

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**PROCESO CONSTRUCTIVO DEL VIADUCTO DE VIGA CAJÓN
POSTENSADA DE SECCIÓN VARIABLE DE TRES LUCES EN EL
CRUCE AV. SANTA ROSA**

TOMO II

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

LOLÍN ANTÓN JÁUREGUI COSCO

Lima- Perú

2014

ANEXOS

ANEXO A

Anexo A1: Carta de aprobación de la AATE para el uso de información para tesis.

Anexo A2: Cronograma de ejecución de obra.

Anexo A3: Informe de Estudio Geotécnicos Sector A y A'.

Anexo A4: Plano Perfil Geotécnico - Tramo 2 - Línea 1 – Metro de Lima.

ANEXO B

Planos del Proyecto

ANEXO C

Anexo C1: Memoria de Cálculo Estructural Viaducto Elevado – Tramo U – Módulo MU8.

Anexo C2: Memoria de Cálculo - Sistema de soportes del encofrado del Viaducto en el Cruce Santa Rosa – Módulo MU8.

Anexo C2-a: Memoria de Cálculo – Sistema de soportes vanos U33-U34 y U35-U36.

Anexo C2-b: Memoria de Cálculo – Sistema de Soportes vano central U34-U35.

Anexo C2-c: Planos del Sistema de soportes

Anexo C3: Secuencia de vaciado in-situ de vigas cajón y diafragmas – Cruce Santa Rosa – Módulo MU8.

Anexo C4: Memoria de Cálculo – Postensado de vigas cajón – Cruce Santa Rosa – Módulo MU8.

Anexo C5: Memoria de Cálculo – Arriostre temporal para el montaje de columnas – Módulo MU8.

Anexo C6: Memoria de Cálculo – Bordes típicos.

Anexo C7: Memoria de Cálculo – Canaletas.

Anexo C8: Otros.

ANEXO A

ANEXO A1:

**CARTA DE APROBACION DE LA AATE PARA
EL USO DE INFORMACION PARA TESIS**



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

Viceministerio
de Transportes

AATE

San Borja, 11 JUL 2012

CARTA Nº 445 – 2012-MTC/33.1

Señores

CONSORCIO CESEL - PÖYRY

Av. Aviación Cdra 19 s/n - VIDENA

San Luis

Atención : **ING. JORGE ALBERTO POLETTO**
Gerente de Supervisión

Asunto : Uso de información para Tesis de Grado

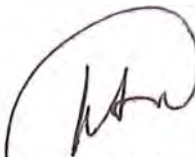
Referencia : Carta s/n de fecha 10.07.2012

De nuestra consideración:

Es grato dirigirme a usted en relación a la carta de la referencia, para comunicarle que autorizamos el uso de la información referente al diseño estructural del Viaducto de viga cajón de sección variable en el cruce Av. Santa Rosa, para la preparación de la Tesis de Grado del Bach. Lolín Antón Jaúregui Cosco, lo que hacemos de su conocimiento para los fines pertinentes.

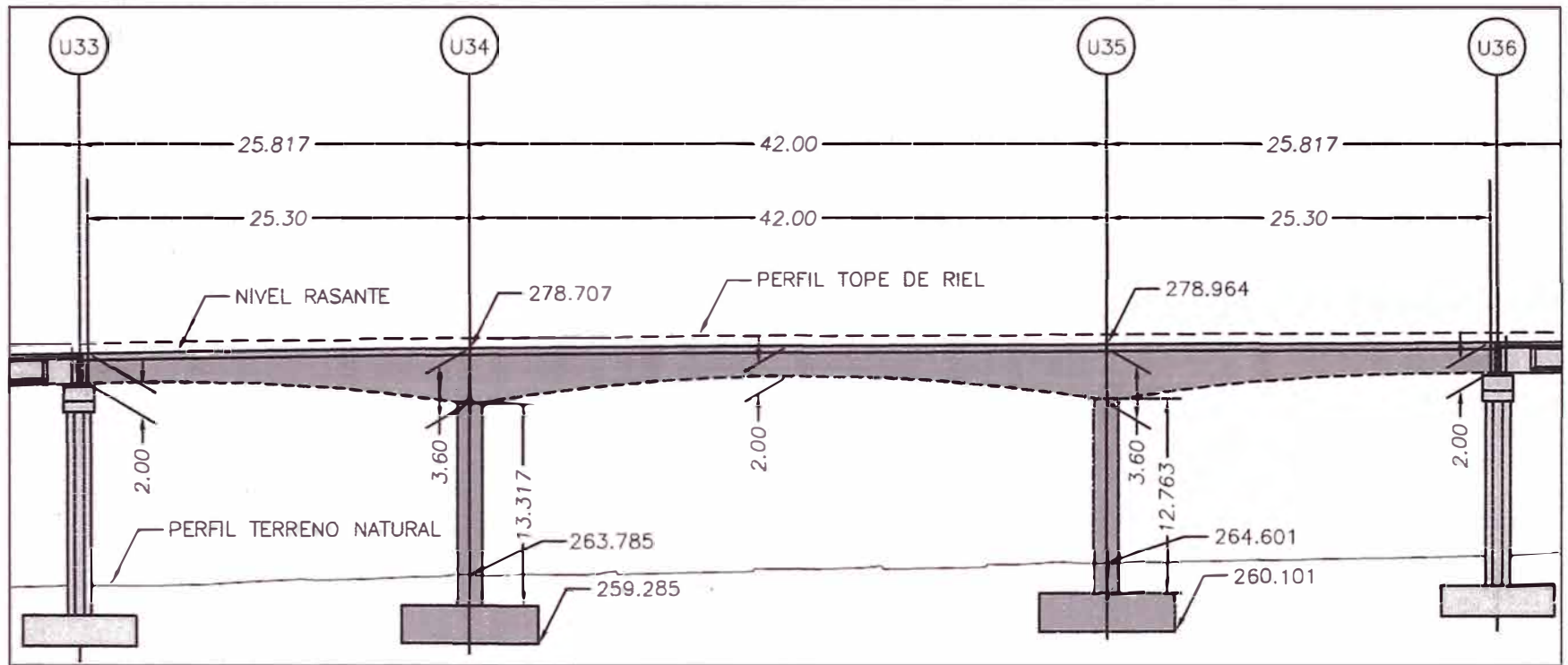
Sin otro particular, quedamos de ustedes.

Atentamente,

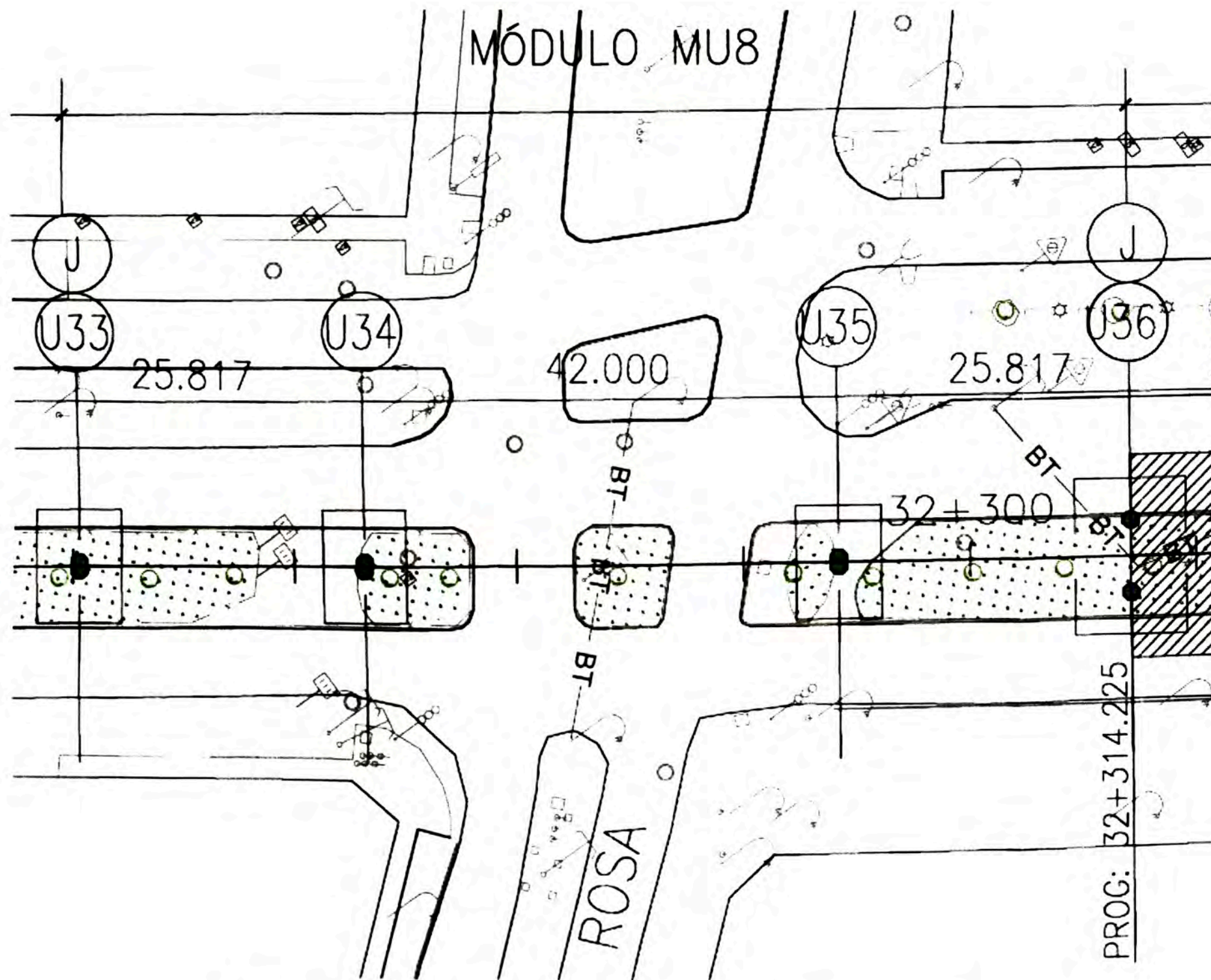

.....
Ing. Walter Arboleda Gordon
Gerente
Unidad Gerencial de Supervisión y Control de Obras
Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico

JUD/...

ANEXO A2:
CRONOGRAMA DE EJECUCION DE OBRA

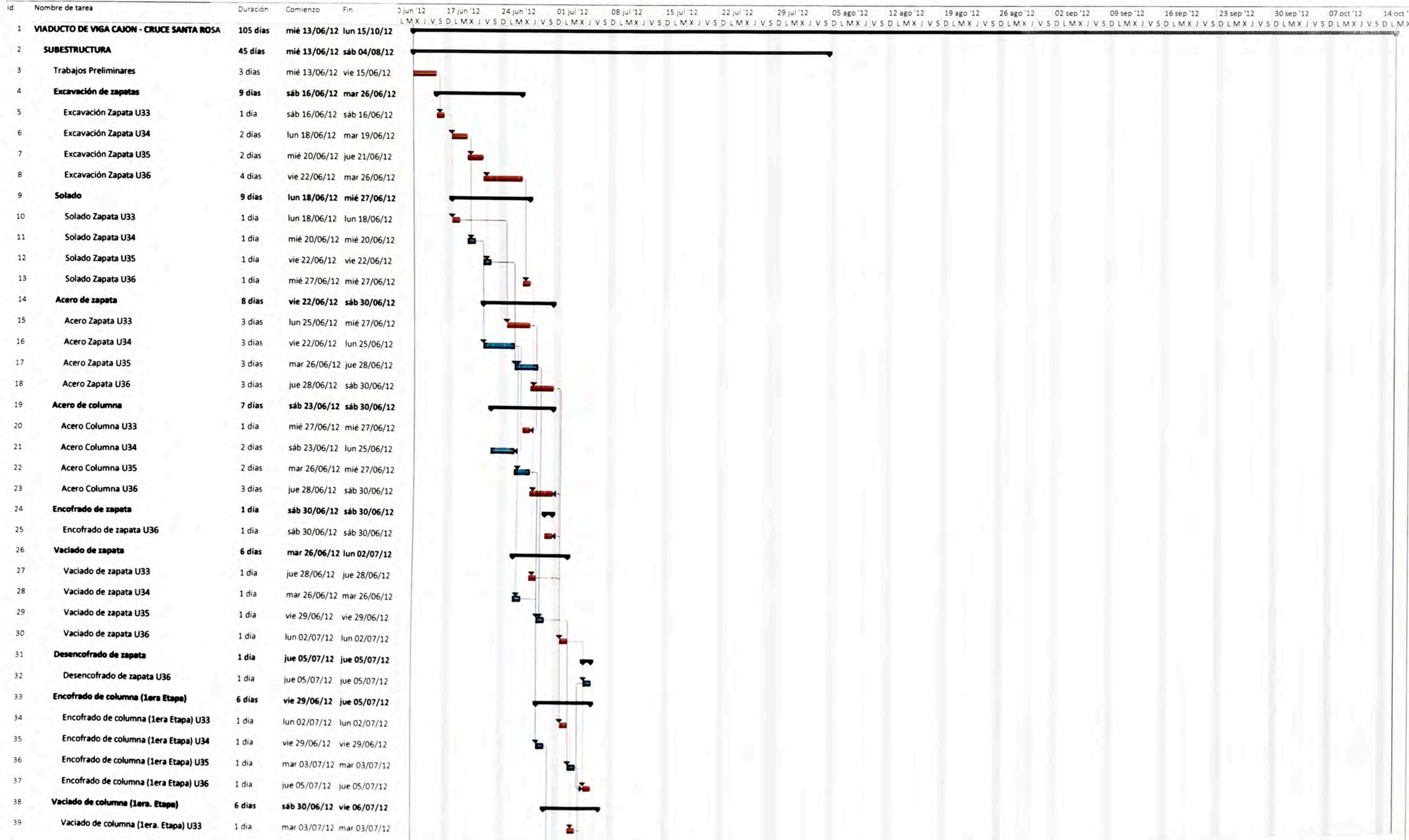


Vista general del Viaducto Elevado en el Cruce Santa Rosa



Plano de ubicación de columnas del viaducto en el Cruce Santa Rosa

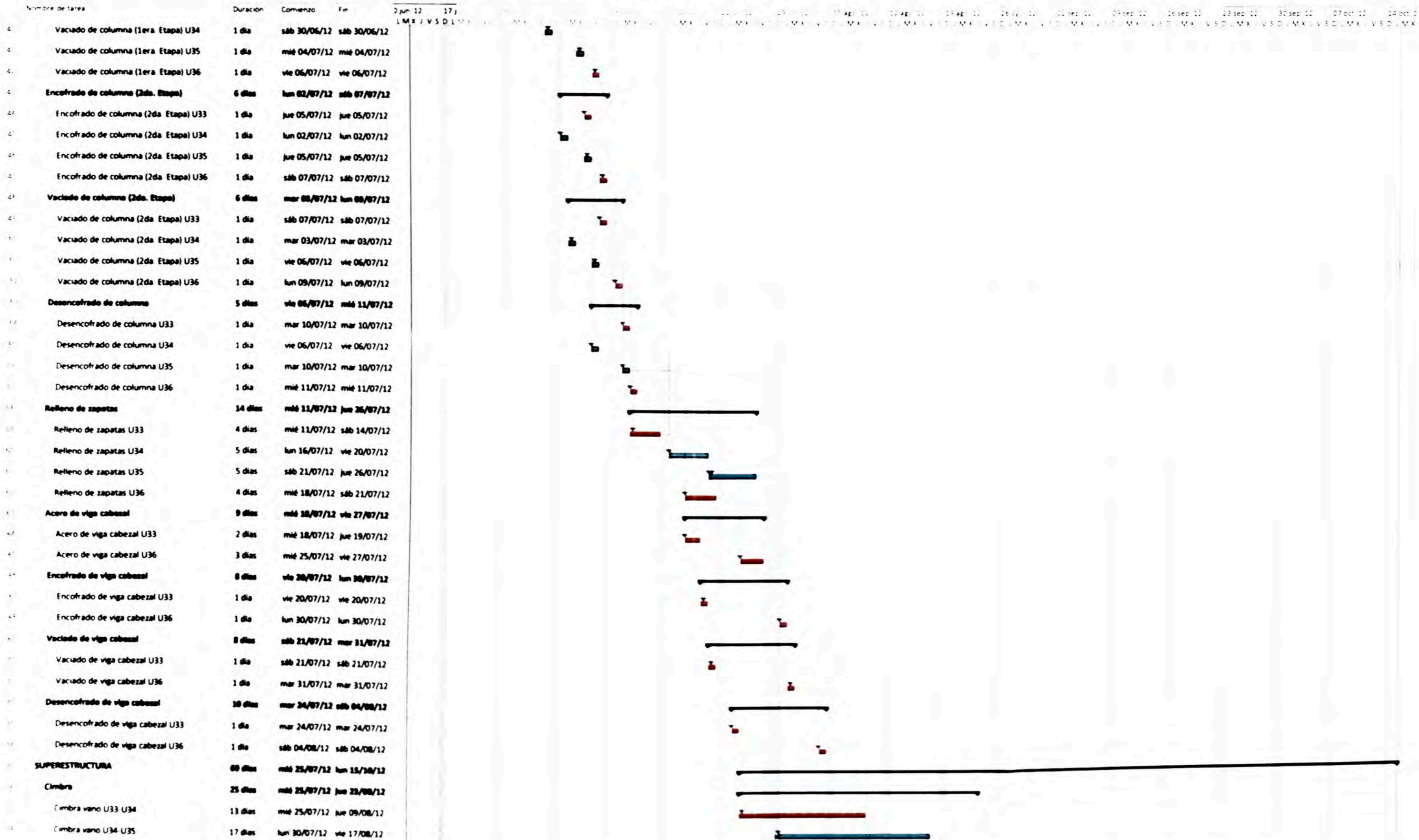
CRONOGRAMA DE OBRA VIADUCTO ELEVADO - CRUCE SANTA ROSA



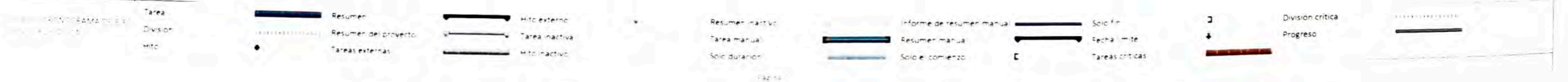
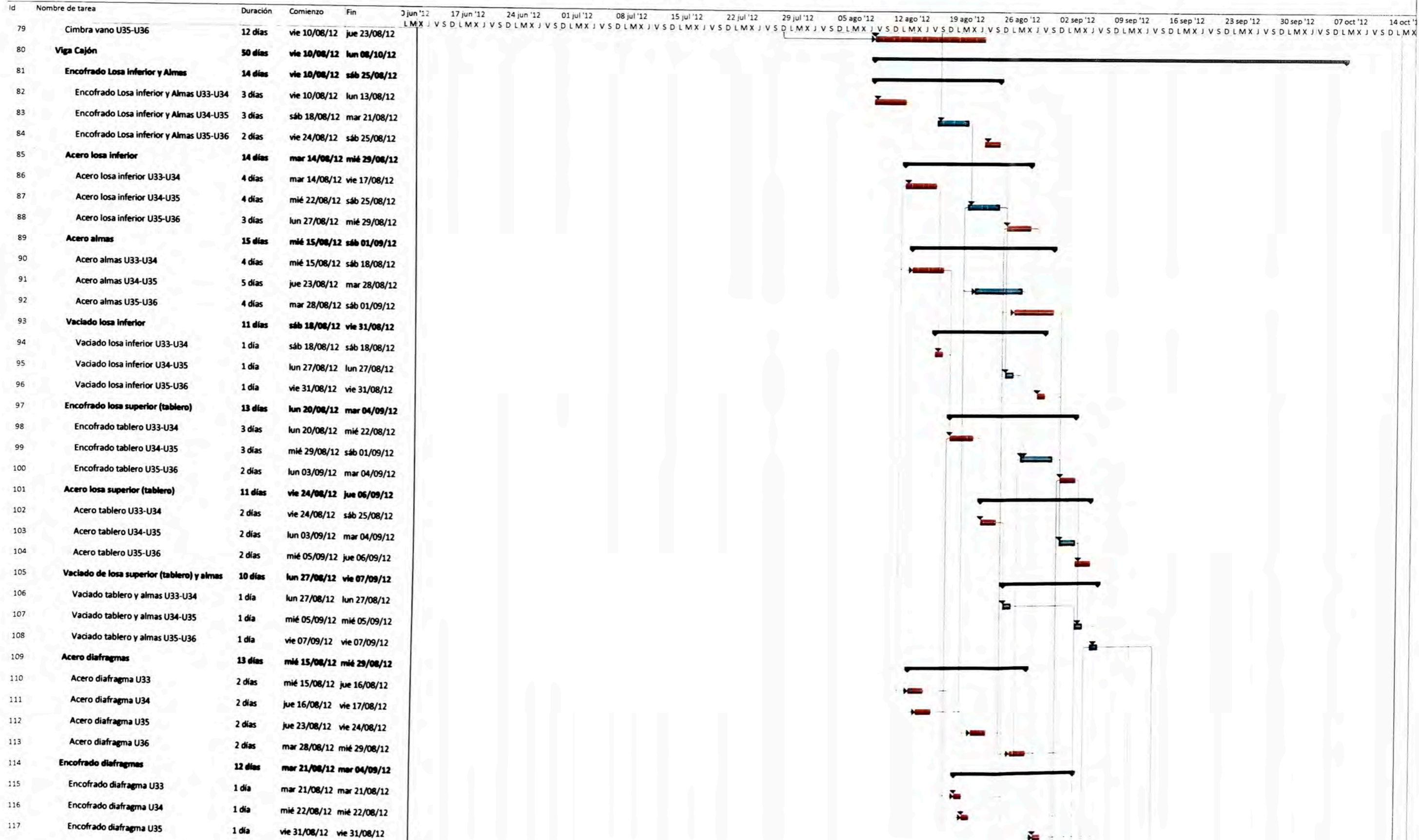
Proyecto: CRONOGRAMA DE EJEC
Fecha: 02/01/14

Tarea	Resumen	Hito externo	Resumen inactivo	Informe de resumen manual	Solo fin	División crítica
División	Resumen del proyecto	Tarea inactiva	Tarea manual	Resumen manual	Fecha límite	Progreso
Hito	Tareas externas	Hito inactivo	Solo duración	Solo el comienzo	Tareas críticas	Progreso

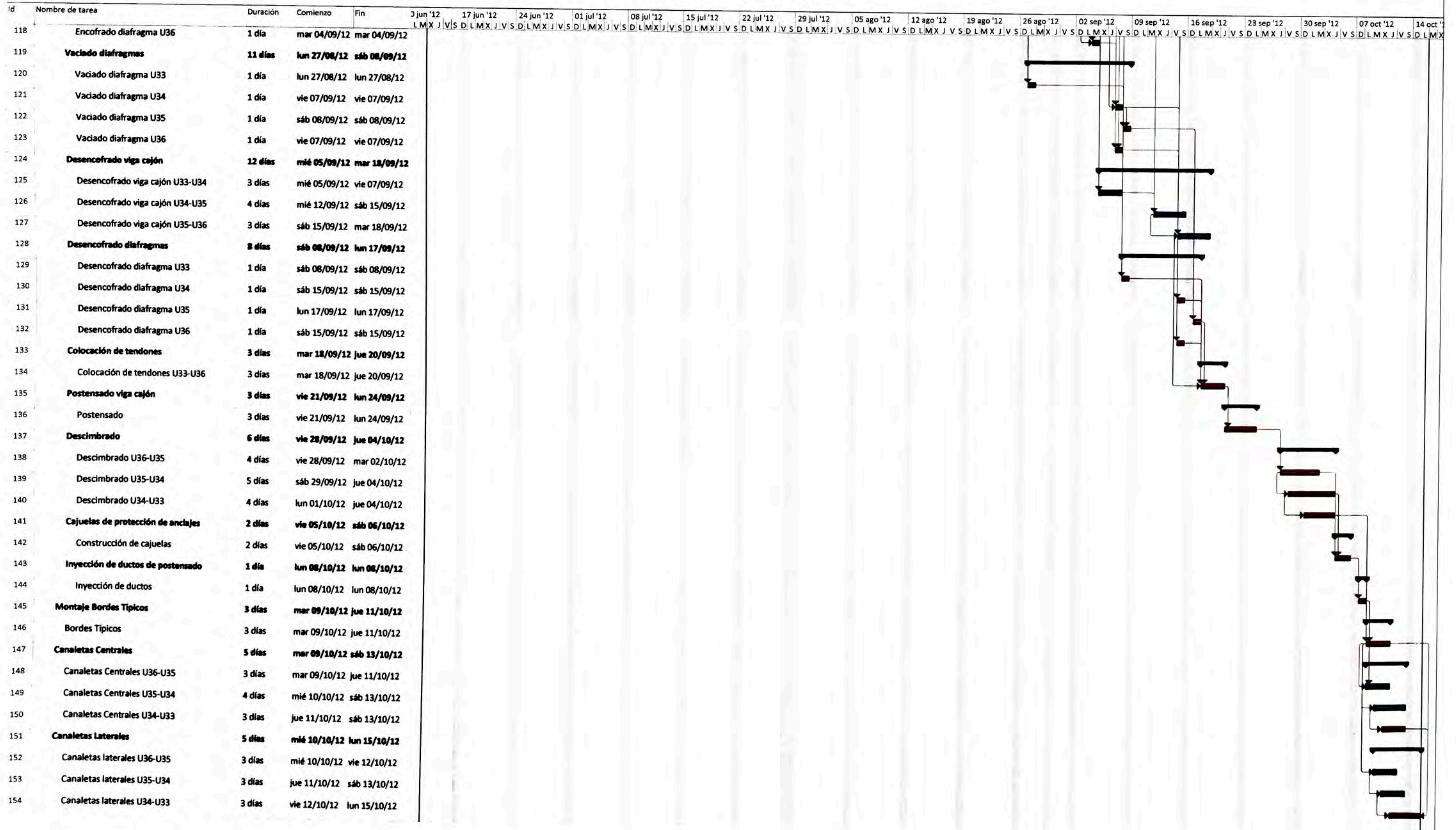
CRONOGRAMA DE OBRA VIADUCTO ELEVADO - CRUCE SANTA ROSA



CRONOGRAMA DE OBRA VIADUCTO ELEVADO - CRUCE SANTA ROSA



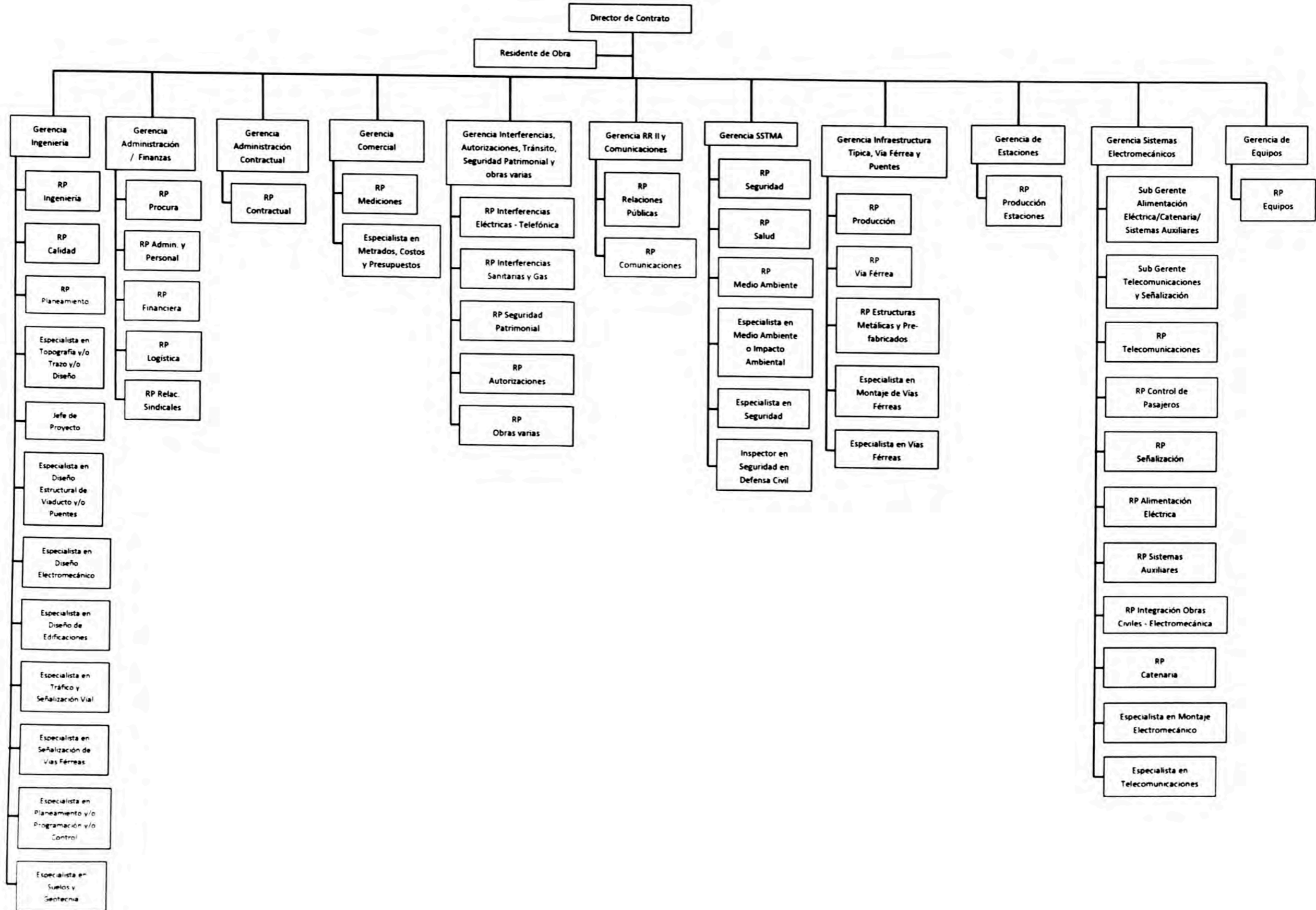
CRONOGRAMA DE OBRA VIADUCTO ELEVADO - CRUCE SANTA ROSA



Proyecto: CRONOGRAMA DE EJEC
Fecha: jue 23/01/14

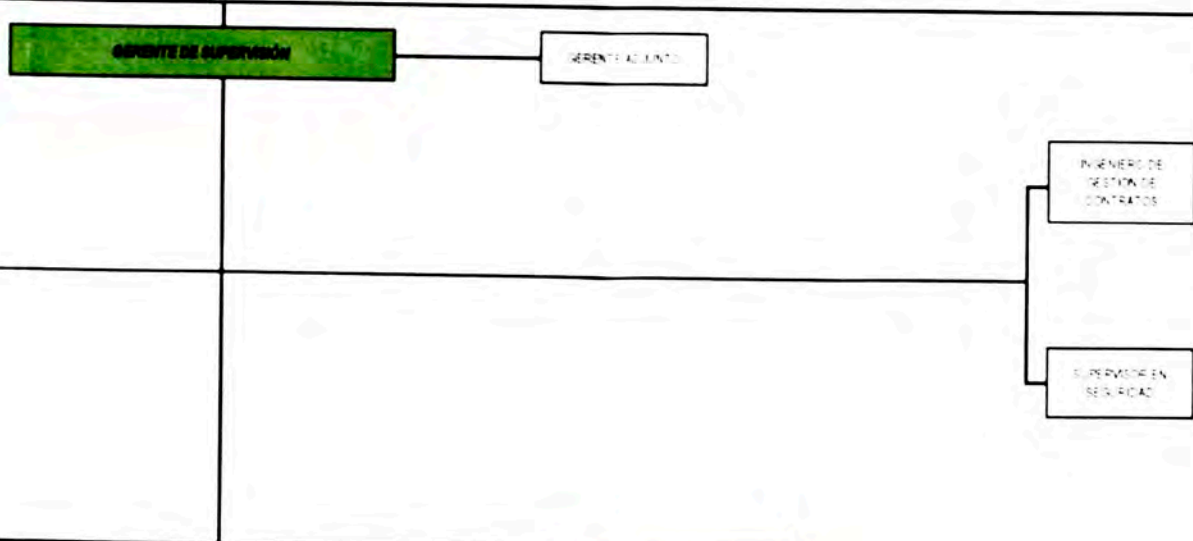
Tarea		Resumen		Hito externo		Resumen inactivo		Informe de resumen manual		Sólo fin		División crítica	
División		Resumen del proyecto		Tarea inactiva		Tarea manual		Resumen manual		Fecha límite		Progreso	
Hito		Tareas externas		Hito inactivo		Sólo duración		Sólo el comienzo		Tareas críticas			

ORGANIGRAMA CONTRATISTA (CONSORCIO TREN ELÉCTRICO)

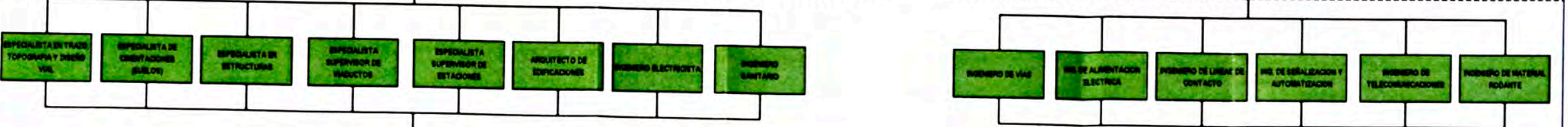


SUPERVISION Y CONTROL DE OBRA PARA LA ELABORACION DEL EXPEDIENTE TECNICO Y EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1: TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO
ORGANIGRAMA FUNCIONAL

EQUIPO DE DIRECCION



PROFESIONALES Y ESPECIALISTAS



PERSONAL TECNICO EN OBRA Y LABORATORIO PERSONAL EN OFICINA



ANEXO A3:

**INFORME DE ESTUDIOS GEOTECNICOS:
SECTOR A y A'**

INDICE

INDICE	1
1. ALCANCES Y PROPOSITO	2
2. DEFINICIONES	2
3. INTRODUCCION	3
4. METODOLOGÍA DE ESTUDIO	4
5. INFORMACIÓN TÉCNICA CONSULTADA	4
6. GEOLOGÍA Y SISMICIDAD DEL ÁREA EN ESTUDIO	5
GEOLOGIA REGIONAL	5
GEOMORFOLOGIA	5
ESTRATIGRAFIA	6
GEOLOGIA ESTRUCTURAL (TECTONICA)	8
GEOLOGIA LOCAL	9
GEODINÁMICA	11
GEODINÁMICA EXTERNA	11
7. SISMICIDAD	11
COEFICIENTE SÍSMICO	12
ACTIVIDAD SÍSMICA	13
8. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA	14
INVESTIGACIÓN DE CAMPO	14
EXCAVACIÓN DE CALICATAS (ASTM D 420)	15
SONDAJES DE PERFORACIÓN DIAMANTINA, ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) Y CONO DE PECK	16
ENSAYOS DE PLACA	19
ENSAYO MÉTODO MASW	19
ENSAYOS DE LABORATORIO	20
ENSAYOS ESTÁNDAR	20
ENSAYOS ESPECIALES	20
9. ANALISIS DE INGENIERIA DEL PROYECTO	23
PROFUNDIDAD Y TIPO DE CIMENTACIÓN	23
DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA	23
CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA DEL TERRENO MEDIANTE UNA CIMENTACION SUPERFICIAL	24
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO PARA LAS ZAPATAS PROYECTADAS	27
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	28
11. ANEXOS	31
ANEXO 0A: INFORME GEOTECNICO SECTOR A "EYP"	

1. ALCANCES Y PROPOSITO

El presente documento describe el Informe de Estudios Geotécnicos del Sector A, el cual incluye tres tramos del viaducto debidamente diferenciados por las siguientes progresivas 21+557.59 - 23+675.591; 23+915.51 - 24+180.59 y 31+207.26 - 33+960, del cual el último tramo se ha denominado como sector A'. El presente informe geotécnico incluye los trabajos de campo, laboratorio y la elaboración del análisis de cimentación para las estructuras del viaducto como de las estaciones de pasajeros.

El Estudio se ha dispuesto teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- El objetivo de los trabajos contenidos en los Términos de Referencia.
- El Conocimiento del área del Estudio.
- El programa detallado del estudio y los plazos de ejecución.
- Las características del servicio a realizar de acuerdo con los Términos de Referencia.
- La experiencia, capacidad técnica y los recursos del Especialista del Consorcio en el desarrollo de este tipo de Estudio.

Los estudios geotécnicos con fines de cimentación presentarán los siguientes objetivos específicos:

- Evaluar los parámetros geotécnicos del suelo al nivel de cimentación de las estructuras proyectadas.
- Zonificación geotécnica
- Determinar la capacidad portante del suelo
- Determinar los asentamientos del suelo a nivel de cimentación
- Estabilidad de talud de corte de las excavaciones
- Análisis Químico de la Cimentación
- Uso del material de las excavaciones
- Conclusiones y recomendaciones.

Estos estudios se realizan en los tramos sin estructuras construidas.

2. DEFINICIONES

CTE: Consorcio Tren Eléctrico

3. INTRODUCCION

Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros E.I.R.L., empresa especializada en el rubro de la consultoría en ingeniería geotécnica, recibe el encargo para realizar el Estudio de Análisis de Cimentación del Sector A y A' en base a la información ya existente de estudios anteriormente realizados y de los ensayos realizados en la etapa de exploración de campo.

Fueron ejecutadas las investigaciones de Campo que comprendían los tres tramos del Sector A (se ha denominado al tercer tramo del sector A como A'), los que se describirán más adelante. En la Tabla N°01 se detallan los límites que comprende cada tramo:

Tabla N° 1.- Límites de los tramos en el Sector "A"

TRAMO	PROGRESIVA		TIPO DE SUELO PREDOMINANTE (A 3M DE PROFUNDIDAD)	MODULOS	
	DESDE	HASTA		DESDE	HASTA
1. SECTOR A	21+557.59	23+675.591	Sector A	Inicio	MO8
2. SECTOR A	23+915.51	24+180.59	Sector A	MO10	MO12
3. SECTOR A'	31+207.26	33+960	Sector A'	MT13	MV16

Se ha denominado sector A' al que se encuentra entre las progresivas 31+207.26 hasta 31+960 debido a que según el perfil geotécnico con código CTEL-CTE-GEN-MSU-DWG-13119 se ha encontrado paquetes y lentes de arena, el cual hace la diferencia este sector de los otros dos.

Fueron realizadas investigaciones de campo directas e indirectas, las cuales consistieron en:

- El método directo de las investigaciones de campo para presente estudio fue:
 - Mediante excavación de calicatas a cielo abierto
 - Ensayo de SPT
 - Ensayo de Placa de Carga (ASTM-1194)
 - Perforaciones Diamantinas
- El método indirecto fue:
 - Ensayo Sísmico por la Técnica del MASW para medir las ondas "S".

4. METODOLOGÍA DE ESTUDIO

El presente estudio se ha desarrollado siguiendo un trabajo planificado, para lo cual se ha visto por conveniente programar las siguientes actividades:

- Recopilación de Información: recolección de la información existente de la zona en estudio, cartografía o planos topográficos y estudios realizados con anterioridad
- Visita de Campo: reconocimiento de la zona de trabajo a lo largo del trazo de la vía en estudio.
- Interpretación de la Información: zonificación de la zona de trabajo, determinación de los parámetros geotécnicos para cada zona y elaboración de informe final.
- Calculo de la capacidad de carga y asentamiento para las diferentes zonas según el tipo de suelo de fundación.

5. INFORMACIÓN TÉCNICA CONSULTADA

Información Básica existente:

- Estudios de Geología, Mecánica de Suelos y Geotecnia para la Extensión de la Línea 1 del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao, tramo 2: Grau-San Juan de Lurigancho, Informe Final realizado por Geoconsult S.A. para el Consorcio Vial Urbano, 2010. (Estudio Geotécnico Referencial de Geoconsult S. A.), en este estudio se ha desarrollado la investigación de campo, considerando sondajes por calicatas, llegando a profundidades de 8 metros en las zonas de Estaciones y de 4m a lo largo del trazo del Tren Eléctrico. Fueron realizados también sondajes con perforación diamantina y ensayos SPT. Cada perforación diamantina alcanzó una profundidad mínima de 25 m, encontrándose todas ellas sobre material fluvial-aluvial del río Rímac, conformados por bolos y cantos de hasta de 16", englobados en una matriz de grava arenosa con algunos lentes de arena algo gravosa y en muy pocos sectores algunos pequeños lentes de material fino de tipo limos y arcillas con una potencia máxima de 0.40 m.
- Manual de Diseño de Puentes o Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO-LRFD, ICG. Manual de ensayos de material para carreteras EM – 2000.
- Manual de Diseño de Puentes o Especificaciones de Diseño de Puentes publicada por AASHTO-LRFD en 2004 y la publicada por el ICG, los que han sido utilizados para el análisis de la capacidad portante del suelo.
- Estudio de Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de 32 Distritos de Lima y Callao realizada por la Universidad Nacional de Ingeniería – Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmica y Mitigación de Desastres, según esta información se

desarrolló un resumen con toda la data recopilada con la finalidad de determinar las características geotécnicas de los suelos de fundación donde se proyectarán las estructuras de concreto del Tren Eléctrico y el puente.

6. GEOLOGÍA Y SISMICIDAD DEL ÁREA EN ESTUDIO

GEOLOGIA REGIONAL

El trazo del Tramo 2 de la línea del Tren Eléctrico comprendida entre la Estación Grau y la Estación Bayóvar, tiene una longitud aproximada de 13.2 Km y se desarrolla principalmente sobre depósitos aluviales del cono de deyección del río Rímac y en menor proporción sobre depósitos fluviotorrenciales de las quebradas transversales al valle del río Rímac, todas ellas circundadas por afloramientos de rocas intrusivas pertenecientes al batolito de la costa, así como también se han identificado rocas de origen volcánico sedimentarias.

A continuación se describen las características geomorfológicas, estratigráficas, estructurales y geodinámicas del área comprometida con el trazo.

GEMORFOLOGIA

El área metropolitana de Lima se ubica sobre diversas geoformas de deyección de los ríos Rímac y Chillón, pero en menor proporción en este último.

El abanico de deyección original del río Rímac, que tenía un ápice en el área de Vitarte (350 msnm), se desarrollaba según la línea Vitarte-Quebrada de Armendáriz, o sea, a lo largo de lo que se conoce como río Surco, hoy canalizado, pasando por una apertura entre los cerros El Agustino y Monterrico, con una generatriz de 17 km de largo y una cuerda actual de unos 10 km (Morro Solar-Magdalena).

El cono de deyección del Rímac cubre la línea de la costa, en el Área Metropolitana, teniendo una configuración típica que consiste en:

- Un espolón rocoso, que actúa de pivote a las corrientes marinas (Morro Solar).
- Una ensenada degradacional (Perla Alta a la Punta) ubicada a continuación del espolón y que produce una erosión marina sobre el abanico de deyección, originando, en el caso de Lima, una escarpa de hasta 60 m de altura.

- El perfil de equilibrio, de forma de un segmento elíptico del acantilado que indica una evolución dinámica importante de la erosión marina del pasado y actualmente modificado por obras como rompeolas, defensas marinas, y el trazo de la carretera de la Costa Verde más áreas de relleno sin ningún control, los mismos que pueden ser destruidos en el futuro (Martínez, 1996).

Puede concebirse que el conjunto isla San Lorenzo-La Punta constituyó una sola unidad, y fue destruida posteriormente por la erosión en la “ensenada degradacional” Bellavista-Chorrillos. En efecto, la mayor intensidad actual de la dinámica marina se sitúa entre La Punta y San Miguel.

El abanico de deyección del río Chillón es muy pequeño y se circunscribe al área de la Hacienda Márquez. Éste tiene una generatriz de 12 km de largo.

El trazo de la línea férrea se desarrolla casi en su totalidad sobre depósitos aluviales que conforman el cono de deyección del río Rímac y en menor proporción sobre depósitos de origen fluviotorrenciales de quebradas transversales al río Rímac. Toda esta zona está conformada por una topografía llana de baja pendiente la cual es atravesada por el cauce fluvial del río Rímac con anchos variables de 120 a 200 m en promedio. Este cauce fluvial está delimitado por terrazas aluviales de 3 a 5 m de altura promedio en el sector del cruce de la vía y se encuentra protegido con estructuras de enrocado de defensa ribereña.

ESTRATIGRAFIA

En el área Metropolitana aflora una secuencia sedimentaria que abarca desde el Jurásico Superior al Cuaternario Reciente, con una potencia total en el orden de 3600 m, intruída por rocas plutónicas en el Neo-Cretáceo y/o principios del Terciario.

La unidad estratigráfica más antigua en el área es la Formación Puente Piedra, y la unidad sedimentaria “dura” más reciente es la llamada Formación Atocongo. Los sedimentos no consolidados están representados por depósitos detríticos Cuaternarios, principalmente por depósitos aluviales que conforman los conos de deyección de los ríos Rímac y Chillón.

Los depósitos Cuaternarios comprenden los materiales detríticos aluviales, de playa y eólicos. Su distribución es amplia, en especial los depósitos aluviales. Puede afirmarse que la gran mayoría del área Metropolitana está edificada sobre estos últimos. Los depósitos aluviales formados particularmente por el régimen aluvial de los ríos Rímac y Chillón, se

remontan hasta fines del Terciario (Plioceno). La composición de estos depósitos es heterogénea y no guarda una sistemática razonable, vertical ni horizontal, debido a la superposición de diversos abanicos de deyección y distancias variables al ápice, inclusive en relación a los diferentes regímenes de descarga de los dos ríos, la capacidad de transporte es variable, tanto estacional como de cambios climáticos grandes, y las variaciones en el nivel del mar.

Los depósitos aluviales consisten en gravas, con bolones de 20 cm a 60 cm, englobados en una matriz de arena y material limo-arcilloso en menor proporción. Tanto la arena como el material limo arcilloso, actúan de matriz en mayor o en menor grado, y forman lentes de espesor variable dentro de las gravas. Ocasionalmente aparecen áreas aisladas, de suelo orgánico de más de dos metros de espesor. En el acantilado costero puede observarse, igualmente, la pobre estratificación horizontal de los detritos en forma de lentes cortados por la erosión marina.

A partir de esta información, podemos afirmar que:

- Los sedimentos del río Chillón son más finos y las gravas son de origen volcánico, en cambio los del río Rímac provienen del granito y la granodiorita.
- El material aluvial se hace algo más arcilloso en profundidad debido a la presencia de algunos lentes de arcilla.
- En el límite SE del acantilado (Chorrillos), los detritos arenosos predominan.
- En el Callao hay predominancia de limos arenosos.

A lo largo del acantilado, en Bellavista, se visualizan 60% de "gruesos" y 40% de "finos", de Bellavista a Miraflores 90% de "gruesos" y 10% de "finos" y de Miraflores hacia Chorrillos, la tendencia es hasta 25% de "gruesos" y hasta 75% de "finos".

En relación con la profundidad de los depósitos aluviales, puede esperarse un espesor máximo del orden 400 a 600 metros de relleno aluvial para el área del cono de deyección del Río Chillón y en el del Río Rímac en el área Metropolitana en general de unos 200 m. Además de los depósitos aluviales, existen también los depósitos de playa. Se trata de depósitos de arena recientes, originados por acción agradacional de las olas y las corrientes marinas. Su mayor desarrollo está en las playas de Villa, Conchán, Chorrillos y La Punta, manifestándose también en el resto de la línea costera, debido a fluctuaciones del nivel del mar durante el Pleistocénico (épocas glaciales e interglaciales). Es de suponer

la deposición de sedimentos marinos, preferentemente arenas, limos y arcillas, interdigitados con los productos aluvionales terrígenos. Además, se encuentran depósitos eólicos de origen reciente que ocurren generalmente en las áreas marginales de los cuerpos de deyección de los ríos Rímac y Chillón, en particular en la Tablada de Lurín, en la margen derecha del río Chillón, en el lado SO de la isla San Lorenzo y en numerosas zonas en la margen de la cuenca del río Surco y La Molina, los que, por su reducida área, no aparecen en el mapa geológico. Se trata de verdaderas “trampas” eólicas marginales, de irregular e imprevisible distribución, y que, geotécnicamente son sustancialmente desfavorables. Las rocas intrusivas son principalmente granito, granodiorita, tonalita y diorita, que forman parte del llamado Batolito Andino, cuerpo intrusivo elongado ubicado a todo lo largo de la pendiente pacífica de los Andes. Cronológicamente, corresponden al intervalo del Cretáceo Superior al Terciario Inferior.

GEOLOGIA ESTRUCTURAL (TECTONICA)

En términos generales, el área de Lima Metropolitana puede visualizarse como un suave plegamiento anticlinal (buzamientos de menos de 20°), fallado sensiblemente a lo largo de un rumbo N-S. La traza del eje del pliegue anticlinal no es definida, pero se considera que pertenecen al flanco SO, el Morro Solar, la Isla San Lorenzo, los cerros La Regla y Oquendo. Al flanco NE pertenecen las estribaciones o de los cerros Arrastre Bajo, Mulería y La Milla, El Agustino, La Molina, Cascajal, Pamplona y Zig Zag. Se supone un eje curvado, pero probablemente se trata de una geometría influenciada por fallas transversales al eje. Otro pliegue sinclinal de menor magnitud, ocurre en la Tablada de Lurín y se prolonga hasta cerca del cerro La Molina.

El área de Lima se encuentra atravesada por diversas fallas de magnitud regional. La más conspicua es la que se conoce como la falla de La Chira (aproximadamente NNO), cuya prolongación parece visualizarse en la falla inferida al Norte del río Rímac, entre el cerro Arrastre Bajo y los cerros Molería – Milla, atravesando de este modo la gran Lima a lo largo de una línea Campo de Golf (San Isidro)-Hospital del Niño (Breña)-Av. Zarumilla (San Martín de Porres). Otras fallas, sensiblemente N-S, son las de Conchán y Villa, cuya prolongación hacia el Norte podría coincidir con la quebrada de Canto Grande y la conspicua inflexión que el Río Rímac presenta al pie del Cerro San Cristóbal. Debe indicarse que, sin evidencia concreta de campo, los ríos Chillón, Lurín y especialmente Rímac, podrían localizarse a lo largo de grandes estructuras de falla regionales, evidenciadas en las fotografías de satélite. Se visualiza que estas fallas de bloque hayan

originado una verdadera fosa tectónica en el área de la gran Lima, responsable de la acumulación anormalmente grande de sedimentos aluviales. En relación con la actividad actual de las fallas descritas, solamente la falla de La Chira–San Martín de Porres o “Falla de Lima”, muestra indicios sujetos a alguna consideración. Sin embargo, no se tiene evidencias críticas de actividad sísmica ni geométrica en tiempos históricos, salvo la alteración local del perfil geométrico del cauce del río Rímac de trascendencia práctica discutible.

GEOLOGIA LOCAL

La geología local del Sector “A”, de la línea del Tren Eléctrico comprendida entre las Estaciones El Ángel, Martinete, San Martín, Santa Rosa y la Estación Bayóvar ubicada en San Juan de Lurigancho está conformado en su mayoría por materiales fluvio torrenciales que pertenecen a las quebradas transversales del río Rímac, como es el caso de las Estaciones Bayóvar, Santa Rosa, San Martín; y sobre material aluvial que pertenecen al cono de deyección del río Rímac, las Estaciones Martinete y El Ángel. Asimismo se presentan, cerca al cauce del río Rímac, terrazas artificiales con depósitos de desmonte y basura.

Los depósitos aluviales ubicados sobre la llanura aluvial presentan una topografía llana de baja pendiente (franja comprendida a 100 a cada lado del eje de la línea del tren), los cuales en su totalidad se encuentran urbanizados a excepción del cauce fluvial del río Rímac.

Los depósitos fluvio-torrenciales corresponden también a zonas llanas de pendientes suaves, encontrándose circundada por laderas de pendientes suaves a moderadas (lomadas y cerros del batolito de la Costa), todo este sector se encuentra totalmente urbanizado.

A continuación indicamos las características físicas de los materiales encontrados en superficie e investigaciones geotécnicas efectuadas en las Estaciones que comprenden los tres tramos del Sector “A”:

TRAMO 1

Estación El Ángel: Ubicada en el Km. 22+242.591. Se encuentra localizada sobre un depósito aluvial, el cual ha sido depositado durante el Pleistoceno (Q-al); superficialmente

se encuentran depósitos de arenas, subyaciendo a estos suelos se encuentran depósitos de grava arenosa con cantos rodados de forma subredondeada a redondeada.

Estación Martinete: Ubicada en el Km. 22+822.591, se encuentra sobre depósitos fluvio torrenciales proveniente de las quebradas transversales del río Rímac, observándose en las calicatas realizadas en esta Estación, material grava arenosa a arena limosa de coloración pardo oscura con clastos sub-angulosos a angulosos que generalmente son de rocas ígneas englobadas en una matriz arena-limosa con un tamaño de clastos de hasta 30cm.

TRAMO 2

No se presentan estaciones en este tramo

TRAMO 3

Estación San Martín: Ubicada en el Km. 31+360.591, se encuentra sobre depósitos fluvio torrenciales proveniente de las quebradas transversales del río Rímac, observándose en las calicatas realizadas en esta Estación, material grava arenosa a limosa de coloración pardo oscura con clastos sub-angulosos a angulosos que generalmente son de rocas ígneas

Estación Santa Rosa: Ubicada en el Km. 32+375.591, se encuentra sobre depósitos fluvio torrenciales proveniente de las quebradas transversales del río Rímac, observándose en las calicatas realizadas en esta Estación, material arena limoso a arena gravosa de coloración pardo oscura con clastos sub-angulosos a angulosos que generalmente son de rocas ígneas englobadas en una matriz arena limosa con un tamaño de clastos de hasta 20cm.

Estación Bayóvar: Ubicada en el Km. 33+465.591, se encuentra sobre depósitos fluvio torrenciales proveniente de las quebradas transversales del río Rímac, observándose en las calicatas realizadas en esta Estación, material arena gravoso de coloración pardo oscura con clastos sub-angulosos a angulosos englobados en una matriz arena limosa con tamaño de clastos de hasta 40cm.

GEODINÁMICA

GEODINÁMICA EXTERNA

En los fenómenos de Geodinámica Externa, intervienen directa y/o indirectamente tanto factores estáticos como dinámicos.

- Factores estáticos: consideramos los topográficos, estructurales (falla, estratificación, fracturas, pliegues, etc.), litológicos (suelos y rocas) e hidrometeorológicos;
- Factores Dinámicos: se considera la acción de las aguas de lluvia que influyen en la inestabilidad de las masas rocosas; la actividad sísmica y la gravedad.

Los fenómenos de geodinámica externa están vinculados fundamentalmente, a factores climáticos, morfológicos y litológicos. Los pisos climáticos de la cuenca del Río Rímac son variados. En las zonas costaneras es semiárido árido con escasas precipitaciones y temperaturas que fluctúan entre 13° y 30°; mientras que en las nacientes de la cuenca el clima es gélido, con abundantes precipitaciones y temperaturas bajo cero grados.

La morfología es también cambiante, siendo las fuertes pendientes las que predisponen la activación de algunos fenómenos geodinámicos, tales como deslizamientos y derrumbes.

Es importante considerar el factor litológico, puesto que cada unidad tiene características físico-mecánicas y composición diferentes, asimismo, un mismo tipo de roca sufre intemperismo diferente en climas diferentes. En la cuenca del río Rímac dichos fenómenos son de diferente índole y muestran rasgos que indican que en el periodo, posiblemente durante el Pleistoceno, la actividad geodinámica fue mayor en comparación a lo que está ocurriendo actualmente.

7. SISMICIDAD

En la zona de estudio es posible la ocurrencia de sismos de intensidad de IX a X grados en la escala de Mercalli Modificada.

Los distritos de San Juan de Lurigancho se encuentran comprendidos en la Zona 3 en la Zonificación Sísmica del Perú con un factor de zona - 0.4g; los parámetros geotécnicos corresponden a un suelo de perfil tipo S1, con período predominante de $T_p = 0.4s$ y factor de suelo $S = 1.0$ para ser usado en las Normas de Diseño Sismo-Resistente.

COEFICIENTE SÍSMICO

A partir de las investigaciones de los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú, se presenta en la Anexo Figuras, el mapa de distribuciones de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú, el cual está basado en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades de sismos históricos recientes (Alva Hurtado et al 1984).

La zona de subducción del Pacífico, que corre paralela a gran parte de la costa oeste de Sudamérica, es lugar frecuente de reajustes de la corteza terrestre, los cuales producen sismos de gran magnitud. Por ello, el Perú ha sufrido sismos muy severos de consecuencias devastadoras. Nuestro país, por estar comprendido como una de las regiones de más alta actividad sísmica, forma parte del Cinturón Circumpacífico que es una de las zonas sísmicas más activas del mundo. Razón por la cual debe tenerse presente la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades altas. Dentro del territorio peruano se ha establecido diversas zonas sísmicas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos.

Según el mapa de zonificación sísmica y de acuerdo a la Norma Sismo - Resistente E-030 del Reglamento Nacional de Construcciones, a la zona de estudio le corresponde una sismicidad alta de intensidad media mayor de VIII en la Escala Mercalli Modificada.

Para el diseño sísmico de las edificaciones menores en las estaciones de pasajeros, se debe de tener en cuenta que las fuerzas sísmicas horizontales cortantes en la base pueden calcularse de acuerdo a las Normas de Diseño Sismo Resistente E-030, según la siguiente relación:

$$V = \frac{Z \times U \times S \times C}{R_d} \times P$$

Donde:

Z	Factor de zona
U	Factor de uso
S	Factor de tipo de suelo
C	Amplificación sísmica
R _d	Factor de reducción
P	Peso de la estructura
V :	Fuerza cortante basal

Para la zona en estudio se tiene los siguientes factores para el diseño sismo resistente que se indican en el siguiente cuadro.

Tabla N° 2.- Factores para Diseño Sismo Resistente

Factores	Valores
Zona 3 (Z)	0.40 g
Uso (U)	1.5
Tipo Suelo (S1)	1.0
Periodo Predominante (Tp)	0.4 seg

ACTIVIDAD SÍSMICA

A continuación se muestra un cuadro con la relación de los sismos más importantes, ocurridos que han afectado la zona del estudio y alrededores, entre 1940 y 2007:

Tabla N° 3.- Sismos ocurridos que han afectado la zona de estudio

Fecha	Magnitud	Intensidad MM	Lugar
06/08/1933	6.5	VI	Ica
24/05/1940	8.4	VIII	Lima
24/08/1942	8.6	VIII	Pisco
12/10/1950	6.0	VI	Ica
03/05/1952	6.4	VII	Ica
01/03/1956	7.0	VII	Ica
15/01/1960	6.0	VI	Lima
28/01/1961	5.5	VI	Pisco
17/10/1966	6.3	VI	Ica
28/09/1968	6.0	VI	Pisco
03/10/1974	7.5	VIII	Lima
27/06/1987	5.9	VI	Ica
05/04/1991	5.8	VI	Ica
12/11/1996	7.7	VII	Ica
15/08/2007	7.9	VIII	Pisco

Debido a que la vía está emplazada en una zona de acentuada actividad sísmica y su sensibilidad al riesgo sísmico se relaciona con su proximidad a la fosa tectónica del Pacífico, la cual representa una línea de fuentes sismogénicas potenciales; la zona de subducción del

Pacífico, que corre paralela a gran parte de la costa oeste de Sudamérica, es lugar frecuente de reajustes de la corteza terrestre, los cuales producen sismos de gran magnitud, por ello, el Perú ha sufrido sismos muy severos algunos de consecuencias devastadoras; la ciudad de Lima ha experimentado en los pasados 40 años, 6 sismos con magnitudes de onda superficial en el rango de 6 a 7.6, estos sismos han causado niveles de daño relativamente bajos en la ciudad, a pesar de que las aceleraciones en la superficie del suelo han sido tan altas como 0.40g (terremoto de 1966), y las duraciones del movimiento fuerte han sido mayores que 1 minuto (terremoto de 1974).

Sin embargo, daños mayores han sido observados en áreas fuera del centro de la ciudad de Lima. Uno de estos lugares es el Puerto del Callao que durante el sismo del 3 de Octubre de 1974 (con magnitud $M_s=7.5$, a 90 Km de Lima), sufrió considerable daño en instalaciones navales y portuarias. Se registraron intensidades máximas de IX y VIII MM para La Punta y El Callao, respectivamente. Los mayores daños se presentaron en modernas estructuras de concreto armado en la Escuela Naval-La Punta; en la Oficina de Correos en El Callao y en un antiguo silo del Terminal Marítimo que colapsó perdiendo 20 m. de los 60m de altura original.

8. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

En base a la Información Recopilada: Estudios de geología, mecánica de suelos y geotecnia para la extensión de la Línea 1 del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao, Tramo 2: Grau-San Juan de Lurigancho realizada por el Consorcio Vial Urbano S.A. y Estudio de Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de 32 Distritos de Lima y Callao realizada por la Universidad Nacional de Ingeniería – Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmica y Mitigación de Desastres, según esta información se desarrolló un resumen con toda la data recopilada con la finalidad de determinar las características geotécnicas de los suelos de fundación donde se proyectarán las estructuras de concreto del Tren Eléctrico y el puente.

INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Con la finalidad de identificar y realizar la evaluación geotécnica del suelo en la zona de influencia del trazo del tren y del puente, se llevó a cabo un programa de exploración de campo correspondiente a calicatas a cielo abierto, perforaciones diamantinas con la ejecución de ensayos de penetración con Cono Peck y recolección de muestras para ser ensayadas en el laboratorio.

A continuación se detallan las exploraciones de campo ejecutadas:

EXCAVACIÓN DE CALICATAS (ASTM D 420)

Anteriores estudios realizados por consultores especializados para el Proyecto del Tren Eléctrico y estudios adyacentes al proyecto, por lo general proponen calicatas a cielo abierto de 3.0m a 4.0m.

Fueron programadas 10 calicatas en los tres tramos que corresponden al Sector "A", éstas fueron realizadas por la empresa especializada en exploraciones geotécnicas EyP entre los días 10 y 30 de Setiembre del 2011; el kilometraje y profundidad se encuentran listados en la Tabla N°4.

Tabla N° 4.-Calicatas a Cielo Abierto

Tramo	Excavación	Ubicación de Progresiva (Km)	Profundidad	Profundidad de Estratos	Litología	Clasificación
1 SECTOR A	C-1	22+250	10	0.00-2.00	Grava mal graduada	GP
				2.00-3.50	Grava mal graduada limosa	GP-GM
				3.50-5.50	Grava mal graduada	GP
				5.50-8.00	Grava mal graduada	GP
				8.00-10.00	Grava mal graduada limosa	GP-GM
	C-2	22+550	5	0.00-0.05	Tierra vegetal	TV
				0.05-0.40	Arena arcillosa y limosa	SC-SM
				0.40-2.90	Grava mal graduada	GP
				2.90-5.00	Grava mal graduada	GP
	C-3	22+800	4	0.00-1.00	Grava limosa	GM
				1.00-4.00	Grava arcillosa y limosa	GC-GM
				4.00-5.00	Bloques	
	C-4	23+500	6.5	0.00-2.20	Arena arcillosa y limosa	SC-SM
				2.20-3.00	Arena arcillosa y limosa	SC-SM
				3.00-5.00	Grava limosa	GM
				5.00-5.50	Grava bien graduada	GW
				5.50-6.50	Grava mal graduada limosa	GP-GM

2 SECTOR A	C-5	24+150	10	0.00-1.40	Arena limosa	SM
				1.40-1.70	Limo inorgánico	ML
				1.70-3.50	Grava mal graduada	GP
				3.50-5.00	Arena mal graduada	SP
				5.00-7.00	Grava bien graduada	GW
				7.00-10.00	Grava mal graduada limosa	GP-GM
3 SECTOR A'	C-15	31+350	5	0.00-0.05	Tierra vegetal	TV
				0.05-0.40	Arena limosa	SM
				0.40-3.00	Arena mal graduada	SP
				3.00-5.00	Grava mal graduada	GP
	C-16	31+900	5	0.00-0.05	Tierra vegetal	TV
				0.05-0.30	Arena limosa	SM
				0.30-5.00	Grava mal graduada	GP
	C-17	32+380	5	0.00-0.05	Tierra vegetal	TV
				0.05-3.05	Arena mal graduada limosa	SP-SM
				3.05-5.00	Arena mal graduada	SP
	C-18	33+000	5	0.00-0.05	Tierra vegetal	TV
				0.05-3.10	Grava mal graduada limosa	GP-GM
				3.10-5.00	Grava mal graduada	GP
	C-19	33+450	5	0.00-0.20	Tierra vegetal	TV
0.20-3.15				Grava mal graduada limosa	GP-GM	
3.15-5.00				Grava mal graduada	GP	

SONDAJES DE PERFORACIÓN DIAMANTINA, ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) Y CONO DE PECK

Para el presente informe se llevo a cabo perforaciones diamantinas, alcanzando una profundidad de 20 m. estas perforaciones diamantinas se llevaron ubicaron en el sector A', encontrándose todas ellas sobre material fluvial-aluvial del río Rímac, conformados por

bolos y cantos de hasta de 16", englobados en una matriz de grava arenosa con algunos lentes de arena algo gravosa y en muy pocos sectores algunos pequeños lentes de material fino de tipo limos y arcillas con una potencia máxima de 0.40 m.

El método de perforación empleado en los sondajes, fue el rotativo con recuperación continua de testigos, es decir, aquel que atraviesa los materiales cortándolos por medio de la acción giratoria de una broca de diamantes a alta velocidad y a presiones adecuadas al tipo de suelo o roca a perforarse. Durante la perforación se usó en forma permanente revestimientos para evitar derrumbes de la pared del sondaje. Como fluido de perforación se utilizó el agua proveído por cisternas.

Además se realizaron ensayos de Penetración Estándar (SPT) de acuerdo a los requerimientos del proyecto y las condiciones del terreno en estudio, se ejecutaron los sondajes por el método del lavado (wash boring) y de rotación con brocas de diamantes y se realizaron ensayos de penetración estándar SPT cada metro, según la Norma ASTM D-1586. Así mismo se ejecutó ensayos de penetración Cono de Peck, éste consiste en la introducción en forma continua de una punta cónica tipo Peck. El equipo que se empleó para introducir la punta cónica en el suelo es el mismo que el empleado en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) ASTM-D-1586, en el que se reemplazará la cuchara standard por un cono de 6.35 cm (2.5") diámetro de 60° de ángulo en la punta. Ambos ensayos se realizaron con la finalidad de determinar la resistencia cortante de los suelos.

Los trabajos de perforación estuvieron a cargo de la empresa EyP y fueron realizados entre el 15 y 22 de Setiembre del 2011. En la Tabla N°5 se adjunta el resumen de los sondajes de perforación ejecutadas, indicándose la ubicación y la profundidad alcanzada.

Tabla N° 5.- Resumen de los Sondajes de Perforación Diamantina

Tramo	Sondaje	Ubicación de Progresiva (Km)	Profundidad	Profundidad de Estratos	Litología	Clasificación
SECTOR A'	S-15	31+331	20	0.00-0.60	Arena bien graduada limosa	SW-SM
				0.60-2.50	Arena limosa	SM
				2.50-3.55	Grava mal graduada limosa	GP-GM
				3.55-5.50	Grava mal graduada	GP
				5.50-7.60	Grava mal graduada limosa	GP-GM
				7.60-16.50	Grava mal graduada	GP
				16.50-17.60	Grava mal graduada limosa	GP-GM
				17.60-20.00	Grava mal graduada	GP
	S-16	32+340	20	0.00-0.05	Tierra vegetal	TV
				0.05-0.40	Arena limosa	SM
				0.40-2.60	Arena mal graduada	SP
				2.60-7.75	Grava mal graduada	GP
				7.75-8.00	Grava bien graduada limosa	GW-GM
				8.00-11.50	Grava mal graduada	GP
				11.50-12.70	Arena mal graduada limosa	SP-SM
				12.70-17.55	Grava mal graduada	GP
				17.55-17.90	Grava limosa	GM
				17.90-20.00	Arena mal graduada	SP
	S-17	33+438	20	0.00-0.20	Arena limosa	SM
				0.20-2.70	Grava mal graduada limosa	GP-GM
				2.70-3.50	Arena bien graduada limosa	SW-SM
				3.50-12.50	Grava mal graduada	GP
				12.50-13.70	Arena mal graduada limosa	SP-SM
				13.70-16.65	Grava mal graduada	GP
				16.65-20.00	Arena mal graduada limosa	SP-SM

ENSAYOS DE PLACA

Este ensayo consiste en aplicar una carga horizontal a una placa cuadrada de 60cm x 60cm y registrar el asentamiento producido por la misma. Para cada valor de carga y descarga se toman lecturas de los asentamientos a intervalos de tiempo especificados hasta que estos se estabilicen las dos últimas lecturas sean similares.

Fueron realizados 2 ensayos de carga (ASTM-1194) distribuido en el tramos 3. La ejecución estuvo a cargo de la Empresa Hidroenergía SRL. La Tabla N°6 resume los ensayos de Placa.

Tabla N° 6.- Resumen del Ensayo de Placa

Tramo	Ensayo	Progresiva	Profundidad de ensayo (m)	Máximo asentamiento o obtenido (mm)	K60 (Kg/cm ³)	Kv=K30 (Kg/cm ³)	Capacidad Portante (kg/cm ²)	Tipos de Suelo (SUCS)
SECTOR A'	P-4	31+400	3.5	7.4	8.0	14.0	5.0	Grava pobremente gradada con limos (GP-GM):%G=52, %A=40 y %F=8
	P-5	32+400	3.5	3.7	15.0	18.0	4.0	Grava pobremente gradada (GP):%G=53, %A=43 y %F=4

ENSAYO MÉTODO MASW

Las ondas superficiales han sido usadas para inferir la variación de Vs con la profundidad (perfil Vs) de los materiales cercanos a la superficie a partir de mediciones de ondas superficiales tipo Rayleigh (Park et al 2001a). Las áreas con pozos, fosas o utilidades subterráneas forman parte de los objetivos que se pueden representar en los perfiles Vs (Miller et al., 2000). Los decrecimientos en la velocidad de la onda de cizalla están relacionados con una reducción en la compactación de suelos, o los incrementos localizados en esta velocidad están asociados con capas compactadas, que sobre yacen fosas o pozos enterrados.

En la actualidad no se conocen normas respecto a la técnica MASW, pero en la práctica en especial en países de Europa como en EE.UU se viene realizando con resultados confiables. La técnica cubre la limitación existente del método de refracción sísmica, dado que la técnica tiene la capacidad de obtener velocidades de estratos de menor densidad y

puede ser realizado sobre pavimentos, además presenta la ventaja de rapidez y un bajo costo. Se realizaron 8 líneas sísmicas, las cuales fueron realizadas entre los meses de febrero y octubre del 2011. La prospección estuvo a cargo de la empresa especializada en geotecnia Hidroenergía SRL.

En la Tabla N°7 se presenta los resultados de ensayos MASW.

Tabla N° 7.- Resumen de Ensayo MASW

Tramo	Línea Sísmica	Ubicación de Progresiva (Km)	Vs30 (m/s)	Tipo de Suelo (Según AASHTO)
SECTOR A	LW-11	21 + 700	652	Suelo Tipo C
	LW-12	22 + 250	622	Suelo Tipo C
	LW-13	23 + 035	415	Suelo Tipo C
	LW-21	22+822	671	Suelo Tipo C
SECTOR A'	LW-10	33 + 300	582	Suelo Tipo C
	LW-20	32 + 200	549	Suelo Tipo C
	LW-32	31+700	487	Suelo Tipo C
	LW-33	32+800	566	Suelo Tipo C

ENSAYOS DE LABORATORIO

ENSAYOS ESTÁNDAR

Se realizaron los siguientes ensayos:

- Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D-422)
- Contenido de Humedad (ASTM D-5216)
- Límites de Consistencia de Atterberg (ASTM D – 4318)
- Clasificación de Suelos SUCS (ASTM D – 2487)
- Clasificación de Suelos AASHTO (ASTM D – 3282)
- Densidad Natural (ASTM D – 1556) propiedades Físicas

ENSAYOS ESPECIALES

Se realizaron los siguientes ensayos:

- Contenido de Sales Solubles Totales
- Contenido de Cloruros Totales
- Contenido de Sulfatos
- pH

- Corte Directo
- Consolidación
- Compresión Simple

Tabla N° 8.- Resultado de Ensayos de Laboratorio (Ensayos Estandar)

Tramo	Excavación	Muestra m	Clasificación de suelos		w %	LL %	LP %	IP %
			SUCS	AASTHO				
1 SECTOR A	C-1	0.00-2.00	GP	A-1-a(0)	3.08			
		2.00-3.50	GP-GM	A-1-a(0)	5.60	16.90		N.P.
		3.50-5.50	GP	A-1-a(0)	3.79			
		5.50-8.00	GP	A-1-a(0)	4.45			
		8.00-10.00	GP-GM	A-1-a(0)	5.62	17.03		N.P.
	C-2	0.05-0.40	SC-SM	A-2-4(0)	11.46	20.15	14.75	5.40
		0.40-2.90	GP	A-1-a(0)	4.46			
		2.90-5.00	GP	A-1-a(0)	4.94			
	C-3	0.00-1.00	GM	A-1-b(0)	18.18	19.56	16.86	2.70
		1.00-4.00	GC-GM	A-1-b(0)	19.24	22.15	17.15	5.00
	C-4	0.00-2.20	SC-SM	A-1-b(0)	2.87	21.20	16.66	4.54
		2.20-3.00	SC-SM	A-2-4(0)	3.89	20.50	15.56	4.94
		3.00-5.00	GM	A-1-b(0)	7.32	19.07	16.11	2.96
		5.00-5.50	GW	A-1-a(0)	5.50			
		5.50-6.50	GP-GM	A-1-a(0)	5.88	17.98		N.P.
2 SECTOR A	C-5	0.00-1.40	SM	A-1-b(0)	4.69	19.15	16.55	2.60
		1.40-1.70	ML	A-4(11)	34.67	34.12	24.14	9.98
		1.70-3.50	GP	A-1-a(0)	6.49			
		3.50-5.00	SP	A-1-a(0)	3.81			
		5.00-7.00	GW	A-1-a(0)	6.35			
		7.00-10.00	GP-GM	A-1-b(0)	3.37	18.32		N.P.
3 SECTOR A	C-15	0.05-0.40	SM	A-1-b(0)	6.10	21.00		N.P.
		0.40-3.00	SP	A-1-b(0)	5.49			
		3.00-5.00	GP	A-1-a(0)	2.99			
	C-16	0.05-0.30	SM	A-2-4(0)	8.18	18.68		N.P.
		0.30-5.00	GP	A-1-a(0)	4.20			
	C-17	0.05-3.05	SP-SM	A-1-a(0)	3.60	17.04		N.P.
		3.05-5.00	SP	A-1-a(0)	4.38			
	C-18	0.05-3.10	GP-GM	A-1-a(0)	4.54	16.61		N.P.
		3.10-5.00	GP	A-1-a(0)	4.25			
	C-19	0.20-3.15	GP-GM	A-1-a(0)	5.15	16.72		N.P.
3.15-5.00		GP	A-1-a(0)	5.34				

Tabla N° 9.- Resultado de Ensayos de Laboratorio (Ensayos Estandar)

Tramo	Excavación	Muestra m	Peso volumétrico de la grava	Peso específico de sólidos
1 SECTOR A	C-1	3.50-5.50	2.687	2.759
	C-2	2.90-5.00	2.722	2.733
2 SECTOR A	C-5	3.50-5.00	2.682	2.748
3 SECTOR A'	C-16	0.30-5.00	2.703	2.791
	C-17	0.05-3.05	2.721	2.801
	C-18	3.10-5.00	2.603	2.786

Tabla N° 10.- Resultado de Ensayos de Laboratorio (Análisis Químicos)

Tramo	Excavación	Muestra m	Sales Solubles (SST) ppm	Cloruros (Cl) ppm	Sulfatos en SO ₄ ppm
1 SECTOR A	C-1	3.50-5.50	2,165.00	598.78	462.62
	C-2	2.90-5.00	1,964.00	519.12	467.34
2 SECTOR A	C-5	3.50-5.00	2,557.00	713.10	525.90
3 SECTOR A'	C-16	0.30-5.00	1,689.00	506.64	307.70
	C-17	0.05-3.05	232.60	660.70	423.09
	C-18	3.10-5.00	1,702.00	424.02	431.70

Se realizaron ensayos triaxiales de tipo UU, no consolidado no drenado ASTM-D-2850 con especímenes de 4" de diámetro, remoldeados de acuerdo a la densidad natural seca y a la humedad obtenidos en los ensayos de densidad natural-Método del cono de arena, se presenta el siguiente cuadro.

Tabla N° 11.- Resultado de Ensayos de Laboratorio (Ensayos Especiales)

Tramo	Excavación	Muestra m	Humedad %	Densidad Seca Total (gr/cm ³)	Clasificación de suelos		Parámetros de resistencia	
					SUCS	AASHTO	Cohesión (kg/cm ²)	Ángulo de Fricción interna (°)
1 SECTOR A	C-1	4.50-4.70	3.93	2.222	GP	A-1-a(0)	0	42.72
	C-2	3.50-3.70	4.92	2.117	GP	A-1-a(0)	0	36.13
2 SECTOR A	C-5	4.50-4.70	3.78	2.117	SP	A-1-a(0)	0	35.55
3 SECTOR A'	C-16	3.50-3.70	4.39	2.129	GP	A-1-a(0)	0	41.24
	C-17	2.50-2.70	3.53	2.011	SP-SM	A-1-a(0)	0	39.17
	C-18	3.50-3.70	4.25	2.070	GP	A-1-a(0)	0	37.55

9. ANALISIS DE INGENIERIA DEL PROYECTO

Se presenta a continuación el análisis de la cimentación, que incluye recomendaciones para su diseño.

PROFUNDIDAD Y TIPO DE CIMENTACIÓN

Se recomienda cimentar a una profundidad mínima de 4.00 m sobre el material gravoso. No se cimentará sobre relleno. El tipo de cimentación será superficial

Se debe tener en cuenta que en los caso que se encuentre estratos distintos de grava, se procederá a realizar una falsa zapata de $H=1.00\text{m}$ o donde se encuentre suelo gravoso denso o posiblemente a una mayor profundidad.

DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA

De acuerdo a la información proporcionada de las investigaciones geotécnicas se ha optado por asumir conservadoramente parámetros de resistencia cortante, según el sector. En la Tabla N°12, muestra los parámetros geotécnicos a utilizar en el diseño para el sector A y A'.

Tabla N° 12.- Parámetros de Resistencia del Suelo

Parámetros para el Diseño	Zona A (Zona de material Gravoso)	Zona A' (Zona de material Gravoso)
Φ_f (°)	38.0	36.0
C_f (kg/cm ²)	0.0	0.0
γ (ton/m ³)	2.0	2.0

Donde:

Φ_f : Angulo de fricción interna del suelo considerado para el diseño

C_f : Cohesión considerada para el diseño

γ : Peso específico total del suelo.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA DEL TERRENO MEDIANTE UNA CIMENTACION SUPERFICIAL

De acuerdo a las Especificaciones de Diseño de puentes AASHTO LRFD 2004, la capacidad de carga última o nominal para los diferentes tipos de suelo puede ser obtenida mediante la siguiente expresión general:

$$q_u = cN_{cm} + 0.5g\gamma B'C_{w1} N_{\gamma m} \times 10^{-9} + g\gamma C_{w2} D_f N_{qm} \times 10^{-9} \text{ (MPa)}$$

Donde:

- q_u = Capacidad de carga nominal (Mpa)
- g = aceleración de la gravedad (m/s^2)
- D_f = Profundidad de la cimentación (mm)
- γ = Densidad total (kg/cm^3)
- B = Ancho de la zapata
- B' = Ancho de la zapata reducida (mm) $B'=B -2 e_B$
- L = Longitud de zapata (mm)
- L' = Longitud de la zapata $L'=L-2 e_L$
- $e_{B=}$ = Excentricidad paralela a la dirección B(mm)
- $e_{L=}$ = Excentricidad paralela a la dirección L(mm)
- C_{w1}, C_{w2} = Coeficientes en función de D_w (adimensional)
- $D_{w=}$ = Profundidad de la napa freática (mm)
- $\Phi_{f=}$ = Angulo de fricción del suelo ($^\circ$)
- C = Cohesión del suelo (Mpa)
- $N_{\gamma m}, N_{qm}$ y N_{cm} = Factores de capacidad de carga modificados (adimensional)

Los factores de capacidad de carga modificados $N_{\gamma m}$ y N_{qm} dependen de los factores de capacidad de carga, forma, profundidad, compresibilidad e inclinación:

$$N_{cm} = N_c s_c i_c$$

$$N_{\gamma m} = N_\gamma s_\gamma c_\gamma i_\gamma$$

$$N_{qm} = N_q s_q c_q i_q d_q$$

Factores de Capacidad de Carga

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi_r$$

$$N_c = \cotg \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$$

Factores de Forma

$$S_\gamma = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) \quad S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi_f \quad S_c = 1 + \left(\frac{Nq}{Nc}\right)\left(\frac{B'}{L'}\right)$$

Factores de Compresibilidad

$$C_\gamma = C_q = e^{(-4.4 + 0.6\frac{B}{L})\tan \phi_f + \frac{(3.07 \sin \phi_f)[\log_{10}(2I_r)]}{1 + \sin \phi_f}} \leq 1 \quad I_r = 2D_r \sqrt{\frac{p_a}{q}}$$

Factores de Inclinación

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^n \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{(n-1)} \quad i_c = i_q - \left[\frac{(1 - i_q)(N - 1)}{q}\right]$$

La aplicación simultánea de los factores de inclinación y forma originan un diseño muy conservador. En consecuencia los factores de inclinación serán omitidos.

Factor de Profundidad

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

En los cálculos para determinar la capacidad de carga se ha utilizado el área efectiva reducida $B' \times L'$ ($B' = B - 2e_B$, $L' = L - 2e_L$) comprendida dentro de los límites de la zapata, debido a los efectos de excentricidad de las cargas.

La capacidad nominal o última q_u que representa la capacidad resistente del suelo de fundación se multiplica por el factor de reducción de resistencia ϕ AASHTO LRFD, que para este caso se ha considerado es de 0.35 en condición de Servicio, 0.45 en condición de Resistencia y 0.8 para Evento Extremo.

El cálculo de la capacidad última se ha realizado para los diferentes tipos de Suelo, teniendo en cuenta las cargas actuantes, excentricidades en los estados límites de Servicio, Resistencia y Evento Extremo. En la Tabla N° 13 y 14 indica los resultados del análisis final obtenido para el sector A y A'.

Tabla N° 13.- Capacidad de Carga Última y Última Factorada - Sector A

Ubicación	Condiciones	Dimensiones de zapata (m x m)	Capacidad de carga última (kg/cm ²)	Profundidad de Cimentación (m)	Capacidad de carga factorada (kg/cm ²)
ZAPATAS	Servicio I		43.65	4.00	15.28

DE VIADUCTO	Resistencia I	7.50 x 10.00	42.83	4.00	19.27
	Evento Extremo X		31.79	4.00	25.43
	Evento Extremo Y		48.65	4.00	38.92
ZAPATAS DE ESTACIÓN DE PASAJEROS	Servicio I	7.00 x 14.00	37.71	4.00	13.55
	Resistencia I		38.73	4.00	17.43
	Evento Extremo X		31.86	4.00	25.49
	Evento Extremo Y		40.01	4.00	32.01

Tabla N° 14.- Capacidad de Carga Última y Última Factorada - Sector A'

Ubicación	Condiciones	Dimensiones de zapata (m x m)	Capacidad de carga última (kg/cm ²)	Profundidad de Cimentación (m)	Capacidad de carga factorada (kg/cm ²)
ZAPATAS DE VIADUCTO	Servicio I	7.50 x 10.00	33.92	4.00	11.87
	Resistencia I		33.29	4.00	14.94
	Evento Extremo X		24.96	4.00	19.97
	Evento Extremo Y		37.64	4.00	30.11
ZAPATAS DE ESTACIÓN DE PASAJEROS	Servicio I	7.00 x 14.00	30.33	4.00	10.62
	Resistencia I		30.35	4.00	13.66
	Evento Extremo X		25.12	4.00	20.10
	Evento Extremo Y		31.31	4.00	25.04

Se debe de tener en cuenta que en los caso donde se encuentre estratos distintos de grava, se procederá a realizar una falsa zapata de H=1.00m o donde se encuentre el suelo gravoso denso o posiblemente una mayor profundidad.

CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO PARA LAS ZAPATAS PROYECTADAS

La presión anterior puede generar asentamientos mayores a los admisibles, por lo tanto se verificarán los asentamientos previstos. Los asentamientos dependerán de los valores del Módulo de Elasticidad. Según la teoría elástica podemos utilizar la siguiente expresión, del Reglamento AASHTO LRFD.

$$S_e = \frac{q \cdot (1 - \mu^2) \sqrt{A}}{E_s \beta_z}$$

Donde:

- S_e = Asentamiento (mm)
 q = Esfuerzo neto transmitido (MPa)
 A = área efectiva de la cimentación $(B-2eB) \times (L-2eL)$ (mm²)
 E_s = Módulo de elasticidad (MPa)
 μ = Relación de Poisson
 β = Factor de forma

En la Tabla N°15, muestra los parámetros elásticos a utilizar en el diseño para el sector A y A'.

Tabla N° 15.- Parámetros Elástico

Parámetros para el Diseño	Zona A (Zona de material Gravoso)	Zona A' (Zona de material Arenoso-Gravoso)
E_s (MPa)	150	120
μ	0.3	0.3

La Tabla N°16 y N°17 se indica los asentamientos a generarse en las zapatas.

Tabla N° 16.- Asentamiento Obtenido en la Cimentación de la Sector A

Dimensiones de zapata (mxm)	Servicio 1 Asentamiento elástico (mm)	Resistencia 1 Asentamiento elástico (mm)	Evento Extremo X Asentamiento elástico (mm)	Evento Extremo Y Asentamiento elástico (mm)
(B=7.50m. x L=10.00m.)	40.48	83.54	77.20	128.44

(B=7.00m. x L=14.00m.)	48.07	92.64	108.52	133.49
---------------------------	-------	-------	--------	--------

En la condición de Servicio para el sector A, el asentamiento se ha limitado a 2" por lo tanto la capacidad admisible será de **9.0 kg/cm²**.

Tabla N° 17.- Asentamiento Obtenido en la Cimentación de la Sector A´

Dimensiones de zapata (mxm)	Servicio 1 Asentamiento elástico (mm)	Resistencia 1 Asentamiento elástico (mm)	Evento Extremo X Asentamiento elástico (mm)	Evento Extremo Y Asentamiento elástico (mm)
(B=7.50m. x L=10.00m.)	41.52	74.92	69.92	114.65
(B=7.00m. x L=14.00m.)	49.51	83.76	98.70	120.51

En la condición de Servicio para el sector A´ el asentamiento se ha limitado a 2" por lo tanto la capacidad admisible será de **8.0 kg/cm²**.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base al análisis y considerando la capacidad admisible de carga para zapatas rectangulares cimentadas sobre material gravoso (Zona A y A´) se tiene como resultado para las tres condiciones analizadas:

En la siguiente tabla se resumen el análisis de la cimentación para el **sector A** el cual aplica para los dos primeros tramos comprendidos entre las progresivas 21+557.59 - 23+675.591 y 23+915.51 - 24+180.59.

Ubicación	Condiciones	Dimensiones de zapata (m x m)	Capacidad de carga última (kg/cm ²)	Profundidad de Cimentación (m)	Capacidad de carga factorada (kg/cm ²)
ZAPATAS DE VIADUCTO	Servicio I	7.50 x 10.00	43.65	4.00	9.18
	Resistencia I		42.83	4.00	19.27
	Evento Extremo X		31.79	4.00	25.43

	Evento Extremo Y		48.65	4.00	38.92
ZAPATAS DE ESTACIÓN DE PASAJEROS	Servicio I	7.00 x 14.00	37.71	4.00	9.18
	Resistencia I		38.73	4.00	17.43
	Evento Extremo X		31.86	4.00	25.49
	Evento Extremo Y		40.01	4.00	32.01

Además se presenta el resumen del análisis de la cimentación para el **sector A** comprendido entre las siguientes progresivas 31+207.26 – 33+960.

