1121 | | |
| 560 | | | 2 3/8 | | | 353 | | |
| 35 | Rivets | 3 | 2 5/8 | | | 16 | | |
| 55 | | | 2 1/4 | | | 23 | | |
| 15 | Bolts | 3/4 | 1 3/4 | | H.H.+N. | 8 | | |
| | | | | | | 1540 1/2 | | |
| <p>In addition to the regular shipping marks each piece must be numbered consecutively from 1 to 40 and must be marked as follows:</p> | | | | | | | | |

| | | | | | | |
|--|--------|---------------|-----------------|---------|--|--------|
| 22 | | | 28 ⁷ | | | 430 |
| 22 | | | 28 ³ | | | 431 |
| 22 | | | 28 ⁵ | | | 607 |
| 22 | | | 22 ⁴ | | | 1121 |
| 562 | | | 28 ³ | | | 353 |
| 35 | Pirats | $\frac{3}{4}$ | 28 ⁵ | | | 16 |
| 55 | | | 24 | | | 23 |
| 15 | Bolts | $\frac{3}{4}$ | $\frac{3}{4}$ | H.H.+N. | | 8 |
| | | | | | | 154017 |
| <p>In addition to regular shipping marks each piece must be numbered consecutively from 1 to 140 and must be marked as follows:</p> <p style="text-align: center;">F.F.G. Tampico U.S.S.</p> | | | | | | 140 |

MATERIAL Soft Steel IN CHARGE OF Becker/Edg. Moor
 SPECIFICATION Coopers Ry. 1901 MADE BY J.H.B. DATE 5/3 1906
 INSPECTION R.W. Hunt & Co. CHECKED BY N.B. DATE 5/3 1906

ORDER No. G241
 SHEET No. F 1
 PAGE (10) F 4

ORDER ASSIGNED TO

AMERICAN BRIDGE COMPANY

WORK FABRICATED AT

Edge Moor PLANT

Edge Moor PLANT

NAME OF STRUCTURE *Bridge over Barranco de las Canoas*

NAME OF CUSTOMER *United States Steel Products Export Company*

SUMMARY OF FIELD-RIVETS

| NO OF PIECES | DESCRIPTION | DIA. | LENGTH " | | REMARKS | CALCULATED WEIGHT TOTAL | SHIPMENT | | |
|-----------------|---|------|----------|--|---------|-------------------------------|----------|-----|--|
| | | | | | | | NO. | WT. | |
| 62 | Rivets | 8 | 5 1/4 | | B.H. | 1149 2/3 | | | |
| 70 | | | 4 1/8 | | | 74 | | | |
| 250 | | | 1 3/8 | | | 243 | | | |
| 25 | | | 4 | | | 23 | | | |
| 15 | | | 3 1/8 | | | 13 | | | |
| 25 | | | 3 1/4 | | | 22 | | | |
| 220 | | | 3 1/8 | | | 186 | | | |
| 10 | | | 3 1/2 | | | 81 | | | |
| 120 | | | 3 1/8 | | | 336 | | | |
| 240 | | | 3 1/4 | | | 187 | | | |
| 30 | | | 3 | | | 133 | | | |
| 220 | | | 2 1/8 | | | 430 | | | |
| 20 | | | 2 1/2 | | | 431 | | | |
| 720 | | | 2 1/8 | | | 607 | | | |
| 720 | | | 2 1/2 | | | 1121 | | | |
| 560 | | | 2 3/8 | | | 353 | | | |
| 35 | Rivets | 3 | 2 1/8 | | | 16 | | | |
| 25 | | | 2 1/4 | | | 23 | | | |
| 15 | Bolts | 3/4 | 1 1/4 | | H.H.+N | 8 | | | |
| | | | | | | 1540 1/9 | | | |
| | In addition to the regular shipping marks each piece must be numbered consecutively from 1 to 40 and must be marked as follows: | | | | | | 40 | | |

| | | | | | |
|--|--------|-----------------------------|-------------------------------|---------|--------|
| 227 | | | 28 | | 130 |
| 227 | | | 28 ³ | | 43 |
| 227 | | | 28 ⁵ | | 607 |
| 227 | | | 28 ¹ | | 1121 |
| 560 | | | 28 ³ | | 353 |
| 35 | Pirats | ³ / ₄ | 28 ⁵ | | 16 |
| 55 | | | 24 ¹ | | 23 |
| 15 | Bolts | ³ / ₄ | 1 ³ / ₄ | H.H.+N. | 8 |
| | | | | | 154017 |
| <p>In addition to the regular shipping marks each piece must be numbered consecutively from up and must be marked as follows:</p> <p style="text-align: center;">F.F.G. Tampico U.S.S.</p> | | | | | |

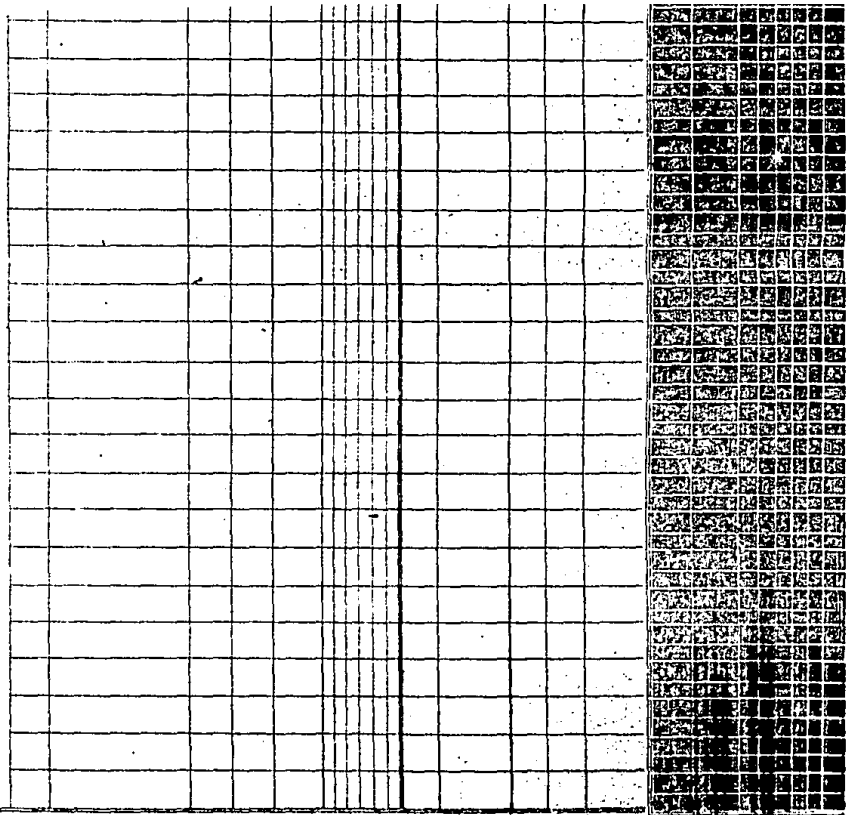
MATERIAL Soft Steel IN CHARGE OF Becker AT Edge Moor
 SPECIFICATION Coopers Ry. 1901 MADE BY J.H.B. DATE 5/3 1916
 INSPECTION R.W. Hunt & Co. CHECKED BY W.B. DATE 5/3 1916

ORDER NO. G241

SHEET NO. F 4

PAGE NO. F 4

XRB-195



In addition to the regular shipping marks, each piece must be numbered consecutively from ... up and marked as follows.

F.F.C.
Tampico.
U.S.S.

MATERIAL *Medium O.H. Steel.*

SPECIFICATION *Coopers 1901*

INSPECTION *R.W. Hunt & Co.*

Shop PAINT *1 Coat of Raw linseed oil & 1 Coat Standard Venetian Red Paint*

IN CHARGE OF *Scorles* AT *EDGE MOOR.*

MADE BY *G.H.B.* DATE *3/20* 1906

CHECKED BY *C.E.S.* DATE *3/21* 1906

XABERS

ORDER NO. *0241*

SHEET NO. *F2*

MARK NO. *F2*

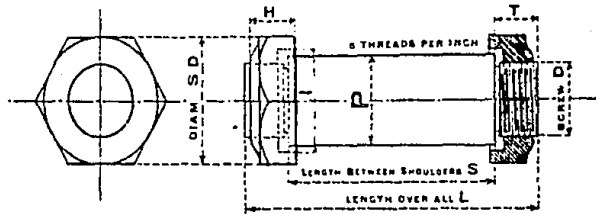
ORDER ASSIGNED TO
EDGE MOORE PLANT

AMERICAN BRIDGE COMPANY

WORK FABRICATED AT
EDGE MOORE PLANT

NAME OF STRUCTURE *One 104'0" Deck Riveted Span - Barranca De Las Conas*

NAME OF CUSTOMER *Mexican Pacific Ry.*



PINS WITH LOMAS NUTS

PILOT AND DRIVING NUTS TO BE LISTED AT BOTTOM OF SHEET

| NUT | | | | | | | PIR | | | | | ORDERED | | | SHIPMENT | | | | | | |
|---------|----------------|---------|--------|----------|----------------------------|----------|---------------|----------|----------|------|----------------------|----------|------------------|--------|----------|------|--------|------|--------------|--|--|
| NO. PCS | SHORT DIA S.D. | THICK H | SCREW | | LENGTH BETWEEN SHOULDERS S | NO. PCS. | DIA. OF PIN P | LENGTH L | | MARR | CALC WT ONE PC TOTAL | NO. PCS. | SECTION | LENGTH | | ITEM | NO. PC | DATE | SCALE WEIGHT | | |
| | | | DIA. D | LENGTH T | | | | FT. | INS. | | | | | FT. | INS. | | | | | | |
| 5 | 7 | 1 3/4 | 6 1/2 | 4 1/2 | 7/8 | 1-42 | 4 | 5 1/2" | 1, 8 1/2 | P1 | | | 8 Lomas Nuts P17 | 1 | 58 9/16 | 7 | 0 | 26 | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

2 Pilot Nuts - Pat. PL22.
2 Driving Nuts - Pat. P10.

46X

2 Pilot Nuts - Patt. PL22
2 Driving Nuts - Patt. PD9

A6X
A7X

In addition to the regular shipping marks, each piece must be numbered consecutively from up, and marked as follows:

F.F.C.
Tampico
U.S.S.

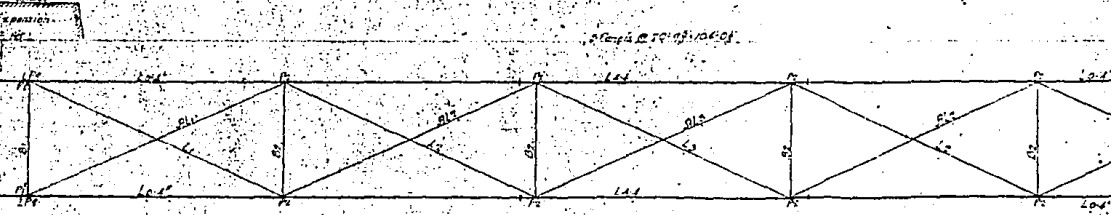
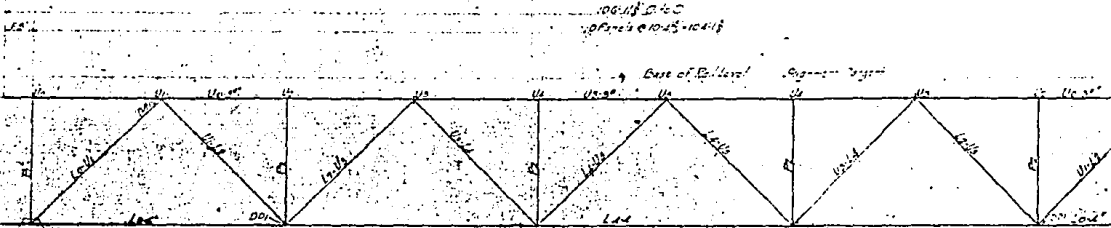
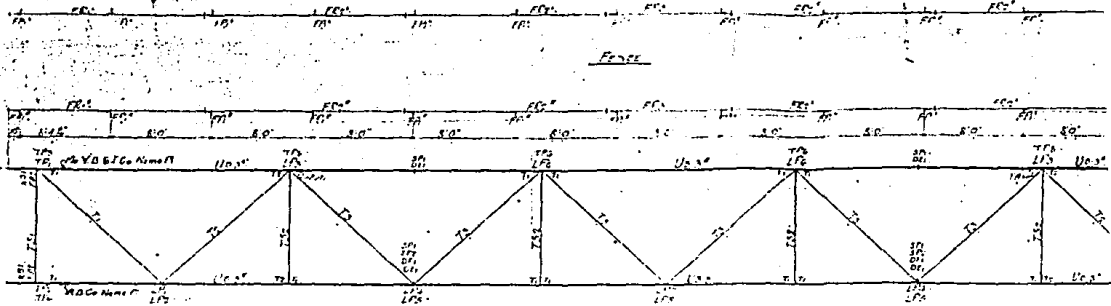
285495

MATERIAL *Med. D. Steel (E-3-a)*
SPECIFICATION *Cooper's Ry. 1901*
INSPECTION *R. M. Hunt & Co.*
PAINT, WHITE LEAD AND TALLOW

IN CHARGE OF *Searles* AT *EDGE Moor*
MADE BY *M. S. R.* DATE *3/21* 1906
CHECKED BY *J. W. N.* DATE *A 3* 1906

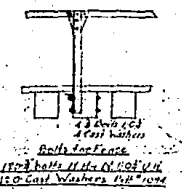
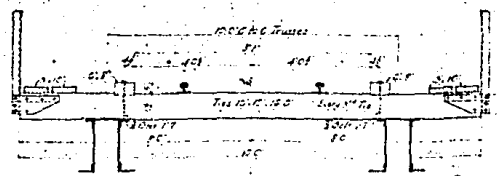
ORDER No. *C 241*
SHEET No. *F 3*
PAGE No. *F 3*

Home

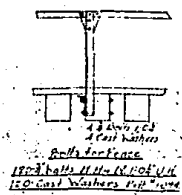
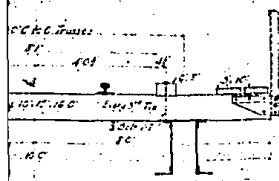
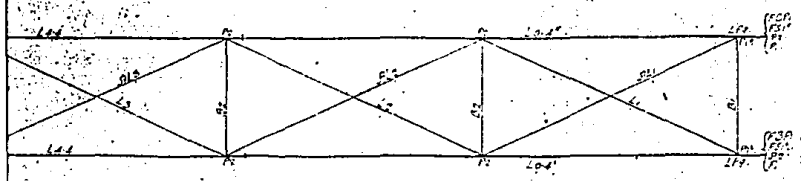
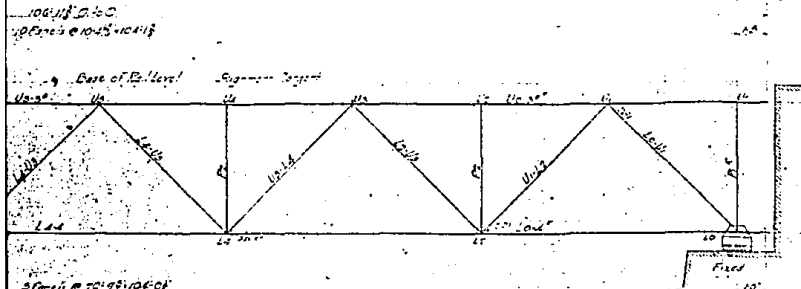
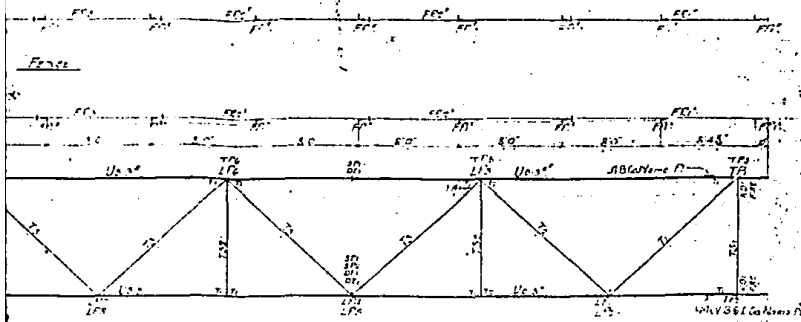


List of Steel Members

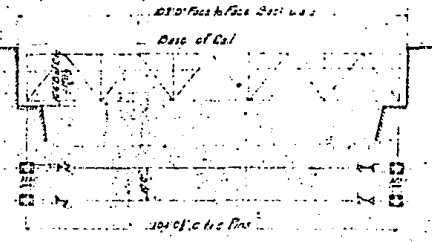
| Number | Description |
|--------|----------------------|
| 1 | Top Chord |
| 2 | Bottom Chord |
| 3 | End Posts - Vertical |
| 4 | End Posts - Diagonal |
| 5 | Diagonal |
| 6 | Vertical |
| 7 | End Posts - Diagonal |
| 8 | End Posts - Vertical |
| 9 | End Posts - Diagonal |
| 10 | End Posts - Vertical |
| 11 | End Posts - Diagonal |
| 12 | End Posts - Vertical |
| 13 | End Posts - Diagonal |
| 14 | End Posts - Vertical |
| 15 | End Posts - Diagonal |
| 16 | End Posts - Vertical |
| 17 | End Posts - Diagonal |
| 18 | End Posts - Vertical |
| 19 | End Posts - Diagonal |
| 20 | End Posts - Vertical |
| 21 | End Posts - Diagonal |
| 22 | End Posts - Vertical |
| 23 | End Posts - Diagonal |
| 24 | End Posts - Vertical |
| 25 | End Posts - Diagonal |
| 26 | End Posts - Vertical |
| 27 | End Posts - Diagonal |
| 28 | End Posts - Vertical |
| 29 | End Posts - Diagonal |
| 30 | End Posts - Vertical |
| 31 | End Posts - Diagonal |
| 32 | End Posts - Vertical |
| 33 | End Posts - Diagonal |
| 34 | End Posts - Vertical |
| 35 | End Posts - Diagonal |
| 36 | End Posts - Vertical |
| 37 | End Posts - Diagonal |
| 38 | End Posts - Vertical |
| 39 | End Posts - Diagonal |
| 40 | End Posts - Vertical |
| 41 | End Posts - Diagonal |
| 42 | End Posts - Vertical |
| 43 | End Posts - Diagonal |
| 44 | End Posts - Vertical |
| 45 | End Posts - Diagonal |
| 46 | End Posts - Vertical |
| 47 | End Posts - Diagonal |
| 48 | End Posts - Vertical |
| 49 | End Posts - Diagonal |
| 50 | End Posts - Vertical |
| 51 | End Posts - Diagonal |
| 52 | End Posts - Vertical |
| 53 | End Posts - Diagonal |
| 54 | End Posts - Vertical |
| 55 | End Posts - Diagonal |
| 56 | End Posts - Vertical |
| 57 | End Posts - Diagonal |
| 58 | End Posts - Vertical |
| 59 | End Posts - Diagonal |
| 60 | End Posts - Vertical |
| 61 | End Posts - Diagonal |
| 62 | End Posts - Vertical |
| 63 | End Posts - Diagonal |
| 64 | End Posts - Vertical |
| 65 | End Posts - Diagonal |
| 66 | End Posts - Vertical |
| 67 | End Posts - Diagonal |
| 68 | End Posts - Vertical |
| 69 | End Posts - Diagonal |
| 70 | End Posts - Vertical |
| 71 | End Posts - Diagonal |
| 72 | End Posts - Vertical |
| 73 | End Posts - Diagonal |
| 74 | End Posts - Vertical |
| 75 | End Posts - Diagonal |
| 76 | End Posts - Vertical |
| 77 | End Posts - Diagonal |
| 78 | End Posts - Vertical |
| 79 | End Posts - Diagonal |
| 80 | End Posts - Vertical |
| 81 | End Posts - Diagonal |
| 82 | End Posts - Vertical |
| 83 | End Posts - Diagonal |
| 84 | End Posts - Vertical |
| 85 | End Posts - Diagonal |
| 86 | End Posts - Vertical |
| 87 | End Posts - Diagonal |
| 88 | End Posts - Vertical |
| 89 | End Posts - Diagonal |
| 90 | End Posts - Vertical |
| 91 | End Posts - Diagonal |
| 92 | End Posts - Vertical |
| 93 | End Posts - Diagonal |
| 94 | End Posts - Vertical |
| 95 | End Posts - Diagonal |
| 96 | End Posts - Vertical |
| 97 | End Posts - Diagonal |
| 98 | End Posts - Vertical |
| 99 | End Posts - Diagonal |
| 100 | End Posts - Vertical |



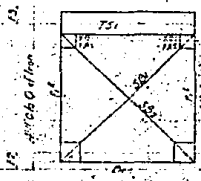
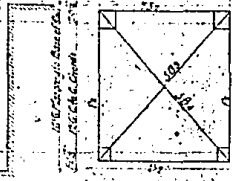
Section of Floor and Fence
 100 C & C Trusses
 MAG. NINE
 100 C & C Trusses
 MAG. NINE



10' Floor and Fence
 10' 1/2\"/>



10' 0\"/>

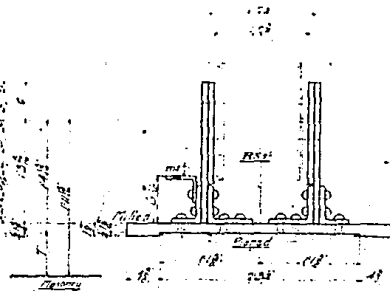
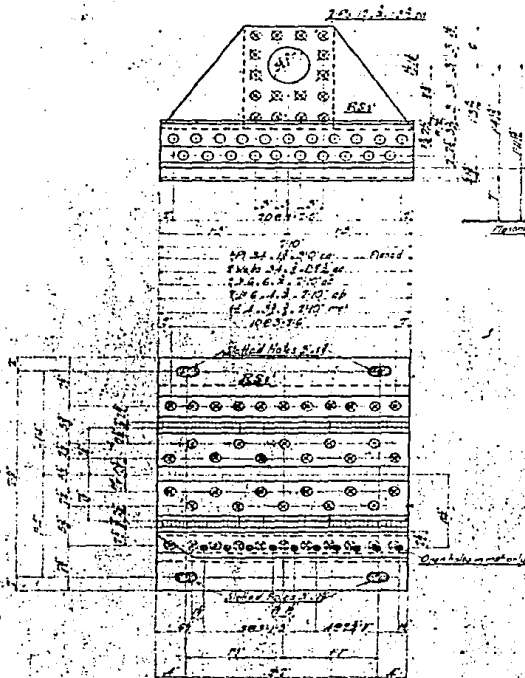


10' 0\"/>

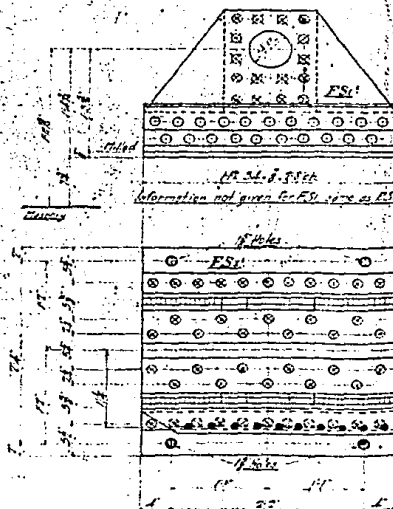
10' 0\"/>

CRITCHFIELD
 Barringer & Co. Inc. 1000
 1000
 ESTD 1900

AMERICAN TRUSS COMPANY
 1000
 ESTD 1900

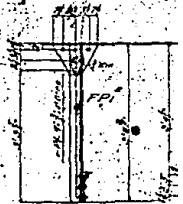
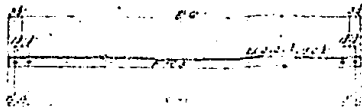
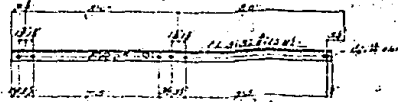
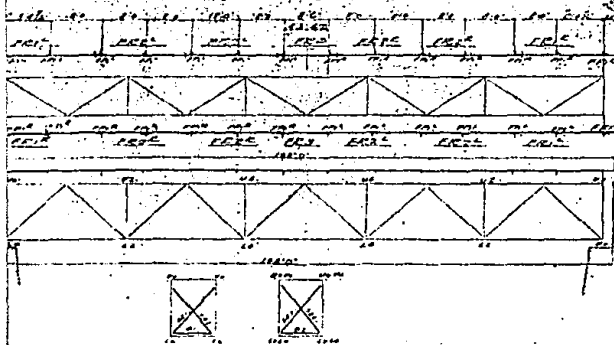
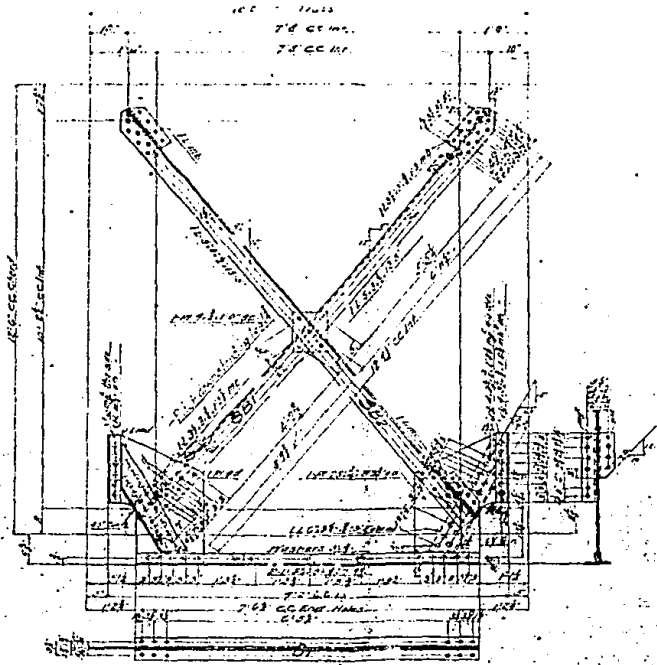
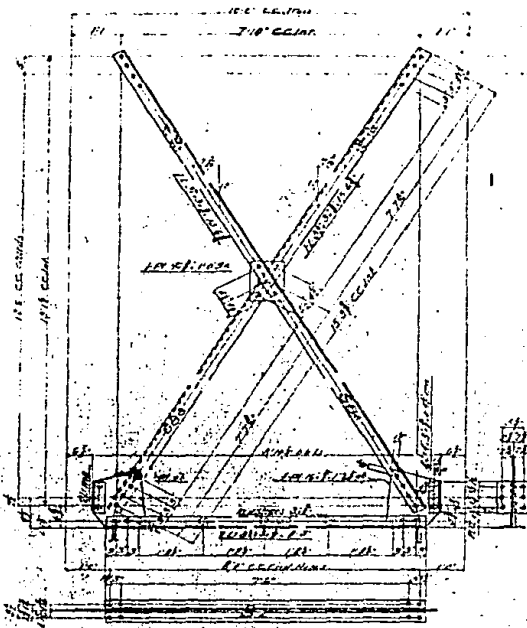


- One Roller - Size FS1
 One FS1
 One Fixed FS1 stop
 One FS1
 2 Roller Nests FS1



Notes:
 All work per C.H. Spec.
 Dimensions in inches.
 All work to be done in
 accordance with the
 material spec. attached and
 all work to be checked.

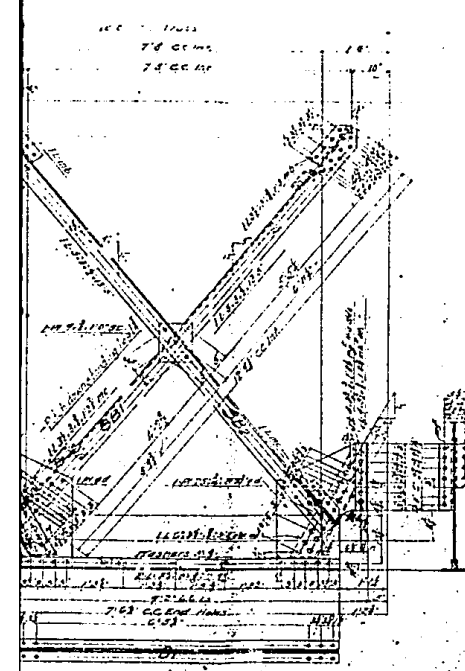
For additional Shipping Marks see



MAX.

| |
|--|
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |
| |

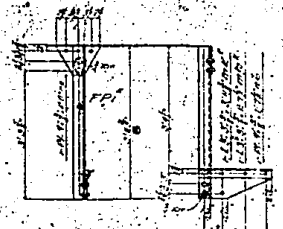
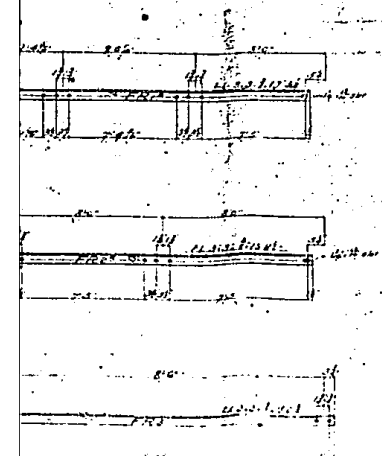
NOTE:
 ALL DIMS. OF THIS PLAN
 IN FEET & INCHES UNLESS
 OTHERWISE NOTED. ALL
 DIMS. UNLESS OTHERWISE
 SPECIFIED SHALL BE AS SHOWN.
 FOR ADDITIONAL SHIPPING CHRG.
 SEE NOTE ON SHEET NO. 10



MAKE 2 STORY BRACES - S.B.1

| | | | | |
|---|----|------------------|-------|--------|
| - | 2 | " | " | S.B.2 |
| - | 4 | " | " | S.B.3 |
| - | 4 | " | " | S.B.4 |
| - | 2 | BOTTOM STRINGERS | B.1 | |
| - | 2 | " | " | B.2 |
| - | 2 | FENCE RAILS | F.R.1 | Common |
| - | 2 | " | " | F.R.2 |
| - | 2 | " | " | F.R.3 |
| - | 4 | " | " | F.R.4 |
| - | 4 | " | " | F.R.5 |
| - | 2 | " | " | F.R.6 |
| - | 16 | FENCE POSTS | F.P.1 | Common |
| - | 16 | " | " | F.P.2 |

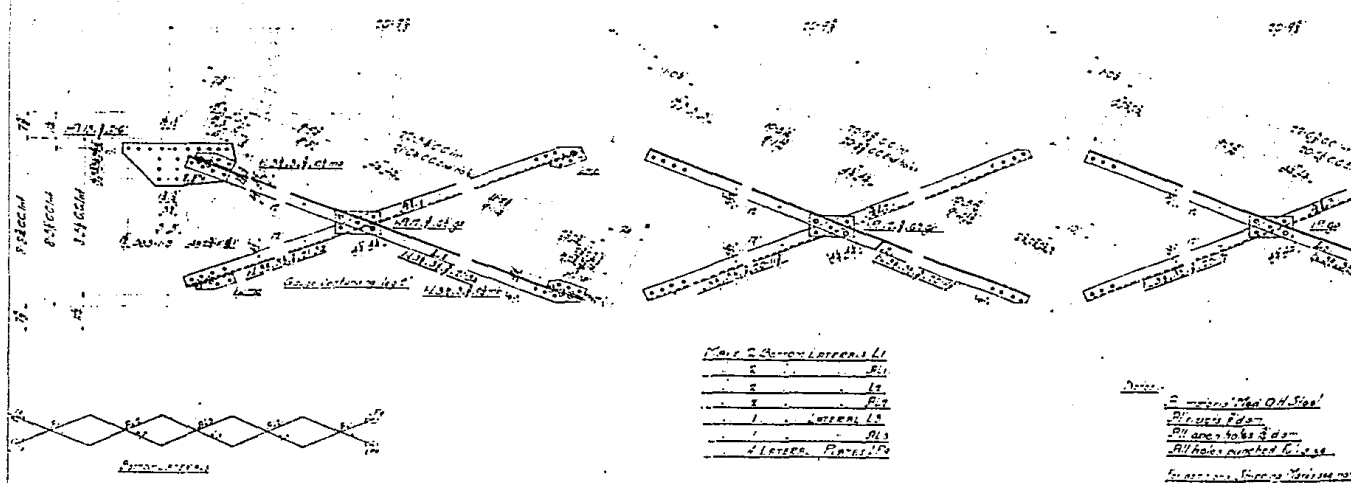
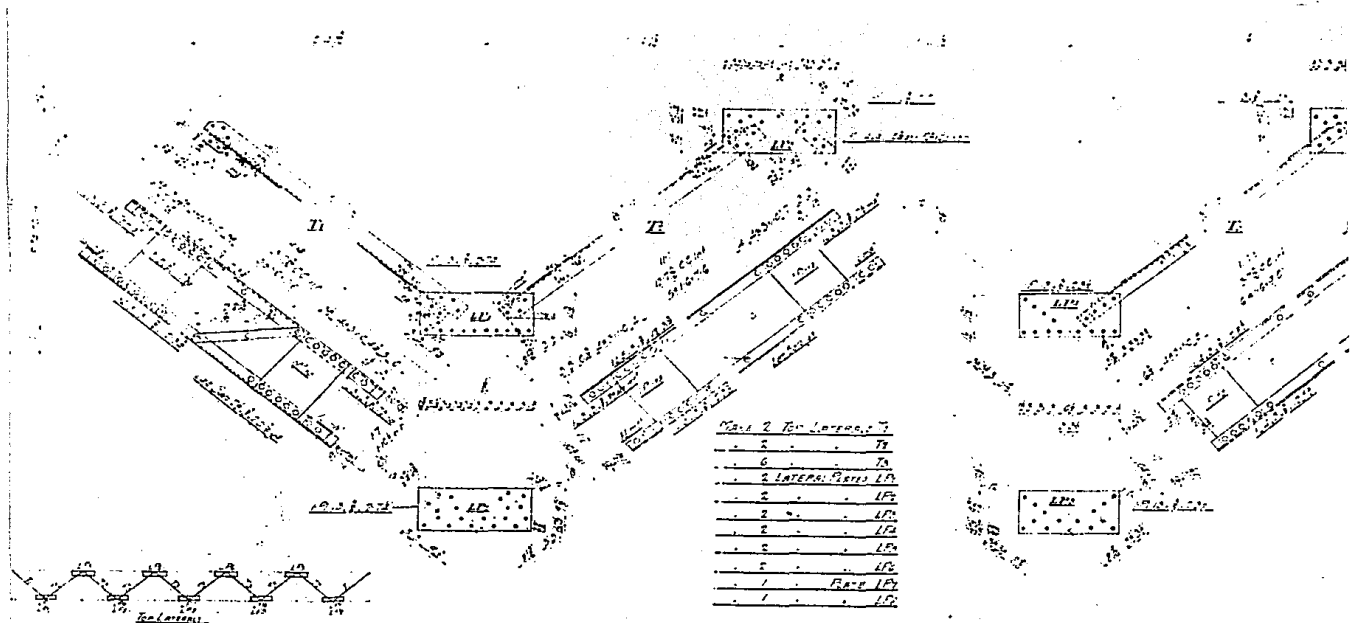
| SHEET NO. 5 | | | | SHOP BILL | |
|-------------|------------------|----------|----------|-----------|-------|
| NO. OF | DESCRIPTION | MATERIAL | QUANTITY | UNIT | PRICE |
| 2 | TOP BRACES | S.B.1 | | | |
| 2 | S.B.2 | | | | |
| 4 | " | | | | |
| 4 | " | | | | |
| 2 | BOTTOM STRINGERS | B.1 | | | |
| 2 | " | B.2 | | | |
| 2 | FENCE RAILS | F.R.1 | | | |
| 2 | " | F.R.2 | | | |
| 4 | " | F.R.4 | | | |
| 4 | " | F.R.5 | | | |
| 2 | " | F.R.6 | | | |
| 16 | FENCE POSTS | F.P.1 | | | |
| 16 | " | F.P.2 | | | |