Ubicación	Condiciones	Dimensiones de zapata (m x m)	Capacidad de carga última (kg/cm ²)	Profundidad de Cimentación (m)	Capacidad de carga factorada (kg/cm ²)
ZAPATAS DE VIADUCTO	Servicio I	7.50 x 10.00	33.92	4.00	8.16
	Resistencia I		33.29	4.00	14.98
	Evento Extremo X		24.96	4.00	19.97
	Evento Extremo Y		37.64	4.00	30.11
ZAPATAS DE ESTACIÓN DE PASAJEROS	Servicio I	7.00 x 14.00	30.33	4.00	8.16
	Resistencia I		30.35	4.00	13.66
	Evento Extremo X		25.12	4.00	20.10
	Evento Extremo Y		31.31	4.00	25.04

Para el sector A se tiene el siguiente asentamiento producido por la carga en las tres condiciones analizadas:

Dimensiones de zapata (mxm)	Servicio 1 Asentamiento elástico (mm)	Resistencia 1 Asentamiento elástico (mm)	Evento Extremo X Asentamiento elástico (mm)	Evento Extremo Y Asentamiento elástico (mm)
(B=7.50m. x L=10.00m.)	40.48	83.54	77.20	128.44
(B=7.00m. x L=14.00m.)	48.07	92.64	108.52	133.49

Para el sector A' se tiene el siguiente asentamiento producido por la carga en las tres condiciones analizadas:

Dimensiones de zapata (mxm)	Servicio 1 Asentamiento elástico (mm)	Resistencia 1 Asentamiento elástico (mm)	Evento Extremo X Asentamiento elástico (mm)	Evento Extremo Y Asentamiento elástico (mm)
(B=7.50m. x L=10.00m.)	41.52	74.92	69.92	114.65
(B=7.00m. x L=14.00m.)	49.51	83.76	98.70	120.51

- En la condición de Servicio para el sector A el asentamiento se ha limitado a 2" por lo tanto la capacidad admisible será de **9.0 kg/cm²**.
- En la condición de Servicio para el sector A' el asentamiento se ha limitado a 2" por lo tanto la capacidad admisible será de **8.0 kg/cm²**.
- Los resultados de este estudio se aplican exclusivamente al área en estudio, no se pueden utilizar para otros sectores o para otros fines.

11.0 ANEXOS

ANEXO 0A

INDICE

1.0 GENERALIDADES

- 1.1 Introducción
- 1.2 Ubicación y Accesibilidad
- 1.3 Objetivos de los Trabajos
- 1.4 Organización e Infraestructura

2.0 GEOLOGÍA Y SISMICIDAD DEL ÁREA EN ESTUDIO

- 2.1 Geología
- 2.2 Sismicidad

3.0 PERFORACIONES A ROTACIÓN Y EXCAVACIONES

- 3.1 Información General de los Sondajes
- 3.2 Descripción de los Sondajes
- 3.3 Porcentaje de Recuperación de los Testigos
- 3.4 Información General de las Excavaciones
- 3.5 Descripción de las Excavaciones

4.0 ENSAYOS GEOTECNICOS EN SONDEOS Y EXCAVACIONES

- 4.1 Ensayos de Penetracion SPT
- 4.2 Ensayos de Penetración Tipo Cono Peck
- 4.3 Ensayos de Laboratorio
 - 4.3.1 Ensayos Standard
- 4.4 Resumen de los Resultados de los Ensayos Geotécnicos de los Sondajes
- 4.5 Ensayos de laboratorio
 - 4.5.1 Ensayos Standard
 - 4.5.2 Ensayos Especiales
- 4.6 Resumen de los Resultados de los Ensayos Geotécnicos de las Excavaciones

5.0 CAJAS PORTATESTIGOS

6.0 CONCLUSIONES

7.0 REFERENCIAS

1.0 GENERALIDADES

1.1 Introducción

La empresa contratista "CONSORCIO TREN ELECTRICO LIMA", dentro de su programa de estudios geotécnicos para la propuesta del Proyecto "Proyecto Especial Sistema Eléctrico de Transporte de Lima y Callao, en el Tramo 2 Sector A de la Línea 1, Av. Grau – San Juan de Lurigancho" ha considerado la ejecución de tres (03) sondajes diamantinos y ensayos de penetración y excavaciones con ensayos de densidad natural-Método del cono de arena, para lo cual se efectuó la invitación correspondiente a la empresa Estudios y Proyectos S.R.L. (EyP S.R.L.).

La relación de sondajes y de las excavaciones y su ubicación se indica a continuación:

- S-15 Km 31+331
- S-16 Km 32+340
- S-17 Km 33+438
- C-1 Km 22+250
- C-2 Km 22+500
- C-3 Km 22+800
- C-4 Km 23+500
- C-5 Km 24+150
- C-15 Km 31+350
- C-16 Km 31+900
- C-17 Km 32+380
- C-18 Km 33+000
- C-19 Km 33+450

El presente informe corresponde a los resultados de los trabajos de investigación geotécnicos mediante sondajes diamantinos y ensayos de penetración y excavaciones a cielo abierto en la zona destinada para la cimentación en dicho proyecto.

1.2 Ubicación y Accesibilidad

El área en estudio se encuentra ubicada en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia y departamento de Lima.

Los sondeos S-15, S-16 y S-17 se encuentran distribuidos entre las Progresivas Km 31+331 hasta el Km 33+438 entre las Cdras. 34 a la 42 de la Av. Próceres de la Independencia.

El acceso a los puntos de perforación es a través de la Avenida Próceres de la Independencia, vía asfaltada y con una berma central en donde se realizaron los trabajos.

Las excavaciones del C-1 al C-5 se encuentran distribuidas entre las Progresivas Km 22+250 hasta el Km 24+150 y se pasa por las Avdas. Locumba y Ancash, la calle Rivera y Dávalos, la plataforma superior del río Rímac-Puente Huáscar hasta la Cdra. 1 de la Av. Próceres de la Independencia.

Las excavaciones del C-15 hasta C-19 se encuentran distribuidas entre las Progresivas Km 31+350 hasta el Km 33+450, Cdras. 34 a la 42 de la Av. Próceres de la Independencia.

1.3 Objetivos de los Trabajos

Los trabajos realizados por EyP S.R.L. tienen como objetivo determinar el perfil estratigráfico del tramo, donde se cimentará el Tramo 2 de la Línea 1 del tren eléctrico de Lima, así mismo determinar los parámetros mecánicos para el diseño de la cimentación, para lo cual según contrato deberá ejecutar sondeos con una profundidad mínima de veinte (20) metros y excavaciones a cielo abierto con profundidades entre 5.0 y 10.0 metros, ambos contados a partir del nivel del terreno.

En los sondajes a partir de los tres (03) metros de profundidad del nivel de terreno se inicia el registro con los resultados de los ensayos de penetración cada metro de profundidad, hasta encontrar la tasa de 4.0 Kg/cm² (carga transmitida al terreno) y en las excavaciones mediante el muestreo continuo y los ensayos de densidad natural-Método del cono de arena entre los 2.50m y 7.50m.

1.4 Organización e Infraestructura

En la elaboración del presente informe cuyo contenido se detalla más adelante, los registros de los suelos en los sondajes diamantinos y en las excavaciones estuvieron a cargo del Ing. Edward Enriquez Anampa en la zona de los trabajos y su elaboración final a cargo del Ing. César Vilca Ghezzi.

Para la ejecución de los trabajos de campo EyP S.R.L. destacó el personal experimentado y calificado, suficiente y necesario para garantizar el normal y correcto desarrollo de los trabajos, este personal estuvo constituido por:

- 1 Ingeniero Civil
- 1 Perforista
- 3 Ayudantes de perforación
- 10 Calicateros
- Personal para la guardiana del equipo de perforación

El equipo de perforación empleado fue un (01) equipo de perforación a rotación Boyles Bros y una (01) bomba, según cuadro:

Equipos	Cantidad	Modelo
Perforadora Diamantina	01	Máquina de perforación Diamantina Boyles Bros con cabezal 2HA-78 y motor Wisconsin de 4 cilindros
Bomba de agua	01	BB-47 N°40, serie 677 A M y con motor Briggs Straton, Md. 14R6, tipo 202810

Se utilizaron accesorios en cantidad suficiente para la ejecución de los trabajos de perforación como: tubería casing, tubería de perforación, brocas, casing shoe, core barrel.

Adicionalmente tubos guía, barras AW, un martillo de 140 lbs., un muestreador de caña partida y un equipo para penetración dinámica tipo cono Peck y para las excavaciones las herramientas manuales (lampas, picos, barretas), entibado metálico forrado con un plástico de 5mm, cigüeña, etc.

2.0 GEOLOGÍA Y SISMICIDAD DEL ÁREA EN ESTUDIO

Se consultó la literatura sobre la geología de la zona en estudio, la cual consistió en el Boletín N° 43 del INGEMMET (1992). Al final del informe se presentan las referencias.

2.1 Geología

La zona evaluada se encuentra dentro de la publicación hecha por INGEMMET, en su boletín N°43: "Geología de los cuadrángulos de Lima, Lurin, Chancay y Chosica"(1992). San Juan de Lurigancho está localizado principalmente sobre depósitos aluviales recientes (Qr-al) y depósitos aluviales pleistocénicos (antiguos) (Qp-al), correspondiente al cono deyectivo del río Rímac y depósitos de Quebrada. Este cono deyectivo está constituido por un material de naturaleza lentiforme donde se superponen en forma variable, depósitos de grava, arena, arcilla, y limo.

Se observan rocas intrusivas que corresponden a cuerpos plutónicos que constituyen el batolito de la costa, que según su nomenclatura y clasificación han sido denominados familias o superunidades. En el área de estudio se presentan 2 superunidades: las Superunidad Patap que está constituida por cuerpos de gabros y dioritas (Ks-gbdi-pt). La textura de la roca varía de grano medio a grueso conteniendo plagioclasas en un 30% y ferromagnesianos en un 60% lo que le da un peso específico alto. Al centro este cuerpo presenta un típico color oscuro de

gabro y un brillo vítreo y la Superunidad Santa Rosa, que está constituida por cuerpos oscuros de tonalitas-dioritas (Ks-tdi-sr), de textura holocristalina de grano medio, variado a grueso y destacando las plagioclasas blancas dentro de la masa oscura.

2.2 Sismicidad

En la zona de estudio es posible la ocurrencia de sismos de intensidad de IX a X grados en la escala de Mercalli Modificada. Se presenta en el Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú realizado por Alva Hurtado (1984), el cual se basó en mapas de isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y recientes.

El área en estudio se encuentra comprendida en la Zona 3 en la Zonificación Sísmica del Perú con un factor de zona - 0.4, los parámetros geotécnicos corresponden a un suelo de perfil tipo S1, con período predominante de $T_s = 0.6$ seg. y factor de suelo $S = 1.0$ para ser usado en las Normas de Diseño Sismo-Resistente.

Tipo	Descripción	Parámetros del suelo	
		T_p (S)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

* Los valores de Tp y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso menores que los especificados para el Tipo S3

3.0 PERFORACIONES

El programa de perforaciones desarrolladas fue de 60.00 m. distribuidos en tres (03) sondajes.

Las líneas de perforación utilizadas fueron las siguientes:

Línea	Diámetro del sondaje	Diámetro de testigos
HW	4 ½"	4"
HQ	3 ½"	3 1/16"
NQ	2 ¾"	2 3/8"

Las brocas utilizadas en las perforaciones fueron de diamantes impregnadas fabricadas en Boyles Bros.

El método de perforación empleado en los sondajes, fue el rotativo con recuperación continua de testigos, es decir, aquel que atraviesa los materiales cortándolos por medio de la acción giratoria de una broca de diamantes a alta velocidad y a presiones adecuadas al tipo de suelo o roca a perforarse.

Durante la perforación se usó en forma permanente revestimientos para evitar derrumbes de la pared del sondaje.

Como fluido de perforación se utilizó el agua proveído por cisternas.

El total de sondajes realizados, su metrado y los ensayos de penetración ejecutados se resume en el cuadro siguiente:

Sondaje Nº	Progresiva (Km)	Metrado (m)	Número de Ensayos de penetración	SPT	Cono de Peck
S-15	31+331	20.00	18	1	17
S-16	32+340	20.00	17	1	16
S-17	33+438	20.00	17		17
		60.00	52	2	50

Otros datos obtenidos durante la perforación fueron que no se encontró nivel freático, porcentaje de retorno de agua de perforación, color del agua, etc.

3.1 Información General de los Sondajes

Sondaje	S-15	S-16	S-17
Ubicación de Progresiva (Km)	31+331	32+340	33+438
Profundidad perforada (m)	20.00	20.00	20.00
Inclinación del sondaje	90°	90°	90°
Inicio de perforación	20/09/2011	22/09/2011	15/09/2011
Fin de perforación	23/09/2011	25/09/2011	19/09/2011
Longitud de tramo de suelo	20.00	20.00	20.00

3.2 Descripción de los Sondajes

Sondaje	Muestra m De-a	Tipo de material	Litología	Clasificación	
				SUCS	AASTHO
S-15	0.00-0.60	Suelo	Arena bien graduada limosa	SW-SM	A-1-b(0)
	0.60-2.50	Suelo	Arena limosa	SM	A-1-b(0)
	2.50-3.55	Suelo	Grava mal graduada limosa	GP-GM	A-1-a(0)
	3.55-5.50	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
	5.50-7.60	Suelo	Grava mal graduada limosa	GP-GM	A-1-a(0)
	7.60-16.50	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
	16.50-17.60	Suelo	Grava mal graduada limosa	GP-GM	A-1-a(0)

	17.60-20.00	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
S-16	0.00-0.05	Suelo	Tierra vegetal	TV	-
	0.05-0.40	Suelo	Arena limosa	SM	A-4(0)
	0.40-2.60	Suelo	Arena mal graduada	SP	A-1-b(0)
	2.60-7.75	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
	7.75-8.00	Suelo	Grava bien graduada limosa	GW-GM	A-1-a(0)
	8.00-11.50	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
	11.50-12.70	Suelo	Arena mal graduada limosa	SP-SM	A-1-b(0)
	12.70-17.55	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
	17.55-17.90	Suelo	Grava limosa	GM	A-2-4(0)
	17.90-20.00	Suelo	Arena mal graduada	SP	A-1-b(0)

S-17	0.00-0.20	Suelo	Arena limosa	SM	A-2-4(0)
	0.20-2.70	Suelo	Grava mal graduada limosa	GP-GM	A-1-a(0)
	2.70-3.50	Suelo	Arena bien graduada limosa	SW-SM	A-1-b(0)
	3.50-12.50	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
	12.50-13.70	Suelo	Arena mal graduada limosa	SP-SM	A-1-b(0)
	13.70-16.65	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
	16.65-20.00	Suelo	Arena mal graduada limosa	SP-SM	A-1-b(0)

3.3 Porcentaje de Recuperación de los Testigos

La recuperación de suelos encontrados, fue lo más completa posible, A continuación se resume el porcentaje por tramos de perforación en cada uno de los sondeos.

El porcentaje de recuperación se define como:

$$Tasa\ de\ recuperación = \frac{Longitud\ del\ núcleo\ recuperado}{Longitud\ teórica\ del\ núcleo\ recortado}$$

3.4 Información general de las Excavaciones

Excavación	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
Ubicación de Progresiva (Km)	22+250	22+550	22+800	23+500	24+150
Profundidad de excavación (m)	10.00	5.00	4.00	6.50	10.00
Inicio de la excavación	20/09/2011	14/09/2011	30/09/2011	14/09/2011	16/09/2011
Fin de la excavación	22/09/2011	14/09/2011	01/10/2011	15/09/2011	17/09/2011

Excavación	C-15	C-16	C-17	C-18	C-19
Ubicación de Progresiva (Km)	31+350	31+900	32+380	33+000	33+450
Profundidad de excavación (m)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Inicio de la excavación	12/09/2011	13/09/2011	10/09/2011	12/09/2011	10/09/2011
Fin de la excavación	12/09/2011	13/09/2011	10/09/2011	12/09/2011	10/09/2011

3.5 Descripción de las Excavaciones

Excavación Nº	Muestra m De-a	Tipo de material	Litología	Clasificación	
				SUCS	AASTHO
C-1	0.00-2.00	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
	2.00-3.50	Suelo	Grava mal graduada limosa	GP-GM	A-1-a(0)
	3.50-5.50	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
	5.50-8.00	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
	8.00-10.00	Suelo	Grava mal graduada limosa	GP-GM	A-1-a(0)
C-2	0.00-0.05	Suelo	Tierra vegetal	TV	-
	0.05-0.40	Suelo	Arena arcillosa y limosa	SC-SM	A-2-4(0)
	0.40-2.90	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
	2.90-5.00	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
C-3	0.00-1.00	Suelo	Grava limosa	GM	A-1-b(0)
	1.00-4.00	Suelo	Grava arcillosa y limosa	GC-GM	A-1-b(0)
	4.00-5.00	Bloques			
C-4	0.00-2.20	Suelo	Arena arcillosa y limosa	SC-SM	A-1-b(0)

	2.20-3.00	Suelo	Arena arcillosa y limosa	SC-SM	A-2-4(0)
	3.00-5.00	Suelo	Grava limosa	GM	A-1-b(0)
	5.00-5.50	Suelo	Grava bien graduada	GW	A-1-a(0)
	5.50-6.50	Suelo	Grava mal graduada limosa	GP-GM	A-1-a(0)
C-5	0.00-1.40	Suelo	Arena limosa	SM	A-1-b(0)
	1.40-1.70	Suelo	Limo inorgánico	ML	A-4(11)
	1.70-3.50	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
	3.50-5.00	Suelo	Arena mal graduada	SP	A-1-a(0)
	5.00-7.00	Suelo	Grava bien graduada	GW	A-1-a(0)
	7.00-10.00	Suelo	Grava mal graduada limosa	GP-GM	A-1-b(0)

C-15	0.00-0.05	Suelo	Tierra vegetal	TV	-
	0.05-0.40	Suelo	Arena limosa	SM	A-1-b(0)
	0.40-3.00	Suelo	Arena mal graduada	SP	A-1-b(0)
	3.00-5.00	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
C-16	0.00-0.05	Suelo	Tierra vegetal	TV	-
	0.05-0.30	Suelo	Arena limosa	SM	A-2-4(0)
	0.30-5.00	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
C-17	0.00-0.05	Suelo	Tierra vegetal	TV	-
	0.05-3.05	Suelo	Arena mal graduada limosa	SP-SM	A-1-a(0)
	3.05-5.00	Suelo	Arena mal graduada	SP	A-1-a(0)

C-18	0.00-0.05	Suelo	Tierra vegetal	TV	-
	0.05-3.10	Suelo	Grava mal graduada limosa	GP-GM	A-1-a(0)
	3.10-5.00	Suelo	Grava mal graduada	GP	A-1-a(0)
C-19	0.00-0.20	Suelo	Tierra vegetal	TV	-
	0.20-3.15	Suelo	Grava mal graduada limosa	GP-GM	A-1-a(0)
	3.15-5.00	Suelo	Arena mal graduada	SP	A-1-a(0)

4.0 ENSAYOS GEOTÉCNICOS EN SONDAJES

4.1 Ensayos de Penetración SPT

De acuerdo a los requerimientos del proyecto y las condiciones del terreno en estudio, se realizaron los sondeos por el método del lavado (wash boring) y de rotación con brocas de diamantes y se realizaron ensayos de penetración estándar SPT cada metro, según la Norma ASTM D-1586.

En los sondeos no se pudieron obtener muestras no disturbadas con Shellby tube, los suelos son granulares no cohesivos.

4.2 Ensayos de Penetración Tipo Cono Peck

El ensayo de auscultación con cono dinámico consiste en la introducción en forma continua de una punta cónica tipo Peck. El equipo que se empleó para introducir la punta cónica en el suelo es el mismo que el empleado en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) ASTM-D-1586, en el que se reemplazará la cuchara standard por un cono de 6.35 cm (2.5") diámetro de 60° de ángulo en la punta.

Este cono se hinca en forma continua en el terreno, el registro de la auscultación se efectúa contando el número de golpes para introducir la punta cónica 30 cm, después de los 15 cm iniciales.

El resultado se presentará en forma gráfica indicando el número de golpes para 30 cm de penetración.

4.3 Ensayos de Laboratorio de los sondeos

Todas las muestras fueron previamente descritas en el campo y luego adecuadamente embaladas para su traslado al laboratorio de EyP S.R.L.

De cada muestra retirada durante la perforación y de cada uno de los ensayos de penetración estándar SPT realizados, se determinaron las muestras representativas.

Con las muestras representativas se realizaron ensayos standard de clasificación de suelos.

4.3.1. Ensayos Standard

Los ensayos se efectuaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Pavimentos de nuestra empresa, siguiendo las Normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y fueron los siguientes:

- Contenido de Humedad Natural, ASTM-D-2216
- Análisis Granulométrico por Tamizado, ASTM-D-422
- Límite Líquido, ASTM-D-4318
- Límite Plástico, ASTM-D-4318
- Clasificación de suelos SUCS, ASTM-D-2487
- Clasificación de suelos AASTHO, ASTM-D-3282
- Peso Volumétrico de Grava, ASTM-C-127
- Determinación del Contenido de Sales Solubles Totales, ASTM-D-1884
- Determinación del Contenido de Cloruros, ASTM-D-512
- Determinación del Contenido de Sulfatos, ASTM-D-516

Sondaje N°	Muestra m De-a	Clasificación de suelos		w	LL	LP	IP
		SUCS	AASTHO	%	%	%	%
S-15	0.00-0.60	SW-SM	A-1-b(0)	1.72	17.69		N.P.
	0.60-2.50	SM	A-1-b(0)	3.85	19.32		N.P.
	2.50-3.55	GP-GM	A-1-a(0)	0.59	18.15		N.P.
	3.55-5.50	GP	A-1-a(0)	0.77			
	5.50-7.60	GP-GM	A-1-a(0)	0.63	17.97		N.P.

	7.60-16.50	GP	A-1-a(0)	2.06			
	16.50-17.60	GP-GM	A-1-a(0)	6.14	18.90		N.P.
	17.60-20.00	GP	A-1-a(0)	5.68			
S-16	0.05-0.40	SM	A-4(0)	8.72	18.06	14.82	3.24
	0.40-2.60	SP	A-1-b(0)	3.18			
	2.60-7.75	GP	A-1-a(0)	2.26			
	7.75-8.00	GW-GM	A-1-a(0)	9.12	18.34		N.P.
	8.00-11.50	GP	A-1-a(0)	2.07			
	11.50-12.70	SP-SM	A-1-b(0)	2.10	17.98		N.P.
	12.70-17.55	GP	A-1-a(0)	1.91			
	17.55-17.90	GM	A-2-4(0)	2.14	22.19		N.P.
	17.90-20.00	SP	A-1-b(0)	1.42			
S-17	0.00-0.20	SM	A-2-4(0)	17.75	19.72		N.P.
	0.20-2.70	GP-GM	A-1-a(0)	4.10	16.44		N.P.
	2.70-3.50	SW-SM	A-1-b(0)	3.64	17.05		N.P.
	3.50-12.50	GP	A-1-a(0)	1.19			
	12.50-13.70	SP-SM	A-1-b(0)	1.05	16.72		N.P.
	13.70-16.65	GP	A-1-a(0)	0.96			
	16.65-20.00	SP-SM	A-1-b(0)	4.10	17.58		N.P.

Además, se determinó el peso volumétrico de la grava, se muestran los resultados en el siguiente cuadro:

Sondaje N°	Muestra m De-a	Peso volumétrico de la grava
S-15	0.00-0.60	2.682
	0.60-2.50	2.605
	2.50-3.55	2.758
	3.55-5.50	2.752
	5.50-7.60	2.703
	7.60-16.50	2.704
	16.50-17.60	2.707
	17.60-20.00	2.740
S-16	0.05-0.40	2.635
	0.40-2.60	2.673

	2.60-7.75	2.762
	7.75-8.00	2.556
	8.00-11.50	2.739
	11.50-12.70	2.748
	12.70-17.55	2.730
	17.55-17.90	2.755
	17.90-20.00	2.738

S-17	0.00-0.20	2.500
	0.20-2.70	2.620
	2.70-3.50	2.639
	3.50-12.50	2.688
	12.50-13.70	2.689
	13.70-16.65	2.673
	16.65-20.00	2.680

Se realizaron análisis químicos, se muestran los resultados en el siguiente cuadro:

Sondaje N°	Muestra m De-a	Sales Solubles (SST) ppm	Cloruros (Cl) ppm	Sulfatos en SO ₄ ppm
S-15	3.55-5.50	1,477.00	291.68	405.36
S-16	2.60-7.75	1,163.00	223.70	363.60
S-17	3.50-12.50	964.00	170.76	265.39

4.4 Resumen de los Resultados de los Ensayos Geotécnicos en Sondajes

Sondaje N°	Ensayos m De-a	Número de golpes N _{spt}	Número de golpes N _{cp}	Resistencia kg/cm ²
S-15	2.70-3.00	>66	>131	>4.44
	3.70-4.00	>72	>144	>4.48
	4.70-5.00	>104		>4.48

	5.70-6.00	>78	>156	>4.44
	6.70-7.00	>43	> 85	>3.82
	7.70-8.00	>78	>155	>4.49
	8.70-9.00	>82	>164	>4.49
	9.70-10.00	>78	>155	>4.49
	10.70-11.00	>68	>136	>4.49
	11.70-12.00	>74	>148	>4.49
	12.70-13.00	>76	>151	>4.49
	13.70-14.00	>75	>150	>4.49
	14.70-15.00	66	132	>4.49
	15.70-16.00	>81	>162	>4.49
	16.70-17.00	>58	>116	>4.36
	17.70-18.00	>44	> 87	>3.90
	18.70-19.00	>47	> 94	>4.19
	19.70-20.00	>45	> 90	>4.00
S-16	3.70-4.00	69	137	>4.49
	4.70-5.00	>86	>172	>4.49
	5.70-6.00	>45	> 89	>4.00
	6.70-7.00	>86	>171	>4.49
	7.00-8.00	>84		>4.44
	8.70-9.00	>83	>165	>4.59
	9.70-10.00	>78	>156	>4.59
	10.70-11.00	>49	> 98	>4.49
	11.70-12.00	>83	>166	>4.45
	12.70-13.00	>85	>170	>4.49
	13.70-14.00	>85	>170	>4.49
	14.70-15.00	>86	>172	>4.49
	15.70-16.00	>47	> 93	>4.19
	16.70-17.00	>89	>178	>4.28
S-17	3.70-4.00	>55	>110	>4.49
	4.70-5.00	>84	>167	>4.49
	5.70-6.00	>61	>122	>4.49
	6.70-7.00	>83	>166	>4.49
	7.70-8.00	>89	>177	>4.49

8.70-9.00	>88	>176	>4.49
9.70-10.00	>83	>165	>4.49
10.70-11.00	>45	> 89	>4.40
11.70-12.00	>74	>148	>4.49
12.70-13.00	>85	>170	>4.46
13.70-14.00	>50	>100	>4.49
14.70-15.00	>48	> 95	>4.29
15.70-16.00	>79	>158	>4.49
16.70-17.00	>78	>156	>4.45
17.70-18.00	>87	>174	>4.45
18.70-19.00	>89	>178	>4.45
19.70-20.00	>92	>184	>4.45

4.5 Ensayos de Laboratorio de las Excavaciones

Todas las muestras fueron previamente descritas en el campo y luego adecuadamente embaladas para su traslado al laboratorio de EyP S.R.L.

Con las muestras representativas se realizaron los ensayos standard de clasificación de suelos.

4.5.1 Ensayos Standard

Los ensayos se efectuaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Pavimentos de nuestra empresa, siguiendo las Normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y fueron los siguientes:

- Contenido de Humedad Natural, ASTM-D-2216
- Análisis Granulométrico por Tamizado, ASTM-D-422
- Límite Líquido, ASTM-D-4318
- Límite Plástico, ASTM-D-4318
- Clasificación de suelos SUCS, ASTM-D-2487

- Clasificación de suelos AASTHO, ASTM-D-3282
- Peso Volumétrico de Grava, ASTM-C-127
- Determinación del Contenido de Sales Solubles Totales, ASTM-D-1884
- Determinación del Contenido de Cloruros, ASTM-D-512
- Determinación del Contenido de Sulfatos, ASTM-D-516

Excavación Nº	Muestra m De-a	Clasificación de suelos		w %	LL %	LP %	IP %
		SUCS	AASTHO				
C-1	0.00-2.00	GP	A-1-a(0)	3.08			
	2.00-3.50	GP-GM	A-1-a(0)	5.60	16.90		N.P.
	3.50-5.50	GP	A-1-a(0)	3.79			
	5.50-8.00	GP	A-1-a(0)	4.45			
	8.00-10.00	GP-GM	A-1-a(0)	5.62	17.03		N.P.
C-2	0.05-0.40	SC-SM	A-2-4(0)	11.46	20.15	14.75	5.40
	0.40-2.90	GP	A-1-a(0)	4.46			
	2.90-5.00	GP	A-1-a(0)	4.94			
C-3	0.00-1.00	GM	A-1-b(0)	18.18	19.56	16.86	2.70
	1.00-4.00	GC-GM	A-1-b(0)	19.24	22.15	17.15	5.00
C-4	0.00-2.20	SC-SM	A-1-b(0)	2.87	21.20	16.66	4.54
	2.20-3.00	SC-SM	A-2-4(0)	3.89	20.50	15.56	4.94
	3.00-5.00	GM	A-1-b(0)	7.32	19.07	16.11	2.96
	5.00-5.50	GW	A-1-a(0)	5.50			
	5.50-6.50	GP-GM	A-1-a(0)	5.88	17.98		N.P.
C-5	0.00-1.40	SM	A-1-b(0)	4.69	19.15	16.55	2.60
	1.40-1.70	ML	A-4(11)	34.6 7	34.12	24.14	9.98
	1.70-3.50	GP	A-1-a(0)	6.49			
	3.50-5.00	SP	A-1-a(0)	3.81			
	5.00-7.00	GW	A-1-a(0)	6.35			
	7.00-10.00	GP-GM	A-1-b(0)	3.37	18.32		N.P.

C-15	0.05-0.40	SM	A-1-b(0)	6.10	21.00		N.P.
------	-----------	----	----------	------	-------	--	------

	0.40-3.00	SP	A-1-b(0)	5.49			
	3.00-5.00	GP	A-1-a(0)	2.99			
C-16	0.05-0.30	SM	A-2-4(0)	8.18	18.68		N.P.
	0.30-5.00	GP	A-1-a(0)	4.20			
C-17	0.05-3.05	SP-SM	A-1-a(0)	3.60	17.04		N.P.
	3.05-5.00	SP	A-1-a(0)	4.38			
C-18	0.05-3.10	GP-GM	A-1-a(0)	4.54	16.61		N.P.
	3.10-5.00	GP	A-1-a(0)	4.25			
C-19	0.20-3.15	GP-GM	A-1-a(0)	5.15	16.72		N.P.
	3.15-5.00	GP	A-1-a(0)	5.34			

Además, se determinó el peso volumétrico de la grava y algunos pesos específicos de sólidos realizados, se muestran los resultados en el siguiente cuadro:

Excavación	Muestra	Peso	Peso
Nº	m	volumétrico	específico
	De-a	de la grava	de sólidos
C-1	0.00-2.00	2.679	
	2.00-3.50	2.676	
	3.50-5.50	2.687	2.759
	5.50-8.00	2.672	
	8.00-10.00	2.684	
C-2	0.05-0.40	2.630	
	0.40-2.90	2.627	
	2.90-5.00	2.722	2.733
C-3	0.00-1.00	2.720	
	1.00-4.00	2.624	
C-4	0.00-2.20	2.655	
	2.20-3.00	2.689	
	3.00-5.00	2.658	
	5.00-5.50	2.714	
	5.50-6.50	2.684	
C-5	0.00-1.40	2.637	

	1.40-1.70	2.638	
	1.70-3.50	2.652	
	3.50-5.00	2.682	2.748
	5.00-7.00	2.691	
	7.00-10.00	2.672	

C-15	0.05-0.40	2.612	
	0.40-3.00	2.597	
	3.00-5.00	2.624	
C-16	0.05-0.30	2.639	
	0.30-5.00	2.703	2.791
C-17	0.05-3.05	2.721	2.801
	3.05-5.00	2.735	
C-18	0.05-3.10	2.610	
	3.10-5.00	2.603	2.786
C-19	0.20-3.15	2.716	
	3.15-5.00	2.723	

Se determinó el análisis químico, se muestran los resultados en el siguiente cuadro:

Excavación Nº	Muestra m De-a	Sales Solubles (SST) ppm	Cloruros (Cl) ppm	Sulfatos en SO ₄ ppm
C-1	3.50-5.50	2,165.00	598.78	462.62
C-2	2.90-5.00	1,964.00	519.12	467.34
C-5	3.50-5.00	2,557.00	713.10	525.90

C-16	0.30-5.00	1,689.00	506.64	307.70
C-17	0.05-3.05	232.60	660.70	423.09
C-18	3.10-5.00	1,702.00	424.02	431.70

4.5.2 Ensayos Especiales

Se realizaron ensayos triaxiales de tipo UU, no consolidado no drenado ASTM-D-2850 con especímenes de 4" de diámetro, remoldeados de acuerdo a la densidad natural seca y a la humedad obtenidos en los ensayos de densidad natural-Método del cono de arena, se presenta el siguiente cuadro.

Excavación Nº	Ensayo m De-a	Humedad %	Densidad Seca Total (gr/cm ³)	Clasificación de suelos		Parámetros de resistencia	
				SUCS	AASTHO	Cohesión (kg/cm ²)	Ángulo de Fricción interna (°)
C-1	4.50-4.70	3.93	2.222	GP	A-1-a(0)	0	42.72
C-2	3.50-3.70	4.92	2.117	GP	A-1-a(0)	0	36.13
C-5	4.50-4.70	3.78	2.117	SP	A-1-a(0)	0	35.55
C-16	3.50-3.70	4.39	2.129	GP	A-1-a(0)	0	41.24
C-17	2.50-2.70	3.53	2.011	SP-SM	A-1-a(0)	0	39.17
C-18	3.50-3.70	4.25	2.070	GP	A-1-a(0)	0	37.55

4.6 Resumen de los Resultados de los Ensayos Geotécnicos de las Excavaciones

Se realizaron ensayos de densidad natural-Método del cono de arena ASTM-D-1556 a diferentes profundidades entre 2.50m y 7.50m con el fin de determinar la compacidad de los suelos.

Bajo el nivel estimado de la cimentación no se pudieron obtener muestras no disturbadas, debido a que los suelos que se encuentran son granulares, no cohesivos.

Excavación Nº	Ensayo m De-a	w %	Densidad Seca total (gr/cm ³)	Clasificación de suelos	
				SUCS	AASTHO
C-1	3.00-3.20	5.35	2.174	GP-GM	A-1-a(0)
	4.50-4.70	3.93	2.222	GP	A-1-a(0)
	6.00-6.20	4.46	2.205	GP	A-1-a(0)
	7.50-7.70	4.50	2.232	GP	A-1-a(0)
C-2	2.50-2.70	4.51	2.151	GP	A-1-a(0)
	3.50-3.70	4.92	2.117	GP	A-1-a(0)
	4.50-4.70	5.16	2.209	GP	A-1-a(0)
C-3	3.00-3.20	19.16	2.056	GC-GM	A-1-b(0)
C-4	2.50-2.70	4.01	1.493	SC-SM	A-1-b(0)
	4.00-4.20	7.35	1.899	GM	A-1-b(0)
	5.50-5.70	5.91	2.171	GP-GM	A-1-a(0)
C-5	3.00-3.20	6.57	1.888	GP	A-1-a(0)
	4.50-4.70	3.78	2.117	SP	A-1-a(0)
	6.00-6.20	6.52	2.170	GW	A-1-a(0)
	7.50-7.70	2.80	2.159	GP-GM	A-1-b(0)

C-15	2.50-2.70	5.56	1.953	SP	A-1-b(0)
	3.50-3.70	2.92	2.135	GP	A-1-b(0)
	4.50-4.70	3.06	2.061	GP	A-1-a(0)
C-16	2.50-2.70	4.74	2.704	GP	A-1-a(0)
	3.50-3.70	4.39	2.703	GP	A-1-a(0)
	4.50-4.70	3.46	2.702	GP	A-1-a(0)
C-17	2.50-2.70	3.53	2.011	SP	A-1-a(0)
	3.50-3.70	4.22	2.099	SP	A-1-a(0)
	4.50-4.70	4.54	2.194	SP	A-1-a(0)
C-18	2.50-2.70	4.34	2.114	GP	A-1-a(0)
	3.50-3.70	4.25	2.070	GP	A-1-a(0)
	4.50-4.70	3.43	2.147	GP	A-1-a(0)
C-19	2.50-2.70	5.28	2.163	GP-GM	A-1-a(0)
	3.50-3.70	5.38	2.235	GP	A-1-a(0)
	4.50-4.70	5.30	2.215	GP	A-1-a(0)

5.0 CAJAS PORTATESTIGOS

Los testigos obtenidos de los sondajes, fueron colocados en cajas de madera según especificaciones técnicas con sus respectivas tapas, las mismas que son pintadas, rotuladas y fotografiadas después de la descripción y clasificación correspondiente.

Las muestras obtenidas han sido colocadas en catorce (14) cajas.

6.0 CONCLUSIONES

1. En las áreas investigadas, los perfiles estratigráficos muestran casi en todos los puntos una capa superficial pequeña de 0.05m hasta 0.20m de tierra vegetal (T.V.).
2. De acuerdo a la evaluación en base a los ensayos de penetración de los sondajes y de los ensayos triaxiales UU con especímenes de 4" de diámetro ASTM-D-2850 en las excavaciones, se tiene lo siguiente:
 - En el sondaje S-15 en los ensayos de penetración realizados con el cono de Peck, los valores de q_u de 6.70m a 7.00m es $> 3.82 \text{ Kg/cm}^2$ y de 17.70 a 18.00 es $> 3.90 \text{ Kg/cm}^2$, si se observa en el cuadro en ambas pruebas el cono solamente entró 13 cm y 10 cm de los 30 cm.
 - En el sondaje S-16 en los ensayos de penetración realizados con el cono de Peck, los valores de q_u de 5.70m a 6.00m es $> 4.00 \text{ Kg/cm}^2$ y de 15.70 a 16.00 es $> 4.19 \text{ Kg/cm}^2$, en ambas pruebas el cono solamente entró 13 cm y 12 cm de los 30 cm, respectivamente.
 - En el sondaje S-17 en los ensayos de penetración realizados con el cono de Peck, el valor de q_u de 14.70 a 15.00 es $> 4.29 \text{ Kg/cm}^2$, el cono solamente entró 11 cm de los 30 cm.

Se puede concluir que la capacidad portante q_a es mayor a los 4.50 Kg/cm^2 , si tenemos en cuenta que en 50 de los 52 ensayos el cono no se introdujo los 30 cm que debe entrar.

3. En las excavaciones C-1, C-2, C-3, C-4 y C-5, se realizaron ensayos triaxiales UU, ASTM-D-2850 no consolidado no drenado con 03 (tres) especímenes de 4" de diámetro con presiones de cámara de 1, 2 y 4 Kg/cm².

Excavación	Ensayo	Cohesión	Ángulo de
Nº	m	kg/cm²	Fricción
	De-a		interna
C-1	4.50-4.70	0	42.72
C-2	3.50-3.70	0	36.13
C-5	4.50-4.70	0	35.55

4. En las excavaciones C-15, C-16, C-17, C-18 y C-19, se realizaron ensayos triaxiales UU, ASTM-D-2850 no consolidado no drenado con 03 (tres) especímenes de 4" de diámetro con presiones de cámara de 1, 2 y 4 Kg/cm².

Excavación	Ensayo	Cohesión	Ángulo de
Nº	m	kg/cm²	Fricción
	De-a		interna
C-16	3.50-3.70	0	41.24
C-17	2.50-2.70	0	39.17
C-18	3.50-3.70	0	37.55

5. En ambos sectores se realizaron ensayos teniendo en cuenta la compacidad de los suelos y los valores obtenidos son mínimo 35.55° y máximo 42.72°, es decir que la capacidad portante será mayor a los 4.0 Kg/cm² y que en profundidad esta aumenta,

esto es posible ya que se trata de suelos granulares que como cimentación son excelentes a buenos.

6. De los resultados obtenidos en los ensayos químicos, se determina que debido al bajo contenido de sales solubles totales (valores entre 964.00 y 2,557.00 p.p.m.) no son perjudiciales a la cimentación y no provocará el fenómeno de lixiviación (50,000 p.p.m. mínimo), en los cloruros (valores entre 170.70 y 713.10 p.p.m.) no son perjudiciales al acero estructural (3,000 p.p.m. mínimo) y en los SO_4 , (valores entre 265.39 y 525.90 p.p.m.) no son perjudiciales al concreto (1,000 p.p.m. mínimo).
7. Los ensayos realizados en este estudio se aplican exclusivamente a las áreas investigadas.

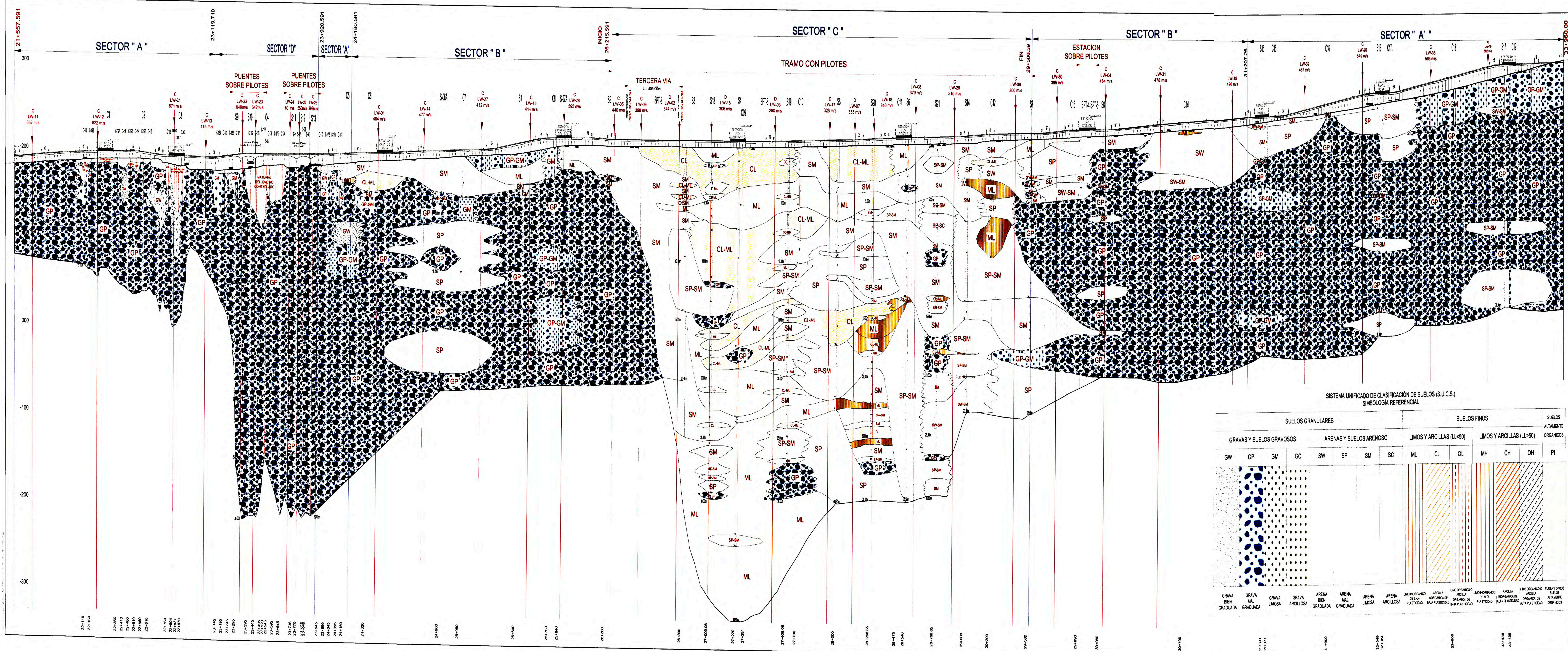
7.0 REFERENCIAS

- Alva Hurtado J.E. (1992), "Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones", Capítulo de Estudiantes, ACI-UNI, Lima.
- Alva Hurtado J., Meneses J. y Guzmán V. (1984), "Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna.
- Lambe T.W. y Whitman R.V. (1969), "Soil Mechanics", John Wiley, New York.
- Terzaghi K. y Peck R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley, New York.
- INGEMMET (1992), "Geología de los Cuadrángulos de Lima, Lurín, Chancay y Chosica", Boletín N° 43, Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico.

ANEXO A4:

PLANO PERFIL GEOTECNICO – TRAMO 2

LINEA 1 - METRO DE LIMA



SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S.U.C.S.)
SIMBOLOGIA REFERENCIAL

SUELOS GRANULARES				SUELOS FINOS				SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS						
GRAVAS Y SUELOS GRAVOSOS		ARENAS Y SUELOS ARENOSOS		LIMOS Y ARCILLAS (LL<50)		LIMOS Y ARCILLAS (LL>50)								
GW	GP	GM	GC	SW	SP	SM	SC	ML	CL	OL	MH	CH	OH	PI
GRAVA BIEN GRADUADA	GRAVA MAL GRADUADA	GRAVA LIMOSA	GRAVA ARCILLOSA	ARENA BIEN GRADUADA	ARENA MAL GRADUADA	ARENA LIMOSA	ARENA ARCILLOSA	LIMO ORGANICO DE BAJA PLASTICIDAD	ARCILLA ORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD	LIMO ORGANICO DE BAJA PLASTICIDAD	ARCILLA ORGANICA DE ALTA PLASTICIDAD	LIMO ORGANICO DE ALTA PLASTICIDAD	ARCILLA ORGANICA DE ALTA PLASTICIDAD	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS

PLANO LLAVE

LEYENDA

MTCA

ELECCION DE LAS ORNAS CABLES Y ELECTRONICAS DEL SISTEMA ELECTICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO

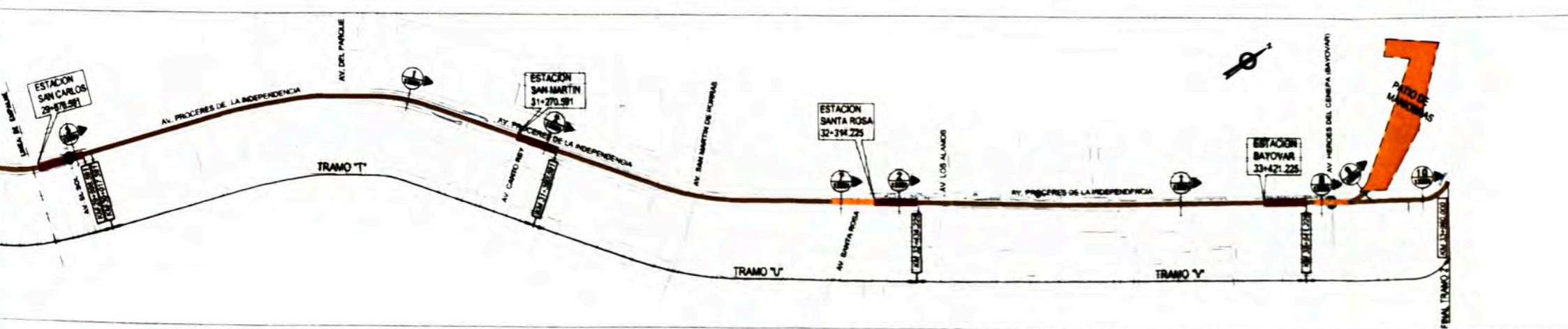
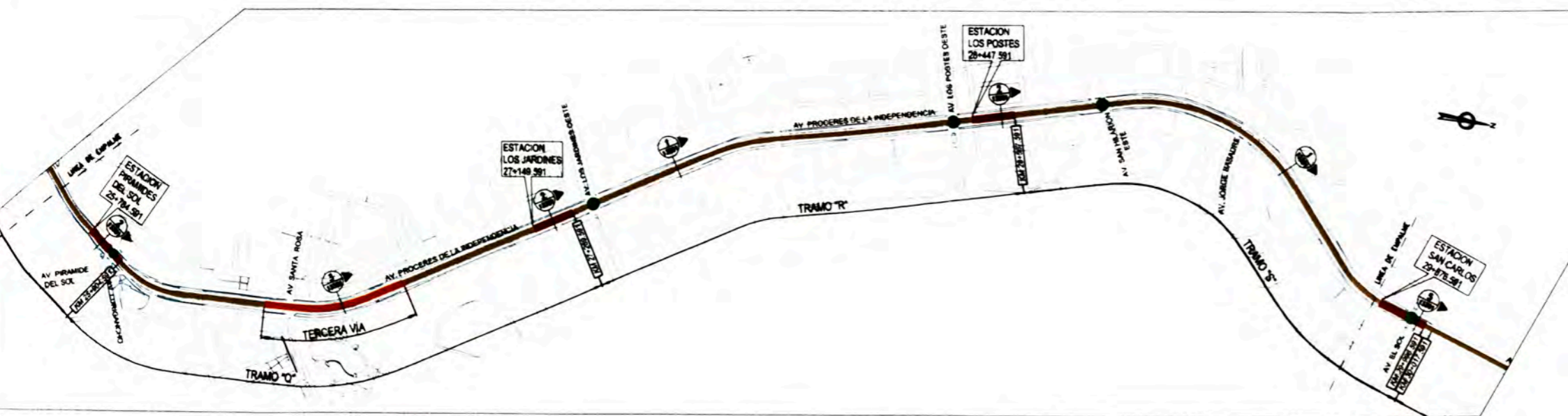
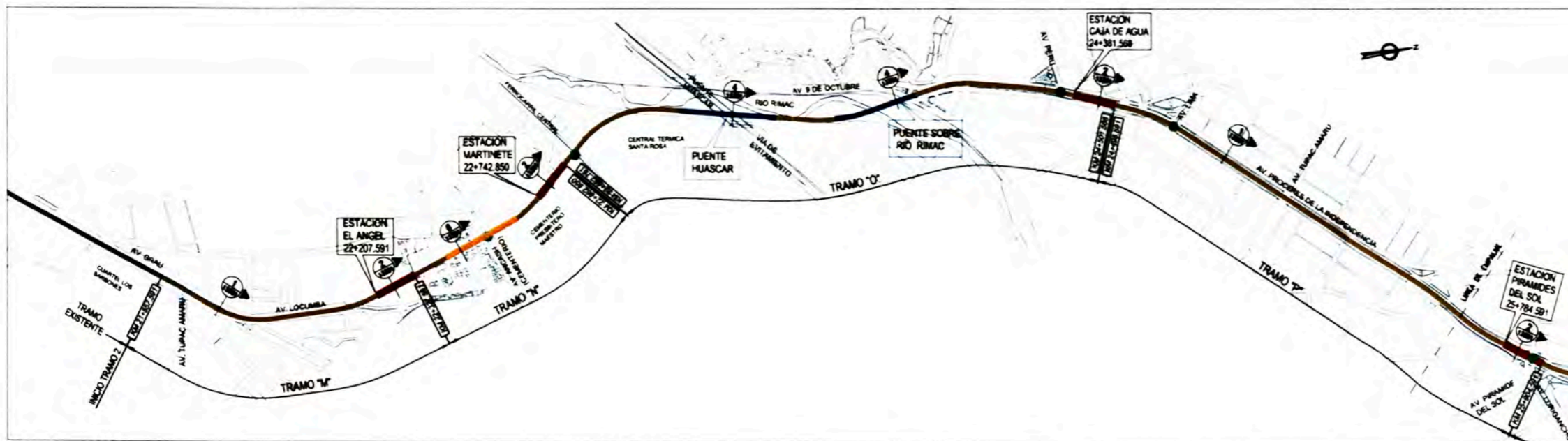
LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

REPL. COOTECNO. TRAMO 2

ANEXO B

PLANOS DEL PROYECTO

PLANO LLAVE



LEYENDA

- VIADUCTO EXISTENTE
- VIADUCTO PROYECTADO
- ESTACIÓN DE PASAJEROS
- TERCERA VÍA
- PUENTE
- PATIO DE MANIOBRAS
- CRUCES ESPECIALES
- INTERSECCIÓN VIAL

Referencia:
CTEL-CTE-GEN-OCI-DWG-13301: TRAMO GENERAL DEL VIADUCTO SECCIONES TÍPICAS

Supervisor	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cod. 1	Financ.
CEEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 2	
POYRY	REVISAR Y REBIBAR	Cod. 3	

01-25-Set-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	LMI	RPE	MCO	WVI
0A-16-Ago-12	EMITIDO PARA REVISIÓN	LMI	RPE	MCO	WVI

Proyecto:
EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1. TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Cod. Proyecto: CTELCTEGENOCI-DWG-1330001

PLANO GENERAL DEL PROYECTO TRAMO 2
AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO



PLANO LLAVE

LEYENDA

- ZONA DE TRABAJO
- DESVIÓ TRANSPORTE PÚBLICO Y PESADO (N-S)
- DESVIÓ TRANSPORTE PÚBLICO Y PESADO (S-N)
- DESVIÓ TRANSPORTE PRIVADO (N-S)
- DESVIÓ TRANSPORTE PRIVADO (S-N)
- DESVIÓ DE CONTINGENCIA

NOTAS

Referencias

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cod. 1	Firma:
	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 2	
	REVISAR Y REEMBAR	Cod. 3	

01-01-Jun-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	FCH	APA	SBA	WVI	
01-01-May-12	EMITIDO PARA REVISION	FCH	APA	SBA	WVI	
Rm	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DESEN	REVIS	APROB

Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO

LÍNEA 1 - TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Plan: PLAN DE DESVIÓ DE TRANSITO LÍNEA 1 - TRAMO 2

PLANO DE DESVIÓ GENERAL

ETAPA IV: AV. EL SOL - JR. EDUCACION

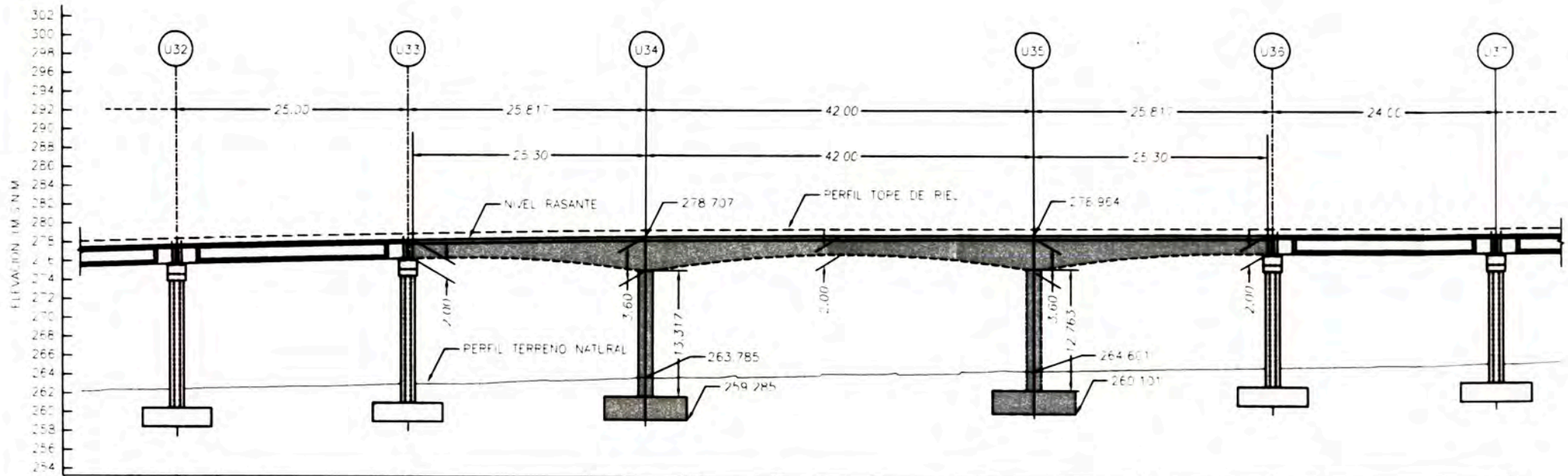
1/7500

PLANTA
ESC: 1/7500

ZONA DE TRABAJO	ÁREA (M ²)
ZONA DE TRABAJO TRAMO 2	4025
RUTA DE DESVIÓ TRANSPORTE PÚBLICO NORTE SUR	6530
RUTA DE DESVIÓ TRANSPORTE PÚBLICO SUR NORTE	1062
RUTA DE DESVIÓ TRANSPORTE PRIVADO NORTE SUR	1088
RUTA DE DESVIÓ TRANSPORTE PRIVADO SUR NORTE	6110

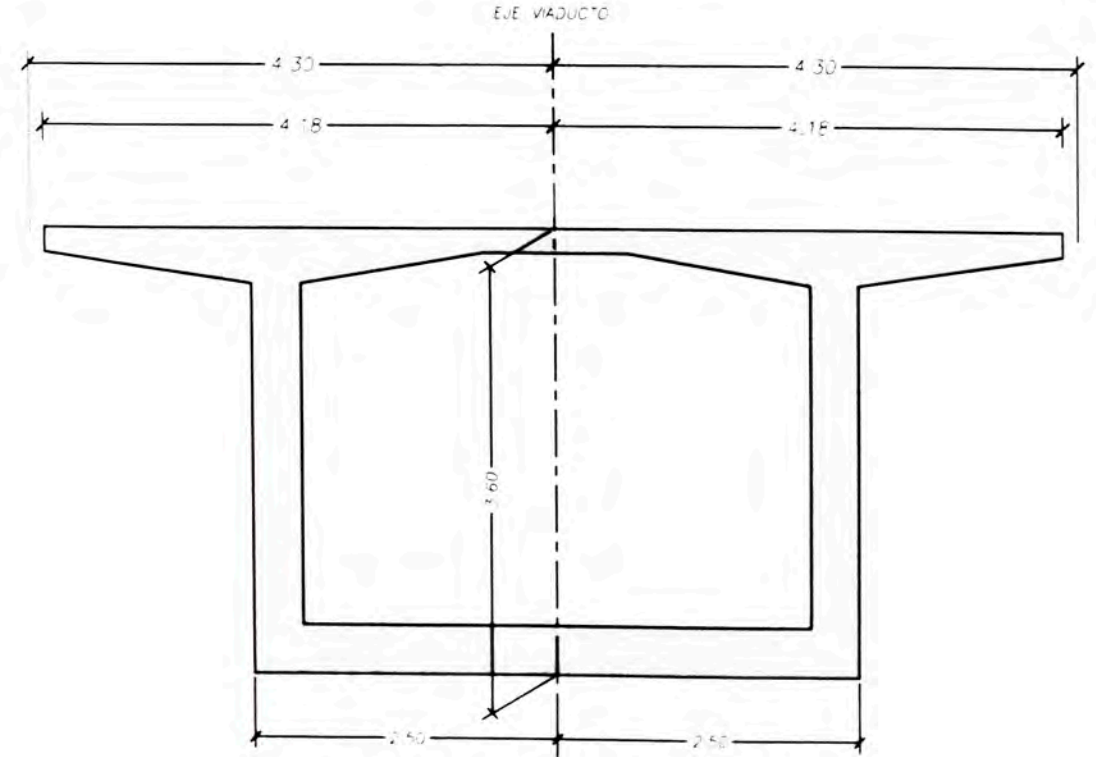
AV. EL SOL	JR. EDUCACION
PG 33-960	PG 33-960

MTC - EDSUR - OPS
 PLAN DE DESVIÓ DE TRANSITO LÍNEA 1 - TRAMO 2
 ETAPA IV: AV. EL SOL - JR. EDUCACION
 PLANO DE DESVIÓ GENERAL
 1/7500

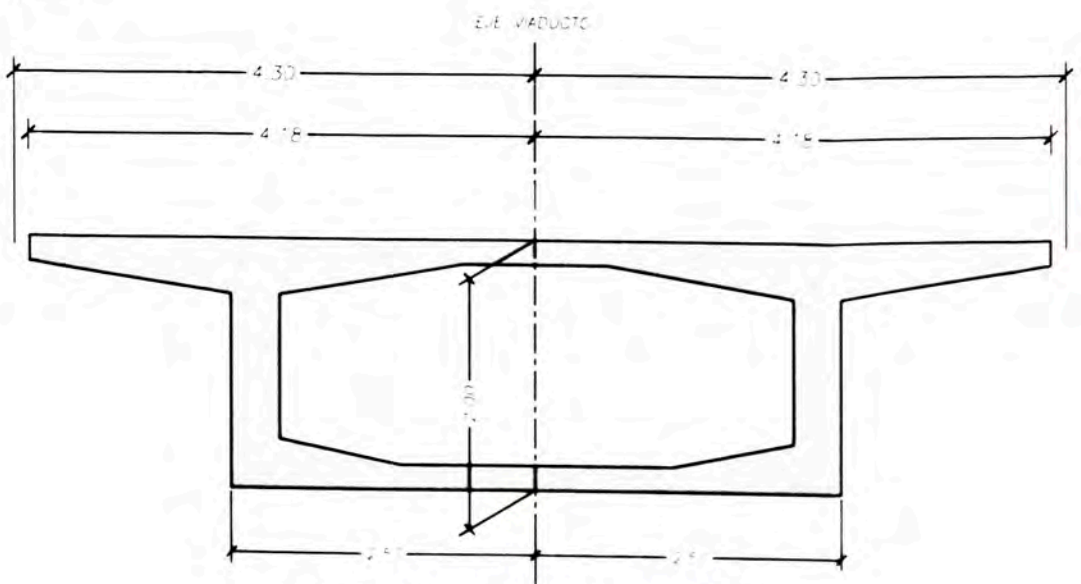


Progresiva (Km)	32+200	32+220	32+240	32+260	32+280	32+300	32+320	32+340
Cota Tope de Riel (m.s.n.m.)	278.525	278.968	279.233	279.479	279.722	279.972	279.772	279.912
Cota de Rasante (m.s.n.m.)	277.975	278.513	278.633	278.929	278.922	279.022	279.122	279.222
Cota Terreno Natural (m.s.n.m.)	262.589	263.041	263.517	263.974	264.313	264.825	265.202	262.600

VISTA GENERAL
ESC. 1/300

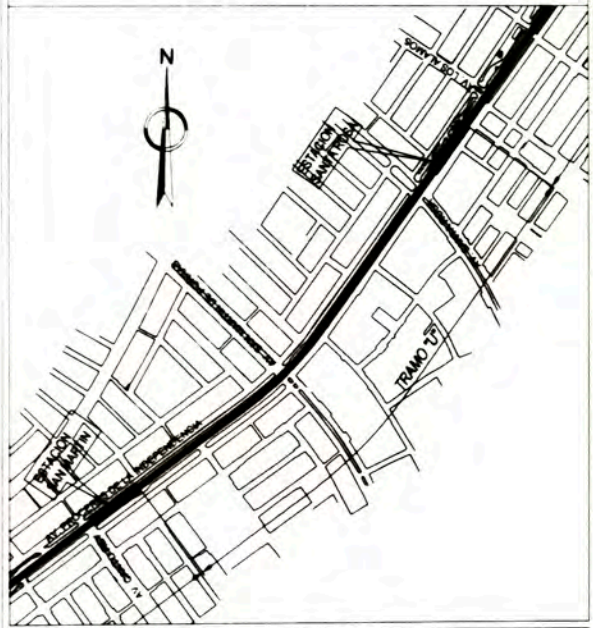


SECCION TRANSVERSAL SOBRE PILARES
ESC. 1/300



SECCION TRANSVERSAL EN EL CENTRO DE LUZ
ESC. 1/300

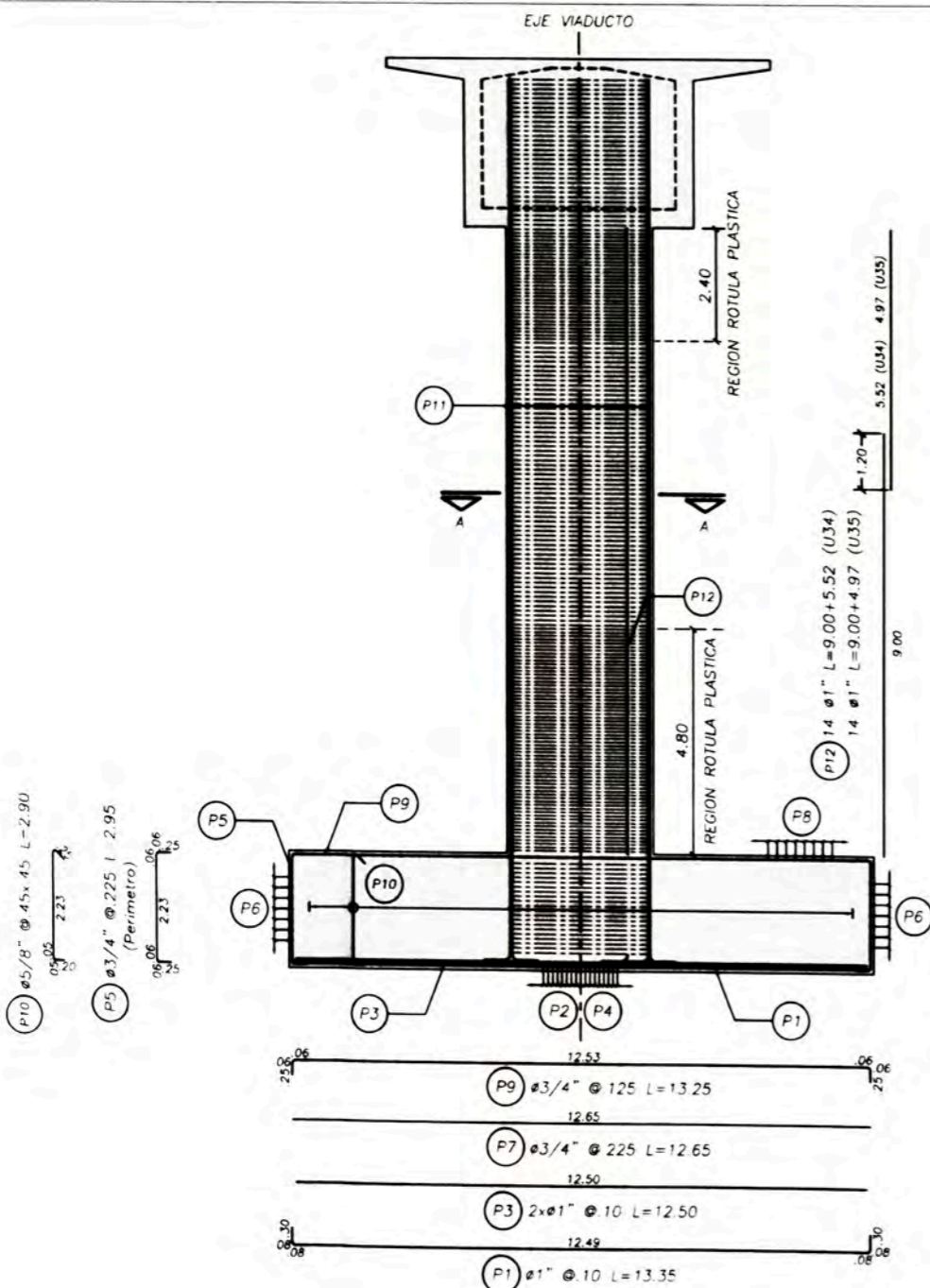
PLANO LLAVE



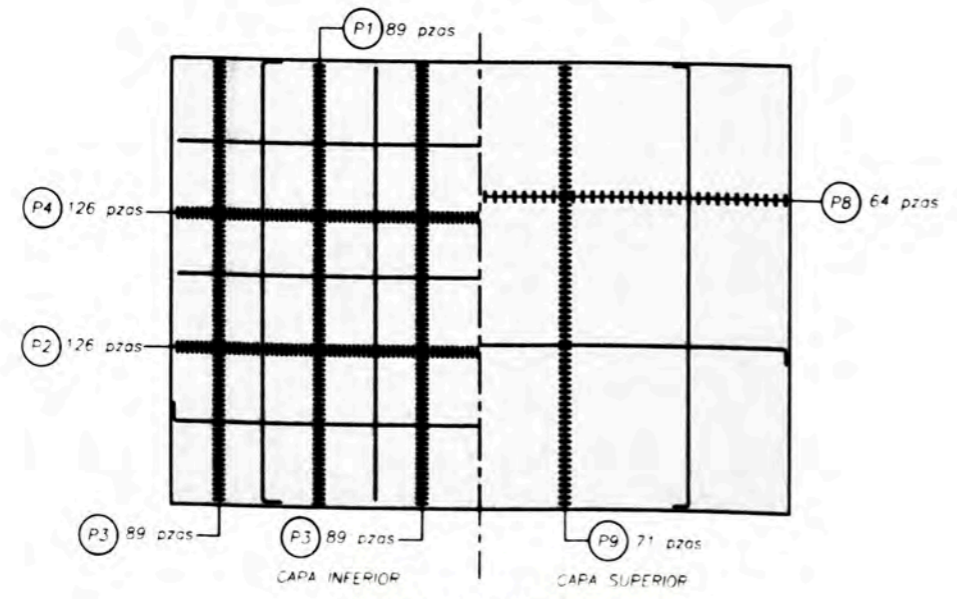
LEYENDA

Supervisor	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma
	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y RETORNAR	Cód. 3	

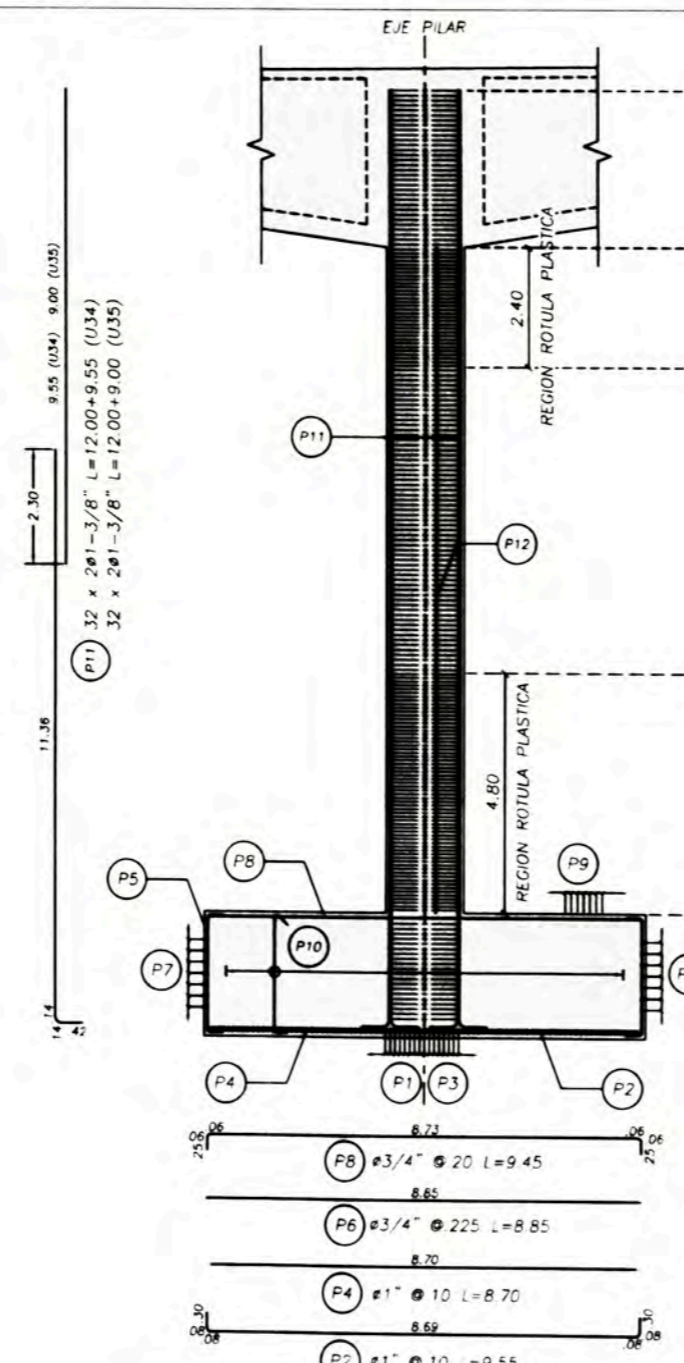
EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO
 C.T.E.L.T.Y.L.V.T.U.E.S.T.D.W.G.3.8.3.2.3.0.1
 TRAMO U MODULO UB
 VISTA GENERAL (ALT. SECCION VARIABLE)



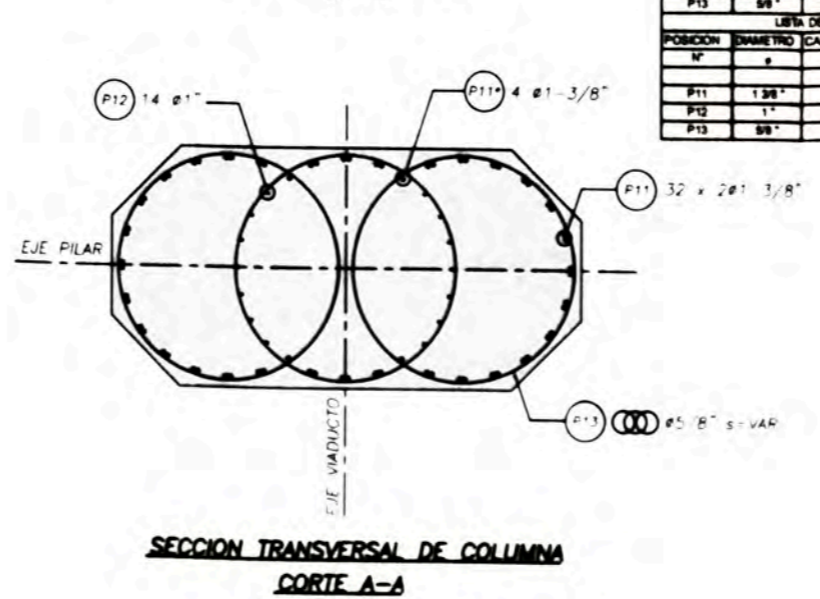
ELEVACION FRONTAL
ESC 1/75



PLANTA DE CIMENTACION
ESC 1/75



ELEVACION LATERAL
ESC 1/75



SECCION TRANSVERSAL DE COLUMNA
CORTE A-A
ESC 1/75

LISTA DE VARILLAS (ZAPATA U34 U35)

POSICION	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD	LONGITUD
N°	ø	N°	VARILLA	EMPALME	TOTAL
P1	1"	88	1335	140	13125
P2	1"	126	950	140	137870
P3	1"	178	1250	140	247420
P4	1"	126	870	0	108820
P5	3/4"	194	285	0	57230
P6	3/4"	18	885	0	15830
P7	3/4"	18	1285	85	24300
P8	3/4"	64	945	85	68820
P9	3/4"	71	1325	85	100110
P10	5/8"	80	290	0	26100

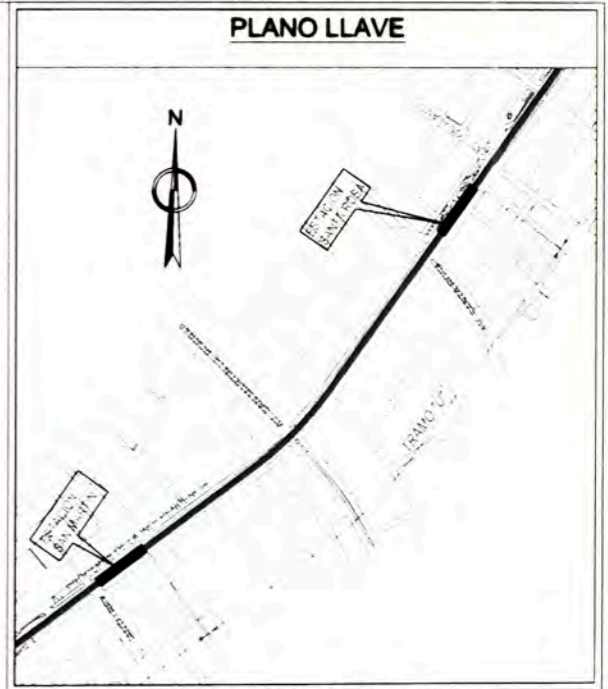
LISTA DE VARILLAS (COLUMNA U34)

POSICION	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD	LONGITUD
N°	ø	N°	VARILLA	EMPALME	TOTAL
P11	1 3/8"	88	2185	280	184220
P12	1"	14	1482	140	22280
P13	5/8"	845	471	0	303795

LISTA DE VARILLAS (COLUMNA U35)

POSICION	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD	LONGITUD
N°	ø	N°	VARILLA	EMPALME	TOTAL
P11	1 3/8"	88	2100	280	180480
P12	1"	14	1387	140	21518
P13	5/8"	827	471	0	285317

NOTAS:
1. TODAS LAS DIMENSIONES EN METROS SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO.



LEYENDA

Notas:
1.-CONCRETO ZAPATAS f_{cd} = 280 Kg/cm²

Referencias:

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma
	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REFINAR	Cód. 3	

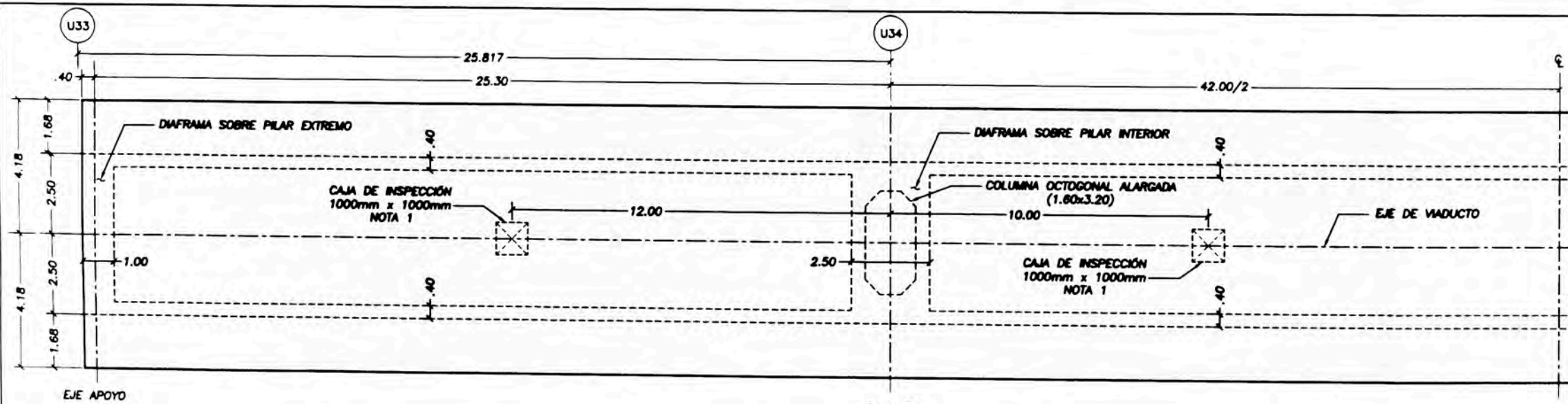
Rev	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DISEÑO	REVIS	APROB.
02	03-JUL-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCC	WV
01	07-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCC	WV
06	07-FEB-12	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCC	WV
04	27-OCT-11	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCC	WV

EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1 TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

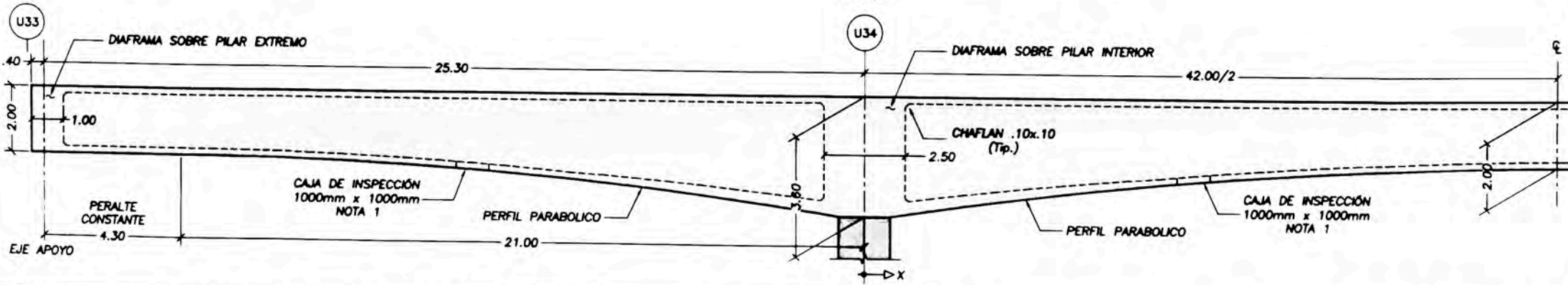
Código: C T E L T Y L V T U E S T D W G 3 8 3 2 5 0 2

Proyecto: **TRAMO U MODULO UB PILAR U34,U35 - ARMADURA**

Escala: (A1) INDICADA

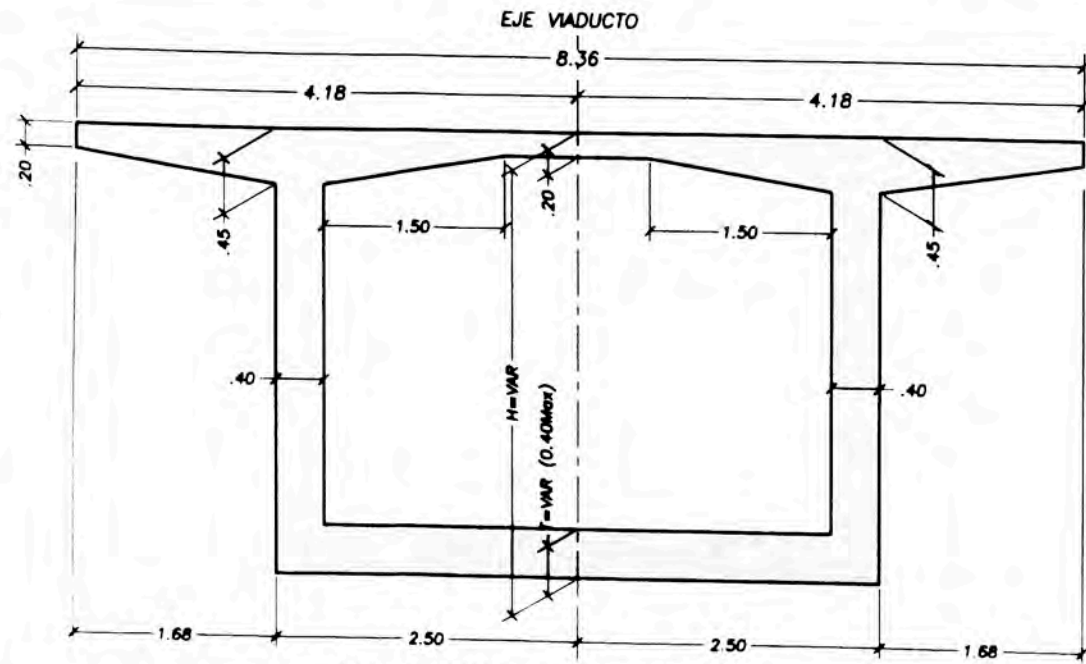


PLANTA
E.C. 1/20

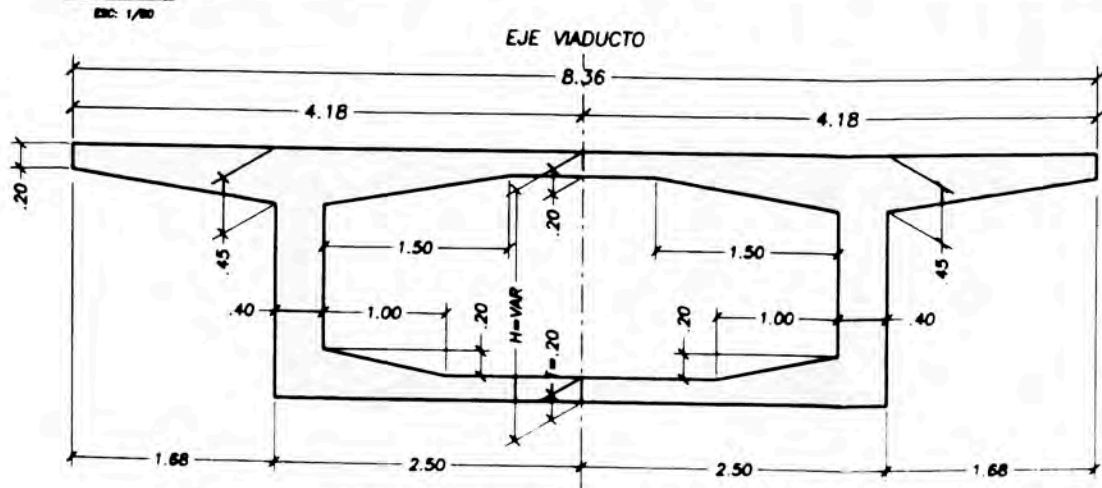


ELEVACION
E.C. 1/20

Losa Inf. T ⁺ (m)	Peralte "h" (m)	X (m)
0.200	2.000	-25.70
0.200	2.000	-21.00
0.200	2.004	-20.00
0.200	2.016	-19.00
0.200	2.035	-18.00
0.200	2.063	-17.00
0.200	2.098	-16.00
0.200	2.141	-15.00
0.200	2.192	-14.00
0.200	2.251	-13.00
0.200	2.318	-12.00
0.200	2.392	-11.00
0.200	2.474	-10.00
0.200	2.565	-9.00
0.226	2.663	-8.00
0.252	2.769	-7.00
0.277	2.882	-6.00
0.303	3.004	-5.00
0.329	3.133	-4.00
0.355	3.270	-3.00
0.381	3.416	-2.00
0.400	3.600	-1.25
--	3.800	0.00
0.400	3.800	+1.25
0.381	3.416	+2.00
0.355	3.270	+3.00
0.329	3.133	+4.00
0.303	3.004	+5.00
0.277	2.882	+6.00
0.252	2.769	+7.00
0.226	2.663	+8.00
0.200	2.565	+9.00
0.200	2.474	+10.00
0.200	2.392	+11.00
0.200	2.318	+12.00
0.200	2.251	+13.00
0.200	2.192	+14.00
0.200	2.141	+15.00
0.200	2.098	+16.00
0.200	2.063	+17.00
0.200	2.035	+18.00
0.200	2.016	+19.00
0.200	2.004	+20.00
0.200	2.000	+21.00

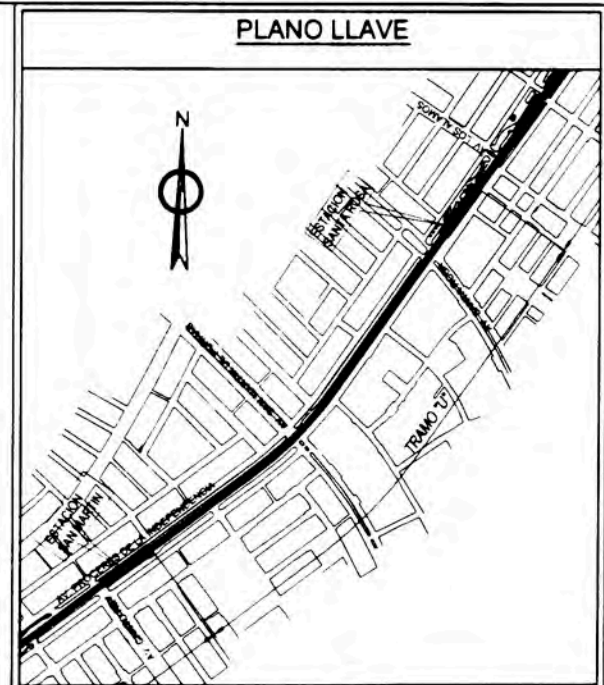


SECCION TRANSVERSAL ADYACENTE A PILARES
E.C. 1/20



SECCION TRANSVERSAL EN CENTRO DE TRAMO
E.C. 1/20

NOTAS
1. TODAS LAS DIMENSIONES EN METROS SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO



LEYENDA

Notas:
1. VER DETALLE DE CAJA DE INSPECCIÓN EN EL PLANO 36329 (DETALLE-1)

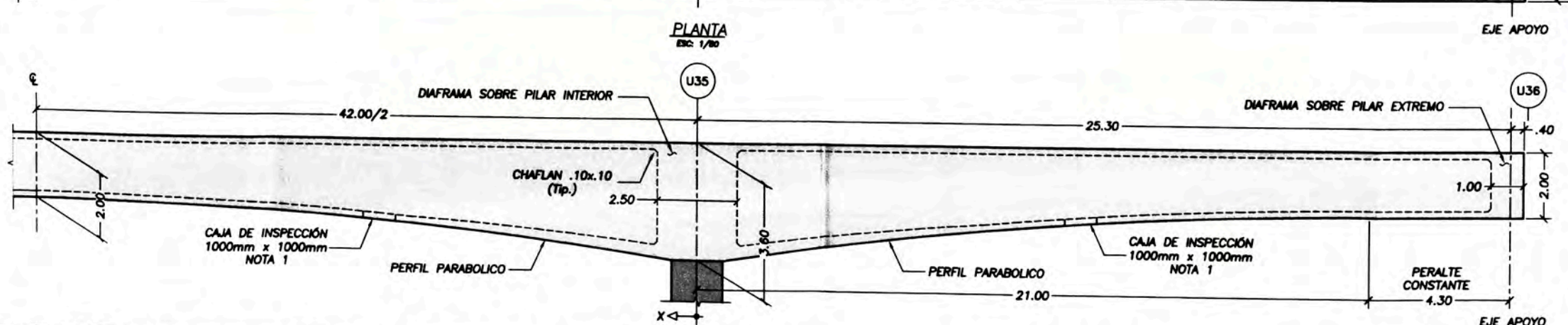
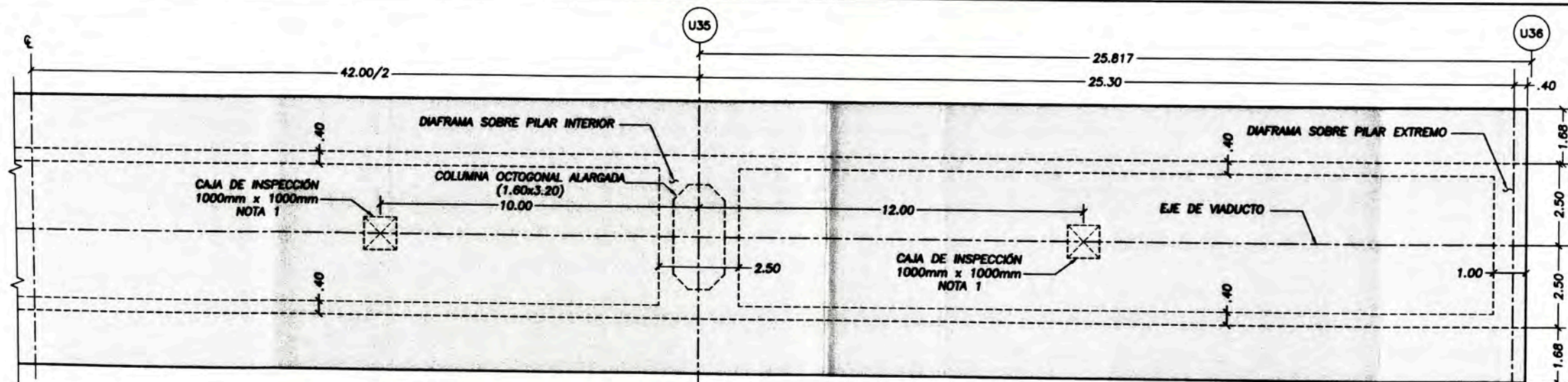
Supervisor	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cod. 1	Firma
CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 2	
POVRV	REVISAR Y RETENIR	Cod. 3	

No.	Fecha	Descripción de la revisión	LABOR	DISEÑO	REVIS.	APROB.
02	22-JUN-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WM
01	02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WM
08	07-FEB-12	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WM
0A	27-OCT-11	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WM

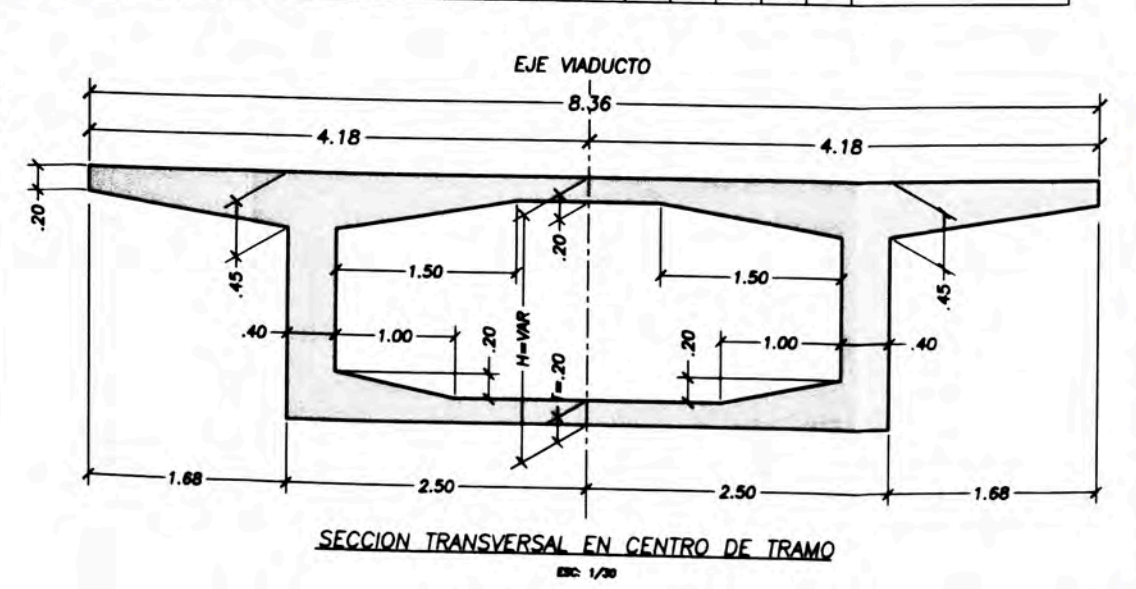
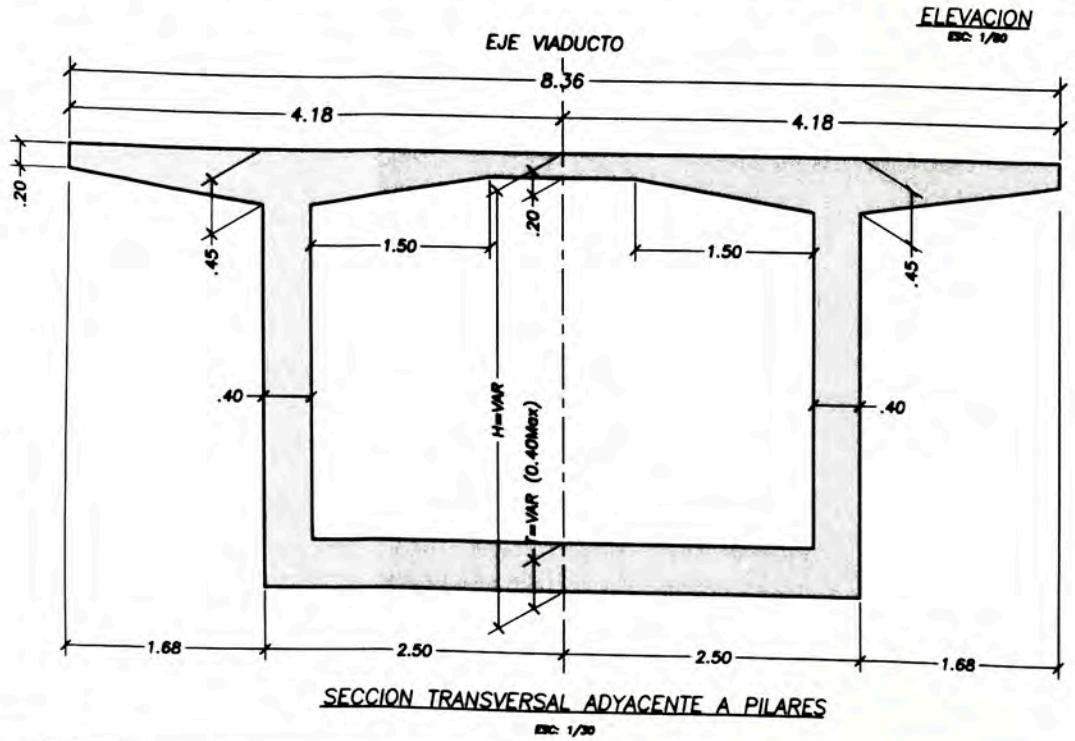
Logos for MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones), ODEBRECHT, and TALEN INTERNACIONAL.

EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1 TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

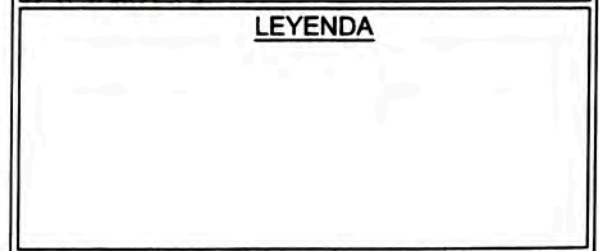
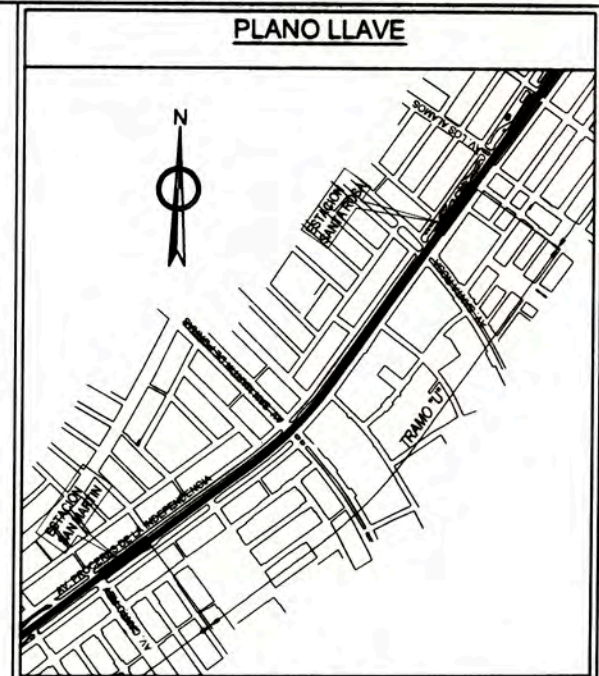
C.T.E.L.T.Y.L.V.T.U.E.S.T.D.W.G.3.8.3.2.6.0.2
TRAMO U MODULO UB
TABLERO - GEOMETRIA 1/3



T" (m) Losa Inf.	H" (m) Peralte	X (m)
0.200	2.000	+21.00
0.200	2.004	+20.00
0.200	2.016	+19.00
0.200	2.035	+18.00
0.200	2.063	+17.00
0.200	2.098	+16.00
0.200	2.141	+15.00
0.200	2.192	+14.00
0.200	2.251	+13.00
0.200	2.318	+12.00
0.200	2.392	+11.00
0.200	2.474	+10.00
0.200	2.565	+9.00
0.226	2.663	+8.00
0.252	2.769	+7.00
0.277	2.882	+6.00
0.303	3.004	+5.00
0.328	3.133	+4.00
0.355	3.270	+3.00
0.381	3.416	+2.00
0.400	3.600	+1.25
--	3.600	0.00
0.400	3.600	-1.25
0.381	3.416	-2.00
0.355	3.270	-3.00
0.328	3.133	-4.00
0.303	3.004	-5.00
0.277	2.882	-6.00
0.252	2.769	-7.00
0.226	2.663	-8.00
0.200	2.565	-9.00
0.200	2.474	-10.00
0.200	2.392	-11.00
0.200	2.318	-12.00
0.200	2.251	-13.00
0.200	2.192	-14.00
0.200	2.141	-15.00
0.200	2.098	-16.00
0.200	2.063	-17.00
0.200	2.035	-18.00
0.200	2.016	-19.00
0.200	2.004	-20.00
0.200	2.000	-21.00
0.200	2.000	-25.70



NOTAS:
1. TODAS LAS DIMENSIONES EN METROS SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO.



Notas:
1. VER DETALLE DE CAJA DE INSPECCIÓN EN EL PLANO 38328 (DETALLE-1)

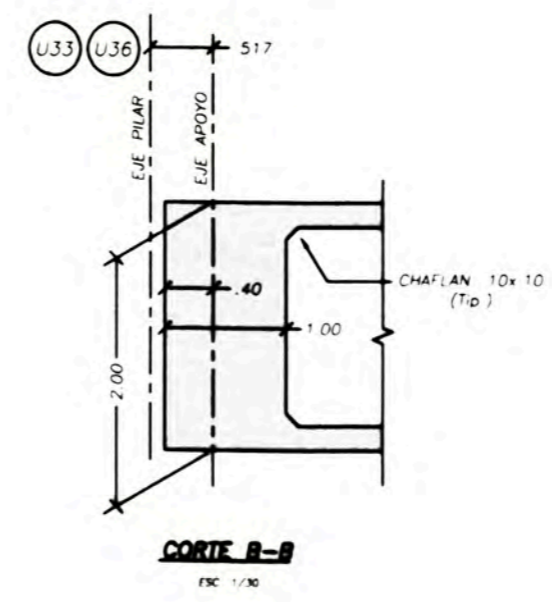
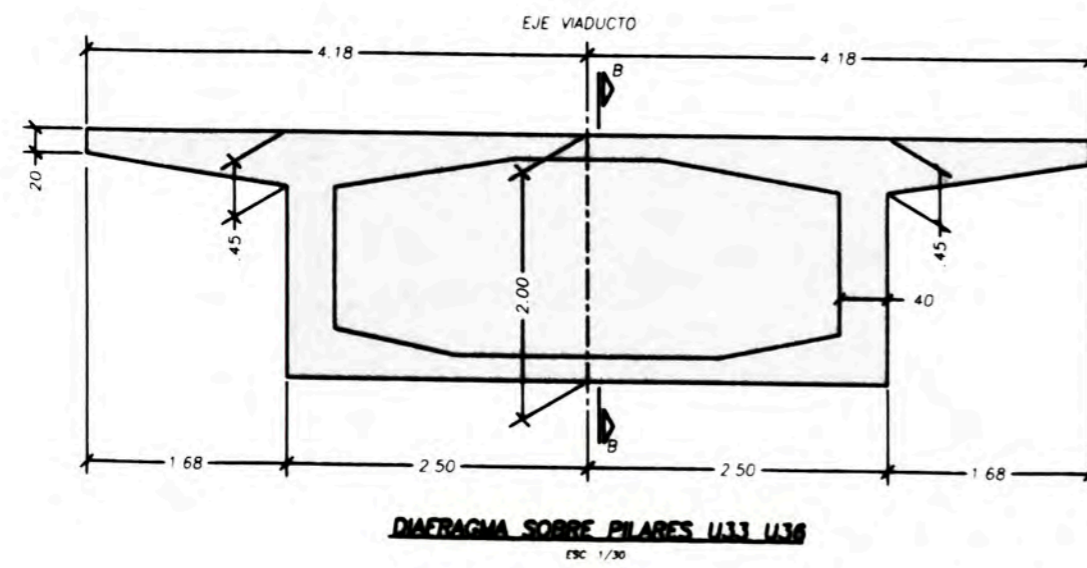
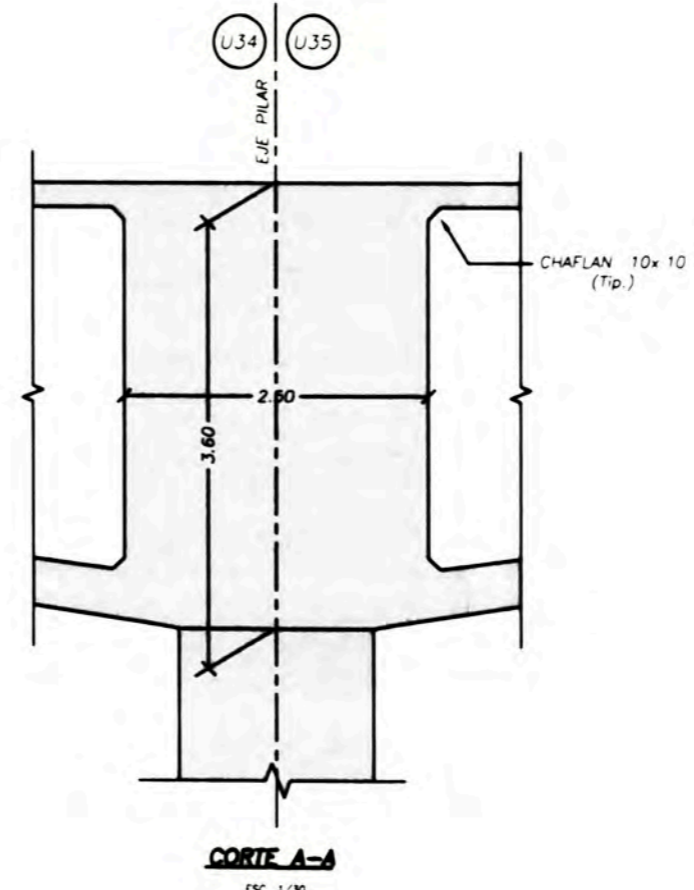
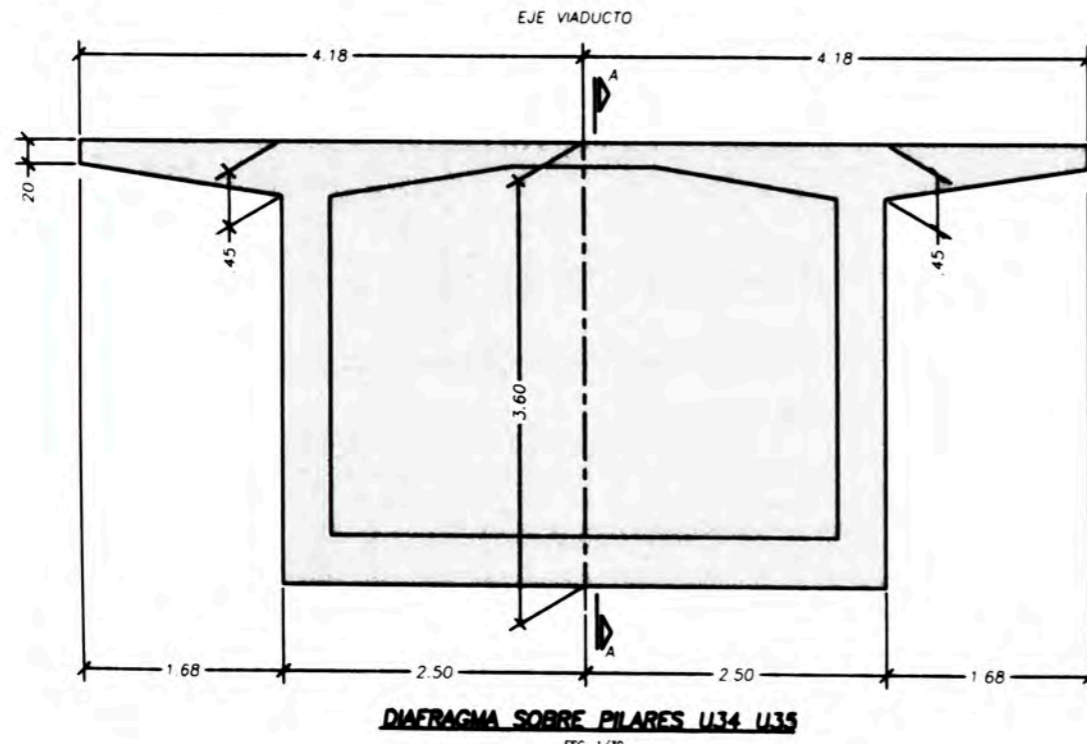
Referencias:

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REFINAR	Cód. 3	

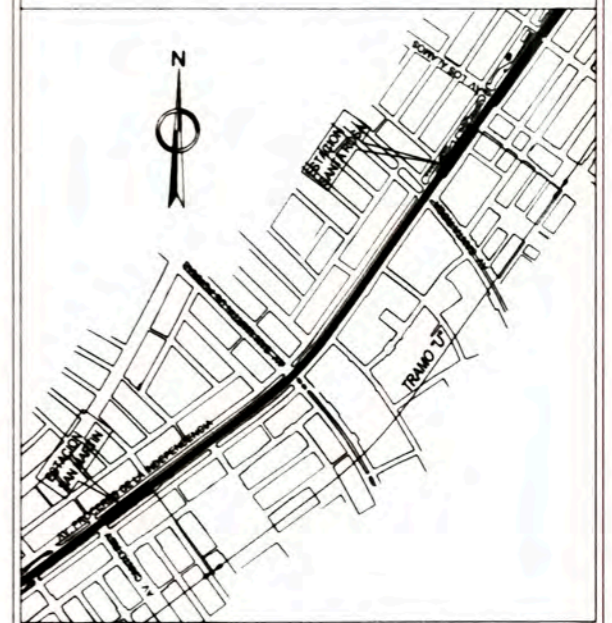
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR.	DISEÑO	REVIS.	APROB.
D2	22-JUN-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WVI
O1	02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WVI
OB	07-FEB-12	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WVI
OA	27-OCT-11	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WVI

Proyecto:
EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código: C,T,E,L,T,Y,L,V,T,U,E,S,T,D,W,G,3,8,3,2,7,0,2
 Escala: (A1)
 Tablero: TRAMO U MODULO UB
 Tablero: TABLERO - GEOMETRIA 2/3



PLANO LLAVE



LEYENDA

Notes:

Referencias:

Supervisión	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cod. 1	Firma
CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 2	
POYRY	REVISAR Y REEVALUAR	Cod. 3	

Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DISEÑO	REVIS	APROB

Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DISEÑO	REVIS	APROB
01	02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WVI
02	07-FEB-12	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WVI
03	27-OCT-11	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WVI

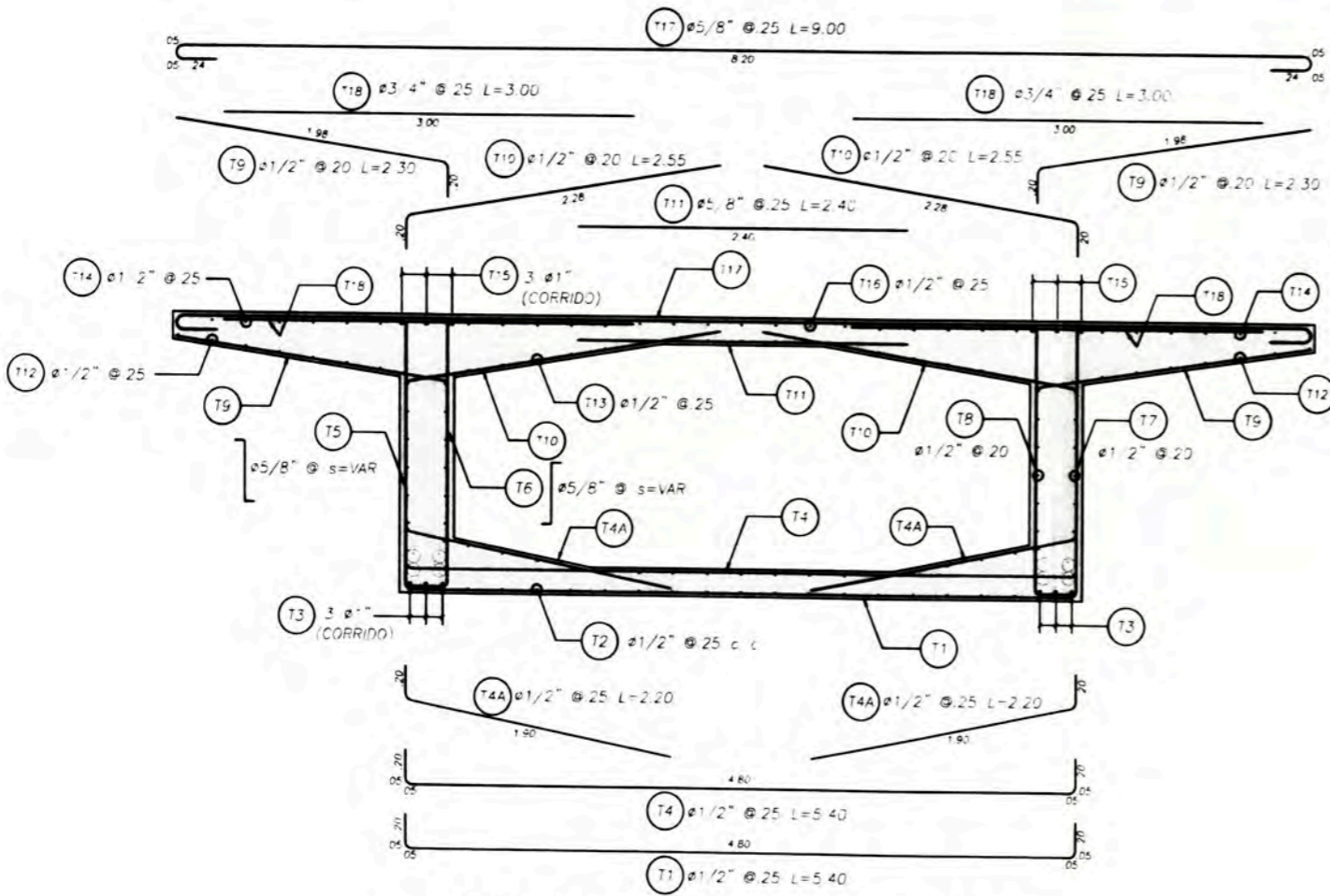
EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1 TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código: **CTELTYLVLTUESTDVG3832801**

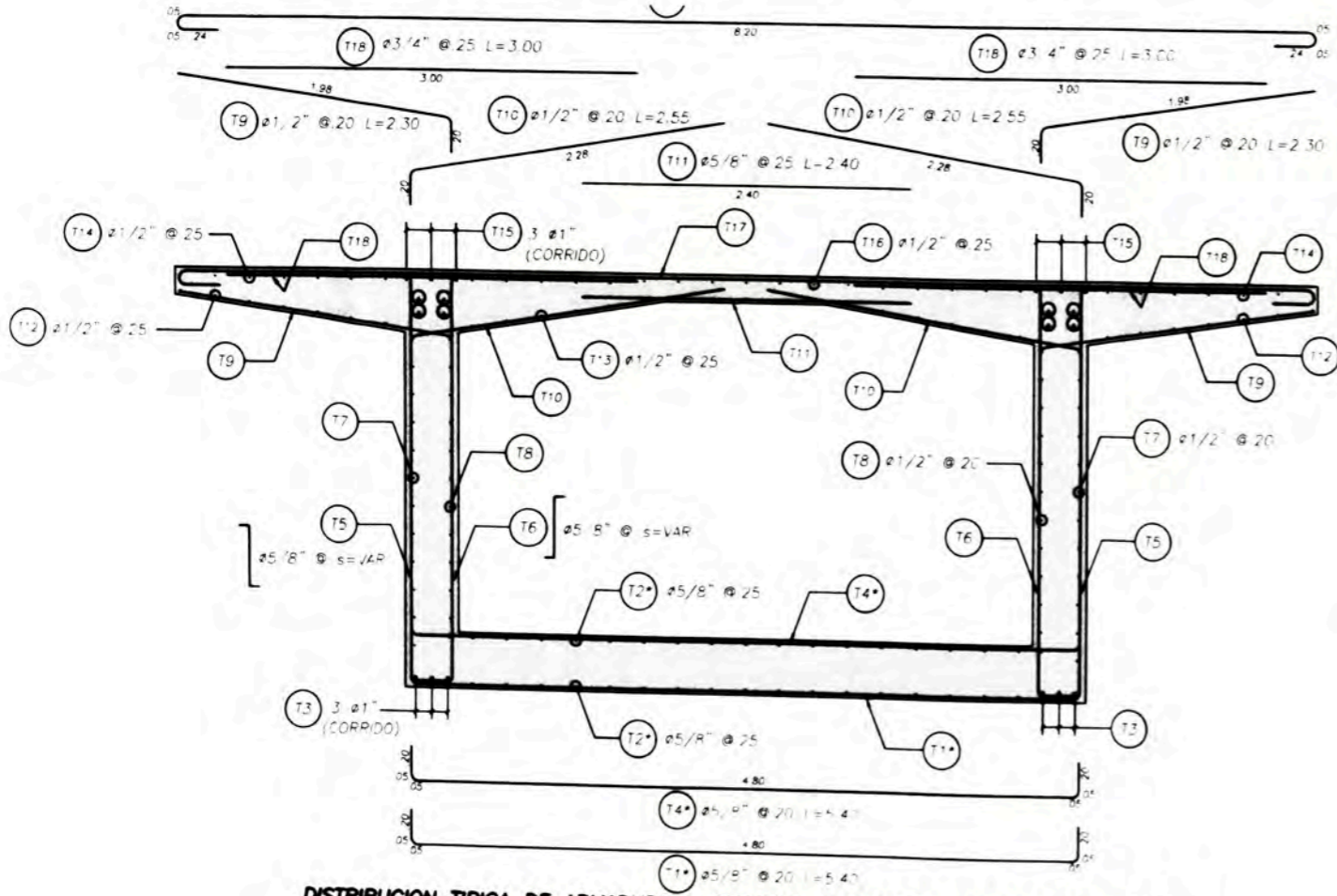
Proyecto: **TRAMO U MODULO U8 TABERO - GEOMETRIA 3/3**

Escala: (A1) INDICADA

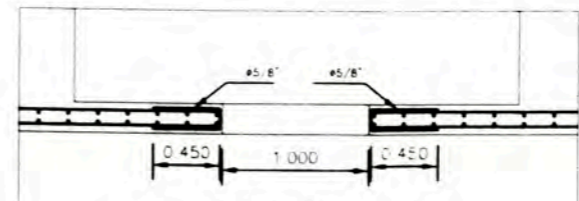
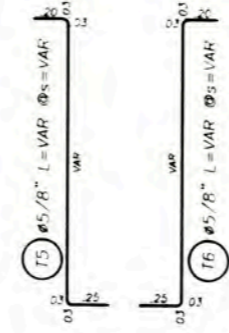
NOTAS
1. TODAS LAS DIMENSIONES EN METROS SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO



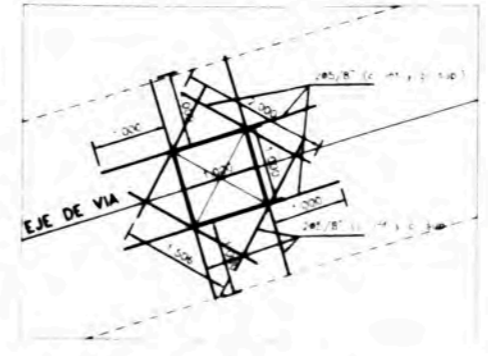
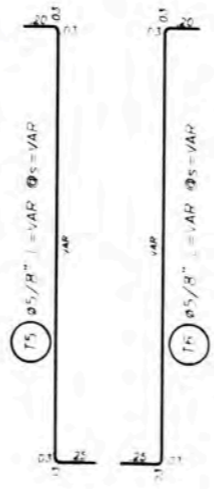
DISTRIBUCION TIPICA DE ARMADURA - SECCION A-A
ESC. 1/25



DISTRIBUCION TIPICA DE ARMADURA - SECCION ADYACENTE A PILARES U34 y U35 (SECCION B-B)
ESC. 1/25



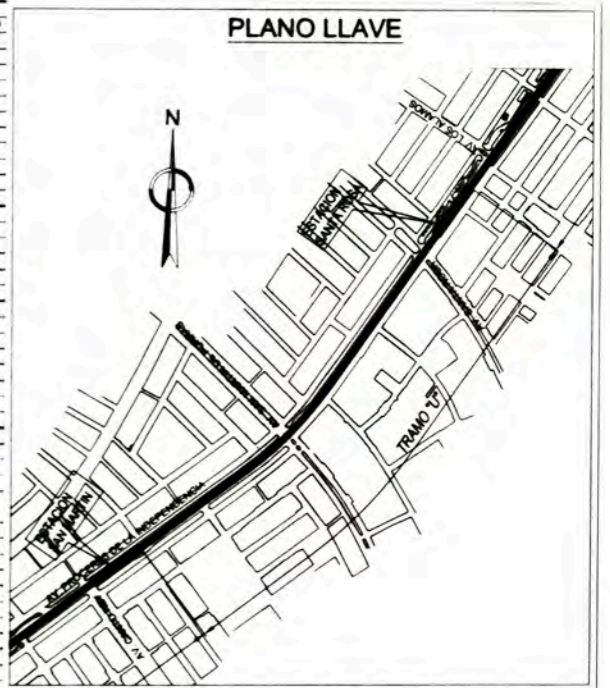
DETALLE 1
CORTE EN CAJA DE INSPECCION
ESC. 1/20



PLANTA
REFUERZO TIPICO EN CAJA DE INSPECCION
ESC. 1/20

POSICION	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD VARRILLA	LONGITUD EMPALME	LONGITUD TOTAL
N°	#	N°	cm	cm	cm
T1	5/8"	44	540	0	23760
T2	1/2"	80	540	0	32400
T3	5/8"	44	540	0	23760
T4A	1/2"	120	220	0	26400
T5	5/8"	120	288	0	34560
T6	5/8"	120	288	0	34560
T7	5/8"	30	347	0	10410
T8	5/8"	30	347	0	10410
T9	5/8"	36	385	0	13860
T10	5/8"	36	385	0	13860
T11	1/2"	238	230	0	54740
T12	1/2"	238	230	0	54740
T13	5/8"	94	240	0	22560
T14	5/8"	94	240	0	22560
T15	5/8"	188	300	0	56400
T16	5/8"	188	300	0	56400
T17	1/2"	34	1592	55	58012
T18	5/8"	34	1031	70	37434
T19	1/2"	6	2574	125	17894
T20	1/2"	14	2588	55	37464
T21	1/2"	14	2588	55	37464
T22	1/2"	14	1057	55	15088
T23	1/2"	14	1057	55	15088
T24	1/2"	14	2088	55	37464
T25	1/2"	17	2088	55	45482
T26	1/2"	17	2088	55	45482
T27	1/2"	17	2088	55	45482

POSICION	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD VARRILLA	LONGITUD EMPALME	LONGITUD TOTAL
N°	#	N°	cm	cm	cm
T1	5/8"	88	540	0	47520
T2	1/2"	176	540	0	95040
T3	5/8"	88	540	0	47520
T4A	1/2"	240	220	0	52800
T5	5/8"	240	288	0	69120
T6	5/8"	240	288	0	69120
T7	5/8"	60	347	0	20820
T8	5/8"	60	347	0	20820
T9	5/8"	72	385	0	27720
T10	5/8"	72	385	0	27720
T11	1/2"	396	230	0	91080
T12	1/2"	396	230	0	91080
T13	5/8"	156	240	0	37440
T14	5/8"	156	240	0	37440
T15	5/8"	312	300	0	93600
T16	5/8"	312	300	0	93600
T17	1/2"	34	1592	55	58012
T18	5/8"	34	1031	70	37434
T19	1/2"	6	2574	125	17894
T20	1/2"	14	2588	55	37464
T21	1/2"	14	2588	55	37464
T22	1/2"	14	1057	55	15088
T23	1/2"	14	1057	55	15088
T24	1/2"	14	2088	55	37464
T25	1/2"	17	2088	55	45482
T26	1/2"	17	2088	55	45482
T27	1/2"	17	2088	55	45482



LEYENDA

Notas:

Referencias:

Supervisor:		APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
		APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
		REVISAR Y REFINAR	Cód. 3	

No.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DISENO	REVIS	APROB
02	22-JUN-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WVI
01	02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WVI
08	07-FEB-12	FM.TI.D. PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WVI
04	27-OCT-11	FM.TI.D. PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WVI

--	--	--

Proyecto: **EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1. TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO**

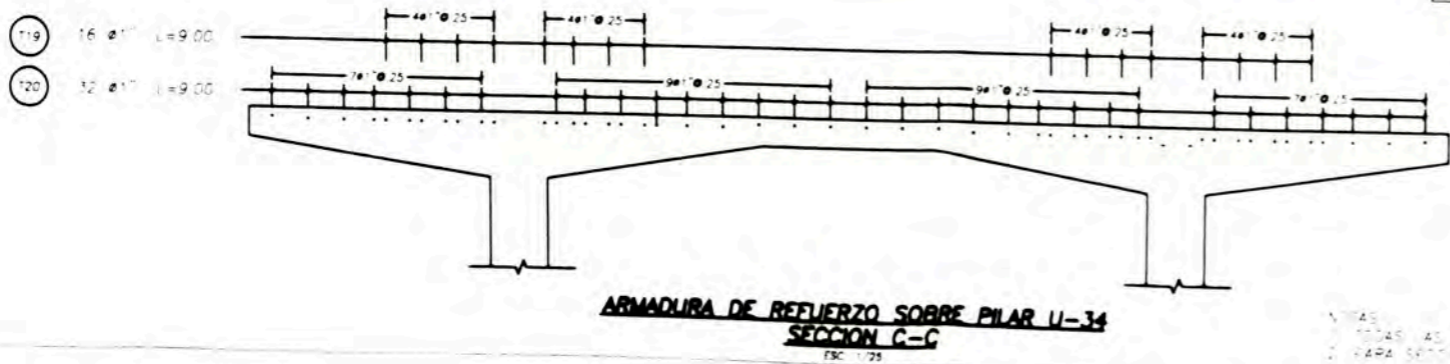
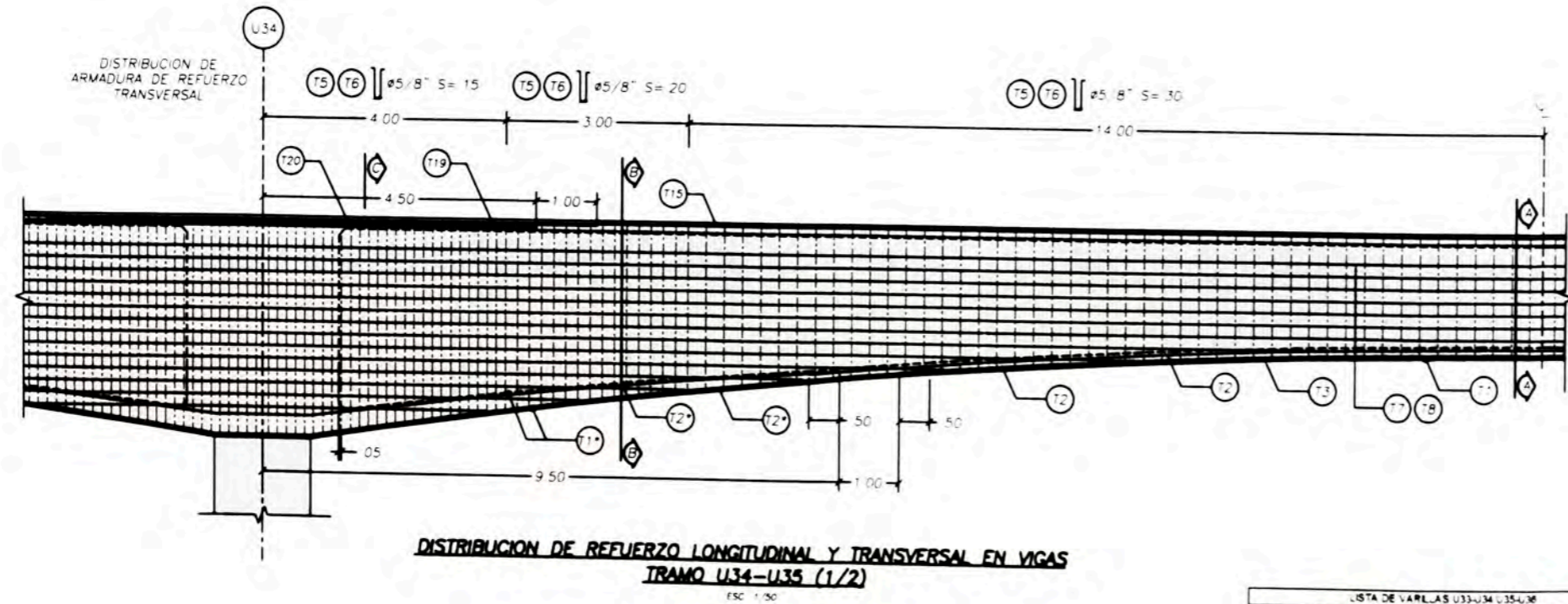
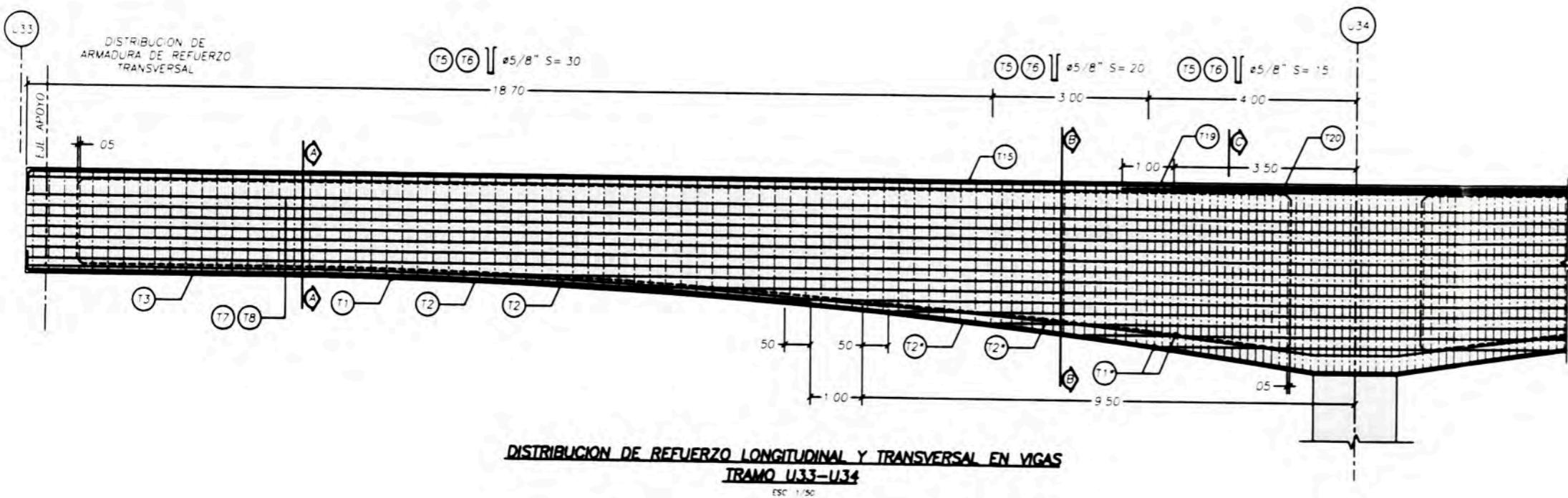
Código: **C.T.E.L.T.Y.L.V.T.U.E.S.T.D.W.G.3.8.3.2.9.0.2**

Tramo: **TRAMO U MODULO UB**

Dibujo: **VIGA CAJON - ARMADURA 1/3**

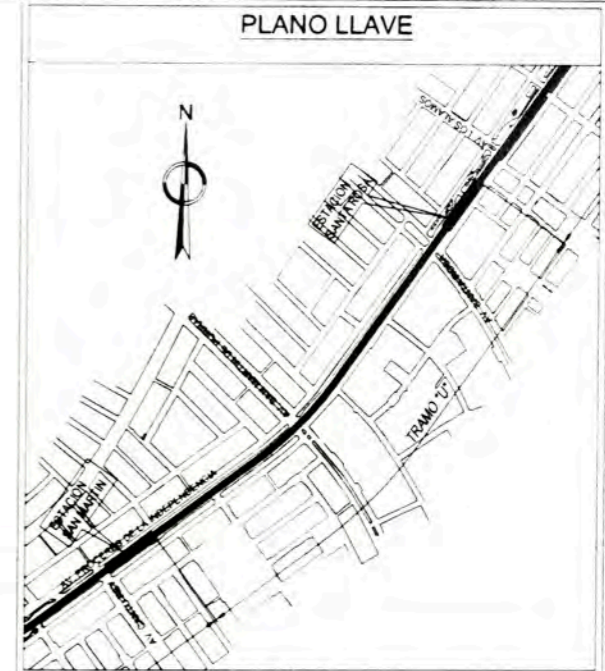
Escala: (A1)

INDICADA



LISTA DE VARILLAS U33-U34 U35-U36

POSICION	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD	LONGITUD
N°	Ø	N°	VARILLA	EMPALME	TOTAL
T19	16	18	900	0	14400
T20	12	32	900	0	28800



LEYENDA

Notas

Referencias

Supervisor	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cod. 1	Firma
CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 2	
	REVISAR / REVISAR	Cod. 3	

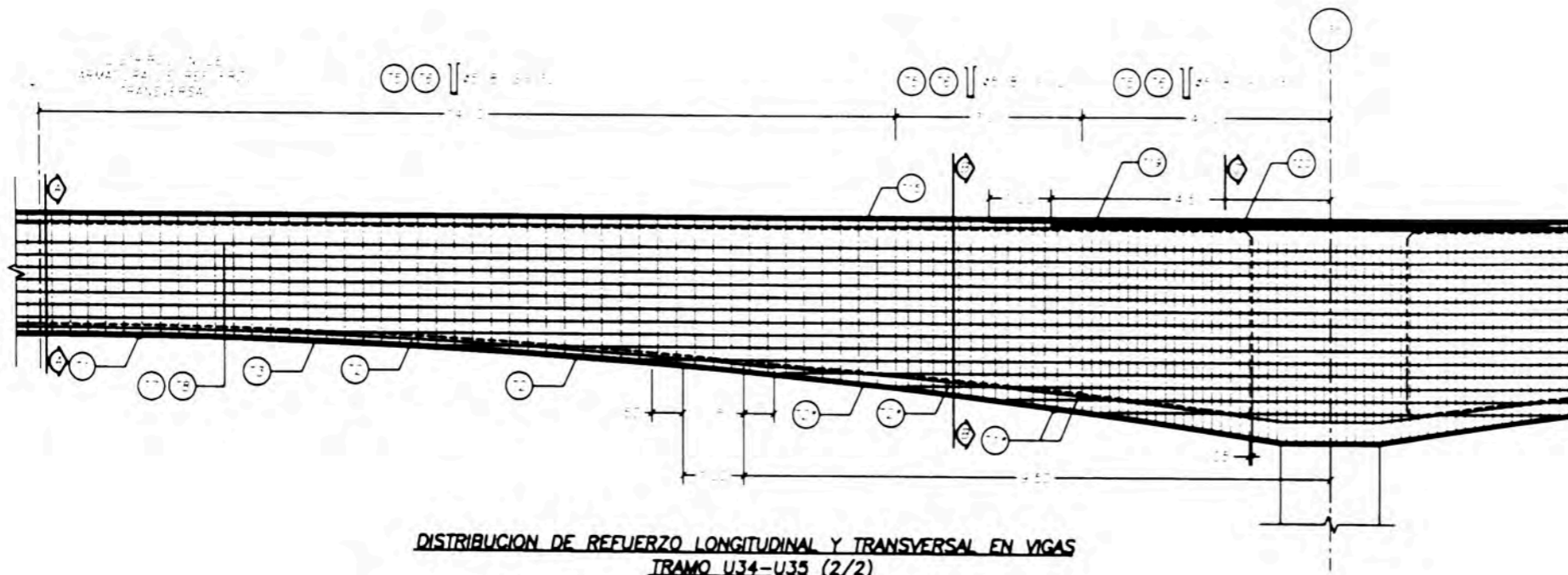
Fecha	Descripción de la revisión	Elaboró	Diseño	Revisó	Aprobó
01/02/MAR/12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WV
08/07/FEB/12	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WV
04/21/OCT/11	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WV

Logos for MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones), Consorcio TREN ELECTRICO, and ODEBRECHT TYL INTERNATIONAL.

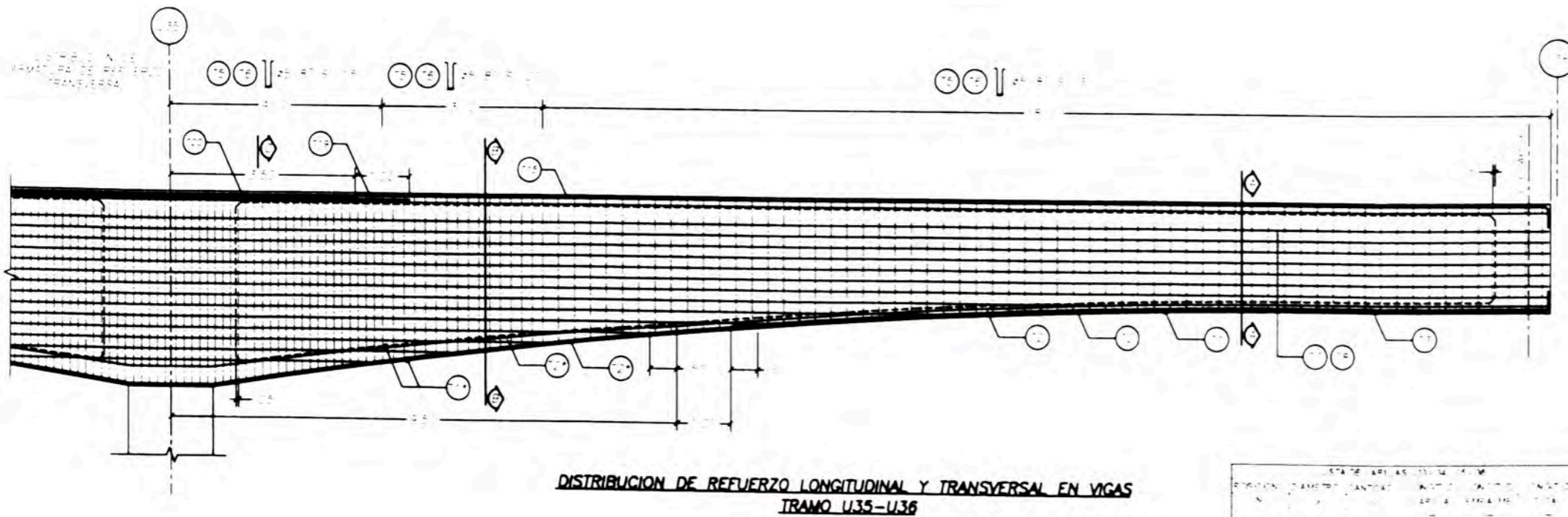
EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECHANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO
LINEA 1 TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

CTELTYLV TUESTD WG3.833001

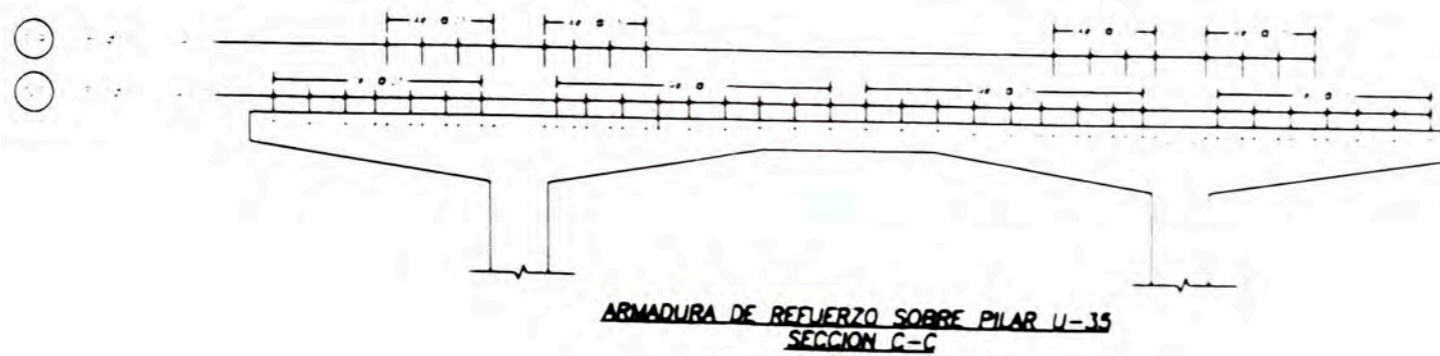
TRAMO U MODULO U8
VIGA CAJON - ARMADURA 2/3



DISTRIBUCION DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN VIGAS
TRAMO U34-U35 (2/2)

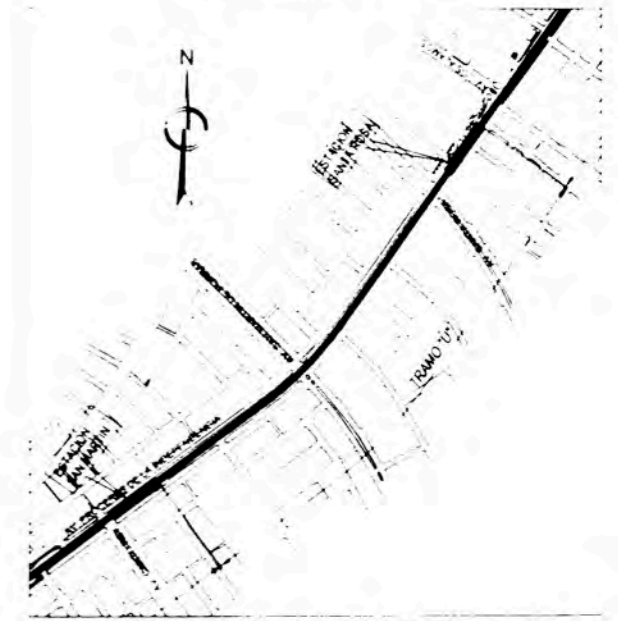


DISTRIBUCION DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN VIGAS
TRAMO U35-U36



ARMADURA DE REFUERZO SOBRE PILAR U-35
SECCION C-C

PLANO LLAVE



LEYENDA

LISTA DE BARRAS (CONTINUA)

POSICION	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD	VALOR
1	10	10	1.00	0.07
2	10	10	1.00	0.07
3	10	10	1.00	0.07
4	10	10	1.00	0.07
5	10	10	1.00	0.07
6	10	10	1.00	0.07
7	10	10	1.00	0.07
8	10	10	1.00	0.07
9	10	10	1.00	0.07
10	10	10	1.00	0.07

APROBADO EN DISEÑO: [Firma]

APROBADO EN COMENTARIOS: [Firma]

REVISAR Y RETEN. MP

CEBEL

POYRY

ODBRECHT

TREN ELECTRICO

TYLINTERNATIONAL

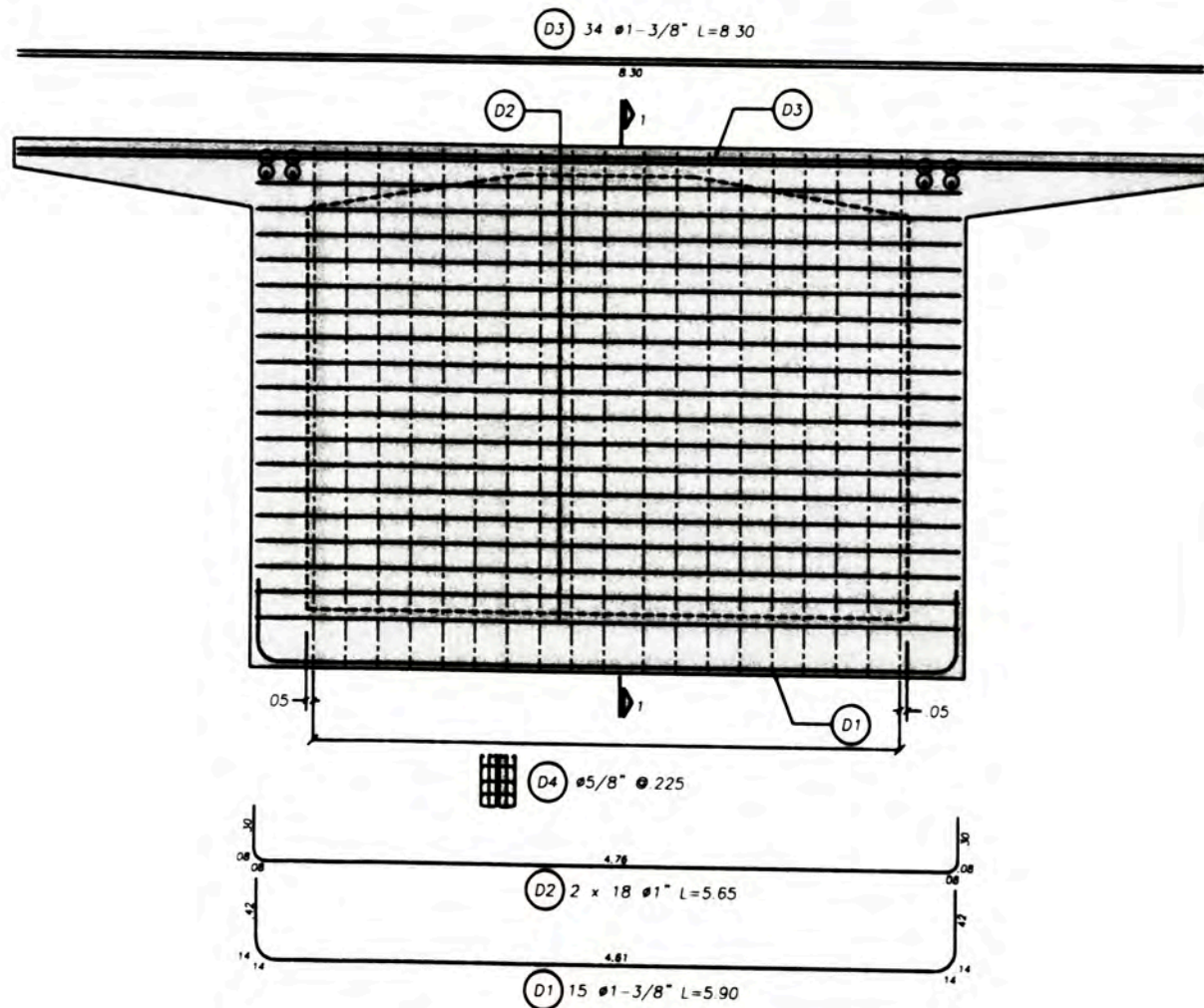
EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO

LINEA 1 TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

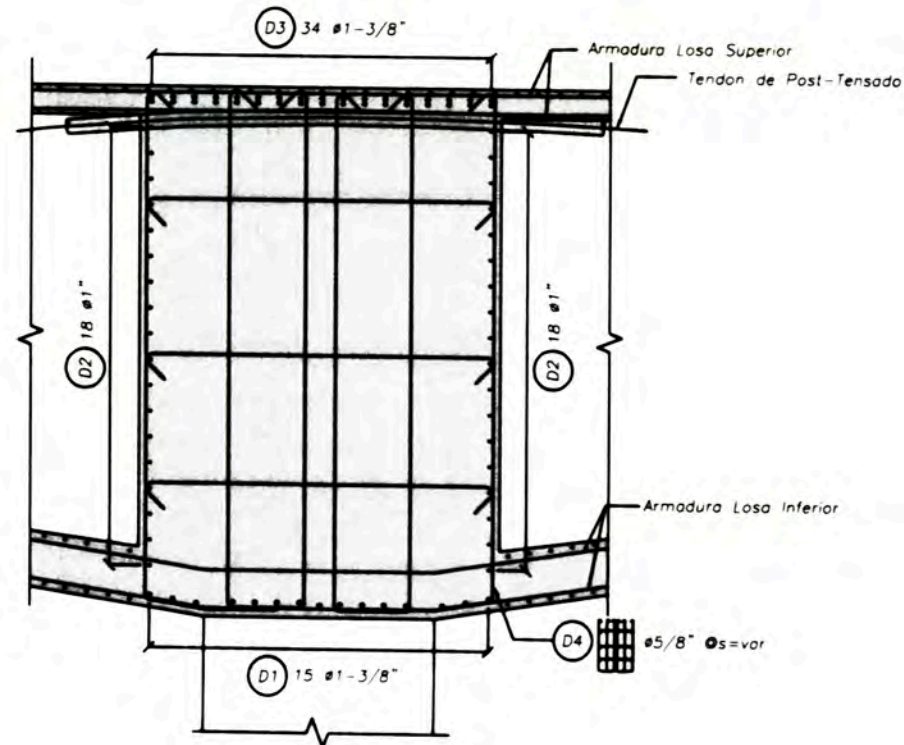
TRAMO U MODULO UB

VIGA CAJON - ARMADURA 3/3

C.T. E.L.T. Y L.V. T. U.E.S.T.D.W.G.3.8.33.1.0.1

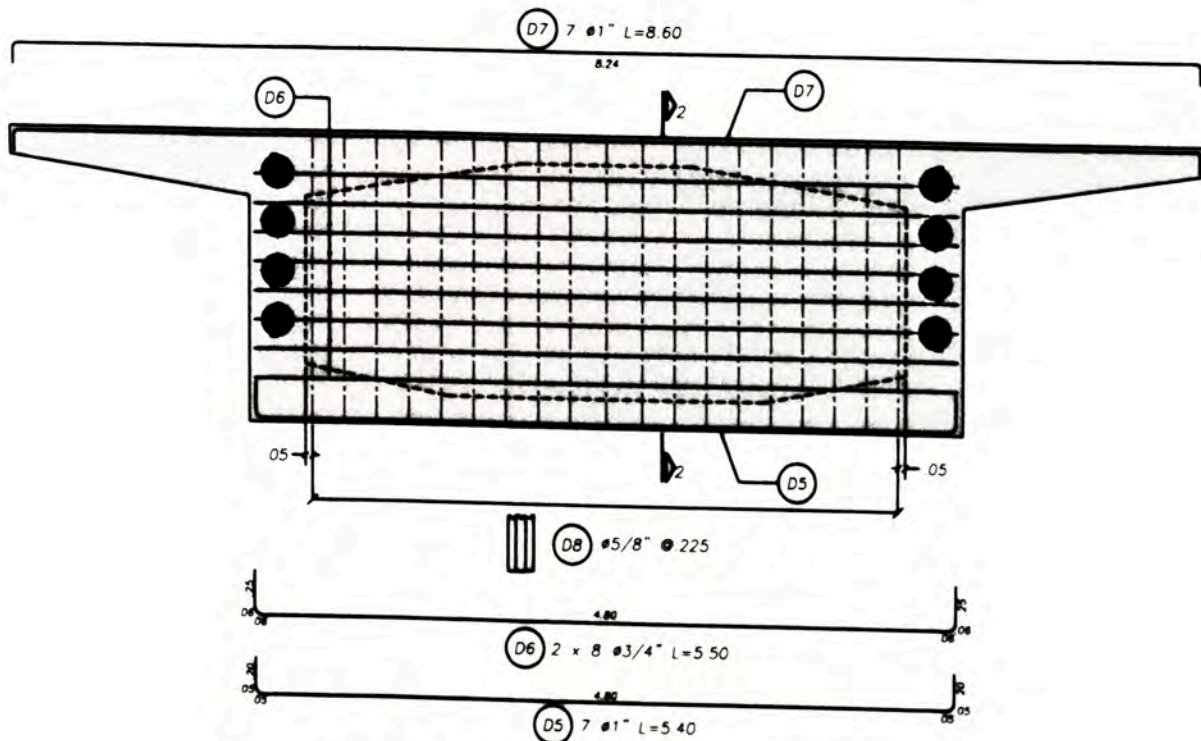


ARMADURA DE REFUERZO - DIAFRAGMAS SOBRE PILARES U34 U35
ESC 1/25

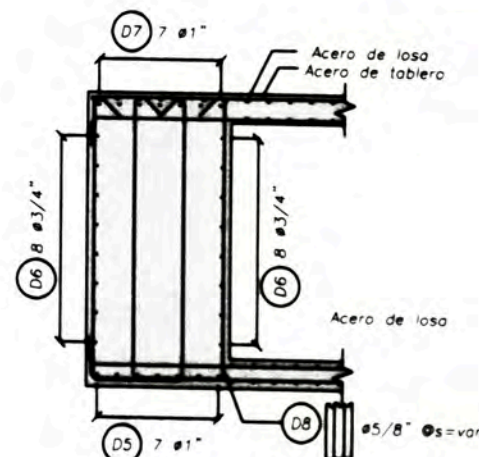


CORTE 1-1
ESC 1/25

LISTA DE VARILLAS						
POSICION	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD	LONGITUD	
N°	"	N°	VARELLA	EMPALME	TOTAL	
			cm	cm	cm	
D1	1 3/8"	15	590	0	8850	
D2	1"	36	565	0	20340	
D3	1 3/8"	34	830	0	28220	
D4 - estribos	5/8"	17	3335	70	60283	
D5	1"	7	540	0	3780	
D6	3/4"	16	550	0	8800	
D7	1"	7	860	0	6020	
D8 - estribos	5/8"	17	964	70	17578	

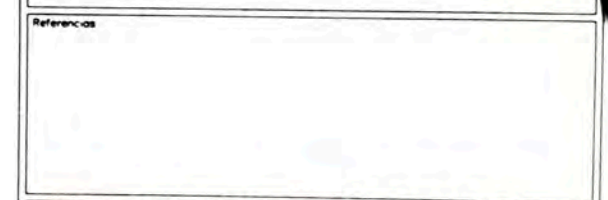
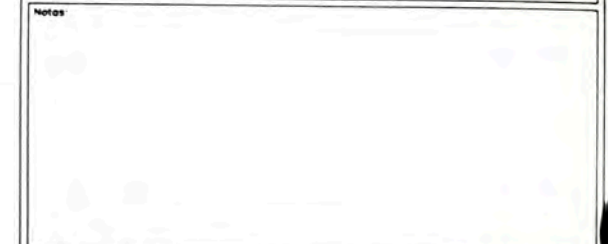
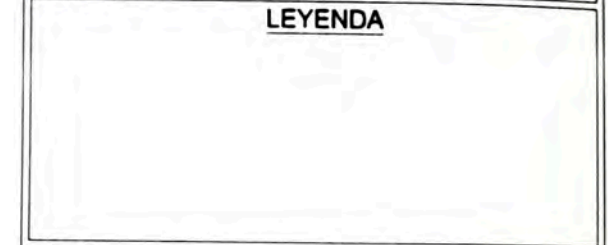
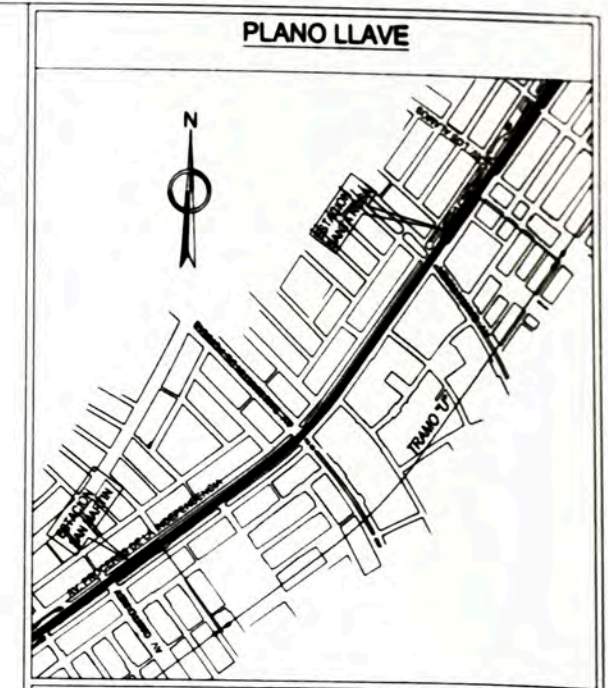


ARMADURA DE REFUERZO - DIAFRAGMAS SOBRE PILARES U33 U36
ESC 1/25



CORTE 2-2
ESC 1/25

NOTAS
1. TODAS LAS DIMENSIONES EN METROS SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO

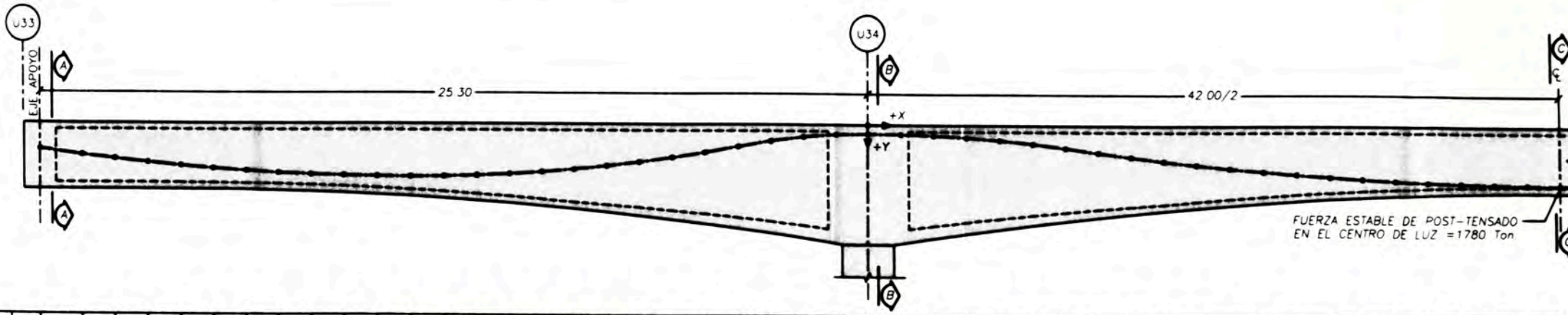


Supervisor	CONSORCIO	APROBADO SIN COMENTARIOS	CAJ. 1	Firma
CEBEL	POYRY	APROBADO CON COMENTARIOS	CAJ. 2	
		REVISAR Y REENVIAR	CAJ. 3	

Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	REVISAR	APROB
01-02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO
08-07-FEB-12	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO
04-27-OCT-11	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO

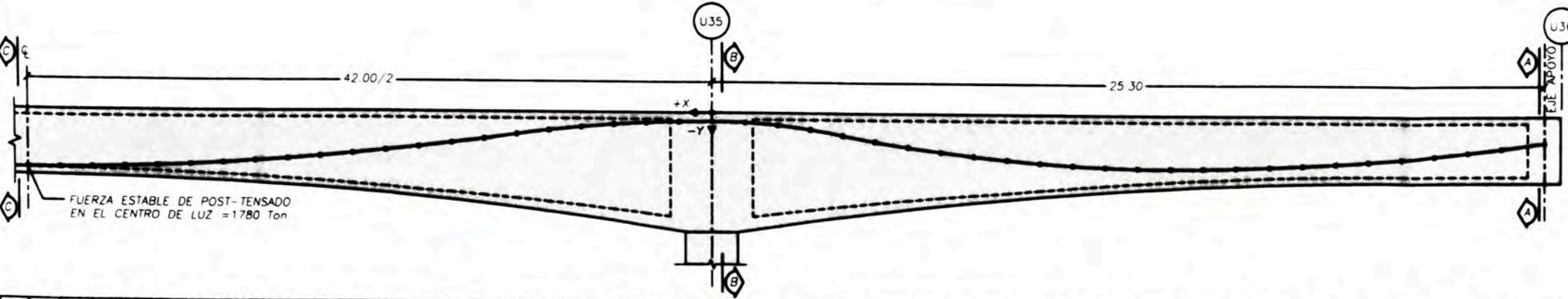
EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código: CTELTYLV TUESTD W G 3 8 3 3 2 0 1
 Proyecto: TRAMO U MODULO U8 DIAFRAGMAS - ARMADURA
 Escala: 1:100
 INDICAR



X (m)	-25.30	-24.00	-23.00	-22.00	-21.00	-20.00	-19.00	-18.00	-17.00	-16.00	-15.00	-14.00	-13.00	-12.00	-11.00	-10.00	-9.00	-8.00	-7.00	-6.00	-5.00	-4.00	-3.00	-2.00	-1.00	0.00	+1.00	+2.00	+3.00	+4.00	+5.00	+6.00	+7.00	+8.00	+9.00	+10.00	+11.00	+12.00	+13.00	+14.00	+15.00	+16.00	+17.00	+18.00	+19.00	+20.00	+21.00
Y (m)	0.790	0.963	1.082	1.190	1.285	1.367	1.437	1.495	1.539	1.572	1.592	1.600	1.592	1.564	1.518	1.454	1.371	1.269	1.147	1.007	0.848	0.670	0.500	0.373	0.296	0.270	0.283	0.317	0.373	0.451	0.554	0.678	0.815	0.946	1.067	1.179	1.280	1.372	1.454	1.527	1.590	1.643	1.687	1.720	1.745	1.760	1.765

PERFIL DEL CENTROIDE DE FUERZAS DE POST-TENSADO (1/2)
ESC 1/80



X (m)	+21.00	+20.00	+19.00	+18.00	+17.00	+16.00	+15.00	+14.00	+13.00	+12.00	+11.00	+10.00	+9.00	+8.00	+7.00	+6.00	+5.00	+4.00	+3.00	+2.00	+1.00	0.00	-1.00	-2.00	-3.00	-4.00	-5.00	-6.00	-7.00	-8.00	-9.00	-10.00	-11.00	-12.00	-13.00	-14.00	-15.00	-16.00	-17.00	-18.00	-19.00	-20.00	-21.00	-22.00	-23.00	-24.00	-25.30
Y (m)	1.765	1.760	1.745	1.720	1.687	1.643	1.590	1.527	1.454	1.372	1.280	1.179	1.067	0.946	0.815	0.678	0.554	0.451	0.373	0.317	0.283	0.270	0.296	0.373	0.500	0.670	0.848	1.007	1.147	1.269	1.371	1.454	1.518	1.564	1.592	1.600	1.592	1.572	1.539	1.495	1.437	1.367	1.285	1.190	1.082	0.963	0.790

PERFIL DEL CENTROIDE DE FUERZAS DE POST-TENSADO (2/2)
ESC 1/80

NOTAS PARA POST-TENSADO

CONCRETO VIGA POST-TENSADA $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

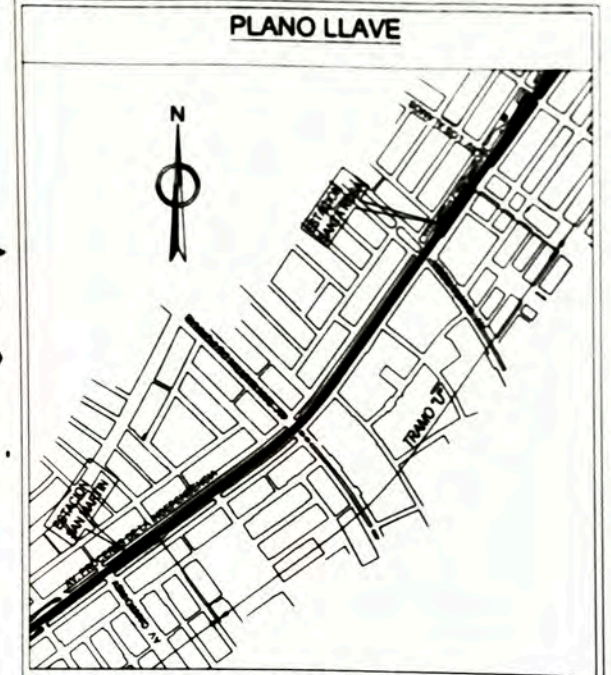
RESISTENCIA MINIMA AL MOMENTO DEL TENSADO $f_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$

ARMADURA DE REFUERZO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

ACERO DE POST-TENSADO ASTM A416 Grado 270Ksi
TORONES #0 6" (15mm)

PERDIDAS DE POST-TENSADO:
 $\mu = 0.25 \cdot 1/\text{rad}$
 $k = 0.00066 \cdot 1/\text{m}$
 Asiento de cuña = 6mm
 Pérdidas a largo plazo = 20ksi

EL TENSADO SE EFECTUARA POR AMBOS EXTREMOS



LEYENDA

Notas

Referencias

Supervisión	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cad. 1	Firma
CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cad. 2	
	REVISAR Y REEVALUAR	Cad. 3	

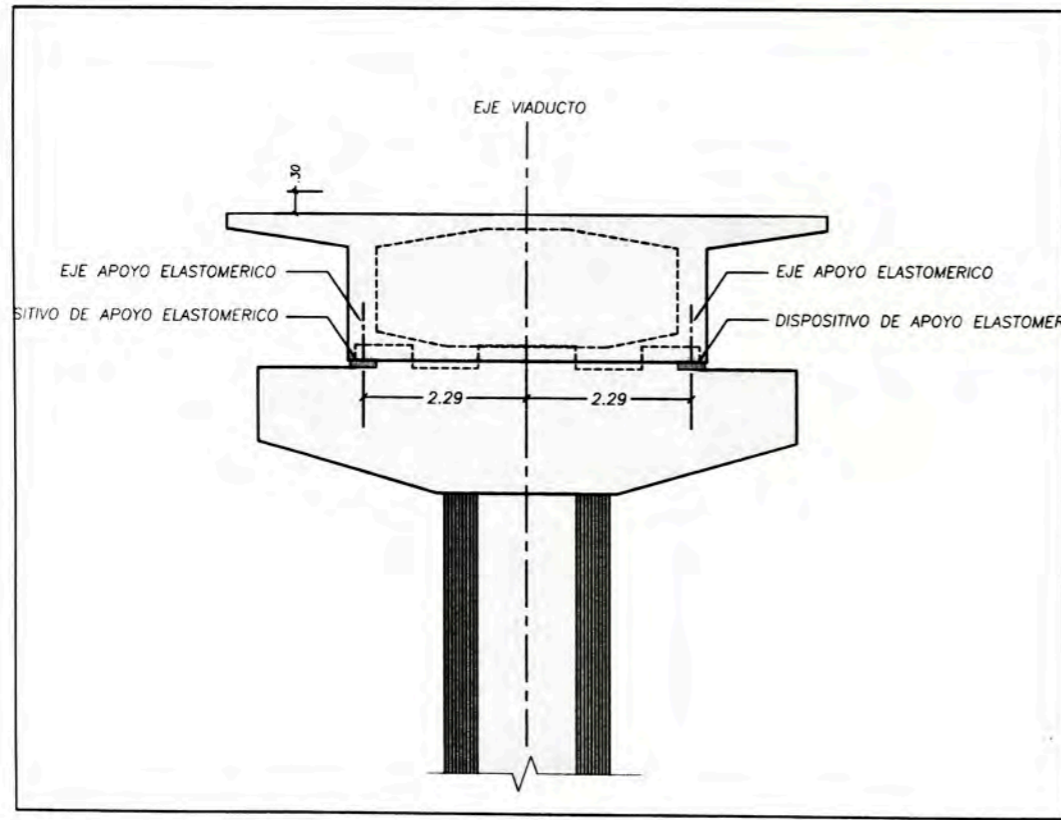
No.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DISENO	REVIS	APROB
01	02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WVI
02	07-FEB-12	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WVI
03	27-OCT-11	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WVI

Logos for MTC (Metropolitan Transport Company), ODEBRECHT, and TYL INTERNATIONAL.

EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1 TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

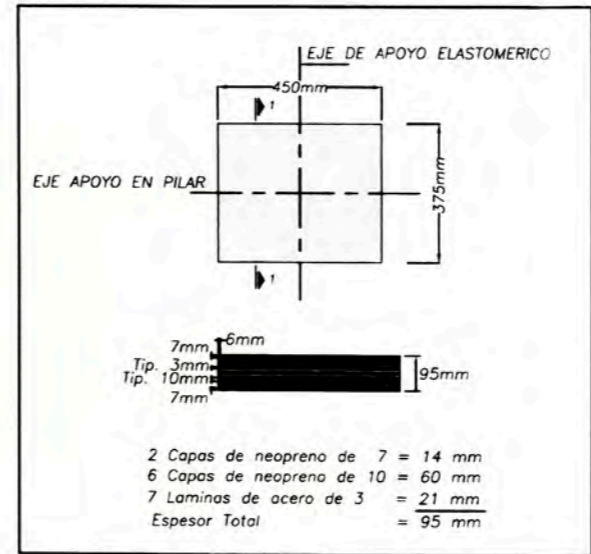
Tramo U MODULO U8 POST-TENSADO 1/2

NOTAS
 1. TODAS LAS DIMENSIONES EN METROS SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO
 2. PARA SECCIONES A-A, B-B Y C-C, VER PLANOS 38.333



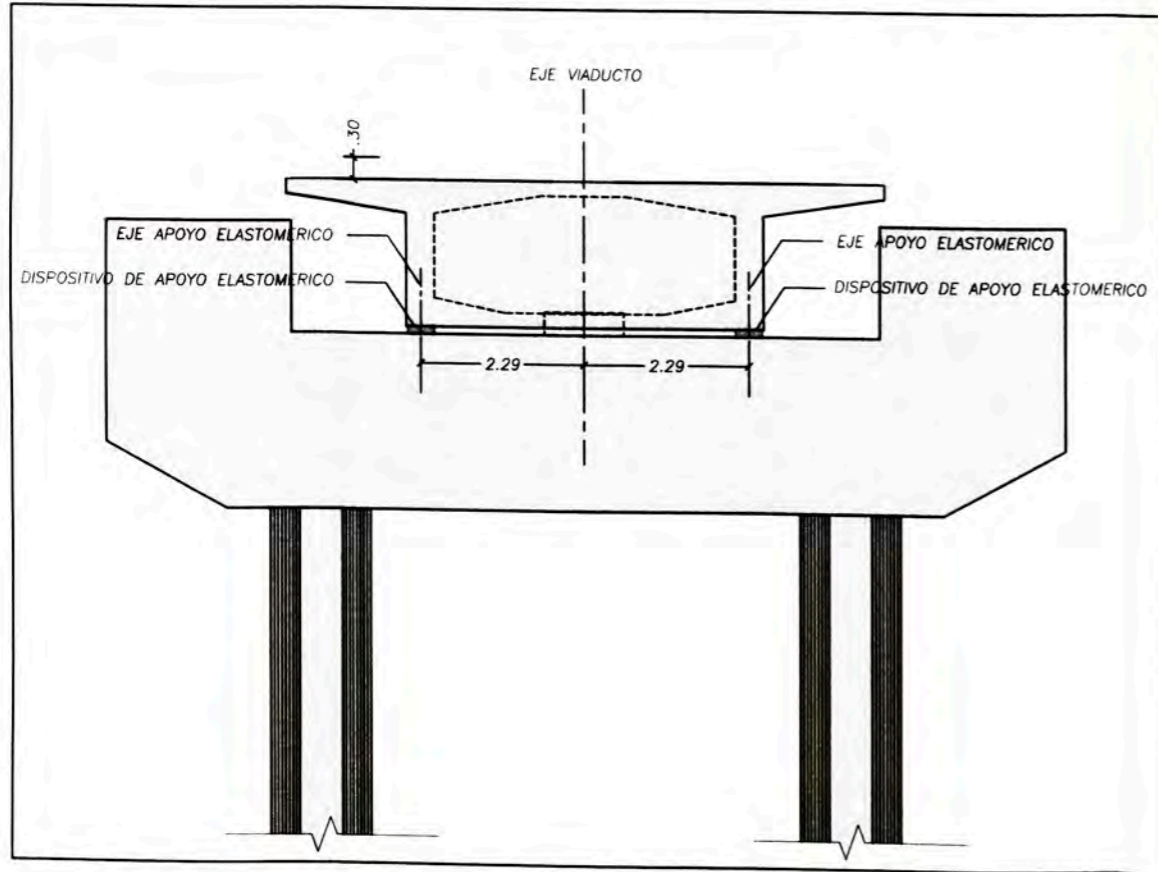
DISTRIBUCION DE APOYOS ELASTOMERICOS EN PILAR U33

ESC: 1/30



DISPOSITIVOS DE APOYO ELASTOMERICOS

ESC: 1/10



DISTRIBUCION DE APOYOS ELASTOMERICOS EN PILAR U36

ESC: 1/30

**VIADUCTO ELEVADO TREN ELECTRICO - MODULO MUB
ESPECIFICACIONES TECNICAS**

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN:

- AASHTO LRFD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES (2010)
- AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC DESIGN (2010)

CONCRETO :

- Sub-Zapatas y Solados $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
- Zapatas $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Pilares $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Viga Post-Tensada $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_{ci} = 280 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO

- Acero corrugado ASTM A 615 grado 60 $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero corrugado ASTM A 706 (Columnas) $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

SOLDADURA

- Electrodo AWS E8018 (Soldadura de Barras Corrugadas)

ACERO DE POST-TENSADO

- Acero para Postensado ASTM A 416 grado 270K
- Ductos corrugados galvanizados #100mm

DISPOSITIVOS DE APOYO

- Neopreno DUREZA 60 SHORE A.
- Barras ASTM F1554.
- Laminas Refuerzo ASTM A709 Grado 36.