Note:
 ALL WELD DRAWING STEEL
 BY TOP AND BOTTOM ANGLES ONLY
 ALL FENCE RAILS 1/2" DIA. GALV. STEEL
 FENCE WHICH ARE 1/2" DIA. GALV. STEEL
 ALL DIMS. UNLESS OTHERWISE SPECIFIED

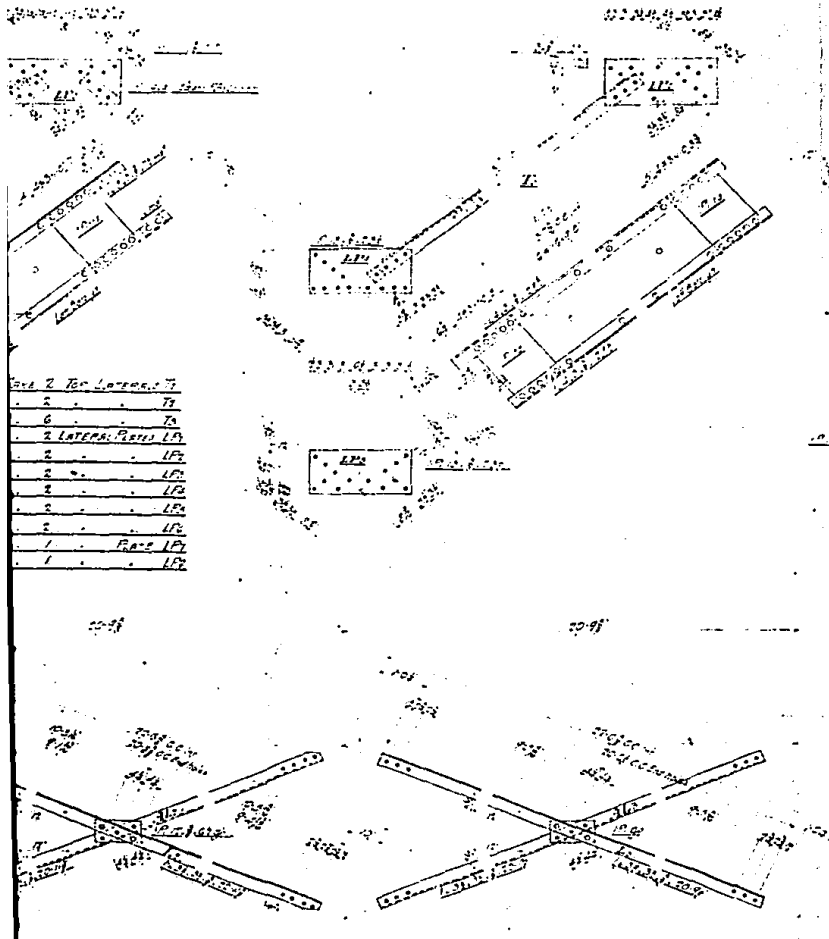
FENCE, SWAY BRACES & PORT STEERS
 Barranca de las Canoas Km 25.1-205m
 Mexican Pacific Railway Co.
 ESTD. at SAGAPAN
 Scale 1/10"

AMERICAN BRIDGE COMPANY
 ENGINEERS
 MADE IN U.S.A.
 SHEET NO. 5



SHOP BILL

| NO. | DESCRIPTION | QUANTITY | UNIT PRICE | TOTAL |
|-----|---------------------|----------|------------|-------|
| 1 | 2 TOP LATERALS L1 | 2 | 11.00 | 22.00 |
| 2 | 2 INTERNAL PILES L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 3 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 4 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 5 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 6 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 7 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 8 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 9 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 10 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 11 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 12 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 13 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 14 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 15 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 16 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 17 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 18 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 19 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 20 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 21 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 22 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 23 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 24 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 25 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 26 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 27 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 28 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 29 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 30 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 31 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 32 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 33 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 34 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 35 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 36 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 37 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 38 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 39 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 40 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 41 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 42 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 43 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 44 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 45 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 46 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 47 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 48 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 49 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 50 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 51 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 52 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 53 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 54 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 55 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 56 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 57 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 58 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 59 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 60 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 61 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 62 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 63 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 64 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 65 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 66 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 67 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 68 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 69 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 70 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 71 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 72 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 73 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 74 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 75 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 76 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 77 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 78 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 79 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 80 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 81 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 82 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 83 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 84 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 85 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 86 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 87 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 88 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 89 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 90 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 91 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 92 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 93 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 94 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 95 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 96 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 97 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 98 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 99 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |
| 100 | 2 LATERALS L1 | 2 | 14.00 | 28.00 |



2 TOP LATERALS L1

| | | |
|---|-------|-------|
| 2 | 11.00 | 22.00 |
| 2 | 14.00 | 28.00 |
| 2 | 14.00 | 28.00 |
| 2 | 14.00 | 28.00 |
| 2 | 14.00 | 28.00 |
| 2 | 14.00 | 28.00 |
| 2 | 14.00 | 28.00 |
| 2 | 14.00 | 28.00 |
| 1 | 14.00 | 14.00 |
| 1 | 14.00 | 14.00 |

2 BOTTOM LATERALS L1

| | | |
|---|-------|-------|
| 2 | 11.00 | 22.00 |
| 2 | 14.00 | 28.00 |
| 2 | 14.00 | 28.00 |
| 1 | 14.00 | 14.00 |
| 2 | 14.00 | 28.00 |
| 2 | 14.00 | 28.00 |

Notes:
 1. Members Welded On Site
 2. 3/4" x 3/8" dia
 3. All arc-welded 3/8" dia
 4. All holes punched 1/8" dia
 5. Connections, Erection & Maintenance see on Sheet 2

TOP & BOTTOM LATERALS
 Barranca de las Conas Km 231+700m
 Mexican Pacific Railway Co
 13701st Span 124 of 66
 Scale 1/4"

AMERICAN BRIDGE COMPANY
 OFFICE: 2001 "C" ST. PHOENIX, ARIZONA
 FIELD OFFICE: 1000 "C" ST. PHOENIX, ARIZONA
 DATE: FEBRUARY 1930
 DRAWN BY: [Name]
 CHECKED BY: [Name]
 SCALE: 1/4"

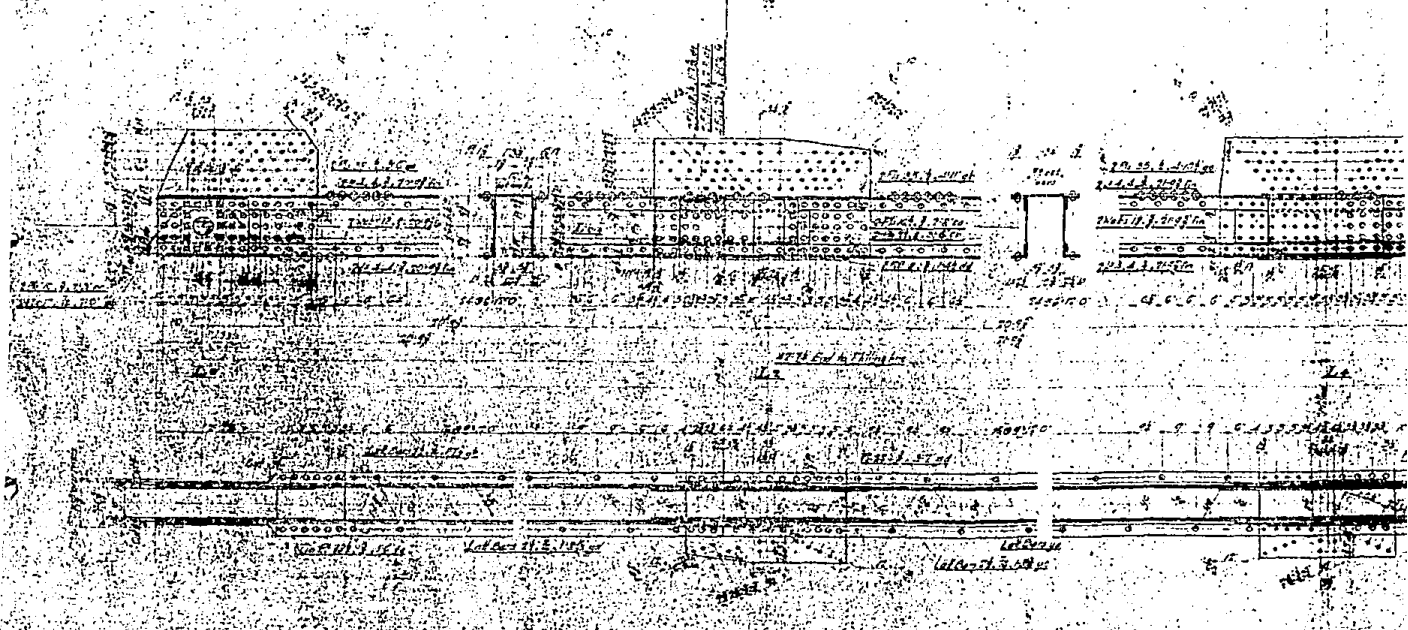
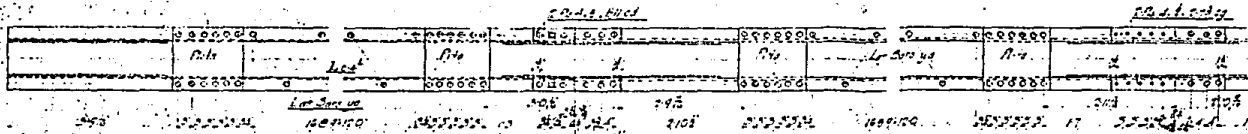
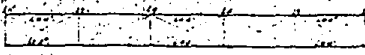


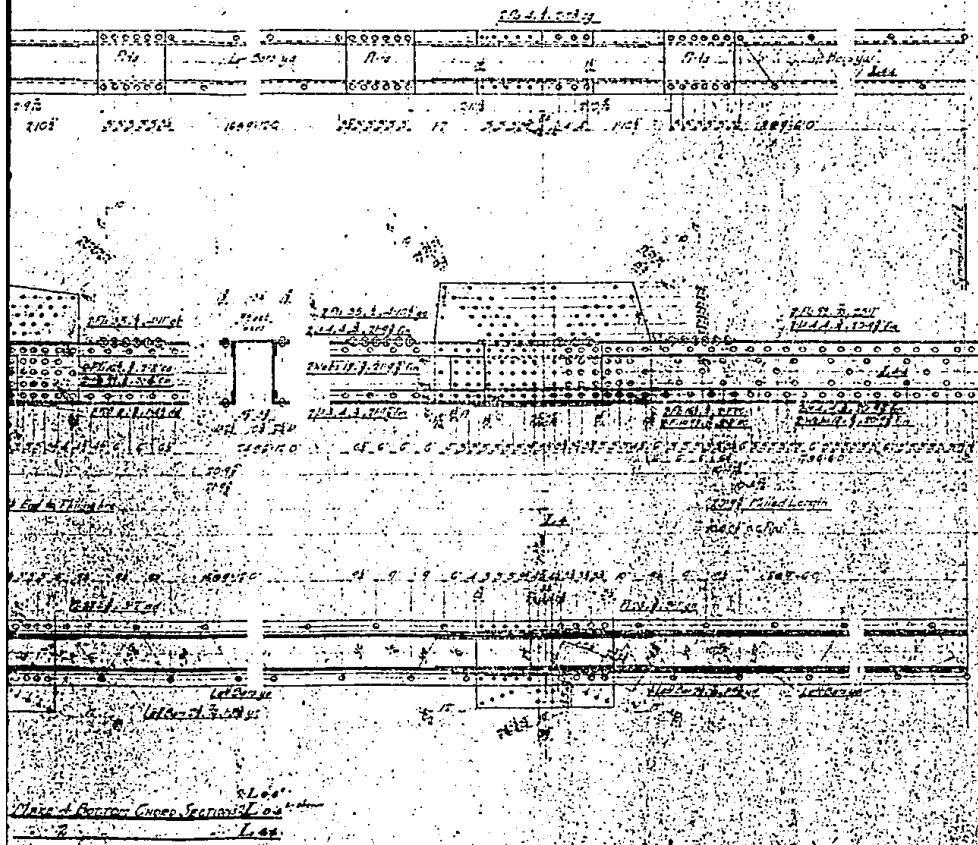
Plate of Boston Crane Section of
 L.S.



Notes -
 All work done on steel
 All work done on iron
 All work done on rivets
 All bolts for steel work except for the steel
 work of that which are covered by the steel
 All work done on rivets for use except in the steel
 which are covered by the steel and rivets
 For conditions of riveting see note on

SHOP BILL

| ITEM NO. | DESCRIPTION | QTY | UNIT | PRICE | TOTAL |
|----------|-------------|-----|------|-------|-------|
| 1 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 2 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 3 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 4 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 5 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 6 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 7 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 8 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 9 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 10 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 11 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 12 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 13 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 14 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 15 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 16 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 17 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 18 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 19 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 20 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 21 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 22 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 23 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 24 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 25 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 26 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 27 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 28 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 29 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 30 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 31 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 32 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 33 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 34 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 35 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 36 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 37 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 38 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 39 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 40 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 41 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 42 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 43 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 44 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 45 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 46 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 47 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 48 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 49 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 50 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 51 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 52 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 53 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 54 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 55 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 56 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 57 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 58 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 59 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 60 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 61 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 62 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 63 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 64 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 65 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 66 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 67 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 68 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 69 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 70 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 71 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 72 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 73 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 74 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 75 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 76 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 77 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 78 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 79 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 80 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 81 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 82 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 83 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 84 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 85 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 86 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 87 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 88 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 89 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 90 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 91 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 92 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 93 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 94 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 95 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 96 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 97 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 98 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 99 | ... | ... | ... | ... | ... |
| 100 | ... | ... | ... | ... | ... |

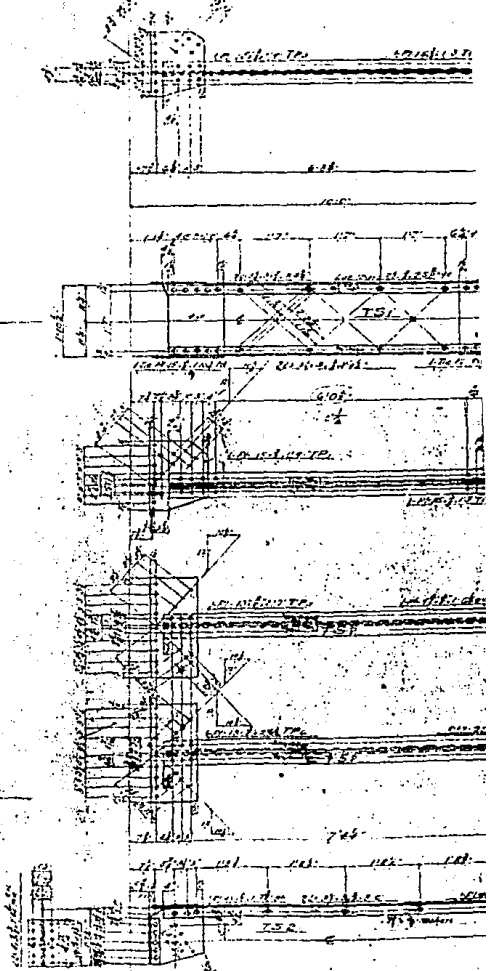
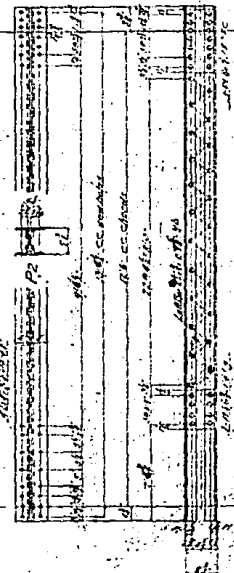
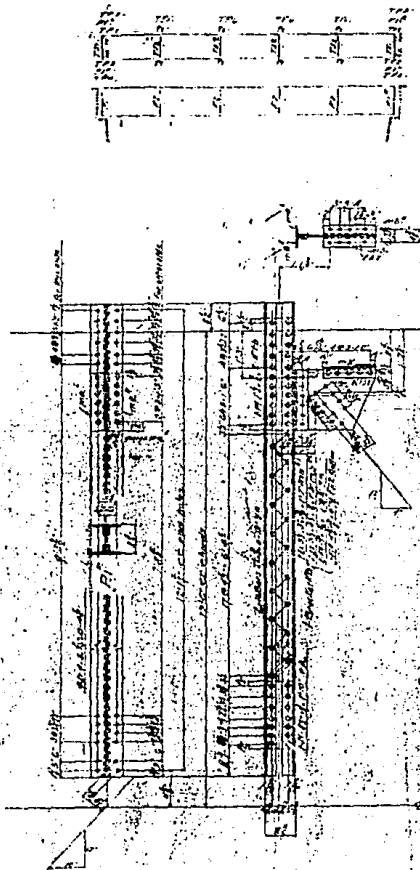


Notes:
 All steel to be A36 Steel.
 All rivets to be A307.
 All bolts to be A307.
 All holes for rivets and bolts to be drilled and reamed.
 All holes for rivets and bolts to be drilled and reamed.
 All holes for rivets and bolts to be drilled and reamed.

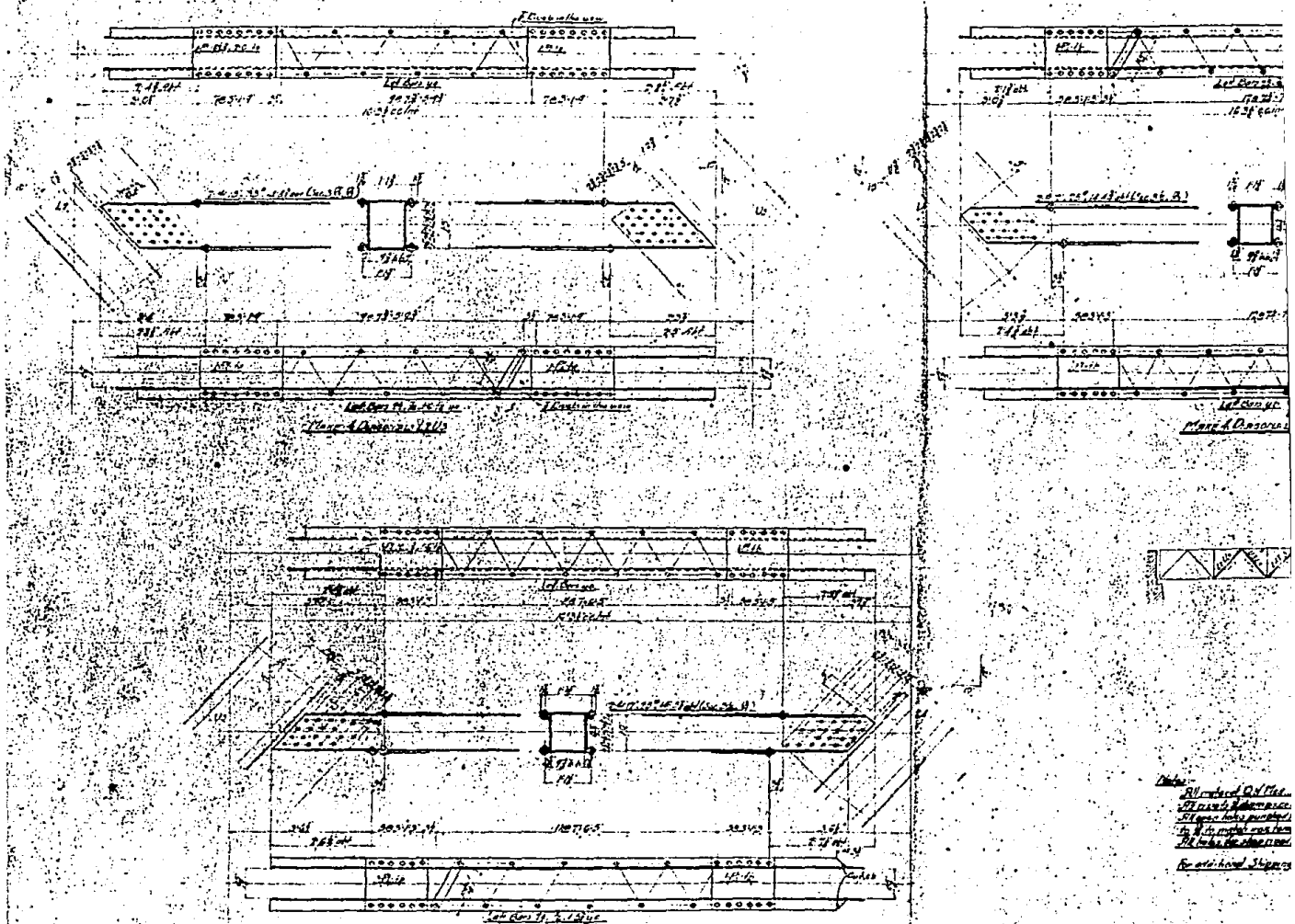
For additional Shipping Yards see note on Sheet 1.

Boston Corrosion
 Worcester Co. for Corrosion Resistant
 Medication Practice
 1570 Lat. Span 140' x 10'

AMERICAN BRIDGE COMPANY
 SHOP ADDRESS: PA. 5000 17000
 WORKS ADDRESS: PA. 5000 17000
 MADE IN U.S.A.
 DRAWN BY: J. S. ...
 CHECKED BY: J. S. ...
 DATE: ...
 SHEET NO. 2



| NOTE | 4 | POSTS | 2" P.F. | 2" P.F. |
|------|---|-----------------|---------|---------|
| | 8 | 1/4" | | P2 |
| | 2 | END TRG. STRIPS | | TSE |
| | 1 | 1/4" | | TSE |
| | 3 | S&S PLATES | | T.P. |
| | 2 | | | T.P. |
| | 2 | | | T.P. |
| | 2 | | | T.P. |
| | 2 | | | T.P. |



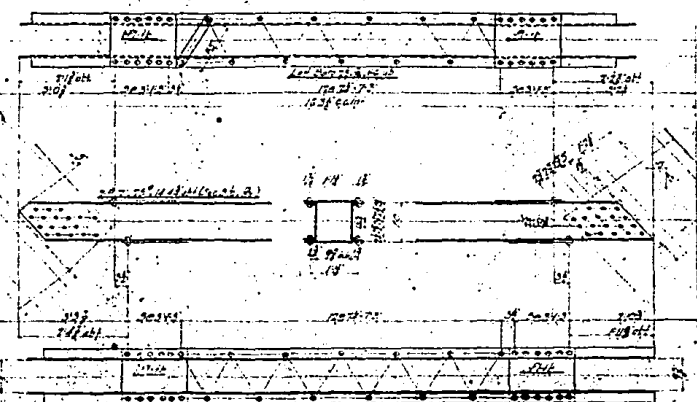
Notes:
 All work on this
 drawing is to be
 done in pencil
 on a good quality
 drawing paper
 to be used for
 reproduction
 by the architect

Plan of ...

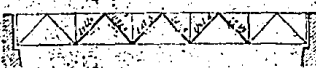
SHEET NO. 7

SHOP BILL

| NO. OF PIECES | DESCRIPTION | LENGTH | | DIM. MAT. |
|---------------------------|-------------|--------|-----|-----------|
| | | IN. | FR. | |
| 3 Diagonals 4 1/2" | | | | |
| 8 | Diagonals | 21 | 1/2 | 1/2 |
| 16 | Diagonals | 18 | 1/2 | 1/2 |
| 16 | Diagonals | 18 | 1/2 | 1/2 |
| 4 Diagonals 2 1/2" | | | | |
| 8 | Diagonals | 21 | 1/2 | 1/2 |
| 16 | Diagonals | 18 | 1/2 | 1/2 |
| 16 | Diagonals | 18 | 1/2 | 1/2 |
| 4 Diagonals 1 1/2" | | | | |
| 8 | Diagonals | 21 | 1/2 | 1/2 |
| 16 | Diagonals | 18 | 1/2 | 1/2 |
| 16 | Diagonals | 18 | 1/2 | 1/2 |



Plan of Diagonals 1 1/2"

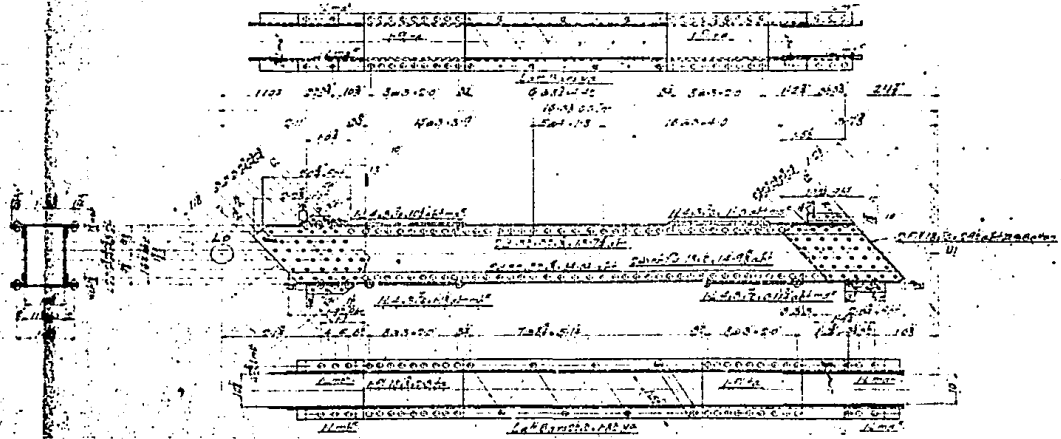


Notes:
 All work of the steel
 should be done in accordance with the
 specifications of the American
 Institute of Steel Construction
 Co. Inc. 1913 edition.
 Rivets to be used should be
 furnished by the contractor.

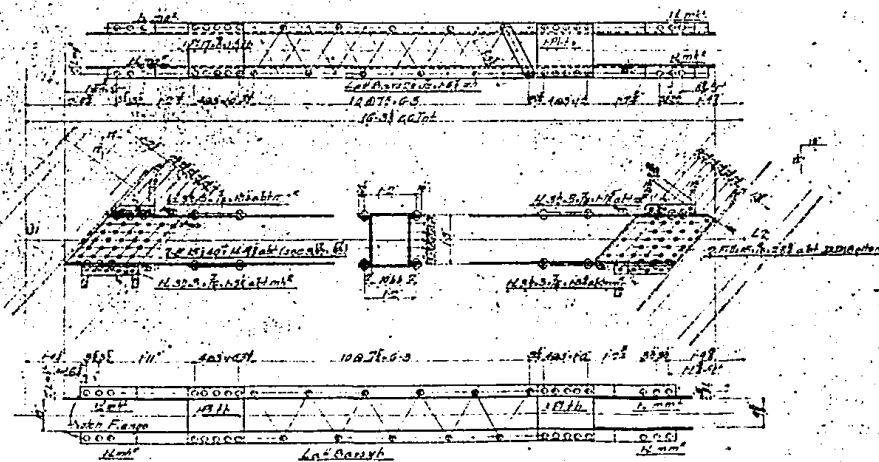
DIAGONALS
 BARRANCE & JAS. CONNOR, INC.
 Mexican Pacific Railway Co.
 LTD. Los Angeles, Cal.
 Scale 1/4"

AMERICAN BRIDGE COMPANY
 ENGINEERS
 1000 F STREET, N.W., WASHINGTON, D.C.
 DRAWN BY: J. H. C. DATE: 3/1/12
 CHECKED BY: J. H. C. DATE: 3/1/12
 ORDER NO. SHEET NO.

SHEET NO. 5

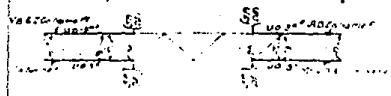
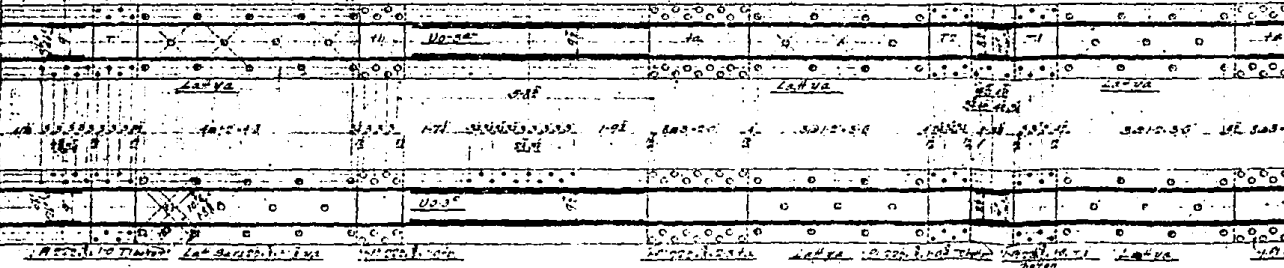
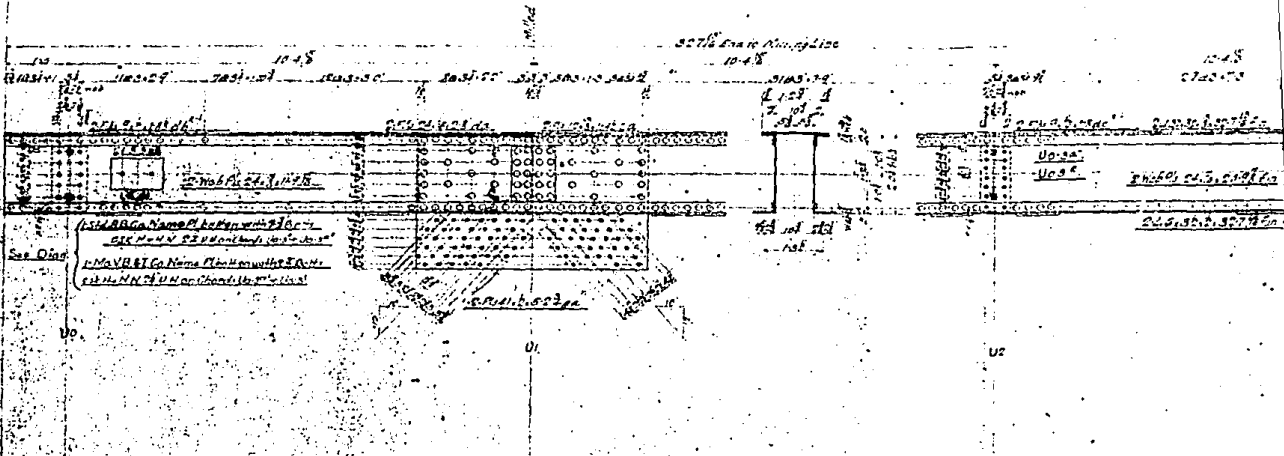
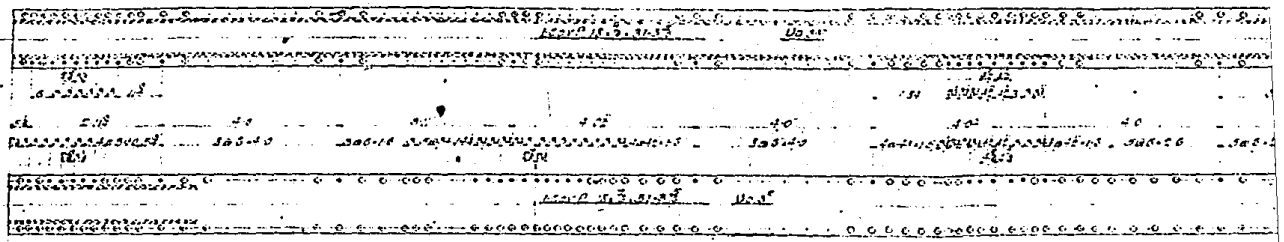


MOVE 4 END PORTS ULL



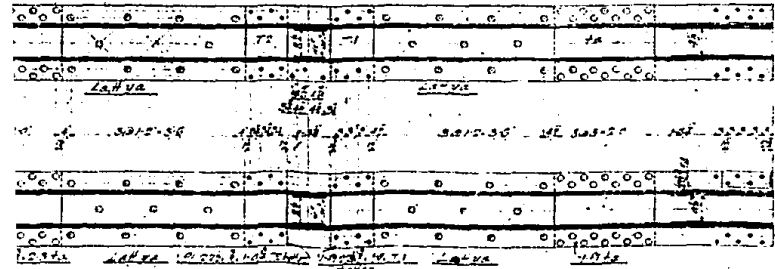
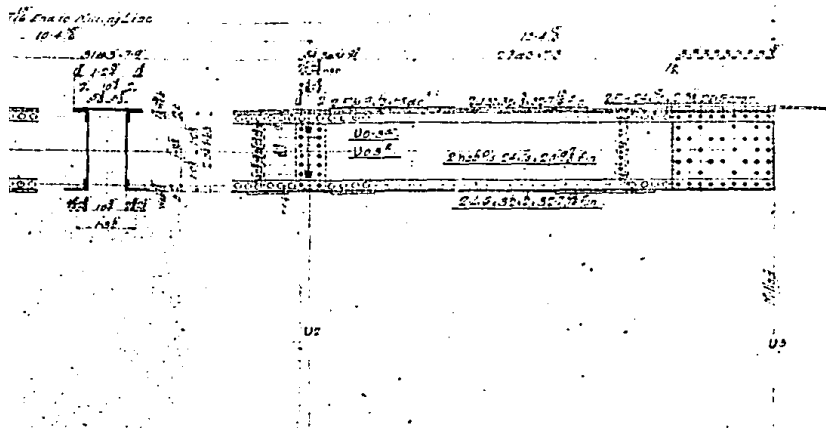
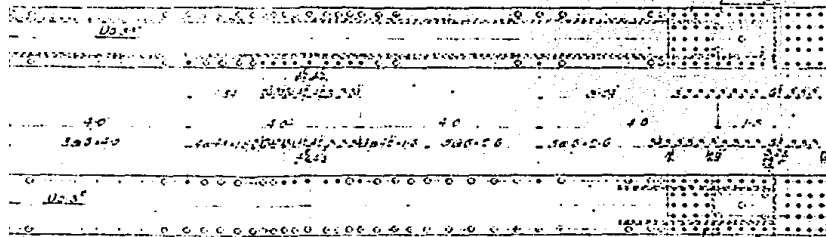
MOVE 4 DRAGON ULL

Note-
 All sections OH L
 All rivets & diam.
 All open holes per
 to match section
 All holes for shop
 for additional items



Note: See also Top Sheet No. 1045
 U.S.
 U.S.
 U.S.
 U.S.