RECUBRIMIENTOS MINIMOS:

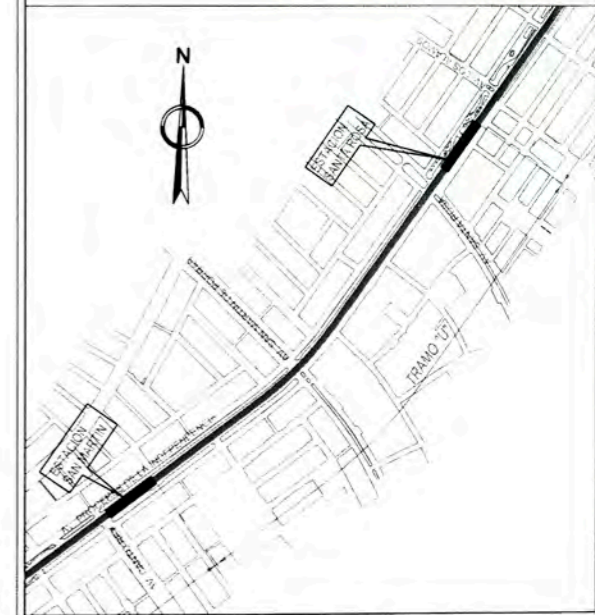
- Zapatas 75 mm
- Cuerpo de Pilares 50 mm
- Vigas y Diafragmas 40 mm
- Losa: Capa Superior 30 mm
- Capa Inferior 25 mm

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPE DE ARMADURAS:

LONGITUD DE ANCLAJE, EMPALMES Y GANCHOS*			
Ø (Pulg.)	ANCLAJE (cm)	EMPALME (cm)	GANCHOS (cm)
1"	130.0	150.0	55.0
3/4"	75.0	95.0	45.0
5/8"	60.0	75.0	35.0
1/2"	45.0	60.0	30.0

* Salvo indicación específica en el plano

PLANO LLAVE



LEYENDA

Notas:

Referencias:

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REEMMAR	Cód. 3	

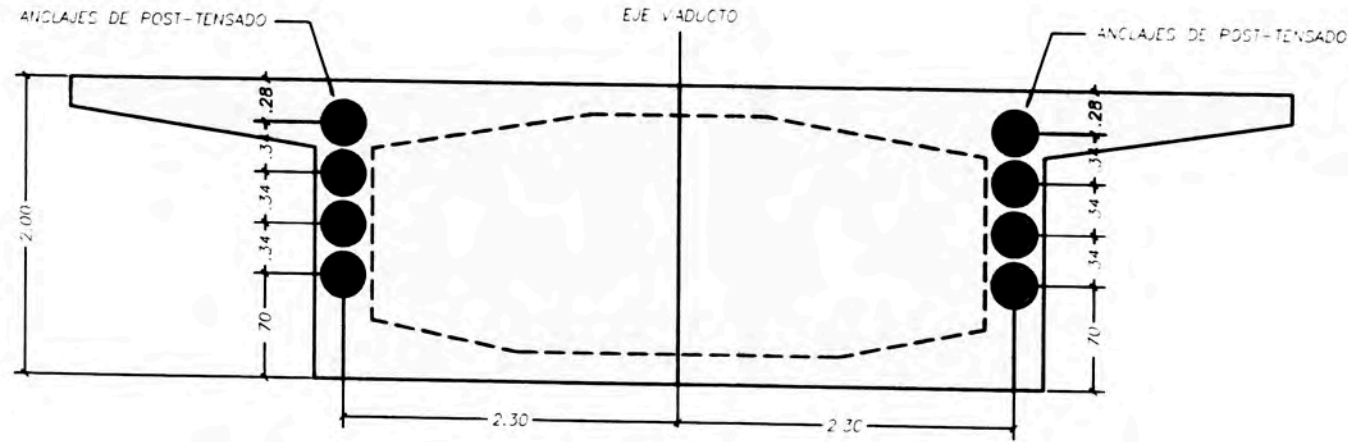
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR.	DISEÑO	REVIS.	APROB.
02	02-AGO-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WVI
01	07-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WVI
0B	07-FEB-12	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WVI
0A	27-OCT-11	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WVI

Cliente:
 Contratista:
 Proyectista:

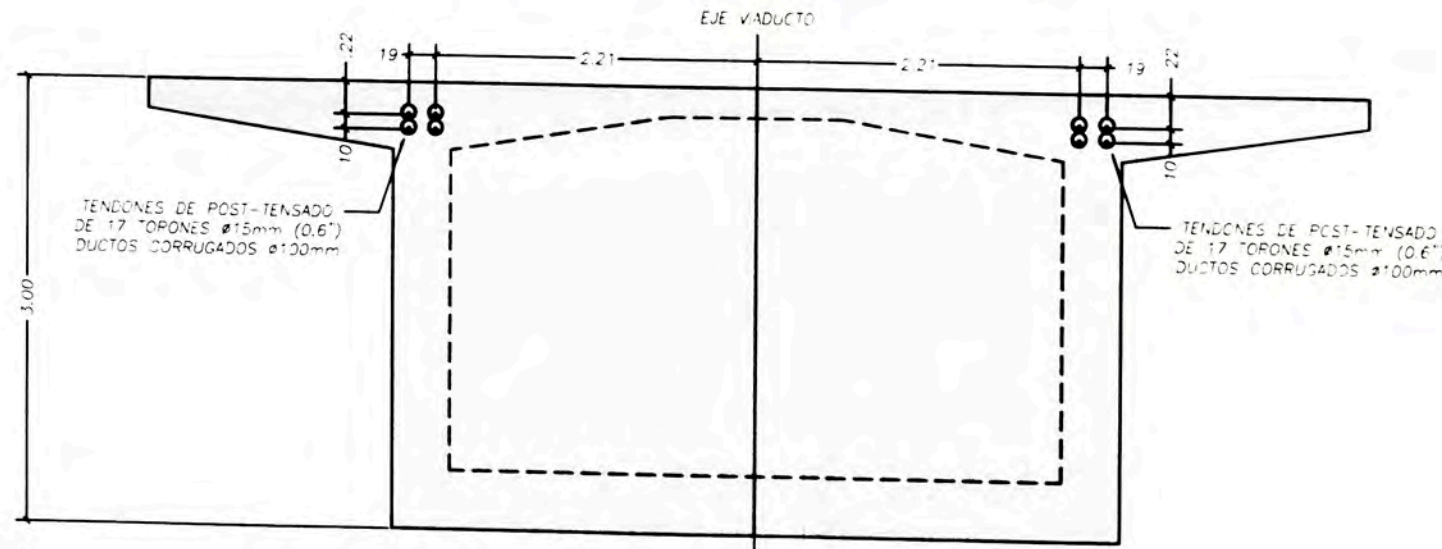
Proyecto: **EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO**

C	T	E	L	T	Y	L	V	T	U	E	S	T	D	W	G	3	8	3	3	4	0	2
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

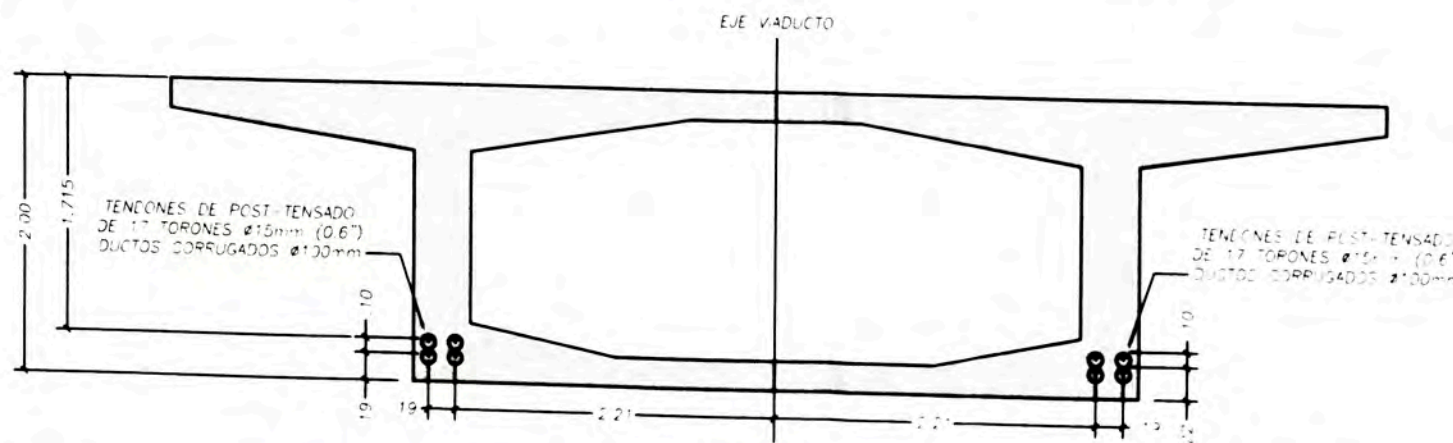
Plano: **TRAMO U MODULO U8 VARIOS**
 Escala: (A1) INDICADA



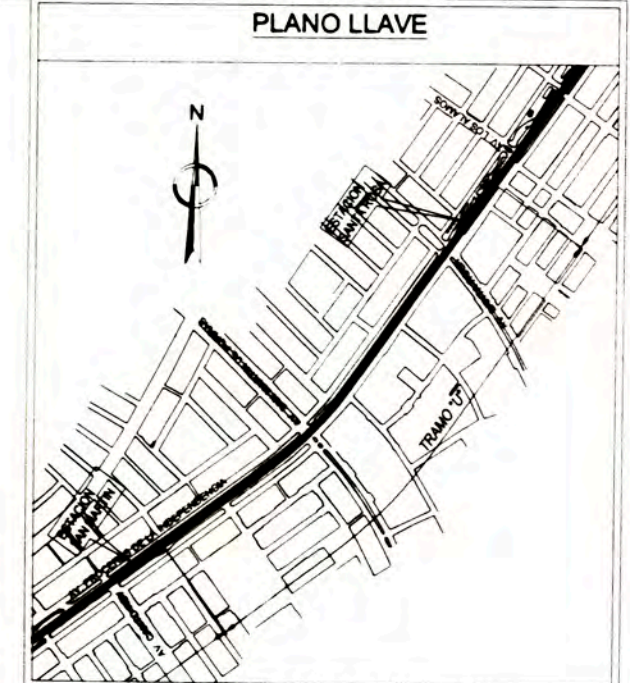
SECCION A-A
DISTRIBUCION ANCLAJES DE POST-TENSADO
 ESC. 1/25



SECCION B-B
DISTRIBUCION DE TENDONES DE POST-TENSADO -SECCION SOBRE PILARES U34 U35
 ESC. 1/25



SECCION C-C
DISTRIBUCION DE TENDONES DE POST-TENSADO -SECCION EN EL CENTRO DEL TRAMO U34-U35
 ESC. 1/25



LEYENDA

Notas

Referencias

Supervisor	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cod. 1	Firma
	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 2	
	REVISAR Y REEMITAR	Cod. 3	

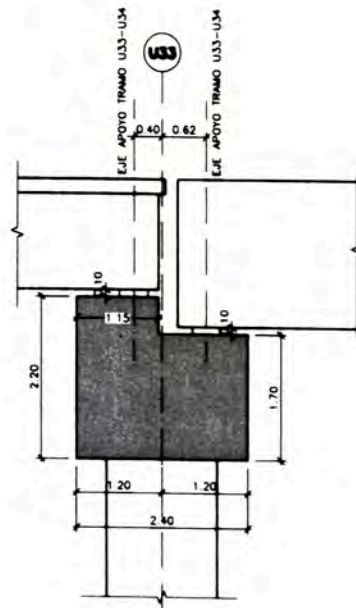
01-02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCC	WV
08-10-FEB-12	EMITID PARA REVISION	JLO	JLO	MCC	WV
04-07-NOV-11	EMITID PARA REVISION	JLO	JLO	MCC	WV

Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DISEÑO	REVIS	APROB
01	DOM/BA					

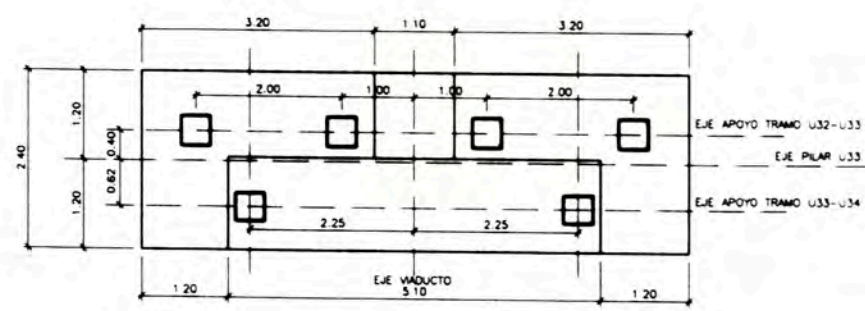
Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO
 LINEA 1. TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código: CT E L T Y L V T U E S T D W G 3 8 3 3 5 0 1
 Escala: 1:1
 INDICIA

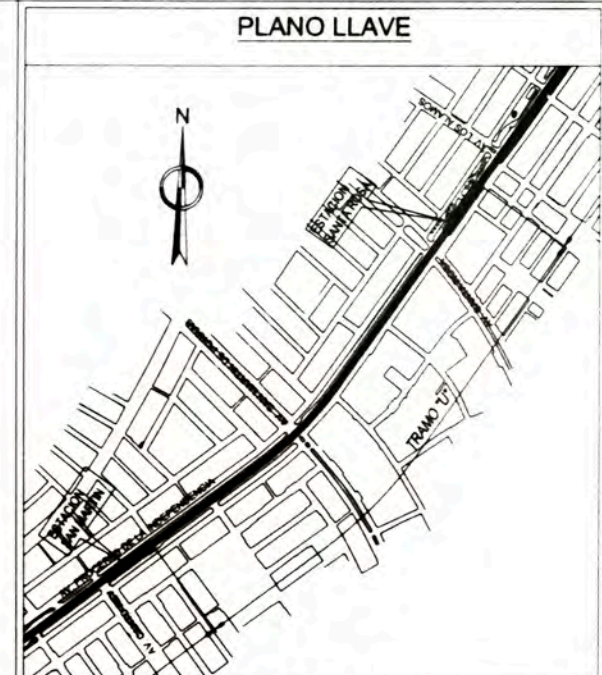
1. PARA LA EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO
 2. PARA LA EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO



ELEVACION LONGITUDINAL



PLANTA



LEYENDA

Notas

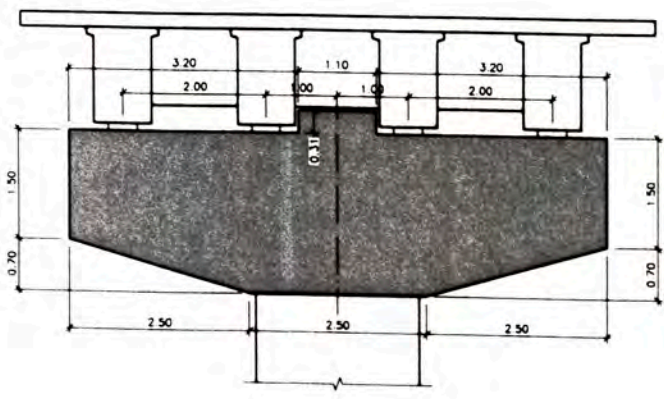
Referencias

Supervisión	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cod. 1	Firma
	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 2	
	REVISAR Y REENVIAR	Cod. 3	

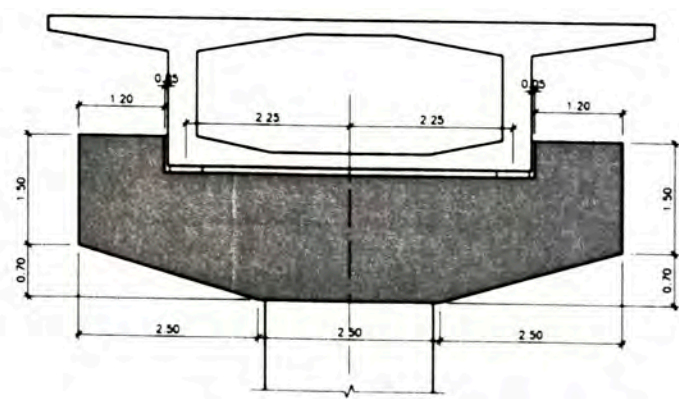
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	REVISAR	APROB
01	02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO
0A	14-FEB-12	EMITIDO PARA REVISION	JLOPEZ	JLOPEZ	MCO

Proyecto: EJECUCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELÉCTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1. TRAMO 2 AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

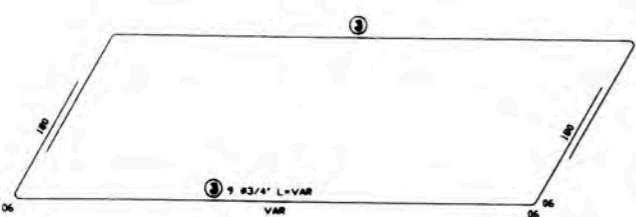
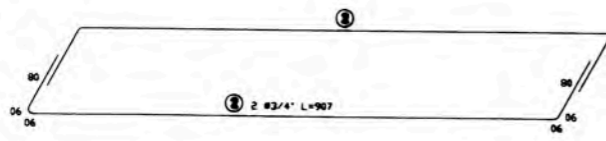
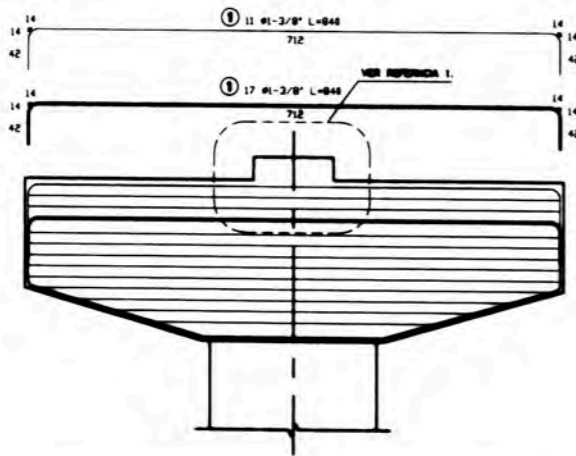
Código: C T E L T Y L V T U E S T D W G 3 8 3 4 0 0 1
 Tramo: TRAMO U
 Geometria Viga Cabezal U-33



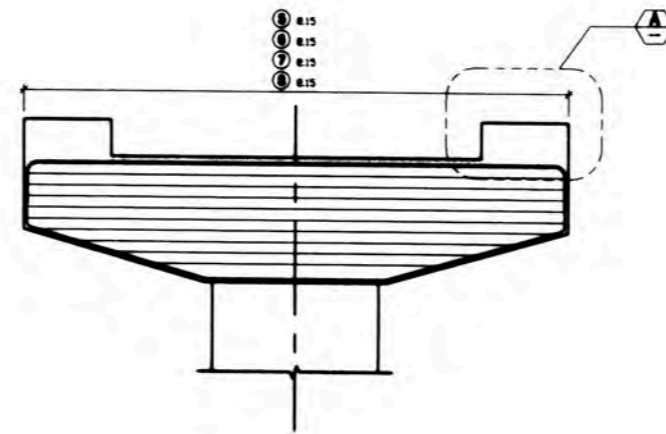
ELEVACION FRONTAL (VISTA DESDE EL LADO MODULO MU7)



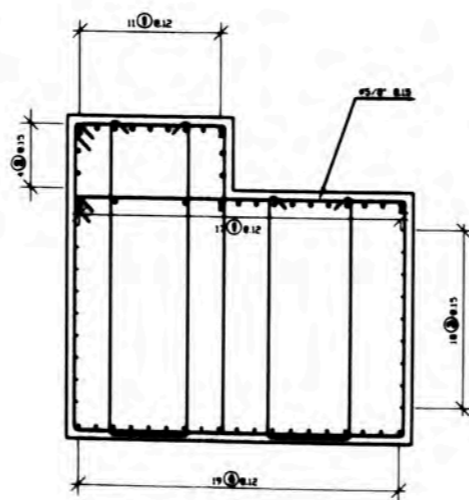
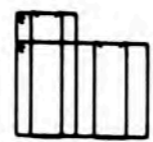
ELEVACION FRONTAL (VISTA DESDE EL LADO MODULO MU8)



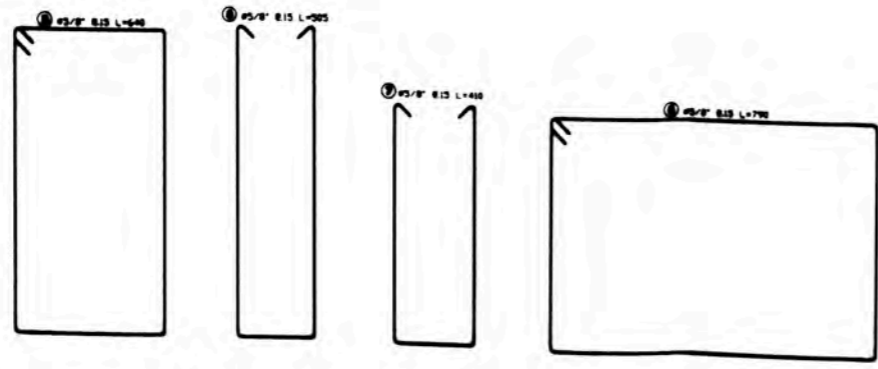
**ELEVACION FRONTAL
(VISTA DESDE EL LADO MODULO MU7)
ESCALA 1:50**



**ELEVACION FRONTAL
(VISTA DESDE EL LADO MODULO MU8)
ESCALA 1:50**

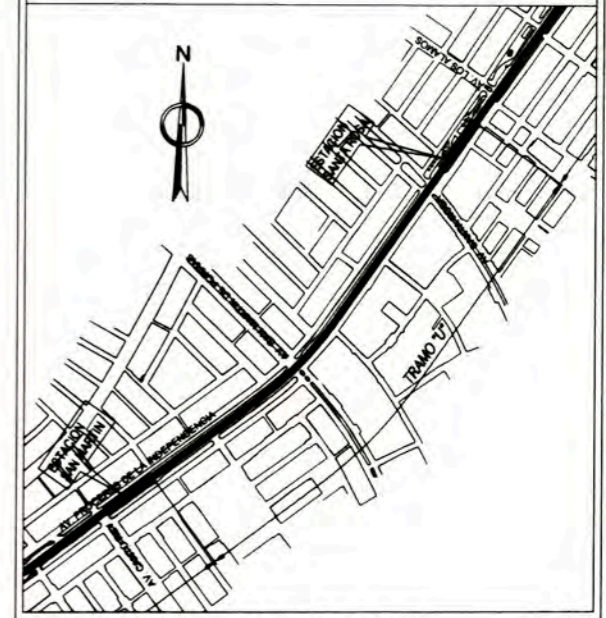


**A SECCION TRANSVERSAL TIPICA
ESCALA 1:25**



POSICION N°	DIAMETRO ø	CANTIDAD N°	LONGITUD VARILLA cm.	LONGITUD EMPALME cm.	LONGITUD TOTAL cm.
1	1 3/8"	11	840	0	9240
1	1 3/8"	17	840	0	14280
2	3/4"	4	907	85	3988
3	3/4"	10	1107	85	11920
3	3/4"	8	983	0	4500
4	1"	19	828	0	15732
5	5/8"	90	640	0	32000
6	5/8"	90	790	0	39500
7	5/8"	90	410	0	20900
8	5/8"	90	508	0	25250
9	5/8"	21	345	0	7245
10	5/8"	7	510	0	3570
11	5/8"	7	350	0	2450
13	1/2"	42	180	0	7560
14	1/2"	42	140	0	5880
24	3/4"	7	344	0	2408
28	5/8"	7	221	0	1547
40	3/8"	8	388	0	2304
41	5/8"	7	267	0	1869

PLANO LLAVE



LEYENDA

Notes:

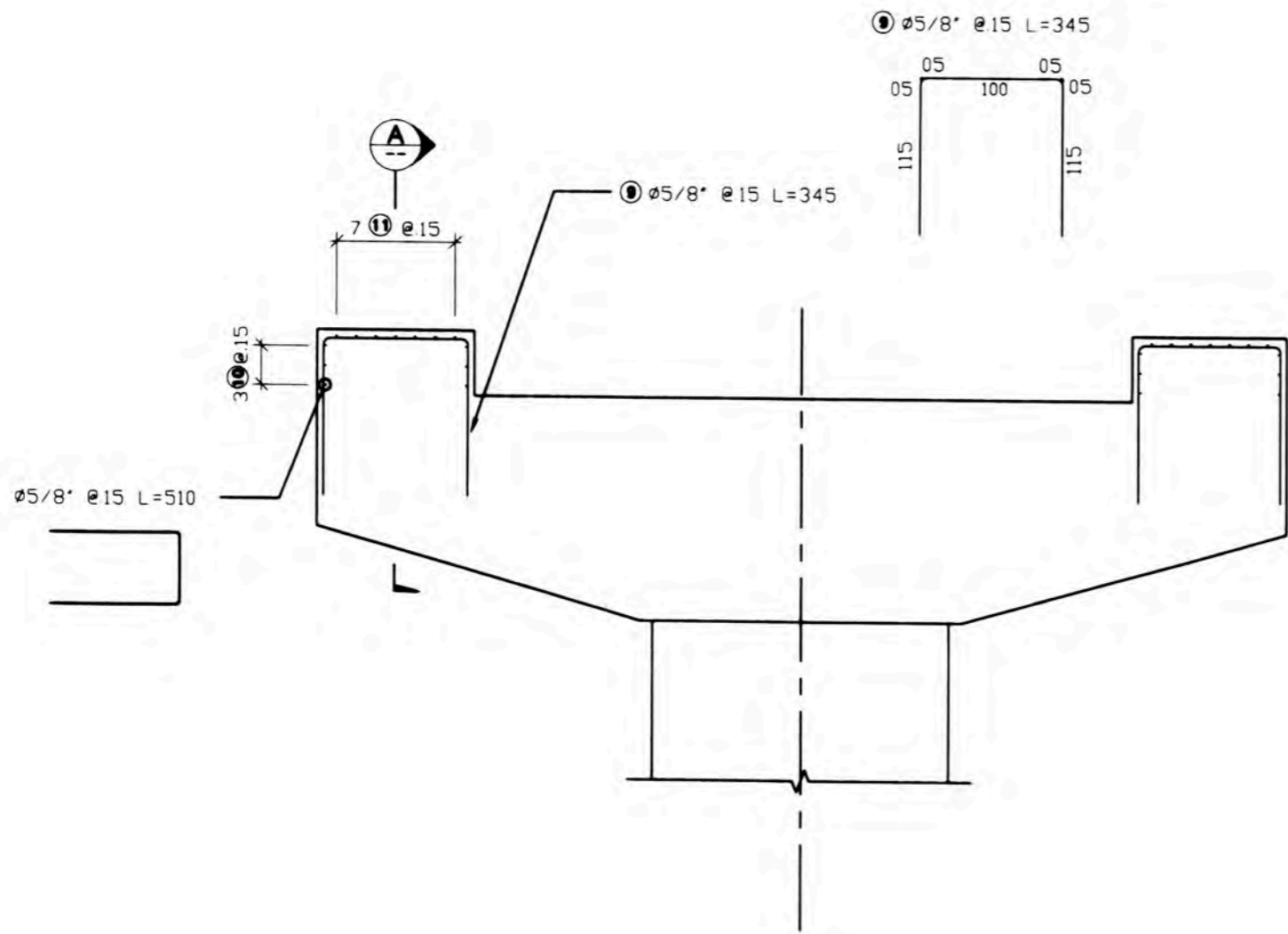
Referencias:
1. PARA DETALLE DE LLAVE DE CORTE VER PLANO CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38267.

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma
CESEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
POYRY	REVISAR Y REENVIAR	Cód. 3	

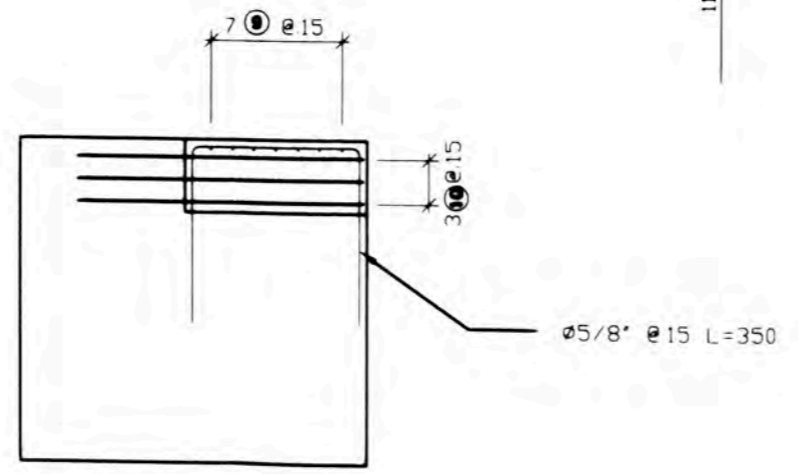
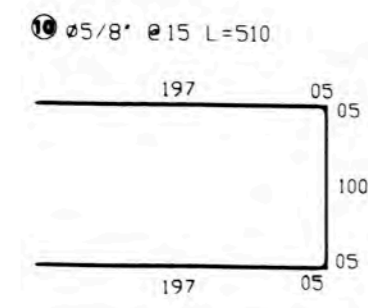
01	02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WM
0A	14-FEB-12	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WM
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR.	DISEÑO	REVIS.	APROB.

Proyecto:
EJECUCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELÉCTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1. TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código:	CTELTYLV TUESTD W G 3 8 3 4 1 0 1	Rev.	0
Plan:	TRAMO U VIGA CABEZAL U-33 ARMADURA	Escala:	(A1)
			INDICADA

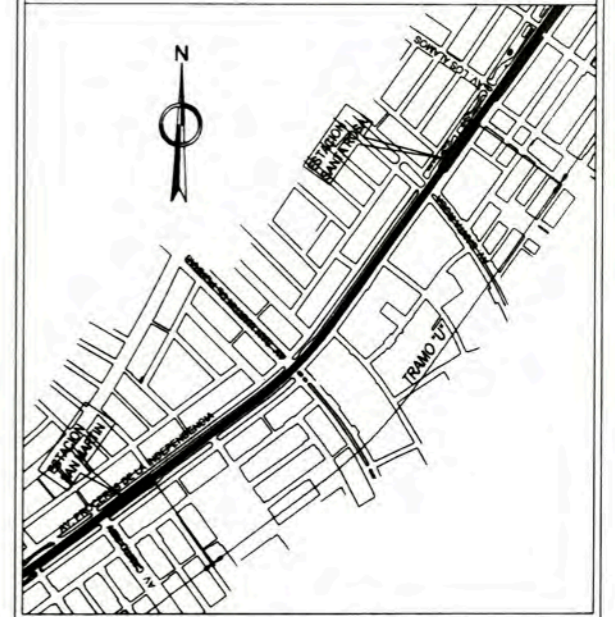


LLAVE DE CORTE



A SECCIÓN ESCALA 1:25

PLANO LLAVE



LEYENDA

--	--	--	--

Notas

Referencias:
 1. VER METRADO DE ACERO EN CTCL-TYL-VTU-EST-DWG-38341 : TRAMO U - VIGA CABEZAL U33 - ARMADURA.

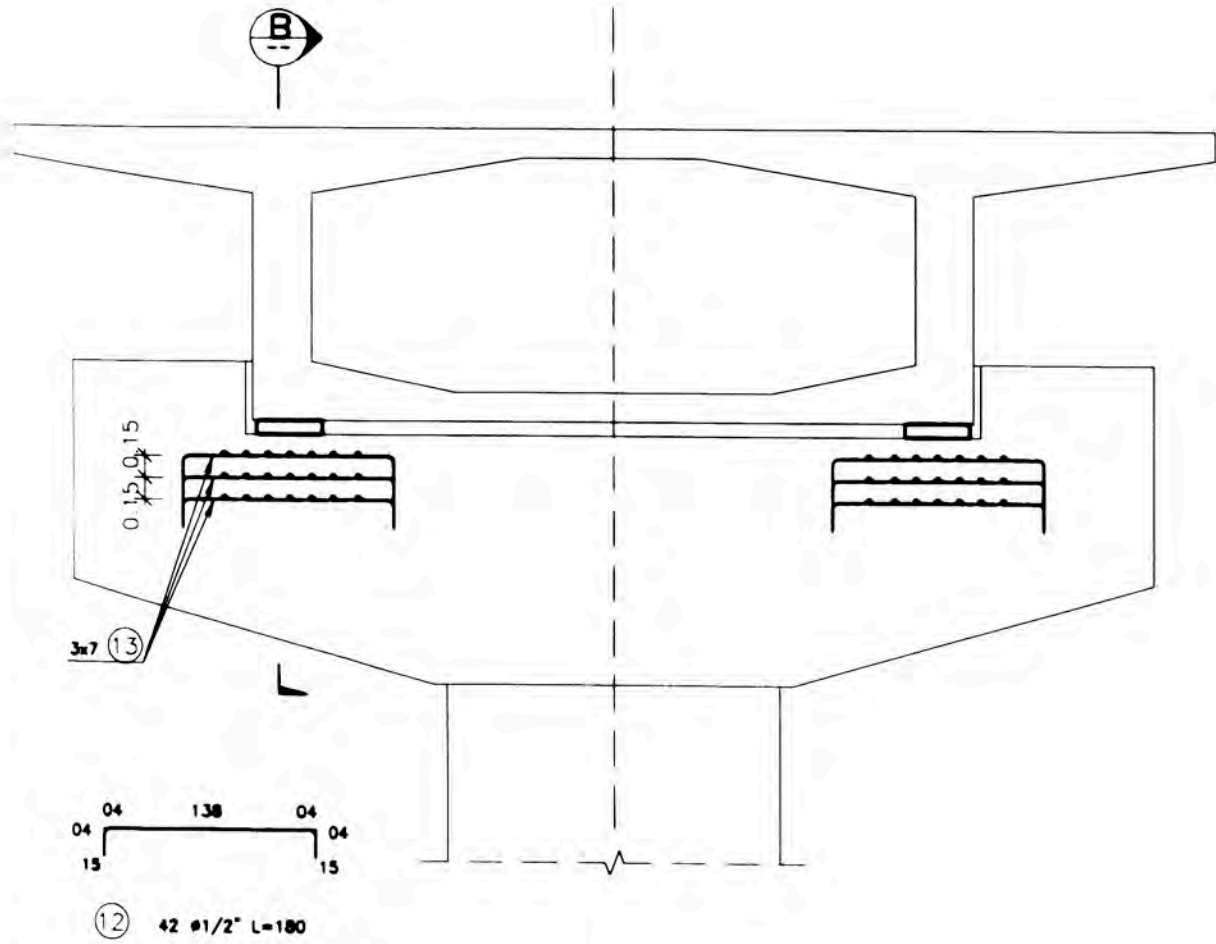
Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma
	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REEVALUAR	Cód. 3	

01	02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WVI
0A	14-FEB-12	EMITIDO PARA REVISION	JLO	JLO	MCO	WVI

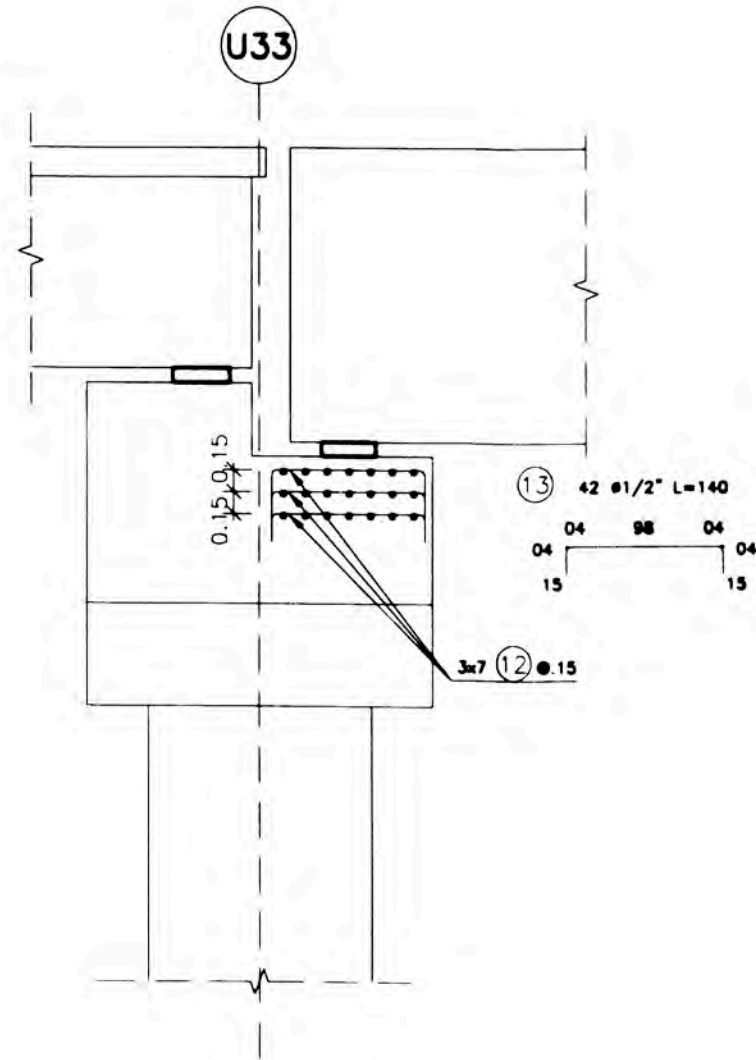
--

EJECUCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELÉCTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1. TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

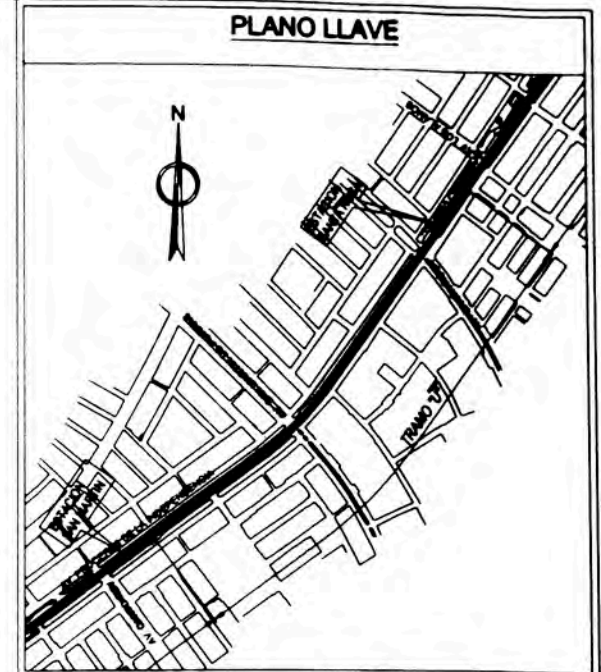
CTCLTYLVTUESTDWG3834201	Tramo	TRAMO U	Escala	(A1)
	Plano	VIGA CABEZAL U-33 LLAVE DE CORTE	NOICADA	



REFUERZO EN ZONA DE APOYOS
ESCALA 1:50



B SECCIÓN
ESCALA 1:50



LEYENDA

Notas

Referencias:
1. VER METRADO DE ACERO EN CTCL-TYL-VTU-EST-DWG-38341 : TRAMO U - VIGA CABEZAL U33 - ARMADURA.

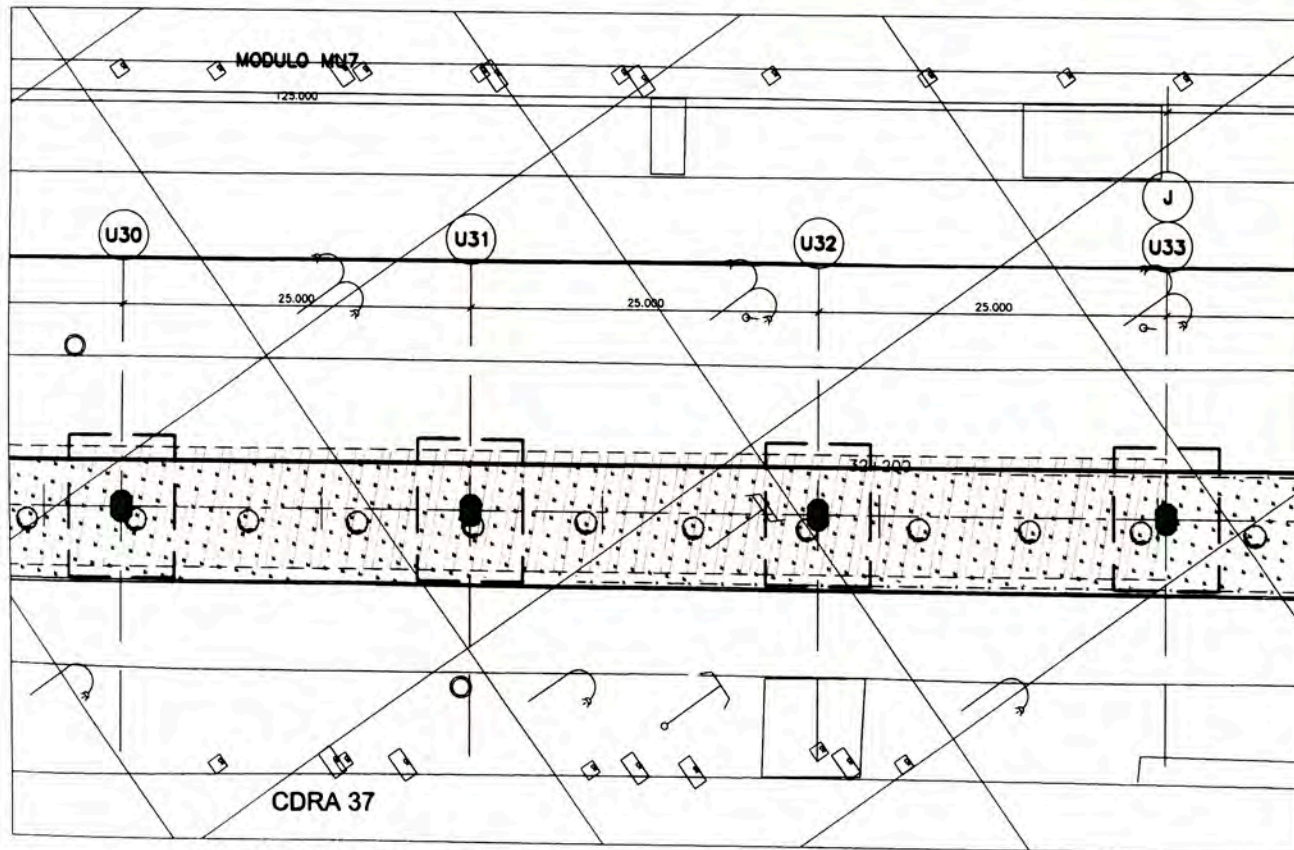
Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cod. 1	Firma
CONSORCIO CTCL - POVRY	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 2	
	REVISAR + REFINAR	Cod. 3	

01	02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JLO	JLO	MCO	WVI
0A	14-FEB-12	EMITIDO PARA REVISIÓN	JLO	JLO	MCO	WVI
Rev	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DESBRO	REVIS	APROB

 MTC	 TREN ELÉCTRICO	 ODEBRECHT TYL INTERNATIONAL <small>ingeniería planeación arquitectura</small>
----------------	---------------------------	--

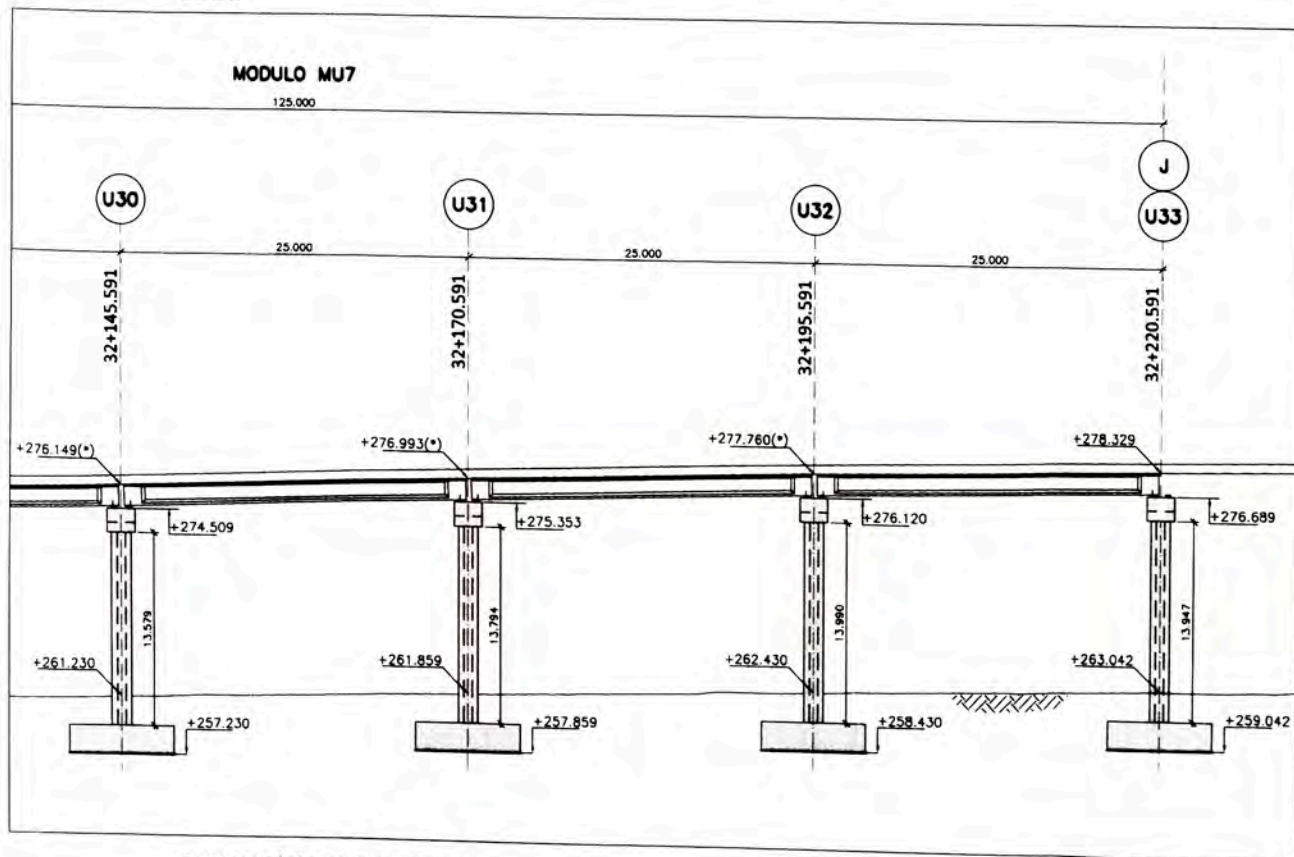
EJECUCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECÁNICAS DEL SISTEMA ELÉCTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO
LINEA 1 TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

C	T	E	L	T	L	V	T	U	E	S	T	D	W	G	3	8	3	4	3	0	1
TRAMO U VIGA CABEZAL U-33 REFUERZO EN ZONA DE APOYOS																					
Escala (A1) INDICADA																					



PLANO DE LAS FUNDACIONES

esc. 1:250

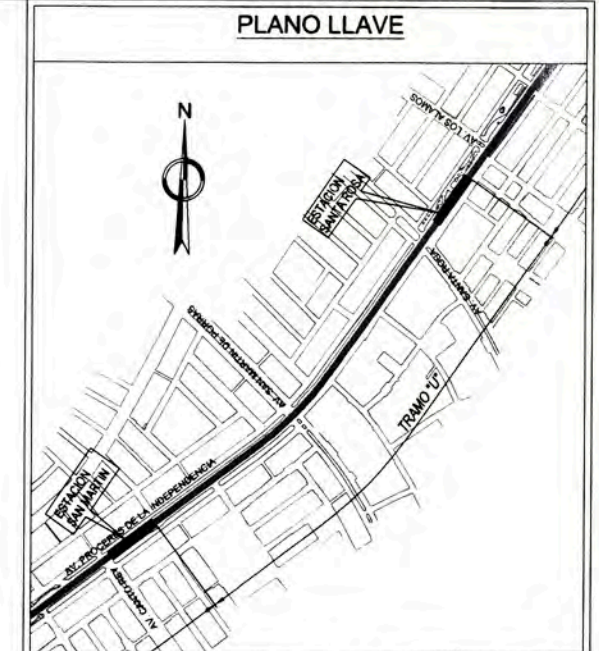


ELEVACIÓN LONGITUDINAL

esc. 1:250

(*) = COTA DE RASANTE

ELEMENTOS DEL PILAR			
IDENTIFICACION DEL PILAR	TIPO COLUMNA	TIPO CABEZAL	TIPO ZAPATA
U1	A	B	B
U2	A	B	B
U3	A	B	B
U4	A	B	B
U5	A	A	B
U6	A	B	B
U7	A	B	B
U8	A	B	B
U9	A	B	B
U10	A	A	B
U11	A	B	A
U12	A	B	A
U13	A	B	A
U14	A	C	A
U15	A	B	A
U16	A	B	A
U17	A	B	A
U18	A	B	A
U19	A	C	A
U20	B	B	B
U21	B	B	B
U22	B	B	B
U23	B	A	B
U24	B	B	B
U25	B	B	B
U26	B	B	B
U27	B	B	B
U28	B	A	B
U29	B	B	B
U30	D	D	D
U31	B	B	B
U32	B	B	B
U33	B	B	B



LEYENDA

- Notas:
- 1- MEDIDAS Y NIVELES EN METROS.
 - 2- CONCRETO f'c = 21 MPa. PARA CIMENTACIONES.
 - 3- CONCRETO f'c = 28 MPa. PARA COLUMNAS Y VIGA CABEZAL.
 - 4- CONCRETO f'c = 10 MPa. PARA CAPA POBRE (5cm. BAJO CIMENTACIONES)
 - 5- LAS FUNDACIONES DEBERAN SER LIBERADAS POR ING. ESPECIALISTA
 - 6- J= JUNTA DE DILATACION.
 - 7- LA PROFUNDIDAD MINIMA ESTIMADA DE LA COTA DE APOYO DE LAS ZAPATAS ES DE 4.0m.
 - 8- LA LIBERACION FINAL DE LA COTA DE APOYO DE LAS ZAPATAS DEBERA SER HECHA POR INGENIERO GEOTECNICO DE FUNDACIONES.
 - 9- EL DISEÑO DE LAS ZAPATAS ESTA BASADO EN UNA PRESION ADMISIBLE DE 5 Kg/cm²
 - 10- EL DISEÑO DE LAS ZAPATAS ES VALIDO PARA UNA PROFUNDIDAD MINIMA INDICADA EN LOS PLANOS.

Referencias:

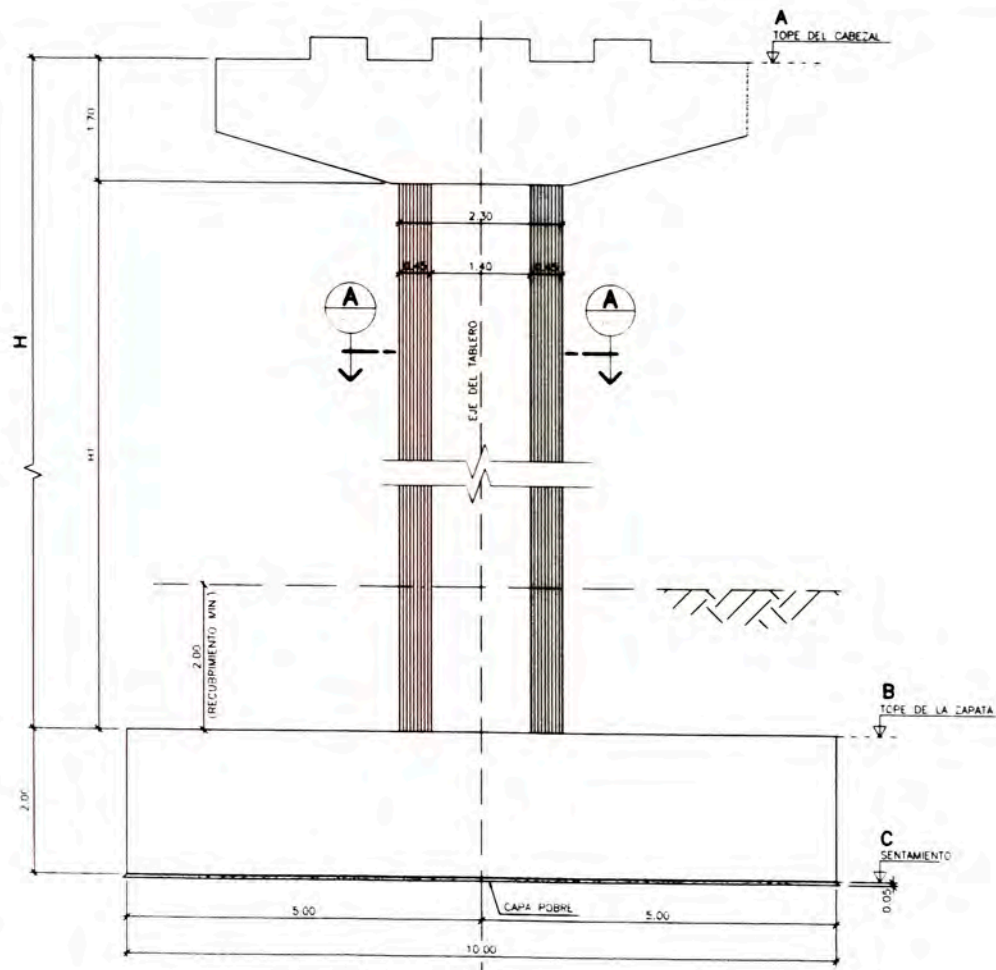
Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
CONSORCIO CEBEL INGENIEROS PÓYRY	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REDESIGNAR	Cód. 3	

Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR.	DISEÑO	REVIS.	APROB.
02	14-FEB-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	TYL	TYL	MCO	WVI
01	13-ENE-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	TYL	TYL	MCO	WVI
0A	22-NOV-11	EMITIDO PARA REVISION	TYL	TYL	MCO	WVI

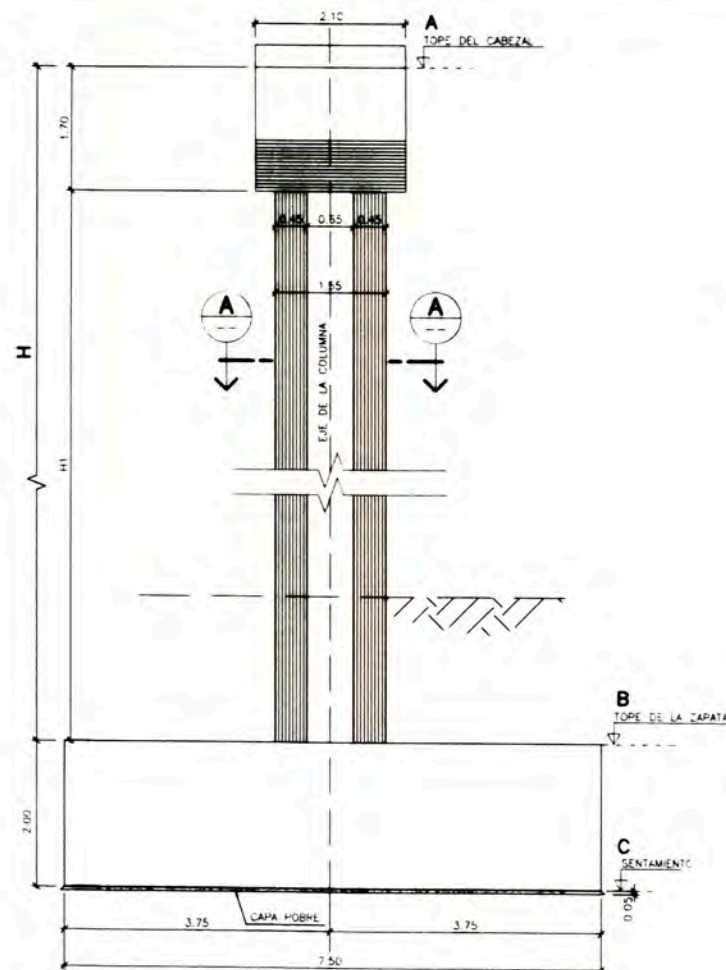
Cliente: **MTC** **CONSORCIO TREN ELECTRICO** **ODEBRECHT** **TYLIN INTERNATIONAL**
 Contrata: **CONSORCIO TREN ELECTRICO**
 Proyectista: **ODEBRECHT** **TYLIN INTERNATIONAL**

TABLA DE UBICACIÓN DE LAS COLUMNAS			
COLUMNAS	E	N	AZIMUT
U31	N= 867800.763	E= 282817.217	AZ=305°30'35"
U32	N= 867805.114	E= 282831.738	AZ=305°30'35"
U33	N= 867807.484	E= 282846.250	AZ=305°30'35"

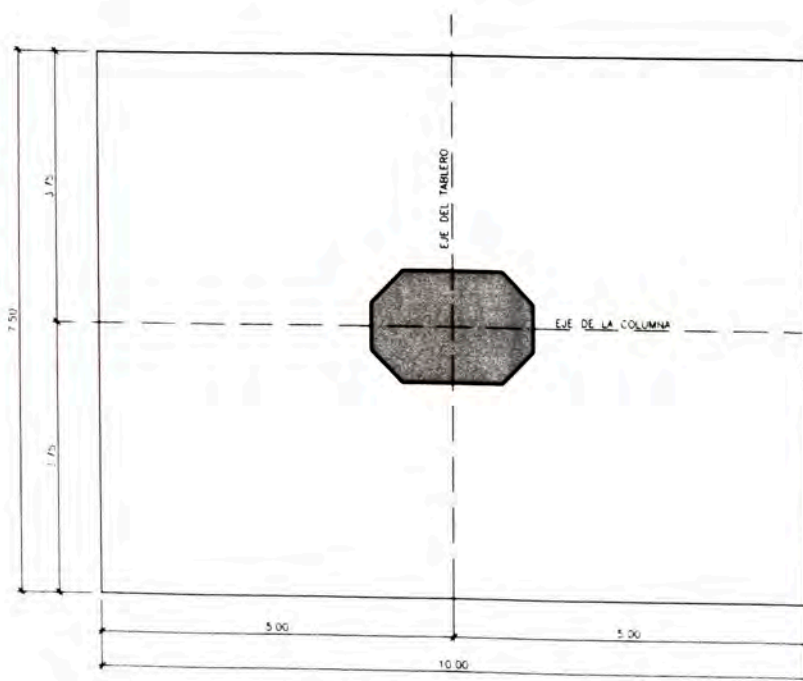
Proyecto: **EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1. TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO**
 Código: **C T E L T Y L V T U E S T D W G 3 8 2 5 4 0 2**
 Rev.: **PLANTA Y ELEVACION - EJE U31 AL U33**
 Escala: **(A1)**
 INDICADA



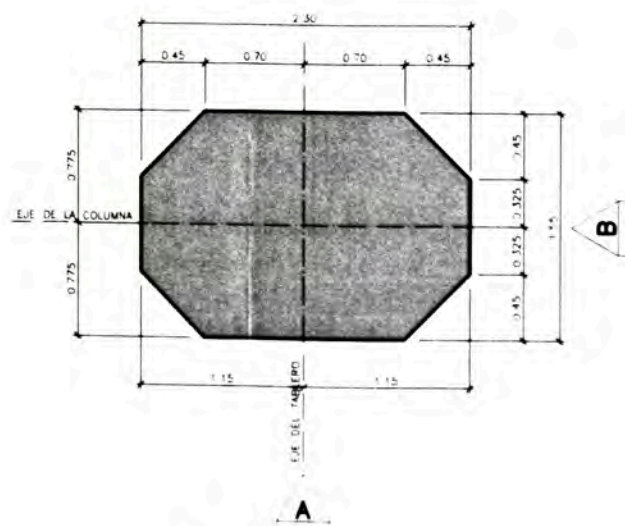
ELEVACIÓN A
esc 1:50



ELEVACIÓN B
esc 1:50

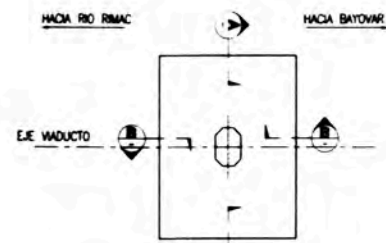


PLANTA DE LAS ZAPATAS
esc 1:50



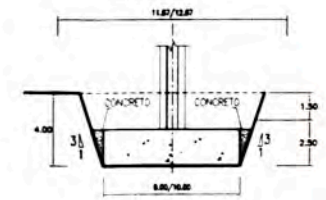
SECCIÓN AA
esc 1:25

PLANTA TÍPICA

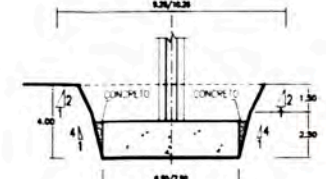


TALUD EXCAVACION SECTOR A'
ESC 5/E

OPCION 1



EXCAVACION (VACIADO CONTRA TERRENO) SECCION A-A
ESC 5/E



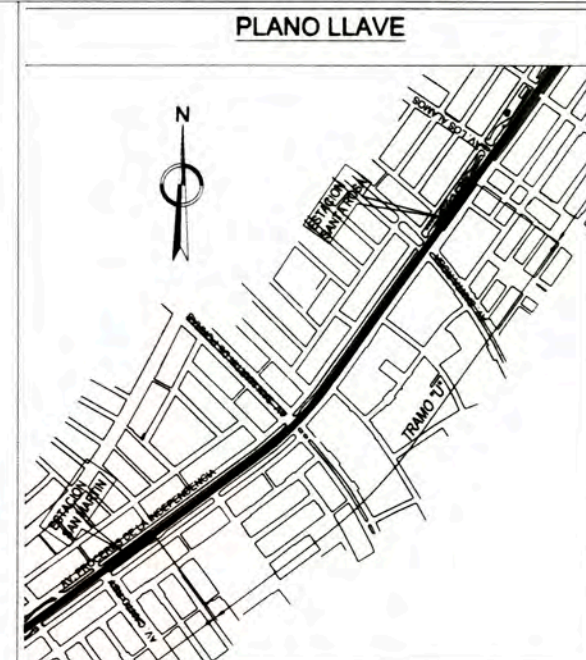
EXCAVACION (VACIADO CONTRA TERRENO) SECCION B-B
ESC 5/E

OPCION 2



EXCAVACION (ENCOFRADO ZAPATA) SECCION A-A y B-B
ESC 5/E

TABLA DE LAS COLUMNAS Y ZAPATAS					
E.E	H1	H	A	B	C
120	10.726	2.420	266.762	253.637	251.636
121	10.951	2.691	266.907	254.216	252.216
122	11.127	2.977	267.751	254.724	252.724
123	11.355	3.264	268.594	255.14	253.14
124	11.621	3.52	269.441	255.920	253.920
125	11.89	3.869	270.285	256.418	254.418
126	12.144	4.174	271.130	257.018	255.018
127	12.447	4.565	271.977	257.617	255.617
128	12.817	4.973	272.819	258.100	256.100
129	13.266	5.404	273.664	258.668	256.668
130	13.779	5.879	274.526	259.13	257.13
131	14.364	6.404	275.407	259.659	257.659
132	14.997	6.997	276.312	260.150	258.150
133	15.747	7.647	277.244	260.612	258.612



LEYENDA

ESTE PLANO ES VÁLIDO PARA LOS SIGUIENTES:
 PILARES:
 CABEZALES: TIPO A Y TIPO B
 COLUMNA: TIPO B
 ZAPATA: TIPO B

- Notas:
- 1- MEDIDAS Y NIVELES EN METROS.
 - 2- CONCRETO f_c = 21 MPa PARA CIMENTACIONES.
 - 3- CONCRETO f_c = 28 MPa PARA COLUMNAS Y /O CABEZAL.
 - 4- CONCRETO f_c = 10 MPa PARA CAPA POBRE (5cm SOB CIMENTACIONES).
 - 5- LAS FUNDACIONES DEBERAN SER LIBERADAS POR ING. ESPECIALISTA.
 - 6- J= JUNTA DE DILATACION.
 - 7- LA PROFUNDIDAD MINIMA ESTIMADA DE LA COTA DE APOYO DE LAS ZAPATAS ES DE 4.0m.
 - 8- LA LIBERACION FINAL DE LA COTA DE APOYO DE LAS ZAPATAS DEBERA SER HECHA POR INGENIERO GEOTECNICO DE FUNDACIONES.
 - 9- EL DISEÑO DE LAS ZAPATAS ESTA BASADO EN UNA PRESION ADMISIBLE DE 5 kg/cm².
 - 10- EL DISEÑO DE LAS ZAPATAS ES VALIDO PARA UNA PROFUNDIDAD MINIMA INDICADA EN LOS PLANOS.

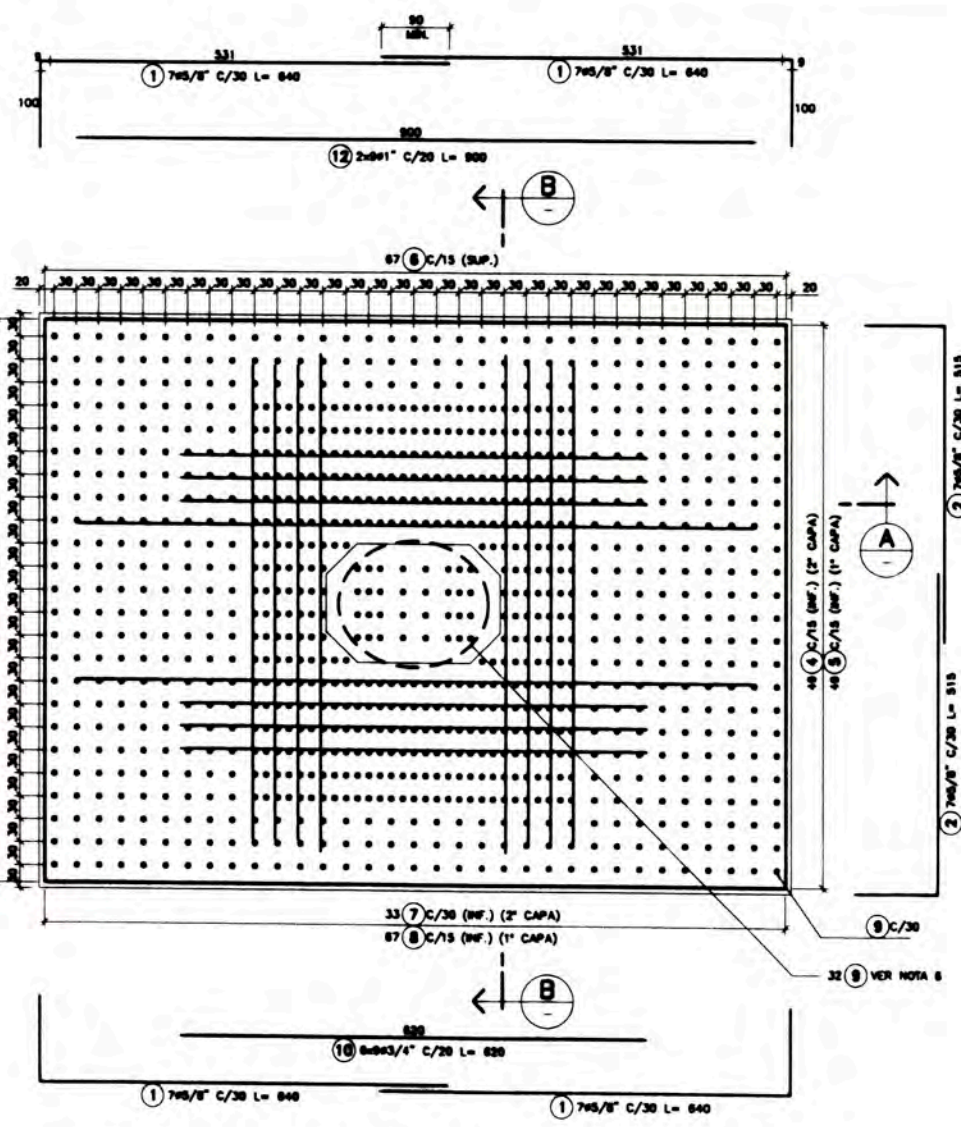
Referencias:

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
CONSORCIO	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
DEBEM	REVISAR Y REENVIAR	Cód. 3	

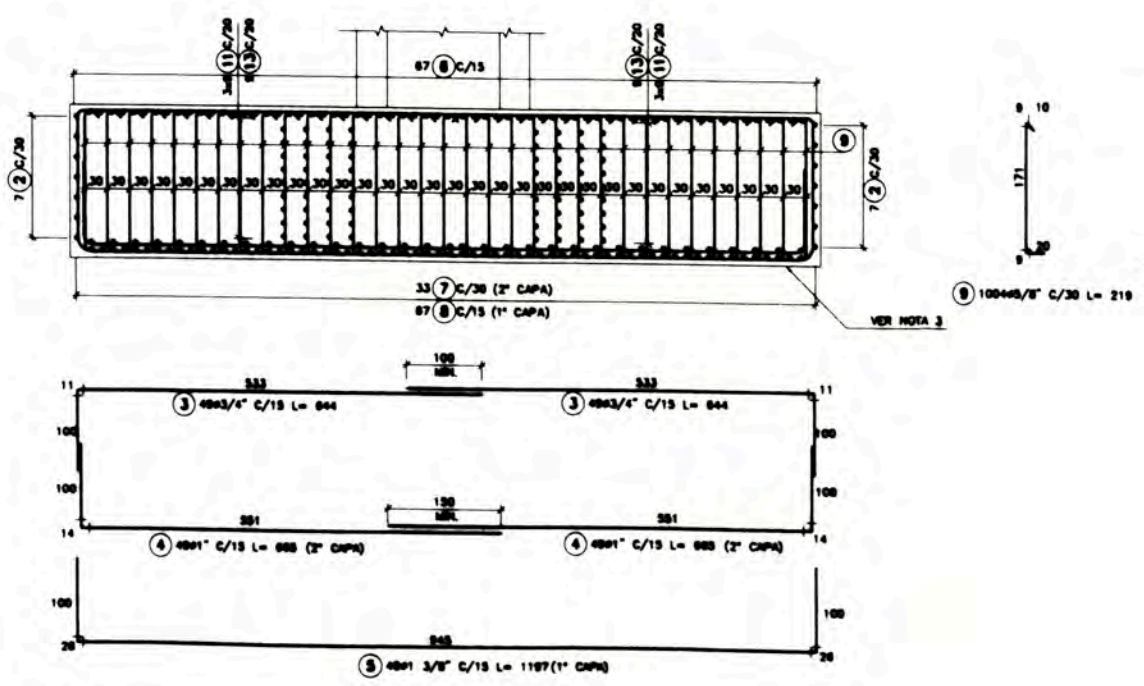
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DISEÑO	REVIS.	APROB.
02	14-FEB-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	TYL	TYL	MCO	WVI
01	13-ENE-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	TYL	TYL	MCO	WVI
0A	22-NOV-11	EMITIDO PARA REVISION	TYL	TYL	MCO	WVI

PROYECTO: EJECUCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECÁNICAS DEL SISTEMA ELÉCTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1. TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código: C T E L T Y L V T U E S T D W G 3 8 2 5 6 R 2
Plan: TRAMO U
Escala: 1:1
INDICIA: INDICIA

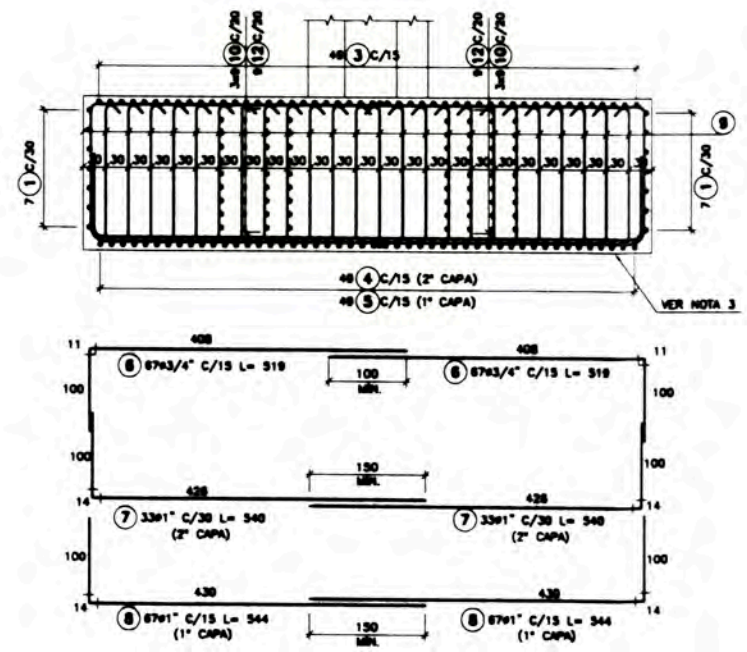


**ACERO DE REFUERZO
ZAPATA 1000 x 750 x 200**
esc. 1:50



SECCIÓN B-B
esc. 1:30

• 9 NO SE MUESTRA POR CLARIDAD EN EL DIBUJO



SECCIÓN B-B
esc. 1:30

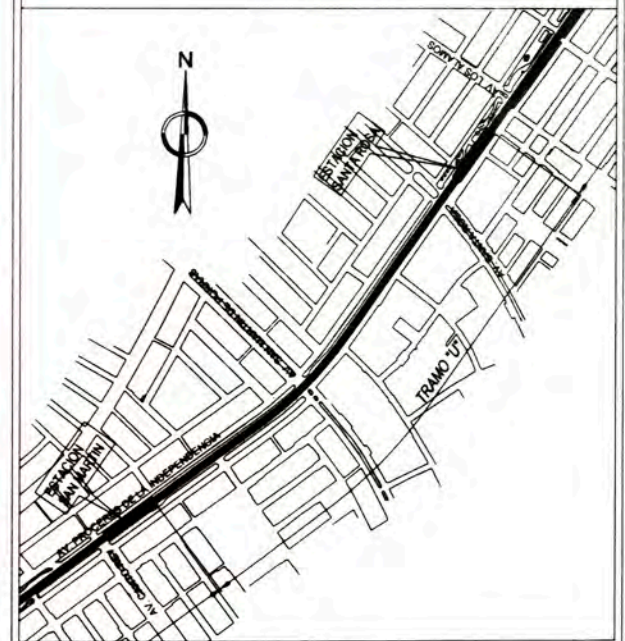
• 9 NO SE MUESTRA POR CLARIDAD EN EL DIBUJO

VER ACERO DE REFUERZO DE LAS COLUMNAS
PLANO DMC 38256 Y 38260

LISTA DE VARILLAS						
POSICION	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD	LONGITUD	TOTAL
			VARILLA	EMPALME	TOTAL	
N°	φ	N°	cm	cm	cm	cm
1	5/8"	28	640	0	0	17920
2	5/8"	28	515	0	0	14420
3	3/4"	98	644	0	0	63112
4	1"	98	885	0	0	85170
5	1 3/8"	89	1197	0	0	58853
6	3/4"	134	519	0	0	69546
7	1"	66	540	0	0	35640
8	1"	134	544	0	0	72896
9	5/8"	1004	219	0	0	219876
10	3/4"	54	620	0	0	33480
11	3/4"	54	620	0	0	33480
12	1"	18	900	0	0	16200
13	1"	18	890	0	0	11700

TABLA DE DOBLECES - ACERO fy4200					
GANCHOS			ESTRIBOS		
N°	φ (pulg)	lc (cm)	N°	φ (pulg)	lc (cm)
1	3/8"	6.0	1	3/8"	4.0
2	1/2"	7.0	2	1/2"	5.0
3	5/8"	8.0	3	5/8"	6.0
4	3/4"	9.0	4	3/4"	7.0
5	7/8"	10.0	5	7/8"	8.0
6	1"	11.0	6	1"	9.0
7	1 1/4"	14.0	7	1 1/4"	11.0
8	1 1/2"	18.0	8	1 1/2"	14.0

PLANO LLAVE



LEYENDA

ESTE PLANO ES VÁLIDO PARA TODAS LAS SIGUIENTES ZAPATAS
U1, U2, U3, U4, U5, U6, U7, U8, U9 Y U10.
U20, U21, U22, U23, U24, U25, U26, U27, U28, U29, U30, U31 Y U32

- Notas**
- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN CENTIMETROS. LOS DIÁMETROS EN PULGADAS
 - MATERIALES CONCRETO (f'c= 21MPa (210 kgf/cm²))
ACERO (ARMADURA PASIVA) fy= 420 MPa (4200 kgf/cm²)
 - RECUBRIMIENTO 7,5cm
 - LAS MEDIDAS INDICADAS EN LOS DETALLES DE LAS BARRAS ESTÁN REFERIDAS AL LADO EXTERIOR DE LAS MISMAS.
 - AMARRAR LAS BARRAS PRINCIPALES DE LA COLUMNA A LA ARMADURA SUPERIOR DE LA ZAPATA Y AL REFUERZO DE CORTE.

Referencias

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
CONSORCIO CEBEL ingenieros POYRY	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REENVIAR	Cód. 3	

Rev	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DISEÑO	REVIS	APROB
01	13-ENE-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	TYL	TYL	MCO	WVI
0A	22-NOV-11	EMITIDO PARA REVISIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI

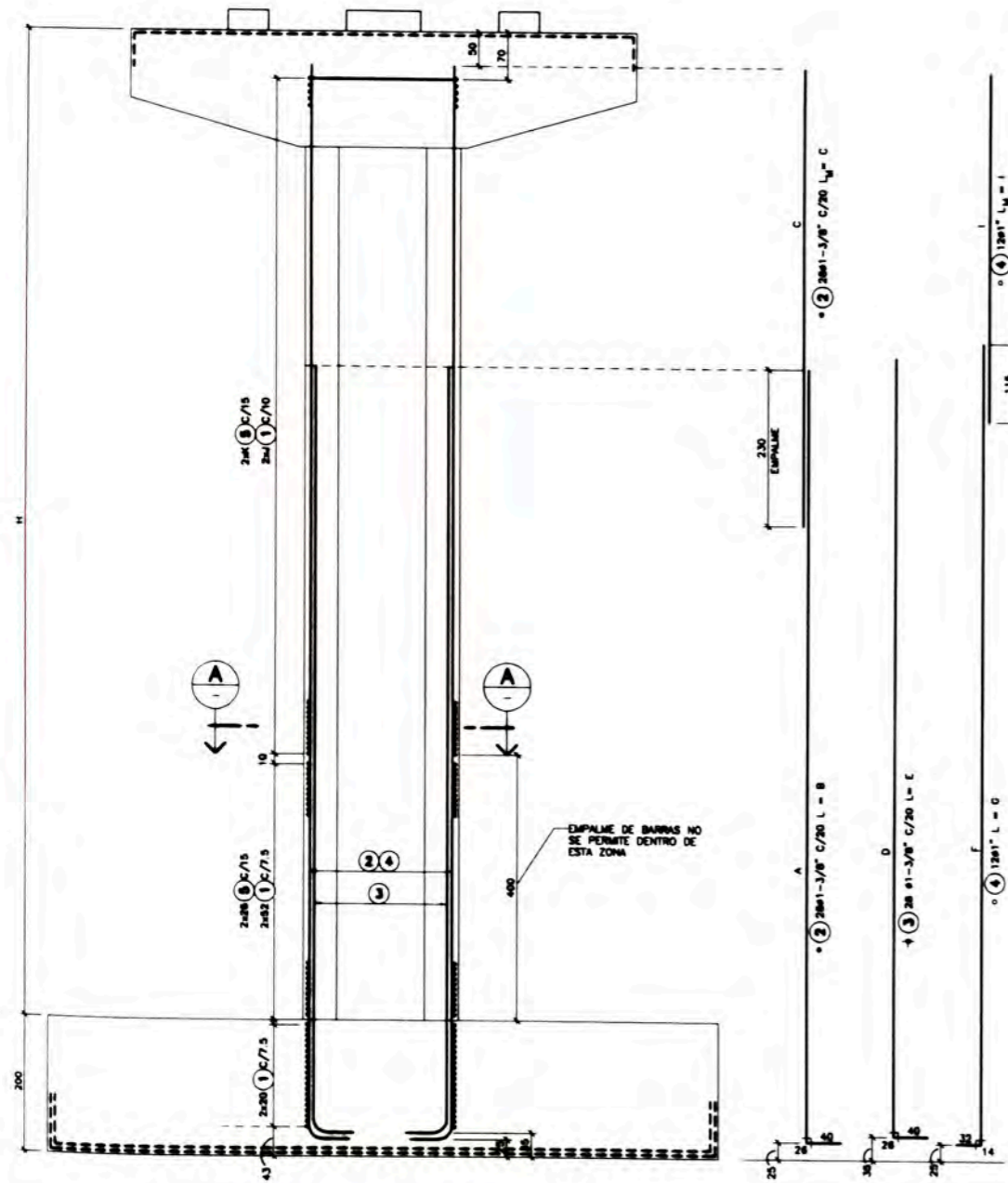
Clientes: **MTCA** (MTC) **CONSORCIO TREN ELÉCTRICO** **ODEBRECHT** **TYL INTERNATIONAL** (engineers | planners | scientists)

EJECUCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECÁNICAS DEL SISTEMA ELÉCTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO
LINEA 1. TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

TRAMO U
ZAPATAS TIPO B - ARMADURAS

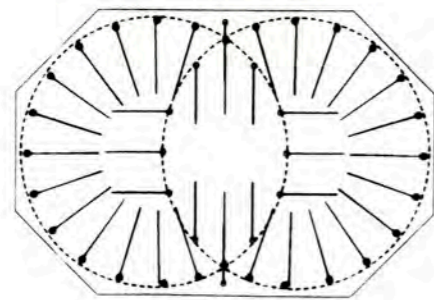
Código: **C T E L T Y L V T U E S T D W G 3 8 2 5 8 0 1**

Plan: **TRAMO U** Escala: **(A1)**

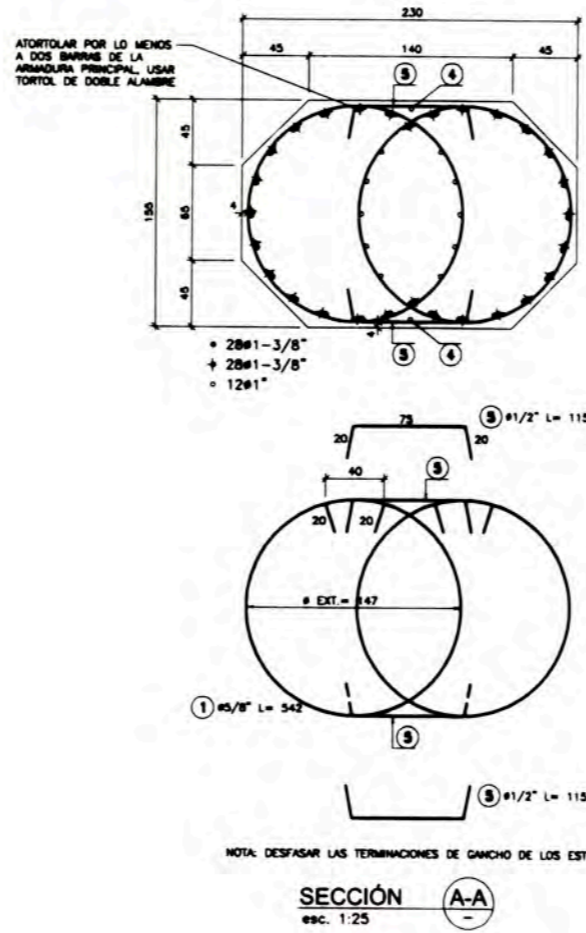


ACERO DE REFUERZO TÍPICO - COLUMNAS
esc 1:50

NOTA: EL CONTRATISTA TIENE LA OPCIÓN DE AMARRAR EN PAQUETES DE LOS ESTRIBOS DE LAS COLUMNAS PARA INCREMENTAR EL ESPACIAMIENTO.



ACOMODO DEL REFUERZO DE COLUMNA EN LA ZAPATA
esc 1:20



NOTA: DESFASAR LAS TERMINACIONES DE GANCHO DE LOS ESTRIBOS

SECCIÓN A-A
esc. 1:25

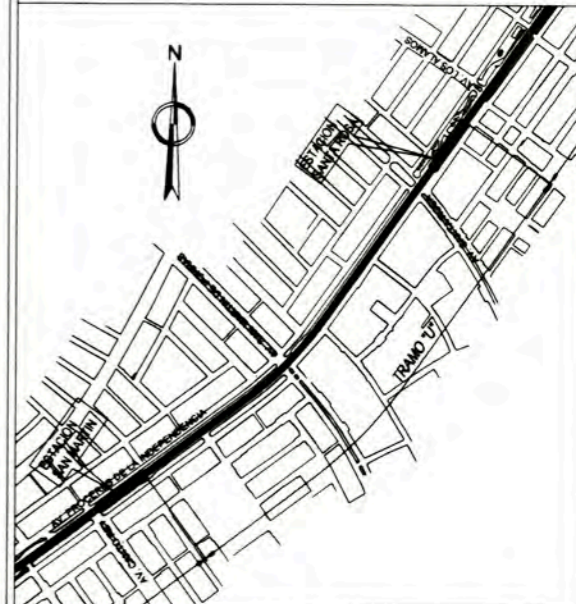
E/E	H	TABLA DE VARIABLES									
		LONGITUDES					CANTIDADES				
		A	B	C	D	E	F	G	I	J	K
U20	1242.6	1134.0	1200.0	445.6	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	317.6	77	52
U21	1269.1	1134.0	1200.0	472.1	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	344.1	80	53
U22	1302.7	1134.0	1200.0	505.7	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	377.7	83	56
U23	1325.5	1134.0	1200.0	528.5	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	400.5	86	57
U24	1352.1	1134.0	1200.0	555.1	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	427.1	88	59
U25	1386.9	1134.0	1200.0	589.9	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	461.9	92	61
U26	1411.4	1134.0	1200.0	614.4	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	486.4	94	63
U27	1436.5	1134.0	1200.0	639.5	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	511.5	97	64
U28	1471.3	1134.0	1200.0	674.3	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	546.3	100	67
U29	1499.6	1134.0	1200.0	702.6	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	574.6	103	69
U30	1527.9	1134.0	1200.0	730.9	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	602.9	106	71
U31	1549.4	1134.0	1200.0	752.4	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	624.4	108	72
U32	1569.1	1134.0	1200.0	772.1	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	644.1	110	73
U33	1425.8	1134.0	1200.0	628.8	1134.0	1200.0	1154.0	1200.0	500.8	96	64

COLUMNAS TIPO B

LISTA DE VARILLAS DE U20 A U32						
POSICION	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD VARILLA	LONGITUD EMPALME	LONGITUD TOTAL	
N°	Ø	N°	cm	cm	cm	
1	5/8"	364	542	0	1977.8	
2	1 3/8"	28	1300	0	3360	
3	1 3/8"	28	772.1	0	2168.8	
4	1"	12	1200	0	3360	
5	1"	12	644.1	0	1680	
6	3/2"	12	115	0	2270	

TABLA DE DOBLECES - ACERO fy 4200					
GANCHOS			ESTRIBOS		
ESQUEMA			ESQUEMA		
DIAMETRO	ic (cm)	a1 (cm)	DIAMETRO	ic (cm)	a1 (cm)
N°	Ø (pulg)	doblez=90°	N°	Ø (pulg)	doblez=90°
3	3/8"	8.0	3	3/8"	4.0
4	1/2"	7.0	4	1/2"	3.0
5	5/8"	8.0	4	1/2"	3.0
6	3/4"	11.0	5	5/8"	7.0
7	7/8"	13.0	6	3/4"	11.0
8	1"	14.0	7	7/8"	13.0
10	1 1/4"	23.0	8	1"	14.0
11	1 3/8"	28.8	-	-	-

PLANO LLAVE



LEYENDA

VÁLIDO PARA LAS COLUMNAS TIPO B

- Notas:
- 1- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN CENTIMETROS. LOS DIAMETROS EN PULGADAS
 - 2- LAS MEDIDAS INDICADAS EN LOS DETALLES DE LAS BARRAS ESTÁN REFERIDAS AL LADO EXTERIOR DE LAS MISMAS
 - 3- CONCRETO $f'c = 28MPa$ (280 kgf/cm²)
 - 4- ACERO $f_y = 420 MPa$ (4200 kgf/cm²)
 - 5- RECUBRIMIENTO PARA LOS ESTRIBOS = 4cm, EXCEPTO DONDE INDICADO
 - 6- SE UTILIZÓ EL PROMEDIO DE LOS VALORES DE B, C, D Y E PARA HACER LA LISTA DE VARILLAS
 - 7- EL ACERO DE TODAS LAS BARRAS DEBE SER ASTM A 706

Referencias:

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REENVIAR	Cód. 3	

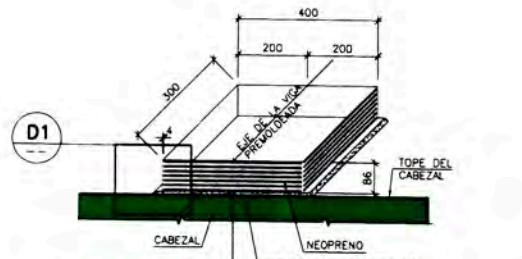
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR.	DISEÑO	REVIS.	APROB.
02	06-FEB-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
01	13-ENE-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
0A	22-NOV-11	EMITIDO PARA REVISIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI

Logos for MTC, CONSORCIO TREN ELECTRICO, and ODEBRECHT TYL INTERNATIONAL.

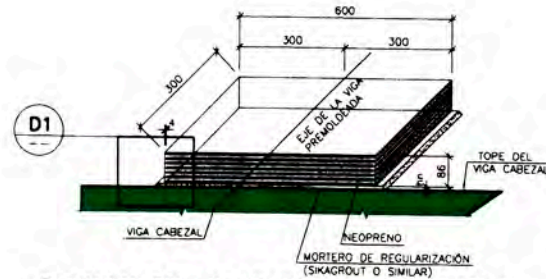
PROYECTO: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Tramo U: COLUMNAS TIPO B - ACERO DE REFUERZO

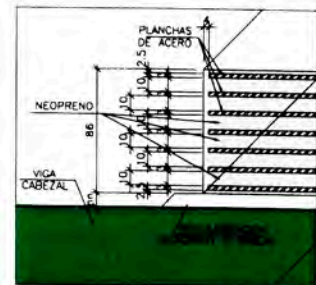
Estado: (A1) INDICADA



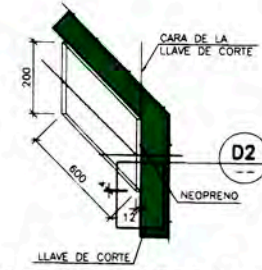
DETALLE DEL APARATO DE APOYO TIPO 1
esc. 1:10



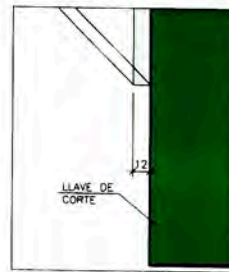
DETALLE DEL APARATO DE APOYO TIPO 2
esc. 1:10 (MEDIDAS EN mm)



DETALLE D1
esc. 1:2.5

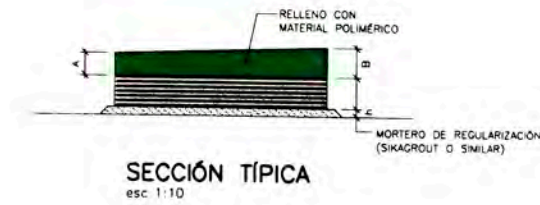


DETALLE DEL NEOPRENO PEGADO
esc. 1:10 (MEDIDAS EN mm)



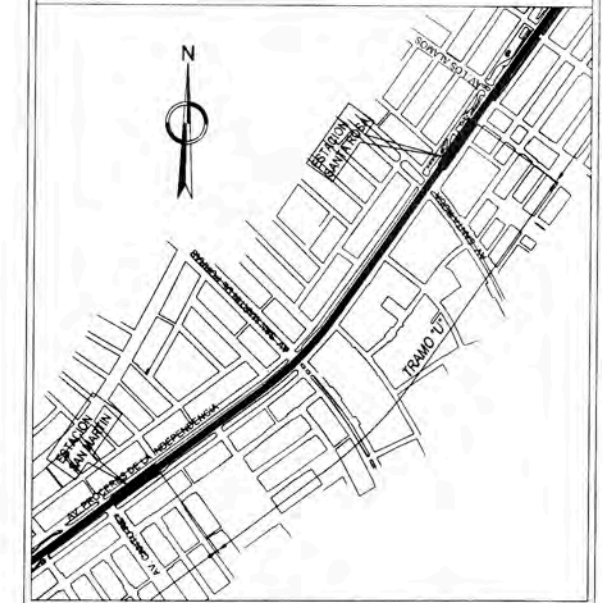
DETALLE D2
esc. 1:2.5

E/E	APARATO DE APOYO SUR					APARATO DE APOYO NORTE				
	Tipo	A(mm)	B(mm)	h grout (mm)	Cota Superior de Mortero	Tipo	A(mm)	B(mm)	h grout (mm)	Cota Superior de Mortero
U54	***	***	***	***	***	Tipo1	-	-	39.0	251.789
U1	Tipo 1	-	-	39.0	251.914	Tipo 1	-	-	39.0	251.914
U2	Tipo 1	-	-	39.0	252.039	Tipo 1	18	21	19.5	252.030
U3	Tipo 1	18	21	19.5	252.248	Tipo 1	18	24	33.0	252.251
U4	Tipo 1	18	24	33.0	252.573	Tipo 1	18	26	32.0	252.672
U5	Tipo 1	18	26	32.0	253.296	Tipo 1	18	28	31.0	253.295
U6	Tipo 1	18	28	31.0	254.099	Tipo 1	18	29	30.5	254.099
U7	Tipo 1	18	29	30.5	254.944	Tipo 1	18	29	30.5	254.944
U8	Tipo 1	18	29	30.5	255.789	Tipo 1	18	29	30.5	255.789
U9	Tipo 1	18	29	30.5	255.633	Tipo 1	18	29	30.5	256.633
U10	Tipo 1	18	29	30.5	257.478	Tipo 1	18	29	30.5	257.478
U11	Tipo 1	18	29	30.5	258.322	Tipo 1	18	29	30.5	258.322
U12	Tipo 1	18	29	30.5	259.167	Tipo 1	18	29	30.5	259.167
U13	Tipo 1	18	29	30.5	260.012	Tipo 1	18	29	30.5	260.012
U14	Tipo 1	18	29	30.5	260.856	Tipo 2	18	29	30.5	260.356
U15	Tipo 2	18	29	30.5	261.701	Tipo 2	18	29	30.5	261.701
U16	Tipo 2	18	29	30.5	262.046	Tipo 2	18	29	30.5	262.046
U17	Tipo 2	18	29	30.5	263.059	Tipo 2	18	29	30.5	263.059
U18	Tipo 2	18	29	30.5	263.904	Tipo 2	18	29	30.5	263.904
U19	Tipo 2	18	29	30.5	264.749	Tipo 1	18	29	30.5	265.249
U20	Tipo 1	18	29	30.5	265.093	Tipo 1	18	29	30.5	266.093
U21	Tipo 1	18	29	30.5	266.938	Tipo 1	18	29	30.5	266.938
U22	Tipo 1	18	29	30.5	267.782	Tipo 1	18	29	30.5	267.782
U23	Tipo 1	18	29	30.5	268.627	Tipo 1	18	29	30.5	268.627
U24	Tipo 1	18	29	30.5	269.472	Tipo 1	18	29	30.5	269.472
U25	Tipo 1	18	29	30.5	270.316	Tipo 1	18	29	30.5	270.316
U26	Tipo 1	18	29	30.5	271.161	Tipo 1	18	29	30.5	271.161
U27	Tipo 1	18	29	30.5	272.006	Tipo 1	18	29	30.5	272.006
U28	Tipo 1	18	29	30.5	272.850	Tipo 1	18	29	30.5	272.850
U29	Tipo 1	18	29	30.5	273.695	Tipo 1	18	29	30.5	273.695
U30	Tipo 1	18	29	30.5	274.540	Tipo 1	18	29	30.5	274.540
U31	Tipo 1	18	29	30.5	275.384	Tipo 1	18	28	31.0	275.384
U32	Tipo 1	18	28	31.0	275.151	Tipo 1	18	25	32.5	276.153
U33	Tipo 1	18	25	32.5	276.722	***	***	***	***	***



SECCIÓN TÍPICA
esc. 1:10

PLANO LLAVE



LEYENDA



Notas:

Referencias:

Supervisión:	CONSORCIO	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cod. 1	Firma:
CEBEL INGENIEROS	PÓRVY	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 2	
		REVISAR Y REENVIAR	Cod. 3	

D1	13-ENE-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
DA	22-NOV-11	EMITIDO PARA REVISIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR.	DISEÑO	REVIS.	APROB.

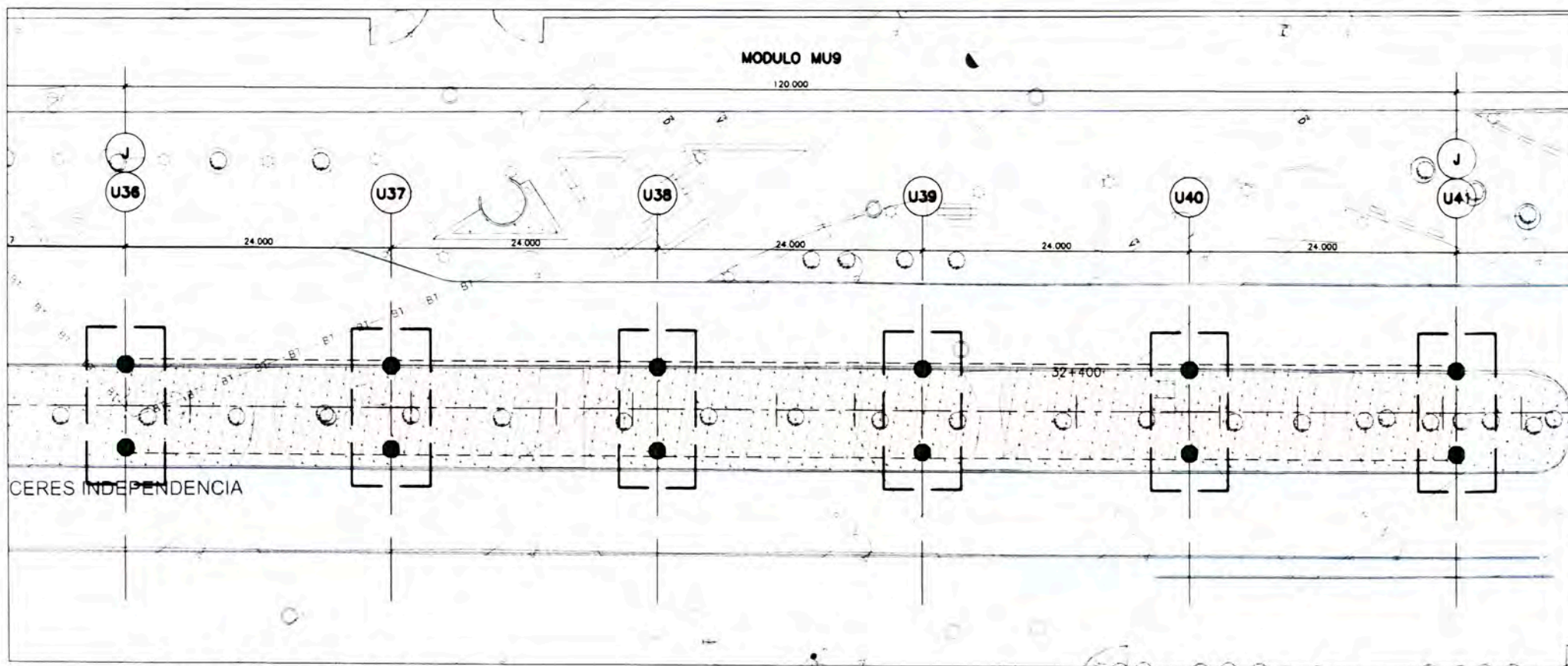
Proyecto: **EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO**

Código: **C.T.E.L.T.Y.L.V.T.U.E.S.T.D.W.G.3.8.3.2.2.0.1**

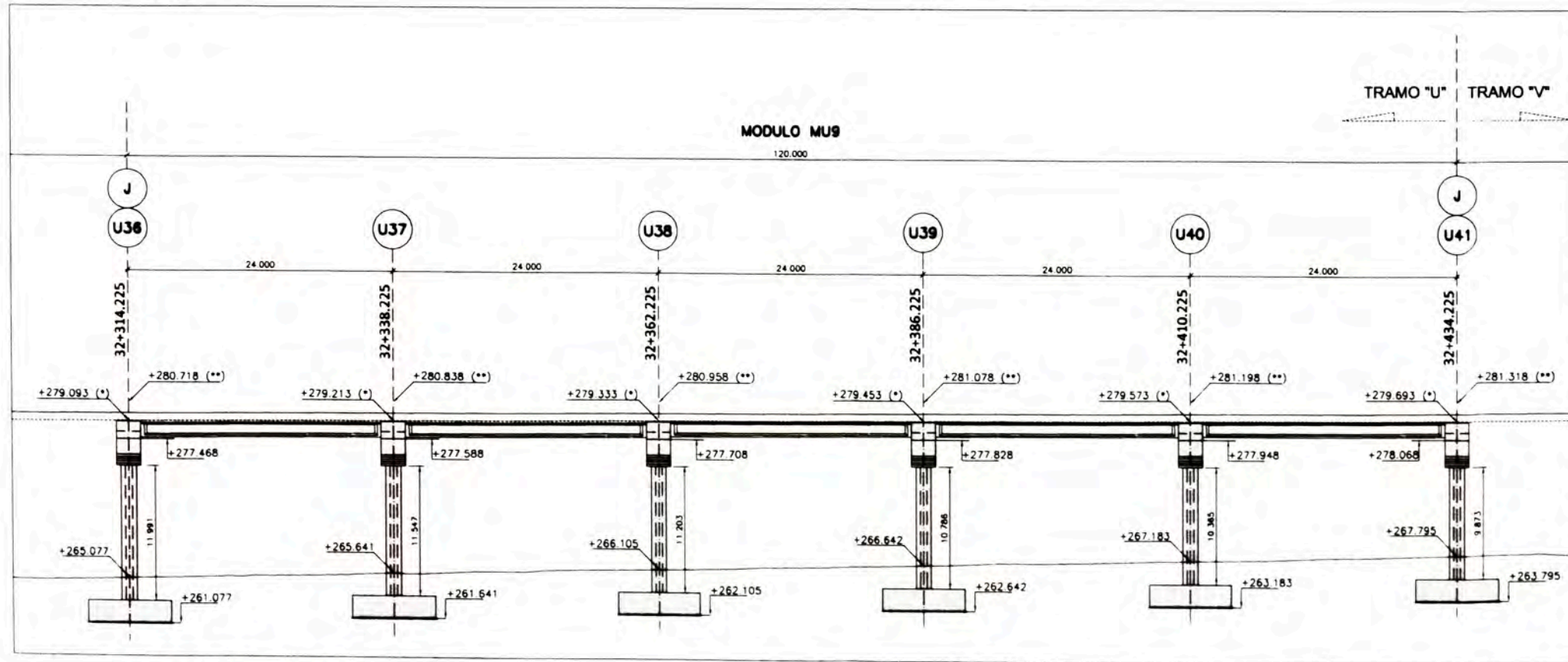
Tramo: **TRAMO U - VIGAS CABEZALES APARATOS DE APOYO**

Escala: **(A1)**

INDICADA



PLANO DE LAS FUNDACIONES
esc. 1:250

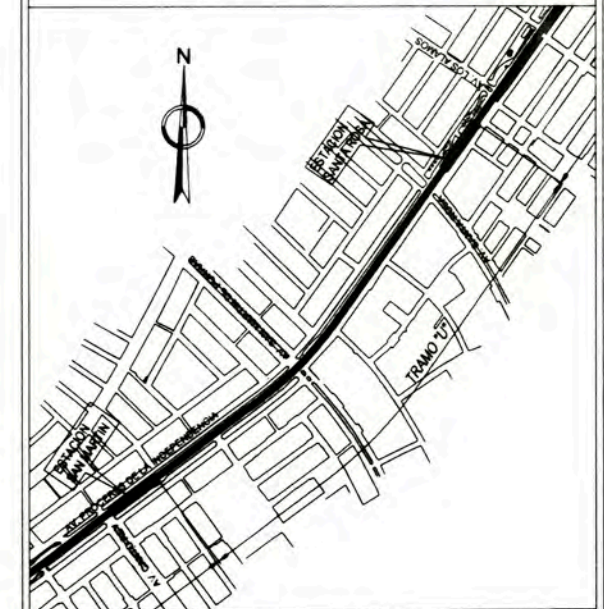


ELEVACIÓN LONGITUDINAL
esc. 1:250

(*) = COTA DE RASANTE
(**) = COTA A NIVEL DE ANDEN (2do VACIADO DE LA LOSA)

TABLA DE UBICACIÓN DE LAS COLUMNAS			
COLUMNAS	E	N	AZIMUT
U36	E= 282900.8454	N= 8678147.6835	AZ= 305° 30' 35"
U37	E= 282914.5856	N= 8678167.2199	AZ= 305° 30' 35"
U38	E= 282928.5758	N= 8678186.7563	AZ= 305° 30' 35"
U39	E= 282942.4661	N= 8678206.2927	AZ= 305° 30' 35"
U40	E= 282956.4063	N= 8678225.8291	AZ= 305° 30' 35"
U41	E= 282970.3465	N= 8678245.3655	AZ= 305° 30' 35"

PLANO LLAVE



LEYENDA

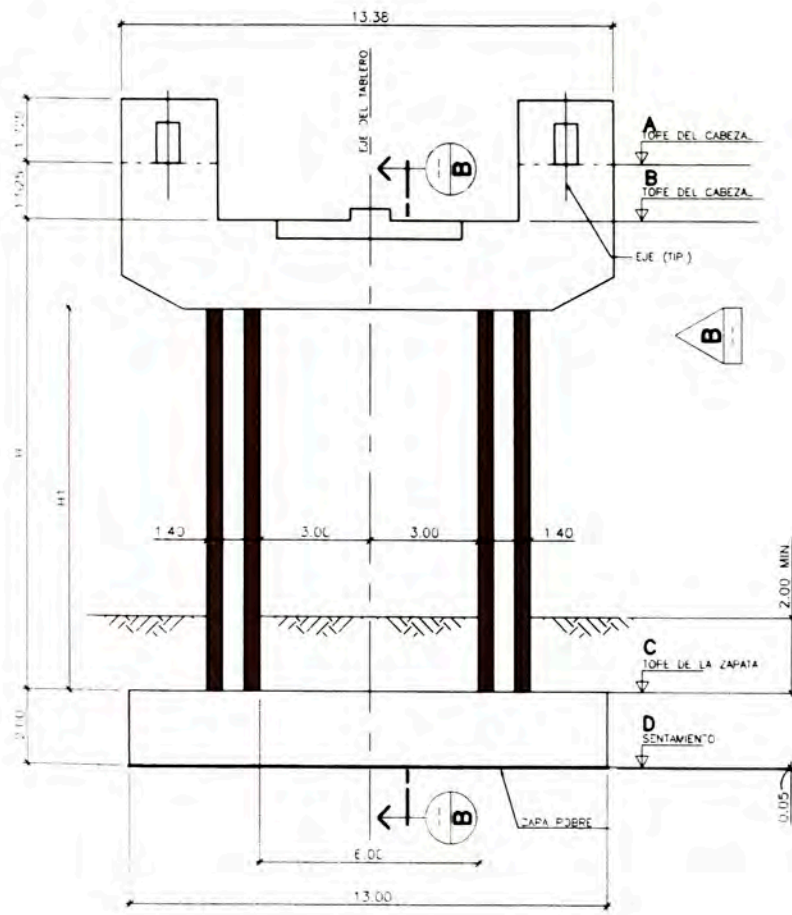
- Notas:
- 1- MEDIDAS Y NIVELES EN METROS.
 - 2- CONCRETO f'c = 21 MPa PARA CIMENTACIONES.
 - 3- CONCRETO f'c = 28 MPa PARA COLUMNAS Y VIGA CABEZAL.
 - 4- CONCRETO f'c = 10 MPa PARA CAPA POBRE (5cm BAJO CIMENTACIONES).
 - 5- LAS FUNDACIONES DEBERÁN SER LIBERADAS POR ING. ESPECIALISTA.
 - 6- J= JUNTA DE DILATACIÓN.
 - 7- LA PROFUNDIDAD MÍNIMA ESTIMADA DE LA COTA DE APOYO DE LAS ZAPATAS ES DE 4.0m.
 - 8- LA LIBERACIÓN FINAL DE LA COTA DE APOYO DE LAS ZAPATAS DEBERÁ SER HECHA POR INGENIERO GEOTECNICO DE FUNDACIONES.
 - 9- EL DISEÑO DE LAS ZAPATAS ESTÁ BASADO EN UNA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE 20 Kg/cm².
 - 10- EL DISEÑO DE LAS ZAPATAS ES VÁLIDO PARA UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA INDICADA EN LOS PLANOS.

Referencias:

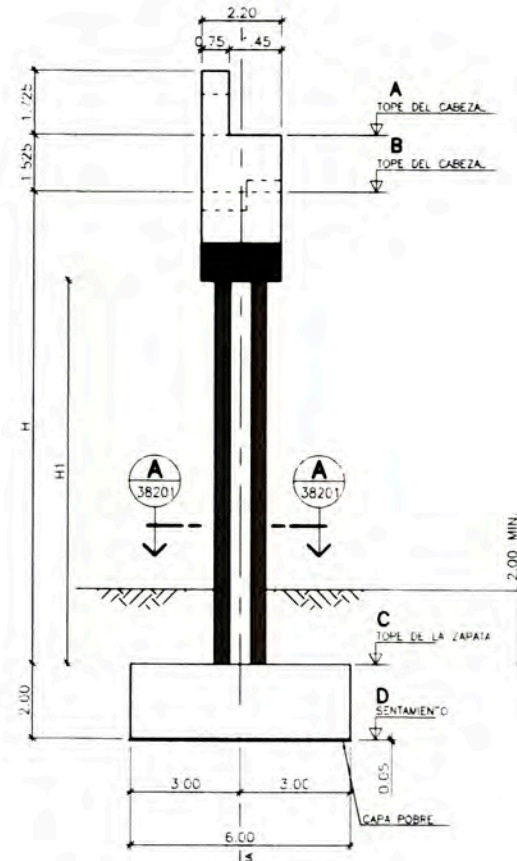
Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
CONSORCIO CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
CONSORCIO PÓVRY	REVISAR Y REFINAR	Cód. 3	

Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR.	DESEÑO	REVIS.	APROB.
01	13-ENE-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
0A	12-NOV-11	EMITIDO PARA REVISIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI

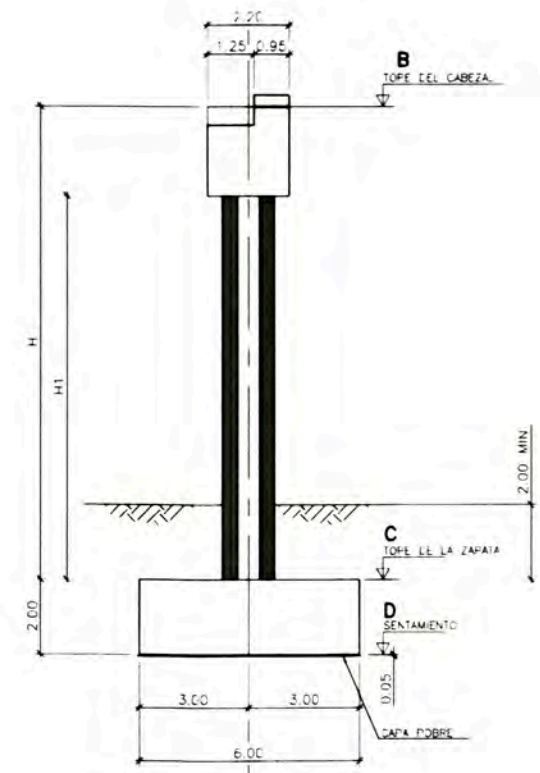
Proyecto: EJECUCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1. TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO
 Código: CTELT YLV TUESTD W G 3 8 2 0 0 0 1
 Plantilla: TRAMO U - ESTACIÓN SANTA ROSA PLANTA Y ELEVACIÓN - EJE
 Escala: (A1) INDICADA



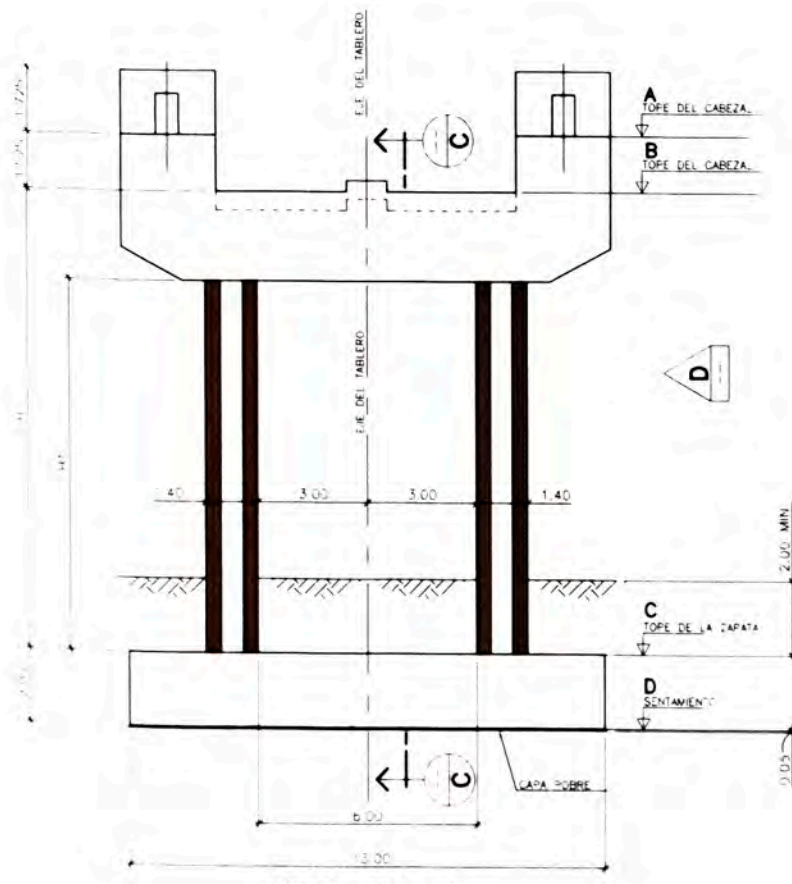
PILAR U36 ELEVACIÓN A
esc. 1:100



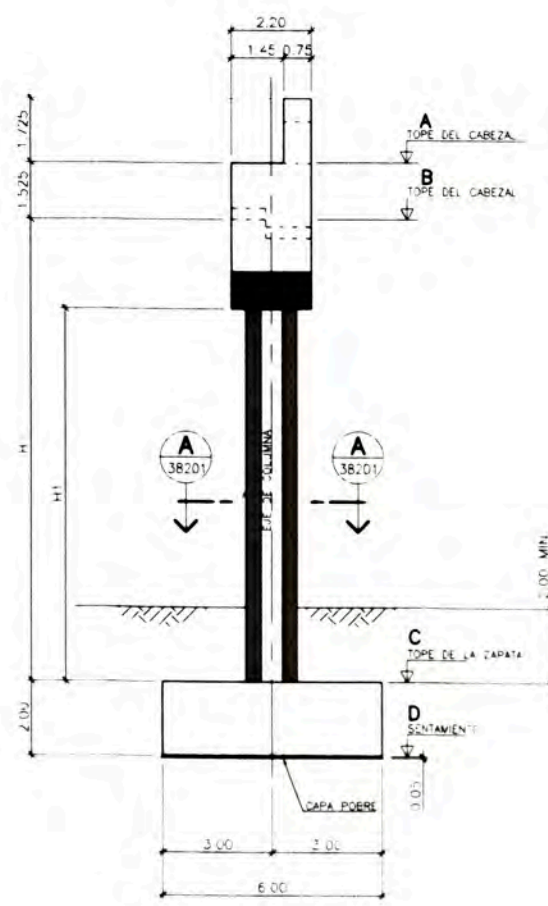
ELEVACIÓN B
esc. 1:100



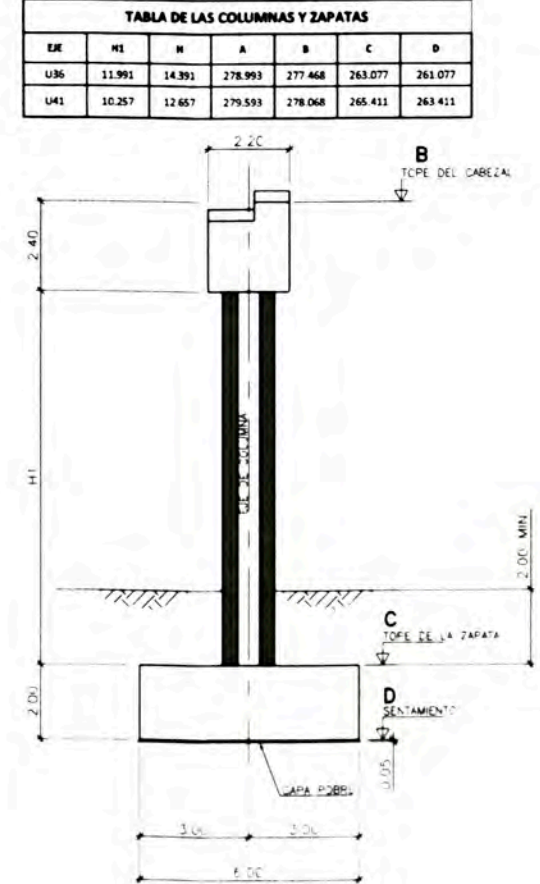
SECCIÓN B-B
esc. 1:100



PILAR U41 ELEVACIÓN A
esc. 1:100

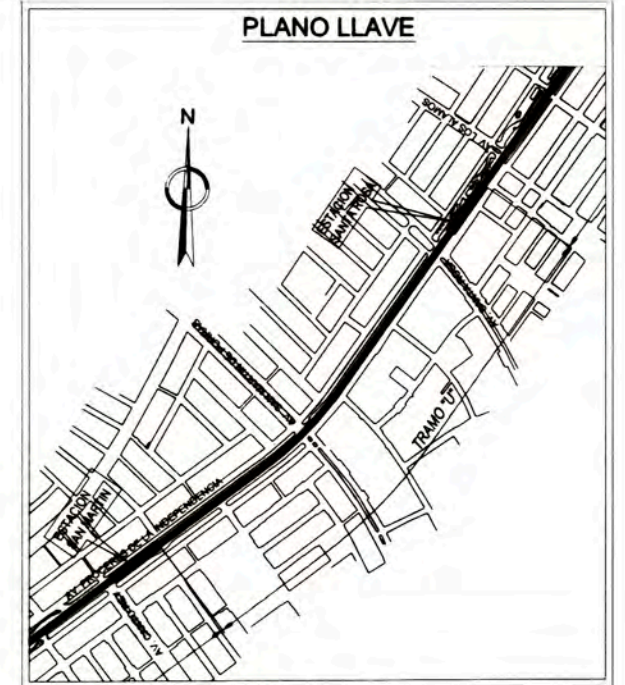


ELEVACIÓN D
esc. 1:100



SECCIÓN C-C
esc. 1:100

EJE	H1	A	B	C	D	
U36	11.991	14.391	278.993	277.468	263.077	261.077
U41	10.257	12.657	279.593	278.068	265.411	263.411



LEYENDA

ESTE PLANO ES VALIDO PARA LOS SIGUIENTES PILARES:
U36 Y U41

- Notas:
- 1- MEDIDAS Y NIVELES EN METROS
 - 2- CONCRETO $f_c = 21$ MPa PARA CIMENTACIONES
 - 3- CONCRETO $f_c = 28$ MPa PARA COLUMNAS Y VIGAS CABEZALES
 - 4- CONCRETO $f_c = 10$ MPa PARA CAPA PÓBRE (5cm BAJE CIMENTACIONES)
 - 5- LAS CIMENTACIONES DEBERAN SER LIBERADAS POR UN ING. ESPECIALISTA
 - 6- LA PROFUNDIDAD MINIMA ESTIMADA DE LA COTA DE APOYO DE LAS ZAPATAS ES DE 4.0m
 - 7- LA LIBERACION FINAL DE LA COTA DE APOYO DE LAS ZAPATAS DEBERA SER HECHA POR UN INGENIERO GEOTECNICO DE FUNDACIONES
 - 8- EL DISEÑO DE LAS ZAPATAS ESTA BASADO EN UNA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DE 20 Kg/cm² Y ES VALIDO PARA UNA PROFUNDIDAD MINIMA INDICADA EN LOS PLANOS
 - 9- EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA ES VALIDO PARA UNA PROFUNDIDAD MINIMA INDICADA EN LOS PLANOS

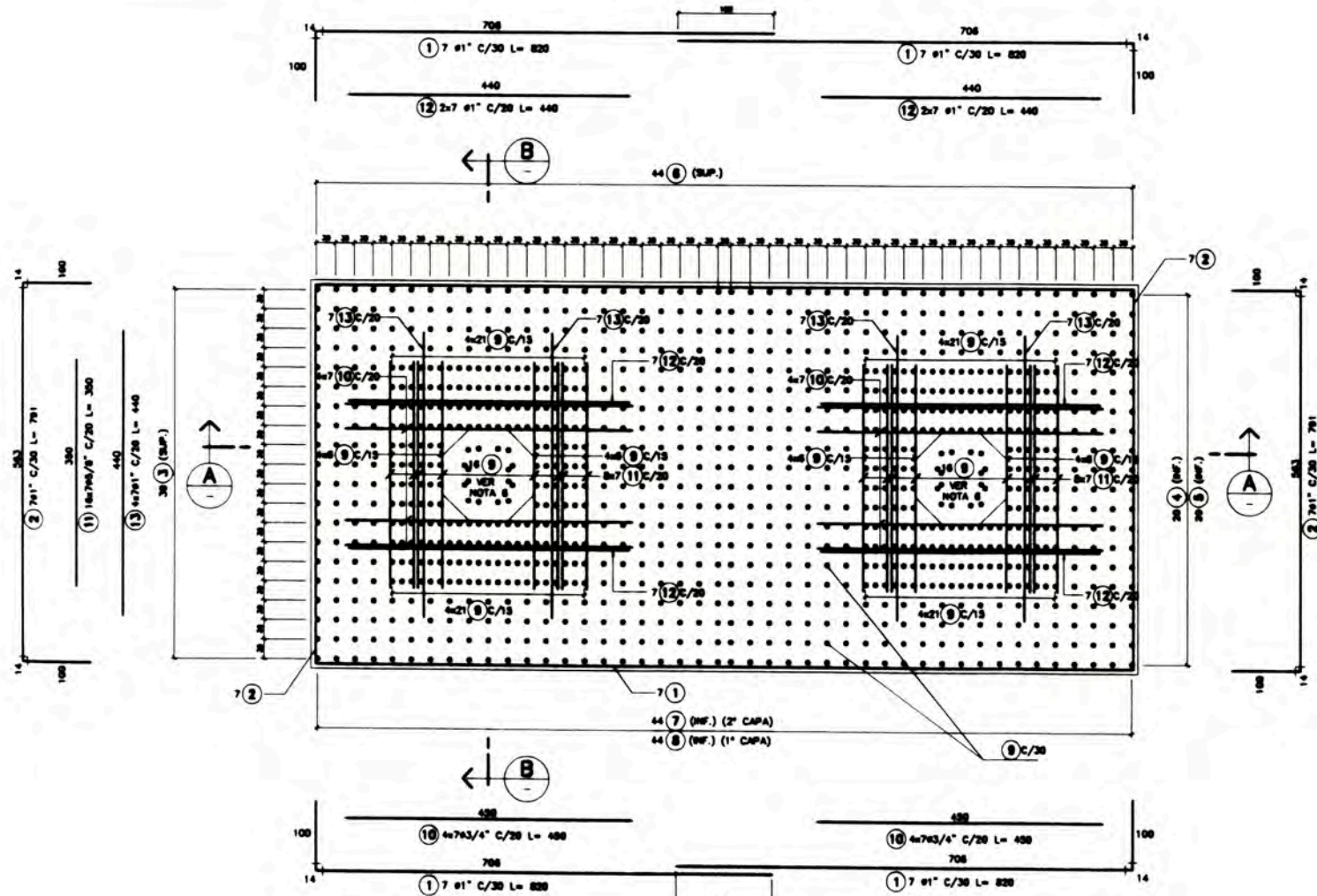
Referencias:

Supervisión	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
CONSORCIO CEBEL CONSORCIO PÓVRY	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REENMAR	Cód. 3	

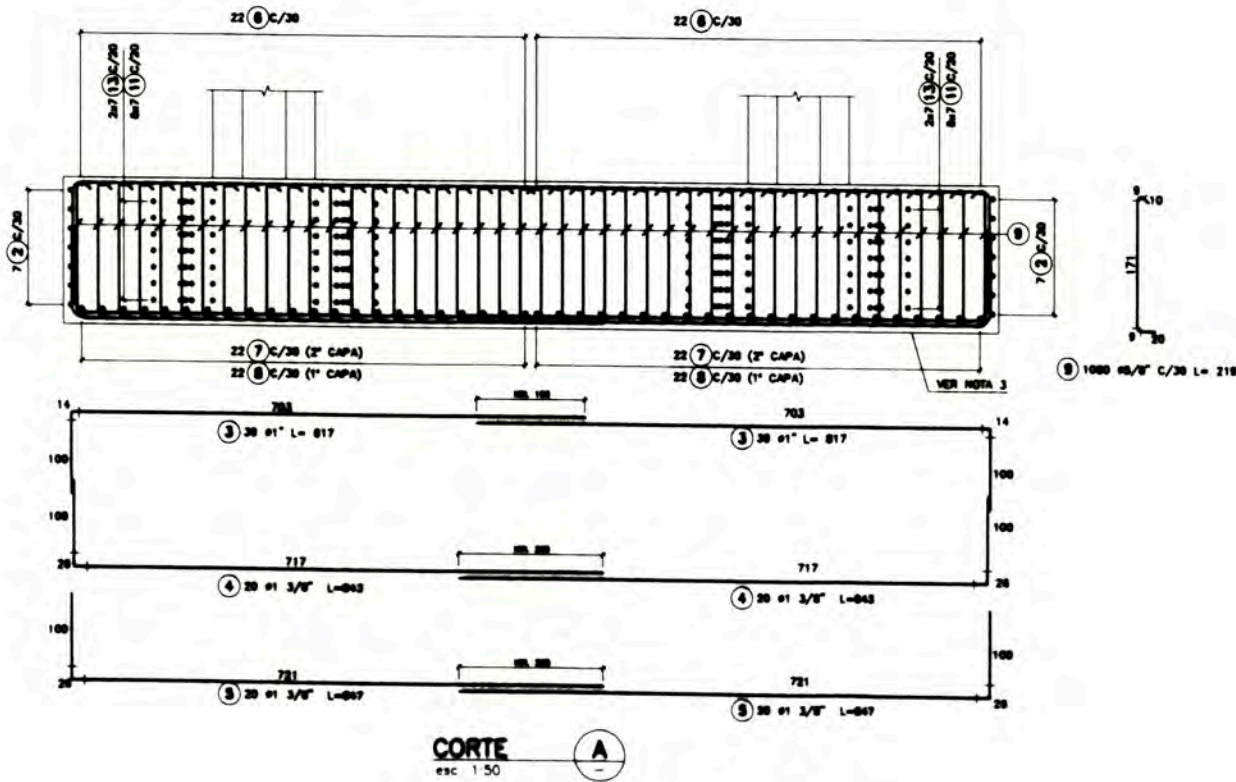
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DISEÑO	REVIS	APROB
02	16-JUL-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
01	02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
0B	13-ENE-12	EMITIDO PARA REVISIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
0A	12-NOV-11	MITIDO PARA REVISIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI

Cliente: **MTC** (Ministerio de Transportes y Comunicaciones)
 Contratista: **CONSORCIO TREN ELÉCTRICO**
 Proyectista: **ODEBRECHT** y **TYL INTERNATIONAL**

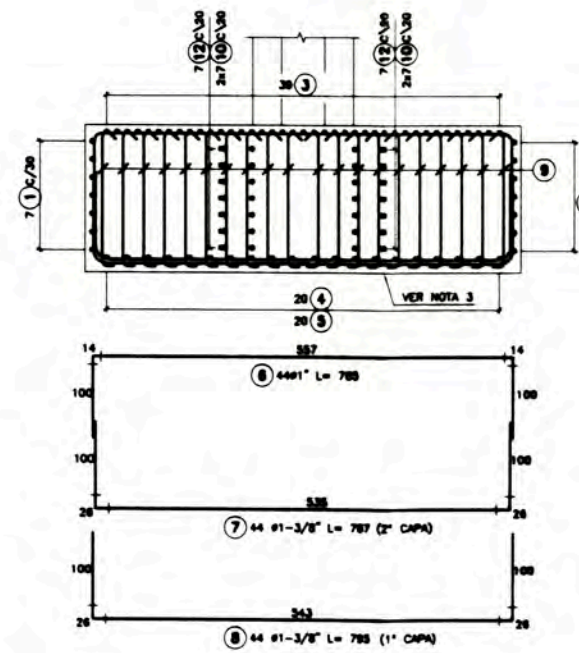
Proyecto: **EJECUCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELÉCTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO**
 Código: **C TEL TYL V T U E S T D W G 3 8 2 0 2 0 2**
 Tramo: **TRAMO U - ESTACIÓN SANTA ROSA COLUMNAS Y ZAPATAS - ENCOFRADOS**
 Escala: **(A1)**
 Indicada



ZAPATAS EJES U36,U37,U38,U39,U40,U41
ACERO DE REFUERZO
ZAPATA 1300x600x200
esc. 1:50



CORTE A-A
esc. 1:50
* Ⓟ NO SE MUESTRA POR CLARIDAD EN EL DIBUJO



CORTE B-B
esc. 1:50
* Ⓟ NO SE MUESTRA POR CLARIDAD EN EL DIBUJO

VER ACERO DE REFUERZO DE LAS COLUMNAS
PLANO DWG-38204

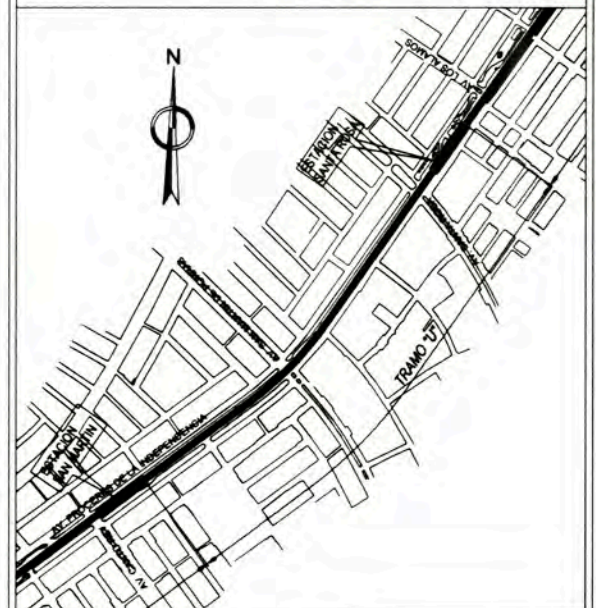
LISTA DE VARILLAS

POSICION	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD	LONGITUD
N°	φ	N°	VARIILLA	FMP/ALM	TOTAL
			cm	cm	cm
1	1"	28	820	0	22960
2	1"	14	791	0	11074
3	1"	78	817	0	63726
4	1 3/8"	40	843	0	33720
5	1 3/8"	40	847	0	33880
6	1"	44	795	0	34980
7	1 3/8"	44	787	0	34628
8	1 3/8"	44	796	0	34984
9	5/8"	1080	219	0	236520
10	3/4"	56	490	0	27440
11	5/8"	112	290	0	32480
12	1"	28	440	0	12320
13	1"	28	440	0	12320

TABLA DE DOBLES - ACERO fy 4200

GANCHOS			ESTRIBOS		
N°	φ (pulg)	lc (cm)	N°	φ (pulg)	lc (cm)
1	3/8"	8.0	1	3/8"	4.8
2	3/8"	7.9	2	3/8"	5.8
3	3/8"	8.0	3	3/8"	7.8
4	3/8"	11.8	4	3/8"	11.8
5	3/8"	14.8	5	3/8"	14.8
6	3/8"	23.8	6	3/8"	23.8
7	3/8"	23.8	7	3/8"	23.8
8	3/8"	23.8	8	3/8"	23.8
9	3/8"	23.8	9	3/8"	23.8
10	3/8"	23.8	10	3/8"	23.8
11	3/8"	23.8	11	3/8"	23.8

PLANO LLAVE



LEYENDA

VÁLIDO PARA EJES
U36,U37,U38,U39,U40,U41

- Notas:
- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN CENTIMETROS, LOS DIÁMETROS EN PULGADAS.
 - MATERIALES: CONCRETO (f_c = 21MPa (210 kgf/cm²))
ACERO (ARMADURA PASIVA) f_y = 420 MPa (4200 kgf/cm²)
 - RECUBRIMIENTO: 7.5cm
 - LAS MEDIDAS INDICADAS EN LOS DETALLES DE LAS BARRAS ESTÁN REFERIDAS AL LADO EXTERIOR DE LAS MISMAS.
 - VACIAR EL CONCRETO PARA LAS ZAPATAS CONTRA LA PARED DE EXCAVACIÓN
 - AMARRAR LAS BARRAS PRINCIPALES DE LA COLUMNA A LA ARMADURA SUPERIOR DE LA ZAPATA Y AL REFUERZO DE CORTE

Referencias:
CTEL-VTU-EST-DWG-38204
TRAMO U - ESTACION SANTA ROSA COLUMNAS - ACERO DE REFUERZO

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
CEBEL INGENIEROS	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REEMITAR	Cód. 3	

Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR.	DISEÑO	REVIS.	APROB.
01	02-MAR-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	TYL	TYL	MCO	WVI
02	13-ENE-12	EMITIDO PARA REVISION	TYL	TYL	MCO	WVI
03	12-NOV-11	EMITIDO PARA REVISION	TYL	TYL	MCO	WVI

Compañías:

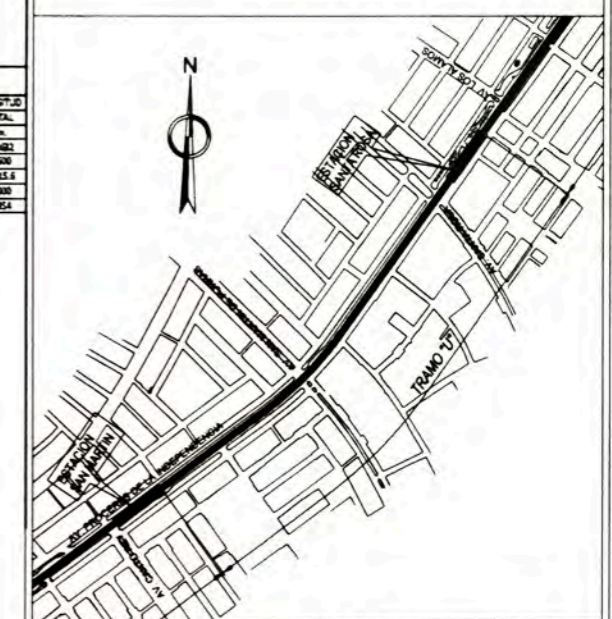
EJECUCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECÁNICAS DEL SISTEMA ELÉCTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO
LINEA 1. TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código: CT,EL,TYL,VTU,EST,DWG,38203,01

Rev: TRAMO U - ESTACION SANTA ROSA ZAPATAS - ARMADURA

Escala: (A1) NOCAD

PLANO LLAVE



LISTA DE VARILLAS

POSICION	DIAMETRO	CANTIDAD	LONGITUD	LONGITUD TOTAL
N°	Ø	N°	VARILLA	EMPALME
1	5/8"	28	578	0
2	1/2"	28	1300	0
2	1/2"	28	807.7	0
2	1/2"	28	1300	0
2	1/2"	28	587.7	0

LEYENDA

ESTE PLANO ES VÁLIDO PARA LAS SIGUIENTES COLUMNAS - TIPO A
U37, U38, U39, U40, U41
ESTE PLANO ES VÁLIDO PARA LAS SIGUIENTES COLUMNAS - TIPO B
U36

- Notas:**
- 1- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EXPRESADAS EN CENTIMETROS. LOS DIÁMETROS EN PULGADAS
 - 2- LAS MEDIDAS INDICADAS EN LOS DETALLES DE LAS BARRAS ESTÁN REFERIDAS AL LADO EXTERIOR DE LAS MISMAS
 - 3- CONCRETO $f_c = 28 \text{ MPa}$ (280 kg/cm^2)
 - 4- ACERO $f_y = 420 \text{ MPa}$ (4200 kg/cm^2)
 - 5- RECUBRIMIENTO PARA LOS ESTRIBOS = 4cm. EXCEPTO DONDE INDICADO
 - 6- EL ACERO DE REFUERZO DE TODAS LAS COLUMNAS SERÁ ASTM A706
 - 7- SE UTILIZÓ EL PROMEDIO DE LOS VALORES DE A, B, C, D, E Y F PARA HACER LA LISTA DE VARILLAS

Referencias:

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cod. 1	Firma:
COMERCIO			
CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 2	
POYRY	REVISAR Y REFINAR	Cod. 3	

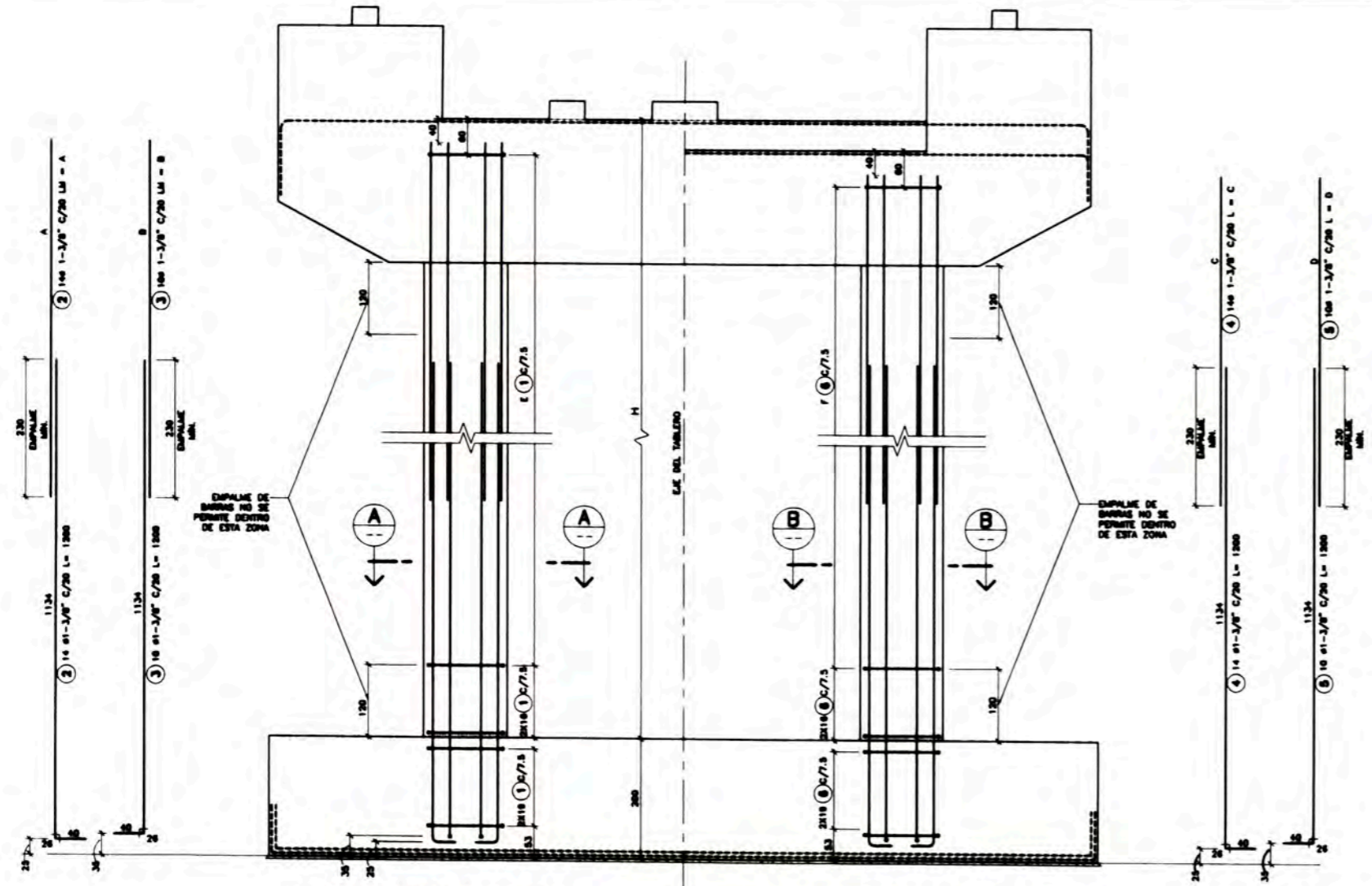
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR.	DISEÑO	REVIS.	APROB.
O1	13-ENE-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
OA	12-NOV-11	EMITIDO PARA REVISIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI

Proyecto: EJECUCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECÁNICAS DEL SISTEMA ELÉCTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO
LINEA 1. TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código: C T E L T Y L V T U E S T D W G 3 8 2 0 4 0 1

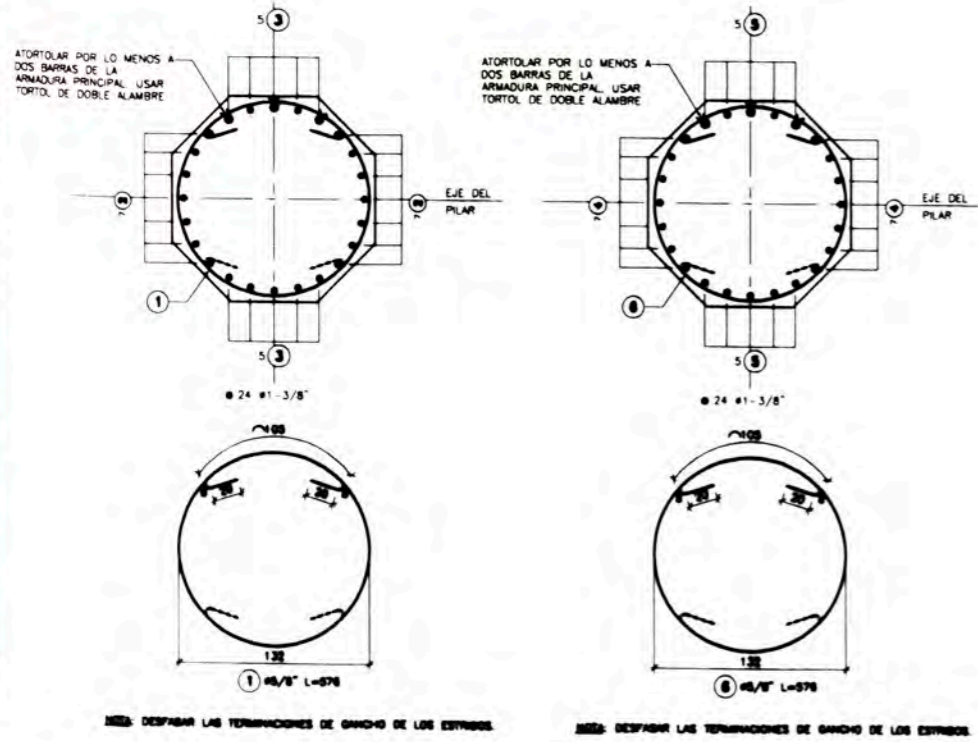
Tramo: TRAMO U - ESTACIÓN SANTA ROSA
Columnas - ACERO DE REFUERZO

Escala: (A1)
NOICADA



ACERO DE REFUERZO PARA COLUMNAS TIPO A
esc 1:50

ACERO DE REFUERZO PARA COLUMNAS TIPO B
esc 1:50

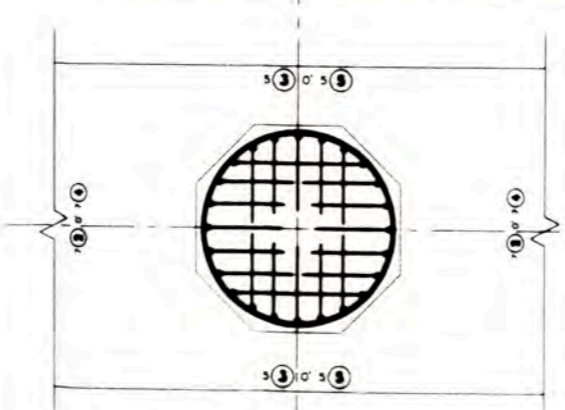


SECCIÓN A-A
esc 1:25

SECCIÓN B-B
esc 1:25

TABLA DE VARIABLES

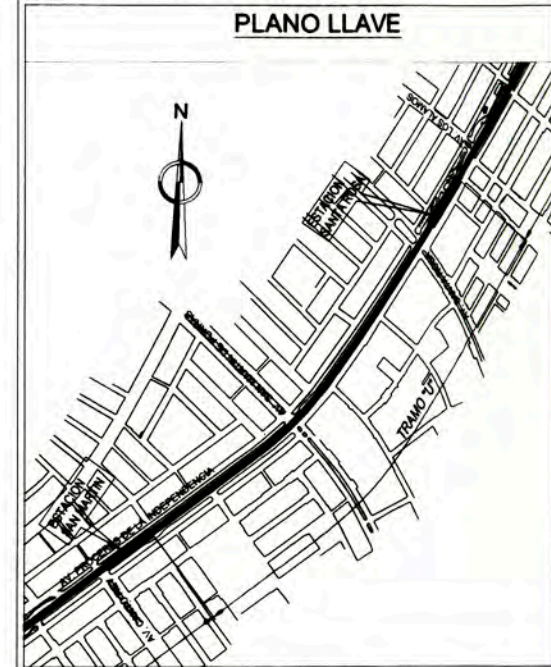
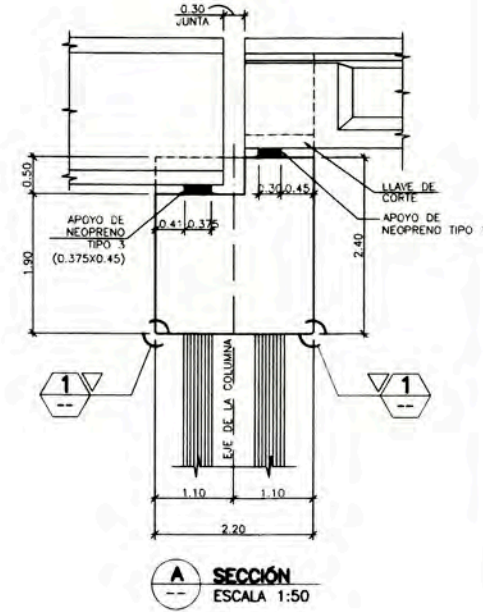
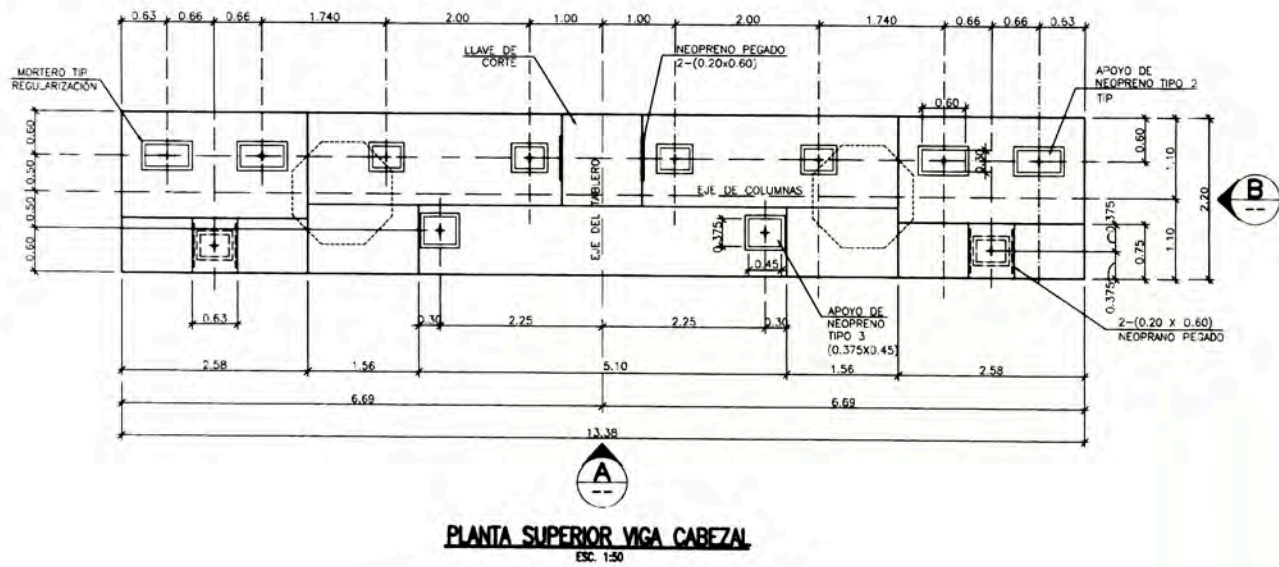
EJE	H	LONGITUDES				CANTIDADES	
		A	B	C	D	E	F
U36	1439.1	-	-	802.1	582.1	-	161
U37	1384.7	807.7	587.7	-	-	162	-
U38	1380.3	573.3	563.3	-	-	157	-
U39	1318.6	531.6	521.6	-	-	152	-
U40	1278.5	489.5	479.5	-	-	146	-
U41	1227.3	440.3	430.3	-	-	140	-



REFUERZO DE COLUMNA A LA ZAPATA
esc 1:50

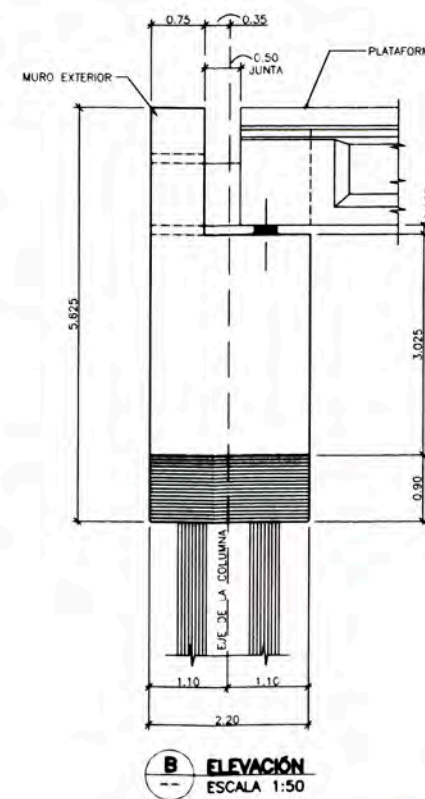
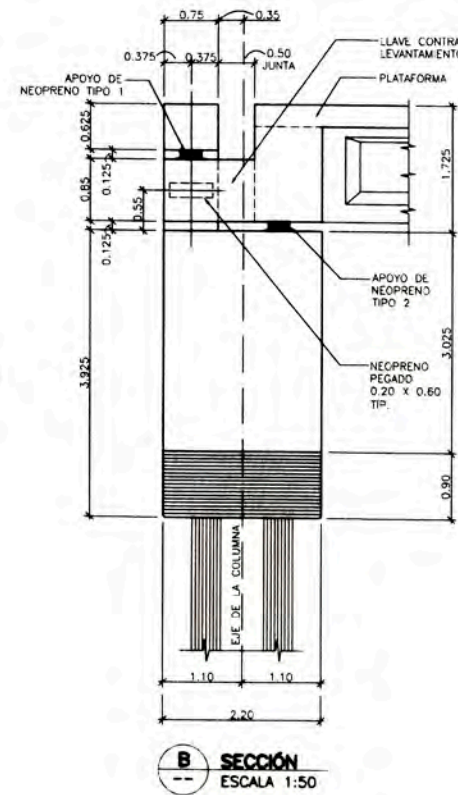
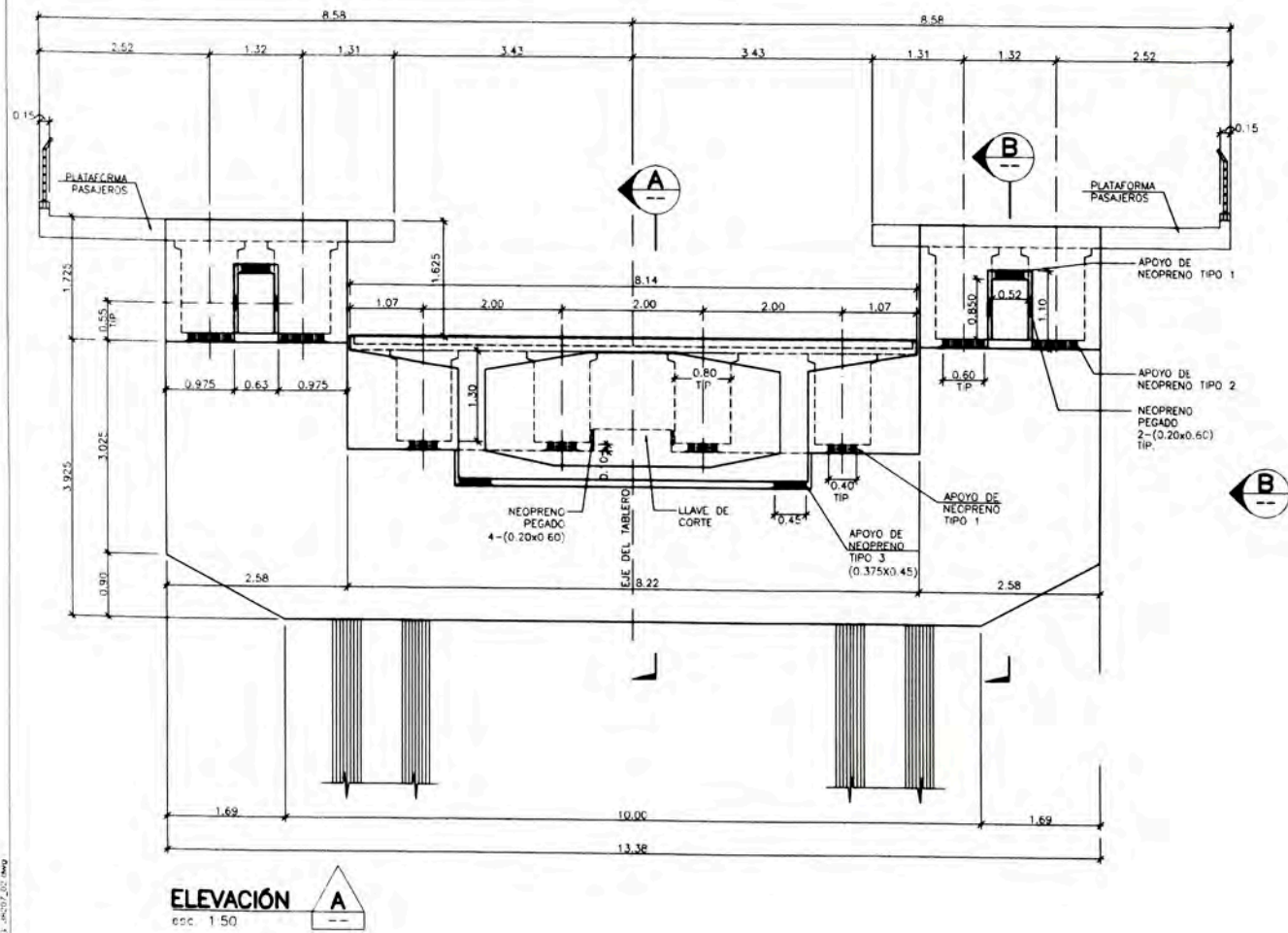
TABLA DE DOBLECES - ACERO fy 4200

Ø (pulg)	GANCHOS		ESTRIBOS	
	Ø (cm)	Ø' (cm)	Ø (cm)	Ø' (cm)
1/2"	1.3	1.3	1.3	1.3
3/8"	1.0	1.0	1.0	1.0
1/2"	1.3	1.3	1.3	1.3
3/4"	1.9	1.9	1.9	1.9
1"	2.5	2.5	2.5	2.5
1 1/8"	3.2	3.2	3.2	3.2
1 1/4"	3.8	3.8	3.8	3.8
1 3/8"	4.5	4.5	4.5	4.5
1 1/2"	5.1	5.1	5.1	5.1
1 5/8"	5.8	5.8	5.8	5.8
1 3/4"	6.4	6.4	6.4	6.4
1 7/8"	7.1	7.1	7.1	7.1
2"	7.6	7.6	7.6	7.6

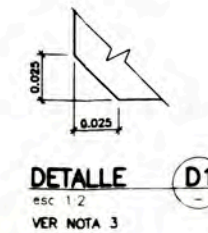


LEYENDA

ESTE PLANO ES VÁLIDO PARA LA VIGA CABEZAL U36



- SECUENCIA DE CONTRUCCIÓN PARA EL MURO EXTERIOR:
- FUNDIR VIGA CABEZAL
 - INSTALAR LAS VISAS PRE-FABRICADAS
 - FUNDIR LA LLAVE CONTRA LEVANTAMIENTO
 - INSTALAR EL NEOPRENO SOBRE LA LLAVE CONTRA LEVANTAMIENTO
 - FUNDIR EL MURO EXTERIOR



- Notas:
- MEDIDAS Y NIVELES EN METROS.
 - CONCRETO F'c = 28 MPa. PARA VIGA CABEZAL.
 - DETALLE TÍPICO PARA TODAS LAS ESQUINAS DEL CARIZAL.
 - EL PLANO NO MUESTRA NIVEL DE PISO TERMINADO DE ANDÉN. SE SE CONSIDERA PISO TERMINADO EN PENDIENTE CON ESPESOR DE 7.5 cm EN BORDE INTERNO DE ANDÉN.

- Referencias:
- REFERENCIAS EN EL PLANO CTEL-TYL-VTU-EST-DWG-38322

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
POYRY	REVISAR Y REFINAR	Cód. 3	

Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR.	DISEÑO	REVIS.	APROB.
O2	16-JUL-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
O1	13-ENE-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
OA	12-NOV-11	EMITIDO PARA REVISIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI

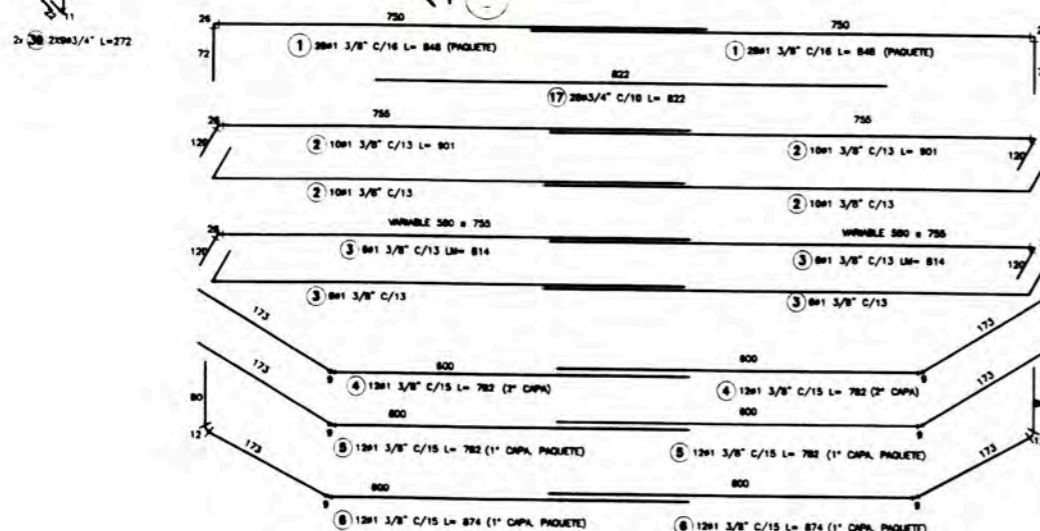
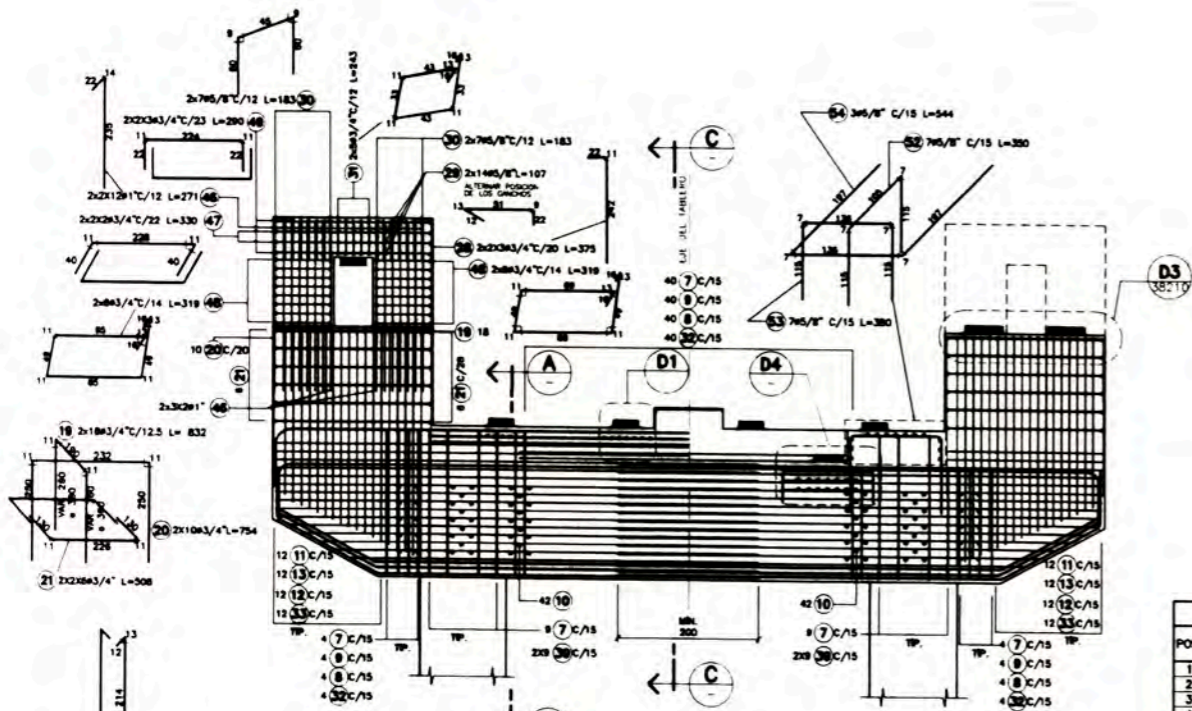
Cliente: **MTC** (Ministerio de Transportes y Comunicaciones)

Contratista: **CONSORCIO TREN ELÉCTRICO**

Proyectista: **ODEBRECHT** y **TYL INTERNATIONAL**

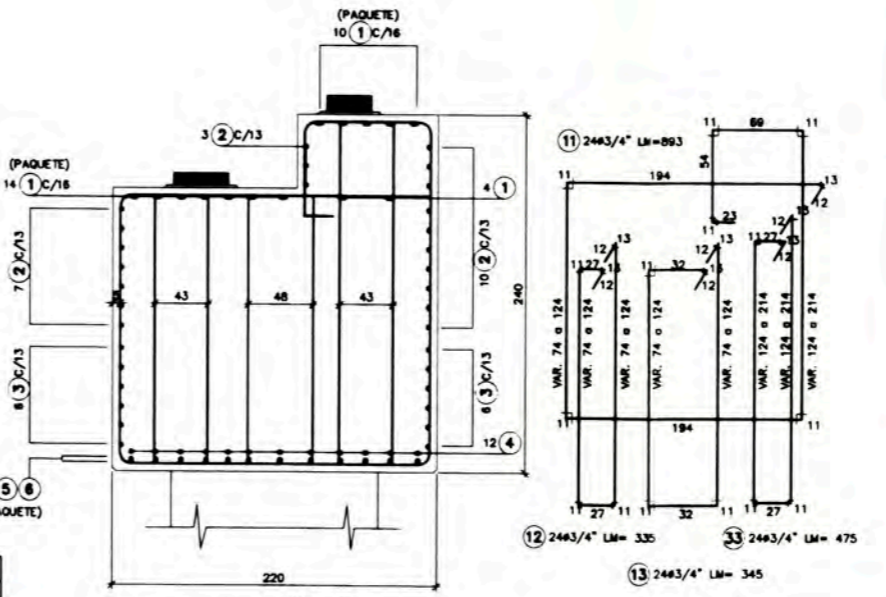
Proyecto: EJECUCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECÁNICAS DEL SISTEMA ELÉCTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código:	Rev.
CTELTYLVTVU-EST-DWG-3820702	
Plano:	Escala:
TRAMO U - ESTACIÓN SANTA ROSA	(A1)
VIGAS CABEZALES-COLUMNAS EXTERNAS 2	INDICADA



VIGA CABEZAL EXTERNA
esc. 1:50

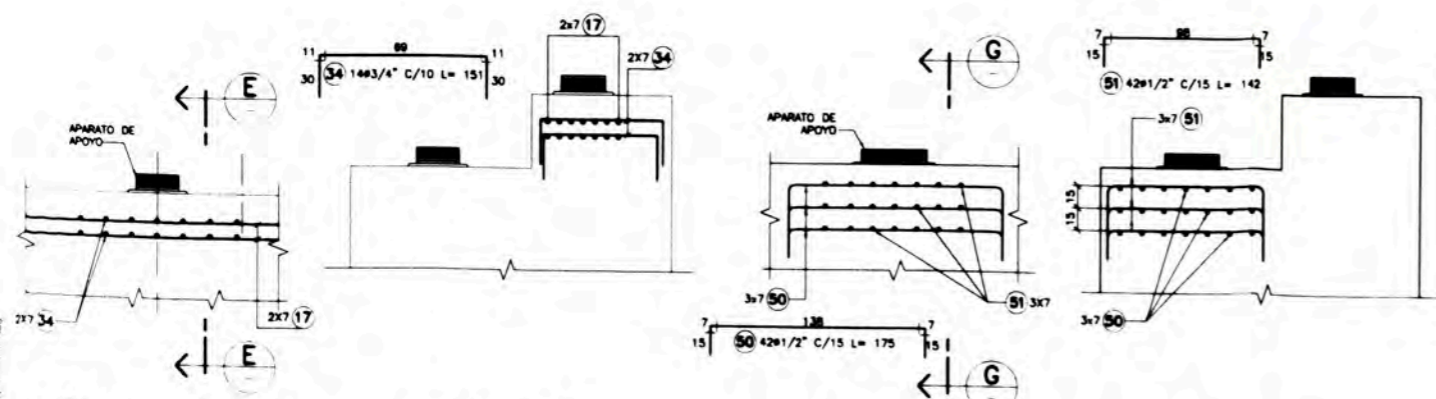
LISTA DE VARILLAS				
POS.	Ø"	CANT.	LONGITUD (cm)	TOTAL
1	1-3/8	58	848	47,488
2	1-3/8	40	901	36,040
3	1-3/8	24	814	19,536
4	1-3/8	24	782	18,768
5	1-3/8	24	782	18,768
6	1-3/8	24	874	20,976
7	3/4	48	1003	48,144
8	3/4	48	465	22,320
9	3/4	48	475	22,800
10	3/4	84	251	21,084
11	3/4	24	893	21,432
12	3/4	24	335	8,040
13	3/4	24	345	8,280
14	3/4	28	241	6,748
15	3/4	28	200	5,600
16	3/4	14	822	23,016
17	3/4	36	832	29,952
18	3/4	20	754	15,080
19	3/4	24	508	12,192
20	3/4	17	344	5,848
21	5/8	7	285	2,065
22	5/8	21	231	4,851
23	5/8	3	648	1,944
24	5/8	12	375	4,500
25	5/8	28	107	2,996
26	5/8	28	183	5,124
27	5/8	10	243	2,430
28	5/8	48	565	27,120
29	5/8	24	475	11,400
30	5/8	24	151	3,624
31	5/8	28	331	9,268
32	5/8	14	241	3,374
33	5/8	14	200	2,800
34	5/8	36	272	9,792
35	5/8	3	368	1,104
36	5/8	7	287	2,009
37	5/8	1	80	271
38	5/8	8	330	2,640
39	5/8	32	319	10,208
40	5/8	12	290	3,480
41	5/8	42	175	7,350
42	5/8	42	142	5,964
43	5/8	7	350	2,450
44	5/8	7	380	2,660
45	5/8	3	544	1,632



SECCIÓN A-A
esc. 1:25

SECCIÓN F-F
esc. 1:25

SECCIÓN C-C
esc. 1:25



DETALLE D1 (4x)
esc. 1:25

SECCIÓN E-E
esc. 1:25

DETALLE D4 (2x)
esc. 1:25

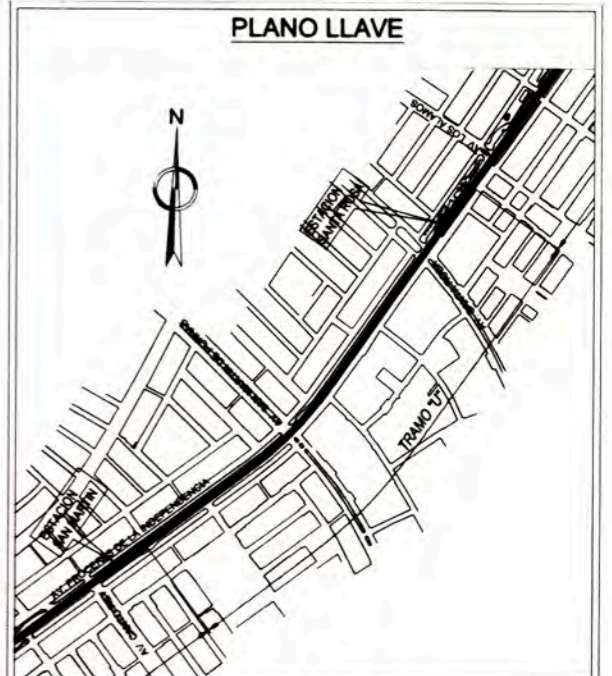
SECCIÓN G-G
esc. 1:25

ZUNCHADO EN LOS APOYOS DE VIADUCTO
esc. 1:25

ZUNCHADO EN LOS APOYOS DE VIGAS CAJÓN
esc. 1:25

ARMADURA DE LA LLAVE DE CORTE (1x)
esc. 1:25

TABLA DE DOBLETES - ACERO N. 4200				
CANTIDAD		ESQUEMA		
Nº	Ø (cm)	Nº	Ø (cm)	Nº
1	3/8	1	3/8	1
2	3/8	1	3/8	1
3	3/8	1	3/8	1
4	3/8	1	3/8	1
5	3/8	1	3/8	1
6	3/8	1	3/8	1
7	3/8	1	3/8	1
8	3/8	1	3/8	1
9	3/8	1	3/8	1
10	3/8	1	3/8	1



LEYENDA

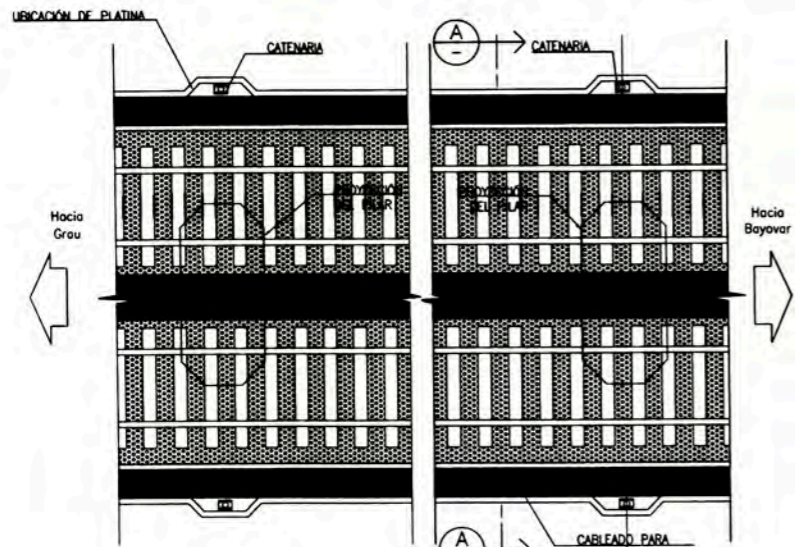
ESTE PLANO ES VÁLIDO PARA LAS SIGUIENTES VIGAS CABEZALES
U36

- Notes:
- TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EXPRESADAS EN CENTIMETROS. LOS DIAMETROS EN PULGADAS
 - LAS MEDIDAS NOICADAS EN LOS DETALLES DE LAS BARRAS ESTAN REFERIDAS AL LADO EXTERIOR DE LAS MISMAS
 - CONCRETO f'c = 28 MPa (280 kgf/cm²)
 - ACERO fy = 420 MPa (4200 kgf/cm²)
 - RECUBRIMIENTO: 5cm. EXCEPTO DONDE INDICADO

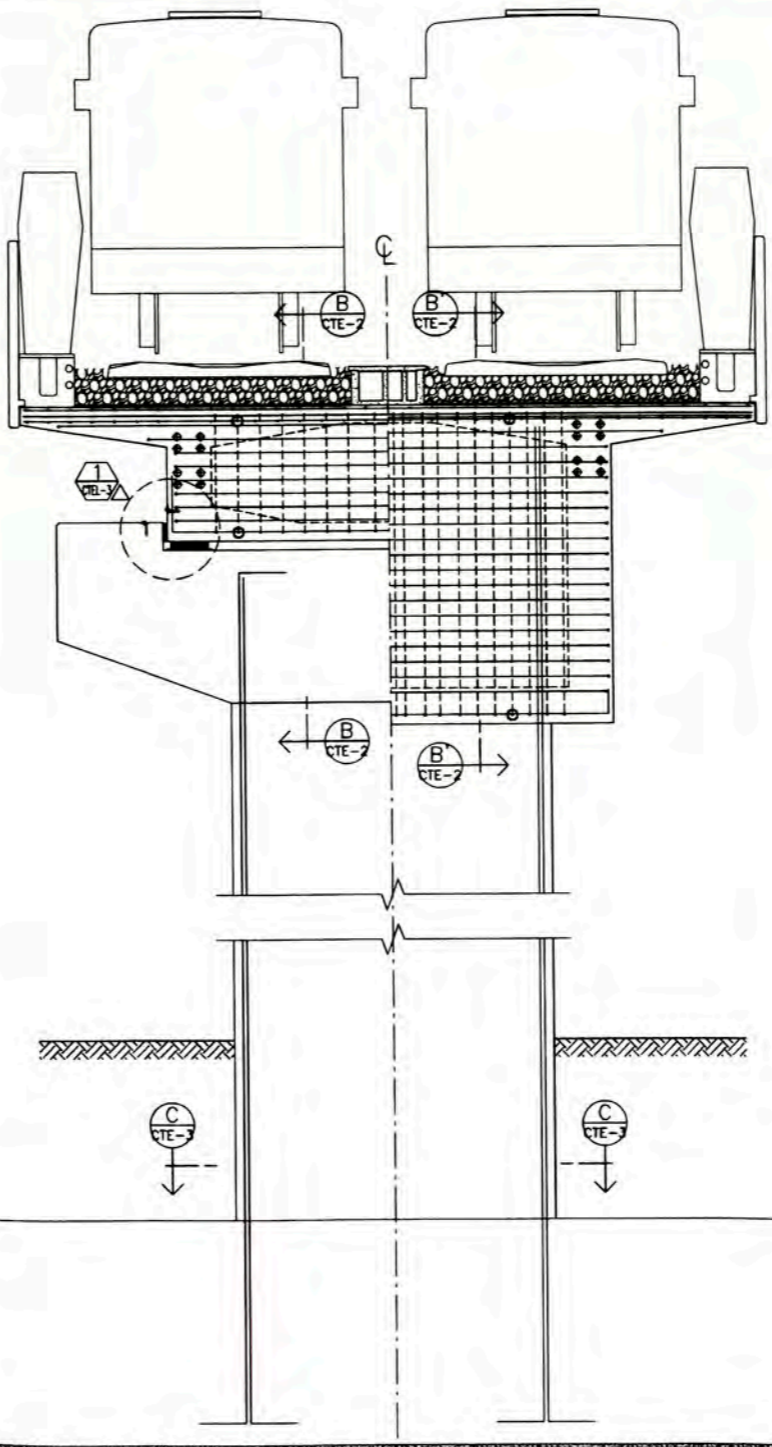
Supervisión	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cod. 1	Firma
CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS <td>Cod. 2</td> <td></td>	Cod. 2	
POVRY	REVISAR Y REFINAR	Cod. 3	

Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DISEÑO	REVIS	APROB.
02	16-JUL-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
01	13-ENE-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
0A	12-NOV-11	MITIDO PARA REVISIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI

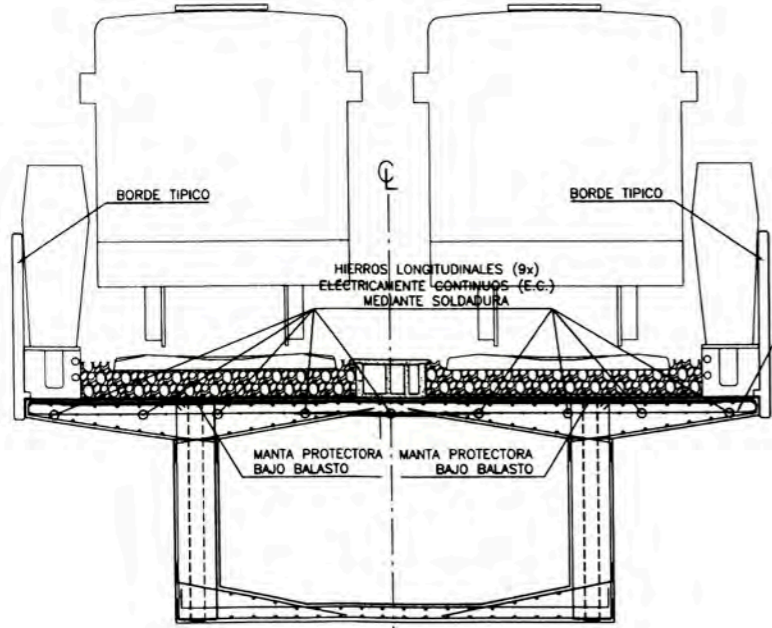
EJECUCIÓN DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1. TRAMO 2. AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO
TRAMO U - ESTACION SANTA ROSA VIGA CABEZAL - ARMADURA



UBICACION DE CABLEADO EN TABLERO
ESC. 1:75

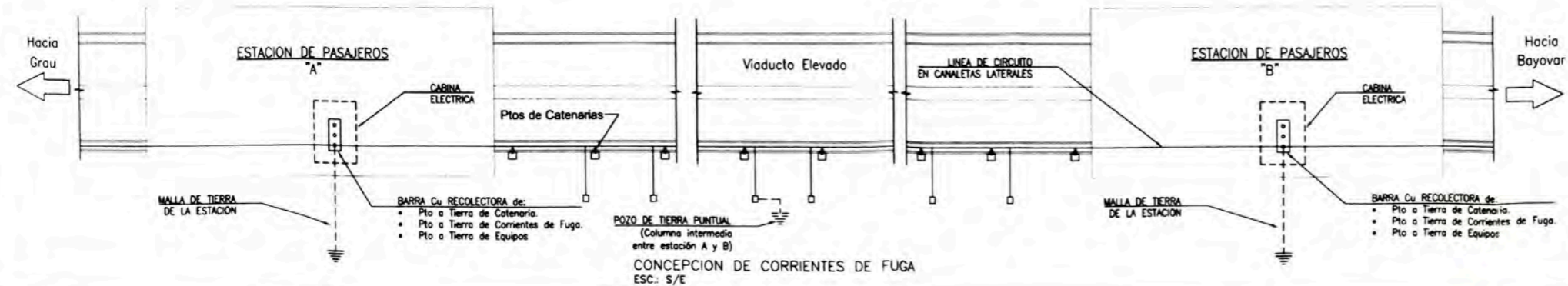


ATERRAMIENTO EN PILARES
ESC. 1:40



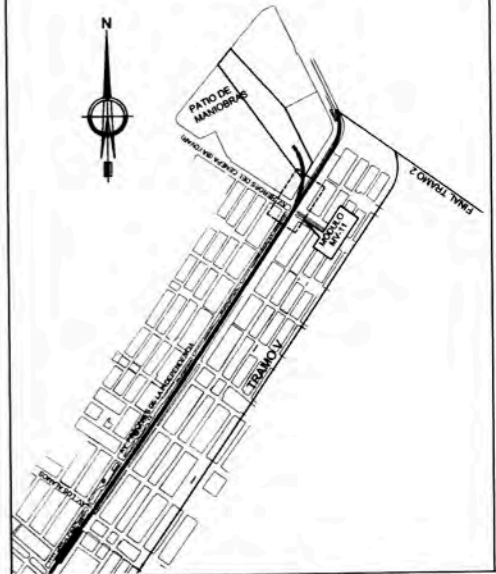
SECCIÓN AA
ESC. 1:40

BARRA AUXILIAR DE ACERO DE REFUERZO
Sección circular #25mm
enlace entre los hierros
longitudinales
mediante soldaduras.



CONCEPCION DE CORRIENTES DE FUGA
ESC. S/E

PLANO LLAVE



LEYENDA

- Notas:
- El cable conductor para corrientes de fuga, se colocaron en el lado impar del viaducto en dirección a la estación Bayovar.
 - Este plano es válido para todos los tramos.
 - Los puntos a tierra que se ubican en las estaciones deben bajar por la columna más cercana al área técnica (pases en el viaducto).
 - En la parte media entre estación y estación se tendrá un pozo a tierra que dependerá de las distancias entre estaciones (separación hasta 1200m llevará 01 pozo de tierra, mayor a 1200m llevará 02 pozos de tierra).
 - Todas las columnas estarán eléctricamente continuas, desde la canaleta hasta la base del columna (platina en columna) incluido los zapatos.
 - Esta protección será aplicada desde el empalme con el Tramo 1 hasta la estación Bayovar.
 - El cable de cobre de Puesta a Tierra que baja desde el viaducto, llega a la cabina eléctrica y se conecta a una barra de cobre que es conectada a la malla profunda.
 - El plano aplica a diseños que son comunes en diferentes tramos del viaducto.