Note: See also Top Sheet No. 1045
 U.S.
 U.S.
 U.S.
 U.S.



Uo. 34

Uo. 35

Uo. 36

Uo. 34

Uo. 35

Uo. 36

SHEET NO 2

SHED BILL

| NO | DESCR | UNITS | AMOUNT | TOTAL |
|-----|--------------|-------|--------|-------|
| 1 | Obst. Factor | | | |
| 2 | Obst. Factor | | | |
| 3 | Obst. Factor | | | |
| 4 | Obst. Factor | | | |
| 5 | Obst. Factor | | | |
| 6 | Obst. Factor | | | |
| 7 | Obst. Factor | | | |
| 8 | Obst. Factor | | | |
| 9 | Obst. Factor | | | |
| 10 | Obst. Factor | | | |
| 11 | Obst. Factor | | | |
| 12 | Obst. Factor | | | |
| 13 | Obst. Factor | | | |
| 14 | Obst. Factor | | | |
| 15 | Obst. Factor | | | |
| 16 | Obst. Factor | | | |
| 17 | Obst. Factor | | | |
| 18 | Obst. Factor | | | |
| 19 | Obst. Factor | | | |
| 20 | Obst. Factor | | | |
| 21 | Obst. Factor | | | |
| 22 | Obst. Factor | | | |
| 23 | Obst. Factor | | | |
| 24 | Obst. Factor | | | |
| 25 | Obst. Factor | | | |
| 26 | Obst. Factor | | | |
| 27 | Obst. Factor | | | |
| 28 | Obst. Factor | | | |
| 29 | Obst. Factor | | | |
| 30 | Obst. Factor | | | |
| 31 | Obst. Factor | | | |
| 32 | Obst. Factor | | | |
| 33 | Obst. Factor | | | |
| 34 | Obst. Factor | | | |
| 35 | Obst. Factor | | | |
| 36 | Obst. Factor | | | |
| 37 | Obst. Factor | | | |
| 38 | Obst. Factor | | | |
| 39 | Obst. Factor | | | |
| 40 | Obst. Factor | | | |
| 41 | Obst. Factor | | | |
| 42 | Obst. Factor | | | |
| 43 | Obst. Factor | | | |
| 44 | Obst. Factor | | | |
| 45 | Obst. Factor | | | |
| 46 | Obst. Factor | | | |
| 47 | Obst. Factor | | | |
| 48 | Obst. Factor | | | |
| 49 | Obst. Factor | | | |
| 50 | Obst. Factor | | | |
| 51 | Obst. Factor | | | |
| 52 | Obst. Factor | | | |
| 53 | Obst. Factor | | | |
| 54 | Obst. Factor | | | |
| 55 | Obst. Factor | | | |
| 56 | Obst. Factor | | | |
| 57 | Obst. Factor | | | |
| 58 | Obst. Factor | | | |
| 59 | Obst. Factor | | | |
| 60 | Obst. Factor | | | |
| 61 | Obst. Factor | | | |
| 62 | Obst. Factor | | | |
| 63 | Obst. Factor | | | |
| 64 | Obst. Factor | | | |
| 65 | Obst. Factor | | | |
| 66 | Obst. Factor | | | |
| 67 | Obst. Factor | | | |
| 68 | Obst. Factor | | | |
| 69 | Obst. Factor | | | |
| 70 | Obst. Factor | | | |
| 71 | Obst. Factor | | | |
| 72 | Obst. Factor | | | |
| 73 | Obst. Factor | | | |
| 74 | Obst. Factor | | | |
| 75 | Obst. Factor | | | |
| 76 | Obst. Factor | | | |
| 77 | Obst. Factor | | | |
| 78 | Obst. Factor | | | |
| 79 | Obst. Factor | | | |
| 80 | Obst. Factor | | | |
| 81 | Obst. Factor | | | |
| 82 | Obst. Factor | | | |
| 83 | Obst. Factor | | | |
| 84 | Obst. Factor | | | |
| 85 | Obst. Factor | | | |
| 86 | Obst. Factor | | | |
| 87 | Obst. Factor | | | |
| 88 | Obst. Factor | | | |
| 89 | Obst. Factor | | | |
| 90 | Obst. Factor | | | |
| 91 | Obst. Factor | | | |
| 92 | Obst. Factor | | | |
| 93 | Obst. Factor | | | |
| 94 | Obst. Factor | | | |
| 95 | Obst. Factor | | | |
| 96 | Obst. Factor | | | |
| 97 | Obst. Factor | | | |
| 98 | Obst. Factor | | | |
| 99 | Obst. Factor | | | |
| 100 | Obst. Factor | | | |

ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

Compania de los Ferros Carriles Mexicanos

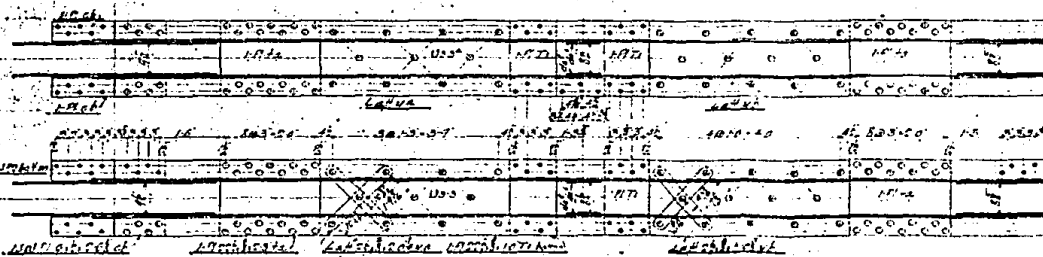
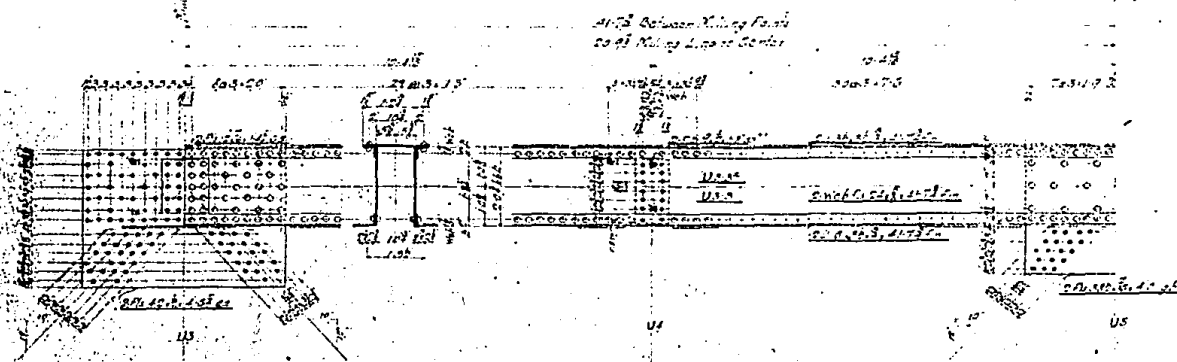
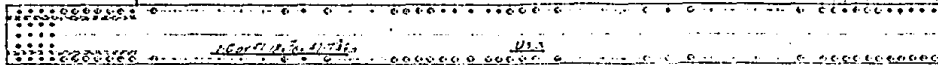
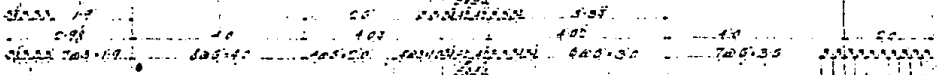
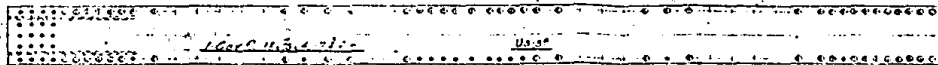
Mexican Pacific Railway Co

U.S. District Office

San Diego

American Bridge Company

San Diego



1 Cor 11, 20-21
U.S.

1 Cor 11, 20-21
U.S.

1 Cor 11, 20-21
U.S.

1.1 PROPIEDADES DE LAS SECCIONES DE LOS MIEMBROS

PROYECTO PARA EL REFORZAMIENTO DEL PUENTE VIADUCTO KM. 1-510.96 SOBRE BARRANCA DE LAS CANAS, JALISCO

CARACTERISTICAS.

Longitud Parapeto a Parapeto = 32.598 m (106'-11 3/8")

Altura Máxima = 32.61 m (107'-0")

SUPERESTRUCTURA (DE ACERO)

1 Armadura paso superior de 31.702 m. (104'-0 1/8").

SUBESTRUCTURA.

2 Estribos de Mampostería.

CARGAS PROYECTO ORIGINAL.

Carga Viva: Especificaciones Cooper Año 1901.



DIAGRAMA DE CARGA VIVA

Carga de Viento: Especificación Año 1902 AT&SF. (Ferrocarril Atkinson Topeka y Santa Fé).

Material: Acero medio hogar abierto.

Fecha Elaboración Proyecto: Marzo 26 de 1906.

Fecha Revisión Proyecto: Abril 19 de 1906.

Fecha Fabricación Estructuras: Año de 1907.

Fabricante: American Bridge Company.

Estado Físico Estructura: Buenas condiciones.

Fecha última protección con pintura: Año 1969.

Nueva Capacidad de la estructura después del reforzamiento: Cooper E-72.

Especificaciones: A.R.E.A. 1967 y 1972.

Acero se utilizará: Perfiles Fabricados en México. A.S.T.M. A-36

PROYECTO REFORZAMIENTO DE ARMADURA DE ACERO DE PASO SUPERIOR DE ---
31.7024 m (104'-0 1/8") PARA SOPORTAR UNA CARGA COOPER E-72 UTILIZAN-
DO PERFILES DE ACERO FABRICADOS EN MEXICO.

DATOS:

Longitud = 5 tramos de 20'-9 5/8" = 104'-0 1/8" C.A.C.
apoyos o pernos.

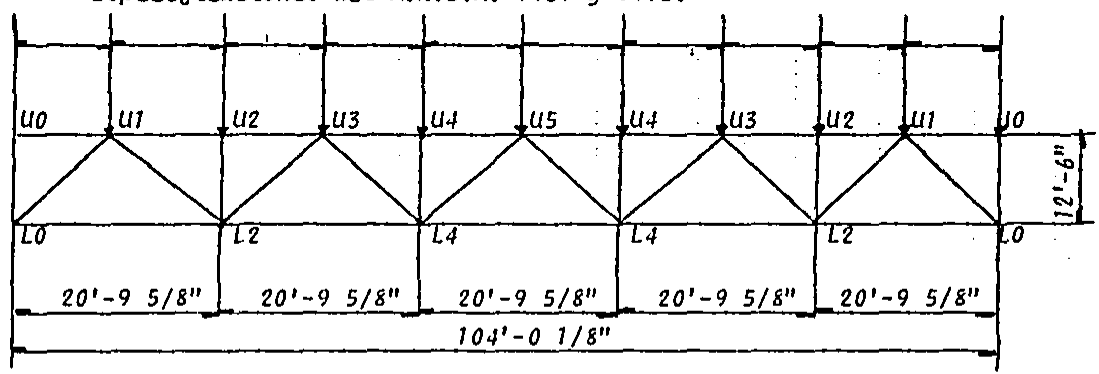
Ancho = 10'-0" C.A.C. de Armaduras.

Altura = 12'-6" C.A.C. de Cuerdas.

Separación Largueros = 10'-0" C.A.C.

Carga Viva Cooper E-72

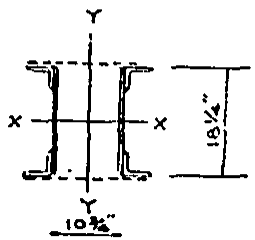
Especificaciones del A.R.E.A. 1967 y 1972.



CALCULO DE LA CAPACIDAD ACTUAL DE CADA MIEMBRO.

1.1.1 CUERDA INFERIOR.

MIEMBRO L0 - L2:



- 2 placas alma 18" x 3/8"
- 4 angulos 4" x 4" x 3/8"
- Celosía Pl. 2 1/2" x 7/16"

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | y | AY | AY ² | I _o | I |
|-----------------------------|-------|-------|---------|-----------------|----------------|---------|
| 2 L _S 4"x4"x3/8" | 5.72 | 7.985 | +45.674 | 364.71 | 8.80 | 373.51 |
| 2 PL _S 18"x3/8" | 13.50 | 0.000 | - | - | 364.60 | 364.60 |
| 2 L _S 4"x4"x3/8" | 5.72 | 7.985 | -45.674 | 364.71 | 8.80 | 373.51 |
| T O T A L E S : | 24.94 | | 0.000 | | | 1111.62 |

Situación del Eje Neutro respecto al Eje X-X:

$$y = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{0.000}{24.94} = 0.00 \text{ in}$$

Momento de Inercia respecto al eje neutro:

$$I = 1111.62 \text{ in}^4$$

$$\therefore \text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1111.62}{24.94}} = \sqrt{44.5718} = 6.676 \text{ in}$$

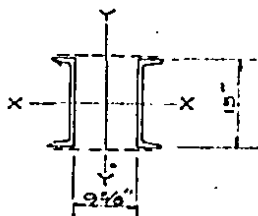
Area Neta = (Area que se deduce debido a los agujeros para los remaches):

$$A_1 = 4 \times (3/8" + 3/8") \times (7/8" + 1/8") = 3.00 \text{ in}^2$$

$$\text{Area Neta} = 24.94 - 3.00 = 21.94 \text{ in}^2$$

$$\text{Longitud del miembro} = 20' - 9 \frac{5}{8}"$$

MIEMBRO L₂-L₄:



2 placas alma 18" x 5/8"
4 ángulos 4" x 4" x 3/4"
Celosía PL 2 1/2" x 7/16"

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | y | AY | AY ² | I _o | I |
|-----------------------------|-------|-------|---------|-----------------|----------------|---------|
| 2 L _S 4"x4"x3/4" | 10.88 | 7.855 | +85.462 | 671.31 | 15.40 | 686.71 |
| 2 PL _S 18"x5/8" | 22.50 | 0.000 | - | - | 607.60 | 607.60 |
| 2 L _S 4"x4"x3/4" | 10.88 | 7.855 | -85.462 | 671.31 | 15.40 | 686.71 |
| T O T A L E S : | 44.26 | | | | | 1981.02 |

Momento de Inercia respecto al Eje Neutro: $I = 1,981.02 \text{ in}^4$

$$\therefore \text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{1,981.02}{44.26}} = \sqrt{44.7587} = 6.690 \text{ in}$$

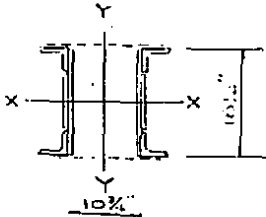
$$\text{Area Neta} = 44.26 - 9.25 = 35.01 \text{ in}^2$$

$$A_1 = 4 \times (3/4'' + 5/8'') \times (7/8'' + 1/8'') + 6 \times 5/8'' \times (7/8'' + 1/8'')$$

$$= 5.50 + 3.75 = 9.25 \text{ in}^2$$

$$\text{Longitud del miembro} = 20' - 9 \text{ } 5/8''$$

MIEMBRO L₄-L₄:



2 placas alma 18" x 5/8"

4 ángulos 4" x 4" x 3/4"

2 placas 9 1/2" x 7/16"

Celosía PL 2 1/2" x 7/16"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | y | AY | AY ² | I _o | I |
|--------------------------------|-------|-------|---------|-----------------|----------------|---------|
| 2 L _S 4"x4"x3/4" | 10.88 | 7.855 | +85.462 | 671.31 | 15.40 | 686.71 |
| 2 PL _S 18"x5/8" | 22.50 | 0.000 | - | - | 607.60 | 607.60 |
| 2 PL _S 9 1/2"x7/16" | 8.32 | 0.000 | - | - | 62.52 | 62.52 |
| 2 L _S 4"x4"x3/4" | 10.88 | 7.855 | -85.462 | 671.31 | 15.40 | 686.71 |
| T O T A L E S : | 52.58 | | | | | 2043.54 |

Momento de inercia respecto al Eje Neutro: $I = 2,043.54 \text{ in}^4$

$$\therefore \text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{2,043.54}{52.58}} = \sqrt{38.8653} = 6.234 \text{ in}$$

$$\text{Area Neta} = 52.58 - 9.338 = 43.242 \text{ in}^2$$

$$A_1 = 4 \times (3/4'' + 5/8'') \times (7/8'' + 1/8'') + 2 \times (3/4'' + 7/16'') \times$$

$$[3 \times (7/8'' + 1/8'') - \frac{5^2}{4g} - \frac{5^2}{4g}] = 4 \times 1 \text{ } 3/8'' \times 1'' + 2 \times 1 \text{ } 3/16''$$

$$\times [3'' - \frac{(3'')^2}{4 \times 3 \text{ } 1/4''} - \frac{(3'')^2}{4 \times 3 \text{ } 1/4''}] = 5.5 + 2 \text{ } 3/8 (3 - 0.692$$

$$- 0.692) = 5.5 + 2.375 \times 1.616 = 9.338 \text{ in}^2$$

$$\text{PUES } \frac{S^2}{4g} = \frac{(3'')^2}{4 \times 3 \text{ } 1/4''} = \frac{9}{13} = 0.692$$

S = Espaciamiento Longitudinal (PITCH) en pulgadas, de 2 agujeros

continuos cualesquiera = 3"

g = Espaciamiento Transversal (GAGE) en pulgadas, de los mismos
2 agujeros = 3 1/4".

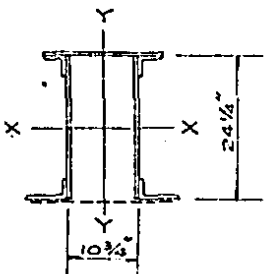
Utilizando el diagrama del "MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION" en la
página 2-75 se observa que para:

$$g = 3 \frac{1}{4}" \text{ y } S = 3", \frac{S^2}{4g} = 0.690 = 0.692$$

Longitud del miembro = 20' - 9 5/8"

1.1.2 CUERDA SUPERIOR.

MIEMBRO u_0-u_1 :



1 cubreplaca 18" x 7/16"
2 placas alma 24" x 3/8"
2 ángulos 3 1/2"x3 1/2"x3/8"
2 ángulos 6"x3 1/2"x1/2"
Celosía Pl 2 1/2"x 3/8"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | \bar{y} | $A\bar{y}$ | $A\bar{y}^2$ | I_o | I |
|-------------------------------------|-------|-----------|------------|--------------|--------|---------|
| 1 PL 18" x 7/16" | 7.88 | 12.344 | + 97.271 | 1200.71 | 0.13 | 1200.84 |
| 2 L _S 3 1/2"x3 1/2"x3/8" | 4.96 | 11.115 | + 55.130 | 612.77 | 5.80 | 618.57 |
| 2 PL _S 24" x 3/8" | 18.00 | 0.000 | - | - | 864.00 | 864.00 |
| 2 L _S 6"x3 1/2"x1/2" | 9.00 | 11.295 | -101.655 | 1148.19 | 8.60 | 1156.79 |
| T O T A L E S : | 39.84 | | + 50.746 | | | 3840.20 |

Situación del Eje Neutro respecto al Eje X-X:

$$y = \frac{\sum A \bar{y}}{\sum A} = \frac{50.746}{39.84} = 1.274 \text{ in.}$$

Momento de Inercia respecto al eje neutro:

$$I_N = I - AY_1^2 = 3840.20 - 39.84 \times (1.274)^2 = 3840.20 - 64.66 = 3775.54 \text{ in}^4$$

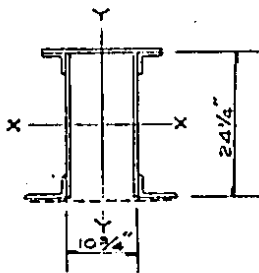
$$\text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{3775.54}{39.84}} = \sqrt{94.7676} = 9.735 \text{ in}$$

$$\text{Area Bruta} = 39.84 \text{ in}^2$$

$$\text{Longitud del miembro} = 10' - 4 \frac{13}{16}'' = 10.4010'$$

$$\therefore L/r = 10.4010 \times 12/9.735 = 12.82$$

MIEMBRO $u_1 - u_2$ Y MIEMBRO $u_2 - u_3$:



1 cubreplaca 18" x 7/16"
 2 placas alma 24" x 7/16"
 2 ángulos 3 1/2" x 3 1/2" x 3/8"
 2 ángulos 6" x 3 1/2" x 1/2"
 Celosía 2 1/2" x 3/8"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | Y | AV | AV ² | I _o | I |
|---|-------|--------|----------|-----------------|----------------|---------|
| 1 PL 18" x 7/16" | 7.88 | 12.344 | + 97.271 | 1200.71 | 0.13 | 1200.84 |
| 2 L _S 3 1/2" x 3 1/2" x 3/8" | 4.96 | 11.115 | + 55.130 | 612.77 | 5.80 | 618.57 |
| 2 PL _S 24" x 7/16" | 21.00 | 0.000 | - | - | 1008.00 | 1008.00 |
| 2 L _S 6" x 3 1/2" x 1/2" | 9.00 | 11.295 | -101.655 | 1148.19 | 8.60 | 1156.79 |
| T O T A L E S : | 42.84 | | + 50.746 | | | 3984.20 |

Situación del Eje Neutro respecto al Eje X-X :

$$Y = \frac{\sum AV}{\sum A} = \frac{50.746}{42.84} = 1.185 \text{ in}$$

Momento de inercia respecto al eje neutro:

$$I_N = I - AY_1^2 = 3984.20 - 42.84 \times (1.185)^2 = 3984.20 - 60.16 = 3924.04 \text{ in}^4$$

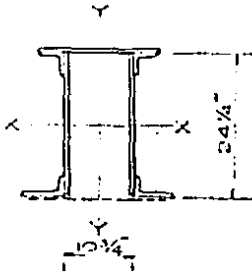
$$\therefore \text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{3924.04}{42.84}} = \sqrt{91.5976} = 9.571 \text{ in}$$

$$\text{Area Bruta} = 42.84 \text{ in}^2$$

$$\text{Longitud de los miembros} = 10' - 4 \frac{13}{16}" = 10.4010'$$

$$\therefore L/r = 10.4010 \times 12/9.571 = 13.04$$

MIEMBRO $u_3 - u_4$ y MIEMBRO $u_4 - u_5$:



- 1 cubreplaca 18" x 7/16"
- 2 placas alma 24" x 5/8"
- 2 ángulos 3 1/2" x 3 1/2" x 3/8"
- 2 ángulos 6" x 3 1/2" x 3/4"
- Celosía 2 1/2" x 3/8"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | Y | AY | AY ² | I _o | I |
|-------------------------------------|-------|--------|----------|-----------------|----------------|---------|
| 1 PL 18" x 7/16" | 7.88 | 12.344 | + 97.271 | 1200.71 | 0.13 | 1200.84 |
| 2 L _S 3 1/2"x3 1/2"x3/8" | 4.96 | 11.115 | + 55.130 | 612.77 | 5.80 | 618.57 |
| 2 PL _S 24" x 5/8" | 30.00 | 0.000 | | | 440.00 | 1440.00 |
| 2 L _S 6"x3 1/2" x 3/4" | 13.12 | 11.195 | -146.878 | 1644.30 | 11.68 | 1655.98 |
| T O T A L E S : | 55.96 | | 5.523 | | | 4915.39 |

Situación del Eje Neutro respecto al Eje X-X :

$$Y = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{5.523}{55.96} = 0.099 \text{ in}$$

Momento de inercia respecto al eje neutro:

$$I_N = I - AY_1^2 = 4915.39 - 55.96 \times (0.099)^2 = 4915.39 - 0.55 = 4914.84 \text{ in}^4$$

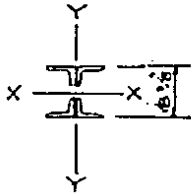
$$\therefore \text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{4914.84}{55.96}} = \sqrt{87.8277} = 9.372 \text{ in}$$

$$\text{Area Bruta} = 55.96 \text{ in}^2$$

$$\text{Longitud del miembro} = 10' - 4 \frac{13}{16}" = 10.4010'$$

$$\therefore L/r = 10.4010 \times 12/9.372 = 13.32$$

1.1.3 MIEMBROS VERTICALES

MIEMBROS $L_2 - U_2$ Y $L_4 - U_4$:

4 ángulos 4" x 3" x 3/8"
Celosía PL 2 1/2" x 3/8"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | Y | AY | AY ² | I _o | I |
|---------------------------------|------|--------|---------|-----------------|----------------|--------|
| 2 L _S 4" x 3" x 3/8" | 4.96 | 3.4075 | +16.901 | 57.59 | 3.80 | 61.39 |
| 2 L _S 4" x 3" x 3/8" | 4.96 | 3.4075 | -16.901 | 57.59 | 3.80 | 61.39 |
| T O T A L E S : | 9.92 | | 0.000 | | | 122.78 |

Momento de inercia respecto al Eje Neutro:

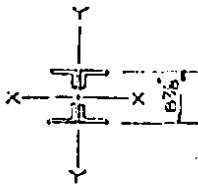
$$I = 122.78 \text{ in}^4$$

$$\therefore \text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{122.78}{9.92}} = \sqrt{12.3770} = 3.518 \text{ in}$$

$$\text{Area Bruta} = 9.92 \text{ in}^2$$

$$\text{Longitud del miembro} = 12' - 6" = 12.5'$$

$$\therefore L/r = 12.5 \times 12/3.518 = 42.64$$

MIEMBRO $L_0 - U_0$:

4 ángulos 4" x 3" x 7/16"
Celosía PL 2 1/2" x 3/8"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | Y | AY | AY ² | I _o | I |
|----------------------------------|-------|--------|---------|-----------------|----------------|--------|
| 2 L _S 4" x 3" x 7/16" | 5.74 | 3.6375 | +20.879 | 75.95 | 4.40 | 80.35 |
| 2 L _S 4" x 3" x 7/16" | 5.74 | 3.6375 | -20.879 | 75.95 | 4.40 | 80.35 |
| T O T A L E S : | 11.48 | | 0.000 | | | 160.70 |

Momento de inercia respecto al Eje Neutro:

$$I = 160.70 \text{ in}^4$$

$$\therefore \text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{160.70}{11.48}} = \sqrt{13.9983} = 3.741 \text{ in}$$

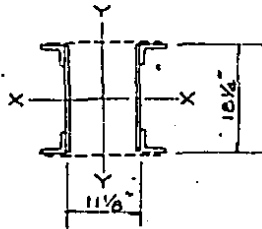
$$\text{Area Bruta} = 11.48 \text{ in}^2$$

$$\text{Longitud del miembro} = 12' - 6'' = 12.5'$$

$$\therefore L/r = 12.5 \times 12/3.741 = 40.10$$

1.1.4 MIEMBROS DIAGONALES

MIEMBRO L₀ - U₁:



2 placas alma 18" x 1/2"

4 ángulos 3 1/2" x 3 1/2" x 5/8"

Celosía 2 1/2" x 1/2"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | Y | AY | AY ² | I _o | I |
|---|-------|-------|---------|-----------------|----------------|---------|
| 2 L _S 3 1/2" x 3 1/2" x 5/8" | 7.96 | 8.025 | +63.879 | 512.63 | 8.66 | 521.29 |
| 2 PL _S 18" x 1/2" | 18.00 | 0.000 | - | - | 486.00 | 486.00 |
| 2 L _S 3 1/2" x 3 1/2" x 3/8" | 7.96 | 8.025 | -63.879 | 512.63 | 3.66 | 521.29 |
| T O T A L E S : | 33.92 | | 0.000 | | | 1528.58 |

Momento de inercia respecto al Eje Neutro:

$$I = 1528.58 \text{ in}^4$$

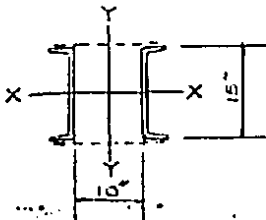
$$\therefore \text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{1528.58}{33.92}} = \sqrt{45.0643} = 6.713 \text{ in}$$

$$\text{Area Bruta} = 33.92 \text{ in}^2$$

$$\text{Longitud del miembro} = 16.26' \text{ (16.2614')}$$

$$L/r = 16.26 \times 12/6.713 = 29.07$$

MIEMBRO L₂ - U₁:



2 canales 15" x 40" (3 17/32" x 17/32")

Celosía Pl. 2 1/2" x 7/16"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | Y | AY | AY ² | I _o | I |
|--|-------|-------|----|-----------------|----------------|--------|
| 2 C _S 15" x 40 [#] | 23.40 | 0.000 | - | - | 692.60 | 692.60 |
| T O T A L E S : | 23.40 | | | | | 692.60 |

Momento de inercia respecto al Eje Neutro:

$$I = 692.60 \text{ in}^4$$

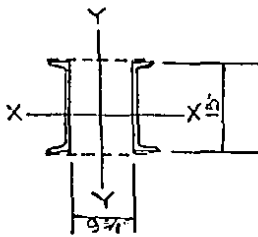
$$\therefore \text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{692.60}{23.40}} = \sqrt{29.5983} = 5.440 \text{ in}$$

$$\text{Area Neta} = 23.40 - 2.50 = 20.90 \text{ in}^2$$

$$A_1 = 4 \times 5/8" \times (7/8" + 1/8") = 2.50 \text{ in}^2$$

$$\text{Longitud del miembro} = 16.26' (16.2614')$$

MIEMBRO L₂ - U₃:



2 C_S 15" x 33[#]. (3 13/32" x 13/32")

Celosia PL 2 1/2" x 7/16"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | Y | AY | AY ² | I _o | I |
|--|-------|-------|----|-----------------|----------------|--------|
| 2 C _S 15" x 33 [#] | 19.80 | 0.000 | - | - | 625.20 | 625.20 |
| T O T A L E S : | 19.80 | | | | | 625.20 |

Momento de inercia respecto al Eje Neutro:

$$I = 625.20 \text{ in}^4$$

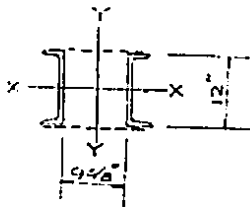
$$\therefore \text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{625.20}{19.80}} = \sqrt{31.5758} = 5.619 \text{ in}$$

$$\text{Area Bruta} = 19.80 \text{ in}^2$$

$$\text{Longitud del miembro} = 16.26' (16.2614')$$

$$\therefore L/r = 16.26 \times 12/5.619 = 34.73$$

MIEMBRO L₄ - U₃:



2 canales 12" x 25[#] (3 1/16"x13/32")
Celosía PL 2 1/2" x 7/16"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | y | AY | AY ² | I _o | I |
|--|-------|-------|----|-----------------|----------------|--------|
| 2 C _S 12" x 25 [#] | 14.64 | 0.000 | - | - | 287.00 | 287.00 |
| T O T A L E S : | 14.64 | | | | | 287.00 |

Momento de inercia respecto al Eje Neutro:

$$I = 287.00 \text{ in}^4$$

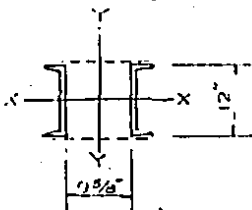
$$\therefore \text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{287.00}{14.64}} = \sqrt{19.6038} = 4.427 \text{ in}$$

$$\text{Area Neta} = 14.64 - 2.00 = 12.64 \text{ in}^2$$

$$A_1 = 4 \times 1/2" \times (7/8" + 1/8") = 2.00 \text{ in}^2$$

$$\text{Longitud del miembro} = 16.26' (16.2614')$$

MIEMBRO L₄ - U₅:



2 canales 12" x 25[#] (3 1/16"x13/32")
Celosía PL 2 1/2" x 7/16"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | y | AY | AY ² | I _o | I |
|--|-------|-------|----|-----------------|----------------|--------|
| 2 C _S 12" x 25 [#] | 14.64 | 0.000 | - | - | 287.00 | 287.00 |
| T O T A L E S : | 14.64 | | | | | 287.00 |

Momento de inercia respecto al Eje Neutro:

$$I = 287.00 \text{ in}^4$$

$$\therefore \text{Radio de Giro} = r = \sqrt{\frac{287.00}{14.64}} = \sqrt{19.6038} = 4.427 \text{ in}$$

$$\text{Area Bruta} = 14.64 \text{ in}^2$$

$$\text{Longitud de miembro} = 16.26' \text{ (16.2614')}$$

$$\therefore L/r = 16.26 \times 12/4.427 = 44.07$$

ESFUERZOS PERMISIBLES:

La armadura de acero de 104' - 0 1/8" fué construida en 1907, -- por lo que tomando en cuenta las especificaciones del A.R.E.A. vigentes en esa fecha y el tipo de acero utilizado se tiene: (A.R.E.A. -- 1910).

$$\text{Miembros } L_0 - L_2, L_2 - L_4, L_4 - L_4, L_2 - U_1, L_4 - U_3 :$$

$$\text{Tensión} = 16,000 \text{ lb/in}^2$$

MIEMBRO $U_0 - U_1$:

$$\text{Compresión} = 16,000 - 70 L/r =$$

$$= 16,000 - 70 \times 12.82 = 16,000 - 897.4$$

$$= 15,102.60 \text{ lb/in}^2 > 14,000 \text{ lb/in}^2$$

$$\text{Máximo esfuerzo unitario permisible: } 14,000 \text{ lb/in}^2$$

MIEMBROS $U_1 - U_2$ y $U_2 - U_3$:

$$\text{Compresión} = 16,000 - 70 \times 13.04 = 16,000 - 912.8$$

$$= 15,087.2 \text{ lb/in}^2 > 14,000 \text{ lb/in}^2$$

MIEMBROS $U_3 - U_4$ y $U_4 - U_5$:

$$\text{Compresión} = 16,000 - 70 \times 13.32 = 16,000 - 932.4$$

$$= 15,067.60 \text{ lb/in}^2 > 14,000 \text{ lb/in}^2$$

MIEMBRO $L_0 - U_0$:

$$\text{Compresión} = 16,000 - 70 \times 40.10 = 16,000 - 2,807.0$$

$$= 13,193.00 \text{ lb/in}^2 < 14,000 \text{ lb/in}^2$$

MIEMBROS $L_2 - U_2$ y $L_4 - U_4$:

$$\text{Compresión} = 16,000 - 70 \times 42.64 = 16,000 - 2,984.8$$

$$= 13,015.20 \text{ lb/in}^2 < 14,000 \text{ lb/in}^2$$

MIEMBRO L_0-U_1 :

$$\begin{aligned} \text{Compresión} &= 16,000 - 70 \times 29.07 = 16,000 - 2,034.9 \\ &= 13,965.10 \text{ lb/in}^2 < 14,000 \text{ lb/in}^2 \end{aligned}$$

MIEMBRO L_2-U_3 :

$$\begin{aligned} \text{Compresión} &= 16,000 - 70 \times 34.73 = 16,000 - 2,431.1 \\ &= 13,568.90 \text{ lb/in}^2 < 14,000 \text{ lb/in}^2 \end{aligned}$$

MIEMBRO L_4-U_5 :

$$\begin{aligned} \text{Compresión} &= 16,000 - 70 \times 44.07 = 16,000 - 3,084.9 \\ &= 12,915.10 \text{ lb/in}^2 < 14,000 \text{ lb/in}^2 \end{aligned}$$

1.2 ESFUERZOS EN LOS MIEMBROS

1.2.1 ESFUERZOS POR CARGA MUERTA:

PESO PROPIO ARMADURA DE 104' - 0 1/8" DE CLARO:

Del libro "STEEL AND TIMBER STRUCTURES" de HOOL AND KINNE, pág. 290, se tiene la fórmula siguiente:

$$W = K (8L + 700) \quad (\text{Año 1942})$$

Para calcular el peso de armaduras remachadas ó articuladas.