Referencias:
- CTEL-CTE-AET-PAT-VA-MDE-54401

Supervisión:	CONSORCIO	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
	CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	POYRY	REVISAR Y REENVIAR	Cód. 3	

01	18-Jun-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	HSA	JSA	DDU	ARL
0A	04-May-12	EMITIDO PARA REVISION	AEN	JSA	DDU	ARL
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	PREPA.	REVIS.	VERIF.	APROB.

Cliente: Contralista: Proyectista:

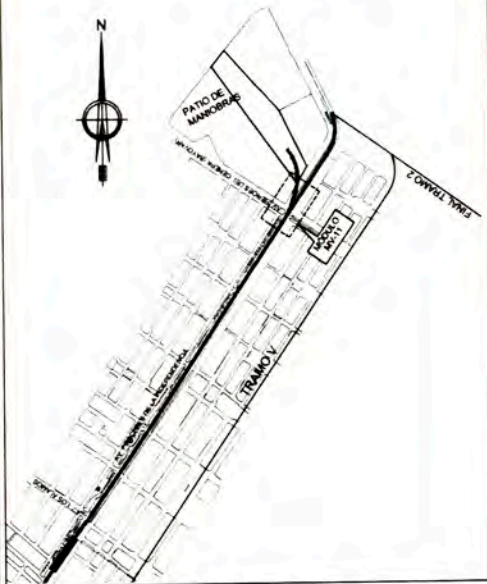
Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AVENIDA GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código: CTELCTEAEETPATVIADWGS5448801

Plano: PROTECCION CONTRA CORRIENTES DE FUGA VIADUCTO TRAMO V - MODULO MV11, H 1/3

Rev. (A1) INDICADA

PLANO LLAVE



LEYENDA

- Notas:**
1. El cable conductor para corrientes de fuga, se colocaran en el lado impar del viaducto en dirección a la estación Bayovar.
 2. Los puntos a tierra que se ubican en las estaciones deben bajar por la columna mas cercana al area tecnica (pases en el viaducto).
 3. En la parte media entre estación y estación se tendrá un pozo a tierra, la seccion adjunta aplica tambien el tramo donde tenga que dependerán de las distancias entre estaciones (separación hasta 1200m llevará 01 pozo de tierra, mayor a 1200m llevará 02 pozos de tierra).
 4. Todos las columnas estaran electricamente continuas, desde la canoleta hasta la base del columna (platina en columna) incluido las zapatas.
 5. Esta protección será aplicado desde el empalme con el Tramo 1 hasta la estación Bayovar.
 6. El cable de cobre de Puesto a Tierra que baja desde el viaducto, llega a la cabina eléctrica y se conecta a una barra de cobre que es conectada a la malla profunda.
 7. El plano aplica a diseños que son comunes en diferente tramos del viaducto.

Referencias:
- CTEL-CIE-AET-PAT-VIA-MDE-54401

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REENVIAR	Cód. 3	

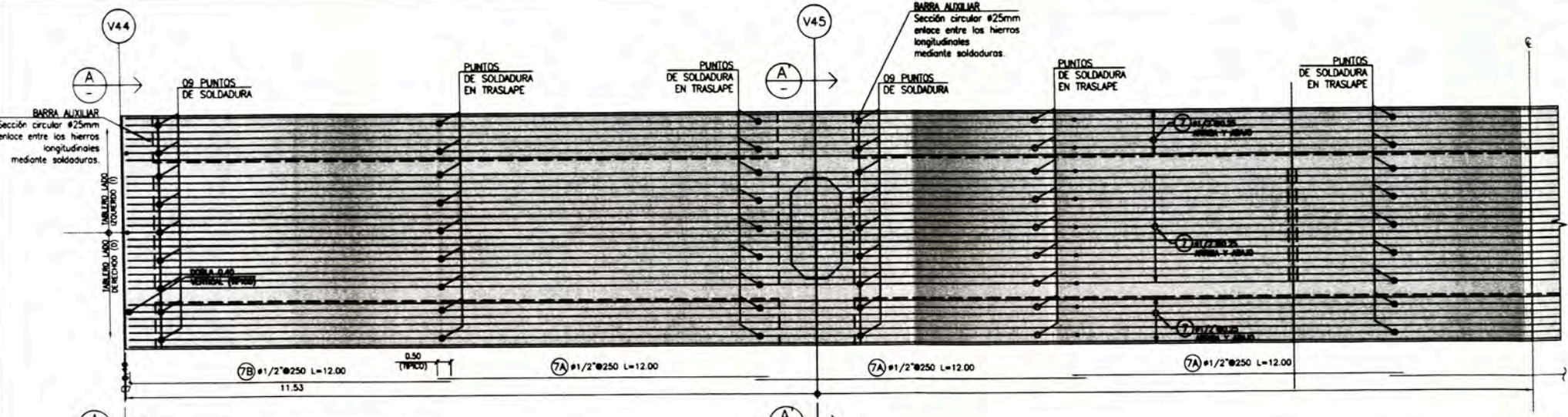
01	18-Jun-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	HSA	JSA	DDU	ARL
0A	04-May-12	EMITIDO PARA REVISION	AEN	JSA	DDU	ARL
Rev	Fecha	Descripción de la revisión	PREPA	REVEL	VERIF	APROB

Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AVENIDA GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

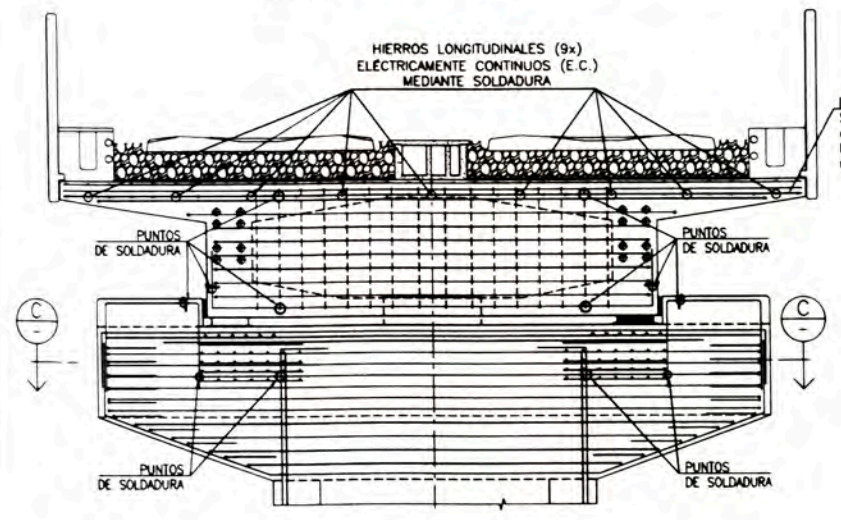
Código: CTELCTEAETPATVIADWGS448801

Rev: PROTECCION CONTRA CORRIENTES DE FUGA VIADUCTO TRAMO V - MODULO MV11, H 2/3

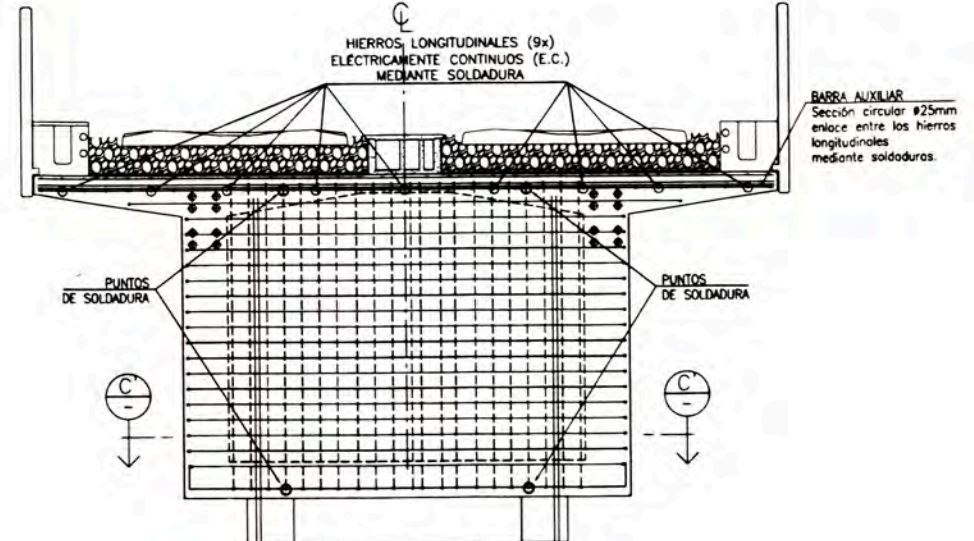
Escala: (A1) INDICADA



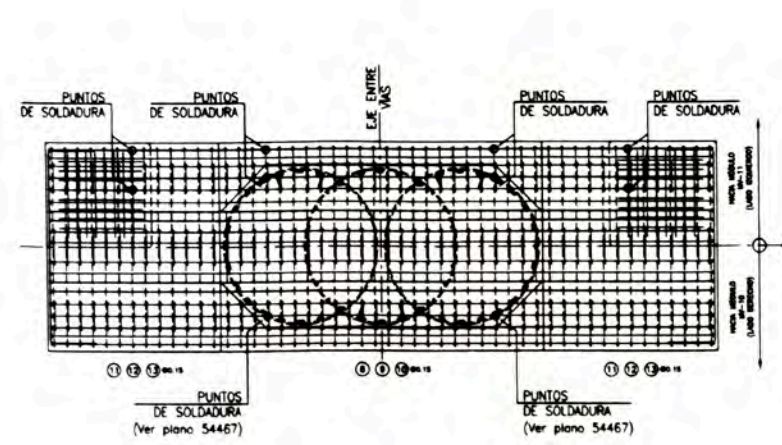
NOTA: SÓLO SE MUESTRA ARMADURA LONGITUDINAL. VER ARMADURA TRANSVERSAL EN CORTES INDICADOS.
VIGA CAJÓN VP1:
PLANTA LOSA SUPERIOR - MALLA INFERIOR
ESC. 1:100



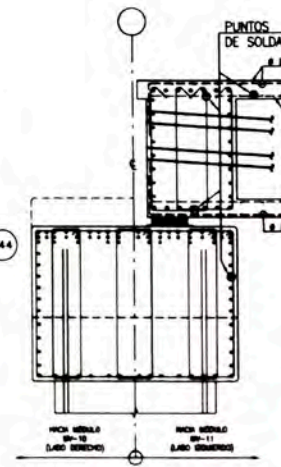
SECCIÓN AA
ESC. 1:40



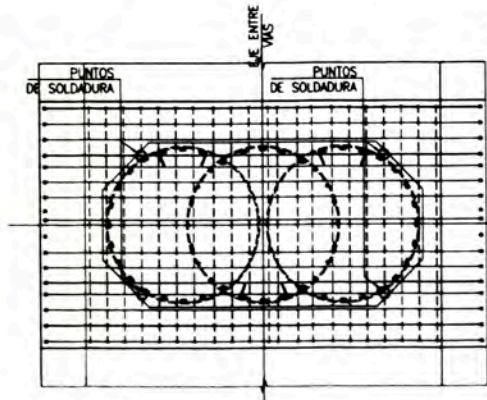
SECCIÓN A'A
ESC. 1:40



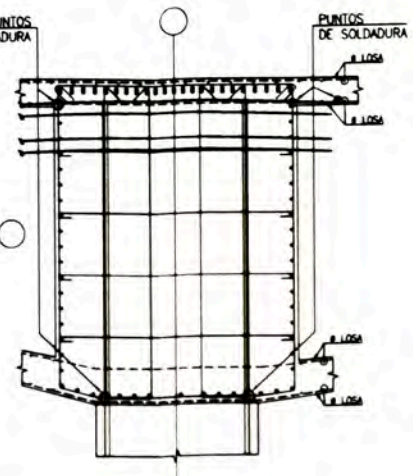
SECCIÓN CC
ESC. 1:40



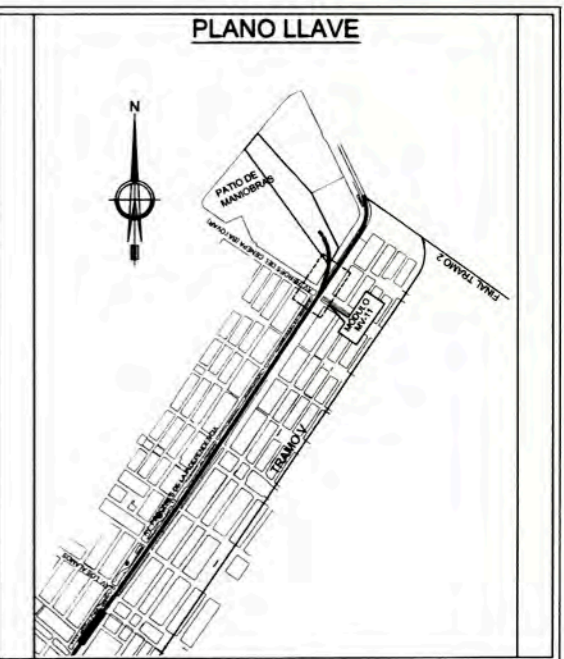
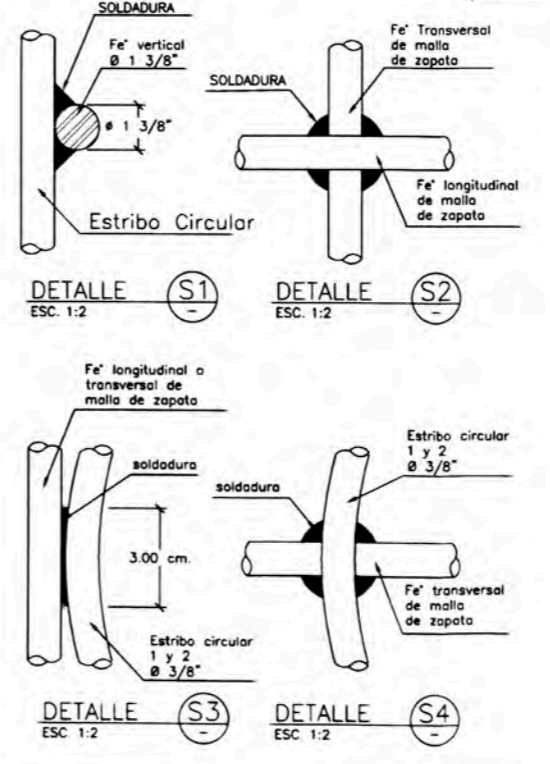
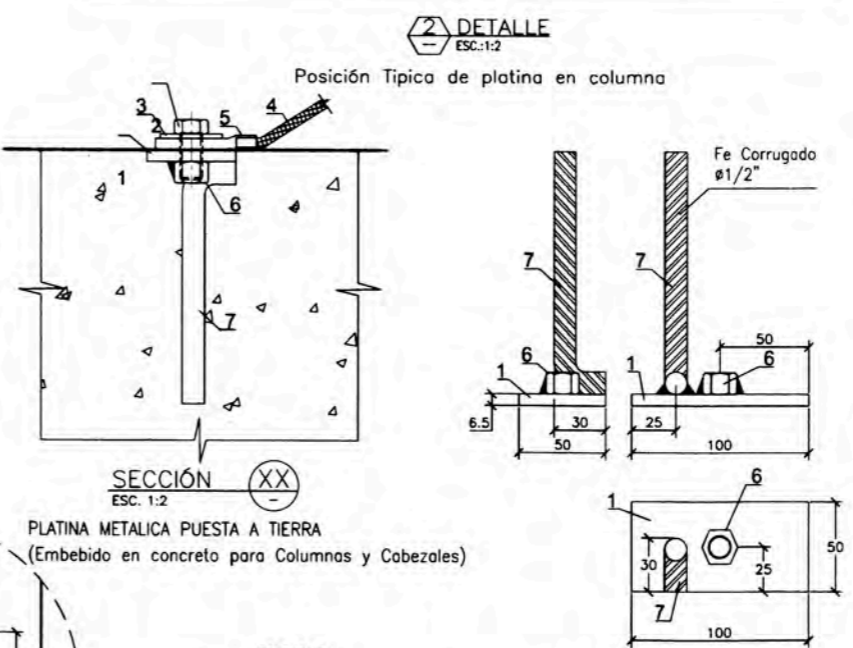
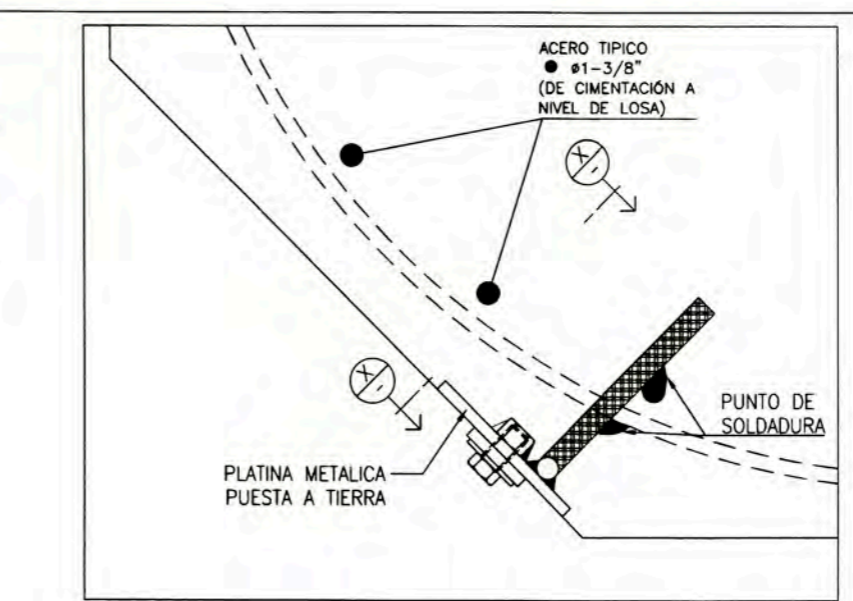
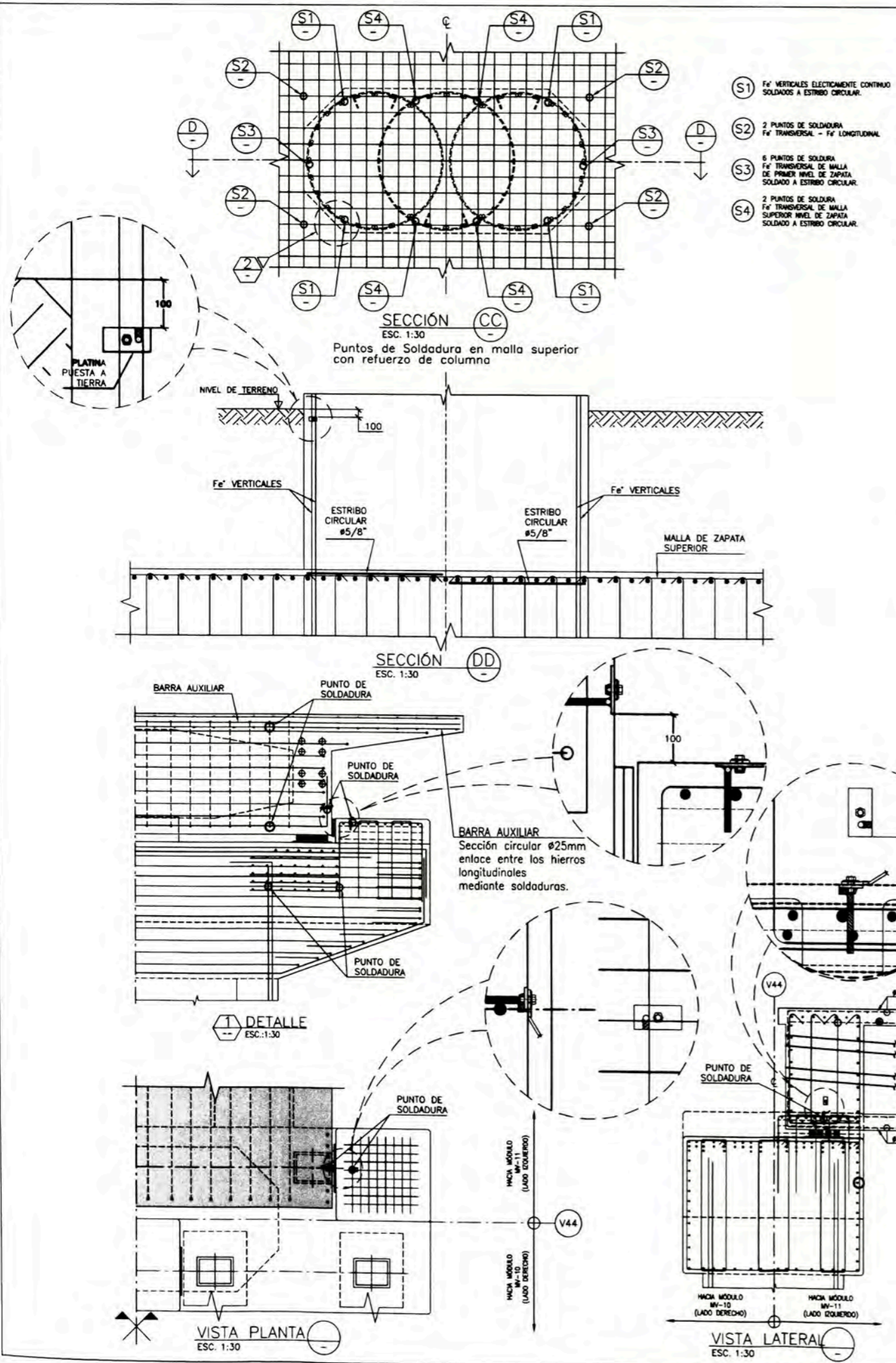
SECCIÓN BB
ESC. 1:40



SECCIÓN C'C
ESC. 1:40



SECCIÓN B'B
ESC. 1:40



LEYENDA

- Notas:**
1. PL 1/4" 100x60
 2. PERNO Ø1/2"x1" (Galvanizado)
 3. ARANDELA Ø1/2" (Galvanizado)
 4. CABLE COBRE
 5. TERMINAL DE OJO PRENSADO AL CABLE COBRE
 6. TUERCA Ø1/2"-NC
 7. BARRA CORRUGADA Ø1/2" LAS PIEZAS 1 Y 6 SERAN GALVANIZADAS EN CALIENTE UTILIZANDO SOLDADURA AWS E 7010 (CELLOCORD).
 8. ESTE PLANO ES VALIDO PARA TODOS LOS TRAMOS.
 9. LAS BARRAS RESTANTES, QUE NO FUERON SOLDADAS DEBERAN SER ELECTRICAMENTE CONTINUAS MEDIANTE ATADURA, EN RAZON DEL 50%.
 10. ESTA PROTECCION SERA APLICADA DESDE EL EMPALME CON EL TRAMO 1 HASTA EL INICIO DE LAS ESTACION BAYOVAR.
 11. USAR DETALLE S4 O S5 SEGUN CRITERIO DE CAMPO.
 12. EL PLANO APLICA A DISEÑOS QUE SON COMUNES EN DIFERENTES TRAMOS DEL VIADUCTO.

Referencias:
- CTEL-CTE-AET-PAT-VA-MDE-54401

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REENVIAR	Cód. 3	

01	18-Jun-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	HSA	JSA	DDU	ARL
0A	04-May-12	EMITIDO PARA REVISION	AEEN	JSA	DDU	ARL
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	PREPA.	REVIS.	VERIF.	APROB.

Cliente: **MTCA** (Ministerio de Transportes y Comunicaciones)

Contratista: **CONSORCIO TREN ELECTRICO**

Proyecto: **EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECHANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AVENIDA GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO**

Código:	CTELCTEAETPATVIAADWGS448801	Rev.
Plano:	PROTECCION CONTRA CORRIENTES DE FUGA VIADUCTO TRAMO V - MODULO MV11, H 3/3	Escala: (A1) INDCADA



LEYENDA

- Notas:
- 1 - El cable conductor para corrientes de fuga, se colocaran en el lado derecho del viaducto en dirección a la Av. Grau.
 - 2 - Este plano es valido para todos los tramos.
 - 3 - Los puntos a tierra que se ubican en las estaciones deben bajar por el punto a tierra, la sección adjunta aplica tambien el tramo donde tenga que ubicarse dicho punto a tierra.
 - 4 - En la parte media entre estación y estación se tendrá una bajada para punto a tierra, la sección adjunta aplica tambien el tramo donde tenga que ubicarse dicho punto a tierra.
 - 5 - Todas las columnas estaran electricamente continuas, desde la canaleta hasta la base del columna (platina en columna) incluida las zapatas, solo una columna ubicada en la estación (la mas cercana al area tecnica) llevara el circuito completo hasta la malla enterrada.

Referencias:

Supervisión:	CONSORCIO	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
	CEBEL INGENIEROS	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
		REVISAR Y REENVIAR	Cód. 3	

GA 01-Ago-11	EMITIDO PARA REVISION	CTEL	CTE	MCO	WVI	
Rev	Fecha DD/MM/A	Descripción de la revisión	ELABOR	DISERNO	REVIS	APROB

Cliente:

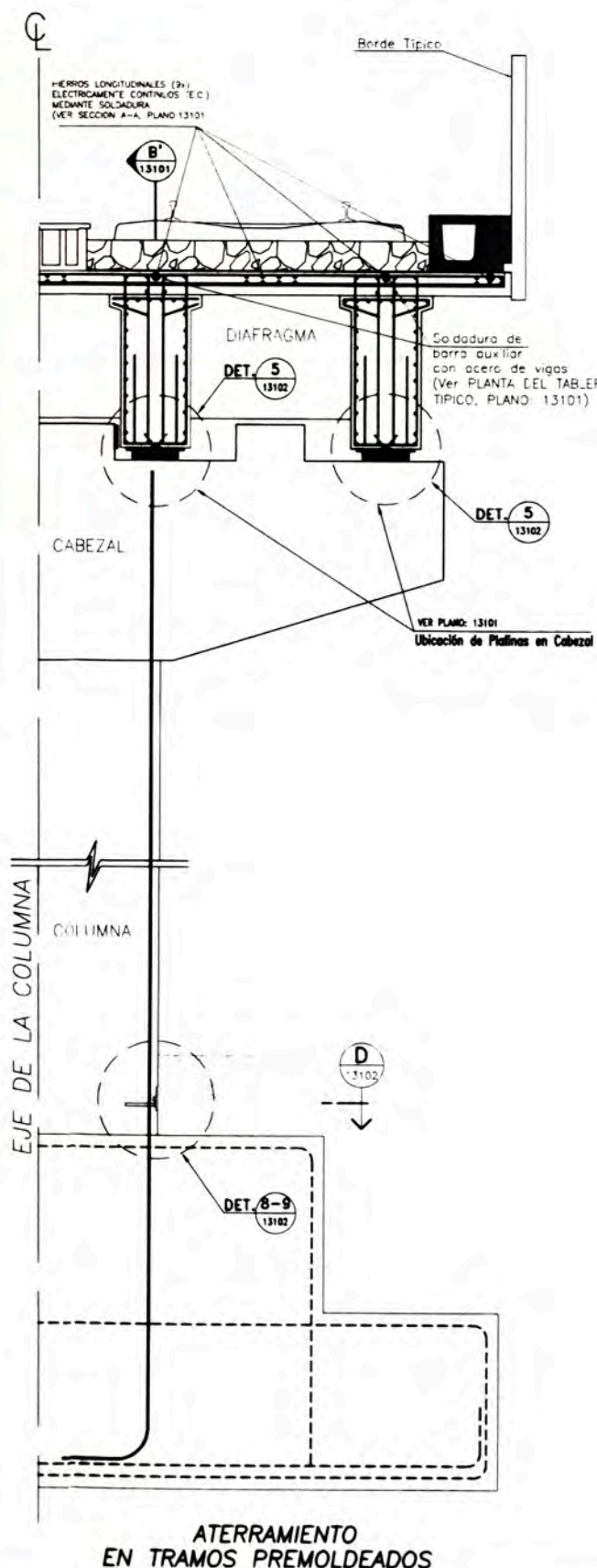
Contratista:

Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1 TRAMO 2. AV. GRAU-SAN JUAN DE LURIGANCHA

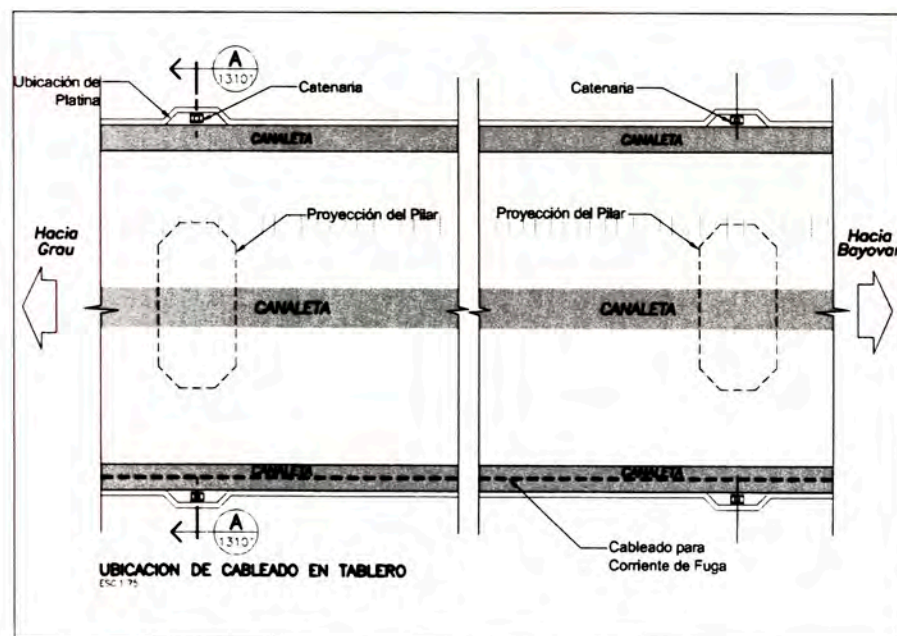
Código: CT, EL, CTE, GEN, E, L, ED, W, G, I, 3, 1, 0, 0, 0, A

Plano: PROTECCION CONTRA CORRIENTE DE FUGA 1/3

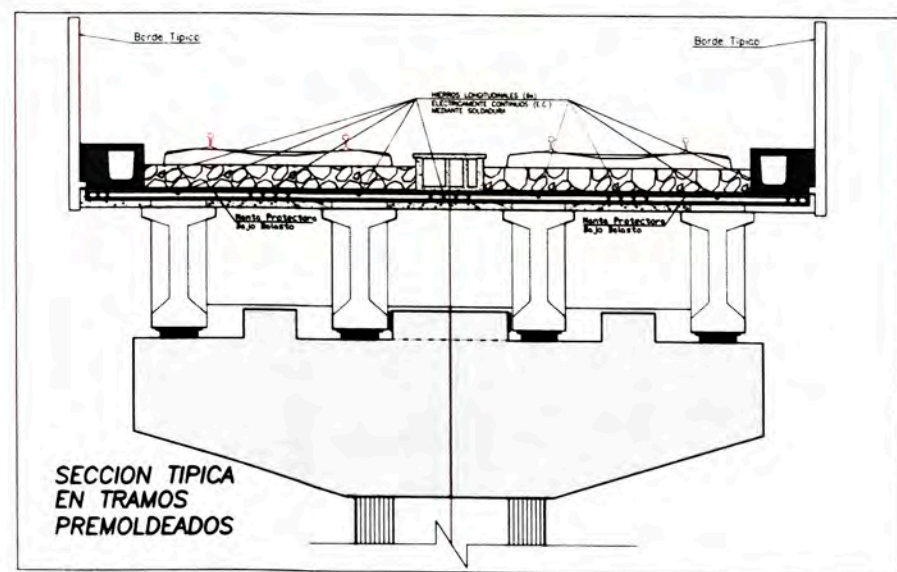
Escala: (A1) INDICADA



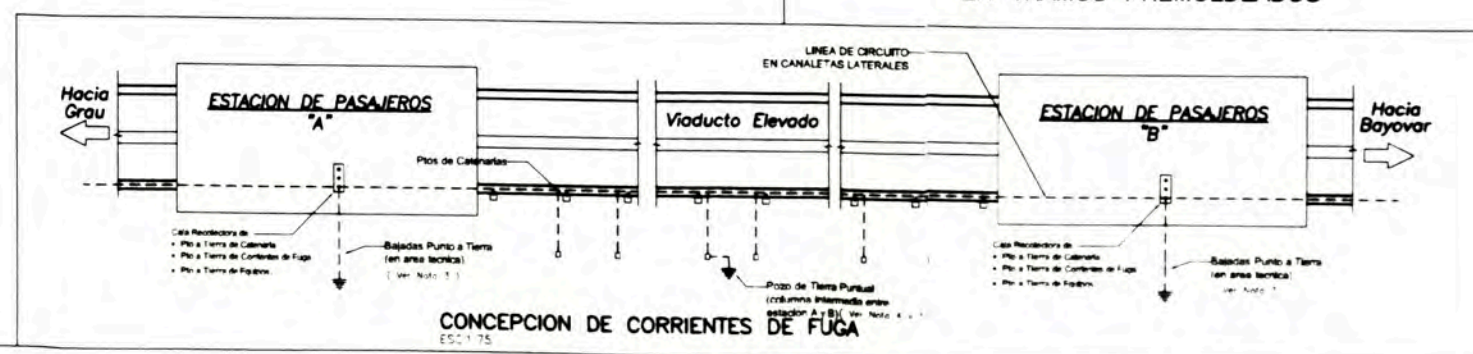
ATERRAMIENTO EN TRAMOS PREMOLDEADOS



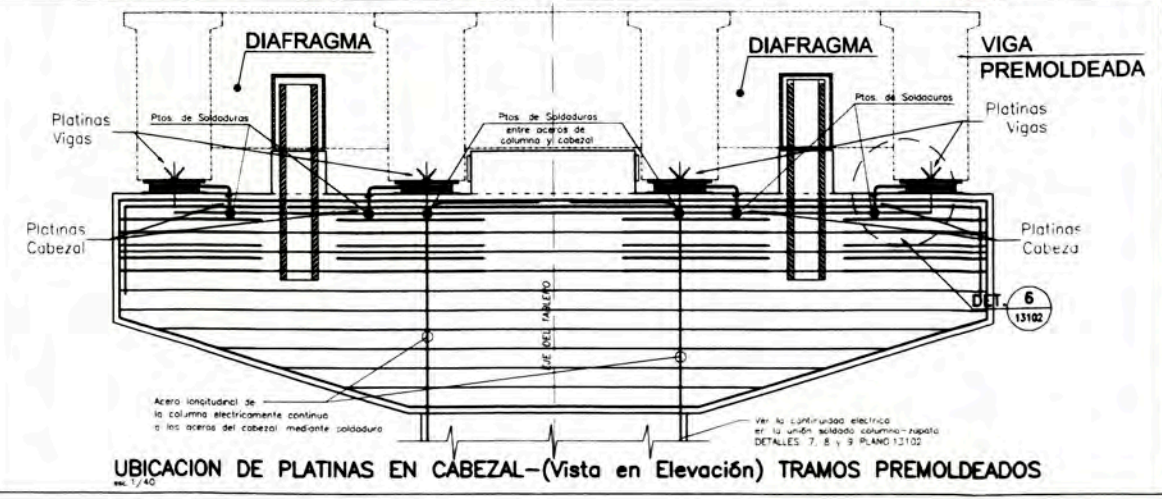
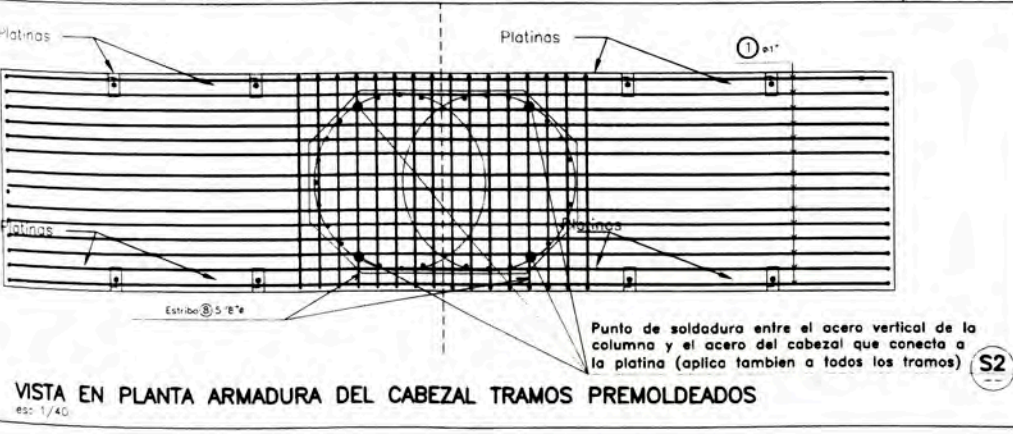
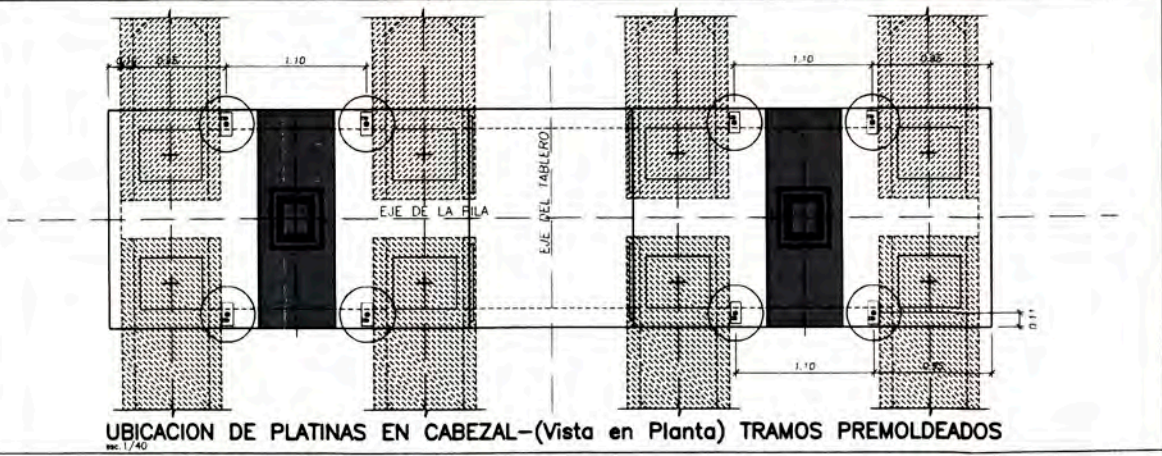
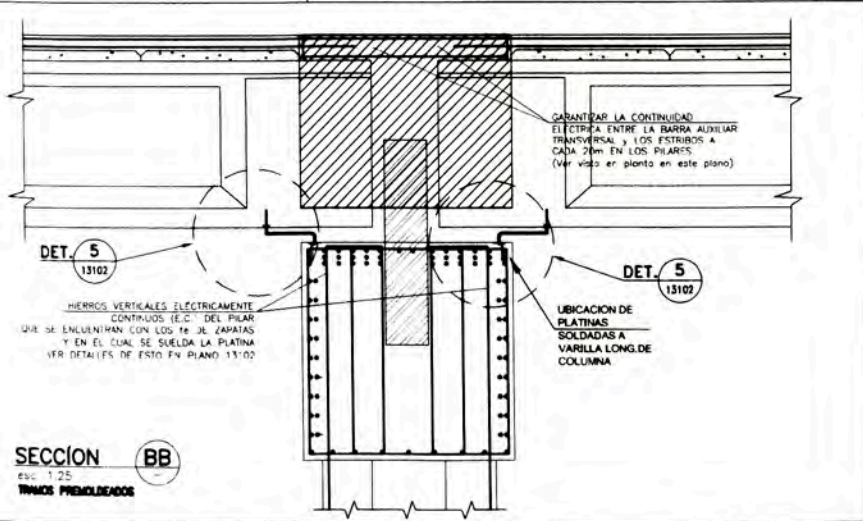
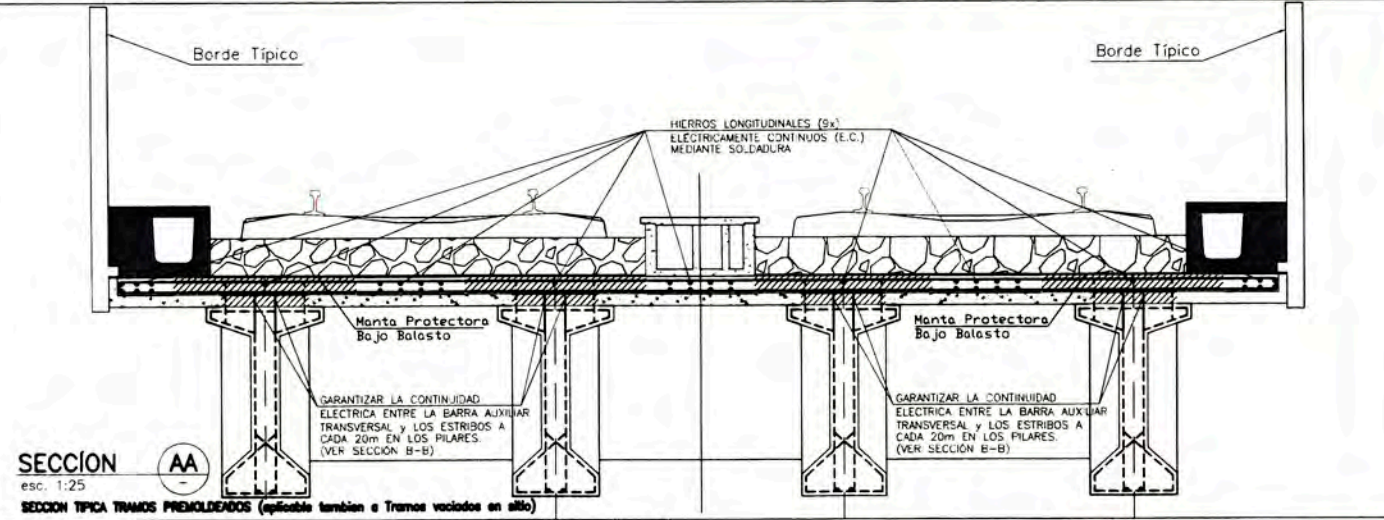
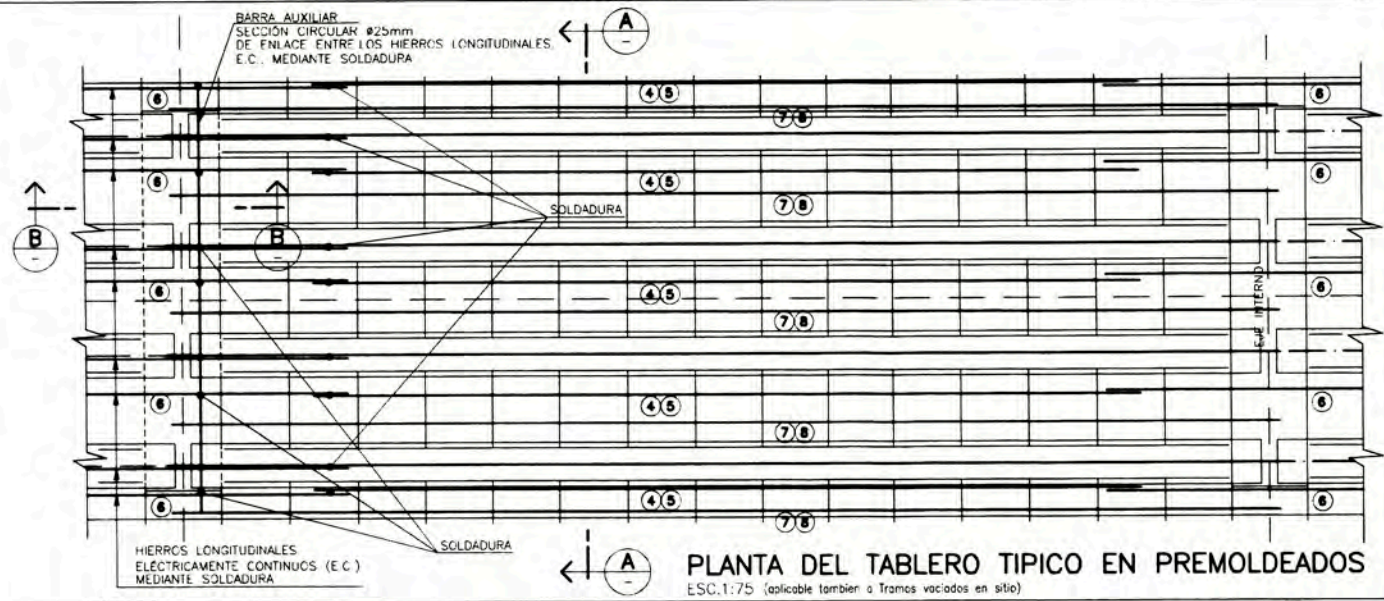
UBICACION DE CABLEADO EN TABLERO ESC: 1/75



SECCION TIPICA EN TRAMOS PREMOLDEADOS



CONCEPCION DE CORRIENTES DE FUGA ESC: 1/75



LEYENDA

- Notas:
- 1.-El cable conductor para corrientes de fuga, se colocaran en el lado derecho del viaducto.
 - 2.-Este plano es valido para todos los tramos.
 - 3.-Los puntos a tierra que se ubican en las estaciones deben bajar por la columna mas cercana al area tecnica.
 - 4.-Las barras restantes, que no fueron soldadas deberán ser electricamente continuas mediante atadura, en razon del 50%.
 - 5.-En la parte media entre estacion y estacion se tendra una bajada para punto a tierra, la seccion adjunta aplica tambien el tramo donde tenga que ubicarse dicho punto a tierra.

Referencias:

Supervisión:	CONSORCIO	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
	CEBEL INGENIEROS	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
		REVISAR Y REEDMAR	Cód. 3	

CA	01-Ago-11	EMITIDO PARA REVISION	CTEL	CTE	MCO	WVI
Rev.	DD/MM/AA	Descripcion de la revision	ELABOR	DISENO	REVIS	APROB

Ciente:

Contratista:

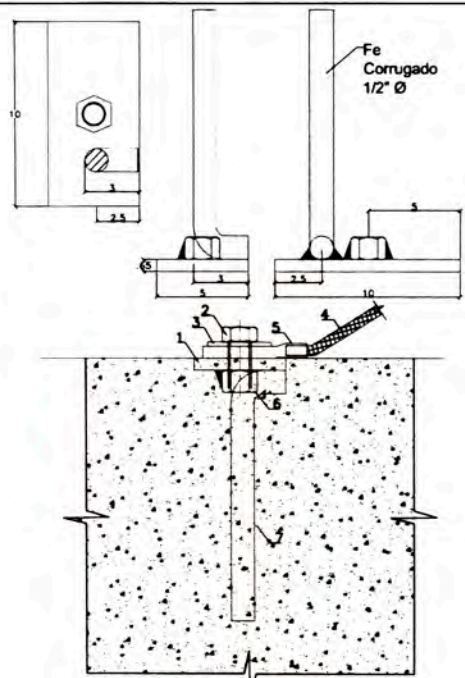
Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU-SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código: CTE|CTE|GENE|LED|W|G|1310101A

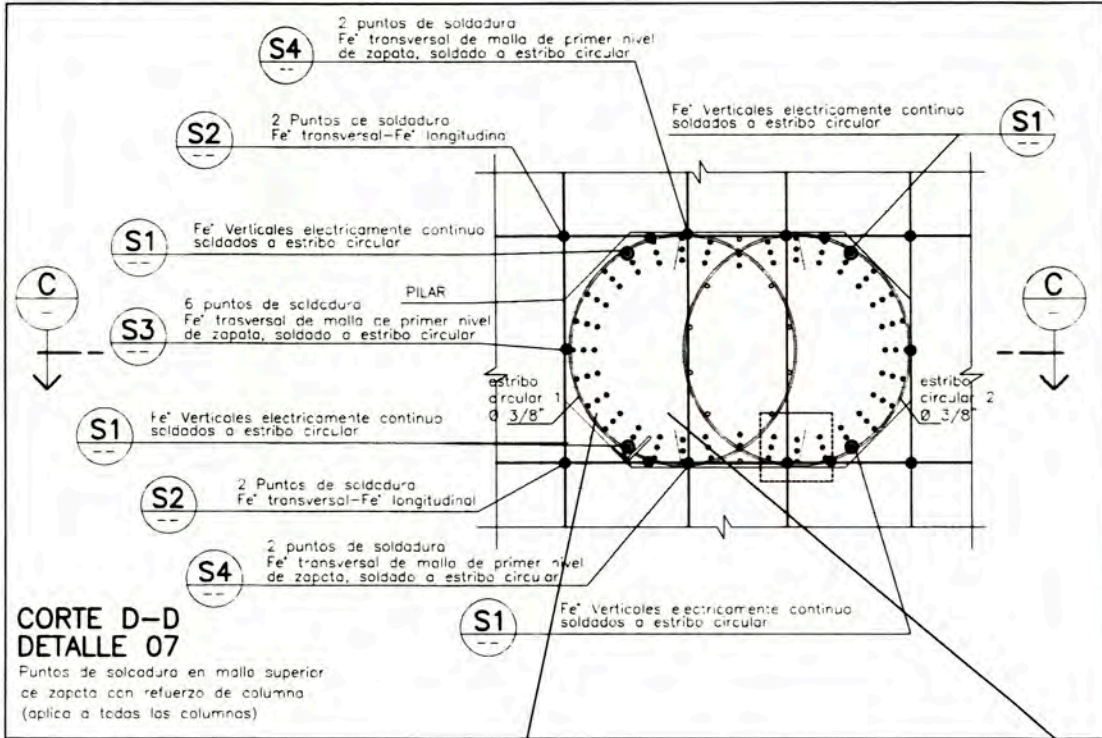
Plano: PROTECCION CONTRA CORRIENTES DE FUGA SECCIONES Y DETALLES 2/3

Escala: (A1) INDICADA

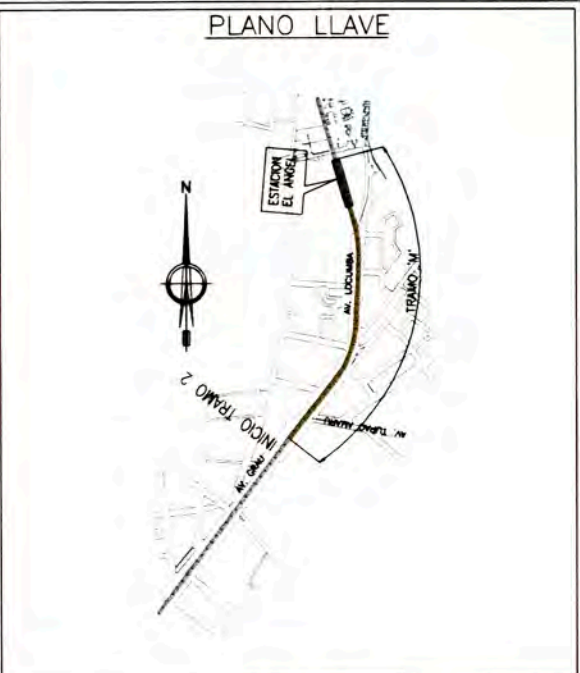
D:\PROYECTOS\1. VIADUCTO EXPERIMENTALES\Expediente Tramo 2\VOLUMEN 3\CTEL-CTE-GEN-EE-DWG-13101_0A.dwg



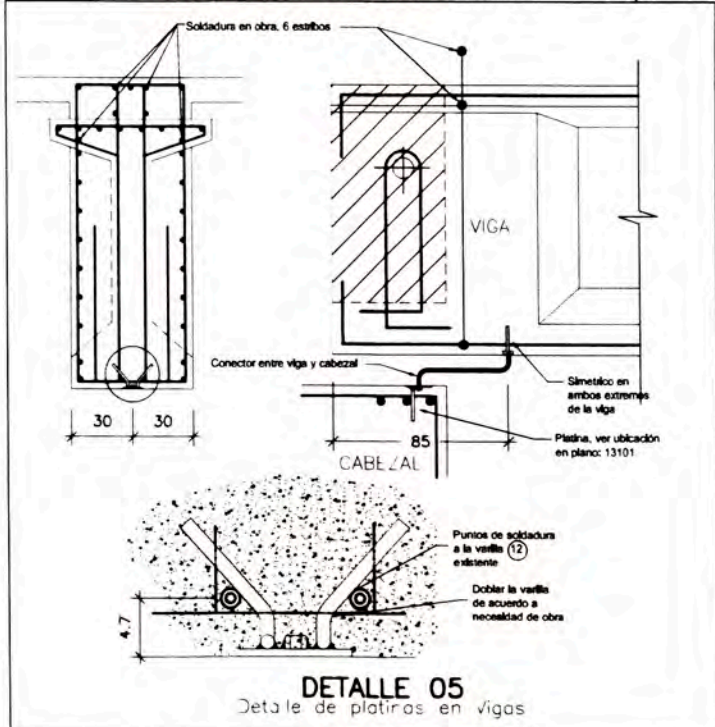
DETALLE 04
PLATINA DE PUESTA A TIERRA
EMEBIDO EN CONCRETO PARA CABEZALES Y COLUMNAS



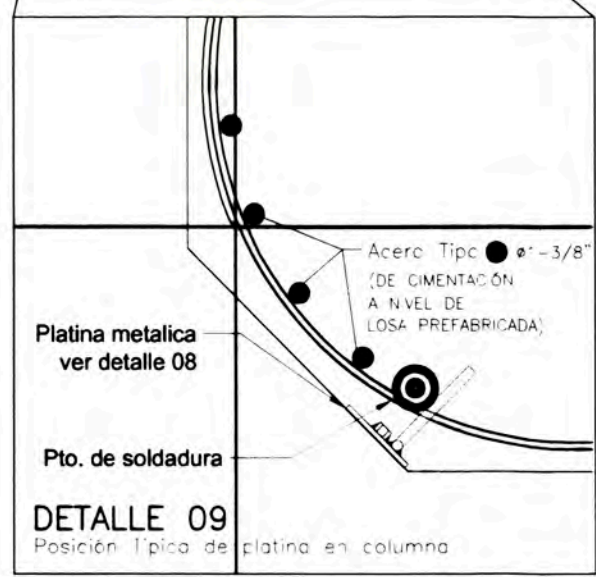
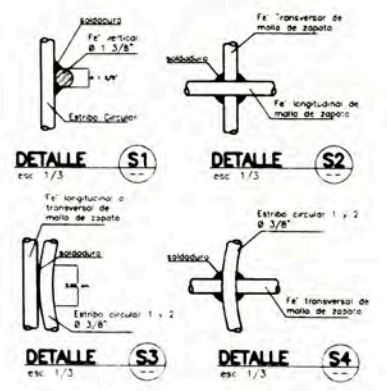
CORTE D-D DETALLE 07
Puntos de soldadura en malla superior de zapata con refuerzo de columna (aplica a todas las columnas)



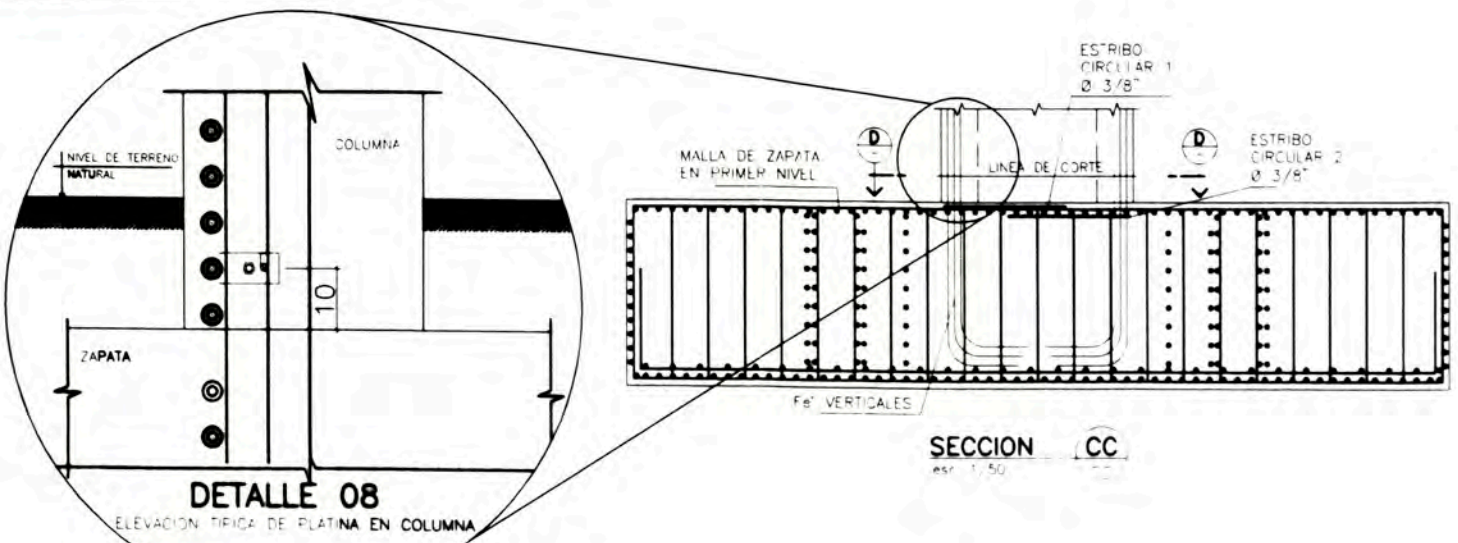
LEYENDA



DETALLE 05
Detalle de platinas en vigas



Platina metalica ver detalle 08
Pto. de soldadura
DETALLE 09
Posición Típica de platina en columna



DETALLE 08
ELEVACION TÍPICA DE PLATINA EN COLUMNA

- Notas:**
1. PL 1/4" 100x60
 2. PERNO Ø1/2"x1" (Galvanizado)
 3. ARANDELA Ø1/2" (Galvanizado)
 4. CABLE COBRE
 5. TERMINAL DE OJO PRENSADO AL CABLE COBRE
 6. TUERCA Ø1/2"-NC
 7. BARRA CORRUGADA Ø1/2"
- LAS PIEZAS 1 Y 6 SERAN GALVANIZADAS EN CALIENTE
UTILIZAR SOLDADURA AWS E 7010 (CELOCORD)
B - Este plano es valido para todos los tramos
9 - Las barras restantes, que no fueron soldados debern ser electricamente continuos mediante soldadura, en razon del 50%

Referencias:

Supervisión:	CONSORCIO	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
	CEBEL	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
		REVISAR Y REDIMAR	Cód. 3	

0A	01-Ago-11	EMITIDO PARA REVISION	CTEL	CTE	MCO	WVI
Rev	Fecha	Descripción de la revisión	ELABOR	DISERO	REVIS	APROB

Cliente:

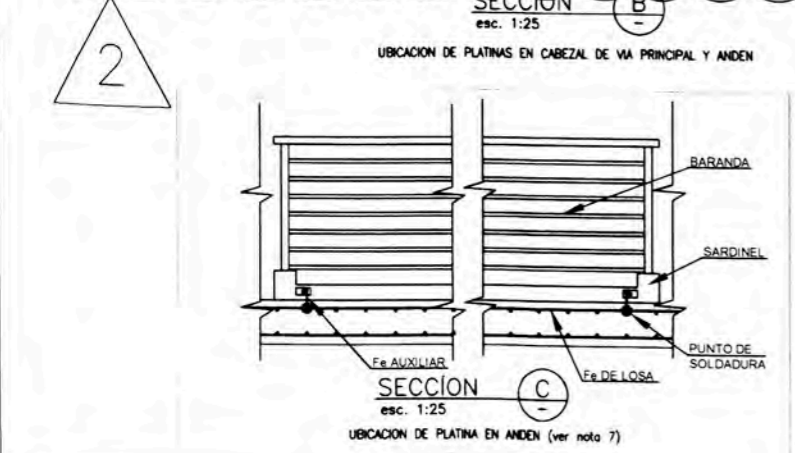
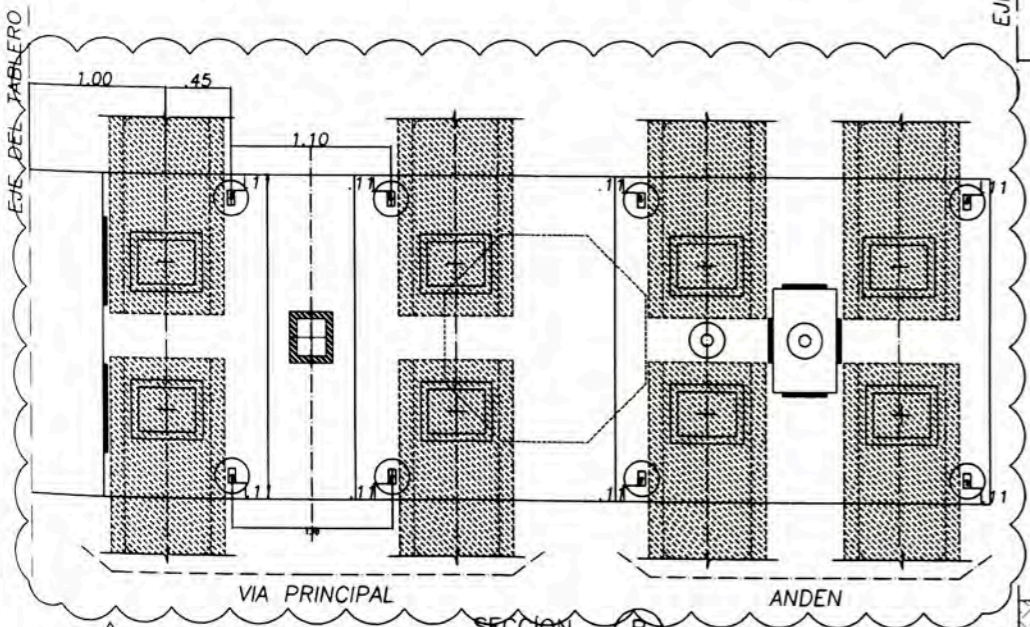
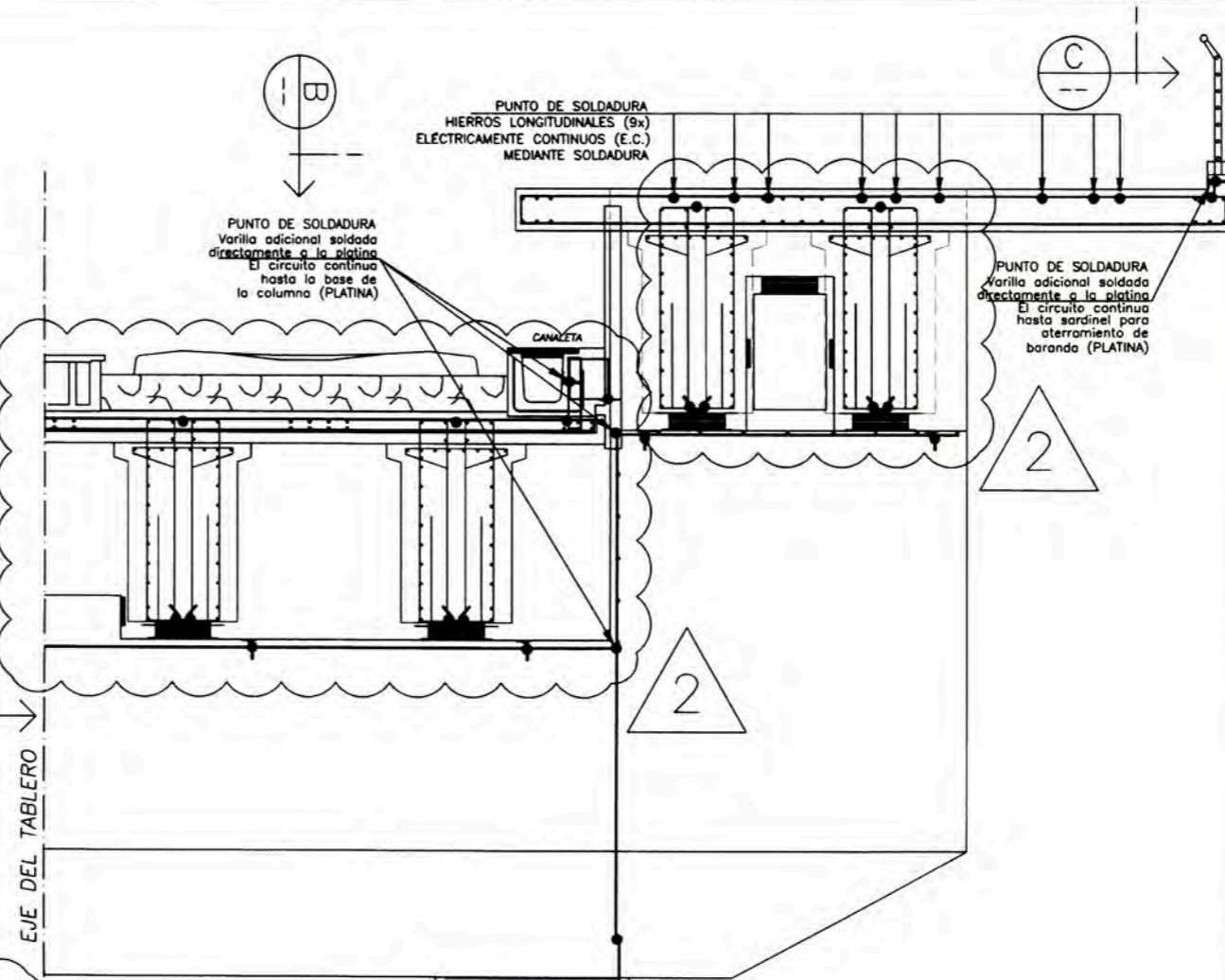
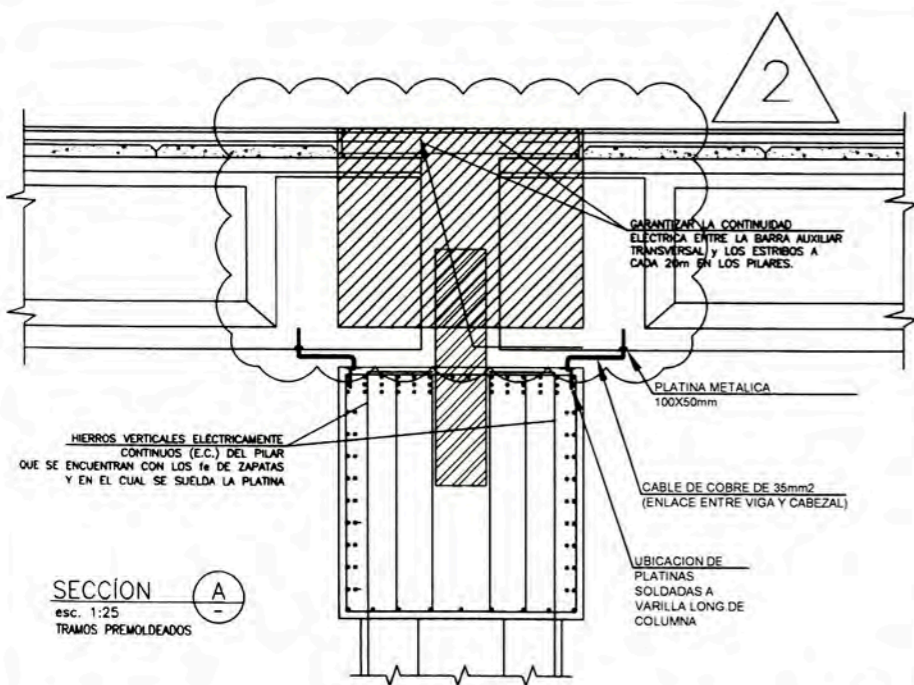
Contratista:

Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AL GRUPO SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código: CTELECTEGENELEDWG131020A

Plano: **PROTECCION CONTRA CORRIENTES DE FUGA** Escala: (A1)

PLANO GENERAL DE DETALLES 3/3 INICIADA

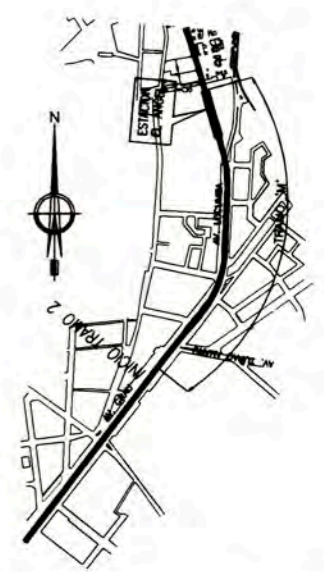


EJE DEL TABLERO

EJE DEL TABLERO

SECCION ESQUEMATICA TIPICA DEL ATERRAMIENTO EN ESTACION

PLANO LLAVE



LEYENDA

△ : Modificación

Notas:

- 1.-El cable conductor para corrientes de fuga, se colocaron en el lado impar del viaducto en dirección a la Estación Bayovar.
- 2.-Este plano es valido para todas las zonas de viaducto en estaciones.
- 3.-Los puntos a tierra que se ubican en las estaciones deben bajar por la columna mas cercana al area tecnica.
- 4.-Las barras restantes, que no fueron soldadas deberan ser electricamente continuas mediante atadura, en razon del 50%.
- 6.-En la parte media entre estacion y estacion se tendra una conexion para punto a tierra. La seccion adjunta aplica tambien el tramo donde tenga que ubicarse dicho punto a tierra.
- 7.-En los Andenes, las platinas se ubicaran unicamente donde exista baranda.
- 8.-Todas las medidas estan expresadas en metros.

Referencias:

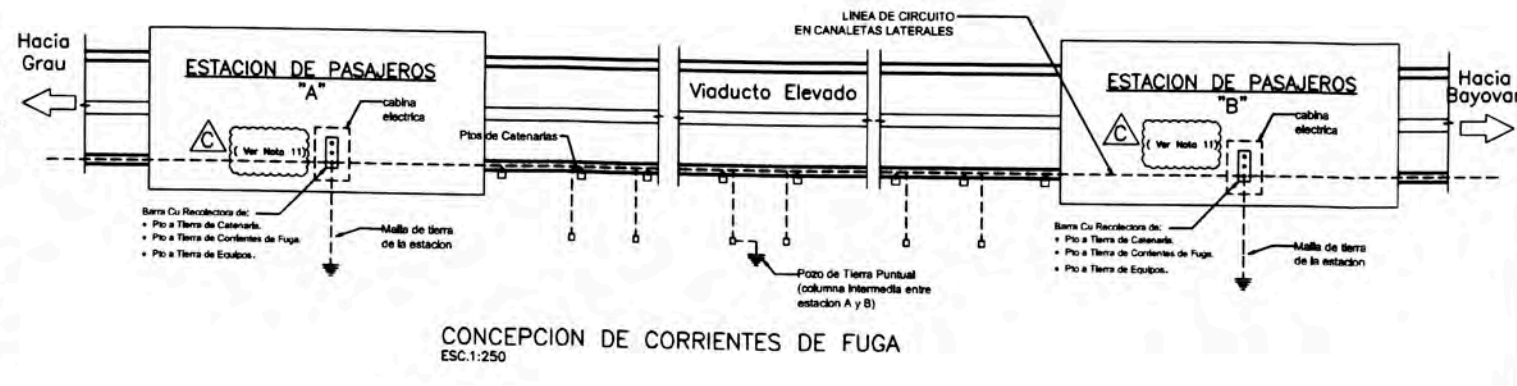
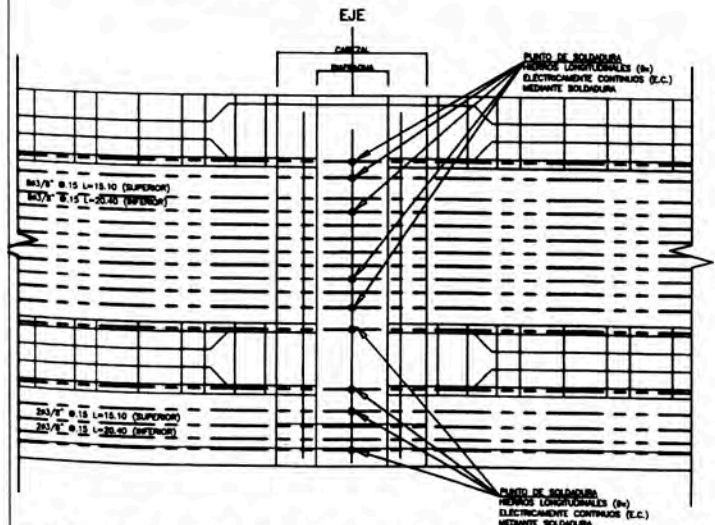
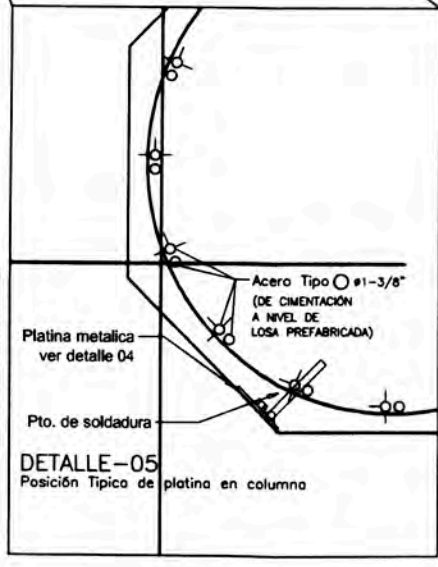
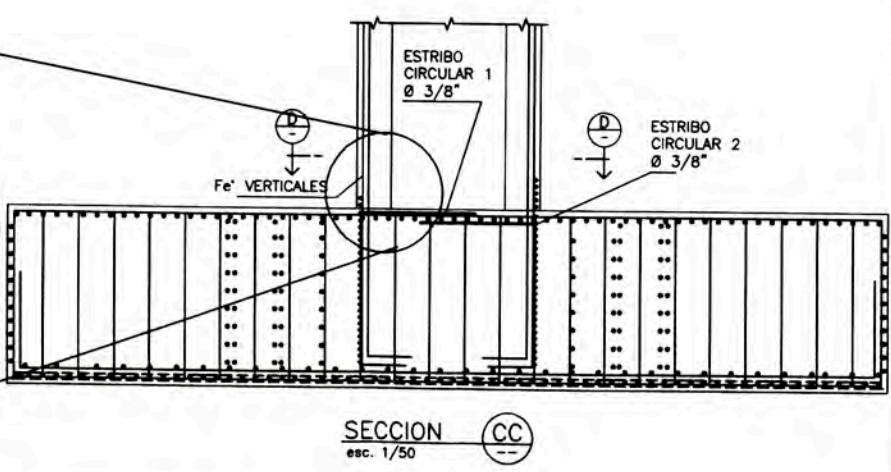
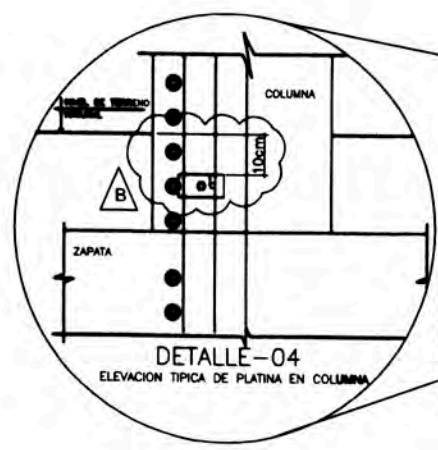
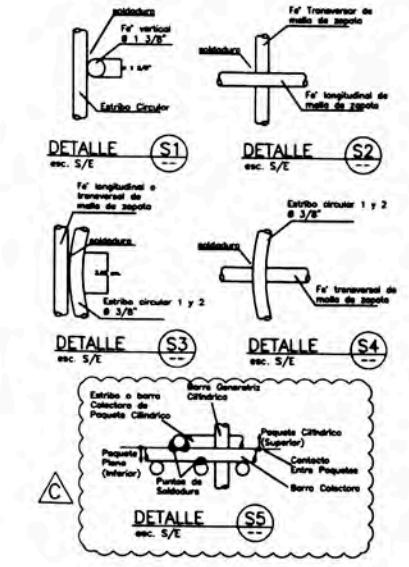
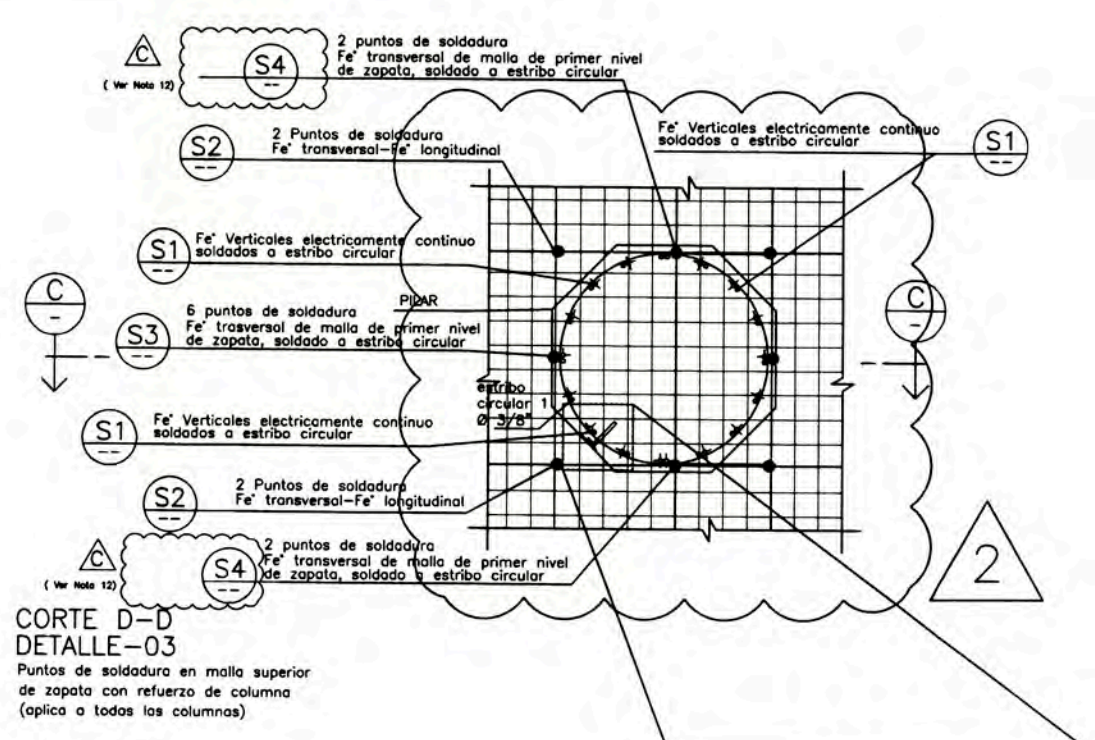
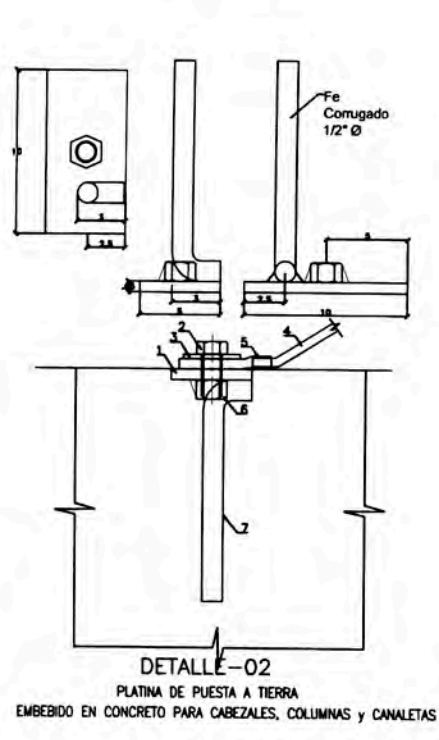
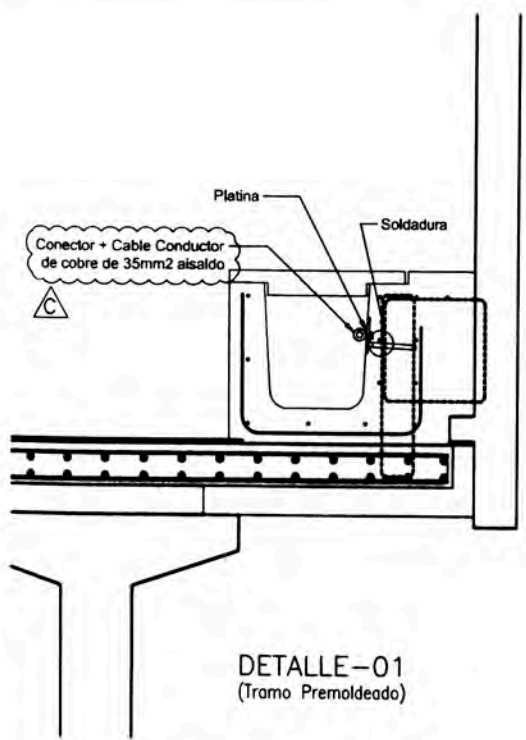
- 1.-CTEL-CTE-AET-PAT-VA-MDE-54401

Supervisión:	CONSORCIO	APROBADO SIN COMENTARIOS Cód. 1	Firma:
	CEBEL POYRY	APROBADO CON COMENTARIOS Cód. 2	
		REVISAR Y REDIMAR Cód. 3	

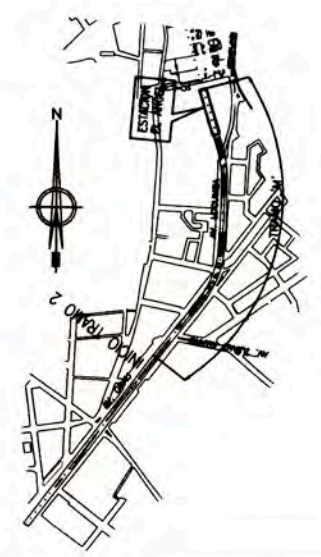
Rev.	Fecha DD/MM/AA	Descripción de la revisión	PREPA.	REVIS.	VERIF.	APROB.
O2	09-May-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JCH	JSA	DDU	ARL
O1	09-Ene-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JIP	JSA	DDU	ALI
OB	06-Ene-12	EMITIDO PARA REVISION	JIP	JSA	DDU	ALI
OA	21-Nov-11	EMITIDO PARA REVISION	JIP	JSA	DDU	ALI

Ciente: Contratista: Proyectista:

Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECHANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO
 LINEA 1, TRAMO 2, AVENIDA GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO
 Código: CTE|CTE|AET|PAT|VA|D|W|G|5|4|4|6|90|2
 Escala: (A1) INDICADA
 Proyecto: PROTECCION CONTRA CORRIENTE DE FUGA EN ANDENES - PLANO GENERAL



PLANO LLAVE



LEYENDA

△ : Modificación

- Notas:
1. PL 1/4" 100x60
 2. PERNO Ø1/2"x1" (Galvanizado)
 3. ARANDELA Ø1/2" (Galvanizado)
 4. CABLE COBRE
 5. TERMINAL DE OJO PRENSADO AL CABLE COBRE.
 6. TUERCA Ø1/2"-NC
 7. BARRA CORRUGADA Ø1/2" LAS PIEZAS 1 Y 6 SERAN GALVANIZADAS EN CALIENTE UTILIZAR SOLDADURA AWS E 7010 (CELLOCORD)
 - 8.-Este plano es valido para las zonas de viaducto en estación.
 - 9.-Los barras restantes, que no fueron soldados deberan ser electricamente continuos mediante atadura, en razon del 50%.
 - 10.-Todas las columnas estaran electricamente continuas incluída las zapatas, los pases de ingreso al área técnica llevara el circuito completo hasta la malla entera.
 - 11.-El cable de cobre de puesta a tierra que baja del viaducto a la cabina eléctrica se conecta a una barra de cobre que está conectado a la malla profunda.
 - 12.-Usar detalle S4 ó S5 según criterio de campo

Referencias:

- 1.-CTEL-CTE-AET-PAT-VA-MDE-54401

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS Cód. 1	Firma:
APROBADO CON COMENTARIOS Cód. 2		
REVISAR Y REDIMAR Cód. 3		

02	09-May-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JCH	JSA	DDU	ARL
01	09-Ene-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	JIP	JSA	DDU	ALI
0C	07-Ene-12	EMITIDO PARA REVISION	JIP	JSA	DDU	ALI
0B	06-Ene-12	EMITIDO PARA REVISION	JIP	JSA	DDU	ALI
0A	21-Nov-11	EMITIDO PARA REVISION	JIP	JSA	DDU	ALI
Rev.	Fecha DD/MM/AA	Descripción de la revisión	PREPA.	REVS.	VERIF.	APROB.