En donde:

W = peso del acero por pie de puente

L = claro en pies

K = constante que depende de la carga viva.

Carga cooper E-40 $K = 0.90$

Carga cooper E-50 $K = 1.00$

Carga cooper E-60 $K = 1.125$

Por interpolación $K = 1.0625$ para carga cooper E-55

$$\therefore W = 1.0625 (8 \times 104.01' + 700) = 1,627.835 \text{ lb/pie}$$

$$\begin{aligned} \therefore \text{Peso total} &= 1,627.835 \times 104.01' = 169,311.11 \text{ lb} \\ &= 76,798.165 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Del libro "STRUCTURAL ENGINEERS' HANDBOOK" de Ketchum, pág. --- 199, fig. 4 (gráfica), se tiene que el peso para una armadura remachada de peso superior con carga cooper E-55 es:
(año 1924)

$$\therefore \text{Peso total} = 220,000 \text{ lb} = 99,790.24 \text{ Kg.}$$

Del libro "STRUCTURAL ENGINEERING" de Kirham, pág. 197, se tiene que el peso para una armadura con carga cooper E-50 está dado por la fórmula: (año 1933)

$$P = 7 L + 660$$

En donde:

P = peso del acero por pie de claro (sin apoyos)

L = longitud del claro en pies, C. AC. apoyos

$$P = 7 \times 104.01' + 660 = 1,388.07 \text{ lb/ft.}$$

Para una carga cooper E-55:

$$P = 1,388.07 \times 55/50 = 1,526.9 \text{ lb/ft}$$

$$\therefore \text{Peso total} = 1,526.9 \times 104.01' = 158,812.86 \text{ lb.}$$

$$= 72,036.242 \text{ Kg.}$$

Por lo anterior, se tomará como bueno el peso total de la armadura = 220,000 lb. = 99,790.24 Kg.

$$\text{Peso del acero por pie de puente} = \frac{220,000 \text{ lb.}}{104.01'} = 2,115.18 \text{ lb.}$$

Suponiendo que 2/3 partes del peso ó carga es aplicado en las juntas de la cuerda superior y que 1/3 parte en las juntas de la cuerda inferior :

Peso por tablero par cada armadura:

Cuerda superior:

$$W \ 2/3 = 0.5 \times 2/3 \times 2,115.18 \times 10,401' = 7,333.33 \text{ lb.}$$

Cuerda inferior:

$$W \ 1/3 = 0.5 \times 1/3 \times 2,115.18 \times 10,401' = 3,666.66 \text{ lb.}$$

PESO DE LA CUBIERTA:

El peso del piso de madera que consiste en durmientes de -----
 10" x 12" x 16' colocados 1'-2" centro a centro, guardarrieles de --
 6" x 8", barandales metálicos y rieles con accesorios es:

$$\text{Durmientes} = \frac{10'' \times 12'' \times 16'}{12 \times 12} \times 60 \text{ lb/pie}^3 \times \frac{89 \text{ d}}{104'} = 684.62 \text{ lb/pie}$$

$$\text{Guardarrieles} = \frac{2'' \times 6'' \times 8'' \times 1'}{12 \times 12} \times 60 \text{ lb/pie}^3 = 40.00 \text{ lb/pie}$$

Anclaje guardarrieles:

$$90 \text{ tornillos } 3/4'' \text{ } \phi \text{ (con cabeza y tuerca) } \times 1' - 7'' \times \\ \times 2.54 \text{ lb/114}' = 2.01 \text{ lb/pie}$$

Barandales:

$$30 \text{ L}_S 3'' \times 3'' \times 3/8'' \times 3' - 11 \text{ } 3/8'' \times 7.2 \text{ lb/pie} = 852.72 \text{ lb.}$$

$$30 \text{ L}_S 3'' \times 3'' \times 3/8'' \times 1' - 7 \text{ } 1/2'' \times 7.2 \text{ lb/pie} = 351.00 \text{ lb.}$$

$$30 \text{ PL}_S 9'' \times 3/8'' \times 1' - 7 \text{ } 1/2'' \times 11.5 \text{ lb/pie} = 560.63 \text{ lb.}$$

$$30 \text{ L}_S 9'' \times 3/8'' \times 1' - 0'' \times 11.5 \text{ lb/pie} = 345.00 \text{ lb.}$$

$$\text{L}_S 3'' \times 3'' \times 3/8'' \times 228' - 0'' \times 7.2 \text{ lb/pie} = 1,641.60 \text{ lb.}$$

$$240 \text{ cabezas remaches } 7/8'' \phi \times 0.18 \text{ lb} = 43.20 \text{ lb.}$$

$$120 \text{ tornillos } 3/4'' \phi \text{ (con cab. y tuer.)} \\ \times 1' = 0 \text{ } 1/4'' \times 1.73 \text{ lb.} = 207.60 \text{ lb.}$$

$$120 \text{ Roldanas (1 } 3/4'' \times 0.148'') \times 0.08 \text{ lb} = 9.60 \text{ lb.}$$

$$\text{SUMA} = 4,011.35 \text{ lb.}$$

$$\therefore 4,011.35 \text{ lb/114}' = 35.19 \text{ lb/pie}$$

$$\text{Tablones para pasarela} = \frac{4'' \times 3'' \times 10'' \times 1'}{12 \times 12}$$

$$\times 60 \text{ lb/pie} = 50.00 \text{ lb/pie}$$

$$\text{Rieles y accesorios} = 200.00 \text{ lb/pie}$$

$$\text{T O T A L} = 1,014.92 \text{ lb/pie}$$

Considerando según las especificaciones del A.R.E.A. como peso de la madera 60 lb/pie³ y 200 lb/pie para el riel y accesorios.

Este peso ó carga se supone es aplicado en las juntas de la --- cuerda superior.

∴. Peso por tablero por cada armadura:

Cuerda superior:

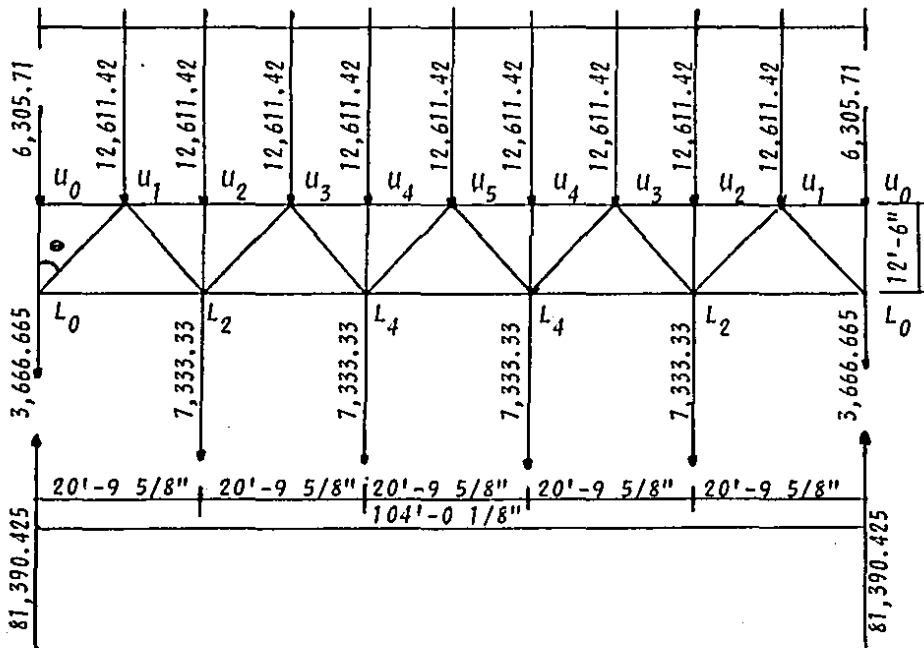
$$W_1 = 0.5 \times 1,014.92 \times 10.401' = 5,278.09 \text{ lb.}$$

Por todo lo anterior el peso total por tablero y por armadura, -
debido al peso propio de la armadura y el peso de la cubierta inclu-
yendo barandales es;

$$\begin{aligned} \text{Cuerda superior} &= W \ 2/3 + W_1 = 7,333.33 + 5,278.09 = \\ &= 12,611.42 \text{ lb.} \end{aligned}$$

$$\text{Cuerda inferior} = W \ 1/3 = 3,666.66 \text{ lb.}$$

$$\therefore W \ 2/3 = 7,333.33 \text{ lb. (2 tableros).}$$



Fuerza cortante en los diferentes tableros de la armadura de --
104'-0 1/8" para la carga muerta y para el riel:

$$\begin{aligned} \text{Para 10 tableros y una longitud de tablero de } 10'-4 \frac{13}{16}'' &= \\ = 10.401' : \end{aligned}$$

$$u_0 - u_1 = 81,390.425 - 6,305.71 - 3,666.665 = 71,418.05 = \\ = 71.42 \text{ Kíps.}$$

$$u_1 - u_2 = 71,418.05 - 12,611.42 = 58,806.63 \text{ lb} = 58.81 \text{ Kíps.}$$

$$u_2 - u_3 = 58,806.63 - 12,611.42 - 7,333.33 = 38,861.88 \text{ lb} = \\ = 38.86 \text{ Kíps.}$$

$$u_3 - u_4 = 38,861.88 - 12,611.42 = 26,250.46 \text{ lb} = 26.25 \text{ Kíps.}$$

$$u_4 - u_5 = 26,250.46 - 12,611.42 - 7,333.33 = 6,305.71 \text{ lb} = \\ = 6.31 \text{ Kíps.}$$

$$\text{Longitud diagonales} = \sqrt{(10.401)^2 + (12.5)^2} = \sqrt{108.1808 + 156.25} = \\ = \sqrt{264.4308} = 16.26133'$$

$$\text{Sec } \theta = \frac{16.26133'}{12.5'} = 1.301$$

ESFUERZOS EN MIEMBROS DIAGONALES:

$$L_0 - u_1 = 71.42 \times 1.301 = - 92.92 \text{ Kíps.}$$

$$L_2 - u_1 = 58.81 \times 1.301 = + 76.51 \text{ Kíps.}$$

$$L_2 - u_3 = 38.86 \times 1.301 = - 50.56 \text{ Kíps.}$$

$$L_4 - u_3 = 26.25 \times 1.301 = + 34.15 \text{ Kíps.}$$

$$L_4 - u_5 = 6.31 \times 1.301 = - 8.21 \text{ Kíps.}$$

ESFUERZOS EN MIEMBROS VERTICALES:

$$L_0 - u_0 = - 6.31 \text{ Kíps.}$$

$$L_2 - u_2 = - 12.61 \text{ Kíps.}$$

$$L_4 - u_4 = - 12.61 \text{ Kíps.}$$

ESFUERZOS EN MIEMBROS DE CUERDAS:

$$\text{Momento en } u_1 = (81,390.425 - 6,305.71 - 3,666.665) \times 10.401' = \\ = 71,418.05 \text{ lb} \times 10.401' = 742,819.13 \text{ lb.pie} = \\ = 742.82 \text{ Kíps. pie.}$$

$$\therefore L_0 - L_2 = \frac{\text{MOMENTO EN } u_1}{\text{ALTURA ARMADURA}} = \frac{742.82}{12.5'} = + 59.43 \text{ Kíps.}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento en } L_2 &= 71,418.05 \times 20.8021' - 12,611.42 \times 10.401' = \\ &= 1,485,645.40 - 131,171.37 = 1,354,474.10 \text{ lb.pie} \\ &= 1,354.47 \text{ Kips. pie.} \end{aligned}$$

$$\therefore U_1 - U_2 = U_2 - U_3 = \frac{1,354.47}{12.5'} = -108.36 \text{ Kips.}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento en } U_3 &= 71,418.05 \times 31.2031' - 12,611.42 \times 20.8021' - \\ &- (12,611.42 + 7,333.33) \times 10.401' = 2,228,464.50 \\ &- 262,344.01 - 207,445.34 = 1,758,675.20 \text{ lb.pie.} = \\ &= 1,758.68 \text{ Kips. pie.} \end{aligned}$$

$$\therefore L_2 - L_4 = \frac{1,758.68}{12.5'} = +140.69 \text{ Kips.}$$

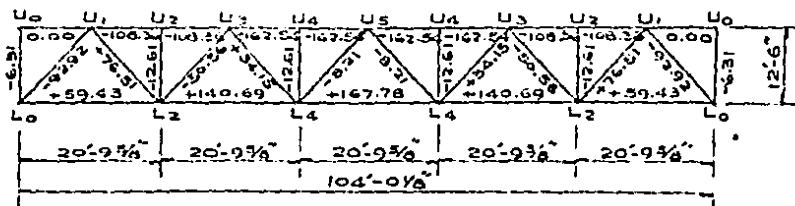
$$\begin{aligned} \text{Momento en } L_4 &= 71,418.05 \times 41.6042' - 12,611.42 \times 31.2031' - \\ &- (12,611.42 + 7,333.33) \times 20.8021' - 12,611.42 \times \\ &\times 10.401' = 2,971,290.80 - 393,515.39 - \\ &- 414,892.68 - 131,171.37 = 2,031,711.60 \text{ lb.pie.} = \\ &= 2,031.71 \text{ Kips.pie.} \end{aligned}$$

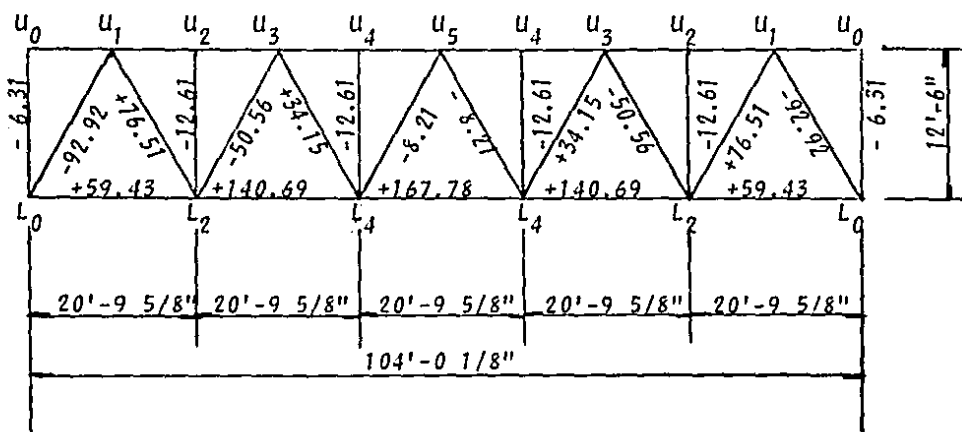
$$U_3 - U_4 = U_4 - U_5 = \frac{2,031.71}{12.5'} = 162.54 \text{ Kips.}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento en } U_5 &= 71,418.05 \times 52.0052' - 12,611.42 \times 41.6042' - \\ &- (12,611.42 + 7,333.33) \times 31.2031' - 12,611.42 \times \\ &\times 20.8021' - (12,611.42 + 7,333.33) \times 10.401' = \\ &= 3,714,109.90 - 524,688.03 - 622,338.02 - \\ &- 262,344.01 - 207,445.34 = 2,097,294.60 \text{ lb.pie} = \\ &= 2,097.29 \text{ Kips. pie.} \end{aligned}$$

$$\therefore L_4 - L_4 = \frac{2,097.29}{12.5'} = +167.78 \text{ Kips.}$$

$$U_0 - U_1 = 0.00 \text{ Kips.}$$





1.2.2 ESFUERZOS POR CARGA VIVA:

CUERDA INFERIOR

MIEMBRO $L_0 - L_2$:

Posición de la carga para máximo momento, para una carga cooper E-50 en U_1 :

Usando el criterio de la ecuación 33, pag. 108 y el diagrama -- fig. 141, pag. 114 del libro "STRESSES IN FRAMED STRUCTURES" de -- Hool and Kinne, se observa lo siguiente:

Para un claro = $104'-0 \frac{1}{8}"$ ($104.0104'$) a una distancia =
 $= 10'-4 \frac{13}{16}"$ ($10.401'$) del extremo izquierdo de la armadura, se tiene que la rueda motriz No. 3 produce el máximo momento en el nudo U_1 ,

$$G \frac{a}{\ell} - W = 0 \text{ ----- (Ecuación 33).}$$

En donde:

G = Carga total en el claro de la armadura.

ℓ = Claro de la armadura = $104'-0 \frac{1}{8}"$

W = Cargas a la izquierda del centro de momentos.

a = Distancia del centro de momentos (U_1) al extremo izquierdo de la armadura.

$$G = \sum_1^{18} W + wb$$

En donde:

$$\sum_1^{18} W = \text{Suma de todas las cargas rodantes (ruedas 1 a 18)}.$$

W = Carga viva uniforme debido al equipo, por pie lineal.

b = Longitud en donde actúa la carga viva uniforme.

$$\therefore G = 342.5 \text{ Kips} + 2.5 \text{ Kips/pie} \times 0.00' = 342.5 \text{ Kips}.$$

$W = 25.0 \text{ Kips}$ (rueda 3 a la derecha de U_1)

$W = 50.0 \text{ Kips}$ (rueda 3 a la izquierda de U_1)

Si rueda 3 a la derecha de U_1 :

$$G \frac{a}{L} - W = 0$$

$$\therefore 342.5 \text{ Kips} \times \frac{10.401'}{104.0104'} - 25.0 \text{ Kips} = 34.25 - 25.0 = +$$

Si rueda 3 a la izquierda de U_1 :

$$342.5 \text{ Kips} \times \frac{10.401'}{104.0104'} - 50.0 \text{ Kips} = 34.25 - 50.0 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

Para la rueda 3 el máximo momento en U_1 :

$$M_{U_1} = \left[\sum_1^{18} M + \left(\sum_1^{18} W \right) \times +1/2 wb^2 \right] \frac{a}{L} - \sum_1^4 M$$

En donde:

$$\sum_1^{18} M = \text{Momento de todas las cargas rodantes con respecto a la rueda 18 (a su izq.)}$$

X = Distancia de la última carga (rueda 18) al extremo derecho de la armadura.

$$\sum_1^4 M = \text{Momento de las cargas rodantes con respecto a la rueda 3 (a su izquierda).}$$

$$\therefore M_{U_1} = \left[17,380 \text{ Kips.pie} + 342.5 \times 2.6094' + 1/2 \times 2.5 \text{ Kips/pie} \times (0.00)^2 \right] \times 10.401' / 104.0104' - 125 \text{ Kips.pie} = \left[17,380 + 893.72 + 0.00 \right] \times 0.10 - 125 = 1,827.372 - 125 = 1,702.372 \text{ Kips.pie.}$$

Por lo anterior el esfuerzo en $L_0 - L_2$ para carga cooper E-50 es:

$$M_{U_1}/h = 1,702.372 \text{ Kips. pie} / 12.5' = +136.19 \text{ Kips}$$

En donde:

h = Peralte de la armadura.

\therefore Para una carga cooper E-55 el esfuerzo en $L_0 - L_2 = +136.19 \times 55/50 = +149.81 \text{ Kips.}$

MIEMBRO $L_2 - L_4$:

La posición de la carga para máximo momento en U_3 :

Para un claro = $104' - 0 \frac{1}{8}'$ ($104.0104'$) y una distancia = $31' - 2 \frac{7}{16}''$ ($31.2031'$) del extremo izquierdo de la armadura, se tiene que la rueda motriz No. 5 produce el máximo momento en el nudo U_3 .

$$G \times \frac{a}{\ell} - W = 0$$

$$G = 322.5 \text{ Kips} = 355 - 2 \times 16.25$$

$$a = 31.2031' ; \ell = 104.0104'$$

$$W = 87.5 \text{ Kips} \text{ ó } 112.5 \text{ Kips.}$$

Si rueda 5 de la derecha de U_3 :

$$322.5 \text{ Kips} \times \frac{31.2031'}{104.0104'} - 87.5 = 96.75 - 87.5 = +$$

Si rueda 5 a la izquierda de U_3 :

$$322.5 \text{ Kips} \times \frac{31.2031'}{104.0104'} - 112.5 = 96.75 - 112.5 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

Para la rueda 5 el máximo momento en U_3 :

$$\begin{aligned} M_{U_3} &= \left[15,051.25 \text{ Kips.pie} + 322.5 \times 2.8073' \right] \times 31.2031' / 104.0104' \\ &\quad - 1,037.50 = \left[15,051.25 + 905.35 \right] \times 0.30 - 1,037.50 = \\ &= 4,786.98 - 1,037.50 = 3,749.48 \text{ Kips.pie.} \end{aligned}$$

∴ Esfuerzo en $L_2 - L_4$ para carga cooper E-50:

$$M_{U_3} / h = 3,749.48 \text{ Kips.pie} / 12.5' = +299.96 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga cooper E-55 el esfuerzo en $L_2 - L_4 = +299.96 \times 55/50 = +319.96 \text{ Kips.}$

MIEMBRO $L_4 - L_4$:

La posición de la carga para máximo momento en U_5 :

Para un claro = $104' - 0 \frac{1}{8}''$ ($104.0104'$) y una distancia = $52' - 0 \frac{1}{16}''$ ($52.0052'$) del extremo izquierdo de la armadura, se tiene - que la rueda motriz No. 11 produce el máximo momento en el nudo U_5 .

$$G \times \frac{a}{\ell} - W = 0$$

$$\begin{aligned} G &= 317.5 \text{ Kips} + 2.5 \text{ Kips/pie} \times 7.0052' = 317.5 + 17.513 = \\ &= 335.0 \text{ Kips.} \end{aligned}$$

$$a = 52.0052' ; \ell = 104.0104'$$

$$W = 152.5 \text{ Kips} \text{ ó } 177.5 \text{ Kips.}$$

Si rueda 11 a la derecha de U_5 :

$$335.0 \text{ Kips} \times \frac{52.0052'}{104.0104'} - 152.5 \text{ Kips} = 167.5 - 152.5 = +$$

Si rueda 11 a la izquierda de U_5 :

$$335.0 \text{ Kips} \times \frac{52.0052'}{104.0104'} - 177.5 \text{ Kips} = 167.5 - 177.5 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

Para la rueda 11 el máximo momento en U_5 :

$$\begin{aligned} M_{U_5} &= \left[14,980 \text{ Kips.pie} + 317.5 \times 12.0052' + 1/2 \times 2.5 \text{ Kips/pie} \right. \\ &\quad \left. \times (7.0052'')^2 \right] \times 52.0052' / 104.0104' - 5,110 \text{ Kips.pie} = \\ &= \left[14,980 + 3,811.65 + 61.34 \right] \times 0.50 - 5,110 = 9,426.50 - \\ &\quad - 5,110 = 4,316.50 \text{ Kips.pie.} \end{aligned}$$

∴ Esfuerzo en $L_4 - L_4$ para la carga Cooper E-50:

$$M_{U_5}/h = 4,316.50 \text{ Kips.pie}/12.5' = +345.32 \text{ Kips}$$

∴ Para una carga cooper E-55 el esfuerzo en $L_4 - L_4 = +345.32 \times 55/50 = +379.85 \text{ Kips}$.

CUERDA SUPERIOR:

MIEMBRO $U_1 - U_2$ y $U_2 - U_3$:

La posición de la carga para máximo momento en L_2 :

Para un claro = $104'-0 \frac{1}{8}"$ ($104.0104'$) y una distancia = $20' - 9 \frac{5}{8}"$ ($20.8021'$) del extremo izquierdo de la armadura, se tiene -- que la rueda motriz No. 4 produce el máximo momento en el nudo L_2 .

$$G \times \frac{a}{l} - W = 0$$

$$G = 338,75 \text{ Kips,}$$

$$a = 20,8021' ; l = 104,0104'$$

$$W = 62,5 \text{ Kips ó } 87,5 \text{ Kips}$$

Si rueda 4 a la derecha de L_2 :

$$338,75 \text{ Kips} \times \frac{20,8021'}{104,0104'} - 62,5 \text{ Kips} = 67,75 - 62,5 = +$$

Si rueda 4 a la izquierda de L_2 :

$$338,75 \text{ Kips} \times \frac{22,8021'}{104,0104'} - 87,5 \text{ Kips} = 67,75 - 87,5 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

Para la rueda 4 el máximo momento en L_2 :

$$M_{L_2} = \left[16,986.25 \text{ Kips.pies} + 338,75 \times 2,1979' \right] \times \frac{20,8021'}{104,0104'} - 600 \text{ Kips-pie} = \left[16,986,25 + 744,54 \right] \times 0,20 - 600 = 3,546,16 - 600 = 2,946,16 \text{ Kips.pie.}$$

∴ Esfuerzo en $U_1 - U_2$ y $U_2 - U_3$ para carga cooper E-50 :

$$M_{L_2}/h = 2,946,16 \text{ Kips.pie}/12.5' = -235.69 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga cooper E-55 el esfuerzo en $U_1 - U_2$ y $U_2 - U_3 = -235.69 \times 55/50 = -259.26 \text{ Kips}$.

MIEMBRO $u_3 - u_4$ y $u_4 - u_5$:

La posición de la carga para máximo momento en L_4 :

Para un claro = $104' - 0 \frac{1}{8}'$ ($104.0104'$) y una distancia = $41' - 7 \frac{1}{4}''$ ($41.6042'$) del extremo izquierdo de la armadura, se tiene que la rueda del tender No. 7 produce el máximo momento en el nudo L_4

$$G \times \frac{a}{l} - W = 0$$

$$G = 338.75 \text{ Kips.}$$

$$a = 41.6042' ; l = 104.0104'$$

$$W = 128.75 \text{ Kips } \text{ ó } 145.0 \text{ Kips.}$$

Si rueda 7 a la derecha de L_4 :

$$338.75 \text{ Kips} \times \frac{41.6042'}{104.0104'} - 128.75 = 135.50 - 128.75 = +$$

Si rueda 7 a la izquierda de L_4 :

$$338.75 \text{ Kips} \times \frac{41.6042'}{104.0104'} - 145.0 \text{ Kips} = 135.5 - 145.0 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

Para la rueda 7 el máximo momento en L_4 :

$$\begin{aligned} M_{L_4} &= \left[16,986.25 \text{ Kips.pie} + 338.75 \times 0.3958' \right] \times \\ &\quad \times \frac{41.6042}{104.0104} - 2,693.75 \text{ Kips.pie} = \\ &= \left[16,986.25 + 134.08 \right] \times 0.40 - 2,693.75 = 6,848.13 - \\ &\quad - 2,693.75 = 4,154.38 \text{ Kips.pie} \end{aligned}$$

∴ Esfuerzo en $u_3 - u_4$ y $u_4 - u_5$ para carga cooper E-50 :

$$M_{L_4}/h = 4,154.38 \text{ Kips.pie}/12.5' = -332.35 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga cooper E-55 el esfuerzo en $u_3 - u_4$ y $u_4 - u_5$ = $-332.35 \times 55/50 = -365.59 \text{ Kips.}$

MIEMBRO $u_0 - u_1$:

El esfuerzo para carga cooper E-55 = 0.0 Kips.

MAXIMAS FUERZAS CORTANTES EN TABLEROS DE ARMADURAS :TABLERO U_0-U_1 :

Usando el criterio de la ecuación 55, pag. 131 del libro "STRESSES IN FRAMED STRUCTURES" de Hool and Kinne, se observa lo siguiente:

Para una armadura con claro = 104'-0 1/8" y 10 tableros de 10'-4 13/16" cada uno.

$$\frac{G}{n} - W_2 = 0 \text{ ----- (ecuación 55)}$$

En donde:

G = Carga total en el claro de la armadura.

n = Número de tableros iguales.

W_2 = Carga en el tablero por analizar.

Fuerza cortante máxima para una carga cooper E-50 :

Probando con la rueda No. 2 colocada en U_1 :

Utilizando la tabla 2 "WHEEL LOAD TABULATION, COOPER E-50 LOADING" del mismo libro :

$$G = 338.75 \text{ Kips.}$$

$$\therefore G/n = 338.75/10 = 33.875$$

Si rueda 2 a la derecha de U_1 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 33.875 - 12.5 = +$$

Si rueda 2 a la izquierda de U_1 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 33.875 - 37.5 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

\therefore La fuerza cortante máxima en el tablero U_0-U_1 :

Reacción :

$$R_1 = \left[\sum_1^{18} M + \left(\sum_1^{18} W \right) x + 1/2 Wb^2 \right] \times 1/l$$

$$R_1 = \left[16,986.25 + 338.75 \times 2.6094' + 1/2 \times 2.5 \times (0.00)^2 \right] \times \\ \times 1/104.0104' = \left[16,986.25 + 883.93 + 0.00 \right] \times \\ \times 1/104.0104' = 171.811 \text{ Kips.}$$

Carga en el tablero en U_1 :

$$= 100 \text{ Kips. pie}/10.401' = 9.614 \text{ Kips.}$$

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_0-U_1

$$= 171.811 - 9.614 = 162.197 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga cooper E-55, la fuerza cortante máxima en el tablero $U_0-U_1 = 162.197 \times 55/50 = 178.417 \text{ Kips.}$

TABLERO U_1-U_2 :

Fuerza cortante máxima para una carga cooper E-50:

Probando con la rueda No. 2 colocada en U_2 :

$$G = 306.25 \text{ Kips.}$$

$$\therefore G/n = 306.25/10 = 30.625$$

Si rueda 2 a la derecha de U_2 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 30.625 - 12.5 = +$$

Si rueda 2 a la izquierda de U_2 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 30.625 - 37.5 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_1-U_2 :

Reacción:

$$R_1 = \left[13,520 + 306.25 \times 3.2083' \right] \times 1/104.0104' = \left[13,520 + \right. \\ \left. + 982.5419 \right] \times 1/104.0104' = 139.434 \text{ Kips.}$$

Carga en el tablero en U_2 :

$$= 100 \text{ Kips. pie}/10.401' = 9.614 \text{ Kips.}$$

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_1-U_2 :

$$= 139.434 - 9.614 = 129.820 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga cooper E-55 la fuerza cortante máxima en el tablero $U_1-U_2 = 129.820 \times 55/50 = 142.802 \text{ Kips.}$

TABLERO U_2-U_3 :

La fuerza cortante máxima para una carga cooper E-50:

Probando con la rueda No. 2 colocada en U_3 :

$$G = 290 \text{ Kips.}$$

$$\therefore G/n = 290/10 = 29.0$$

Si rueda 2 a la derecha de U_3 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 29.0 - 12.5 = +$$

Si rueda 2 a la izquierda de U_3 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 29.0 - 37.5 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_2-U_3 :

Reacción :

$$R_1 = \left[10,910 + 290 \times 1.8073' \right] \times 1/104.0104' = \left[10,910 + 524.117 \right] \\ \times 1/104.0104' = 109.932 \text{ Kips.}$$

Carga en el tablero en U_3 :

$$= 100 \text{ Kips. Pie}/10.401' = 9.614 \text{ Kíps.}$$

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_2-U_3 :

$$= 109.932 - 9.614 = 100.318 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga cooper E-55, la fuerza cortante máxima en el tablero $U_2-U_3 =$

$$= 100.318 \times 55/50 = 110.350 \text{ Kips}$$

TABLERO U_3-U_4 :

Fuerza cortante máxima para una carga cooper E-50:

Probando con la rueda No. 2 colocada en U_4 :

$$G = 240 \text{ Kips}$$

$$\therefore G/n = 240/10 = 24.0$$

Si rueda 2 a la derecha de U_4 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 24.0 - 12.5 = +$$

Si rueda 2 a la izquierda de U_4 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 24.0 - 37.5 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

\therefore La fuerza cortante máxima en el tablero U_3-U_4 :

Reacción :

$$R_1 = [8,385 + 240 \times 1.4063'] \times 104.0104' = [8,385 + 337.512] \times \\ \times 1/104.0104' = 83.862 \text{ Kips}$$

Carga en el tablero en U_4 :

$$= 100 \text{ Kips.Pie}/10.401' = 9.614 \text{ Kips.}$$

\therefore La fuerza cortante máxima en el tablero U_3-U_4 =

$$= 83.862 - 9.614 = 74.248 \text{ Kips.}$$

\therefore Para una carga cooper E-55, la fuerza cortante máxima en el tablero U_3-U_4 =

$$= 74.248 \times 55/50 = 81.673 \text{ Kips.}$$

TABLERO U_4-U_5 :

La fuerza cortante máxima para una carga cooper E-50 :

Probando con la rueda No. 2 colocada en U_5 :

$$G = 190 \text{ Kips.}$$

$$\therefore G/n = 190/10 = 19.0$$

Si rueda 2 a la derecha de U_5 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 19.0 - 12.5 = +$$

Si rueda 2 a la izquierda de U_5 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 19.0 - 37.5 = -$$

Correcto, *satisface el criterio.*

∴ La fuerza cortante máxima en el Tablero U_4-U_5 :

Reacción:

$$\begin{aligned} R_1 &= [5,790 + 190 \times 4.0052'] \times 1/104.0104' = \\ &= [5,790 + 760.988] \times 1/104.0104' = 62.984 \text{ Kips.} \end{aligned}$$

Carga en el tablero en U_5 :

$$= 100 \text{ Kips.pie}/10.401' = 9.614 \text{ Kips.}$$

∴ La fuerza cortante máxima en el Tablero U_4-U_5 :

$$= 61.984 - 9.614 = 53.370 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga Cooper E-55, la fuerza cortante máxima en el ta-

blero $U_4-U_5 =$

$$= 53.370 \times 55/50 = 58.707 \text{ Kips.}$$

TABLERO U_5-U_4 : (después del Centro)

Fuerza cortante máxima para una carga Cooper E-50:

Probando con la rueda No. 2 colocada en U_4 :

$$G = 177.5 \text{ Kips.}$$

∴ $G/n = 177.5/10 = 17.75$

Si rueda 2 a la derecha de U_4 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 17.75 - 12.5 = +$$

Si rueda 2 a la izquierda de U_4 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 17.75 - 37.5 = -$$

Correcto, *satisface el criterio.*

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_5-U_4 :

Reacción:

$$\begin{aligned} R_1 &= [4,370 + 177.5 \times 1.6042'] \times 1/104.0104' = \\ &= [4,370 + 284.7455'] \times 1/104.0104' = \\ &= 44.753 \text{ Kips.} \end{aligned}$$

Carga en el tablero en U_4 :

$$= 100 \text{ Kips.pie}/10.401' = 9.614 \text{ Kips}$$

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_5-U_4 :

$$= 44.753 - 9.614 = 35.139 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga Cooper E-55, la fuerza cortante máxima en el tablero U_5-U_4 :

$$= 35.139 \times 55/50 = 38.653 \text{ Kips.}$$

TABLERO U_4-U_3 :

Fuerza cortante máxima para una carga Cooper E-50:

Probando con la rueda No. 2 colocada en U_3 :

$$G = 145 \text{ Kips}$$

$$G/n = 145/10 = 14.5$$

Si rueda 2 a la derecha de U_3 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 14.5 - 12.5 = +$$

Si rueda 2 a la izquierda de U_3 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 14.5 - 37.5 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_4-U_3 :

Reacción:

$$R_1 = \left[2,693.75 + 145 \times 2.2032' \right] \times 1/104.0104' = \left[2,693.75 + 319.464 \right] \times 1/104.0104' = 28.970 \text{ Kips.}$$

Carga en el tablero en U_3 :

$$= 100 \text{ Kips.Pie}/10.401' = 9.614 \text{ Kips.}$$

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_4-U_3 :

$$= 28.970 - 9.614 = 19.356 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga cooper E-55, la fuerza cortante máxima en el tablero U_4-U_3 =

$$= 19.356 \times 55/50 = 21.292 \text{ Kips.}$$

TABLERO U_3-U_2 :

Fuerza cortante máxima para una carga cooper E-50:

Probando con la rueda No. 1 colocada en U_2 :

$$G = 87.5 \text{ Kips.}$$

$$\therefore G/n = 87.5/10 = 8.75$$

Si rueda 1 a la derecha de U_2 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 8.75 - 0.00 = + -$$

Si rueda 1 a la izquierda de U_2 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 8.75 - 12.5 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_3-U_2 :

Reacción :

$$R_1 = \left[600 + 87.5 \times 2.8021' \right] \times 1/104.0104' = \left[600 + 245.1838 \right] \times 1/104.0104' = 8.126 \text{ Kips.}$$

* Carga en el tablero en U_2 :

$$= 0.00 \text{ Kips.Pie}/10.401' = 0.00 \text{ Kips.}$$

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_3-U_2

$$= 8.126 - 0.00 = 8.126 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga cooper E-55, la fuerza cortante máxima en el tablero $U_3-U_2 =$
 $= 8.126 \times 55/50 = 8.939$ Kips.