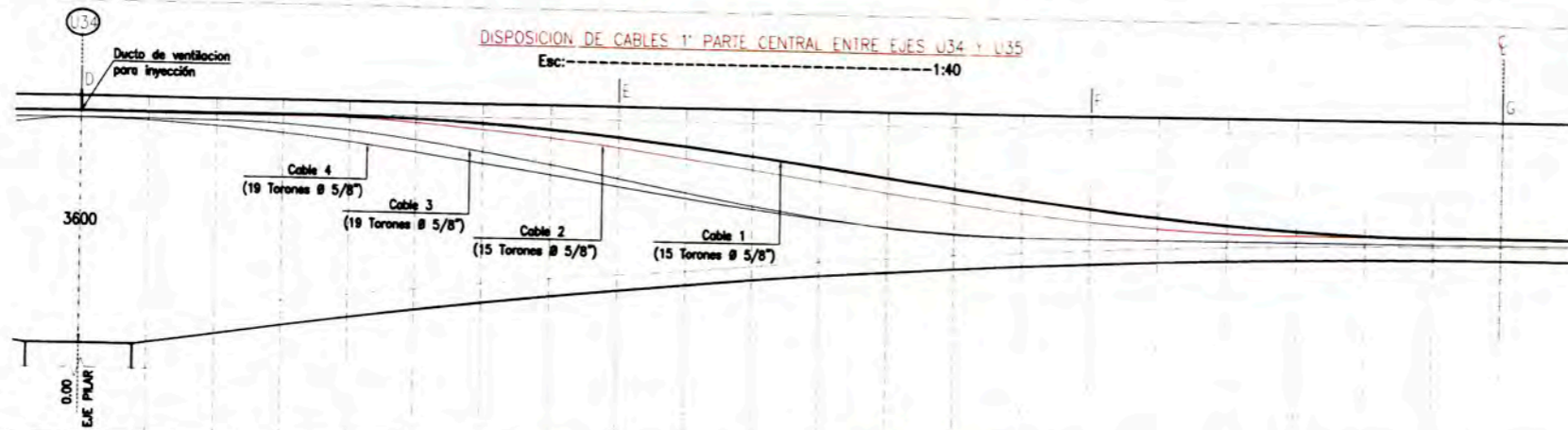
Cliente: Contralista: Proyectista:

Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AVENIDA GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Código: C.T.E.L.C.T.E.A.E.T.P.A.T.I.V.I.A.D.W.G.5.4.4.7.00.2

Plano: PROTECCION CONTRA CORRIENTES DE FUGA EN ANDENES - DETALLES

Escala: (A1) INDICADA



X (m)	0.00	+1.00	+2.00	+3.00	+4.00	+5.00	+6.00	+7.00	+8.00	+9.00	+10.00	+11.00	+12.00	+13.00	+14.00	+15.00	+16.00	+17.00	+18.00	+19.00	+20.00	+21.00	+22.00	
CABLE 1	220	220	220	220	220	236	262	354	447	558	661	814	950	1096	1219	1342	1453	1546	1619	1680	1680	1680	1680	1680
CABLE 2	220	220	220	220	236	291	371	475	596	733	877	1023	1187	1302	1425	1529	1609	1662	1680	1680	1680	1680	1680	1680
CABLE 3	320	320	320	347	425	544	694	865	1047	1229	1401	1552	1672	1751	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1780
CABLE 4	320	340	395	461	591	720	863	1012	1163	1310	1446	1567	1665	1737	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1780
ALTURA VIGA (mm)	3600	3668	3416	3270	3133	3004	2862	2769	2663	2565	2474	2392	2318	2251	2192	2141	2098	2063	2035	2016	2004	2000	2004	2004

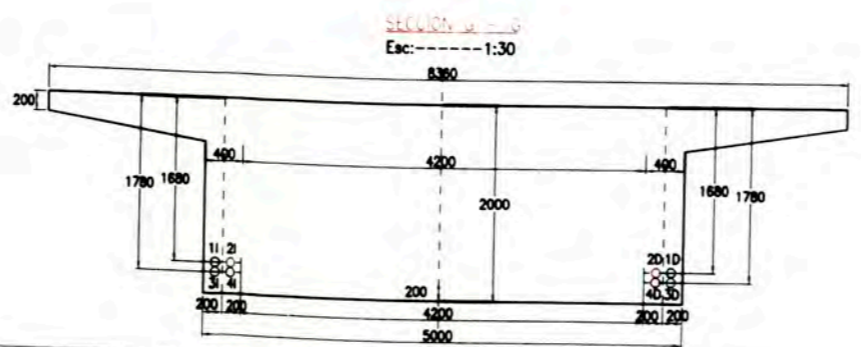
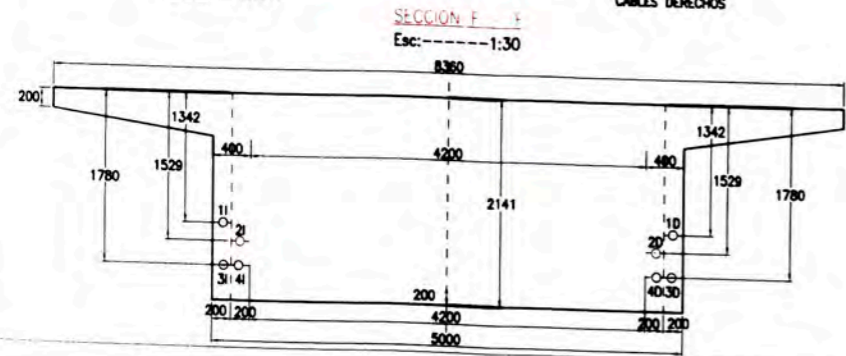
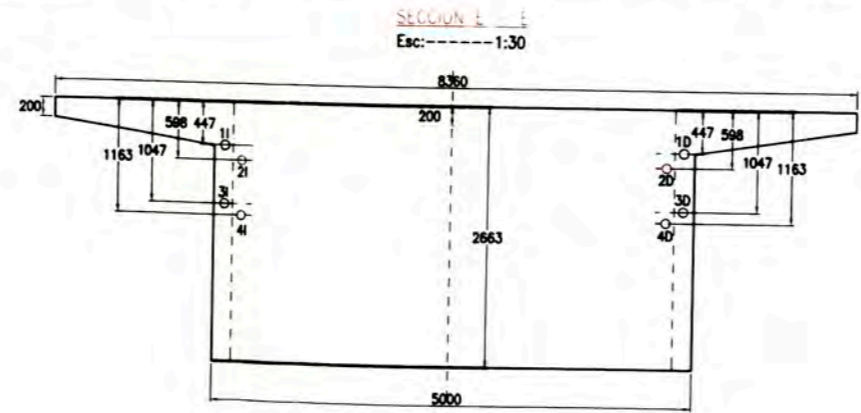
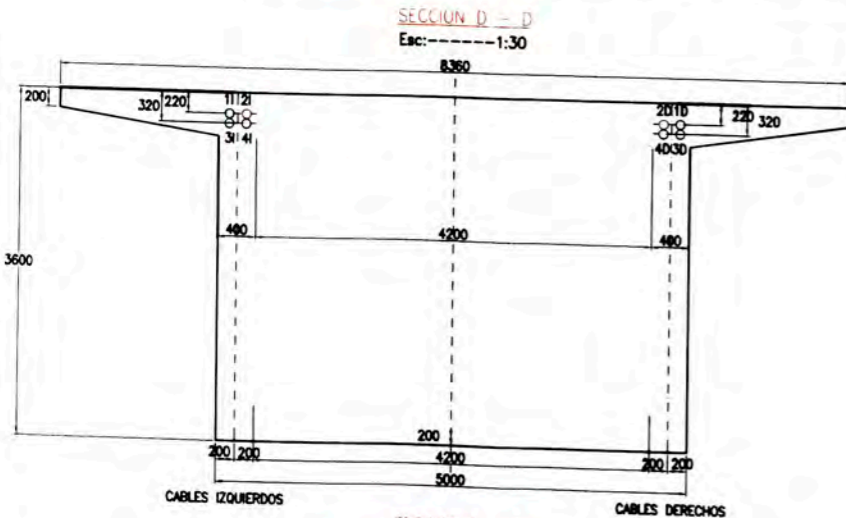
VALORES DE TENSION

CABLE	No. DE TORONES	FUERZA DE ANCLAJE (ton)	ELONGACION EXTREMO A (m.m.)	ELONGACION EXTREMO B (m.m.)	ELONGACION TOTAL (m.m.)
1	15	300.0	606	28	634
2	15	300.0	606	28	634
3	19	380.0	606	28	634
4	19	380.0	606	28	634

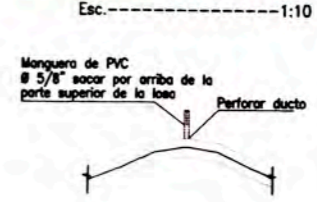
- NOTAS
1. Todas las dimensiones estan dadas en milímetros excepto donde se indique una unidad diferente.
 2. Ver notas generales en plano No 01 de 05 de postensado.

PLANO LLAVE

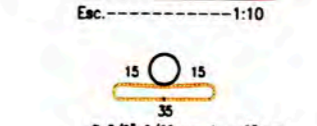
LEYENDA



DETALLE DE VENTILACIONES PARA INYECCION



DETALLE SOPORTE DUCTO



Notas:

Referencias:

Supervisión:

APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	PRIM:
APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
REVISAR Y REVISAR	Cód. 3	

Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO

Linea 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

Plan: C.T.E.L.C.T.E.V.T.U.E.S.T.D.W.G.3.8.5.0.2.0.1

Tramo U - MODULO UB

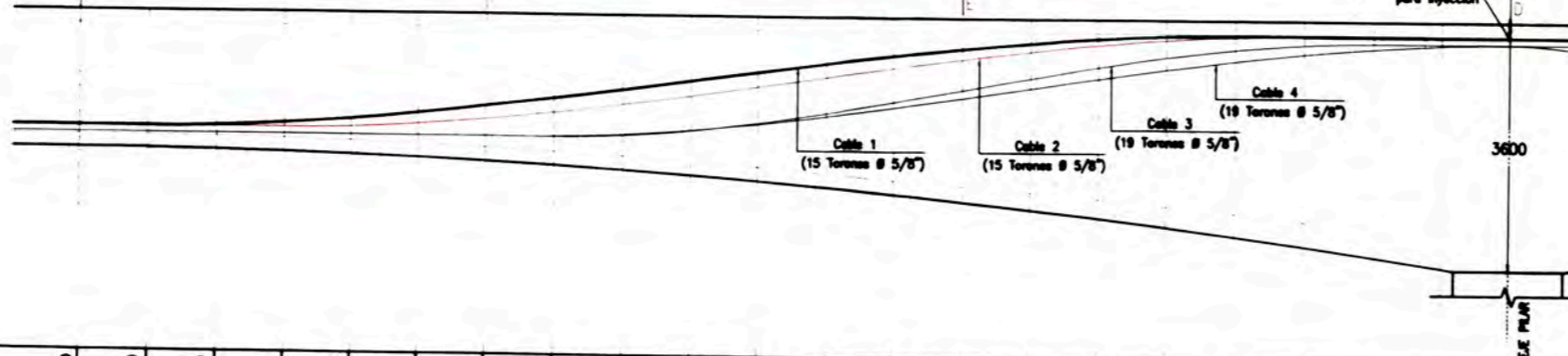
DISPOSICION DE CABLES POSTENSADOS

1: PARTE ENTRE EJES U34 Y U35

Rev. (A1) INICIADA

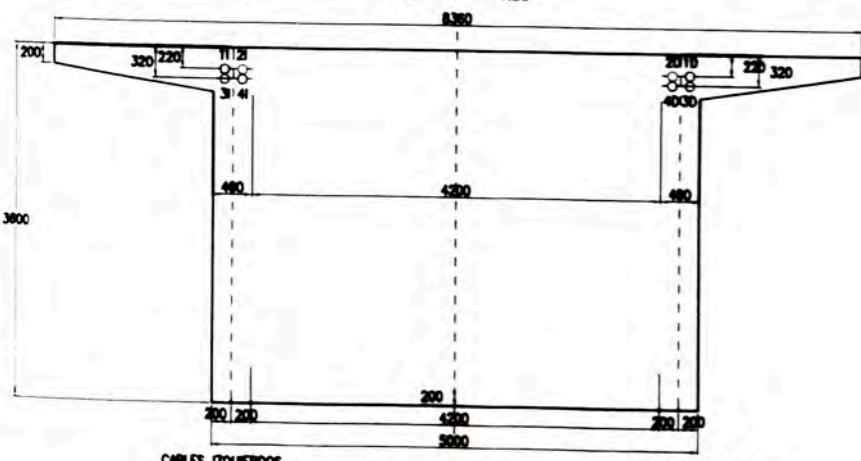
DISPOSICION DE CABLES 2ª PARTE CENTRAL ENTRE EJES U34 Y U35

Esc:-----1:40

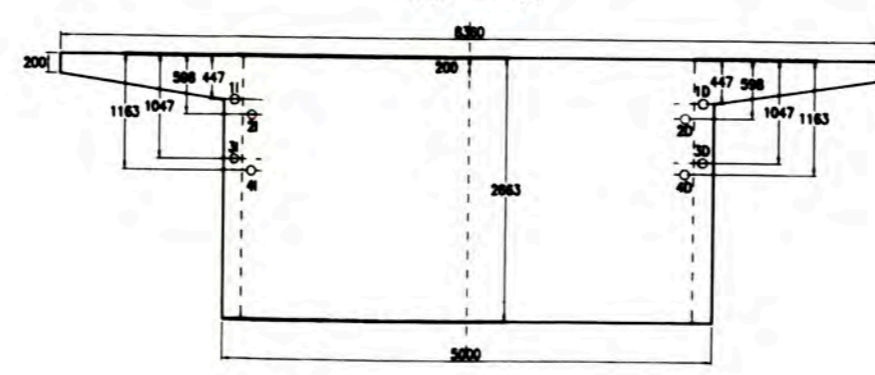


X (m)	2000 +11.00	2000 +20.00	2018 +19.00	2035 +18.00	2063 +17.00	2096 +16.00	2141 +15.00	2192 +14.00	2251 +13.00	2318 +12.00	2392 +11.00	2474 +10.00	2565 +9.00	2663 +8.00	2769 +7.00	2882 +6.00	3004 +5.00	3133 +4.00	3270 +3.00	3418 +2.00	3568 +1.00	3600 0.00	3608 -1.00
CABLE 1	1680	1680	1684	1618	1546	1463	1342	1219	1098	950	814	681	556	447	354	282	236	220	220	220	220	220	220
CABLE 2	1680	1680	1680	1680	1682	1689	1529	1425	1302	1187	1023	877	733	596	475	371	291	238	220	220	220	220	220
CABLE 3	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1751	1672	1582	1491	1399	1229	1085	944	814	694	584	484	394	320	260
CABLE 4	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1780	1775	1737	1680	1607	1446	1310	1163	1012	863	720	581	452	347	260	200	150
ALTURA VIGA (mm)	2000	2004	2018	2035	2063	2096	2141	2192	2251	2318	2392	2474	2565	2663	2769	2882	3004	3133	3270	3418	3568	3600	3608

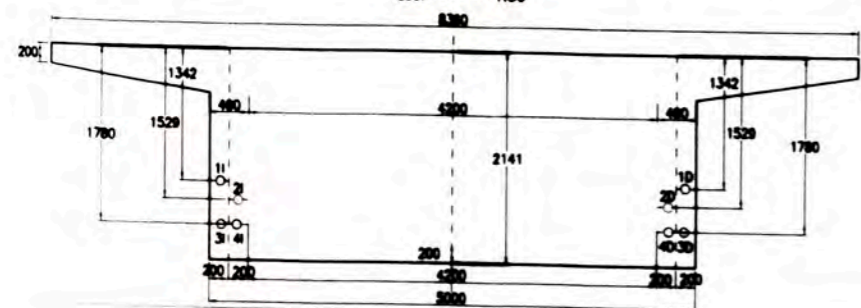
SECCION D-D Esc:-----1:30



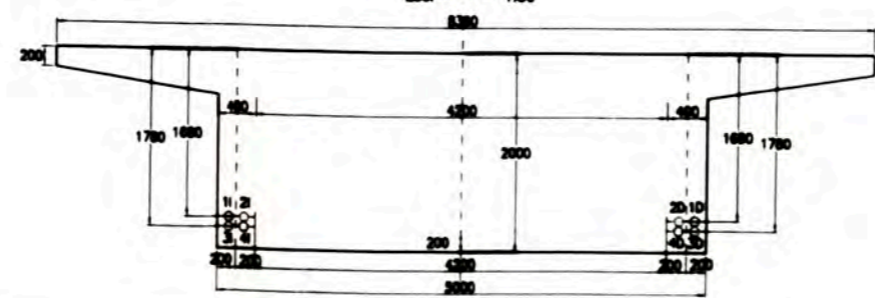
SECCION E-E Esc:-----1:30



SECCION F-F Esc:-----1:30



SECCION G-G Esc:-----1:30



VALORES DE TENSION

CABLE	Nº DE TORONES	AREA DE ANCLAJE (cm²)	SECCION EXTERNA A (mm)	SECCION EXTERNA B (mm)	SECCION TUBO (mm)
1	15	300.0	808	28	834
2	15	300.0	808	28	834
3	19	380.0	808	28	834
4	19	380.0	808	28	834

NOTAS

- Todas las dimensiones estan dadas en milímetros excepto donde se indique una unidad diferente.
- Ver detalle ducto de ventilacion en plano No 03 de 05.
- Ver notas generales en plano No 01 de 05 de postensado.

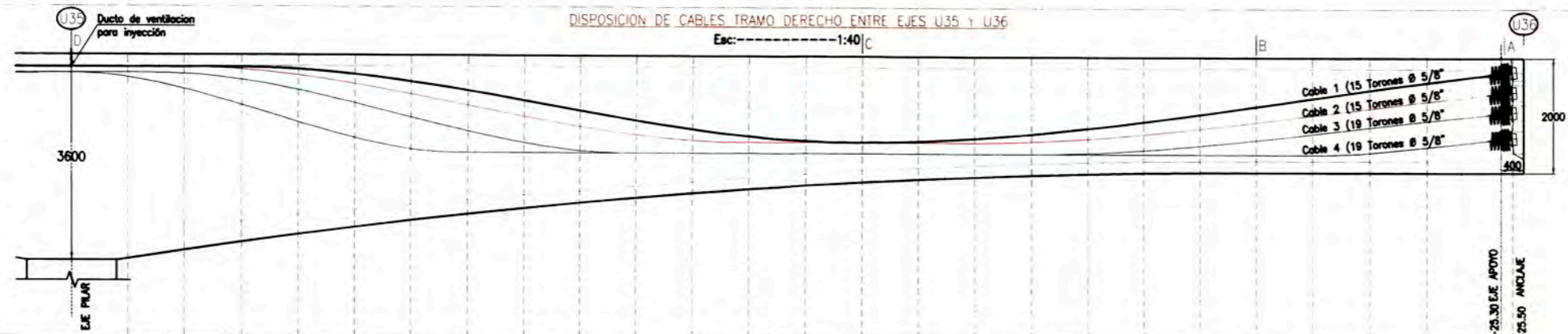
PLANO LLAVE

LEYENDA

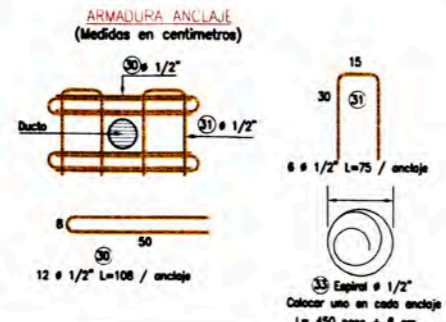
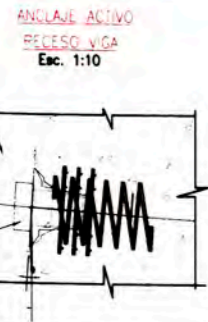
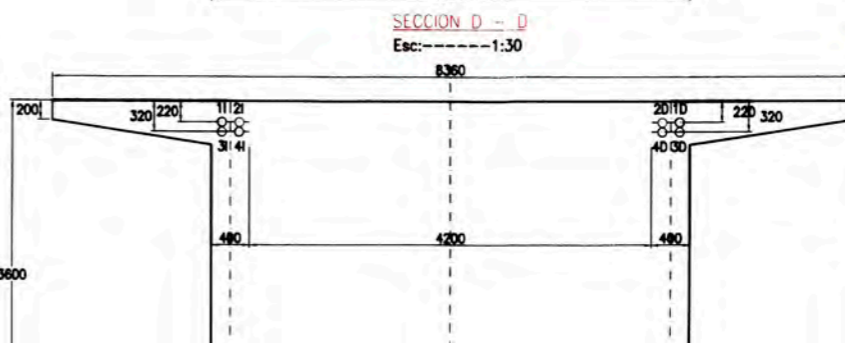
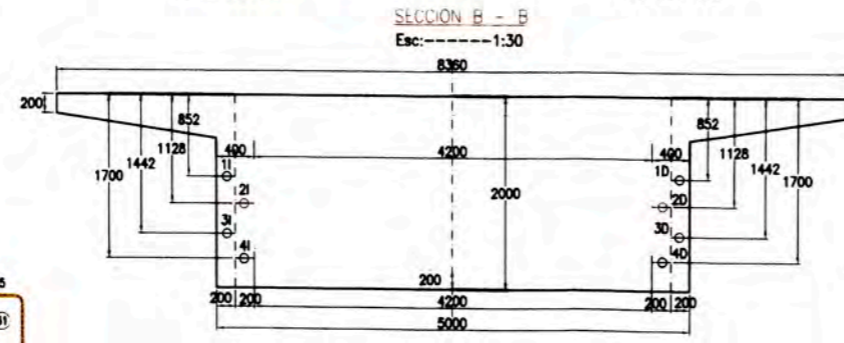
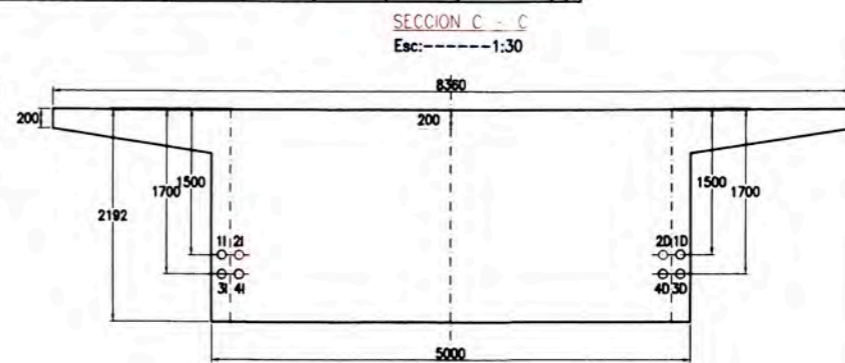
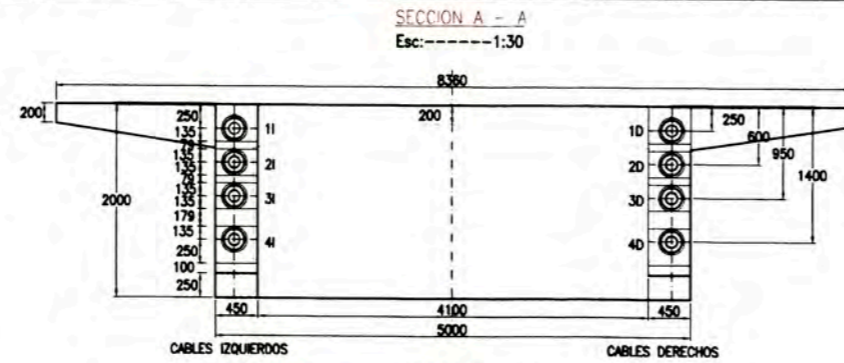
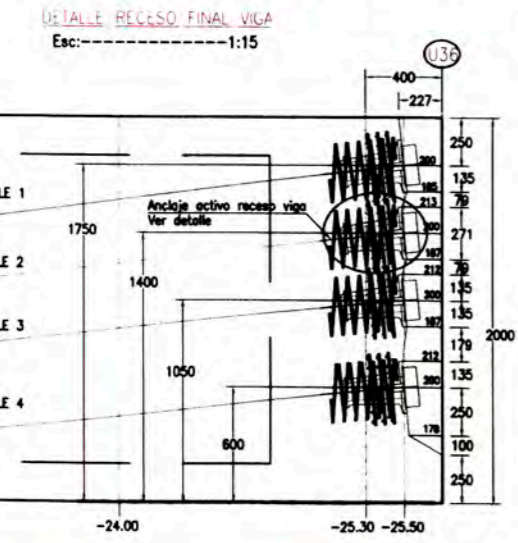
APROBADO POR CONSTRUCCION	Cel. 1	FECHA:
APROBADO POR COMISION	Cel. 2	
REVISADO Y REVISOR	Cel. 3	

01-06-Ene-14 APROBADO PARA CONSTRUCCION	CTE	CTE	MCO	WV
DA 20-Sep-12 EMITIDO PARA REVISION	CTE	CTE	MCO	WV

EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIBANCHO
 C.T.E.L.C.T.E.V.T.U.E.S.T.D.W.G.3.8.5.0.3.0.1
 TRAMO II - MÓDULO 08
DISPOSICION DE CABLES POSTENSADOS 2ª PARTE ENTRE EJES U34 Y U35



X (m)	0.00	-1.00	-2.00	-3.00	-4.00	-5.00	-6.00	-7.00	-8.00	-9.00	-10.00	-11.00	-12.00	-13.00	-14.00	-15.00	-16.00	-17.00	-18.00	-19.00	-20.00	-21.00	-22.00	-23.00	-24.00	-25.30 EJE APPOYO	-25.50 ANCLAJE
CABLE 1	220	220	220	220	250	332	456	609	779	955	1125	1276	1396	1475	1500	1479	1427	1347	1245	1125	983	852	708	566	430	272	250
CABLE 2	220	220	220	256	354	500	676	866	1060	1234	1376	1470	1500	1500	1500	1500	1500	1476	1424	1344	1243	1126	1005	880	760	619	500
CABLE 3	320	320	334	434	611	838	1082	1320	1520	1655	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1676	1623	1542	1442	1330	1214	1100	950	800
CABLE 4	320	396	597	873	1173	1444	1635	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1676	1623	1542	1442	1330	1214	1100	950
ALTURA VIGA (mm)	3600	3568	3418	3270	3133	3004	2882	2769	2663	2565	2474	2392	2318	2251	2192	2141	2098	2063	2035	2016	2004	2000	2000	2000	2000	2000	2000



VALORES DE TENSION

CABLE	No. DE TORONES	FUERZA DE ANCLAJE (ton)	ELONGACION EXTREMO A EXTREMO A (m.m.)	ELONGACION EXTREMO B (m.m.)	ELONGACION TOTAL (m.m.)
1	15	300.0	606	28	634
2	15	300.0	606	28	634
3	19	380.0	606	28	634
4	19	380.0	606	28	634

- NOTAS
1. Todas las dimensiones estan dadas en milímetros excepto donde se indique una unidad diferente.
 2. Ver detalle ducto de ventilacion en plano No 03 de 05
 3. Ver notas generales en plano No 01 de 05 de postensado

PLANO LLAVE

LEYENDA

Notas:

Referencias:

Supervisión:	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 1	Firma:
REVISOR	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 2	
	REVISAR Y REVISAR	Cod. 3	

01-06-Ene-14	APROBADO PARA CONSTRUCCION	CTE	CTE	MCO	WV	
DA 20-Sep-12	EMITIDO PARA REVISION	CTE	CTE	MCO	WV	
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	PREP.	REV.	VERIF.	APROB.

Cliente: **MTC**

Contratista: **COMISIÓN METRO DE LIMA**

Proyecto: **EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO**

Código: **C, T, E, L, C, T, E, V, T, U, E, S, T, D, W, G, 3, 8, 5, 0, 4, 0, 1**

Plano: **TRAMO U - MODULO UB DISPOSICION DE CABLES POSTENSADOS 1: PARTE ENTRE EJES U35 Y U36**

Escala: **(A1) NOCAD**

PLANO LLAVE

LEYENDA

- Notas:
1. DIMENSIONES EN MILIMETROS Y ELEVACIONES EN METROS. SALVO INDICADO
 2. CONCRETO $f_c=28$ Mpa. PARA BORDE TÍPICO.
 3. VER DE TALLE DEL REFUERZO EN PLANOS DE ARMADURA DE L
 4. MALLA ELECTROSOLDADA $f_y=500$ Mpa.
 5. RECUBRIMIENTO 2.5cm.
 6. VER DIMENSIONES DE CANALETA EN PLANOS DWG 13405.
 7. ESTE BORDE TÍPICO SERA EMPLEADO PARA TODO EL TRAZO DE VADUCTO.

Referencias:

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REEMITAR	Cód. 3	

01	15-Dic-11	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	ACH	MCO	MCO	WVI
0A	10-Nov-11	EMITIDO PARA REVISION	ACH	MCO	MCO	WVI

Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	PREP.	REV.	VERIF.	APROB.
------	-------	----------------------------	-------	------	--------	--------

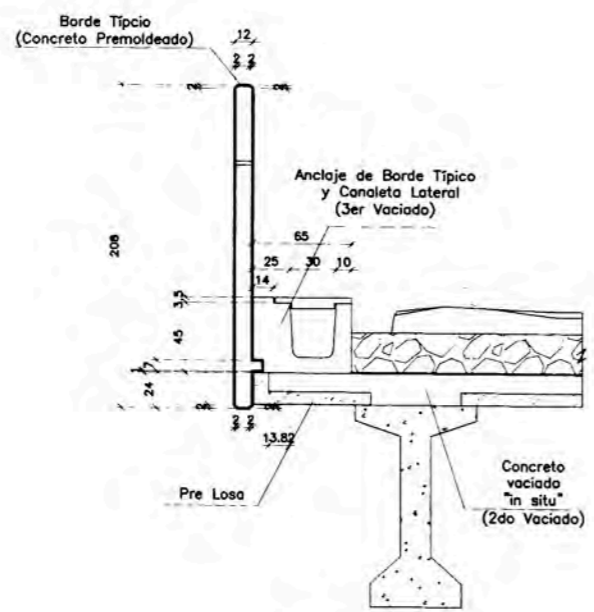
Cliente:  **MTC**

Contratista:  **ODEBRECHT**
 **TYLINTERNATIONAL**
 engineers | planners | scientists

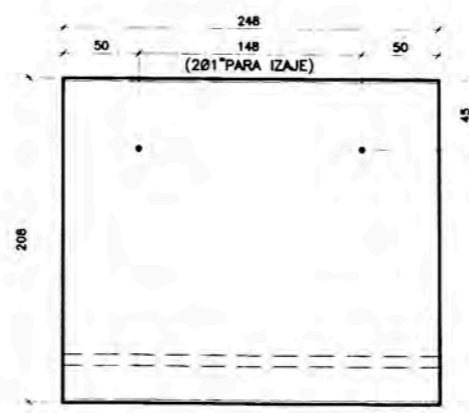
Proyecto: **EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO**

Código: **CTELCTEGENESTDWG1340001**

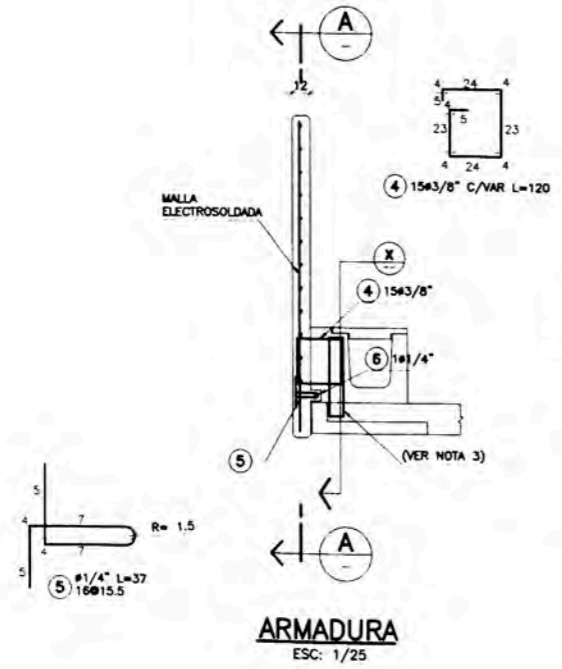
Plano: **BORDE TÍPICO PREMOLDEADO-TIPO 1 GEOMETRIA Y ARMADURA**



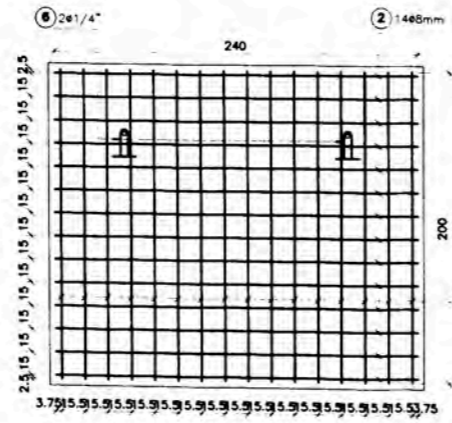
GEOMETRIA
ESC: 1/25



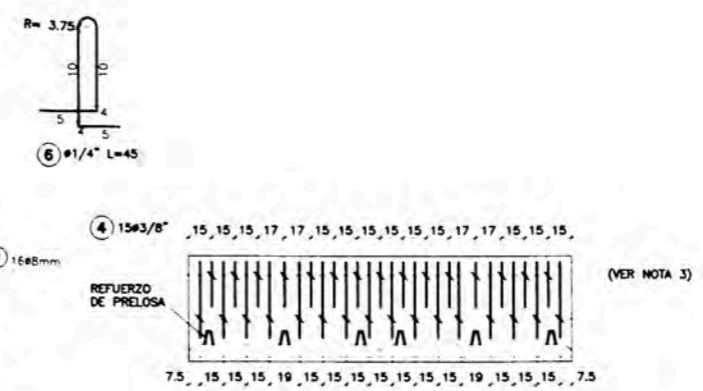
ELEVACION
ESC: 1/25



ARMADURA
ESC: 1/25

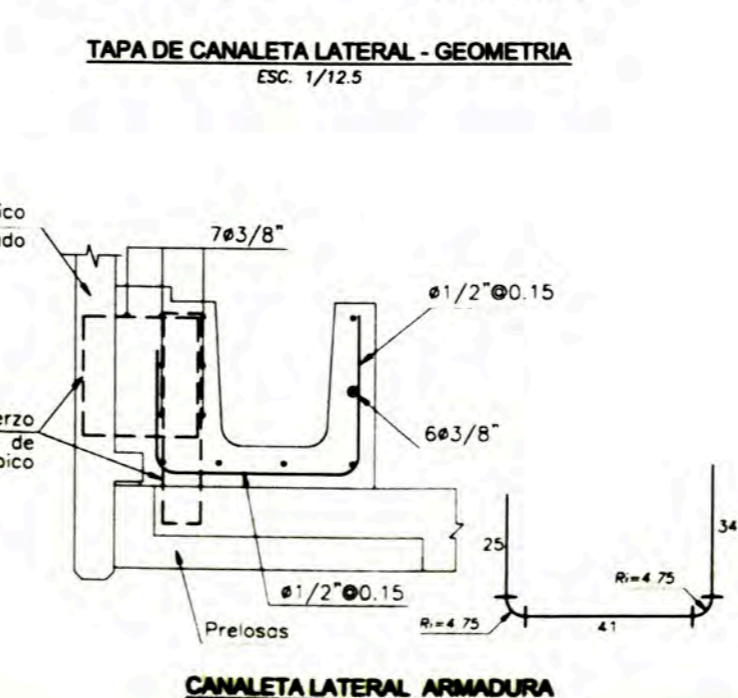
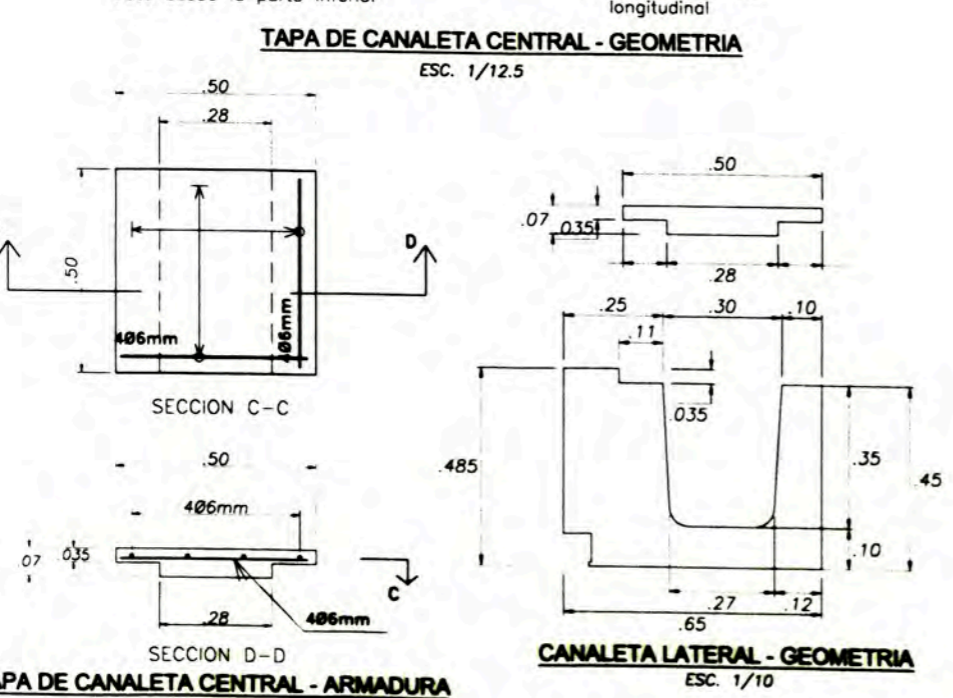
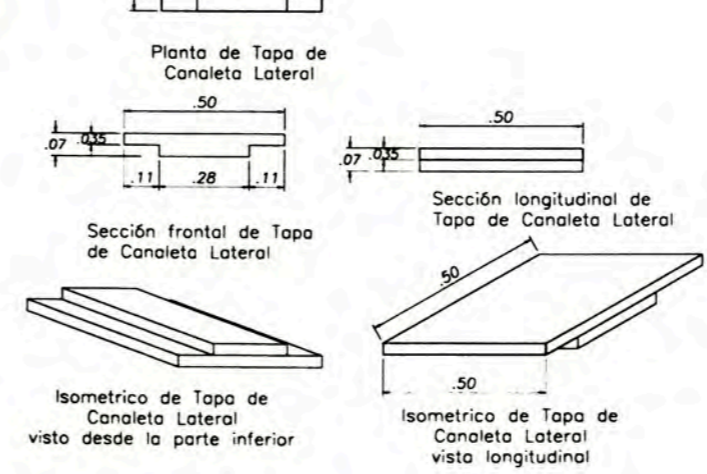
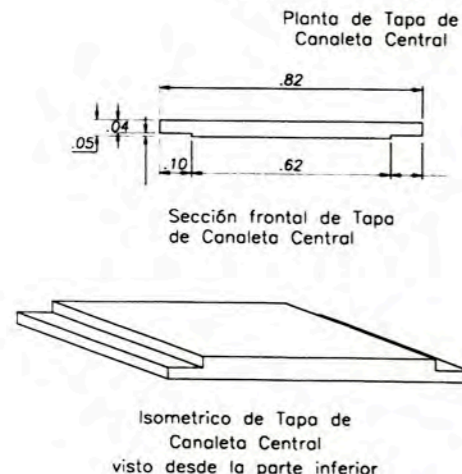
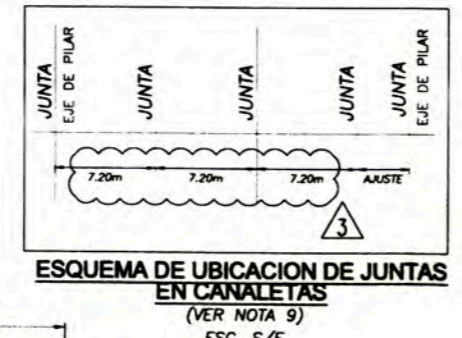
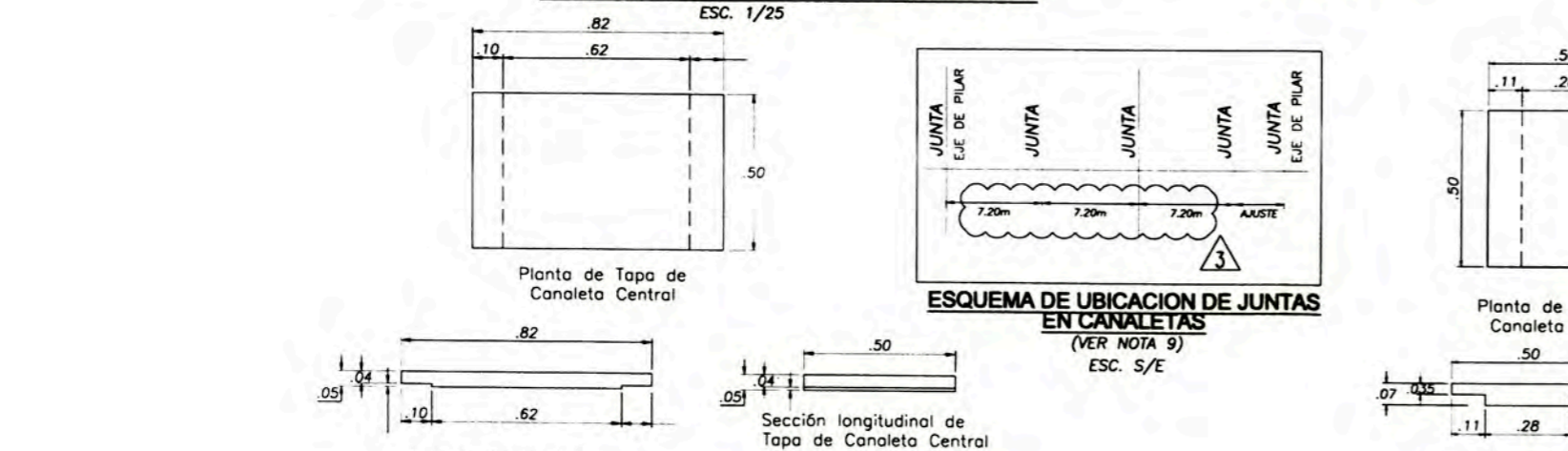
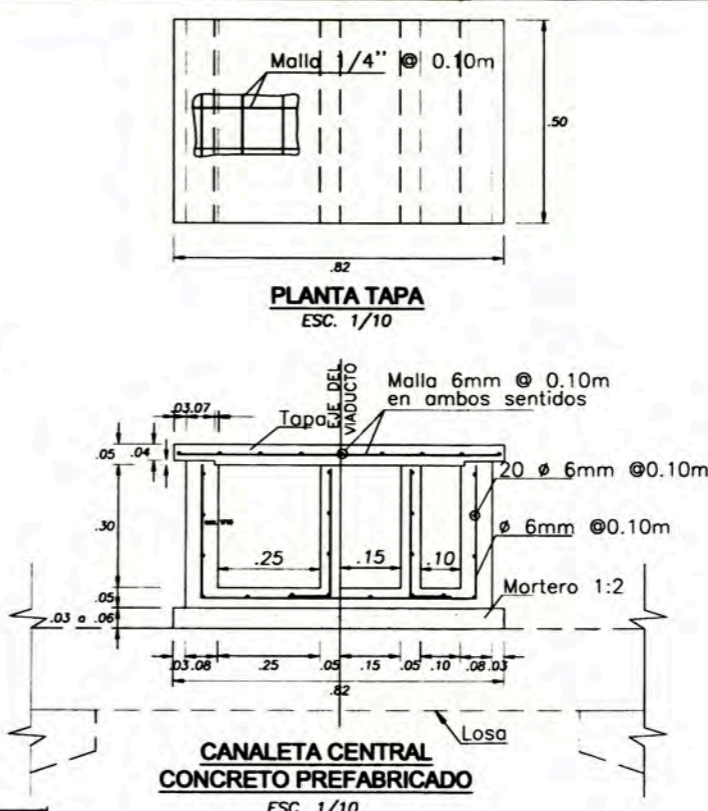
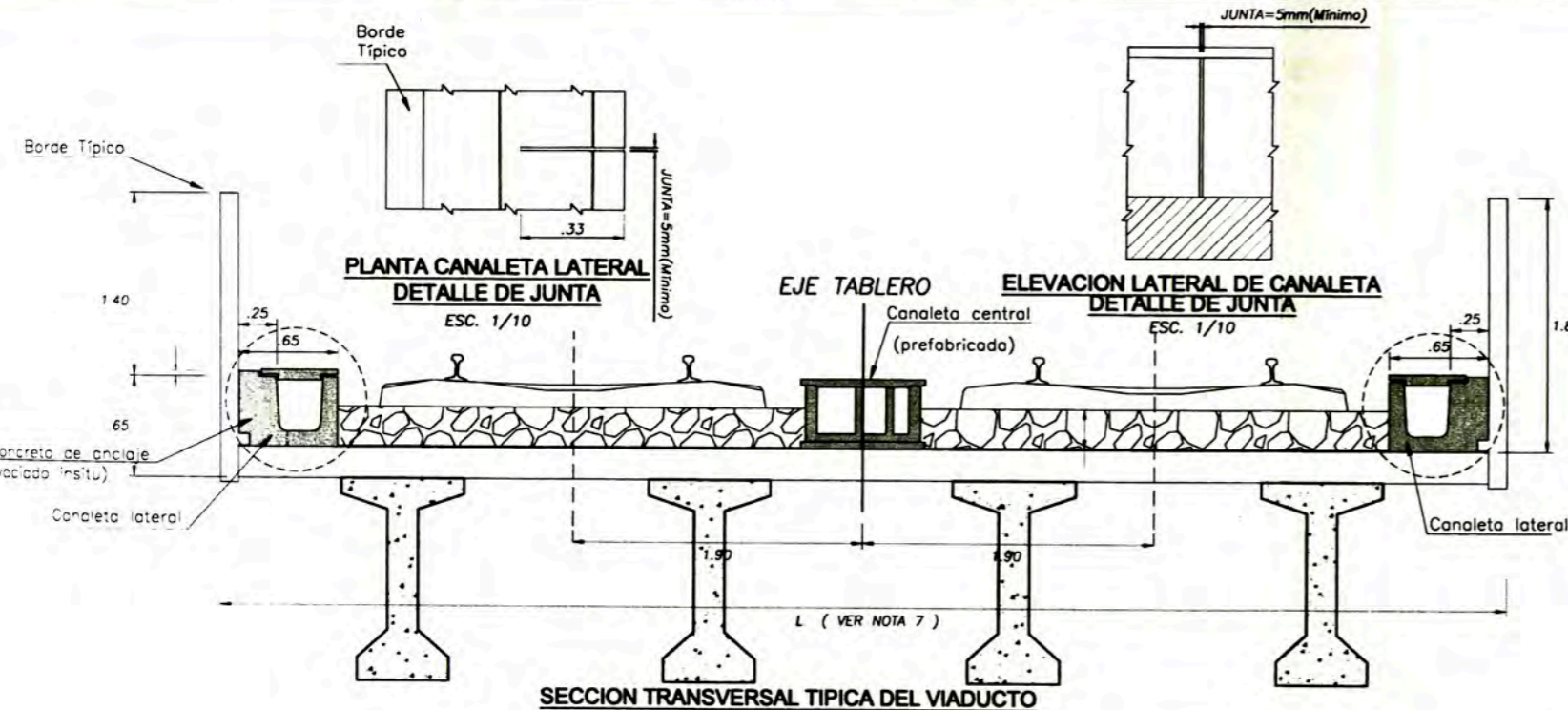


SECCIÓN A MALLA ELECTROSOLDADA
esc. 1:25



SECCIÓN X
esc. 1:25

(VER NOTA 3)



PLANO LLAVE

LEYENDA

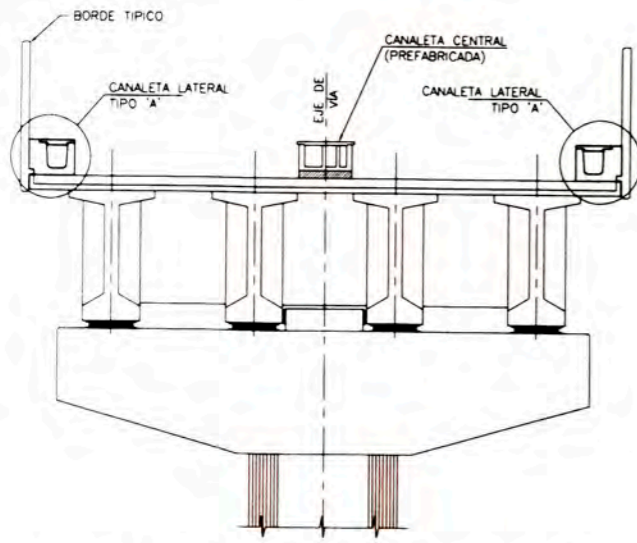
- Notas:
1. DIMENSIONES EN MILIMETROS Y ELEVACIONES EN METROS, SALVO INDICADO.
 2. CONCRETO $f_c=21$ Mpa. EN CANALETA CENTRAL Y TAPAS.
 3. CONCRETO $f_c=21$ Mpa. EN CANALETAS LATERALES Y PEDESTAL.
 4. RECUBRIMIENTO 2.5cm.
 5. OPCIONALMENTE SE UTILIZARA MALLA ELECTROSOLDADA DE ϕ 6mm.
 6. CADA 6 ML SE COLOCARA JUNTA DE ESPESOR 1".
 7. VER ANCHO DE TABLEROS EN PLANOS DRS 30216 A 30221 Y 30255 A 30260.
 8. ESTE BORDE TIPICO SERA EMPLEADO PARA TODO EL TRAZO DEL VIADUCTO.

Referencias:

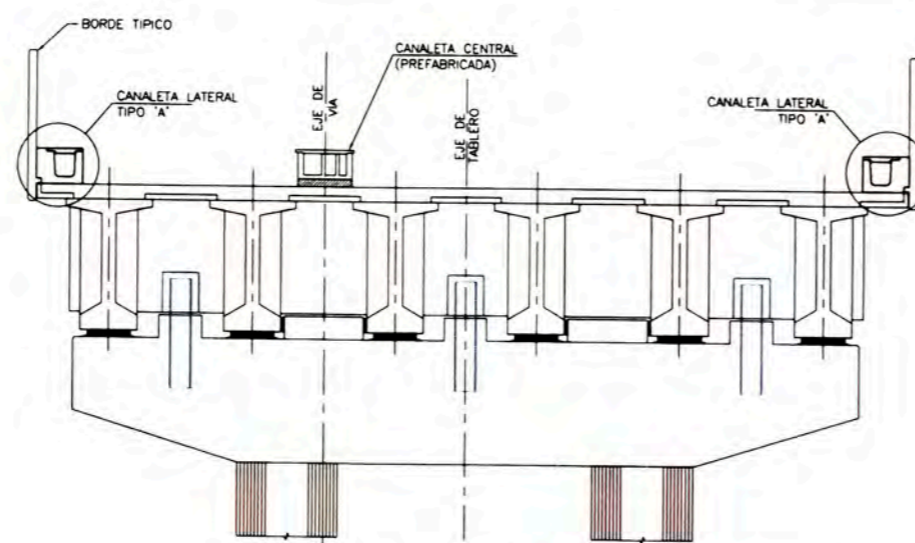
Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REVISAR	Cód. 3	

03	13-DIC-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	LMI	ARO	MCO	WVI
02	04-Dic-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	FCH	ARO	MCO	WVI
01	15-Dic-11	APROBADO PARA CONSTRUCCION	ACH	LOR	MCO	WVI
0A	18-Nov-11	EMITIDO PARA REVISION	ACH	LOR	MCO	WVI

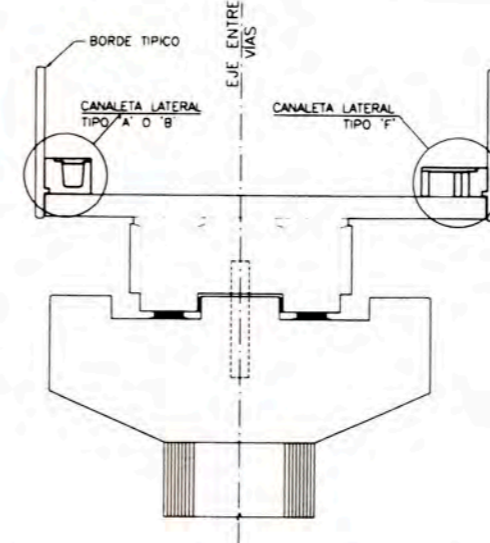
Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO
Linea: LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURBANCHEO
Código: C.T.E.L.C.T.E.G.E.N.E.S.T.D.W.G.H.3.4.0.5.0.3
Plano: CANALETA CENTRAL Y LATERAL - TIPO 1
Detalle: DETALLES



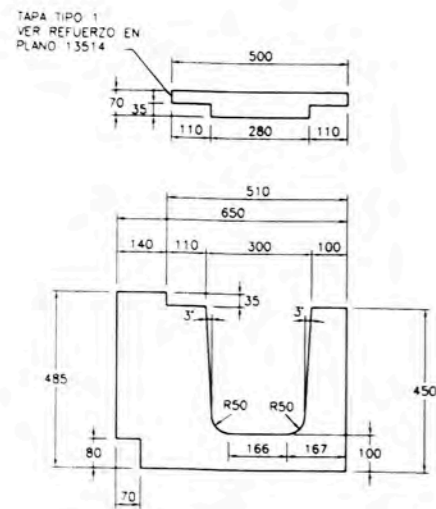
SECCION TRANSVERSAL TIPICA EN VIADUCTO
ESC 1:50



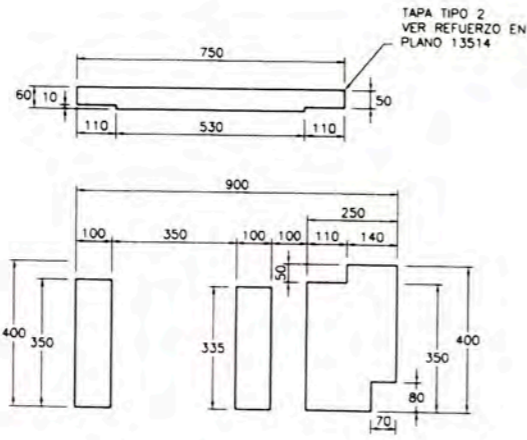
SECCION TRANSVERSAL TIPICA EN TERCERA VIA
ESC 1:50



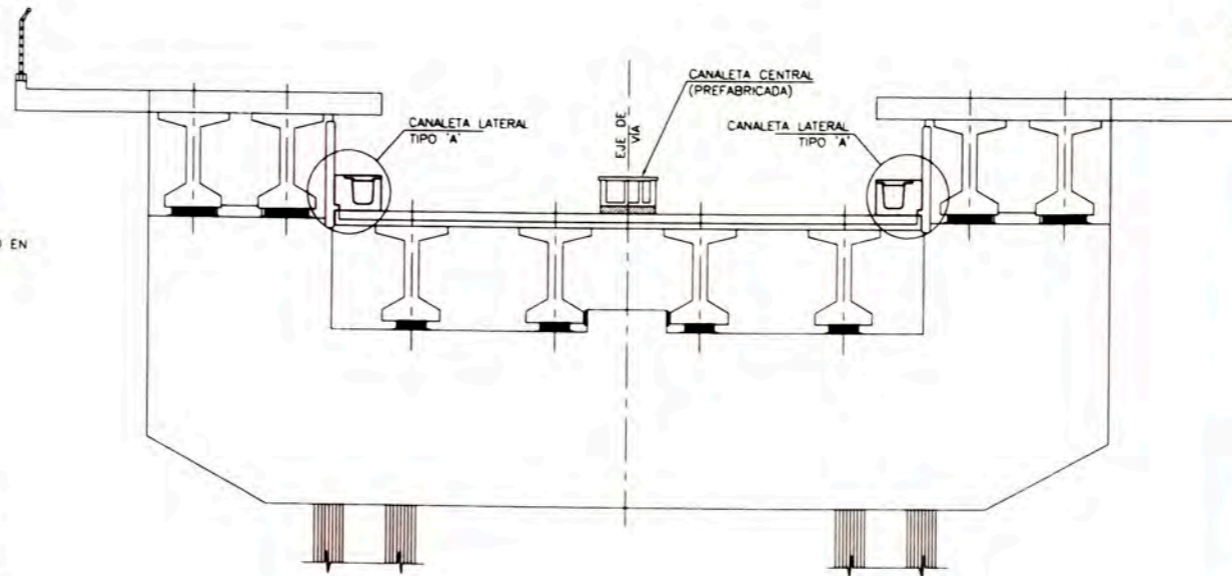
SECCION TRANSVERSAL TIPICA ENTRADA PATIO DE MANIOBRAS
ESC 1:50



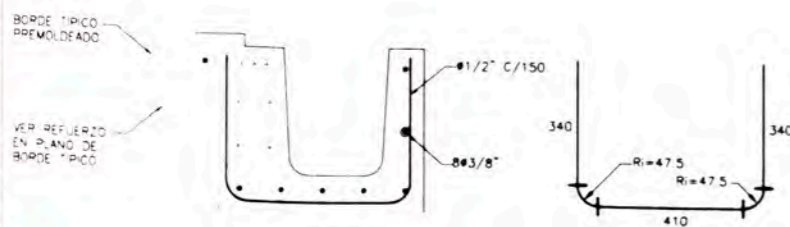
DETALLE CANALETA - TIPO 'A'
ESC 1:10



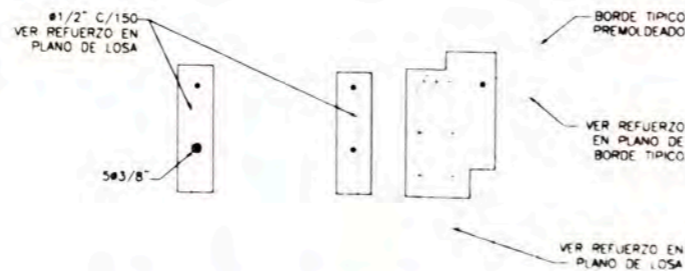
DETALLE CANALETA - TIPO 'F'
ESC 1:10



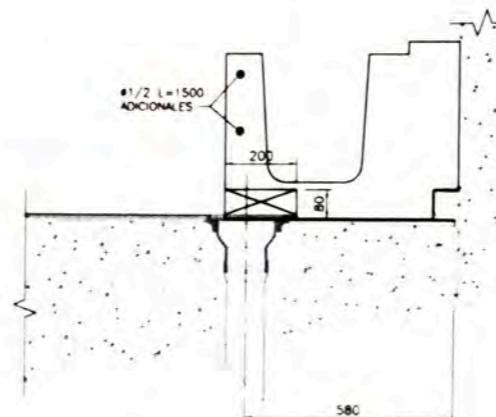
SECCION TRANSVERSAL EN ESTACION TIPICA
ESC 1:50



REFUERZO CANALETA - TIPO 'A'
ESC 1:10

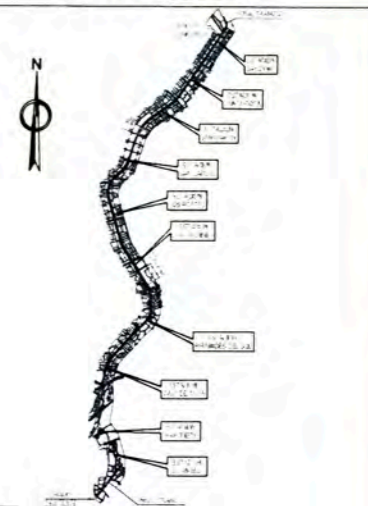


REFUERZO CANALETA - TIPO 'F'
ESC 1:10



DETALLE CANALETA - TIPO 'A' SOBRE EL DRENAJE EN PUENTE SEGMENTAL
ESC 1:10

PLANO LLAVE



LEYENDA

- Notas:
- 1 DIMENSIONES EN MILIMETROS SALVO INDICADO.
 - 2 CONCRETO f'c=21 Mpa EN CANALETA CENTRAL, CANALETAS LATERALES Y TAPAS
 - 3 RECUBRIMIENTO 2.5cm

- Referencias:
- 1 CTCL-TYL-GEN-EST-DWG-13514 CANALETA LATERAL - DETALLES

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cod. 1	Firma:
CONSEJO	APROBADO CON COMENTARIOS	Cod. 2	
REVISAR Y REDIBUJAR		Cod. 3	

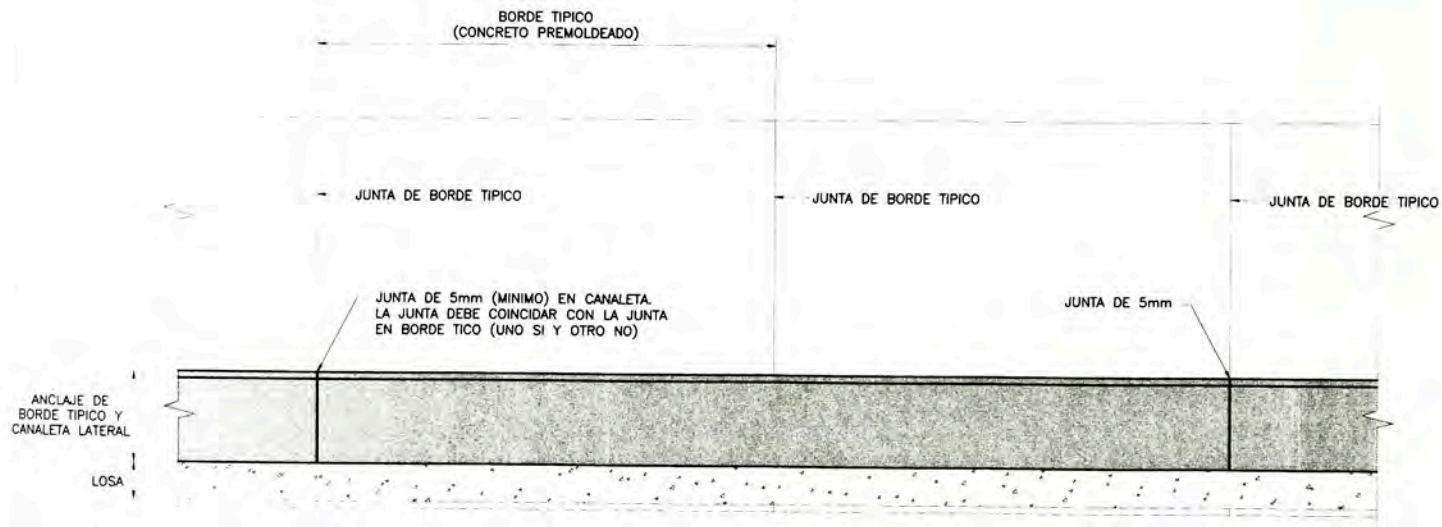
01-19-JUN-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	TYL	TYL	MCO	WVI
04-21-MAY-12	EMITIDO PARA REVISION	TYL	TYL	MCO	WVI
Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	PREP.	REV.	VERIF. APROB.

Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO

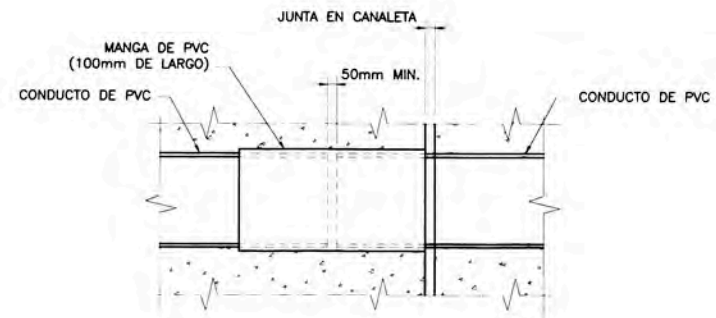
Código: CTCLTYLGENESTDWG1351001

Plano: CANALETAS LATERALES TIPO 'A' Y 'F' DETALLES

Escala: (A1) INDICADA

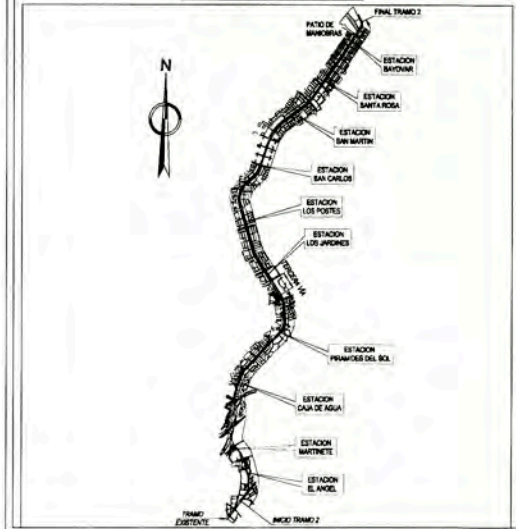


ELEVACION LATERAL DE CANALETA - DETALLE DE JUNTA
ESC: 1/20



DETALLE DE CONDUCTO EN JUNTA DE CANALETA
S/E

PLANO LLAVE



LEYENDA

- Notas:
1. DIMENSIONES EN MILIMETROS SALVO INDICADO.
 2. CONCRETO f'c=21 Mpa. EN CANALETA LATERAL, CENTRAL Y TAPAS.
 3. RECUBRIMIENTO 2.5cm.

- Referencias:
1. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13550 : ESTACION EL ANGEL UBICACION DE PASES PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 2. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13551 : ESTACION MARTINETE UBICACION DE PASES PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 3. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13552 : ESTACION CAJA DE AGUA UBICACION DE F1 INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 4. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13553 : ESTACION CAJA DE AGUA UBICACION DE F2 INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 5. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13554 : ESTACION PIRAMIDES DEL SOL UBICACION PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 6. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13555 : ESTACION LOS JARDINES UBICACION DE P INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 7. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13556 : ESTACION LOS JARDINES UBICACION DE P INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 8. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13557 : ESTACION LOS POSTES UBICACION DE PAS INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 9. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13558 : ESTACION SAN CARLOS UBICACION DE PAS INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 10. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13559 : ESTACION SAN MARTIN UBICACION DE PASES PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 11. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13560 : ESTACION SAN MARTIN UBICACION DE PASES PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 12. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13561 : ESTACION SANTA ROSA UBICACION DE PASES PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 13. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13562 : ESTACION BAYOVAR UBICACION DE PASES PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 14. CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13563 : ESTACION BAYOVAR UBICACION DE PASES PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REENVIAR	Cód. 3	

Rev.	Fecha DO-MMM-AA	Descripción de la revisión	PREP.	REV.	VERIF.	APROB.
02	01-AGO-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
01	04-JUL-12	APROBADO PARA CONSTRUCCIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI
0A	21-MAY-12	EMITIDO PARA REVISIÓN	TYL	TYL	MCO	WVI

Clients: **MTCA** (Ministerio de Transportes y Comunicaciones)

Contractors: **CONSORCIO TREN ELECTRICO** (Consorcio Tren Eléctrico)

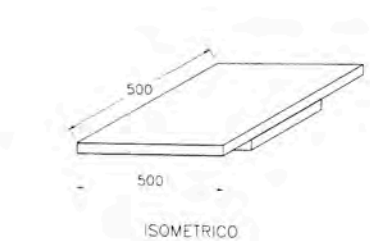
Projectists: **ODEBRECHT** and **TYLIN INTERNATIONAL** (engineers | planners | scientists)

Proyecto: **EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO**

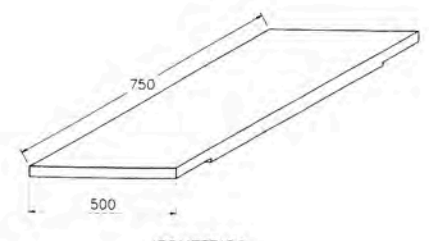
Código: **CTELTYLGENESTDWG1351402**

Plano: **CANALETAS CANALETA LATERAL DETALLES**

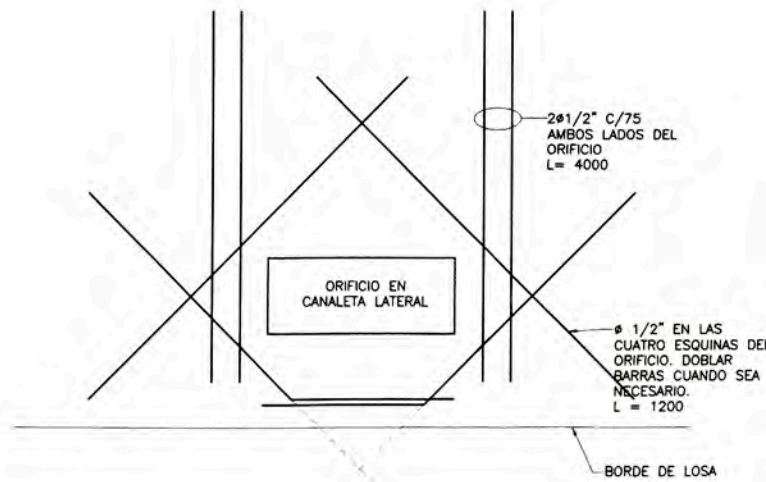
Escala: **(A1) INDICADA**



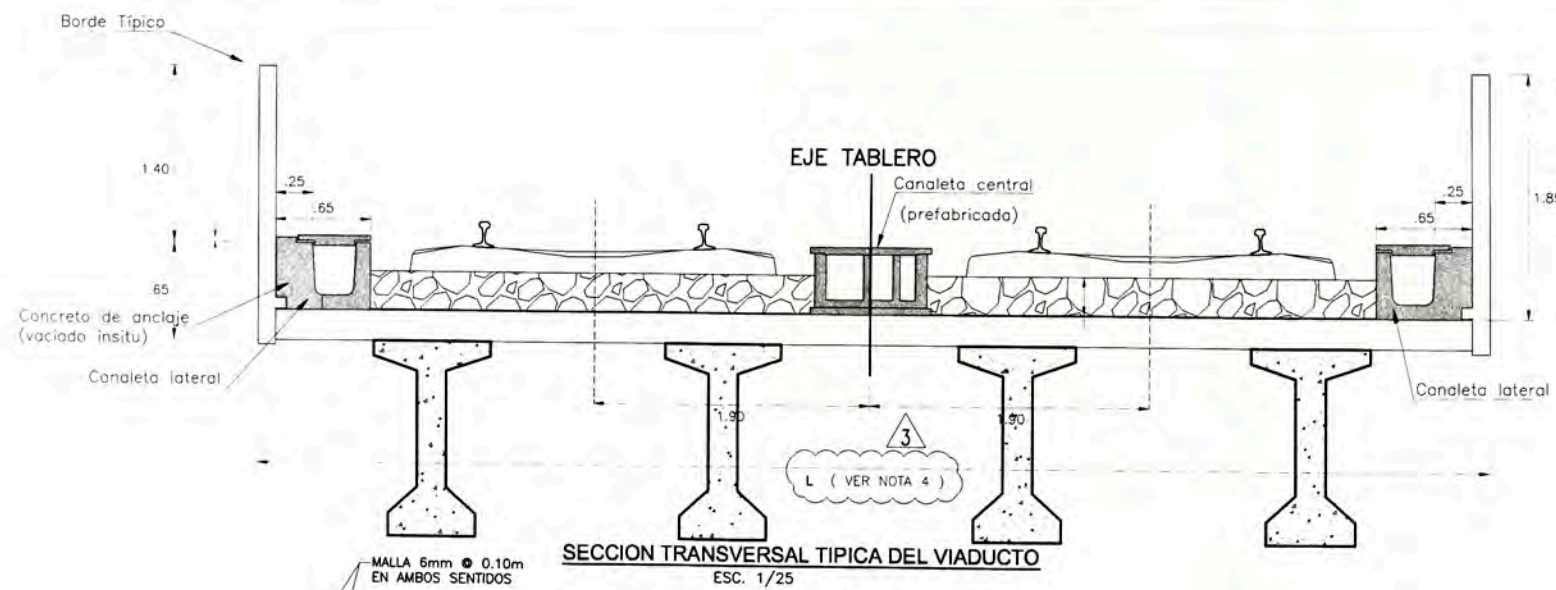
REFUERZO TAPA DE CANALETA LATERAL TIPO 1
ESC: 1:10



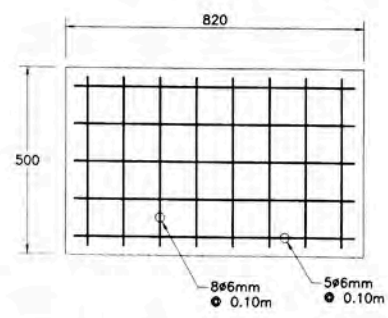
REFUERZO TAPA DE CANALETA LATERAL TIPO 2
ESC: 1:10



REFUERZO ADICIONAL EN ORIFICIOS DE CANALETA LATERAL
ESC: 1:10



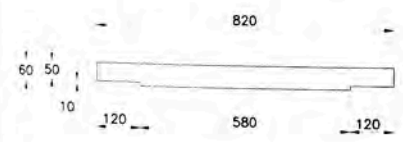
SECCION TRANSVERSAL TIPICA DEL VIADUCTO
ESC. 1/25



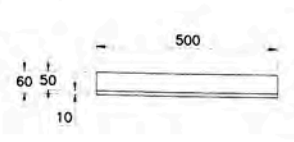
REFUERZO TAPA DE CANALETA CENTRAL TIPO 2
(PARA TRAMOS EN TANGENTE Y ESPIRALES)
ESC. 1:10



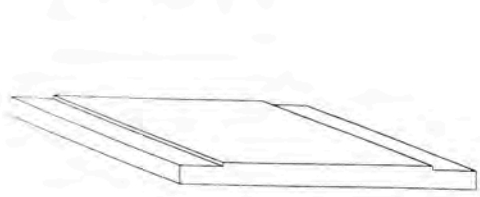
PLANTA DE TAPA DE CANALETA CENTRAL



SECCION FRONTAL DE TAPA DE CANALETA CENTRAL

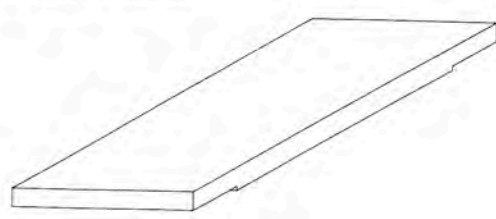


SECCION LONGITUDINAL DE TAPA DE CANALETA CENTRAL



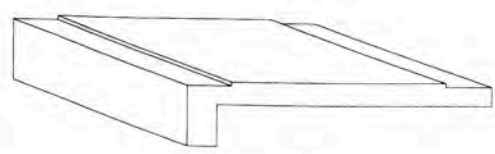
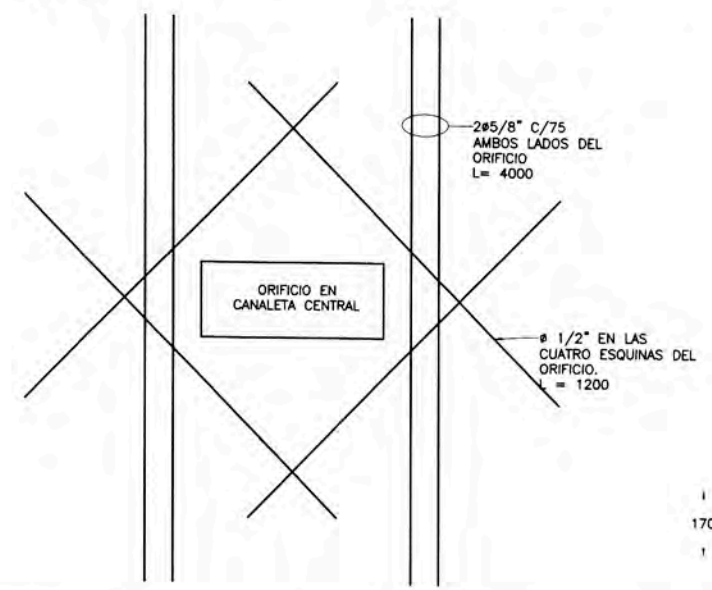
ISOMETRICO DE TAPA DE CANALETA CENTRAL VISTO DESDE LA PARTE INFERIOR

TAPA DE CANALETA CENTRAL TIPO 2 - GEOMETRIA
ESC. 1:10



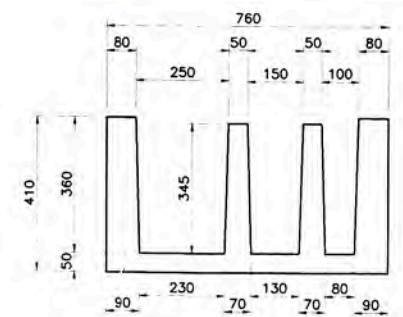
ISOMETRICO DE TAPA DE CANALETA CENTRAL VISTA LONGITUDINAL

REFUERZO ADICIONAL EN ORIFICIOS DE CANALETA CENTRAL
ESC. 1:10

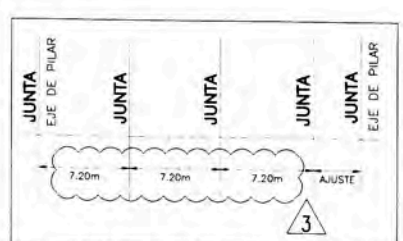


ISOMETRICO DE TAPA DE CANALETA CENTRAL VISTO DESDE LA PARTE INFERIOR

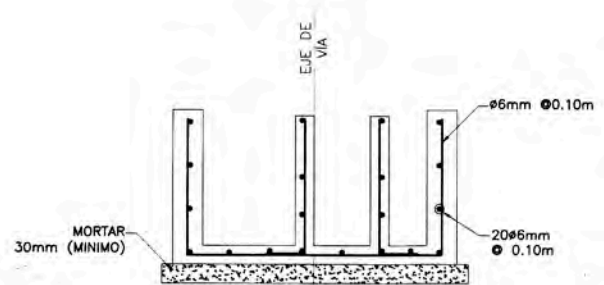
TAPA DE CANALETA CENTRAL TIPO 3 - GEOMETRIA
ESC. 1:10



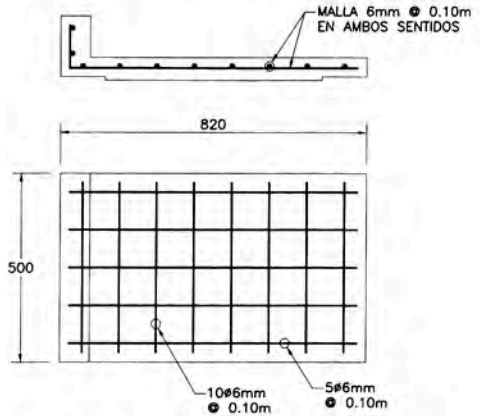
DETALLE CANALETA CENTRAL
ESC. 1:10



ESQUEMA DE UBICACION DE JUNTAS EN CANALETAS
(VER NOTA 9)
ESC. S/E



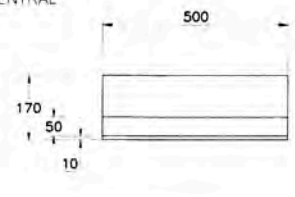
REFUERZO CANALETA CENTRAL
ESC. 1:10



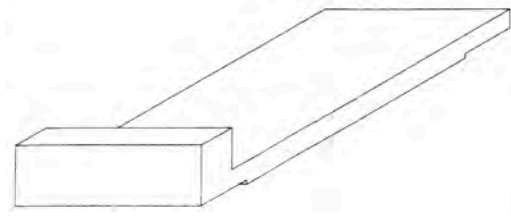
REFUERZO TAPA DE CANALETA CENTRAL TIPO 3
(PARA TRAMOS EN CURVA)
ESC. 1:10



SECCION FRONTAL DE TAPA DE CANALETA CENTRAL

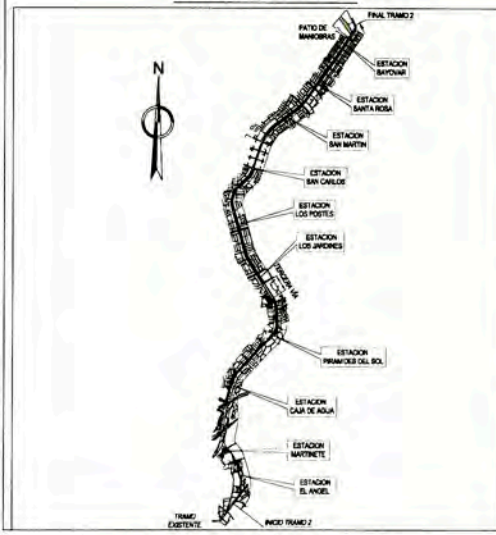


SECCION LONGITUDINAL DE TAPA DE CANALETA CENTRAL



ISOMETRICO DE TAPA DE CANALETA CENTRAL VISTA LONGITUDINAL

PLANO LLAVE



LEYENDA

- Notas:
- DIMENSIONES EN MILIMETROS SALVO INDICADO.
 - CONCRETO f'c=21 Mpa. EN CANALETA LATERAL, CENTRAL Y TAPAS.
 - RECUBRIMIENTO 2.5cm.
 - VER ANCHO DE TABLEROS EN PLANOS DWG 30216 A 30221 Y 30255 A 30260.
 - EL PLANO ES APLICABLE PARA LA CONSTRUCCION DE CANALETAS CENTRALES EN INSITU Y PREFABRICADAS.

- Referencias:
- CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13550 : ESTACION EL ANGEL UBICACION DE PASES INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13551 : ESTACION MARTINETE UBICACION DE PASES INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13552 : ESTACION CAJA DE AGUA UBICACION DE INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13553 : ESTACION CAJA DE AGUA UBICACION DE INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13554 : ESTACION PIRAMIDES DEL SOL UBICACION PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13555 : ESTACION LOS JARDINES UBICACION DE INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13556 : ESTACION LOS JARDINES UBICACION DE F INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13557 : ESTACION LOS POSTES UBICACION DE PASES INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13558 : ESTACION SAN CARLOS UBICACION DE PASES INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13559 : ESTACION SAN MARTIN UBICACION DE PASES P INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13560 : ESTACION SAN MARTIN UBICACION DE PASES PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13561 : ESTACION SANTA ROSA UBICACION DE PASES PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13562 : ESTACION BAYOWAR UBICACION DE PASES PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA
 - CTEL-TYL-GEN-EST-DWG-13563 : ESTACION BAYOWAR UBICACION DE PASES PARA INTEGRACION ENTRE VADUCTO Y AREA TECNICA

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REEVALUAR	Cód. 3	

Rev.	Fecha	Descripcion de la revision	PREP.	REV.	VERIF.	APROB.
03/04-ENE-13		APROBADO PARA CONSTRUCCION	TYL	TYL	MCO	WVI
02/01-AGO-12		APROBADO PARA CONSTRUCCION	TYL	TYL	MCO	WVI
01/04-JUL-12		APROBADO PARA CONSTRUCCION	TYL	TYL	MCO	WVI
0A/21-MAY-12		EMITIDO PARA REVISION	TYL	TYL	MCO	WVI

Clients: **MTC** (Ministerio de Transportes y Comunicaciones)

Contractor: **CONSORCIO TREN ELECTRICO**

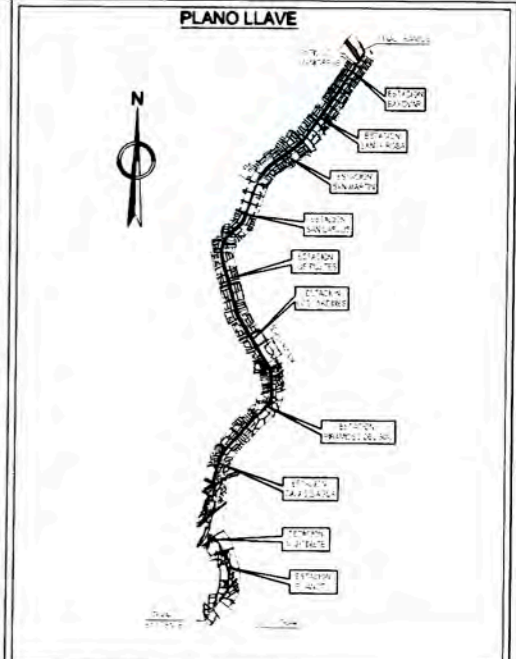
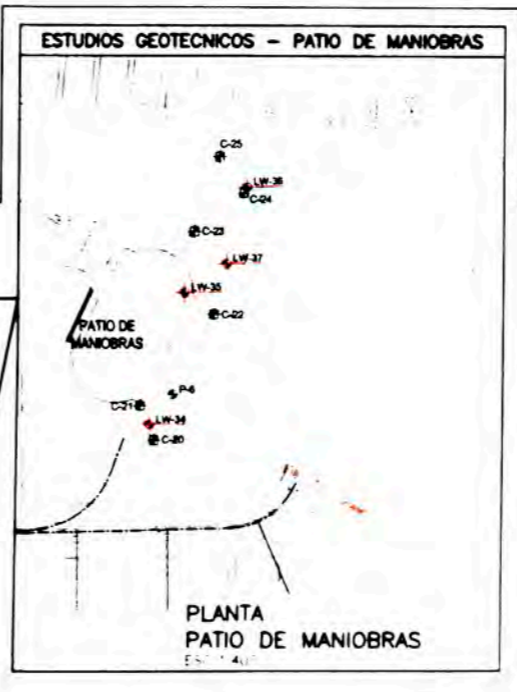
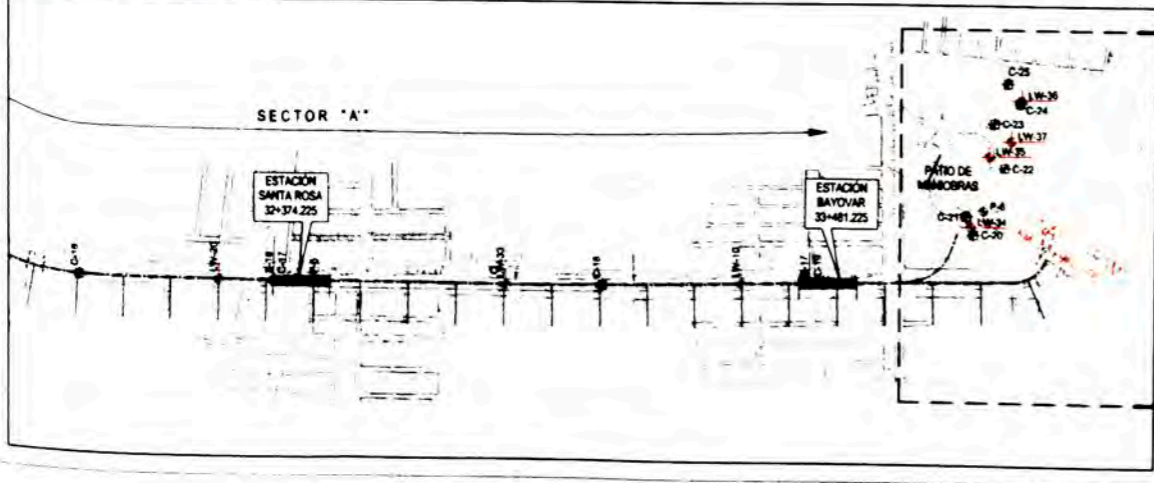
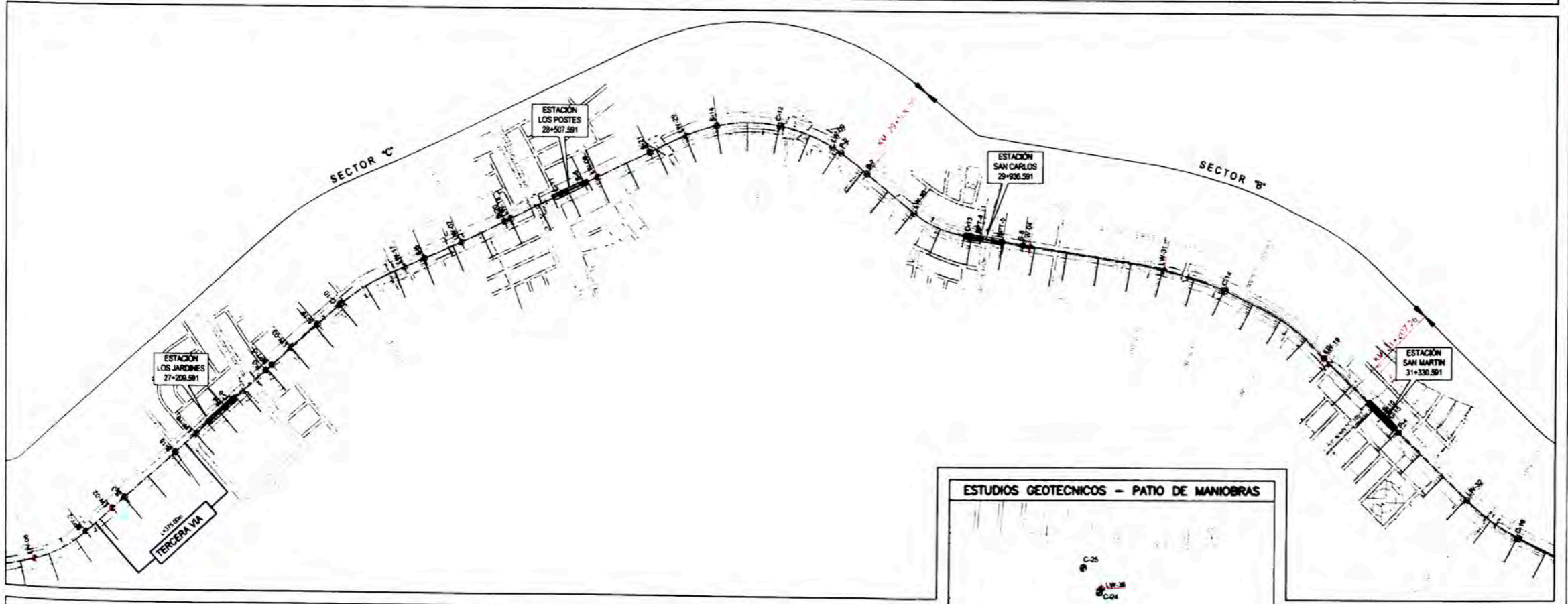
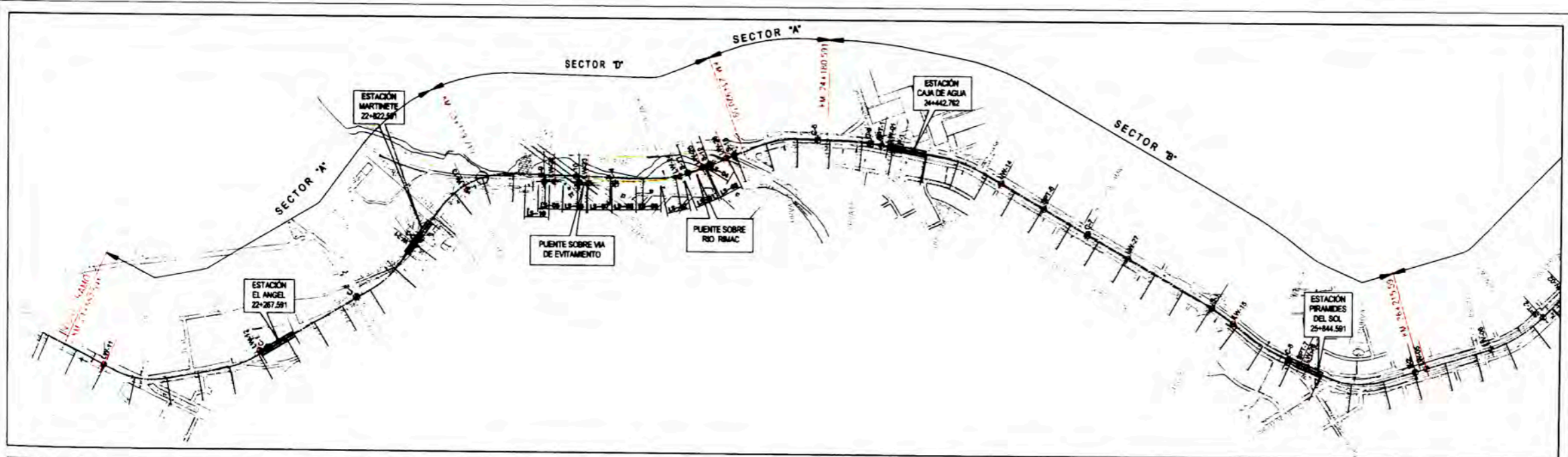
Projector: **ODEBRECHT** and **TYLIN INTERNATIONAL** (engineers/planners/scientists)

Proyecto: **EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO**

Código: **CTELTYLGENESTDWG1351503**

Plano: **CANALETAS CANALETA CENTRAL DETALLES**

Escala: **(A1) INDICADA**



LEYENDA

- ⊕ Sondajes Diamantinos: S-1 HASTA S-17
- ⊕ Sondajes SPT: SPT-1 HASTA SPT-7
- ⊕ Ensayos de Placa: P-1 HASTA P-6
- ⊕ MASW: LW-1 HASTA LW-37
- ⊕ Calicotes
- ⊕ Ensayos de Refracción Sísmica (ONDAS P)
- Estaciones

Notas:

Referencias:

Supervisión:	APROBADO SIN COMENTARIOS	Cód. 1	Firma:
	APROBADO CON COMENTARIOS	Cód. 2	
	REVISAR Y REBIMAR	Cód. 3	

Rev.	Fecha	Descripción de la revisión	PREP.	REV.	VERIF.	APROB.
0,5	20-Ago-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	ACH	JOJ	MCO	WVI
0,2	20-Mar-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	AEN	JOJ	MCO	WVI
0,1	03-Ene-12	APROBADO PARA CONSTRUCCION	ACH	CTE	MCO	WVI
0H	06-Dic-11	EMITIDO PARA REVISION	ACH	CTE	MCO	WVI
0A	24-Ago-11	EMITIDO PARA REVISION	CTE	CTE	MCO	WVI

Proyecto: EJECUCION DE LAS OBRAS CIVILES Y ELECTROMECANICAS DEL SISTEMA ELECTRICO DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA Y CALLAO
LINEA 1, TRAMO 2, AV. GRAU - SAN JUAN DE LURIGANCHO
Código: C.T.E.L.C.T.E.G.E.N.M.S.U.D.W.G.1.3.1.2.0.0.3
Plano: PLANO DE INVESTIGACIONES GEOTECNICAS
 Escala: 1/7500

ANEXO C

ANEXO C1:

**MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
VIADUCTO ELEVADO – TRAMO U - MÓDULO
MU8**

INDICE

1.0 INTRODUCCION

2.0 DESCRIPCIÓN

3.0 MATERIALES

4.0 CARGAS

5.0 COMBINACIONES DE CARGA

6.0 ANALISIS ESTRUCTURAL

7.0 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

7.1 Esfuerzos Admisibles en elementos de concreto pre-esforzado

7.2 Criterios de diseño al corte

7.3 Análisis transversal

7.3.1 Modelo de análisis transversal

7.3.2 Determinación de armadura de refuerzo en losa

7.4 Diafragmas sobre pilares U34 y U35

8.0 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

9.0 DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE APOYO.

**MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
VIADUCTO ELEVADO TREN ELECTRICO – MODULO U8 (MU8)**

1. Introducción:

La presente memoria de cálculo resume los cálculos estructurales desarrollados durante el diseño estructural del Modulo U8 (MU8) de Viaducto Elevado del Tren Eléctrico (Tramo 2).