TABLERO U_2-U_1 :

Fuerza cortante máxima para una carga cooper E-50:

Probando con rueda No. 1 colocada en U_1 :

$$G = 37.5 \text{ Kips.}$$

$$\therefore G/n = 37.5/10 = 3.75$$

Si rueda 1 a la derecha de U_1 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 3.75 - 0.00 = +$$

Si rueda 1 a la izquierda de U_1 :

$$\frac{G}{n} - W_2 = 3.75 - 12.5 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_2-U_1 :

Reacción :

$$R_1 = \left[100 + 37.5 \times 2.401' \right] \times 1/104.0104' = \left[100 + 90.0375 \right] \times \\ \times 1/104.0104' = 1.827 \text{ Kips.}$$

Carga en el tablero en U_1 :

$$= 0.00 \text{ Kips. Pie}/10.401' = 0.00 \text{ Kips.}$$

∴ La fuerza cortante máxima en el tablero U_2-U_1 :

$$= 1.827 - 0.00 = 1.827 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga cooper E-55 la fuerza cortante máxima en el tablero $U_2-U_1 =$

$$= 1.827 \times 55/50 = 2.010 \text{ Kips.}$$

TABLERO U_1-U_0 :

Fuerza cortante máxima para una carga cooper E-50 :

Probando con la rueda No. 1 colocada en U_0 :

$$G = 0.00 \text{ Kips.}$$

$$\therefore G/n = 0.00/10 = 0.00$$

Si rueda 1 a la derecha de U_0 :

$$\frac{G}{n} - w_2 = 0.00 - 0.00 = 0.00$$

Si rueda 1 a la izquierda de U_0 :

$$\frac{G}{n} - w_2 = 0.00 - 12.5 = -$$

Correcto, satisface el criterio.

\therefore La fuerza cortante máxima en el tablero U_1-U_0 :

Reacción:

$$R_1 = [0.00 + 12.5 \times 0.00] \times 1/104.0104' = [0.00 + 0.00] \times 1/104.0104' = 0.00 \text{ Kips.}$$

Carga en el tablero en U_0 :

$$= 0.00 \text{ Kips.Pie}/10.401' = 0.00 \text{ Kips.}$$

\therefore La fuerza cortante máxima en el tablero U_1-U_0

$$= 0.00 - 0.00 = 0.00 \text{ Kips.}$$

\therefore Para una carga cooper E-55, la fuerza cortante máxima en el tablero $U_1-U_0 =$

$$= 0.00 \times 55/50 = 0.00 \text{ Kips.}$$

MIEMBROS DIAGONALES :

$$\text{Longitud de diagonales} = \sqrt{(10.401)^2 + (12.5)^2} =$$

$$= \sqrt{108.1808 + 156.25} = \sqrt{264.4308} = 16.2614'$$

$$\therefore \text{Sec } \Theta = \frac{16.2614'}{12.5'} = 1.30091 ; \Theta = \text{Angulo entre Diagonales y verticales.}$$

| MIEMBRO | TABLERO | ESFUERZOS (KIPS) | |
|-----------|-----------|-----------------------------------|---------------------------------|
| | | POR CORTANTE POSITIVO | POR CORTANTE NEGATIVO |
| L_0-U_1 | U_0-U_1 | $178.417 \times 1.301 = -232.121$ | |
| L_2-U_1 | U_1-U_2 | $142.802 \times 1.301 = +185.785$ | |
| L_2-U_3 | U_2-U_3 | $110.350 \times 1.301 = -143.565$ | |
| L_4-U_3 | U_3-U_4 | $81.673 \times 1.301 = +106.257$ | |
| L_4-U_5 | U_4-U_5 | $58.707 \times 1.301 = -76.378$ | |
| L_4-U_5 | U_5-U_4 | | $38.653 \times 1.301 = +50.288$ |
| L_4-U_3 | U_4-U_3 | | $21.292 \times 1.301 = -27.701$ |
| L_2-U_3 | U_3-U_2 | | $8.939 \times 1.301 = +11.630$ |
| L_2-U_1 | U_2-U_1 | | $2.010 \times 1.301 = -2.615$ |
| L_0-U_1 | U_1-U_0 | | $0.000 \times 1.301 = 0.000$ |

De lo anterior:

MIEMBRO L_0-U_1 = Esfuerzo Compresión = -232.121 Kips.
 Esfuerzo Tensión = 0.000 Kips.

MIEMBRO L_2-U_1 = Esfuerzo tensión = +185.785 Kips.
 Esfuerzo Compresión = - 2.615 Kips.

MIEMBRO L_2-U_3 = Esfuerzo Compresión = -143.565 Kips.
 Esfuerzo Tensión = + 11.630 Kips.

MIEMBRO L_4-U_3 = Esfuerzo Tensión = +106.257 Kips.
 Esfuerzo Compresión = - 27.701 Kips.

MIEMBRO L_4-U_5 = Esfuerzo Compresión = - 76.378 Kips!
 Esfuerzo Tensión = + 50.288 Kips.

MIEMBROS VERTICALES :

MIEMBRO L_0-U_0 :

La máxima fuerza cortante en extremo del tablero sobre el nudo-
 U_0 para una carga cooper E-50 = 38.863 Kips (Tabla 3, pag. 144 del -

Libro "STRESSES IN FRAMED STRUCTURES" de Hoop and Kinne).

Para una carga cooper E-55 el máximo esfuerzo en el miembro ---
 $L_0-U_0 = 38.863 \times 55/50 = -42.749$ Kips.

MIEMBROS L_2-U_2 y L_4-U_4 :

En el caso de los miembros verticales L_2-U_2 y L_4-U_4 el esfuer-
 zo proporcionado por la carga cooper E-55, tomando en cuenta la má-
 xima reacción concentrada (Floor-Beam Reaction) para dos claros con-
 secutivos iguales ($10' - 4 \frac{13}{16}" = 10.401'$).

De la tabla 3, pag. 144 del libro "STRESSES IN FRAMED STRUCTU-
 RES" de Hoop and Kinne, se tiene:

Para un riel, claro de 10.401' e interpolando:

Floor-Beam Reaction cooper E-50 = 51.805 Kips.

Para una carga cooper E-55 el máximo esfuerzo en los miembros -
 L_2-U_2 y L_4-U_4 =
 $= 51.805 \times 55/50 = -56.986$ Kips.

1.2.3 ESFUERZOS POR IMPACTO:

La carga por impacto es un porcentaje de la carga viva y es ---
 aplicada asimismo verticalmente en la parte superior de cada riel.

Para equipo rodante sin martilleo (Locomotoras Diesel, Eléctri-
 cas, solo Tenders, Etc.) como es el caso, la fórmula es :

$$\text{Para } L \text{ mayor de } 80' \quad I = \frac{100}{S} + 16 + \frac{600}{L-30}$$

Donde:

S = Distancia en pies, entre centros de armaduras ó grupos de -
 armaduras.

L = Longitud en pies, centro a centro de apoyos de armaduras.

Substituyendo :

$$S = 10''$$

$$L = 104' - 0 \frac{1}{8}''$$

$$\therefore I = \frac{100}{10'} + 16 + \frac{600}{104.0104 - 30} = 10 + 16 + 8.107 = 34.107\%$$

∴ Para una carga cooper E-72.

1.2.4. ESFUERZOS TOTALES :

ESFUERZOS EN MIEMBROS DIAGONALES:

$$L_0-U_1 = -232.121 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = -103.640 \text{ Kíps.}$$

$$L_2-U_1 = +185.785 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = + 82.951 \text{ Kíps.}$$

$$L_2-U_3 = -143.565 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = - 64.101 \text{ Kíps.}$$

$$L_4-U_3 = +106.257 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = + 47.443 \text{ Kíps.}$$

$$L_4-U_5 = - 76.378 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = - 34.102 \text{ Kíps.}$$

ESFUERZOS EN MIEMBROS VERTICALES:

$$L_0-U_0 = - 42.749 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = - 19.087 \text{ Kíps.}$$

$$L_2-U_2 = - 56.986 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = - 25.444 \text{ Kíps.}$$

$$L_4-U_4 = - 56.986 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = - 25.444 \text{ Kíps.}$$

ESFUERZOS EN MIEMBROS CUERDA INFERIOR:

$$L_0-L_2 = +149.81 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = + 66.889 \text{ Kíps.}$$

$$L_2-L_4 = +329.96 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = +147.324 \text{ Kíps.}$$

$$L_4-L_4 = +379.85 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = +169.600 \text{ Kíps.}$$

ESFUERZOS EN MIEMBROS CUERDA SUPERIOR:

$$U_0-U_1 = 0.00 \times 72/55 \times 0.34107 = 0.00 \text{ Kíps.}$$

$$U_1-U_2 = U_2-U_3 = -259.26 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = -115.757 \text{ Kíps.}$$

$$U_3-U_4 = U_4-U_5 = -365.59 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = -163.232 \text{ Kíps.}$$

+ = Tensión.

- = Compresión.

1.2.5 CAPACIDAD DE LOS MIEMBROS:

ARMADURA DE PASO SUPERIOR

UNA VIA

CARGA VIVA DIESEL

ESPECIFICACIONES DEL A.R.E.A. DE 1967 Y 1972

CONEXIONES REMACHADAS

MATERIAL: ACERO DE HOGAR ABIERTO

| MIEMBRO | AREA CRITICA (PULG) ² | LONGITUD (PIES) | L/R | ESFUERZO PERMISIB. (KIPS/IN ²) | CAPACIDAD TOTAL (KIPS) | CARGA MUERTA (LIPS) | CARGA VI-VA E-55 (KIPS) | CARGA VI-VA E-72 (KIPS) | IMPACTO DIESEL (KIPS) | CARGA TOTAL (KIPS) | CAPACIDAD FALTANTE % |
|--------------------------------|----------------------------------|-----------------|-------|--|------------------------|---------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|--------------------|----------------------|
| L ₀ -L ₂ | 24.94 | 20.8021 | | + 16.00 | + 399.04 | + 59.43 | + 149.81 | + 196.11 | + 66.89 | + 322.43 | |
| L ₂ -L ₄ | 44.26 | 20.8021 | | + 16.00 | + 708.16 | + 140.69 | + 329.96 | + 431.95 | +147.32 | + 719.96 | 1.6 |
| L ₄ -L ₄ | 52.58 | 20.8021 | | + 16.00 | + 841.28 | + 167.78 | + 379.85 | + 497.26 | +169.60 | + 834.64 | |
| U ₀ -U ₁ | 39.84 | 10.4010 | 12.82 | - 14.00 | - 557.76 | - 0.00 | - 0.00 | - 0.00 | - 0.00 | - 0.00 | |
| U ₁ -U ₂ | 42.84 | 10.4010 | 13.04 | - 14.00 | - 599.76 | - 108.36 | - 259.26 | - 339.39 | -115.76 | - 563.51 | |
| U ₂ -U ₃ | 42.84 | 10.4010 | 13.04 | - 14.00 | - 599.76 | - 108.36 | - 259.26 | - 339.39 | -115.76 | - 563.51 | |
| U ₃ -U ₄ | 55.96 | 10.4010 | 13.32 | - 14.00 | - 783.44 | - 162.54 | - 365.59 | - 478.59 | -163.23 | - 804.36 | 2.7 |
| U ₄ -U ₅ | 55.96 | 10.4010 | 13.32 | - 14.00 | - 783.44 | - 162.54 | - 365.59 | - 478.59 | -163.23 | - 804.36 | 2.7 |
| L ₀ -U ₁ | 33.92 | 16.2614 | 29.07 | - 13.97 | - 473.86 | - 92.92 | - 232.12 | - 303.87 | -103.64 | - 500.43 | 5.3 |
| L ₂ -U ₁ | 23.40 | 16.2614 | | + 16.00 | + 374.40 | + 76.51 | + 185.79 | + 243.22 | + 82.95 | + 402.68 | 7.0 |
| L ₂ -U ₃ | 19.80 | 16.2614 | 34.73 | - 13.57 | - 268.69 | - 50.56 | - 143.57 | - 187.95 | - 64.10 | - 302.61 | 11.2 |
| L ₄ -U ₃ | 14.64 | 16.2614 | | + 16.00 | + 234.24 | + 34.15 | + 106.26 | + 139.10 | + 47.44 | + 220.69 | |
| L ₄ -U ₅ | 14.64 | 16.2614 | 44.07 | - 12.92 | - 189.15 | - 8.21 | - 76.38 | - 99.99 | - 34.10 | - 142.30 | |
| L ₀ -U ₀ | 11.48 | 12.5000 | 40.10 | - 13.19 | - 151.42 | - 6.31 | - 42.75 | - 55.96 | - 19.09 | - 81.36 | |
| L ₂ -U ₂ | 9.92 | 12.5000 | 42.64 | - 13.02 | - 129.16 | - 12.61 | - 56.99 | - 74.61 | - 25.44 | - 112.66 | |
| L ₄ -U ₄ | 9.92 | 12.5000 | 42.64 | - 13.02 | - 129.16 | - 12.61 | - 56.99 | - 74.61 | - 25.44 | - 112.66 | |

CONCLUSIONES:

Después de estudiar detenidamente todas las posibilidades para reforzar los miembros de la armadura, así como los demás elementos que la forman, se ha llegado a la conclusión de que sería muy laborioso además de peligroso, el reforzar elemento por elemento y sobre todo las uniones o juntas en las cuales intervienen los remaches, -- considerando que se tendrían que ejecutar los trabajos con el tráfico de trenes sobre la estructura, lo que en caso de cualquier interrupción a él, traería como consecuencia gastos extraordinarios y -- muy fuertes, además de que se desquiciaría el movimiento de mercancías y sobre todo la transportación de mineral de "Peña Colorada" de Manzanillo al centro del país que es lo más importante.

Por estos motivos, el reforzamiento de las estructuras existentes se hará en tal forma de no afectarlas en lo posible, lo cual se conseguirá aumentando elementos que ya prefabricados solo necesiten armarse en el campo, afectando muy poco la superestructura de acero remachado que constituye el puente.

Para tal objeto se adicionará en el caso de la armadura de paso superior una armadura intermedia más, que auxilie a la ya existente tomando los esfuerzos excedentes debidos a la carga cooper E-72.

Dicha armadura se proyectará en su mayor parte utilizando soldadura y en las que lo requieran tornillos de alta resistencia o remaches, a fin de facilitar los trabajos de campo, dadas las condiciones tan desventajosas por la altura en que se utilizará.

Asimismo se diseñará y colocará un contraventeo conveniente, con el objeto de lograr que trabajen en conjunto las armaduras existentes.

Las especificaciones del A.R.E.A. en su parte 7 del capítulo 15 en lo que se relaciona al reforzamiento de puentes existentes a fin de aumentar su capacidad, dice textualmente:

"7.2.4.3 AGREGANDO UNA ARMADURA CENTRAL:

- a).- El reforzamiento de armaduras de pase superior frecuentemente es completado por la adición de una arma-

dura central.- En un puente de una sola vía, esto es relativamente simple, cuando un amplio refuerzo puede ser adaptado para lograr que las tres armaduras flexionen del mismo modo.

La armadura central no debe ser demasiado rígida, sino debe tener la misma flexión bajo las cargas como las armaduras antiguas, de otra manera un contraventeo transversal excesivamente pesado será requerido u otros esfuerzos excesivos serán causados en la armadura central, antes que las otras armaduras se hayan flexionado lo suficiente para fatigar los miembros superiores a su capacidad de soporte".

C A P I T U L O . I I

CALCULO Y DISEÑO DE LA NUEVA ARMADURA
PARA REFORZAR.

2.1 DATOS PARA PROYECTO

Longitud = 10 Tramos de $10' - 4 \frac{13}{16}" = 104' - 0 \frac{1}{8}"$ C.AC.
apoyos.

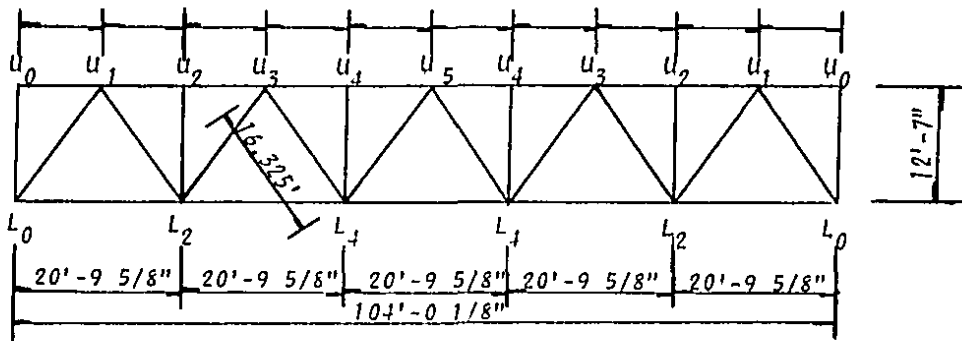
Altura = $12' - 6"$ C.AC. cuerdas armadura actual

Altura total = $14' - 3 \frac{11}{16}" =$ parte superior armadura a parte inferior armadura.

Altura total = = parte superior armadura a parte inferior apoyo fijo L_0 .

Altura total = = parte superior armadura a parte inferior apoyo móvil L_0 .

DIMENSIONES DE LA NUEVA ARMADURA:



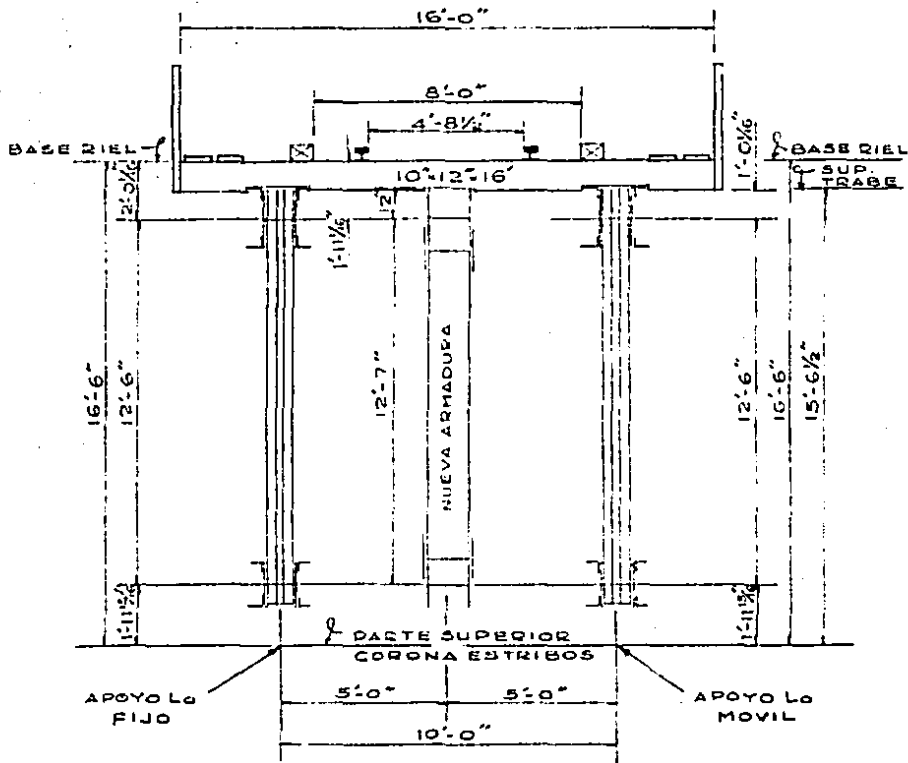
Suponiendo la cuerda superior de $24"$ de peralte y la cuerda inferior de $18"$ de peralte.

$$\begin{aligned} \text{Altura armadura C. AC. de cuerdas} &= 14' - 3 \frac{11}{16}" - 12" - 9" = \\ &= 12' - 6 \frac{11}{16}" = 12' - 7" \end{aligned}$$

Longitud de miembros diagonales:

$$\begin{aligned} L_d &= \sqrt{(12' - 7")^2 + (10' - 4 \frac{13}{16}")^2} = \sqrt{(12.5833)^2 + (10.401)^2} \\ &= \sqrt{158.3394 + 108.1808} = \sqrt{266.520} = 16.32543' = 16' - 3 \frac{29}{32}" \end{aligned}$$

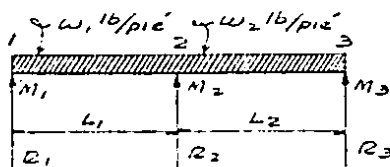
NUEVA SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE:



REACCIONES PRODUCIDAS EN LAS 3 ARMADURAS:

- A).- Debido a la carga uniforme correspondiente al peso de la cubierta.
- B).- Debido a las cargas concentradas correspondientes a la carga viva cooper E-72 e impacto diesel.

A).- CARGA UNIFORME (POR UNIDAD DE TABLERO) :



Fórmula general "Teorema de los 3 Momentos" (114, pag. 153, - Libro "RESISTANCE OF MATERIALS" de Seely).

$$M_1 L_1 + 2 M_2 (L_1 + L_2) + M_3 L_2 = -1/4 w_1 L_1^3 - 1/4 w_2 L_2^3$$

En donde:

M_1 , M_2 y M_3 = Momentos flectores en puntos 1, 2 y 3

L_1 y L_2 = Longitud de los claros adyacentes.

w_1 y w_2 = Cargas uniformemente repartidas .

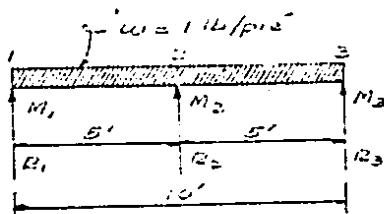
Como $L_1 = L_2 = L$, $M_1 = M_3 = 0$ y $w_1 = w_2 = w$, Se tiene:

$$4 M_2 = -1/2 w L^2$$

Datos:

$$L = 5'$$

$$w = 1 \text{ Lb/pie.}$$



Substituyendo:

$$4 M_2 = -1/2 \times \text{Lb/pie} \times (5')^2 = -12.5$$

$$\therefore M_2 = \frac{-12.5}{4} = -3.125 \text{ Lb.Pie}$$

$$R_1 \times 5' - 1 \times 5' \times 2.5' = -3.125 \text{ lb.pie}$$

$$\therefore R_1 = \frac{-3.125 + 12.5}{5} = 1.875 \text{ Lb.}$$

Tomando momentos respecto al apoyo 3 se tiene:

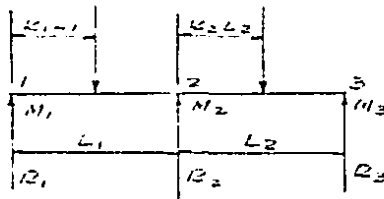
$$M_3 = 1.875 \times 10' + R_2 \times 5' - 1 \times 10' \times 5' = 0$$

$$\therefore R_2 = \frac{50 + 18.75}{5} = 6.25 \text{ Lb.}$$

Por simetría se tiene :

$$R_1 = R_3 = 1.875 \text{ Lb.}$$

B).- CARGAS CONCENTRADAS (POR UNIDAD DE TABLERO).



Fórmula general "TEOREMA DE LOS 3 MOMENTOS" (116, pag. 158, li bro "RESISTANCE OF MATERIALS" de Seely).

$$M_1 L_1 + 2M_2 (L_1 + L_2) + M_3 L_2 = -P_1 L_1^2 \frac{(K_1 - K_3^3)}{(2K_2 - 3K_2^2 + K_2^3)} - P_2 L_2^2$$

En donde:

M_1, M_2 y M_3 = Momentos flexionantes en puntos 1, 2 y 3.

L_1 y L_2 = Longitud de los claros adyacentes.

P_1 = Carga concentrada en el primero de los 2 claros a una distancia $K_1 L_1$ del apoyo 1

P_2 = Carga concentrada en el segundo de los 2 claros a una distancia $K_2 L_2$ del apoyo 2.

K_1 y K_2 = Partes proporcionales de los claros como $L_1 = L_2 = L$;
 $M_1 = M_3 = 0$, $P_1 = P_2 = P$, y $K_1 = K_2 = K$:

$$4M_2 L = -PL^2 [(K - K^3) + (2K - 3K^2 + K^3)]$$

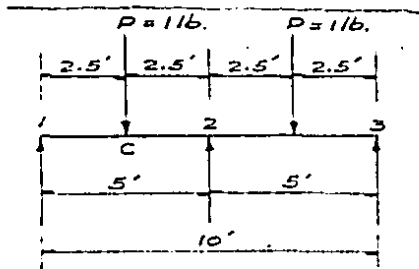
$$\therefore M_2 = \frac{-PL^2 [(K - K^3) + (2K - 3K^2 + K^3)]}{4L}$$

Datos:

$$P = 1 \text{ Lb.}$$

$$L = 5'$$

$$KL = 2.5' \therefore K = \frac{2.5}{5} = 0.5$$



Substituyendo:

$$M_2 = \frac{-1 \times (5)^2 [(0.5 - 0.5^3) + (2 \times 0.5 - 3 \times 0.5^2 + 0.5^3)]}{4 \times 5}$$

$$= \frac{-25 \times [0.5 - 0.125 + 1.00 - 0.75 + 0.125]}{20}$$

$$= -0.9375 \text{ Lb.Pie}$$

\therefore El momento flexionante en una sección sobre el apoyo 2, es la suma algebraica de los momentos de las fuerzas a la izquierda de la sección:

$$\therefore R_1 \times 5' - 1 \text{ lb.} \times 2.5' = -0.9375 \text{ lb.pie}$$

$$\therefore R_1 = \frac{-0.9375 + 2.5}{5} = 0.3125 \text{ lb.}$$

En forma similar, tomando momentos con respecto al apoyo 3, se tiene:

$$M_3 = 0.3125 \text{ lb.} \times 10' + R_2 \times 5' - 1 \text{ lb.} \times (7.5' + 2.5') = 0$$

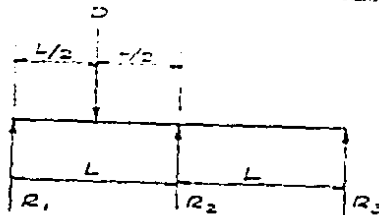
$$\therefore R_2 = \frac{-3.125 + 10}{5} = 1.375 \text{ lb.}$$

Por simetría se tiene :

$$R_1 = R_3 = 0.3125 \text{ lb.}$$

Por otra parte y con el fin de comprobación, en el "MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION" del AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION --- (A.I.S.C.), pag. 2-130, se tiene:

29).- *Viga continua.*- Dos claros iguales.- *Carga uniforme sobre un claro:*



$$R_1 = 7/16 WL$$

$$R_2 = 5/8 WL$$

$$R_3 = -1/16 WL$$

Para el caso de carga uniforme sobre los dos claros se tiene:

$$R_1 = (7/16 WL) + (-1/16 WL) = 6/16 WL = 0.375 WL.$$

$$R_2 = (5/8 WL) + (5/8 WL) = 10/8 WL = 1.25 WL.$$

$$R_3 = (-1/16 WL) + (7/16 WL) = 6/16 WL = 0.375 WL.$$

Cuando $L=5'$ y $W = 1 \text{ lb/pie.}$

$$R_1 = 0.375 \times 1 \text{ lb/pie} \times 5' = 1.875 \text{ lb. (18.75 \%)}$$

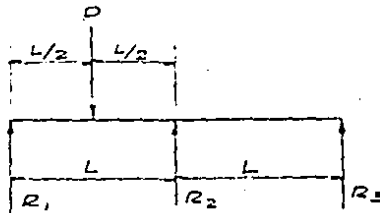
$$R_2 = 1.25 \times 1 \text{ lb/pie} \times 5' = 6.25 \text{ lb. (62.50 \%)}$$

$$R_3 = 0.375 \times 1 \text{ lb/pie} \times 5' = \underline{1.875 \text{ lb. (18.75 \%)}}}$$

$$\text{SUMAS} = 10.000 \text{ lb. (100.00 \%)}$$

Comprobado.

30).- *Viga continua.- Dos claros iguales.- Carga concentrada al centro de un claro.*



$$R_1 = 13/32 P$$

$$R_2 = 11/16 P$$

$$R_3 = -3/62 P$$

Para el caso de carga concentrada al centro de los dos claros - se tiene:

$$R_1 = (13/32 P) + (-3/32 P) = 10/32 P = 0.3125 P.$$

$$R_2 = (11/16 P) + (11/16 P) = 22/16 P = 1.375 P.$$

$$R_3 = (-3/32 P) + (13/32 P) = 10/32 P = 0.3125 P.$$

Cuando $L = 5'$ y $P = 1 \text{ lb}$:

$$R_1 = 0.3125 \times 1 \text{ lb.} = 0.3125 \text{ lb. (15.625 \%)}.$$

$$R_2 = 1.375 \times 1 \text{ lb.} = 1.375 \text{ lb. (68.75 \%)}.$$

$$R_3 = 0.3125 \times 1 \text{ lb.} = \underline{0.3125 \text{ lb. (15.625 \%)}.$$

$$\text{SUMAS} = 2.0000 \text{ lb. (100.000 \%)}.$$

Comprobado.

2.2 CALCULO DE ESFUERZOS

2.2.1 ESFUERZOS POR CARGA MUERTA.

PESO PROPIO DE LA NUEVA ARMADURA DE 104'-0 1/8" CLARO:

El peso de las 2 armaduras actuales es de 220,000 lb. aproximadamente, según el libro "STRUCTURAL ENGINEERS' HANDBOOK" de Ketchum, pag. 199, fig. 4 (gráfica).

∴ Peso de una armadura = 110,000 libras
una armadura de las mismas dimensiones pero soldada, pesa aproximadamente:

$$80\% \times 110,000 = 88,000.00 \text{ libras.}$$

Suponiendo que 2/3 partes del peso ó carga es aplicado en las juntas de la cuerda superior y que 1/3 parte en las juntas de la cuerda inferior:

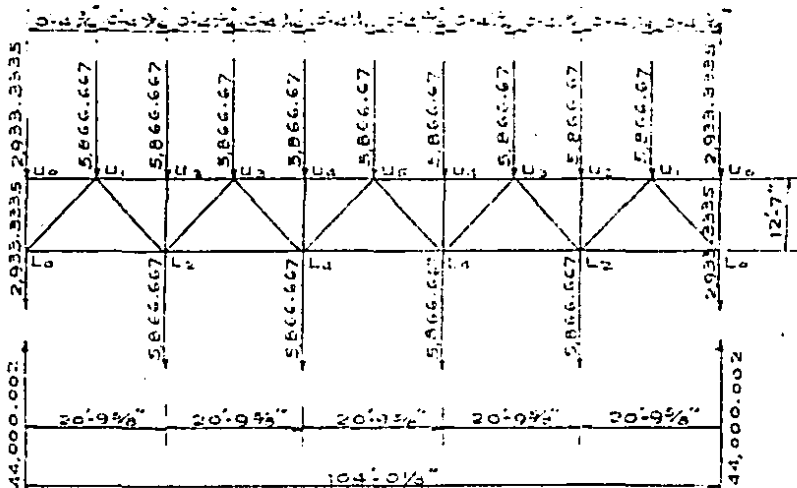
Peso por tablero para la nueva armadura :

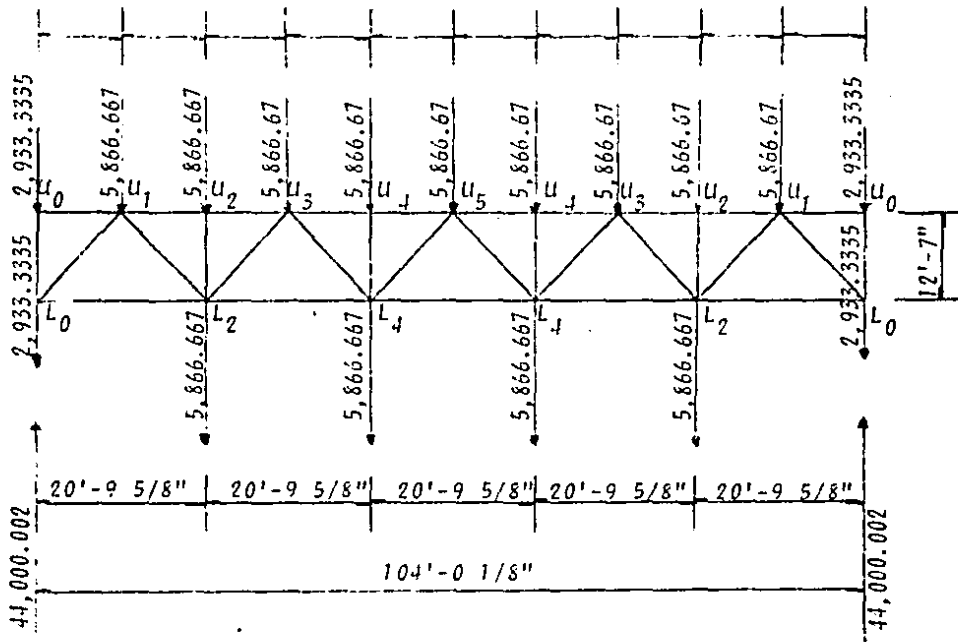
Cuerda superior:

$$W \ 2/3 = 2/3 \times \frac{88,000}{104.01'} \times 10.401' = 5,866.667 \text{ lb.}$$

Cuerda inferior: (para 2 tableros)

$$W \ 1/3 = 1/3 \times \frac{88,000}{104.01'} \times 10.401' \times 2 = 5,866.67 \text{ lb.}$$





PESO DE LA CUBIERTA:

Con anterioridad se encontró que el peso de los durmientes, --- guardarrieles, anclaje de guardarrieles, barandales, tabloncillos para pasarela y rieles y accesorios era de 1,014.92 lb/pie.

∴ Peso por tablero:

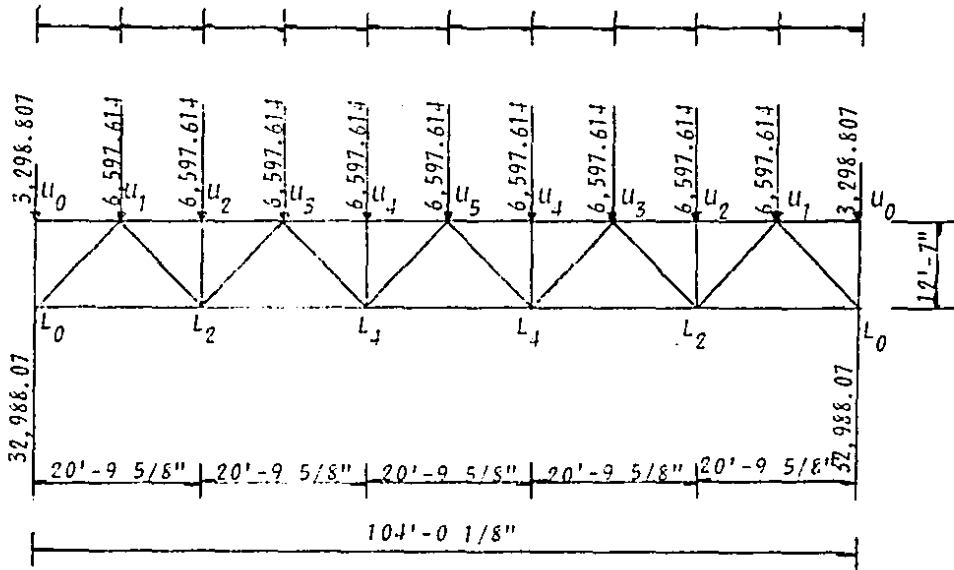
Cuerda superior:

$$W_1 = 1,014.92 \text{ lb/pie} \times 10.401' = 10,556.182 \text{ lb.}$$

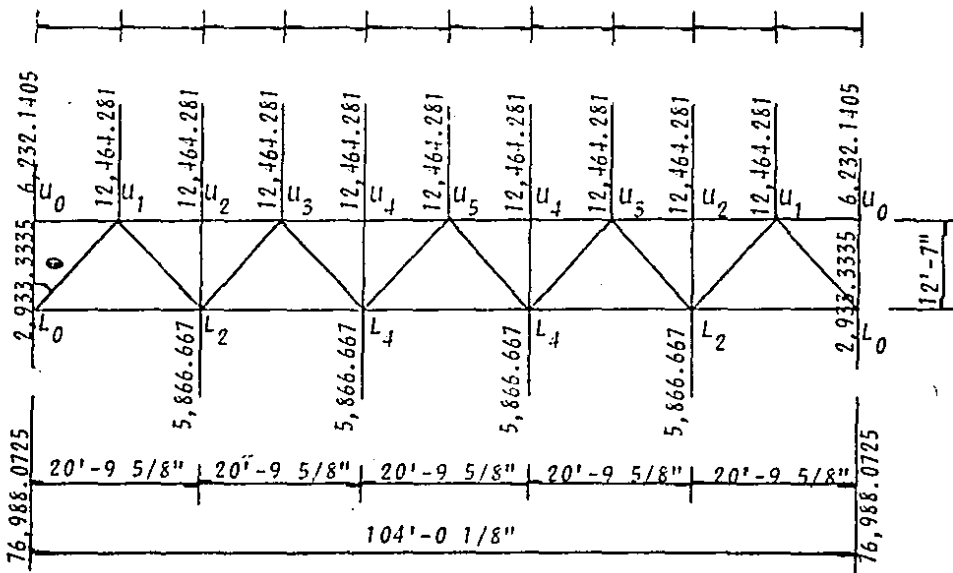
Por otro lado, considerando que para la nueva armadura se aplica el teorema de los 3 momentos, para cargas uniformes y concentradas, aplicadas a una viga de sección constante con apoyos o soportes al mismo nivel, como es el caso de los durmientes de la cubierta que apoyan directamente sobre las 3 armaduras, se tiene:

Cuerda superior:

$$W_2 = W_1 \times 62.50\% = 10,556.182 \times 62.50\% = 6,597.614 \text{ lb.}$$



Sumando los efectos de peso propio y peso de la cubierta, se tiene:



Fuerza cortante en los diferentes tableros de la nueva armadura de 104'-0 1/8" para la carga muerta:

Para 10 tableros y una longitud de tablero de 10'-4 13/16" = 10.401' :

$$U_0-U_1 = 76,988.0725 - 6,252.1405 - 2,933.3335 = 67,822.5985 \text{ lb} \\ = 67.82 \text{ Kíps.}$$

$$U_1-U_2 = 67,822.5985 - 12,464.281 = 55,358.3175 \text{ lb.} = 55.36 \text{ Kíps}$$

$$U_2-U_3 = 55,358.3175 - 12,464.281 - 5,866.667 = 37,027.3695 = \\ = 37.03 \text{ Kíps.}$$

$$U_3-U_4 = 37,027.3695 - 12,464.281 = 24,563.0885 \text{ lb.} = 24.56 \text{ Kíps}$$

$$U_4-U_5 = 24,563.0885 - 12,464.281 - 5,866.667 = 6,232.1405 \text{ lb.} = \\ = 6.23 \text{ Kíps.}$$

$$\text{Longitud diagonales} = \sqrt{(10.401)^2 + (12.5833)^2} = \sqrt{266.520} = \\ = 16.32543'$$

$$\text{Sec } \Theta = \frac{16.32543'}{12.5833'} = 1.297$$

ESFUERZOS EN MIEMBROS DIAGONALES:

$$L_0-U_1 = 67.82 \times 1.297 = -87.96 \text{ Kíps.}$$

$$L_2-U_1 = 55.36 \times 1.297 = +71.80 \text{ Kíps.}$$

$$L_2-U_3 = 37.03 \times 1.297 = -48.03 \text{ Kíps.}$$

$$L_4-U_3 = 24.56 \times 1.297 = +31.85 \text{ Kíps.}$$

$$L_4-U_5 = 6.23 \times 1.297 = - 8.08 \text{ Kíps.}$$

ESFUERZOS EN MIEMBROS VERTICALES:

$$L_0-U_0 = - 6.23 \text{ Kíps.}$$

$$L_2-U_2 = -12.46 \text{ Kíps.}$$

$$L_4-U_4 = -12.46 \text{ Kíps.}$$

ESFUERZOS EN MIEMBROS DE CUERDAS:

$$\begin{aligned} \text{Momento en } U_1 &= (76,988.0725 - 6,232.1405 - 2,933.3335) \times \\ &\quad \times 10.401' = 67,822.599 \text{ lb.} \times 10.401' = \\ &\quad = 705,422.85 \text{ lb.pie} = 705.42 \text{ Kips.Pie.} \end{aligned}$$

$$\therefore L_0-L_2 = \frac{\text{Momento en } U_1}{\text{Altura armadura}} = \frac{705.42}{12.5833'} = +56.06 \text{ Kips.}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento en } L_2 &= 67,822.599 \times 20.8021' - 12,464.281 \times 10.401' = \\ &= 1,410,852.40 - 129,640.98 = 1,281,211.42 \text{ lb.pie} \\ &= 1,281.21 \text{ Kips.Pie} \end{aligned}$$

$$\therefore U_1-U_2 = U_2-U_3 = \frac{1,281.21}{12.5833'} = -101.82 \text{ Kips.}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento en } U_3 &= 67,822.599 \times 31.2031' - 12,464.281 \times 20.8021' - \\ &\quad - (12,464.281 + 5,866.667) \times 10.401' = \\ &= 2,116,275.30 - 259,283.21 - 190,660.19 = \\ &= 1,666,332.00 \text{ lb.pie} = 1,666.33 \text{ Kips.Pie.} \end{aligned}$$

$$\therefore L_2-L_4 = \frac{1,666.33}{12.5833'} = +132.42 \text{ Kips.}$$

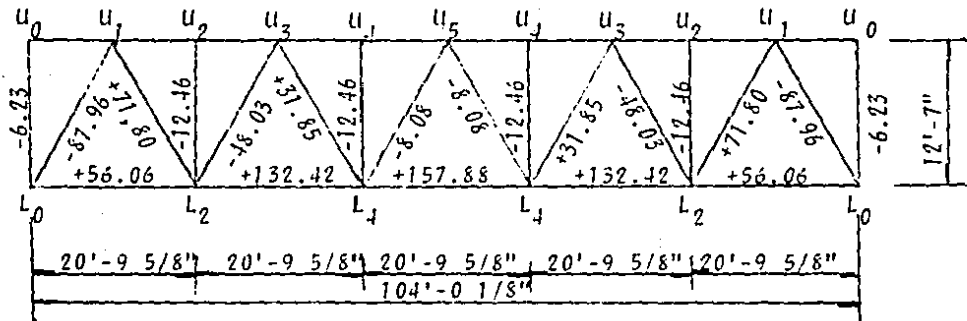
$$\begin{aligned} \text{Momento en } L_4 &= 67,822.599 \times 41.6042' - 12,464.281 \times 31.2031' - \\ &\quad - (12,464.281 + 5,866.667) \times 20.8021' - 12,464.281 \\ &\quad \times 10.401' = 2,821,704.90 - 388,924.20 - \\ &\quad - 381,322.21 - 129,640.98 = 1,921,817.60 \text{ lb.pie} = \\ &= 1,921.82 \text{ Kips.Pie.} \end{aligned}$$

$$\therefore U_3-U_4 = U_4-U_5 = \frac{1,921.82}{12.5833'} = -152.73 \text{ Kips.}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento en } U_5 &= 67,822.599 \times 52.0052' - 12,464.281 \times 41.6042' - \\ &\quad - (12,464.281 + 5,866.667) \times 31.2031' - \\ &\quad - 12,464.281 \times 20.8021' - (12,464.281 + \\ &\quad + 5,866.667) \times 10.401' = 3,527,127.80 - \\ &\quad - 518,566.45 - 571,982.40 - 259,283.21 - \\ &\quad - 190,660.19 = 1,986,635.70 \text{ lb.pie} = \\ &= 1,986.64 \text{ Kips.Pie.} \end{aligned}$$

$$\therefore L_4-L_4 = \frac{1,986.64}{12.5833'} = +157.88 \text{ Kips.}$$

$$U_0-U_1 = 0.00 \text{ Kips.}$$



2.2.2 ESFUERZOS POR CARGA VIVA:

CUERDA INFERIOR:

MIEMBRO L_0-L_2

De acuerdo a lo encontrado con anterioridad para una carga cooper E-50 el esfuerzo en L_0-L_2 es:

$$M_{U_1}/h = 1,702.372 \text{ Kips.Pie}/12.5833' = +135.29 \text{ Kips.}$$

En donde:

h = Peralte de la armadura.

∴ Para una carga cooper E-55 el esfuerzo en $L_0-L_2 = +135.29 \times 55/50 = +148.82 \text{ Kips.}$

Aplicando el teorema de los 3 momentos, el esfuerzo en el miembro L_0-L_2 aumenta en :

$$+ 148.82 \times 2 \times 68.75\% = +204.63 \text{ Kips.}$$

MIEMBRO L_2-L_4

De acuerdo con lo encontrado con anterioridad para una carga cooper E-50 el esfuerzo en L_2-L_4 es :

$$M_{U_3}/h = 3,749.48 \text{ Kips}/12.5833' = +297.97 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga cooper E-55 el esfuerzo en $L_2-L_4 = +297.97 \times 55/50 = +327.77$ Kips.

Aplicando el teorema de los 3 momentos, el esfuerzo en el miembro L_2-L_4 aumenta en :

$$+327.77 \times 2 \times 68.75\% = +450.68 \text{ Kips.}$$

MIEMBRO L_4-L_4 :

De acuerdo con lo encontrado con anterioridad para una carga -- cooper E-50 el esfuerzo en L_4-L_4 es:

$$M_{u_5}/h = 4,316.50 \text{ Kips.Pie}/12.5833' = +343.03 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga cooper E-55 el esfuerzo en $L_4-L_4 = +343.03 \times 55/50 = +377.33$ Kips.

Aplicando el teorema de los 3 momentos, el esfuerzo en el miembro L_4-L_4 aumenta en:

$$+377.33 \times 2 \times 68.75\% = +518.83 \text{ Kips.}$$

CUERDA SUPERIOR :

MIEMBROS U_1-U_2 Y U_2-U_3 :

De acuerdo a lo encontrado con anterioridad para una carga cooper E-50 el esfuerzo en U_1-U_2 y U_2-U_3 es:

$$M_{L_2}/h = 2,946.16 \text{ Kips.Pie}/12.5833' = 234.13 \text{ Kips.}$$

∴ Para una carga cooper E-55 el esfuerzo en U_1-U_2 y $U_2-U_3 = -234.13 \times 55/50 = -257.54$ Kips.

Aplicando el teorema de los 3 momentos, el esfuerzo en los miembros U_1-U_2 y U_2-U_3 aumenta en :

$$-257.54 \times 2 \times 68.75\% = -354.12 \text{ Kips.}$$

MIEMBROS U_3-U_4 Y U_4-U_5 :

De acuerdo a lo encontrado con anterioridad para una carga cooper E-50 el esfuerzo en U_3-U_4 y U_4-U_5 es :

$$M_{L_4/h} = 4,154.38 \text{ Kíps.Pie}/12.5833' = -330.15 \text{ Kíps.}$$

∴ Para una carga cooper E-55 el esfuerzo en U_3-U_4 y $U_4-U_5 = -$
 $= -330.15 \times 55/50 = -363.17 \text{ Kíps.}$

Aplicando el teorema de los 3 momentos, el esfuerzo en los miembros U_3-U_4 y U_4-U_5 aumenta en:

$$-363.17 \times 2 \times 68.75\% = -499.36 \text{ Kíps.}$$

MIEMBRO U_0-U_1 :

El esfuerzo para carga cooper E-55 = 0.0 Kíps.

MIEMBROS DIAGONALES:

$$\begin{aligned} \text{Longitud de diagonales} &= \sqrt{(10.401)^2 + (12.5833)^2} = \\ &= \sqrt{108.1808 + 155.3394} = \sqrt{266.520} = 16.32543' \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Sec } \theta = \frac{16.32543}{12.5833} = 1.297$$

De lo anterior, para una carga cooper E-55:

| MIEMBRO | TABLERO | ESFUERZOS (KÍPS) | |
|-----------|-----------|-----------------------------------|---------------------------------|
| | | POR CORTANTE POSITIVO | POR CORTANTE NEGATIVO |
| L_0-U_1 | U_0-U_1 | $178.417 \times 1.297 = -231.407$ | |
| L_2-U_1 | U_1-U_2 | $142.802 \times 1.297 = +185.214$ | |
| L_2-U_3 | U_2-U_3 | $110.350 \times 1.297 = -143.124$ | |
| L_4-U_3 | U_3-U_4 | $81.673 \times 1.297 = +105.930$ | |
| L_4-U_5 | U_4-U_5 | $58.707 \times 1.297 = -76.143$ | |
| L_4-U_5 | U_5-U_4 | | $38.653 \times 1.297 = +50.133$ |
| L_4-U_3 | U_4-U_3 | | $21.292 \times 1.297 = -27.616$ |
| L_2-U_3 | U_3-U_2 | | $8.939 \times 1.297 = +11.594$ |
| L_2-U_1 | U_2-U_1 | | $2.010 \times 1.297 = -2.607$ |
| L_0-U_1 | U_1-U_0 | | $0.000 \times 1.297 = 0.000$ |

MIEMBRO L_0-U_1 :

Del cuadro anterior se tiene:

$$\text{Esfuerzo de compresión} = -231.407 \text{ Kíps.}$$

$$\text{Esfuerzo de tensión} = 0.000 \text{ Kíps.}$$

Aplicando el teorema de los 3 momentos, el esfuerzo en el miembro L_0-U_1 aumenta en:

$$-231.407 \times 2 \times 68.75\% = -318.18 \text{ Kíps.}$$

$$0.000 \times 2 \times 68.75\% = 0.00 \text{ Kíps.}$$

MIEMBRO L_2-U_1 :

Del cuadro anterior se tiene:

$$\text{Esfuerzo de tensión} = +185.214 \text{ Kíps.}$$

$$\text{Esfuerzo de compresión} = - 2.607 \text{ Kíps.}$$

Aplicando el teorema de los 3 momentos, el esfuerzo en el miembro L_2-U_1 aumenta en:

$$+185.214 \times 2 \times 68.75\% = +254.67 \text{ Kíps.}$$

$$- 2.010 \times 2 \times 68.75\% = - 2.76 \text{ Kíps.}$$

MIEMBRO L_2-U_3 :

Del cuadro anterior se tiene:

$$\text{Esfuerzo de compresión} = -143.124 \text{ Kíps.}$$

$$\text{Esfuerzo de tensión} = + 11.594 \text{ Kíps.}$$

Aplicando el teorema de los 3 momentos, el esfuerzo en el miembro L_2-U_3 aumenta en:

$$-143.124 \times 2 \times 68.75\% = -196.80 \text{ Kíps.}$$

$$+ 11.594 \times 2 \times 68.75\% = + 15.94 \text{ Kíps.}$$

MIEMBRO L_4-U_3 :

Del cuadro anterior se tiene:

$$\text{Esfuerzo de tensión} = +105.930 \text{ Kíps.}$$

$$\text{Esfuerzo de compresión} = - 27.616 \text{ Kíps.}$$

Aplicando el teorema de los 3 momentos, el esfuerzo en el miembro L_4-U_3 aumenta en:

$$+105.930 \times 2 \times 68.75\% = +145.65 \text{ Kips.}$$

$$- 27.616 \times 2 \times 68.75\% = - 37.97 \text{ Kips.}$$

MIEMBRO L_4-U_5 :

Del cuadro anterior se tiene:

$$\text{Esfuerzo de compresión} = - 76.143 \text{ Kips.}$$

$$\text{Esfuerzo de tensión} = + 50.133 \text{ Kips.}$$

Aplicando el teorema de los 3 momentos, el esfuerzo en el miembro L_4-U_5 aumenta en:

$$- 76.143 \times 2 \times 68.75\% = -104.70 \text{ Kips.}$$

$$+ 50.133 \times 2 \times 68.75\% = + 68.93 \text{ Kips.}$$

MIEMBROS VERTICALES:

MIEMBRO L_0-U_0 :

De acuerdo a lo encontrado con anterioridad la máxima fuerza --
cortante en el extremo del tablero sobre el nudo U_0 para una carga --
cooper E-50 = 38.863 Kips.

Para una carga cooper E-55 el máximo esfuerzo en el miembro ---
 $L_0-U_0 =$

$$= 38.863 \times 55/50 = -42.749 \text{ Kips.}$$

Aplicando el teorema de los 3 momentos, el esfuerzo en el miembro L_0-U_0 aumenta en:

$$- 42.749 \times 2 \times 68.75\% = - 58.780 \text{ Kips.}$$

MIEMBROS L_2-U_2 Y L_4-U_4 :

En el caso de los miembros verticales L_2-U_2 y L_4-U_4 el esfuerzo proporcionado por la carga cooper E-55, tomando en cuenta la máxima-reacción concentrada (FLOOR-BEAM REACTION) para dos claros consecutivos iguales ($10'-4 \frac{13}{16}" = 10.401'$).

De la tabla 3, pag. 144 del libro "STRESSES IN FRAMED STRUCTURES" de Hool and Kinnic, se tiene:

Para un riel, claro de 10.401' e interpolando:

Floor-Beam Reaction cooper E-50 = 51.805 Kips.

Para una carga cooper E-55 el máximo esfuerzo en los miembros L_2-U_2 y L_4-U_4 =

$$= 51.805 \times 55/50 = -56.986 \text{ Kips.}$$

Aplicando el teorema de los 3 momentos, el esfuerzo en los miembros L_2-U_2 y L_4-U_4 aumenta en:

$$56.986 \times 2 \times 68.75\% = -78.36 \text{ Kips.}$$

2.2.3 ESFUERZOS POR IMPACTO:

De acuerdo a lo encontrado con anterioridad la carga por impacto resultó 34.107 % de la carga viva.

∴ Para una carga cooper E-72 :

ESFUERZOS EN MIEMBROS DIAGONALES:

MIEMBRO L_0-U_1 :

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo de compresión} &= -318.18 \text{ Kips} \times 72/55 \times 0.34107 = \\ &= -142.06 \text{ Kips.} \end{aligned}$$

$$\text{Esfuerzo por tensión} = 0.00 \text{ Kips.}$$

MIEMBRO L_2-U_1 :

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo de tensión} &= +254.67 \text{ Kips} \times 72/55 \times 0.34107 = \\ &= +113.71 \text{ Kips.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo de compresión} &= -2.76 \text{ Kips} \times 72/55 \times 0.34107 = \\ &= -1.23 \text{ Kips.} \end{aligned}$$

MIEMBRO L_2-U_3 :

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo de compresión} &= -196.80 \text{ Kips} \times 72/55 \times 0.34107 = \\ &= -87.87 \text{ Kips.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Esfuerzo de tensión} &= + 15.94 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = \\ &= + 7.12 \text{ Kíps.}\end{aligned}$$

MIEMBRO L_4-U_3 :

$$\begin{aligned}\text{Esfuerzo de tensión} &= +145.65 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = \\ &= + 65.03 \text{ Kíps.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Esfuerzo de compresión} &= - 37.97 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = \\ &= - 16.95 \text{ Kíps.}\end{aligned}$$

MIEMBRO L_4-U_5 :

$$\begin{aligned}\text{Esfuerzo de compresión} &= -104.79 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = \\ &= - 46.79 \text{ Kíps.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Esfuerzo de tensión} &= + 68.93 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = \\ &= + 30.78 \text{ Kíps.}\end{aligned}$$

ESFUERZOS EN MIEMBROS VERTICALES:

$$L_0-U_0 = - 58.78 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = - 26.24 \text{ Kíps.}$$

$$L_2-U_2 = - 78.36 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = - 34.99 \text{ Kíps.}$$

$$L_4-U_4 = - 78.36 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = - 34.99 \text{ Kíps.}$$

ESFUERZOS EN MIEMBROS CUERDA SUPERIOR :

$$L_0-L_2 = +204.63 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = + 91.37 \text{ Kíps.}$$

$$L_2-L_4 = +450.68 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = +201.22 \text{ Kíps.}$$

$$L_4-L_4 = +518.83 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = +231.65 \text{ Kíps.}$$

ESFUERZOS EN MIEMBROS CUERDA SUPERIOR :

$$U_0-U_1 = 0.00 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = 0.00 \text{ Kíps.}$$

$$U_1-U_2 = U_2-U_3 = - 354.12 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = - 158.12 \text{ Kíps.}$$

$$U_3-U_4 = U_4-U_5 = - 499.36 \text{ Kíps} \times 72/55 \times 0.34107 = - 222.96 \text{ Kíps.}$$

+ = Tensión.

- = Compresión.

2.2.4 ESFUERZOS TOTALES :

RESUMEN DE ESFUERZOS EN MIEMBROS NUEVA ARMADURA 104'-0 1/8" CLARO :

| MIEMBRO | ESFUERZOS CARGA MUER TA (KIPS) | ESFUERZOS CARGA VIVA COOPER E-55 | ESFUERZOS CARGA VIVA COOPER E-72 | ESFUERZOS IMPACTO (KIPS) | ESFUERZOS C.M.,C.V.E I. (KIPS) | ESFUERZOS SIN C.M. (KIPS) | ESFUERZOS PESO PROPIO (KIPS) | ESFUERZOS P.P. CV E I. (KIPS) |
|--------------------------------|--------------------------------------|--|--|--------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| L ₀ -L ₂ | + 56.06 | + 204.63 | + 267.88 | + 91.37 | + 415.31 | + 359.25 | | |
| L ₂ -L ₄ | + 132.42 | + 450.68 | + 589.98 | + 201.22 | + 923.62 | + 791.20 | | |
| L ₄ -L ₄ | + 157.88 | + 518.83 | + 679.20 | + 231.65 | +1068.73 | + 910.85 | | |
| U ₀ -U ₁ | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | |
| U ₁ -U ₂ | - 101.82 | - 354.12 | - 463.58 | - 158.12 | - 723.52 | - 621.70 | | |
| U ₂ -U ₃ | - 101.82 | - 354.12 | - 463.58 | - 158.12 | - 723.52 | - 621.70 | | |
| U ₃ -U ₄ | - 152.73 | - 499.36 | - 653.71 | - 222.96 | -1029.40 | - 876.67 | | |
| U ₄ -U ₅ | - 152.73 | - 499.36 | - 653.71 | - 222.96 | -1029.40 | - 876.67 | | |
| L ₀ -U ₁ | - 87.96 | - 318.18 | - 416.53 | - 142.06 | - 646.55 | - 558.59 | | |
| | | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | | |
| L ₂ -U ₁ | + 71.80 | + 254.67 | + 333.39 | + 113.71 | + 518.90 | + 447.10 | | |
| | | - 2.76 | - 3.62 | - 1.23 | - 4.85 | - 4.85 | | |
| L ₂ -U ₃ | - 48.03 | - 196.80 | - 257.63 | - 87.87 | - 393.53 | - 345.50 | | |
| | | + 15.94 | + 20.87 | + 7.12 | + 27.99 | + 27.99 | | |
| L ₄ -U ₃ | + 31.85 | + 145.65 | + 190.67 | + 65.03 | + 287.55 | + 255.70 | | |
| | | - 37.97 | - 49.71 | - 16.95 | - 66.66 | - 66.66 | | |
| L ₄ -U ₅ | - 8.08 | - 104.70 | - 137.06 | - 46.79 | - 191.93 | - 183.85 | | |
| | | + 68.93 | + 90.24 | + 30.78 | + 121.02 | + 121.02 | | |
| L ₀ -U ₀ | - 6.23 | - 58.78 | - 76.95 | - 26.24 | - 109.42 | - 103.19 | | |
| L ₂ -U ₂ | - 12.46 | - 78.36 | - 102.58 | - 34.99 | - 150.03 | - 137.57 | | |
| L ₄ -U ₄ | - 12.46 | - 78.36 | - 102.58 | - 34.99 | - 150.03 | - 137.57 | | |

+ = TENSION.

- = COMPRESION.

R = ESFUERZO REVERSO O MINIMO.

2.3 DISEÑO DE MIEMBROS

Primeramente se diseñan los miembros de la armadura sujetos a -- carga muerta, carga viva e impacto, utilizando los esfuerzos unita-- rios permisibles de la parte 1 - (15-1-16, 1.4) de las especificacio-- nes del A.R.E.A.

Los miembros que además de las cargas mencionadas se sujetan a - esfuerzos combinados con las fuerzas laterales y longitudinales serán proporcionados con los esfuerzos unitarios incrementados en un 25%, - siempre y cuando resulte el miembro más fatigado (este caso no se pre-- senta).

Los miembros de la cuerda superior se diseñarán a la flexo-com-- presión, dado que los durmientes que integran la cubierta apoyan di-- rectamente sobre ellos.

2.3.1 DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN

MIEMBROS A COMPRESIÓN:

Los esfuerzos de trabajo para miembros a compresión, son determi-- nados por la fórmula de la columna: (Parte 1-15-1-16, 1.4, especifica-- ciones A.R.E.A.).

$$\text{Con carga centrada} = 21,500 - 100 \frac{KL}{r} \text{ (lb/in}^2\text{)}$$

$$\text{Donde } 15 < \frac{KL}{r} < 143$$

Y en donde:

$$\frac{KL}{r} = \text{Longitud efectiva del miembro en compresión, en pulgadas, bajo condiciones usuales.}$$

$K = 3/4$ Para miembros con conexiones remachadas, atornilladas o soldadas.

$r =$ Radio de giro aplicable del miembro en compresión, en pulgadas.

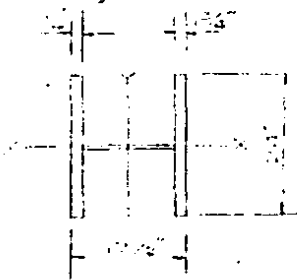
$L =$ Longitud del miembro en pulgadas.

CUERDA SUPERIOR :MIEMBROS u_1-u_2 , u_2-u_3 :

Esfuerzo máximo = - 723.52 Kips = - 723,520 lb.

Longitud miembros = 10'-4 13/16" = 10.401' = 124.812"

Sección supuesta:



1 Placa 14" x 1/2"

2 Placas 24" x 1 5/4"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | Y | AY | AY ² | I ₀ | I |
|--------------------------------|-------|-------|-----|-----------------|----------------|---------|
| 1 PL 14" x 1/2" | 7.00 | 0.000 | --- | --- | 0.15 | 0.15 |
| 2 PL _S 24" x 1 5/4" | 84.00 | 0.000 | --- | --- | 4032.00 | 4032.00 |
| TOTALES : | 91.00 | | | | | 4032.15 |

Momento de inercia respecto al eje neutro:

$$I = 4.032.15 \text{ in}^4$$

$$\therefore \text{Radio de giro} = \sqrt{\frac{4.032.15}{91.00}} = \sqrt{44.308} = 6.656 \text{ in}$$

$$\therefore \frac{KL}{r} = \frac{0.75 \times 124.812}{6.656} = 14.064 \therefore 15 = 14.064 < 15$$

Fatiga permisible:

$$\begin{aligned} \delta_p &= 21,500 - 100 \times 14.064 = 21,500 - 1,406.40 = 20,093.60 \text{ lb/in}^2 \\ &= 20,000.00 \text{ lb/in}^2 \end{aligned}$$

\therefore Fatiga del miembro:

$$\delta = \frac{723,520 \text{ lb.}}{91.00 \text{ in}^2} = 7,950.77 \text{ lb/in}^2 < 20,000.00 \text{ lb/in}^2$$

Suficiente.

Revisando los miembros a la flexo-compresión:

CARGA MUERTA:

Peso propio miembro soldado:
 $25.8 + 285.60 = 309.40 \text{ lb/pie.}$

∴ Momento máximo por peso propio:

$$M_{pp} = \frac{309.40 \times (10.401')^2}{8} = 4,183.89 \text{ lb.pie.}$$

Peso de la cubierta:

$$1,014.92 \text{ lb/pie.}$$

∴ Momento máximo por peso de cubierta:

$$M_{cu} = \frac{1,014.92 \times (10.401')^2}{8} = 13,724.36 \text{ lb.pie.}$$

CARGA VIVA:

Para una carga viva cooper E-72, el momento máximo es el siguiente:

Utilizando la tabla 3, pag. 144, del libro "STRESSES IN FRAMED STRUCTURES" de Hoce and Kime, se observa que el momento máximo para un claro de 10.401', una carga cooper E-50 y por acél es:

$$M_{cv_{50}} = 75,092 \text{ lb.pie}$$

∴ $M_{cv_{72}} = 75,092 \times 72/50 = 108,132.48 \text{ lb.pie.}$

Aplicando el teorema de los 3 momentos el momento máximo en los miembros de la cuerda superior aumenta en:

$$108,132.48 \times 2 \times 68.75\% = 148,682.16 \text{ lb.pie.}$$

IMPACTO :

El momento máximo por impacto es :

$$M_I = 148,682.16 \times 0.54107 = 50,711.02 \text{ lb.pie.}$$

Por todo lo anterior el momento máximo total es:

$$\begin{aligned} M_{MAX_T} &= 4,183.89 + 13,734.36 + 148,682.16 + 50,711.02 = \\ &= 217,311.43 \text{ lb.pie.} = 2,607,737.10 \text{ lb.in.} \end{aligned}$$

Aplicando la fórmula de la escuadrilla se tiene como fatiga total en los miembros por flexo-compresión:

$$\delta = \frac{F}{A} + \frac{M \times C}{I} = \frac{723,520}{91.00} + \frac{2,607,737.10 \times 12''}{4,032.15} = 7,950.77 + 7,760.83 = 15,711.60 \text{ lb/in}^2 < 20,000.00 \text{ lb/in}^2.$$

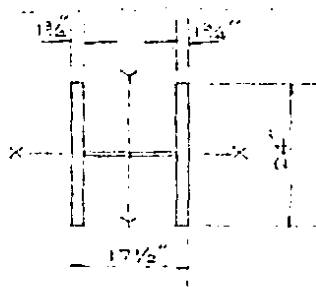
Correcto.

MIEMBROS u_3-u_4 , u_4-u_5 :

Esfuerzo máximo = -1,029.40 Kips = -1,029,400 lb.

Longitud de miembros = 10'-4 13/16" = 10.401' = 124.812"

Sección supuesta:



1 Placa 14" x 1/2"

2 Placas 24" x 1 3/4"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | y | AY | AY ² | I ₀ | I |
|--------------------|-------|-------|----|-----------------|----------------|---------|
| 1 PL 14" x 1/2" | 7.00 | 0.000 | — | — | 0.15 | 0.15 |
| 2 PLS 24" x 1 3/4" | 84.00 | 0.000 | — | — | 4032.00 | 4032.00 |
| TOTALES | 91.00 | | | | | 4032.15 |

Momento de inercia respecto al eje neutro:

$$I = 4,032.15 \text{ in}^4$$

$$\therefore \text{Radio de giro} = \sqrt{\frac{4,032.15}{91.00}} = \sqrt{44.308} = 6.656 \text{ in}$$

$$\therefore \frac{KL}{r} = \frac{0.75 \times 124.812}{6.656} = 14.064 \cdot 15 \doteq 14.064 < 143.$$

Fatiga permisible:

$$\begin{aligned} f_p &= 21,500 - 100 \times 14.064 = 21,500 - 1,406.40 = 20,093.60 \text{ lb/in}^2 = \\ &= 20,000.00 \text{ lb/in}^2 \end{aligned}$$

\(\therefore\) Fatiga del miembro:

$$f = \frac{1,029,400 \text{ lb.}}{91.00 \text{ in}^2} = 11,312.05 \text{ lb/in}^2 < 20,000.00 \text{ lb/in}^2$$

Suficiente.

Revisando los miembros a la flexo-compresión:

El momento máximo por carga muerta, carga viva e impacto es:

$$M_{MAX_T} = 2,607,737.10 \text{ lb.in.}$$

\(\therefore\) Fatiga total en miembros por flexo-compresión:

$$\begin{aligned} f_c &= \frac{F}{A} + \frac{M \times C}{I} = \frac{1,029,400}{91.00} + \frac{2,607,737.10 \times 12''}{4,032.15} = 11,312.09 + \\ &+ 7,760.85 = 19,072.92 \text{ lb/in}^2 < 20,000.00 \text{ lb/in}^2 \end{aligned}$$

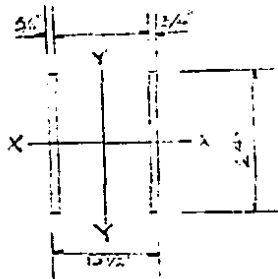
Correcto.

MIEMBRO U₀-U₁ :

Esfuerzo máximo = 0.00 Kíps = 0.00 lb.

Longitud miembro = 10' - 4 15/16" = 10.401' = 124.812"

Sección supuesta:



1 Placa 14" x 1/2"
2 Placas 24" x 3/4"

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA

| C O N C E P T O | AREA | Y | AY | AY ² | I ₀ | I |
|------------------------------|-------|-------|----|-----------------|----------------|---------|
| 1 PL 14" x 1/2" | 7.00 | 0.000 | — | — | 0.15 | 0.15 |
| 2 PL _S 24" x 3/4" | 36.00 | 0.000 | — | — | 1728.00 | 1728.00 |
| T O T A L E S : | 43.00 | | | | | 1728.15 |

Momento de inercia respecto al eje neutro:

$$I = 1,728.15 \text{ in}^4$$

$$\therefore \text{Radio de giro} = \sqrt{\frac{1,728.15}{43.00}} = \sqrt{40.190} = 6.340 \text{ in}$$

$$\therefore \frac{KL}{r} = \frac{0.75 \times 124.812''}{6.340''} = 14.765 \therefore 15 = 14.765 < 143.$$

Fatiga permisible:

$$\begin{aligned} \phi_p &= 21,500 - 100 \times 14.765 = 21,500 - 1,476.50 = 20,023.5 \text{ lb/in}^2 \\ &\approx 20,000.00 \text{ lb/in}^2 \end{aligned}$$

\(\therefore\) Fatiga del miembro:

$$\phi = \frac{0.00 \text{ lb.}}{43.00 \text{ in}^2} = 0.00 \text{ lb/in}^2 < 20,000.00 \text{ lb/in}^2$$

Suficiente.

Revisando el miembro a la flexo-compresión:

El momento máximo por carga muerta, carga viva e impacto es:

$$M_{\text{MAX}_T} = 2,607,737.10 \text{ lb.in}$$

\(\therefore\) Fatiga total en miembro por flexo-compresión:

$$\begin{aligned} \phi &= \frac{F}{A} + \frac{M \times C}{I} = \frac{0.00}{43.00} + \frac{2,607,737.10 \times 12''}{1,728.15} = 0.00 + \\ &+ 18,107.71 = 18,107.71 \text{ lb/in}^2 < 20,000.00 \text{ lb/in}^2 \end{aligned}$$

Correcto.

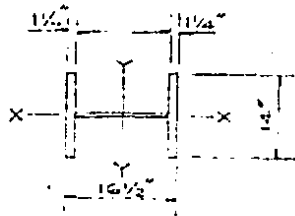
DIAGONALES :

MIEMBRO L_0-U_1 :

Esfuerzo máxime = - 646.55 Kips = 646.550 lb.

Longitud miembro = 16.325' = 195.900"

Sección compuesta:



1 Placa 14" x 1/2"

2 Placas 14" x 1 1/4"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | v | AV | AV ² | I ₀ | I |
|--------------------------------|-------|-------|----|-----------------|----------------|--------|
| 1 PL 14" x 1/2" | 7.00 | 0.000 | — | — | 0.15 | 0.15 |
| 2 PL _S 14" x 1 1/4" | 35.00 | 0.000 | — | — | 571.60 | 571.60 |
| TOTALES: | 42.00 | | | | | 571.75 |

Momento de inercia respecto al eje neutro:

$$I = 571.75 \text{ in}^4$$

$$\therefore \text{Radio de giro} = \sqrt{\frac{571.75}{42.00}} = \sqrt{13.613} = 3.689 \text{ in}$$

$$\therefore \frac{KL}{\pi} = \frac{0.75 \times 195.900''}{3.689''} = 39.828 \therefore 15 < 39.828 < 143$$

Fatiga permisible:

$$\delta_p = 21,500 - 100 \times 39.828 = 21,500 - 3,982.80 = 17,517.2 \text{ lb/in}^2$$

\therefore Fatiga del miembro:

$$\delta = \frac{646,550 \text{ lb}}{42.00 \text{ in}^2} = 15,394.05 \text{ lb/in}^2 < 17,517.20 \text{ lb/in}^2$$

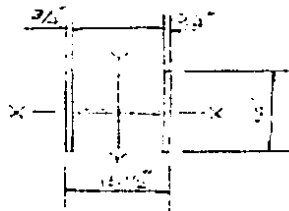
Suficiente.

MIEMBRO L_2-U_3 :

Esfuerzo máximo = -393.53 Kíps = - 393,530 lb.

Longitud miembro = 16.325' = 195.900"

Sección supuesta:



1 Placa 14" x 1/2"

2 Placas 14" x 3/4"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | y | AY | AY ² | I ₀ | I |
|------------------------------|-------|-------|----|-----------------|----------------|--------|
| 1 PL 14" x 1/2" | 7.00 | 0.000 | — | — | 0.15 | 0.15 |
| 2 PL _S 14" x 3/4" | 21.00 | 0.000 | — | — | 343.00 | 343.00 |
| T O T A L E S : | 28.00 | | | | | 343.15 |

Momento de inercia respecto al eje neutro:

$$I = 343.15 \text{ in}^4$$

$$\therefore \text{Radio de giro} = \frac{343.15}{28.00} = 12.255 = 3.501 \text{ in}$$

$$\therefore \frac{KL}{\pi} = \frac{0.75 \times 195.900''}{3.501''} = 41.967 \therefore 15 < 41.967 < 143$$

Fatiga permisible:

$$\delta_p = 21,500 - 100 \times 41.967 = 21,500 - 4,196.70 = 17,303.3 \text{ lb/in}^2$$

Fatiga del miembro:

$$\delta = \frac{393,530 \text{ lb.}}{28.00 \text{ in}^2} = 14,054.64 \text{ lb/in}^2 < 17,303.30 \text{ lb/in}^2$$

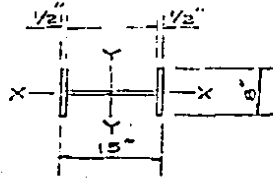
Suficiente.

MIEMBRO L₄-U₅ :

Esfuerzo máximo = - 191.93 Kips = - 191,930 lb.

Longitud miembro = 16,325' = 195.900"

Sección supuesta:



1 Placa 14" x 1/2"

2 Placas 8" x 1/2"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO | AREA | y | AV | AV ² | I ₀ | I |
|-----------------------------|-------|-------|----|-----------------|----------------|-------|
| 1 PL 14" x 1/2" | 7.00 | 0.000 | — | — | 0.15 | 0.15 |
| 2 PL _S 8" x 1/2" | 8.00 | 0.000 | — | — | 42.67 | 42.67 |
| TOTALES : | 15.00 | | | | | 42.82 |

Momento de inercia respecto al eje neutro:

$$I = 42.82 \text{ in}^4$$

$$\therefore \text{Radio de giro} = \sqrt{\frac{42.82}{15.00}} = \sqrt{2.855} = 1.689 \text{ in.}$$

$$\therefore \frac{KL}{\pi} = \frac{0.75 \times 195.900''}{1.689''} = 86.989 \therefore 15 < 86.989 < 143$$

Fatiga permisible:

$$f_p = 21,500 - 100 \times 86.989 = 21,500 - 8,698.90 = 12,801.1 \text{ lb/in}^2.$$

\therefore Fatiga del miembro:

$$f = \frac{191,930 \text{ lb}}{15.00 \text{ in}^2} = 12,795.33 \text{ lb/in}^2 < 12,801.10 \text{ lb/in}^2$$

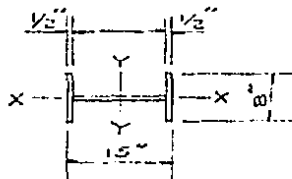
Suficiente.

VERTICALESMIEMBRO L_0-U_0 :

Es fuerza máxima = 109.42 Kips. = 109,420 lb.

Longitud miembro = 12' - 7" = 12.5833' = 151.000"

Sección supuesta:



1 Placa 14" x 1/2"

2 Placas 8" x 1/2"

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

| C O N C E P T O : | AREA | y | AY | AY ² | I ₀ | I |
|-----------------------------|-------|-------|----|-----------------|----------------|-------|
| 1 PL 14" x 1/2" | 7.00 | 0.000 | — | — | 0.15 | 0.15 |
| 2 PL _S 8" x 1/2" | 8.00 | 0.000 | — | — | 42.67 | 42.67 |
| T O T A L E S: | 15.00 | | | | | 42.82 |

Momento de inercia respecto al eje neutro:

$$I = 42.82 \text{ in}^4$$

$$\therefore \text{Radio de giro} = \sqrt{\frac{42.82}{15.00}} = \sqrt{2.855} = 1.689 \text{ in}$$

$$\therefore \frac{KL}{\pi} = \frac{0.75 \times 151.000''}{1.689''} = 67.052 \therefore 15 < 67.052 < 143$$

Fatiga permisible:

$$f_p = 21,500 - 100 \times 67.052 = 21,500 - 6,705.20 = 14,794.8 \text{ lb/in}^2$$

∴ Fatiga del miembro:

$$f = \frac{109,420 \text{ lb}}{15.00 \text{ in}^2} = 7,294.67 \text{ lb/in}^2 < 14,794.80 \text{ lb/in}^2$$

suficiente.

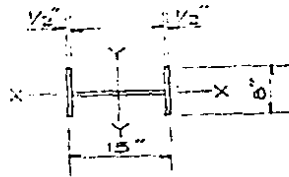
Suficiente.

MIEMBROS L_2-U_2 Y L_4-U_4 :

Esfuerzo máximo = - 150.03 Kips = - 150,030 lb.

Longitud miembros = 12' - 7" = 12.5833' = 151.000"

Sección supuesta:



1 Placa 14" x 1/2"

2 Placas 8" x 1/2"

PROPIEDADES DE SECCION COMPUESTA

| CONCEPTO : | AREA | Y | AY | AY ² | I ₀ | I |
|-----------------------------|-------|-------|----|-----------------|----------------|-------|
| 1 PL 14" x 1/2" | 7.00 | 0.000 | — | — | 0.15 | 0.15 |
| 2 PL _S 8" x 1/2" | 8.00 | 0.000 | — | — | 42.67 | 42.67 |
| T O T A L E S : | 15.00 | | | | | 42.82 |

Momento de inercia respecto al eje neutro:

$$I = 42.82 \text{ in}^4$$

$$\therefore \text{Radio de giro} = \sqrt{\frac{42.82}{15.00}} = \sqrt{2.855} = 1.689 \text{ in.}$$

$$\therefore \frac{KL}{\pi} = \frac{0.75 \times 151.000''}{1.689''} = 67.052 \therefore 15 < 67.052 < 143$$

Fatiga permisible:

$$f_p = 21,500 - 100 \times 67.052 = 21,500 - 6,705.20 = 14,794.8 \text{ lb/in}^2$$

∴ Fatiga del miembro:

$$f = \frac{150,030 \text{ lb.}}{15.00 \text{ in}^2} = 10,002.00 \text{ lb/in}^2 < 14,794.80 \text{ lb/in}^2$$

Suficiente.

2.3.1 DISEÑO DE MIEMBROS A TENSION.

MIEMBROS A TENSION:

Los esfuerzos de trabajo para miembros a tensión son los permitidos por las especificaciones del A.R.E.A: (parte 1-15-1-16,1.4).

Tensión axial para acero estructural, sección neta =
 $= 20,000 \text{ lb/in}^2$.

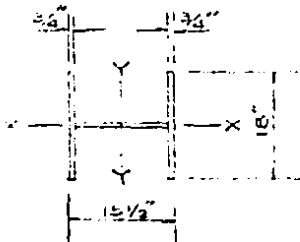
CUERDA INFERIOR:

MIEMBRO L₀-L₂ :

Esfuerzo máximo = + 415.31 Kips = + 415,310 lb.

Longitud miembro = $20' - 9 \frac{5}{8}" = 20.8021' = 249.625"$

Sección supuesta:



1 Placa 14" x 1/2"

2 Placas 18" x 3/4"

$$\begin{aligned} \text{Area} &= 1 \times 14" \times 1/2" + 2 \times 18" \times 3/4" = 7.00 + 27.00 = \\ &= 34.00 \text{ in}^2. \end{aligned}$$

$$\text{Area deducida por agujeros} = 4 \times 3/4" \times 1" = 3.00 \text{ in}^2$$

(Suponiendo remaches o tornillos de $7/8" \phi$).

$$\text{Area neta} = 34.00 - 3.00 = 31.00 \text{ in}^2$$

$$\text{Area neta necesaria} = \frac{415,310 \text{ lb.}}{20,000 \text{ lb/in}^2} = 20.77 \text{ in}^2 < 31.00 \text{ in}^2$$

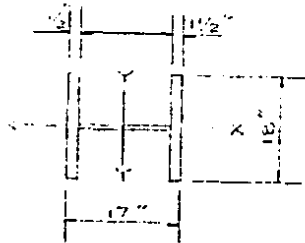
suficiente.

MIEMBRO L_2-L_4 :

Esfuerzo máximo = + 923.62 Kips = + 923,620 lb.

Longitud miembro = 20' - 9 5/8" = 20.8021' = 249.625"

Sección supuesta:



1 Placa 14" x 1/2"
2 Placas 18" x 1 1/2"

$$\text{Area} = 1" \times 14" \times 1/2" + 2 \times 18" \times 1 1/2" = 7.00 + 54.00 = 61.00 \text{ in}^2.$$

$$\text{Area deducida por agujeros} = 4 \times 1 1/2" \times 1" = 6.00 \text{ in}^2.$$

(Suponiendo remaches o tornillos de 7/8" ϕ).

$$\text{Area neta} = 61.00 - 6.00 = 55.00 \text{ in}^2.$$

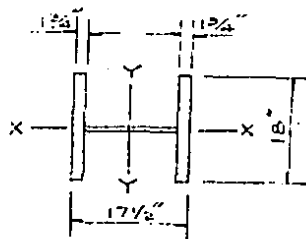
$$\text{Area neta necesaria} = \frac{923,620 \text{ lb.}}{20,000 \text{ lb/in}^2} = 46.81 \text{ in}^2 < 55.00 \text{ in}^2.$$

Suficiente.

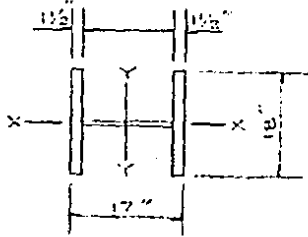
MIEMBRO L_3-L_4 :

Esfuerzo máximo = + 1,068.73 Kips = 1,068,730 lb.

Longitud miembro = 20' - 9 5/8" = 20.8021' = 249.625"



Sección supuesta:



1 Placa 14" x 1/2"
2 Placas 18" x 1 3/4"

$$\text{Area} = 1 \times 14" \times 1/2" + 2 \times 18" \times 1 3/4" = 7.00 + 63.00 = 70.00 \text{ in}^2$$

$$\text{Area deducida por agujeros} = 4 \times 1 3/4" \times 1" = 7.00 \text{ in}^2$$

(Suponiendo remaches o tornillos de 7/8" ϕ)

$$\text{Area neta} = 70.00 - 7.00 = 63.00 \text{ in}^2$$

$$\text{Area neta necesaria} = \frac{1,068,730 \text{ lb}}{20,000 \text{ lb/in}^2} = 53.44 \text{ in}^2 < 63.00 \text{ in}^2$$

Suficiente.

DIAGONALES:

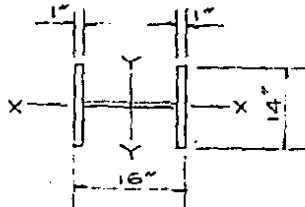
MIEMBROS L₂-U₁ :

$$\text{Esfuerzo máximo} = + 518.90 \text{ Kips} = + 518,900 \text{ lb.}$$

$$\text{Esfuerzo reverso} = - 4.85 \text{ Kips} = - 4,850 \text{ lb.}$$

$$\text{Longitud miembro} = 16.325' = 195.900"$$

Sección supuesta:



1 Placa 14" x 1/2"
2 Placas 14" x 1"

$$\text{Area} = 1 \times 14'' \times 1/2'' + 2 \times 14'' \times 1'' = 7.00 + 28.00 = 35.00 \text{ in}^2$$

$$\text{Area deducida por agujeros} = 4 \times 1'' \times 1'' = 4.00 \text{ in}^2$$

(Suponiendo remaches o tornillos de $7/8'' \phi$).

$$\text{Area neta} = 35.00 - 4.00 = 31.00 \text{ in}^2$$

$$\text{Area neta necesaria} = \frac{518,900 \text{ lb.}}{20,000 \text{ lb/in}^2} = 25.95 \text{ in}^2 < 31.00 \text{ in}^2$$

Suficiente.

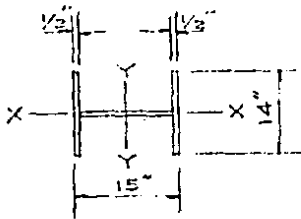
MIEMBRO L₁-U₃ :

$$\text{Esfuerzo máximo} = + 287.55 \text{ Kips} = + 287,550 \text{ lb.}$$

$$\text{Esfuerzo reverso} = - 66.66 \text{ Kips} = - 66,660 \text{ lb.}$$

$$\text{Longitud miembro} = 16.325' = 195.900''$$

Sección supuesta:



1 Placa 14'' x 1/2''

2 Placas 14'' x 1/2''

$$\text{Area} = 1'' \times 14'' \times 1/2'' + 2 \times 14'' \times 1/2'' = 7.00 + 14.00 = 21.00 \text{ in}^2$$

$$\text{Area deducida por agujeros} = 4 \times 1/2'' \times 1'' = 2.00 \text{ in}^2$$

(Suponiendo remaches o tornillos de $7/8'' \phi$).

$$\text{Area neta} = 21.00 - 2.00 = 19.00 \text{ in}^2$$

$$\text{Area neta necesaria} = \frac{287,550 \text{ lb}}{20,000 \text{ lb/in}^2} = 14.38 \text{ in}^2 < 19.00 \text{ in}^2$$

Suficiente.

Según indican las especificaciones del A.R.E.A. (desde el año -- 1920 hasta 1965 inclusive), cuando el miembro está sujeto a esfuerzos reversos (tensión y compresión) debidos al paso de la carga viva, el esfuerzo máximo para proyectar el miembro deberá tener por valor la suma del esfuerzo mayor de un signo, más 1/2 del esfuerzo menor de -- signo contrario.- En el caso del proyecto de las conexiones de dicho miembro, estas deberán proporcionarse para la suma de los esfuerzos -- máximos aún de signo contrario.

Aplicando lo anterior al caso de los miembros L_2-U_1 y L_4-U_3 , se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Area neta necesaria} &= \frac{518,900 \text{ lb} + 1/2 \times 4,850 \text{ lb}}{20,000 \text{ lb/in}^2} = \\ &= 26.07 \text{ in}^2 < 31.00 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Suficiente.

$$\begin{aligned} \text{Area neta necesaria} &= \frac{287,550 \text{ lb} + 1/2 \times 66,660 \text{ lb}}{20,000 \text{ lb/in}^2} = \\ &= 16.04 \text{ in}^2 < 19.00 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Suficiente.

2.4 DISEÑO DE LAS CONEXIONES

Las conexiones deberán tener una resistencia no menor que la del miembro que conectan, basándose en los esfuerzos unitarios permisible en el miembro.

Las conexiones se harán tan simétricas como sea practible alrededor de los ejes de los miembros.

En estas conexiones se usarán placas de 5/8" de espesor aunque - el mínimo permitido por las especificaciones del A.R.E.A. es de 1/2".

Se utilizarán también remaches de 7/8" ϕ ó tornillos del mismo - diámetro.- No se utilizará soldadura de campo por prohibirlo las especificaciones del A.R.E.A. cuando están sujetas a esfuerzos de carga viva.

Considerando como esfuerzo cortante admisible para remaches = 13,500 lb/in² (según especificaciones)

Resistencia al esfuerzo cortante simple de un remache de 7/8" ϕ (remache de taller):

$$\frac{\pi d^2}{4} \times 13,500 = \frac{3.1416 \times (7/8)^2}{4} \times 13,500 = 0.0601 \times 13,500 = 8,113.5 \text{ lb.}$$

Resistencia al esfuerzo cortante simple de un remache de 7/8" ϕ (remache de campo):

$$\frac{\pi d^2}{4} \times 11,000 = \frac{3.1416 \times (7/8)^2}{4} \times 11,000 = 0.601 \times 11,000 = 6,614.3 \text{ lb.}$$

Considerando como esfuerzo al aplastamiento admisible para remaches = 27,000 lb/in²

(Según especificaciones):

Resistencia al aplastamiento de un remache de 7/8" ϕ :

Espesor placa = 1/2"

$$d \times t \times 27,000 = 7/8" \times 1/2" \times 27,000 = 11,812.5 \text{ lb} > 6,614.3 \text{ lb}$$

Espesor placa = 5/8"

$$7/8" \times 5/8" \times 27,000 = 14,765.6 \text{ lb.} > 6,614.3 \text{ lb.}$$

∴ Para el diseño de las conexiones se considerará el remache trabajando al esfuerzo cortante simple.

2.4.1 REMACHES NECESARIOS EN MIEMBROS:

CUERDA SUPERIOR:

MIEMBROS u_1-u_2 , u_2-u_3 :

$$\text{Area} = 91.00 \text{ in}^2; \text{ fatiga permisible} = 20,000 \text{ lb/in}^2.$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

$$\therefore \text{Num. remaches campo} = \frac{91 \times 20,000.00}{6,614.3} = 275.2 \approx 276$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{91 \times 20,000.00}{8,113.5} = 224.3 \approx 225$$

MIEMBROS u_3-u_4 , u_4-u_5 :

$$\text{Area} = 91.00 \text{ in}^2 ; \text{ fatiga permisible} = 20,000 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore \text{Num. remaches campo} = \frac{91 \times 20,000.00}{6,614.3} = 275.2 \approx 276$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{91 \times 20,000.00}{8,113.5} = 224.3 \approx 225$$

MIEMBRO u_0-u_1 :

$$\text{Area} = 43.00 \text{ in}^2 ; \text{ fatiga permisible} = 20,000 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore \text{Num. remaches campo} = \frac{43 \times 20,000.00}{6,614.3} = 130.0 = 130$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{43 \times 20,000.00}{8,113.5} = 106.0 = 106$$

DIAGONALES:

MIEMBRO L_0-u_1 :

$$\text{Area} = 42.00 \text{ in}^2 ; \text{ fatiga permisible} = 17,517.2 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore \text{Num. remaches campo} = \frac{42 \times 17,517.2}{6,614.3} = 111.2 \approx 112$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{42 \times 17,517.2}{8,113.5} = 90.7 = 91$$

MIEMBRO L_2-u_1 :

$$\text{Area} = 31.00 ; \text{ fatiga permisible} = 20,000 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore \text{Num. remaches campo} = \frac{31 \times 20,000.00}{6,614.3} = 93.7 \approx 94$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{31 \times 20,000.00}{8,113.5} = 76.4 \approx 77$$

MIEMBRO L_2-U_3 :

$$\text{Area neta} = 28.00 \text{ in}^2 ; \text{ fatiga permisible} = 17,303.3 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore \text{ Num. remaches campo} = \frac{28 \times 17,303.30}{6,614.3} = 73.2 \approx 74$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{28 \times 17,303.30}{8,113.5} = 59.7 \approx 60$$

MIEMBRO L_4-U_3 :

$$\text{Area neta} = 19.00 \text{ in}^2 ; \text{ fatiga permisible} = 20,000 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore \text{ Num. remaches campo} = \frac{19 \times 20,000.00}{6,614.3} = 57.5 \approx 58$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{19 \times 20,000.00}{8,113.5} = 46.8 \approx 47$$

MIEMBRO L_4-U_5 :

$$\text{Area} = 15.00 \text{ in}^2 ; \text{ fatiga permisible} = 12,801.1 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore \text{ Num. remaches campo} = \frac{15 \times 12,801.10}{6,614.3} = 29.0 = 29$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{15 \times 12,801.10}{8,113.5} = 23.7 = 24$$

VERTICALES :MIEMBRO L_0-U_0 :

$$\text{Area} = 15.00 \text{ in}^2 ; \text{ fatiga permisible} = 14,794.8 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore \text{ Num. remaches campo} = \frac{15 \times 14,794.80}{6,614.3} = 33.6 \approx 34$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{15 \times 14,794.80}{8,113.5} = 27.4 \approx 28$$

MIEMBROS L_2-U_2 , L_4-U_4 :

$$\text{Area} = 15.00 \text{ in}^2 ; \text{ fatiga permisible} = 14,794.8 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore \text{Num. remaches campo} = \frac{15 \times 14,794.80}{6,614.3} = 33.6 \approx 34$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{15 \times 14,794.80}{8,113.5} = 27.4 \approx 28$$

CUERDA INFERIOR :

MIEMBRO L_0-L_2 :

$$\text{Area neta} = 31.00 \text{ in}^2 ; \text{ fatiga permisible} = 20,000.0 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore \text{Num. remaches campo} = \frac{31 \times 20,000.00}{6,614.3} = 93.7 \approx 94$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{31 \times 20,000.00}{8,113.5} = 76.4 \approx 77$$

MIEMBRO L_2-L_4 :

$$\text{Area neta} = 55.00 \text{ in}^2 ; \text{ fatiga permisible} = 20,000.0 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore \text{Num. remaches campo} = \frac{55 \times 20,000.00}{6,614.3} = 166.3 \approx 167$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{55 \times 20,000.00}{8,113.5} = 135.6 \approx 136$$

MIEMBRO L_4-L_4 :

$$\text{Area neta} = 63.00 \text{ in}^2 ; \text{ fatiga permisible} = 20,000.0 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore \text{Num. remaches campo} = \frac{63 \times 20,000.00}{6,614.3} = 190.5 \approx 191$$

$$\delta \text{ num. remaches taller} = \frac{63 \times 20,000.00}{8,113.5} = 155.3 \approx 156$$

2.4.2 SOLDADURAS.

Se ha deducido en esta forma el número de remaches necesarios para la unión de los miembros con las placas en el caso de que fueran totalmente remachadas, pero por economía y facilidad en algunos casos

las uniones de taller pueden ser soldadas.

El cálculo de la soldadura en las uniones de referencia se hará empleando la fórmula 10a de la tabla 1^a de la "AMERICAN WELDING SOCIETY" (A.W.S. - 1963) parte II-204, y seleccionando un tamaño adecuado para la soldadura, se determinará la longitud requerida, que se distribuirá en la conexión.

CONEXION L₀ :

En la conexión L₀, la placa se soldará al miembro L₀-L₂.

$$A = \frac{\text{MAX} - 1/2 \text{ MIN.}}{7,200 \text{ lb/in}^2} = \frac{620.00 \text{ Kíps} - 1/2 \times 56.06 \text{ Kíps.}}{7.2 \text{ Kíps/in}^2} =$$

$$= \frac{591.97}{7.2} = 82.22 \text{ in}^2$$

En donde:

$$\text{MAX} = \text{area neta miembro} \times \text{fatiga permisible} = 31.00 \text{ in}^2 \times 20,000 \text{ lb/in}^2 = 620,000 \text{ lb} = 620 \text{ Kíps.}$$

$$\text{MIN} = \text{Esfuerzo en el miembro por carga muerta} = 56.06 \text{ Kíps.}$$

Usando soldadura de filete de 3/8" , la longitud de la soldadura es:

$$L = \frac{82.22 \text{ in}^2}{3/8" \times 0.707} = \frac{82.22}{0.375 \times 0.707} = 310.1 \text{ in}$$

CONEXION L₂ :

En la conexión L₂ , la placa se soldará al miembro L₂-L₄.

$$A = \frac{\text{MAX} - 1/2 \text{ MIN}}{7200} = \frac{1,100.00 \text{ Kíps} - 1/2 \times 132.42 \text{ Kíps}}{7.2 \text{ Kíps/in}^2}$$

$$= \frac{1,033.79}{7.2} = 143.58 \text{ in}^2$$

Usando soldadura de filete de 1/2" la longitud de la soldadura -- es:

$$L = \frac{143.58 \text{ in}^2}{1/2 \times 0.707} = \frac{143.58}{0.500 \times 0.707} = 406.2 \text{ in.}$$

CONEXION L₄ :

En la conexión L₄, la placa se soldará al miembro L₄-L₄.

$$\begin{aligned} A &= \frac{\text{MAX} - 1/2 \text{ MIN}}{7200} = \frac{1,260.00 \text{ Kips} - 1/2 \times 157.88 \text{ Kips}}{7.2 \text{ Kips/in}^2} = \\ &= \frac{1,181.01}{7.2} = 164.03 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Usando soldadura de filete de 1/2" , la longitud de la soldadura es:

$$L = \frac{164.03 \text{ in}^2}{1/2" \times 0.707} = \frac{164.03}{0.500 \times 0.707} = 464.0 \text{ in}$$

CONEXION U₁ :

En la conexión U₁, la placa se soldará al miembro L₀-U₁.

$$\begin{aligned} A &= \frac{\text{MAX} - 1/2 \text{ MIN}}{7200} = \frac{735.72 \text{ Kips} - 1/2 \times 87.96 \text{ Kips}}{7.2 \text{ Kips/in}^2} = \\ &= \frac{691.74}{7.2} = 96.08 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Usando soldadura de filete de 1/2" , la longitud de la soldadura es:

$$L = \frac{96.08 \text{ in}^2}{1/2 \times 0.707} = \frac{96.08}{0.500 \times 0.707} = 271.8 \text{ in.}$$

CONEXION U₃ :

En la conexión U₃, la placa se soldará al miembro U₃-U₄.

$$\begin{aligned} A &= \frac{\text{MAX} - 1/2 \text{ MIN}}{7200 \text{ lb/in}^2} = \frac{1,820.00 \text{ Kips} - 1/2 \times 152.73 \text{ Kips}}{7.2 \text{ Kips/in}^2} = \\ &= \frac{1,743.63}{7.2} = 242.17 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Usando soldadura de filete de $1/2''$, la longitud de la soldadura es:

$$L = \frac{242.17 \text{ in}^2}{1/2 \times 0.707} = \frac{242.17}{0.500 \times 0.707} = 685.1 \text{ in} .$$

CONEXION U_5 :

En la conexión U_5 , la placa se soldará al miembro L_4-U_5 .

$$\begin{aligned} A &= \frac{\text{MAX} - 1/2 \text{ MIN}}{7200 \text{ lb/in}^2} = \frac{192,02 \text{ Kips} - 1/2 \times 8,08 \text{ Kips}}{7.2 \text{ Kips/in}^2} = \\ &= \frac{187.98}{7.2} = 26.11 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Usando soldadura de filete de $1/2''$, la longitud de la soldadura es:

$$L = \frac{26.11 \text{ in}^2}{1/2'' \times 0.707} = \frac{26.11}{0.500 \times 0.707} = 73.86 \text{ in} .$$

CONEXION U_0 :

En la conexión U_0 , la placa se soldará al miembro U_0-U_1 , y se considerará el esfuerzo del miembro L_0-U_0 .

$$\begin{aligned} A &= \frac{\text{MAX} - 1/2 \text{ MIN}}{7200 \text{ lb/in}^2} = \frac{221.92 \text{ Kips} - 1/2 \times 6.23 \text{ Kips}}{7.2 \text{ Kips/in}^2} = \\ &= \frac{218.80}{7.2} = 30.39 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Usando soldadura de filete de $3/8''$, la longitud de la soldadura es:

$$L = \frac{30.39 \text{ in}^2}{3/8'' \times 0.707} = \frac{30.39}{0.375 \times 0.707} = 114.63 \text{ in}$$

2.5 DISEÑO DE ZAPATAS

Su objeto es transmitir la máxima reacción extrema a los apoyos sobre los estribos de mampostería con corona de concreto sin exceder la fatiga permisible. Por otro lado, deben permitir movimientos longitudinales de la armadura ocasionados por esfuerzos y cambios de temperatura, para lo cual dicha armadura tendrá un apoyo fijo y otro móvil.

Las zapatas de la nueva armadura serán de acero estructural con dimensiones parecidas a las que actualmente existen bajo las otras dos armaduras. Las placas que las integran se soldarán entre sí.

Estarán formadas por nervaduras de un espesor de 1" como mínimo (por especificaciones A.R.E.A.), que apoyarán en su parte inferior en placas de un grueso mínimo de 1 1/2" (por especificaciones).

El funcionamiento de estos elementos es como sigue:

La carga aplicada a las nervaduras que actúan como columnas cortas o prismas es transmitida a las placas inferiores y antes al perno, que forman parte de las zapatas sin exceder la resistencia al aplastamiento de esos elementos.

Se calculará primero el diámetro del perno y después las nervaduras y placas inferiores de apoyo.

CALCULO DE LA REACCION MAXIMA SOBRE EL APOYO O ZAPATA :

Se considerará la siguiente combinación de fuerzas, carga muerta, carga viva, impacto, frenaje, fuerzas laterales: por el equipo, viento sobre el tren y sobre la armadura.

2.5.1 CARGA MUERTA :

Reacción máxima por carga muerta (armadura 104' - 0 1/8"):

Apoyo fijo en L_0 y apoyo móvil en L_0 :

$$R_{CM_A} = \underline{76,988.0725 \text{ lb}} = R_{CM}$$

CARGA MUERTA : (considerando únicamente el peso propio de la armadura).

Reacción máxima por peso propio (armadura $104' - 0 \frac{1}{8}''$) :

Apoyo fijo en L_0 y apoyo móvil en L_0 :

$$R_{PP_A} = 44,000.002 \text{ lb.} = 44,000.00 \text{ lb.} = R_{PP}$$

2.5.2 CARGA VIVA :

Reacción máxima por carga viva :

De la tabla 3, pag. 144, del libro "STRESSES IN FRAMED STRUCTURES" de Hoel and Kinne se tiene, que la máxima fuerza cortante en el extremo de una armadura de $104' - 0 \frac{1}{8}''$ (por riel) es la siguiente, para una carga cooper E-50 :

$$R_{CV_{50}} = 193.60 \text{ Kíps.}$$

Para una carga cooper E-72 la máxima fuerza cortante o reacción máxima en el extremo es:

$$R_{CV_{72}} = 193.60 \times 72/50 = 278.78 \text{ Kíps.}$$

Aplicando el teorema de los 3 momentos, la reacción máxima en la nueva armadura central es:

$$R_{CV} = 278.78 \times 2 \times 68.75 \% = \underline{383,32 \text{ Kíps}} .$$

2.5.3 IMPACTO :

Reacción máxima por impacto:

El coeficiente de impacto = $34,107 \%$ de la carga viva.

$$\therefore R_1 = 383.32 \text{ Kíps} \times 0.34107 = \underline{130.74 \text{ Kíps.}}$$

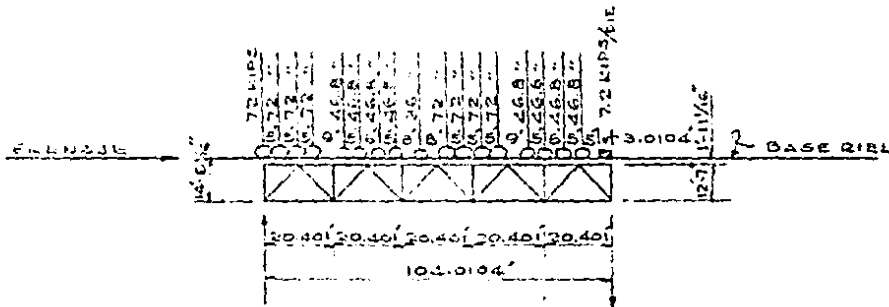
2.5.4 FRENAJE :

Reacción máxima vertical por frenaje :

La fuerza longitudinal producida por el tren se toma como 15 % de la carga viva, sin impacto y se supone es aplicada en la base del riel (colocando la rueda 2. en el extremo de la armadura, como se consideró en el caso de la carga viva, ya que así son simultáneos los efectos).

Frenaje en elaro armadura:

$$F = 0.15 \times (4 \times 72 + 4 \times 46.8 + 36 + 4 \times 72 + 4 \times 46.8 + 46.8 + 3.0104' \times 7.2 \text{ Kíps/Pie}) = 0.15 \times (288 + 187.2 + 36 + 288 + 187.2 + 21.67) = 151.21 \text{ Kíps.}$$



∴ La componente vertical por frenaje o reacción por frenaje es :

$$R_F = \frac{151.21 \times 14.5052'}{104.0104'} = 21.088 \text{ Kips.}$$

∴ La reacción máxima para la nueva armadura central considerando - se aplica el teorema de los 3 momentos:

$$R_F = 21.088 \text{ Kips} \times 68.75 \% = \underline{14.498 \text{ Kips.}}$$

FUERZAS LATERALES DEBIDAS AL EQUIPO :

Las especificaciones del A.R.E.A. indican que "para sistemas de contraventeo o para miembros enteramente con flexión longitudinal sin sistema de contraventeo, una sola fuerza lateral móvil concentrada, - igual a 1/4 del peso del eje más pesado de la carga viva de diseño especificada, será aplicada en la base del riel, en cualquier dirección y en cualquier punto a lo largo del claro, en adición a las otras --- fuerzas laterales especificadas.- No deberá hacerse caso de las fuer- zas verticales resultantes".

$$F_L = 1/4 \times 72,000 \text{ lb.} = 18,000 \text{ lb.}$$

En el caso de la nueva armadura central la reacción vertical de- bida a fuerzas laterales producidas por el equipo:

$$R_{LE} = 0.00 \text{ Kips.}$$

2.5.5 VIENTO SOBRE EL TREN O CARGA VIVA :

La fuerza del viento será considerada como una carga móvil ac- -tuando en cualquier dirección horizontal.- Sobre el tren se tomará - como 300 libras por pie lineal sobre una vía aplicada a 8 pies sobre- el hongo del riel.

$$\begin{aligned} \therefore \text{ Fuerza por viento sobre el tren} &= 300 \text{ lb/pie} \times 104.0104' = \\ &= 31,203.12 \text{ lb.} = F_{VT} \end{aligned}$$

Como en el caso anterior, la componente vertical no afecta a la nueva armadura intermedia y por lo tanto el apoyo o zapata de la misma.

$$R_{V_T} = 0.00 \text{ Kips.}$$

2.5.6 VIENTO SOBRE LA ARMADURA :

La fuerza del viento será considerada como una carga móvil actuando en cualquier dirección horizontal.- Sobre el puente se tomará como 30 libras por pie cuadrado de la siguiente superficie:

- 1).- Para armaduras, la proyección vertical del claro, más la porción de la armadura posterior no protegida por el sistema de piso.

La fuerza del viento sobre el claro de una armadura, sin embargo, no será menor que 200 libras por pie lineal para la cuerda cargada y 150 libras por pie lineal para la cuerda descargada.

Como en los casos anteriores, la componente vertical no afecta a la nueva armadura y por lo tanto al apoyo o zapata de la misma.

$$R_{V_A} = 0.00 \text{ Kips.}$$

De todo lo anterior, la reacción máxima en las zapatas de la nueva armadura intermedia es :

$$\begin{aligned} R_{MAX} &= R_{CM} + R_{CV} + R_T + R_F + R_{L_E} + R_{V_T} + R_{V_A} = 76.99 + 383.32 + \\ &+ 130.74 + 14.50 + 0.00 + 0.00 + 0.00 = 605.55 \text{ Kips} = \\ &= 605.550 \text{ lb.} \end{aligned}$$

Considerando el incremento de 25% de esta combinación en los esfuerzos admisibles, se tiene:

$$R_{MAX} = \frac{605.55 \text{ Kips}}{1.25} = 484.44 \text{ Kips} < R_{CM} + R_{CV} + R_T = 591.05 \text{ Kips}$$

∴ Se tomará en cuenta este último valor.

2.5.7 APOYO MOVIL :

La placa de apoyo colocada sobre la corona de concreto del estribo con resistencia de 622.275 lb/in^2 al aplastamiento.

Especificaciones A.R.E.A. parte 2 - (8-2-6,2) esfuerzo permisible al aplastamiento para área completa cargada = $0.25 f'c$.

Suponiendo concreto con resistencia

$$f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2 = 175 \times 14.2234 = 2,489.10 \text{ lb/in}^2.$$

$$\therefore f_c = 0.25 f'c = 0.25 \times 2,489.10 = 622.275 \text{ lb/in}^2$$

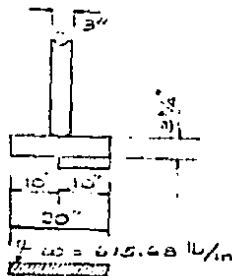
$$\text{Área de apoyo necesaria} = \frac{591,050 \text{ lb.}}{622.275 \text{ lb/in}^2} = 949.82 \text{ in}^2$$

Suponiendo placa de apoyo = $48'' \times 20''$

$$A = 960 \text{ in}^2 > 949.82 \text{ in}^2.$$

$$\text{Fatiga de trabajo en el concreto} = \frac{591,050 \text{ lb.}}{48'' \times 20''} =$$

$$= 615.68 \text{ lb/in}^2 < 622.275 \text{ lb/in}^2.$$



Tomando un faja de $1''$ de ancho.

El momento flexionante en la placa considerándola en cantiliveres :

$$M = \frac{wL^2}{2} = \frac{615.68 \text{ lb/in} \times (10'')^2}{2} = 30,784.00 \text{ lb.in}$$

Utilizando la fórmula de la escuadria se tiene:

$$\delta = \frac{M \times C}{I} = \frac{M \times h/2}{bh^3/12} = \frac{M \times h/2}{h^3/12} = \frac{6M}{h^2}$$

(pues $b = 1''$, $I = bh^3/12 = h^3/12$)

$$\therefore h = \sqrt{\frac{6M}{\delta}}$$

Substituyendo valores y considerando

$$\delta_S = 20,000 \text{ lb/in}^2 \text{ (especificaciones A.R.E.A.)}$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 30,784.00 \text{ lb.in}}{20,000 \text{ lb/in}^2}} = \sqrt{9.235} = 3.039'' = 3 \frac{1}{16}''$$

Se pondrá una placa de $3 \frac{3}{4}''$ de espesor.

Para calcular la longitud de la mecedora se hará uso de las especificaciones A.R.E.A. 15-1-16, 1.4-1972 que dice:

El esfuerzo de aplastamiento sobre rodillos y mecedoras, en libras por pulgada lineal es :

Para diámetros de 25" a 135"

$$\delta = 3450 \sqrt{d}$$

Para diámetros hasta 25"

$$\delta = 690 d.$$

En donde:

d = diámetro del rodillo o de la mecedora.

Suponiendo una longitud de apoyo = 28"

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo en el apoyo} &= \frac{\text{carga en el apoyo}}{\text{longitud de apoyo}} = \frac{591,050 \text{ lb.}}{28''} = \\ &= 21,109 \text{ lb/in}^2 \end{aligned}$$

Igualando los esfuerzos:

$$3450 \sqrt{d} = 21,109$$

$$\therefore d = \left(\frac{21,109}{3450} \right)^2 = 37.437'' \approx 38''$$

$$\therefore r = \text{radio} = 19.0''$$

Ahora, considerando que la relación por carga muerta se reduce - solo a la correspondiente al peso perdido de nueva armadura (no tomar en cuenta la reacción por carga muerta debida al peso de la cubierta), la reacción máxima en las zapatas de la nueva armadura intermedia es:

$$R_{MAX} + R_{PP} + R_{CV} + R_1 + 44.00 + 383.32 + 130.74 = 558.06 \text{ Kips.}$$

$$\therefore \text{El area de apoyo necesaria} = \frac{558,060 \text{ lb.}}{622,275 \text{ lb/in}^2} = 896.91 \text{ in}^2$$

Suponiendo carga de apoyo = 48" x 20"

$$\text{Fatiga de trabajo en el acero} = \frac{558,060 \text{ lb.}}{48'' \times 20''} =$$

$$= 581.31 \text{ lb/in}^2 < 622.275 \text{ lb/in}^2 .$$

Tomando una faja de 1" de el momento flexionante en la placa considerándola en cantiliver es :

$$M = \frac{w L^2}{2} = \frac{581.31 \text{ lb/in}^2 \times (10'')^2}{2} = 29,065.50 \text{ lb.in.}$$

$$\therefore h = \sqrt{\frac{6 M}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 29,065.50 \text{ lb.in}}{20,000 \text{ lb/in}^2}} = \sqrt{8.720} = 2.953'' = \approx 3''$$

Se pondrá una placa de 3 3/4" de espesor > 3"

Suponiendo una longitud de apoyo = 28"

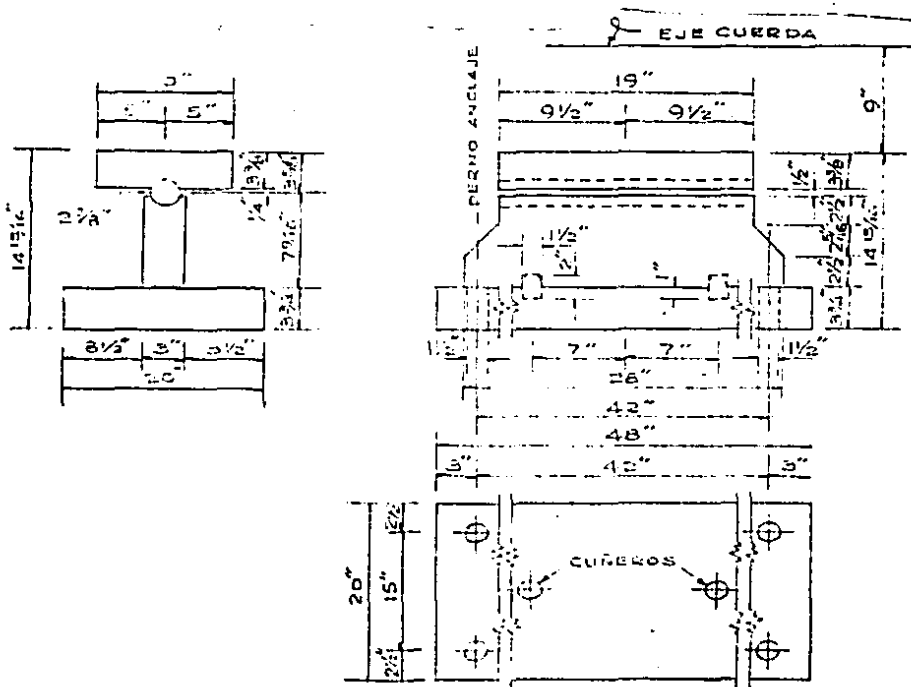
$$\text{Esfuerzo en el apoyo} = \frac{591,050 \text{ lb.}}{28''} = 21,109 \text{ lb/in}^2 .$$

$$\therefore 3450 \sqrt{d} = 21,109 \text{ lb/in}^2$$

$$\therefore d = \left(\frac{21,109}{3450} \right)^2 = 37.437'' \approx 38''$$

$$\therefore r = \text{Radio} = 19.0''$$

Como el diámetro se encuentra entre 25" y 135" y tomando en cuenta las alturas de las zapatas existentes se pondrá el apoyo que a continuación se detalla:



DISEÑO DEL PERNO EN EL APOYO MOVIL :

En el apoyo, la superficie en contacto entre el perno y las placas de la zapata, deberá ser lo suficiente para transmitir la máxima-reacción vertical sin que falle por penetración o aplastamiento:

Datos:

Esfuerzos permisibles en el perno:

$$\text{Aplastamiento} = 27,000 \text{ lb/in}^2 \text{ (Especificaciones A.R.E.A. 1972)}$$

$$\text{Cortante} = 15,000 \text{ lb/in}^2 \text{ (Especificaciones A.R.E.A. 1972)}$$

$$\text{Flexionante} = 30,000 \text{ lb/in}^2 \text{ (Especificaciones A.R.E.A. 1972)}$$

$$\text{Reacción máxima} = 591,050 \text{ lb.}$$

$$\text{Diámetro del perno} = 2 \frac{3}{8}''$$

El area de contacto suponiendo el perno o pasador de $2 \frac{3}{8}''$ de diámetro.

$$A = 2.375 \times L = \frac{591,050}{27,000 \text{ lb/in}^2} = 21.89 \text{ in}^2$$

Donde L = Longitud del perno.

$$\therefore L = \frac{21.89 \text{ in}^2}{2.375''} = 9.22 \text{ in.}$$

Se pondrá un perno de 19" de longitud considerando a la mecedora un espesor de 3" el esfuerzo medio a la compresión es:

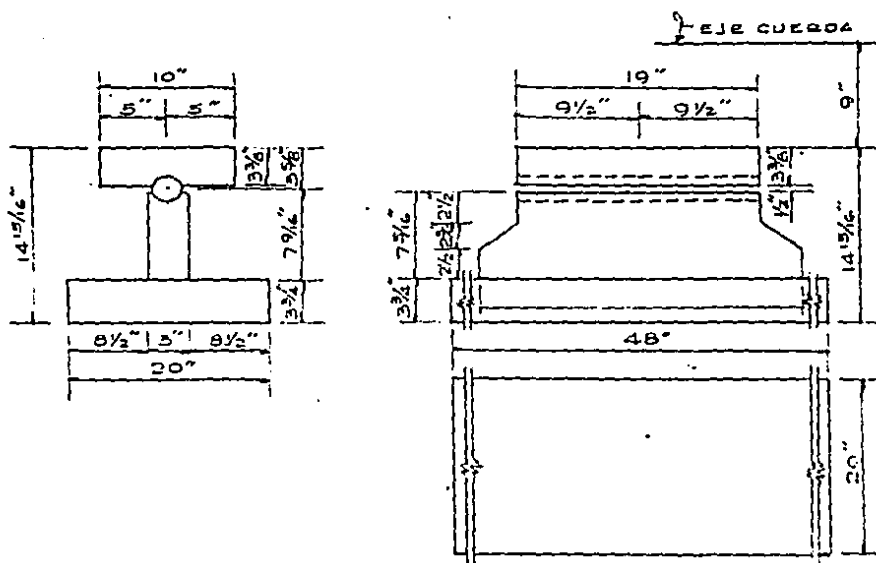
$$f = \frac{591,050 \text{ lb.}}{3'' \times 19''} = 10,369.30 \text{ lb/in}^2 < 20,000 \text{ lb/in}^2$$

(Especificaciones)

Para evitar deslizamiento en el apoyo móvil irán 2 cuñeros de $1 \frac{1}{2}''$ ϕ y de una altura de 2" .

2.5.8 APOYO FIJO :

Este tendrá dimensiones parecidas al apoyo móvil, solo que a diferencia de este la placa vertical central irá soldada a la placa de-apoyo y además se suprimirán los cuñeros.



PERNOS DE ANCLAJE :

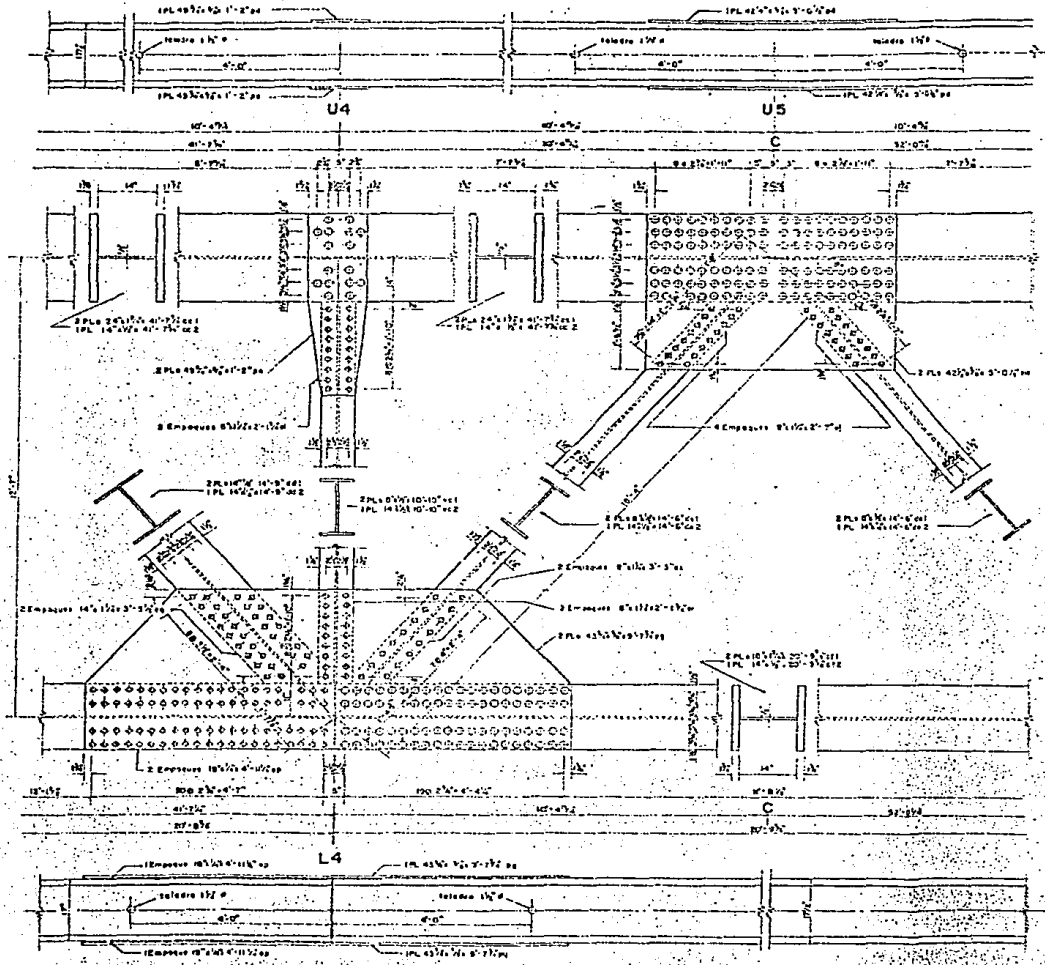
De acuerdo con las especificaciones del A.R.E.A. los pernos de anclaje no deberán ser menores de $1 \frac{1}{4}$ " ϕ .

∴ Se pondrán de $1 \frac{1}{2}$ " ϕ con una longitud de $18 \frac{1}{2}$ ", acabado rugoso y se ahogarán en el concreto.

PLACAS DE PLOMO :

Bajo los apoyos móvil y fijo y sobre el concreto de las coronas de los estribos se colocará una placa de plomo de $\frac{1}{2}$ " de espesor para lograr un mejor asentamiento a las irregularidades de dicho concreto.

CUERDA SUPERIOR U4-U5

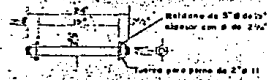


CUERDA INFERIOR L4-L1

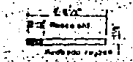
2 PL 45x114x10-102
 2 PL 70x114x10-102
 2 PL 20x114x10-102
 2 PL 20x114x10-102

2 PL 45x114x10-102

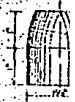
2 PL 45x114x10-102



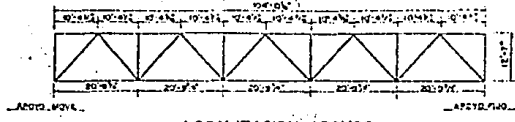
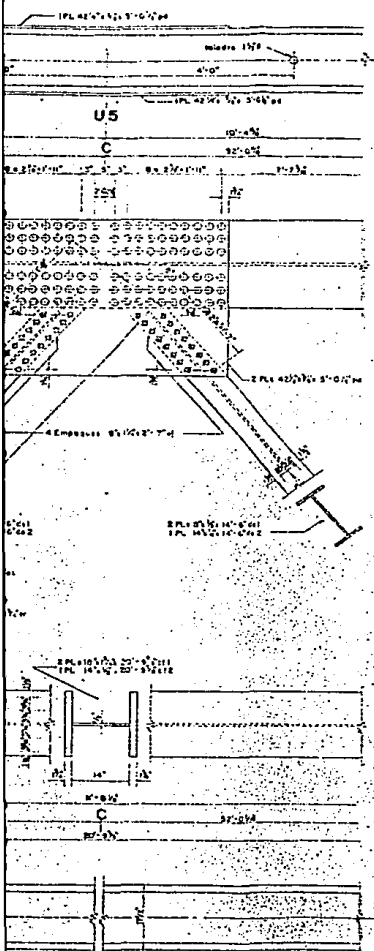
INSTALE FACEDOR



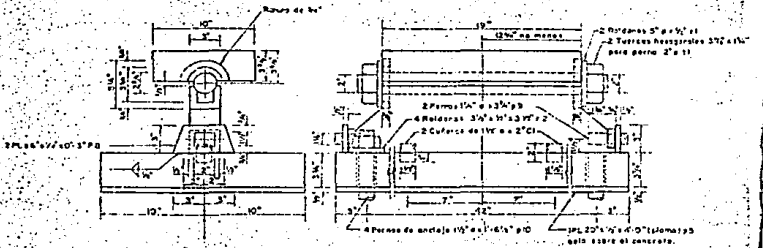
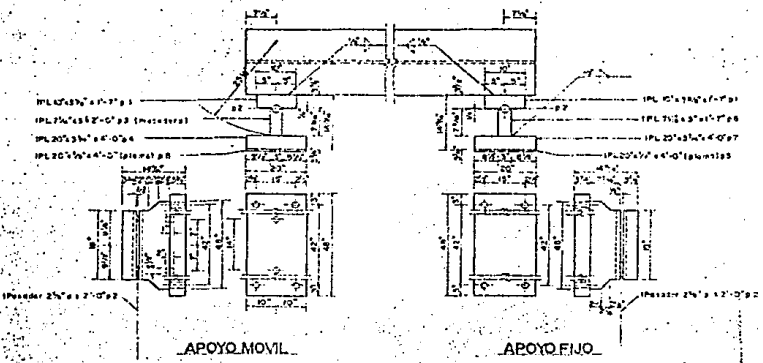
DETALHE DE ANCLAGEM



INSTALE ESCALA

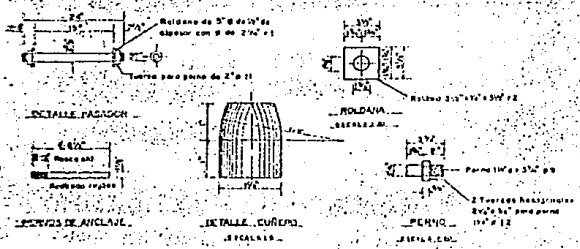


LOCALIZACION APOYOS



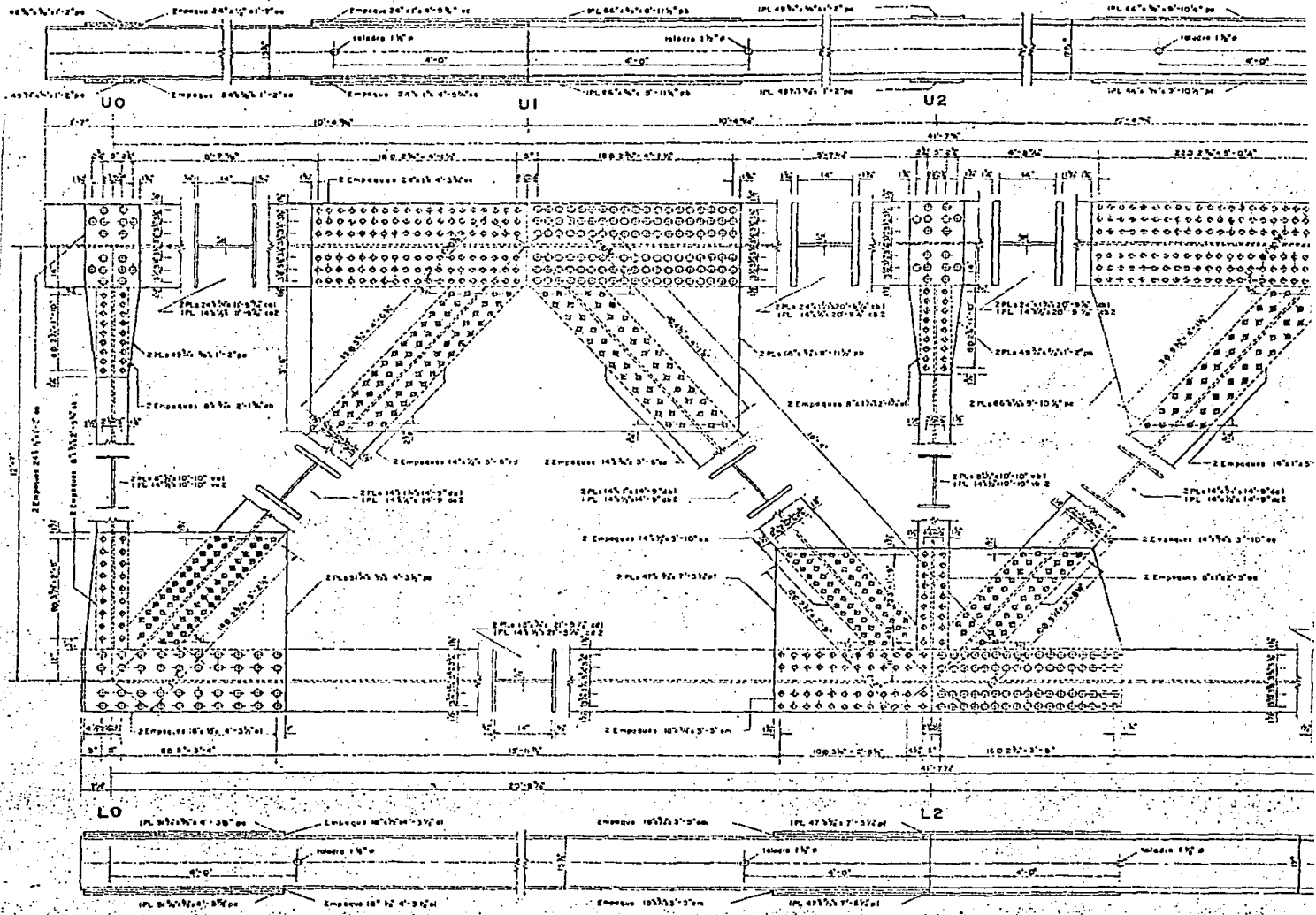
DETALLE APOYO MOVIL

Los refuerzos C1 se ajustarán a presión a una profundidad de 1\"/>



| | |
|--|-----------------------------------|
| UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA FACULTAD DE INGENIERIA | |
| PROYECTO DE REFORZAMIENTO DEL PUENTE VIADUCO KM. 1.8 SIDIO SOBRE LA BARRANCA LAS OMBAS, LA PATRICIA, MARIA DEL CARMEN DEL CASTILLO RUANO | |
| Detalle de Pierta de la Armadura y Apoyo 6 | GUADALAJARA, JALISCO MAYO 1988 |

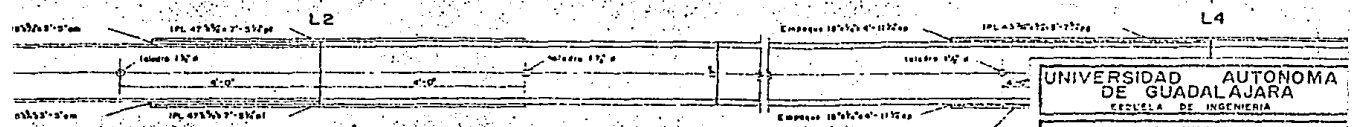
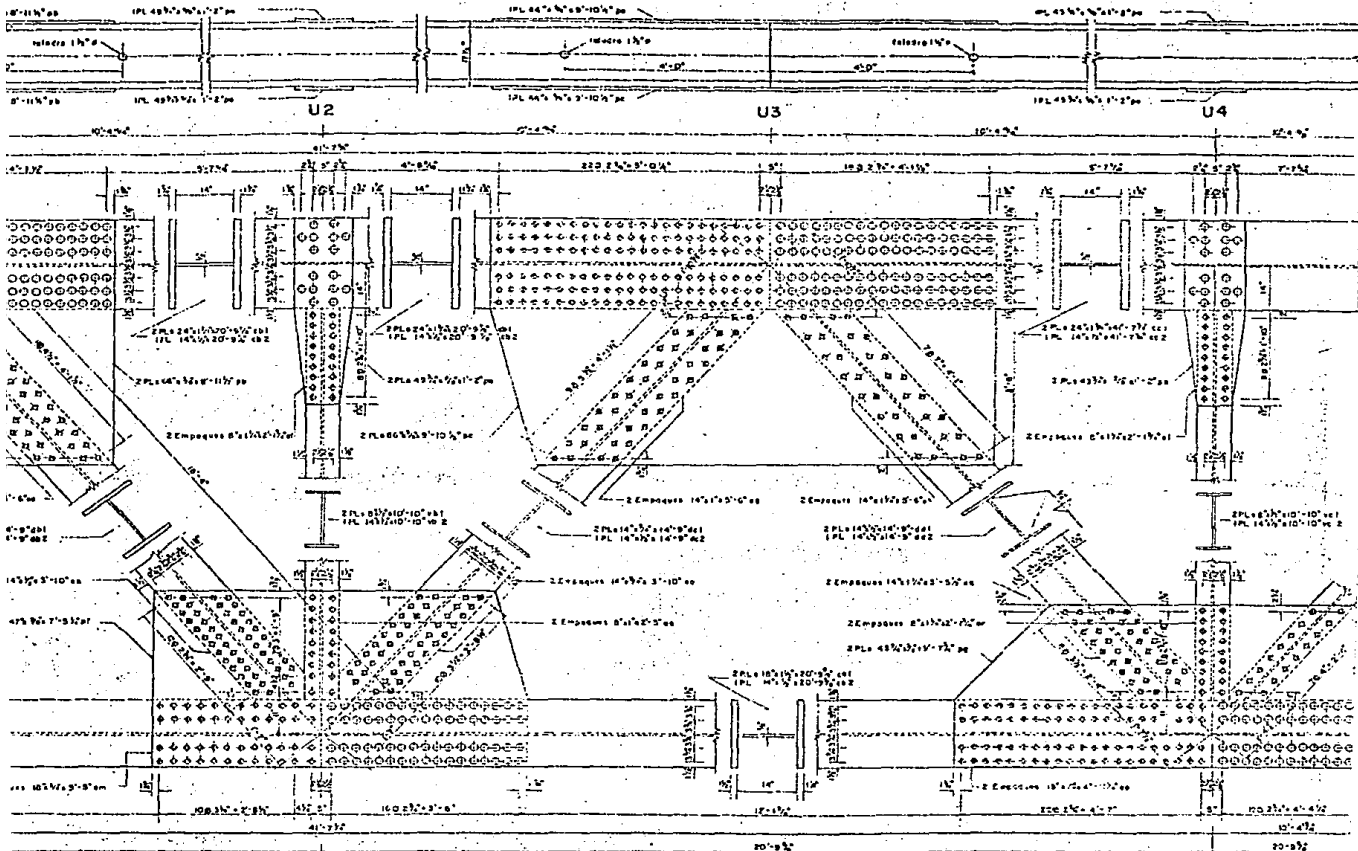
CUERDA SUPERIOR U0-U4



CUERDA INFERIOR L0-L4

1. Para detalles de los miembros de acero
 2. Para detalles de los miembros de concreto
 3. Para detalles de los miembros de acero

CUERDA SUPERIOR_UO-U4



CUERDA INFERIOR_LO-L4

| | |
|---|----------------------------------|
| UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA ESCUELA DE INGENIERIA | |
| TITULO PROFESIONAL: PROYECTO DE REFORZAMIENTO DEL PUNTE VIADUCTO KM. 1+000 SOBRE LA BARRANCA LAS CASAS DEL PATRICIA MARIA DEL CASTILLO RUANO DEL CASTILLO RUANO | |
| Detalle de Parte de la Armadura IMPACTO DIESEL | GUADALAJARA JALISCO MAYO 1988 |

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

1. Especificaciones año 1902 A.T.&S.F. (Ferrocarril Atkinson Topeka y Santa Fé).
2. Planos de Fabricación de la American Bridge Company.
3. Especificaciones A.R.E.A. (American Railway Engineering Association) 1901, 1910, 1967 y 1972.
4. "Manual of Steel Construction" de American Institute of Steel Construction Inc. (AISC).
5. "Steel and Timber Structures" de George A. Hool y W.S. Kinne.
6. "Structural Engineers' Hand Book" de Milo S. Ketchum.
7. "Structural Engineering" de John Edward Kirkham.
8. "Stresses in Framed Structures" de George A. Hool y W.S. Kinne.
9. Tablas "Lefax".
10. "American Welding Society" (A.W.S. 1963).
11. "Welded Highway and Railway Bridges" de A.W.S. (American Welding Society).
12. "Resistance of Materials" de Fred B. Seely.