2. Descripción

La estructuras consiste de un viaducto elevado aperticado de concreto post-tensado con las siguientes características:

Luces	25.30 m + 42m + 25.30m = 92.60m
Número de Vías	2
Ancho del Tablero	8.36m (8.60m Total)
Tipo de Estructura	Pórtico de Concreto Post-Tensado
Pilares	De concreto armado, tipo Mono-Columna con cimentación directa
Tablero	Tipo Cajón mono-celda, Peralte Variable H=3.60m (Max) – 2.00m (Min)

3. Materiales

Acero de Refuerzo : ASTM A 615 Grado 60, $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 ASTM A 706 Grado 60, $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 (Refuerzo Vertical y Estribos circulares en columnas)

Concreto:

- Solado : $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$
 - Zapatas : $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - Columnas : $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - Tablero : $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ ($f_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2$)
 - Soldadura : AWS E7018

4. Especificaciones Técnicas de Diseño

Se han utilizado las siguientes especificaciones:

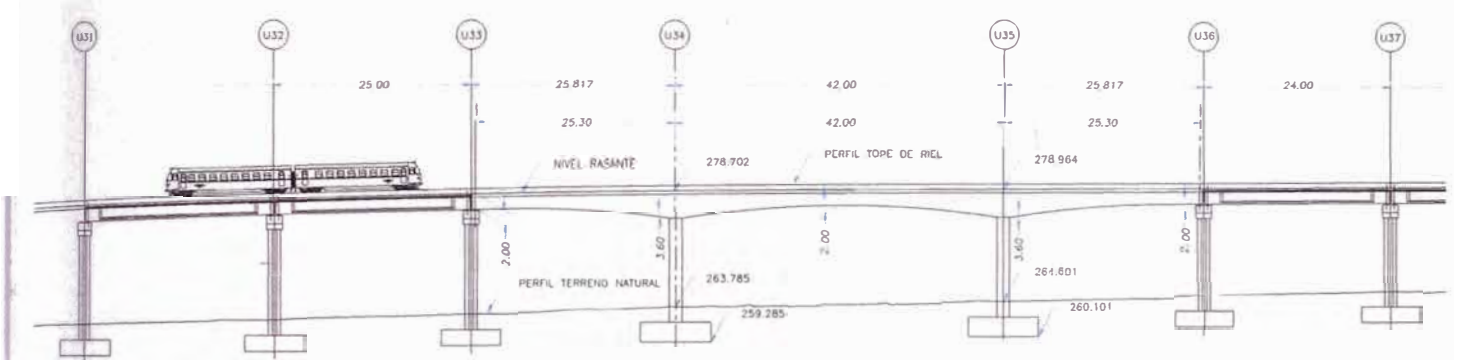
- Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD
- Manual de Diseño de Puentes MTC

ANSI/AASHTO/AWS D1.5 Bridge Welding Code

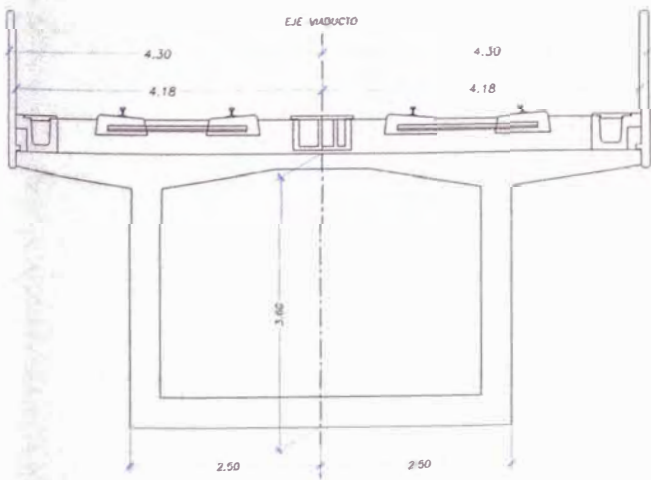
4. CARGAS

4.1 Cargas de Peso Propio (DC)

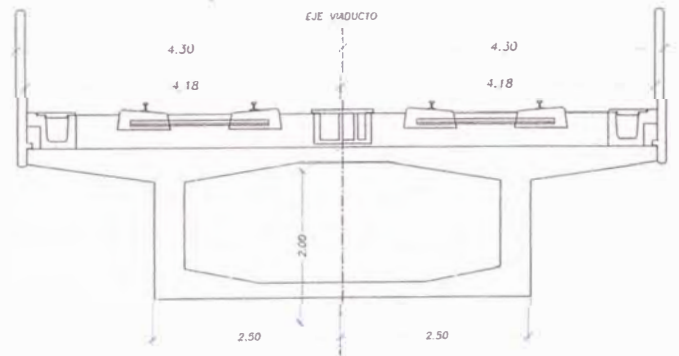
Para el cálculo de las demandas por peso propio de los elementos de concreto se utilizó un peso unitario $\gamma_c = 2.50 \text{ ton/m}^3$.



Viaducto Elevado Tren Eléctrico - Vista General del Módulo MU8



Sección Transversal adyacente a Pilares



Sección Transversal en el Centro de Tramo Central

Secciones Transversales Típicas del Viaducto

4.2 Cargas Muertas (DW)

Las cargas muertas a considerarse serán las establecidas en los Criterios de Diseño del proyecto:

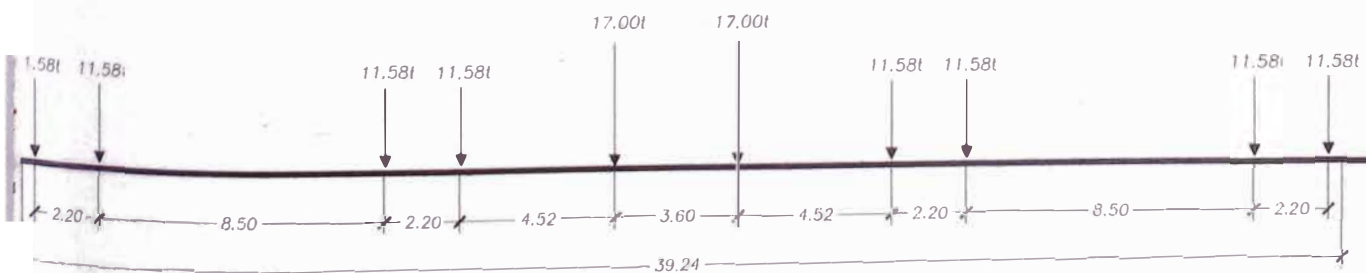
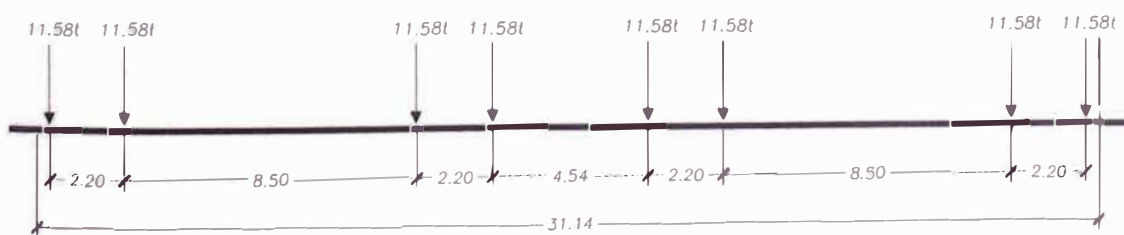
Cargas	Valor	Unidades
Canaleta Central	4.79	kN/m
Canaleta Lateral	10.88	kN/m
Borde Típico	10.44	kN/m
Balasto en Recta	59.83	kN/m
Rieles	5.88	kN/m
Sellado	1.75	kN/m
Utilidad	4.21	kN/m

4.3 Cargas Vivas (LL+IM)

Las cargas vivas empleadas en el dimensionamiento son conformes a los lineamientos de las Bases de Licitación y corresponden a las cargas correspondientes para un tren de dos coches cargados y para un tren de dos coches más la locomotora de maniobra.

- Carga Máxima por Eje de Coche Cargado : 11.58 ton
- Carga Máxima por Eje de Locomotora de Maniobra : 17.00 ton

Las figuras adjuntas 2 muestran de forma esquemática la distribución



4.4 Cargas de Sismo

Para la determinación de las demandas por sismo se siguieron los lineamiento de las "Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design – AASHTO 2010", en la cual se incorporan los nuevos criterios de diseño sísmico por capacidad ("Displacement Capacity Design").

El cálculo de las demandas sísmicas en la sub-estructura se determinó en base a análisis inelásticos del tipo Push-Over para determinar la capacidad al desplazamiento y la capacidad de ductilidad de los elementos.

5.0 COMBINACIONES DE CARGA

Para la evaluación estructural del anteproyecto se emplearon las combinaciones de carga establecidas en AASHTO LRFD. Se evaluaron los estados límites de SERVICIO, RESISTENCIA y EVENTO EXTREMO.

- **ESTADO LIMITE DE SERVICIO**

Las combinaciones SERVICE I y SERVICE III fueron empleadas para determinar los máximos esfuerzos de tensión y compresión en los elementos de concreto pre-esforzado respectivamente.

- **ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA**

Para la evaluación del estado límite de resistencia para el anteproyecto se utilizó fundamentalmente la combinación de cargas STRENGTH I.

- **ESTADO LIMITE DE EVENTO EXTREMO**

La combinación EXTREME EVENT I fue empleada para determinar las demandas en la estructura bajo excitación sísmica. Las demandas por sismo en la estructura fueron aplicadas de acuerdo a lo indicado en la sección 3.10 de AASHTO LRFD.

Tabla 1. Factores de Combinación de Carga según AASHTO LRFD

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
STRENGTH I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
EXTREME EVENT I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—

Tabla 2. Factores de Carga Permanente γ_p

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag	Load Factor	
	Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments	1.25	0.90
DC: Strength IV only	1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4
	Piles, λ Method	1.05
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25
DW: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure	Active	0.90
	At-Rest	1.35
	AEP for anchored walls	1.35
		N/A
EL: Locked-in Erection Stresses	1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure	Overall Stability	1.00
	Retaining Walls and Abutments	1.35
	Rigid Buried Structure	1.30
	Rigid Frames	1.35
	Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts	1.95
	Flexible Metal Box Culverts	1.50
		0.90
ES: Earth Surcharge	1.50	0.75

6.0 ANALISIS ESTRUCTURAL

Para el cálculo de las demandas actuantes en la estructura se desarrollaron modelos de análisis por computadora utilizando los programas CSiBRIDGE y SAP2000.

Las figuras 1 y 2 presentan los modelos de cálculo utilizados para el análisis global y local de la superestructura.

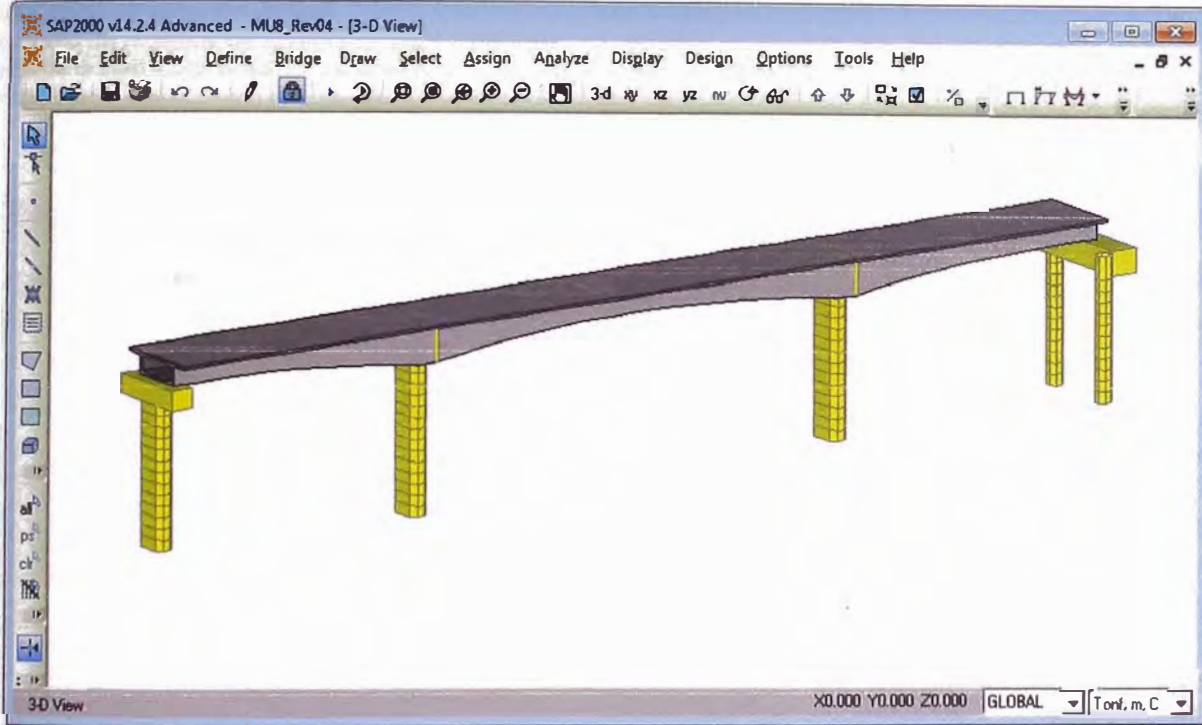


Figura 1. Modelo de Análisis Global (Elementos tipo barra – “Frame”)

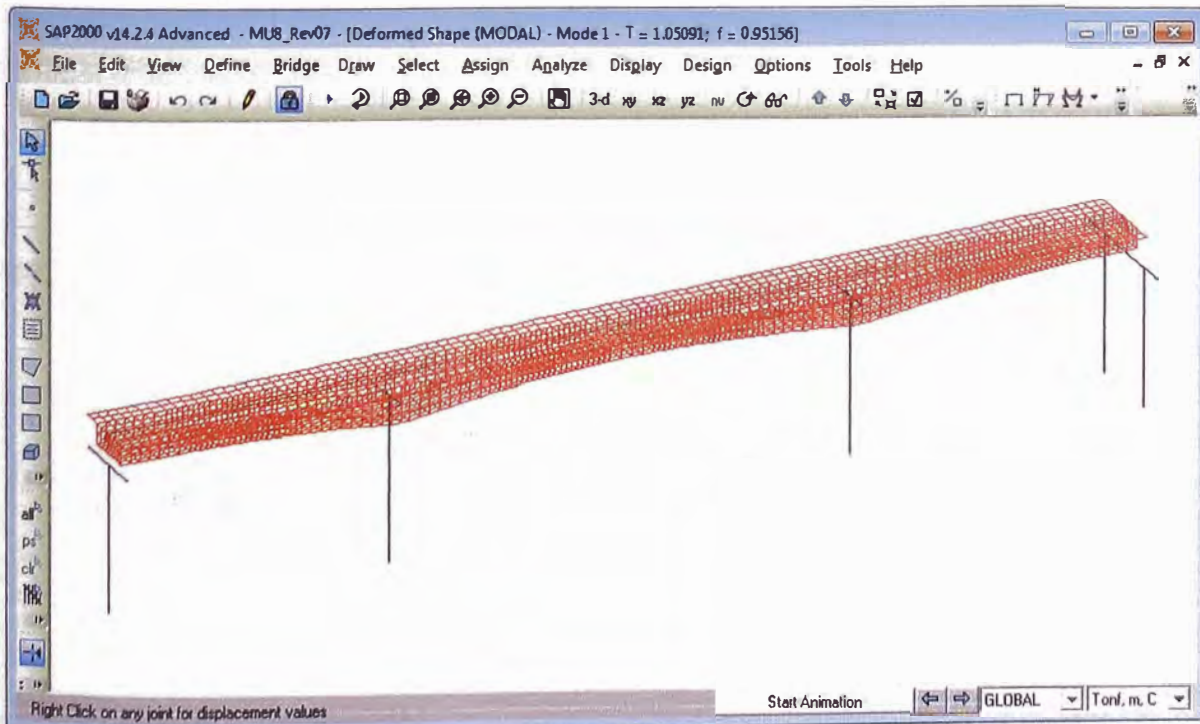


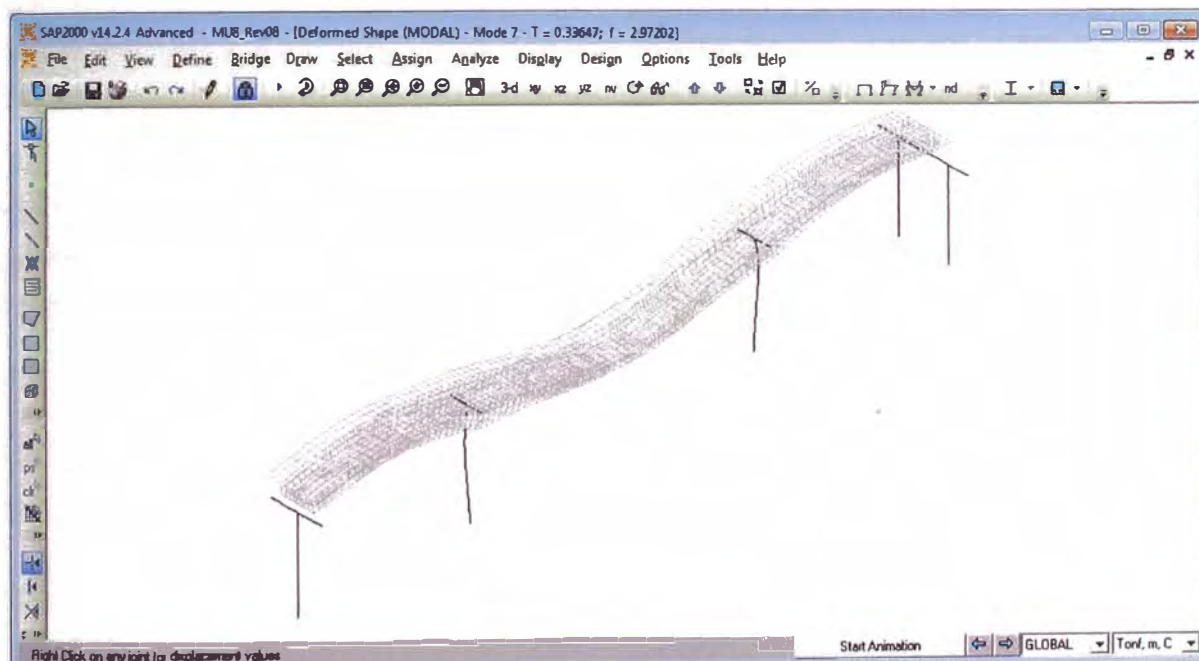
Figura 2. Modelo de Análisis Local (Elementos Finitos “Shell”)

Criterios de Control de Vibraciones para el Dimensionamiento de la Super-Estructura

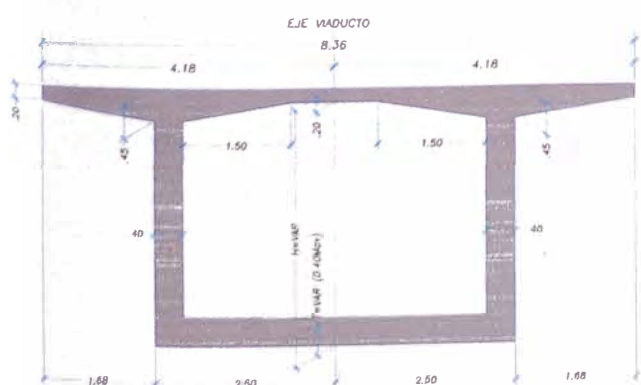
Uno de los criterios que controlan el dimensionamiento de la super-estructura del módulo MU8 es el criterio de control de vibraciones. Dicho criterio establece la primera frecuencia de vibración vertical de la super-estructura del puente debe encontrarse en el rango $f > 3.00\text{Hz}$.

Calculos preliminares determinaron que para la luz central de 42m, el empleo de una sección de peralte constante si bien proporcionaba una rigidez importante, también incrementaba considerablemente el peso del tablero reduciendo la frecuencia de vibración vertical.

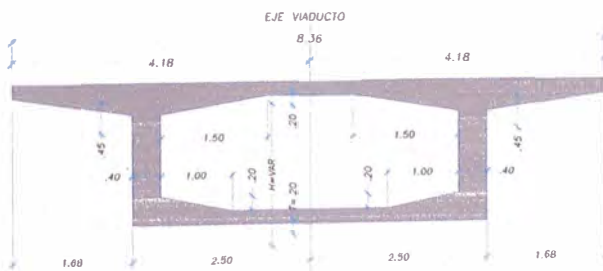
Por medio de modelos de análisis se pudo establecer las ventajas de emplear una sección de peralte variable por medio de la cual fue posible optimizar el peso y rigidez de la estructura de forma de satisfacer el criterio de control de vibraciones.



Primera Forma de Vibración Vertical del Tablero – $f = 2.97\text{ Hz} \sim 3.00\text{ Hz}$



Sección Transversal Típica sobre Pilares



Sección Transversal Típica en el Centro de Luz

Secciones Transversales Típicas del Tablero

7.00 CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Para la determinación de los esfuerzos admisibles en la estructuras y para el cálculo de la capacidad de los elementos se emplearon los criterios establecidos en el Especificación de Diseño de Puentes de AASHTO-LRFD.

7.1 ESFUERZOS ADMISIBLES EN ELEMENTOS DE CONCRETO PRE-ESFORZADO

Los esfuerzos admisibles en los miembros de concreto pre-esforzado fueron determinado de acuerdo a lo indicado en el capítulo 5 de la especificación de diseño de puentes AASHTO LRFD. La especificación establece límites de esfuerzo para el acero de pre-esfuerzo y para el concreto durante la etapa de construcción y durante la operación de la estructura.

7.1.1 Límites de Esfuerzo para Tendones de Pre-esforzado

Los siguientes límites de esfuerzo de tensión en torones de baja relajación fueron empleados para la elaboración del presente anteproyecto:

Condición	Tipo de Tendón
	Torones de baja relajación
Pre-Tensado	
Inmediatamente antes de transferencia (fpbt)	0.75 fpu
Para el estado límite de servicio luego de ocurridas todas las pérdidas (fpe)	0.80 fpy
Post-Tensado	
Antes del asentamiento de cuñas (corta duración) – fpbt	0.90 fpy
En los anclajes inmediatamente después del asentamiento de cuñas	0.70 fpu
Fuera de la zona de anclajes inmediatamente después del asiento de cuñas	0.74 fpu
En el estado límite de servicio luego de ocurridas las pérdidas (fpe)	0.80 fpy

1.2 Límites de Esfuerzo en el Concreto

7.1.2.a Esfuerzos permisibles antes de ocurridas las pérdidas

- Compresión: Para esfuerzos temporales antes de las pérdidas = $0.60 f_{ci}$
- Tensión: De acuerdo a la tabla adjunta

Límites para esfuerzos de tensión temporales en concreto pre-esforzado antes de pérdidas

Ubicación	Límite de Esfuerzo de Tensión en Concreto
En zonas pre-comprimidas sin armadura de refuerzo.	N/A
Fuera de las zonas pre-comprimidas, sin armadura de refuerzo	$0.25 \sqrt{f_{ci}} \leq 1.38 \text{ MPa}$
En zonas con acero de refuerzo (armadura pasiva o acero de pretensión) suficiente para resistir una fuerza de tensión en el concreto asumiendo una sección no-agrietada, donde el acero de refuerzo esta proporcionado usando un esfuerzo de $0.50f_y$ pero no mayor a 210MPa	$0.63 \sqrt{f_{ci}}$

7.1.2.b Esfuerzos permisibles en el estado límite servicio luego de ocurridas las pérdidas

• **Esfuerzos de compresión**

Los esfuerzos de compresión deben ser investigados usando la combinación I del estado límite de servicio, de acuerdo a la tabla siguiente:

Ubicación	Límite de Esfuerzo
Esfuerzos de compresión debido a la acción de pre-esfuerzo efectivo y cargas permanentes.	$0.45 f_c \text{ (MPa)}$
Esfuerzos de compresión debido a la carga viva combinado con los esfuerzos por carga permanente y pre-esfuerzo efectivo	$0.40 f_c \text{ (MPa)}$
Esfuerzos de compresión debido a pre-esfuerzo efectivo, cargas permanentes y transitorias durante el transporte y montaje.	$0.60 F_w f_c \text{ (MPa)}$

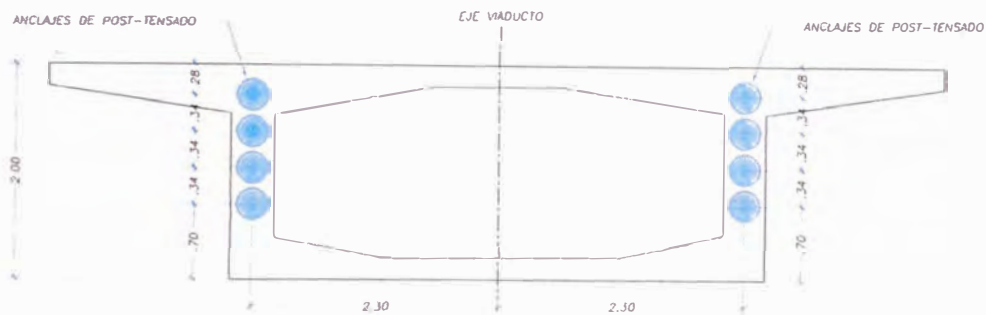
• **Esfuerzos de Tensión**

Los esfuerzos de tensión deben ser investigados empleando la Combinación de Cargas en Servicio III, de acuerdo a la siguiente tabla

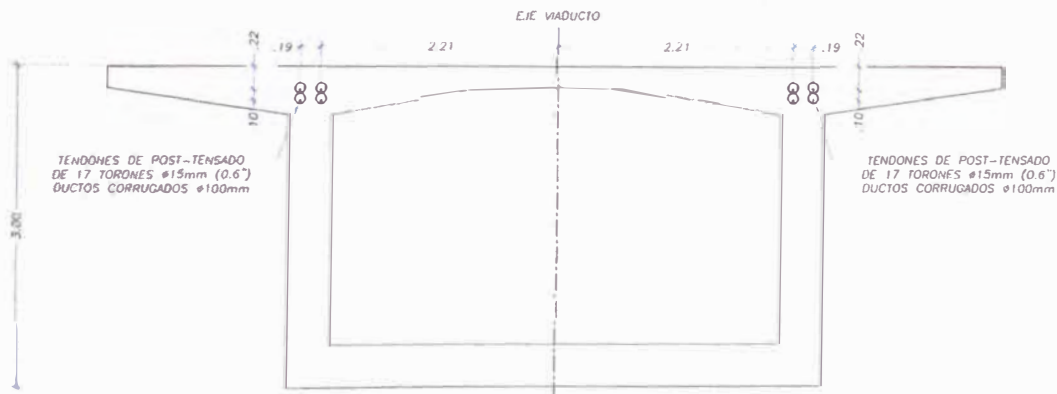
Ubicación	Limite de Esfuerzo
<p>Tensión en zonas pre-comprimidas asumiendo secciones no-agrietadas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Para componentes con tendones de pre-esfuerzo ó armadura de refuerzo adherido sujeto a condiciones de corrosión moderadas. • Para componentes con tendones de pre-esfuerzo ó armadura de refuerzo adherido sujeto a condiciones de corrosión severas. <p>Para componentes con tendones de pre-esfuerzo no adheridos</p>	<p>0.50 $\sqrt{f_c}$ (MPa)</p> <p>0.25 $\sqrt{f_c}$ (MPa)</p> <p>No se permite tensión</p>

POST-TENSADO DE VIGAS CAJÓN

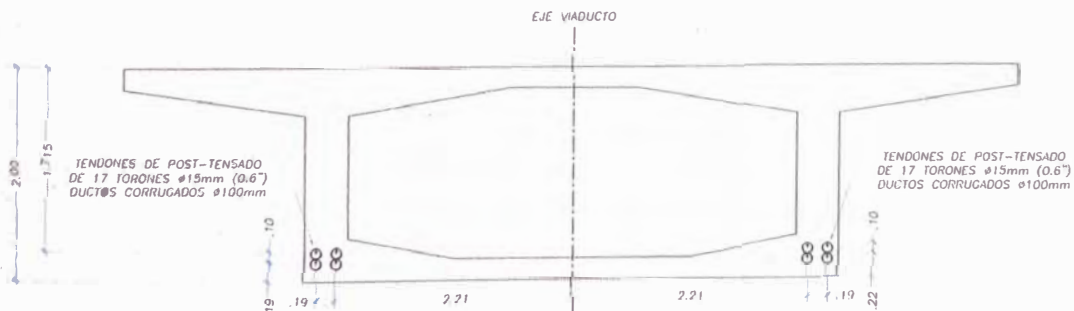
El post-tensado de las vigas cajón consiste de tendones de 17 torones de 15mm (0.6") de acero de post-tensado ASTM A416 de 270ksi (1860MPa) de resistencia última. La figura adjunta muestra la distribución de los tendones en la zona de los anclajes y en las zonas de máximos momentos negativos y positivos sobre los pilares y en el centro del tramo central. Los modelos de análisis consideraron explícitamente la geometría de los tendones para el cálculo de las pérdidas por fricción. Los siguientes coeficientes fueron considerados en el cálculo de pérdidas por fricción: $\mu = .25 / \text{rad}$ $k = .00066 / \text{m}$, asiento de cuñas 6mm. Las pérdidas a largo plazo se estimaron en 20ksi de acuerdo a las recomendaciones del Departamento de Transportes de California para super-estructuras post-tensadas con vigas cajón vaceadas in situ.



Distribución de Anclajes de Post-Tensado en Extremos del Módulo



Distribución de Tendones de Post-Tensado sobre Pilares U34, U35



Distribución de Tendones de Post-Tensado en el Centro del Tramo U34-U35

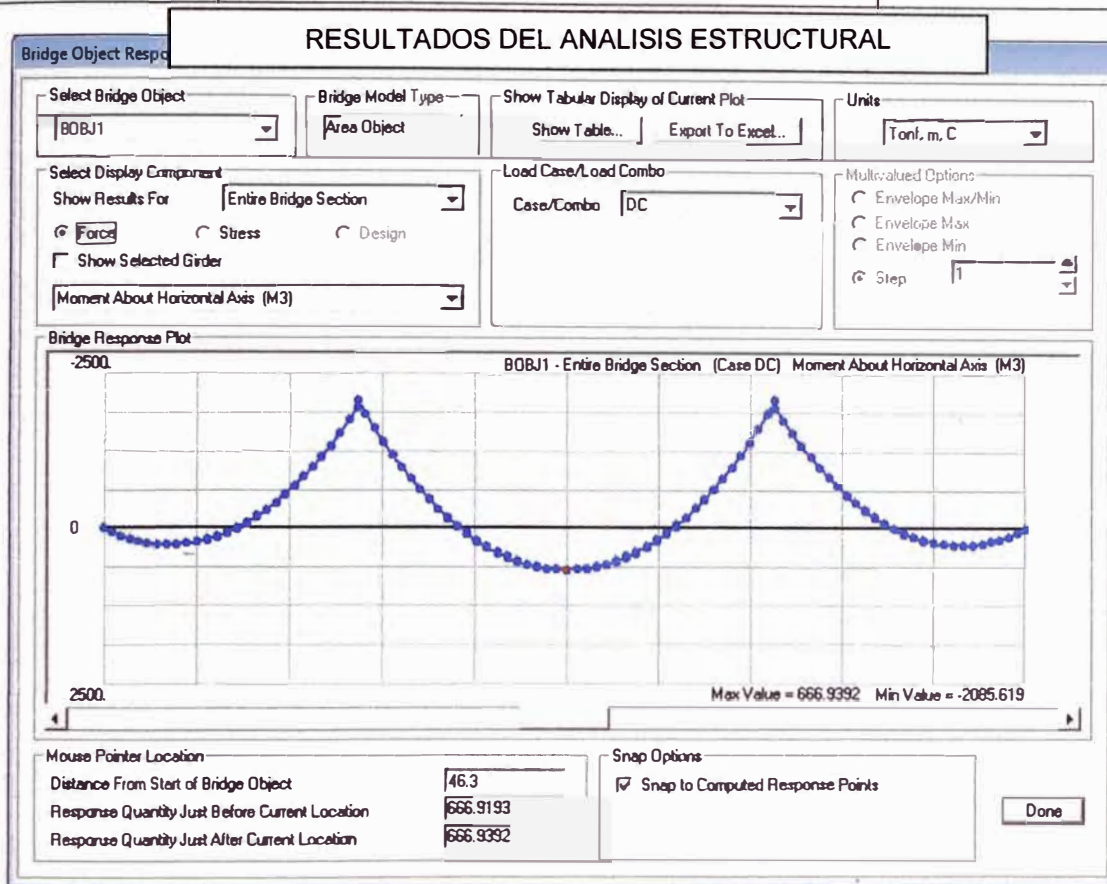


Figura 3. Diagrama de Momentos Flectores por Peso Propio (DC)

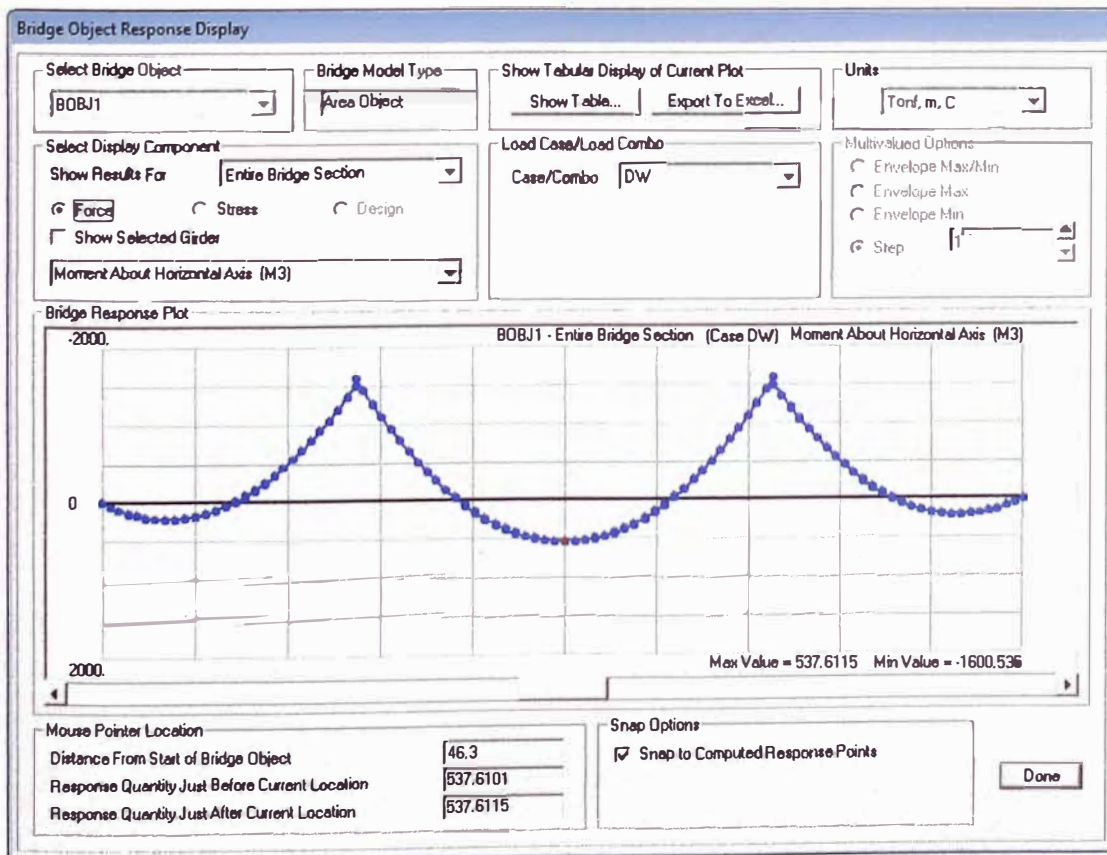


Figura 4. Diagrama de Momentos Flectores por Carga Muerta (DW)

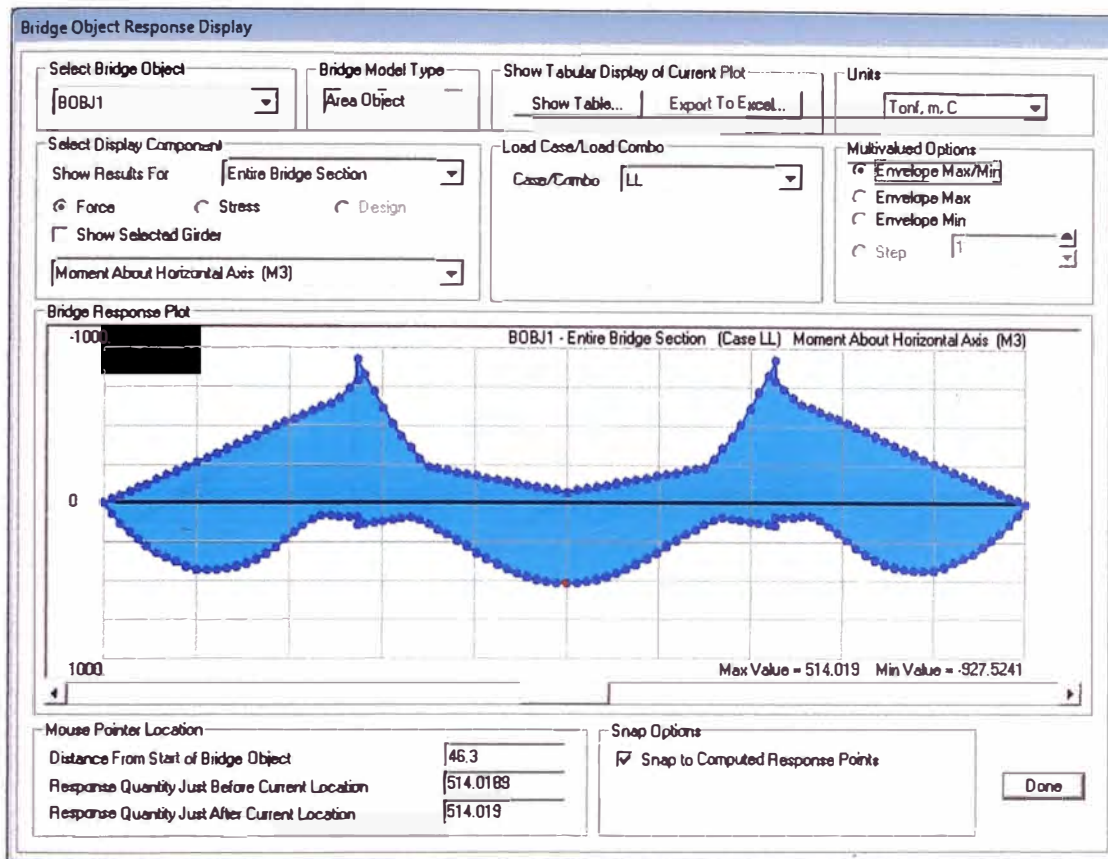


Figura 5. Envolvente de Momentos Flectores por Carga Viva (LL+IM)

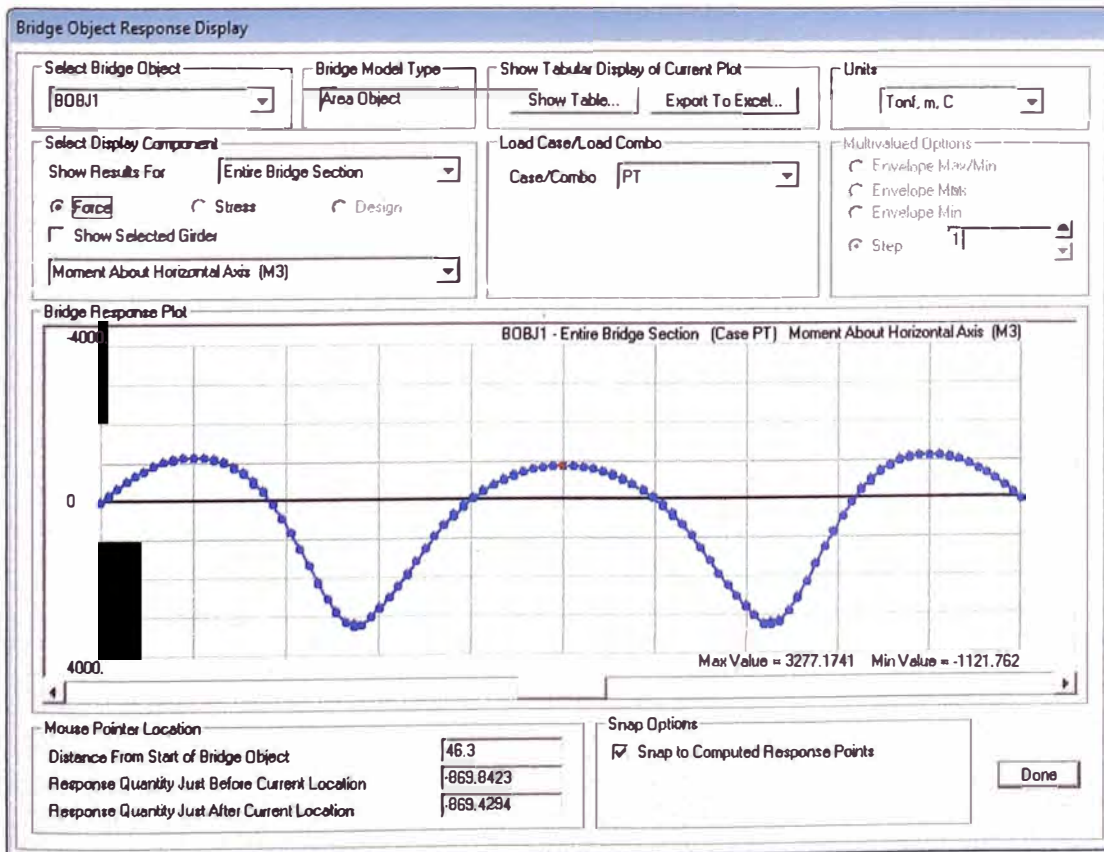


Figura 6. Diagrama de Momentos Flectores por Post-Tensado (PT)

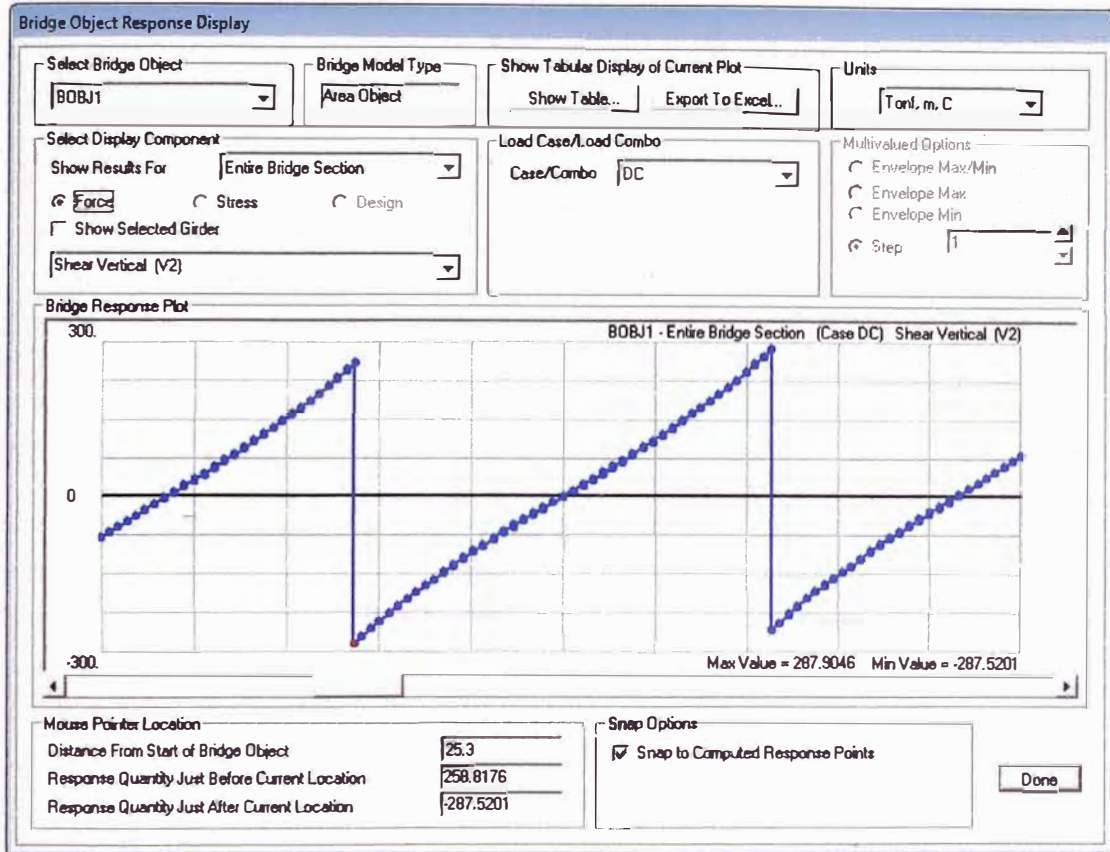


Figura 7. Diagrama de Fuerzas Cortantes por Peso Propio (DC)

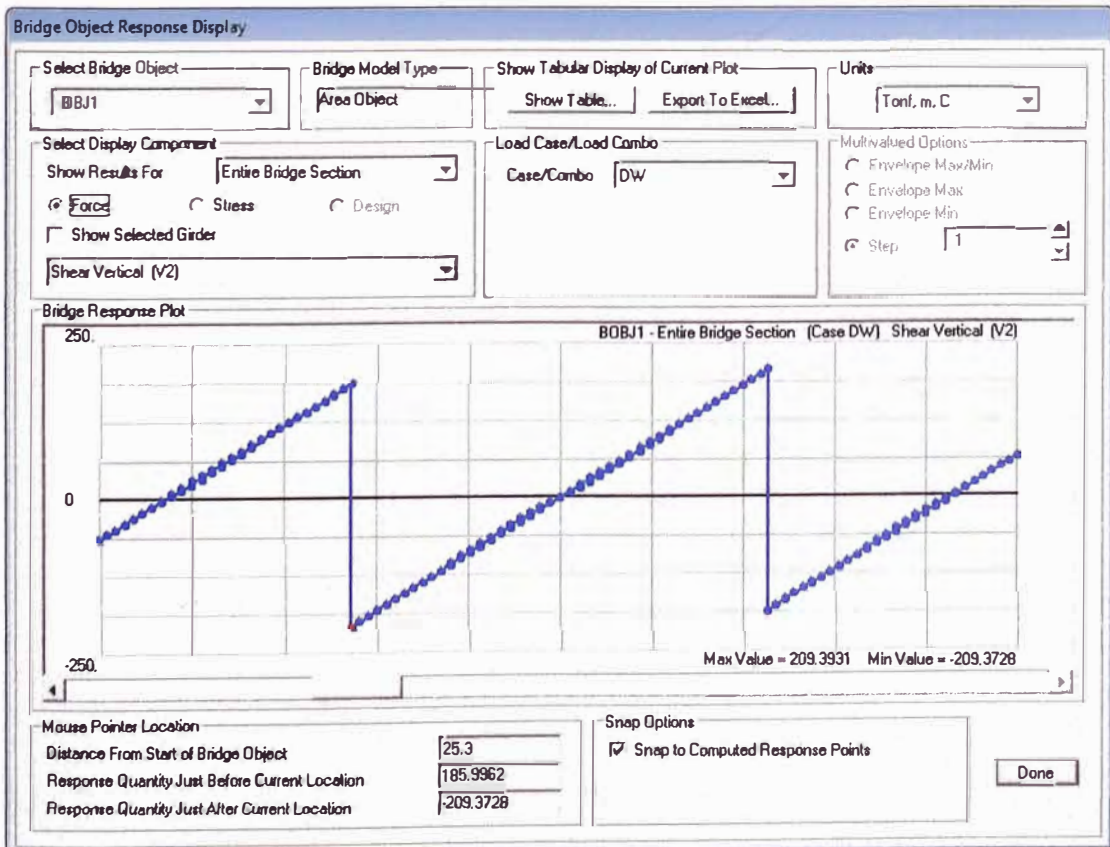


Figura 8. Diagrama de Fuerzas Cortantes por Carga Muerta (DW)

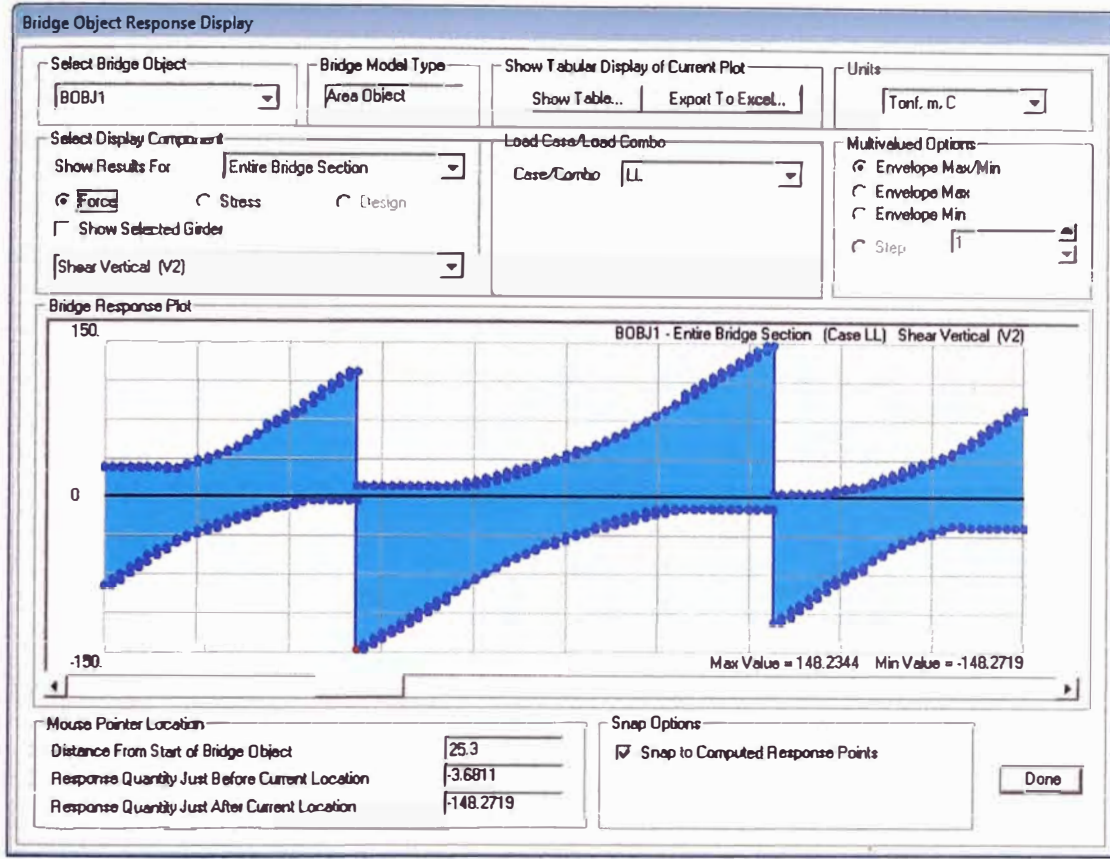


Figura 9. Envolvente de Fuerzas Cortantes por Carga Viva (LL+IM)

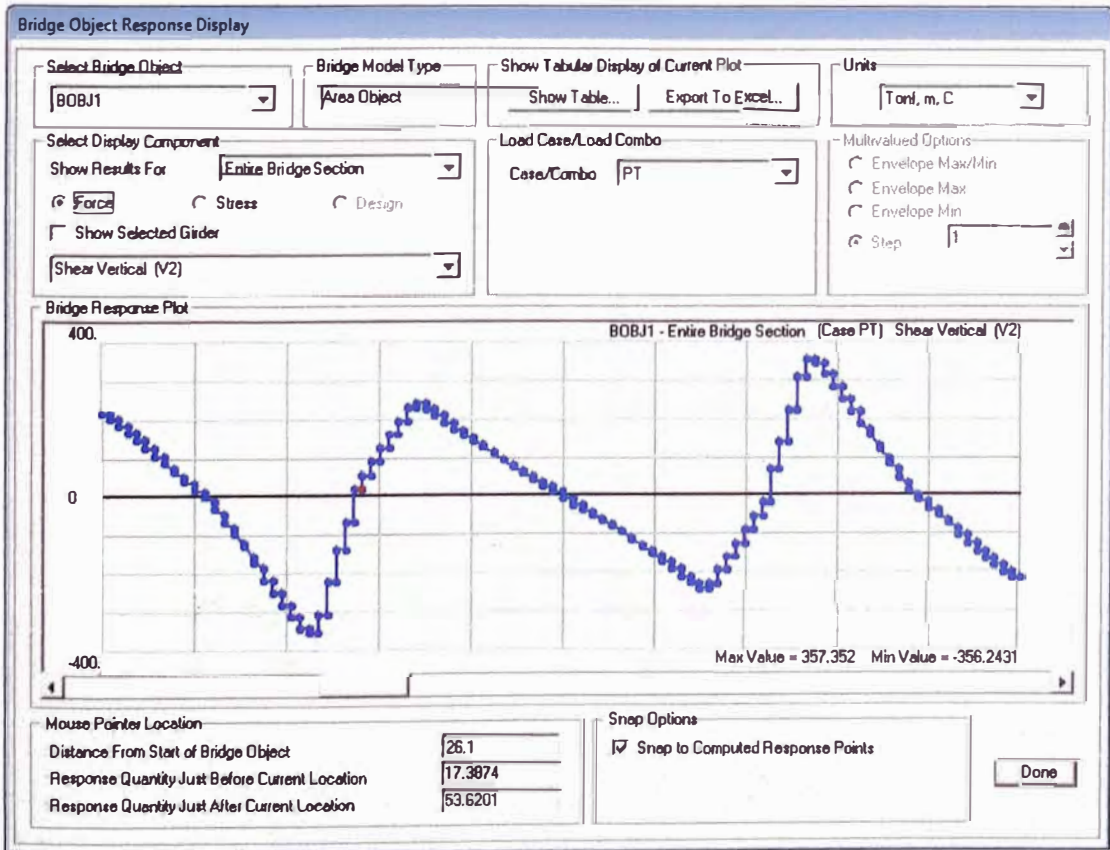


Figura 10. Diagrama de Fuerzas Cortantes por Post-Tensado (PT)

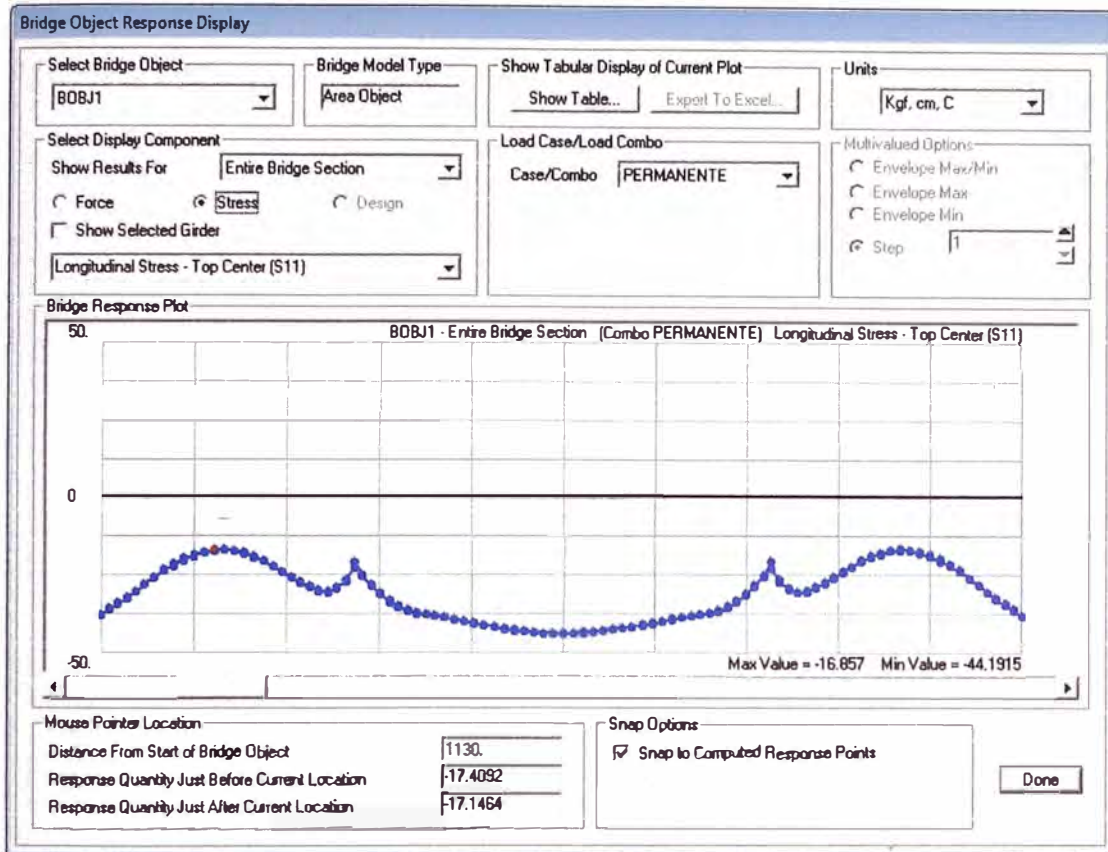


Figura 11. Diagrama de Esfuerzos Normales en Fibra Superior (Carga Permanente)

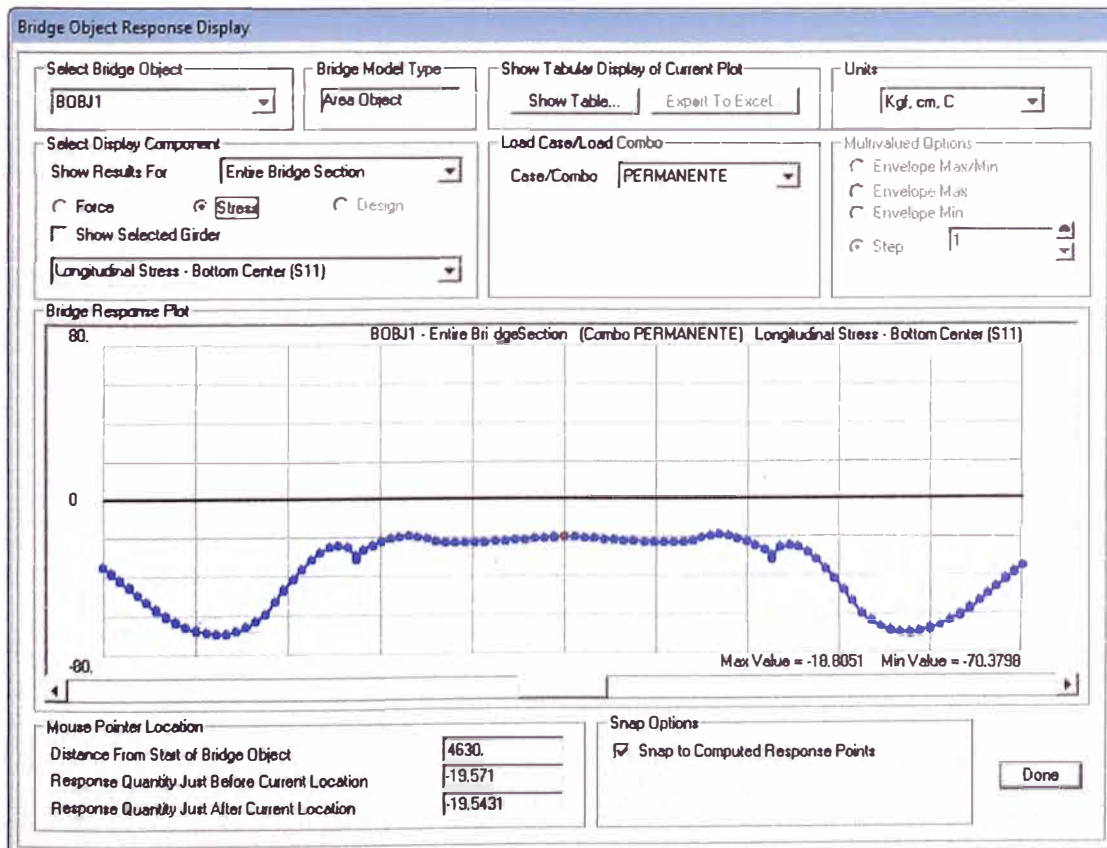


Figura 12. Diagrama de Esfuerzos Normales en Fibra Inferior (Carga Permanente)

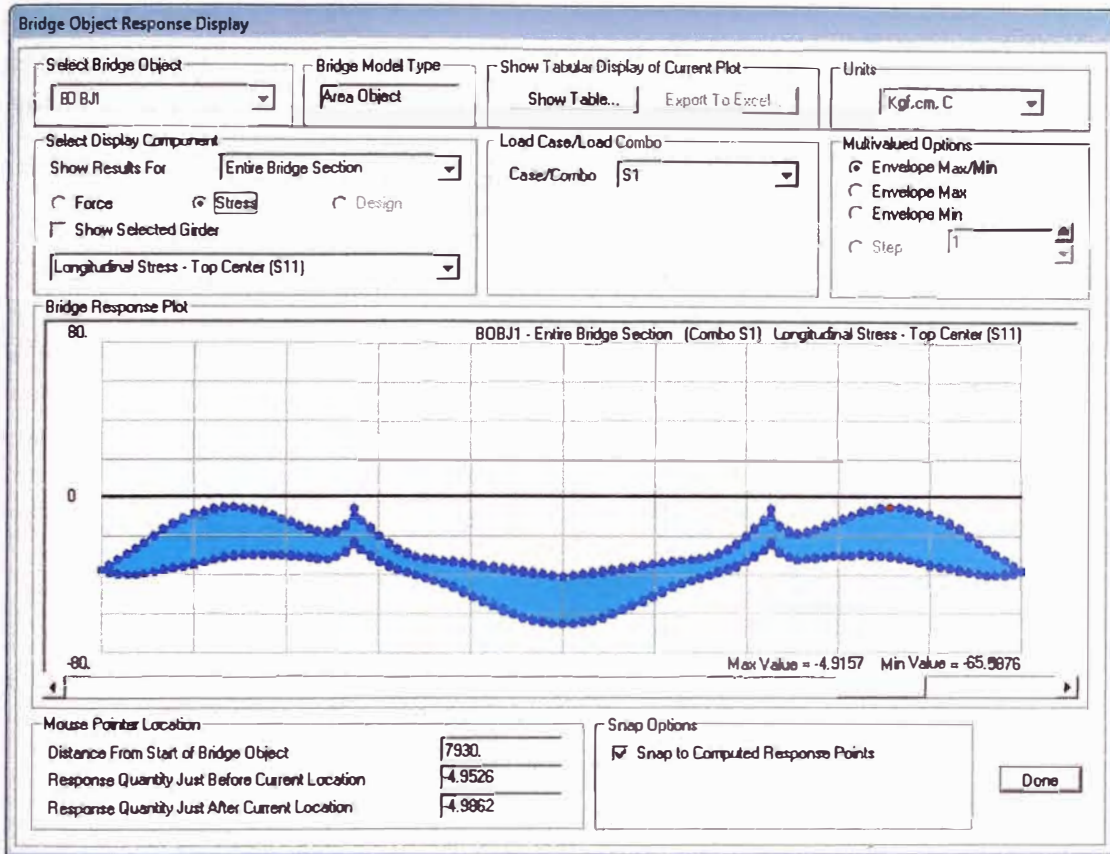


Figura 13. Diagrama de Esfuerzos Normales en Fibra Superior (Combinación Servicio-I)

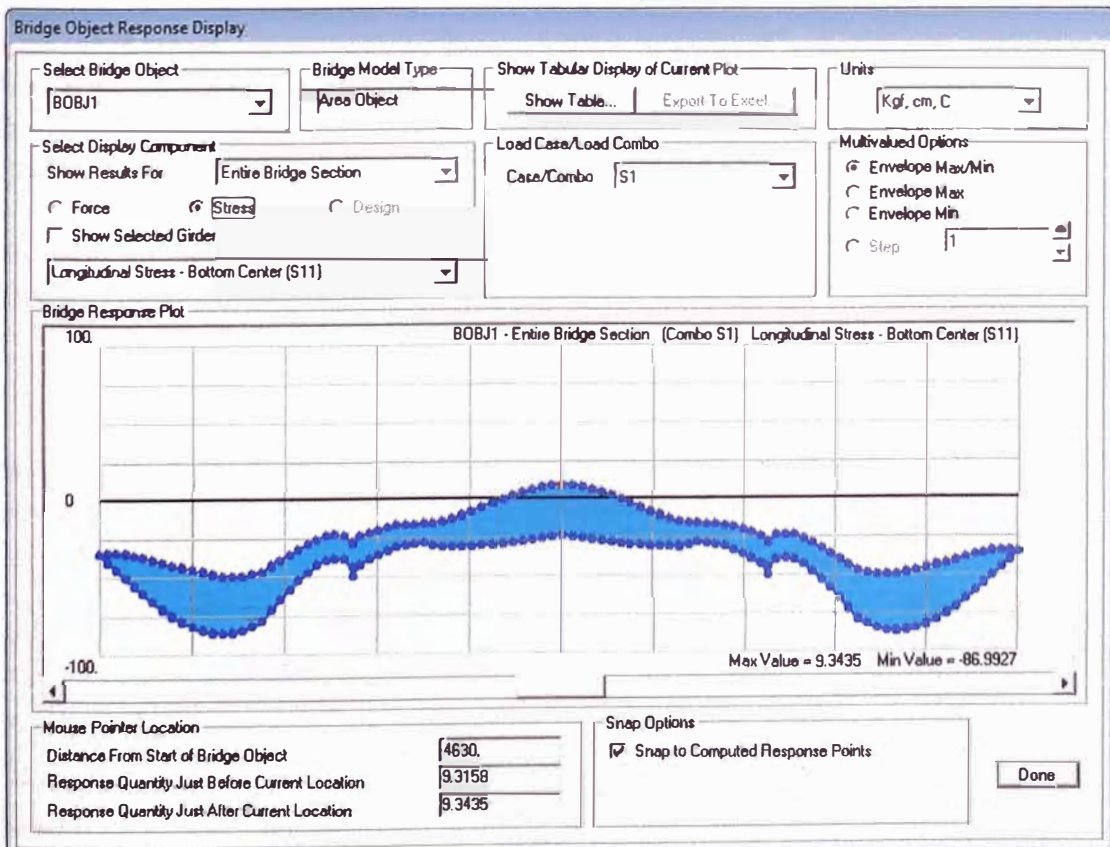


Figura 14. Diagrama de Esfuerzos Normales en Fibra Inferior (Combinación Servicio-I)

7.2 CRITERIOS DE DISEÑO AL CORTE

Diseño por Cortante

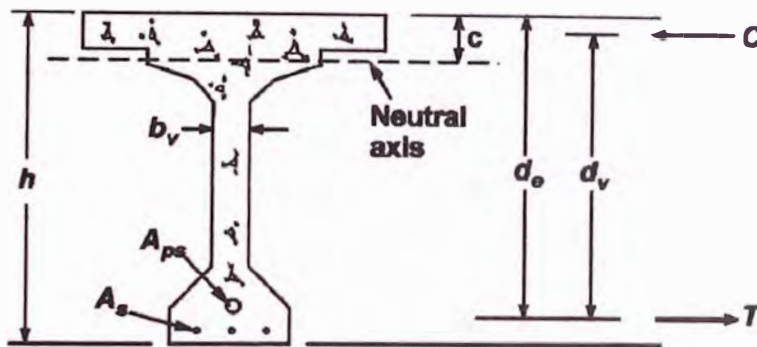
Los esfuerzos de corte en el concreto se determinaron de acuerdo a la expresión:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v}$$

Donde:

b_v = ancho efectivo del alma

d_v = peralte efectivo al corte igual a la distancia medida perpendicular al eje neutro entre las resultantes de las fuerzas de tensión y compresión debido a la flexión, no debe ser mayor al máximo de 0.90 de d_o ó 0.72 h



Determinación de Parámetros b_v , d_v y d_o

Resistencia nominal al corte

La resistencia nominal al corte es tomada como el menor de los siguientes valores:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25 f'_{cbv} d_v + V_p$$

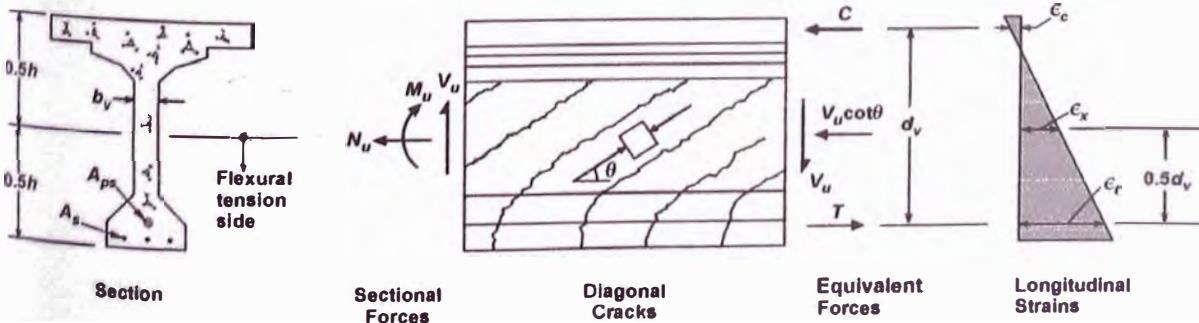
En donde

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_{cbv} d_v}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \text{sen} \alpha}{S}$$

β = factor que indica la habilidad del concreto con grietas diagonales de resistir tensión

θ = ángulo de inclinación de los esfuerzos diagonales de compresión



$\frac{v_u}{f'_c}$	$\epsilon_s \times 1.000$								
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00
≤ 0.075	22.3 6.32	20.4 4.75	21.0 4.10	21.8 3.75	24.3 3.24	26.6 2.94	30.5 2.59	33.7 2.38	36.4 2.23
≤ 0.100	18.1 3.79	20.4 3.38	21.4 3.24	22.5 3.14	24.9 2.91	27.1 2.75	30.8 2.50	34.0 2.32	36.7 2.18
≤ 0.125	19.9 3.18	21.9 2.99	22.8 2.94	23.7 2.87	25.9 2.74	27.9 2.62	31.4 2.42	34.4 2.26	37.0 2.13
≤ 0.150	21.6 2.88	23.3 2.79	24.2 2.78	25.0 2.72	26.9 2.60	28.8 2.52	32.1 2.36	34.9 2.21	37.3 2.08
≤ 0.175	23.2 2.73	24.7 2.66	25.5 2.65	26.2 2.60	28.0 2.52	29.7 2.44	32.7 2.28	35.2 2.14	36.8 1.96
≤ 0.200	24.7 2.63	26.1 2.59	26.7 2.52	27.4 2.51	29.0 2.43	30.6 2.37	32.8 2.14	34.5 1.94	36.1 1.79
≤ 0.225	26.1 2.53	27.3 2.45	27.9 2.42	28.5 2.40	30.0 2.34	30.8 2.14	32.3 1.86	34.0 1.73	35.7 1.64
≤ 0.250	27.5 2.39	28.6 2.39	29.1 2.33	29.7 2.33	30.6 2.12	31.3 1.93	32.8 1.70	34.3 1.58	35.8 1.50

Para secciones conteniendo no menos del con refuerzo transversal mínimo indicado en AASHTO 5.8.2.5:

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Si el valor calculado anteriormente es negativo, la deformación unitaria ϵ_x deberá calcularse de acuerdo a la expresión:

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})}$$

Donde:

A_c = área de concreto en el lado donde se presenta la de tensión por flexión

A_{ps} = área de acero de pre-esfuerzo en la zona en tensión por flexión

A_s = área de refuerzo pasivo en la zona en tensión por flexión

f_{po} = Parámetro igual a 0.7 f_{pu} para elementos pre-tensionados y post-tensionados

N_u = Carga factorada axial (tensión=positivo, compresión=negativo)

M_u = Momento factorado(no menor a $V_u \times d_v$)

V_u = Fuerza de corte factorada

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Resistance Factors:		Units: SI
$\phi_V =$	0.9	
$\phi_M =$	1	
$\phi_N =$	0.75	

Concrete:		Mild Steel:		Prestressed Steel:	
$f_c =$	35 MPa	$f_y =$	410 MPa	$f_{pu} =$	1860 MPa
$E_c =$	28397 MPa	$E_s =$	200000 MPa	$E_p =$	196500 MPa

SECTIONS								
Units	x=-1.25m	x=-2.00m	x=-3.00m	x=-4.00m	x=-5.00m	x=-6.00m	x=-7.00m	x=-8.00m

Input Data

Bending moment, M_u	kN-M	-54792.0	-49856.0	-44271.2	-39221.0	-34420.4	-29868.2	-25579.3	-21564
Shear force, V_u	N	8076769	7637064	7143530	6670213	6207934	5744896	5323470	4912174
Axial force, N_u (+ if tensile)	N	0	0	0	0	0	0	0	0
Web width, b_v	mm	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00
Shear depth, d_v	mm	3178.17	3012.57	2881.17	2757.87	2641.77	2531.97	2430.27	2334.87
Mild steel reinf. area, A_s	mm ²	25500	25500	25500	3060	3060	3060	3060	3060
Conc area on tension side, A_c	mm ²	3620231	3536905	3464373	3396920	3334117	3275556.5	3222411.86	3172827.7
Area of stirrups, A_v	mm ²	796	796	796	796	796	796	796	796
Stirrup spacing, s	mm	150	150	150	200	200	200	300	300
Prestressed steel area, A_{ps}	mm ²	16680	16680	16680	16680	16680	16680	16680	16680
Prestress shear, V_p	N	1413612	2279954	3176035	3656571	3539831	3236568	2916801	2578408
Average prestress, f_{ps}	MPa	1023	1023	1023	1023	1023	1023	1023	1023
Torsional moment, T_u	kN-M								
Shear flow area, A_o	mm ²								
Area of one leg of stirrup, A_t	mm ²								
Perimeter of stirrup, Ph	mm								

Calculated Values

V_c	N	3807843.3	4118304.9	4289534.8	4203466.8	4088776.1	3968565.5	3866443.3	3760526.6
V_s	N	#####	#####	#####	#####	#####	10652077.7	6851593.0	6616997.2
ϕV_n	N	#####	#####	#####	#####	#####	16071490	12271354	#####
ϵ_x		1.57E-04	6.64E-05	-6.40E-06	-1.83E-05	-2.68E-05	-3.45E-05	-4.23E-05	-5.02E-05
θ	deg	25.10	23.10	21.70	21.50	21.40	21.20	21.10	21.00
β		3.050	3.480	3.790	3.880	3.940	3.990	4.050	4.100
Req'd Shear reinf. A_v/S	mm ² /mm	1.349	0.721	0.159	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Req'd Torsion reinf. A_t/S	mm ² /mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Maximum stirrup spacing, S_{max}	mm	590.0	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0

Conclusion

Shear Reinforcing	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Longitudinal Reinforcing	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Note: Longitudinal Reinforcing check can be ignored for typical multi-column bent caps. For straddle bents with no overhangs, this check must be considered. Refer to LRFD 5.8.3.5 for further information.

If torsion is not being considered, leave last five rows of input data blank.

Memoria de Cálculo – Tramo U – Módulo MU8

Fecha: 08-Mar-12

Página: 23/58

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Resistance Factors:	Units: SI
$\phi_v =$	0.9
$\phi_M =$	1
$\phi_N =$	0.75

Concrete:	Mild Steel:	Prestressed Steel:
$f_c =$ 35 MPa	$f_y =$ 410 MPa	$f_{pu} =$ 1860 MPa
$E_c =$ 28397 MPa	$E_s =$ 200000 MPa	$E_p =$ 196500 MPa

SECTIONS								
Units	x=-9.00m	x=-11.0m	x=-13.0m	x=-15.0m	x=-17.0m	x=-19.0m	x=-21.0m	x=-25.3

Input Data

Bending moment, M_u	kN-M	-17827.9	7134.2	11660.9	14616.9	15467.7	14611.0	12253.1	0
Shear force, V_u	N	4496518	3552894	2710856	1959750	1246144.3	1264885	2132672	3940076
Axial force, N_u (+ if tensile)	N	0	0	0	0	0	0	0	0
Web width, b_v	mm	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00
Shear depth, d_v	mm	2246.67	2090.97	1964.07	1865.07	1794.87	1752.57	1738.17	1738.17
Mild steel reinf. area, A_s	mm ²	3060	3060	3060	3060	3060	3060	3060	3060
Conc area on tension side, A_c	mm ²	3127657	2190879	2124850	2073041	2036135.9	2013829.22	2006223.3	2006223.3
Area of stirrups, A_v	mm ²	796	796	796	796	796	796	796	796
Stirrup spacing, s	mm	300	300	300	300	300	300	300	300
Prestressed steel area, A_{ps}	mm ²	16680	16680	16680	16680	16680	16680	16680	16680
Prestress shear, V_p	N	1921776	1237031	447763	197.05	420649.5	862248.6	1252701.9	2142969
Average prestress, f_{ps}	MPa	1023	1023	1023	1023	1023	1023	1023	1023
Torsional moment, T_u	kN-M								
Shear flow area, A_o	mm ²								
Area of one leg of stirrup, A_t	mm ²								
Perimeter of stirrup, Ph	mm								

Calculated Values

V_c	N	3689076.6	4082312.9	3657104.8	3384848.3	3320901.6	3325252.3	3359382.5	3530082.8
V_s	N	6400406.0	6019809.8	5745268.7	5426666.6	5250327.4	5099333.0	5030650.5	4951770.3
ϕV_n	N	#####	#####	8865123	7930541	8092691	8358151	8678461	9562340
e_x		-5.62E-05	-1.14E-04	-9.92E-05	-8.97E-05	-9.71E-05	-1.05E-04	-1.11E-04	-1.27E-04
θ	deg	20.90	20.70	20.40	20.50	20.40	20.50	20.60	20.90
β		4.180	4.970	4.740	4.620	4.710	4.830	4.920	5.170
Req'd Shear reinf. A_v/S	mm ² /mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Req'd Torsion reinf. A_t/S	mm ² /mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Maximum stirrup spacing, S_{max}	mm	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0

Conclusion									
Shear Reinforcing		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Longitudinal Reinforcing		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Note: Longitudinal Reinforcing check can be Ignored for typical multi-column bent caps. For straddle bents with no overhangs, this check must be considered. Refer to LRFD 5.8.3.5 for further information.
If torsion is not being considered, leave last five rows of input data blank.

Diseño Por Cortante – Tablero – Viaducto Elevado - Tramo U8

Tramo Lateral – Tabla Resumen (2/2)

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Resistance Factors:	Units: SI
$\phi_v =$	0.9
$\phi_M =$	1
$\phi_N =$	0.75

Concrete:	$f_c =$ 35 MPa	$E_c =$ 28397 MPa	Mild Steel:	$f_y =$ 410 MPa	$E_s =$ 200000 MPa	Prestressed Steel:	$f_{pu} =$ 1860 MPa	$E_p =$ 196500 MPa
------------------	----------------	-------------------	--------------------	-----------------	--------------------	---------------------------	---------------------	--------------------

		SECTIONS							
	Units	x=+1.25m	x=+2.00m	x=+3.00m	x=+4.00m	x=+5.00m	x=+6.00m	x=+7.00m	x=+8.00m

Input Data									
Bending moment, M_u	kN-M	-58736.0	-52431.9	-44348.0	-36628.6	-29787.0	-23499.0	-17722.0	-13260
Shear force, V_u	N	9412079	9025755	8558029	8078543	7628281	7190623	6754650	6324583
Axial force, N_u (+ if tensile)	N	0	0	0	0	0	0	0	0
Web width, b_v	mm	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00
Shear depth, d_v	mm	3178.17	3012.57	2881.17	2757.87	2641.77	2531.97	2430.27	2334.87
Mild steel reinf. area, A_s	mm ²	25500	25500	25500	25500	3060	3060	3060	3060
Conc area on tension side, A_c	mm ²	3620231	3536905	3464373	3396920	3334117	3275556.5	3222411.86	3172827.7
Area of stirrups, A_v	mm ²	796	796	796	796	796	796	796	796
Stirrup spacing, s	mm	150	150	150	200	200	200	300	300
Prestressed steel area, A_{ps}	mm ²	16680	16680	16680	16680	16680	16680	16680	16680
Prestress shear, V_p	N	548168	916009.3	1281303	1635618	1993849.3	2353300.5	2483804.9	2334104.3
Average prestress, f_{ps}	MPa	1023	1023	1023	1023	1023	1023	1023	1023
Torsional moment, T_u	kN-M								
Shear flow area, A_o	mm ²								
Area of one leg of stirrup, A_t	mm ²								
Perimeter of stirrup, Ph	mm								

Calculated Values									
V_c	N	3308454.0	3242573.4	3327501.9	3542612.5	3652916.7	3819371.3	3895083.7	3806386.7
V_s	N	#####	#####	#####	#####	#####	10542775.8	6851593.0	6637689.5
ϕV_n	N	#####	#####	#####	#####	#####	15043903	11907433	#####
ϵ_x		3.00E-04	2.20E-04	9.90E-05	-2.80E-06	-1.72E-05	-3.23E-05	-4.66E-05	-5.41E-05
θ	deg	28.20	26.86	24.50	22.30	21.80	21.40	21.10	20.94
β		2.650	2.740	2.940	3.270	3.520	3.840	4.080	4.150
Req'd Shear reinf. A_v/S	mm ² /mm	2.716	2.407	1.890	1.378	1.045	0.686	0.436	0.354
Req'd Torsion reinf. A_t/S	mm ² /mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Maximum stirrup spacing, S_{max}	mm	293.0	330.7	421.1	577.8	600.0	600.0	600.0	600.0

Conclusion									
Shear Reinforcing		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Longitudinal Reinforcing		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Note: Longitudinal Reinforcing check can be ignored for typical multi-column bent caps. For straddle bents with no overhangs, this check must be considered. Refer to LRFD 5.8.3.5 for further information.
If torsion is not being considered, leave last five rows of input data blank.

Memoria de Cálculo – Tramo U – Módulo MU8

Fecha: 08-Mar-12

Página: 25/58

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Resistance Factors:

Units: **SI**

$\phi_V =$	0.9
$\phi_M =$	1
$\phi_N =$	0.75

Concrete:

$f_c = 35$ MPa
 $E_c = 28397$ MPa

Mild Steel:

$f_y = 410$ MPa
 $E_s = 200000$ MPa

Prestressed Steel:

$f_{pu} = 1860$ MPa
 $E_p = 196500$ MPa

SECTIONS

Units	x=+9.00m	x=+11.0m	x=+13.0m	x=+15.0m	x=+17.0m	x=+19.0m	x=+21.0m
-------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------

Input Data

Bending moment, Mu	kN-M	-9265.0	8882.0	15785.0	21296.0	25050.0	27120.8	27851.0
Shear force, Vu	N	5897048	4893610	4074575	3180329	2422144	1621040	948106
Axial force, Nu (+ if tensile)	N	0	0	0	0	0	0	0
Web width, bv	mm	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00	800.00
Shear depth, dv	mm	2246.67	2090.97	1964.07	1865.07	1794.87	1752.57	1738.17
Mild steel reinf. area, As	mm ²	3060	3060	3060	3060	3060	3060	3060
Conc area on tension side, Ac	mm ²	3127657	2190879	2124850	2073041	2036135.9	2013829.22	2006223.3
Area of stirrups, Av	mm ²	796	796	796	796	796	796	796
Stirrup spacing, s	mm	300	300	300	300	300	300	300
Prestressed steel area, Aps	mm ²	16680	16680	16680	16680	16680	16680	16680
Prestress shear, Vp	N	2172959	1749765	1369612	958524.6	651163	355413	93553
Average prestress, fps	MPa	1023	1023	1023	1023	1023	1023	1023
Torsional moment, Tu	kN-M							
Shear flow area, Ao	mm ²							
Area of one leg of stirrup, At	mm ²							
Perimeter of stirrup, Ph	mm							

Calculated Values

Vc	N	3724378.7	3852323.5	3448788.7	3091787.9	2862603.1	2760716.7	2738033.3
Vs	N	6400406.0	6083952.3	5654470.3	5313288.2	5060227.4	4915411.5	4875024.0
ϕV_n	N	#####	#####	9425584	8427241	7716594	7228387	6935949
ϵ_x		-5.90E-05	-9.55E-05	-7.86E-05	-5.89E-05	-4.43E-05	-3.77E-05	-3.77E-05
θ	deg	20.90	20.50	20.70	20.90	21.10	21.20	21.20
β		4.220	4.690	4.470	4.220	4.060	4.010	4.010
Req'd Shear reinf. Av/S	mm ² /mm	0.272	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Req'd Torsion reinf. At/S	mm ² /mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Maximum stirrup spacing, Smax	mm	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0	600.0

Conclusion

Shear Reinforcing	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Longitudinal Reinforcing	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Note: Longitudinal Reinforcing check can be ignored for typical multi-column bent caps. For straddle bents with no overhangs, this check must be considered. Refer to LRFD 5.8.3.5 for further information.

If torsion is not being considered, leave last five rows of input data blank.

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Capacity Reduction Factors:

$\phi_v = 0.9$
 $\phi_M = 1$
 $\phi_N = 0.75$

Units: **SI**
 Section: **=+1.25m**

Concrete:

$f_c = 35$ MPa
 $E_c = 28397$ MPa
 $A_c = 3620231$ mm²

Mild Steel:

$f_y = 410$ MPa
 $E_s = 200000$ MPa
 $A_s = 25500$ mm²

Prestressed Steel:

$f_{pu} = 1860$ MPa
 $f_{ps} = 1023$ MPa
 $E_p = 196500$ MPa
 $A_{ps} = 16680$ mm²

Stirrups:

$A_v = 796$ mm²
 $s = 150$ mm
 $A_t =$ mm²
 $Ph =$ mm

Section Geometry:

$b_v = 800$ mm
 $d_v = 3178.2$ mm
 not used
 $A_o =$ mm²

Loads:

$M_u = 58736$ kN-M
 $V_u = 9412079$ N
 $V_p = 548168$ N
 $N_u = 0$ N
 $T_u =$ kN-M

Concrete Stresses:

$f_{po} = 0.7f_{pu} = 1302.0$ MPa
 $v = 3.8976$ MPa (LRFD 5.8.2.9-1)
 $\epsilon_{x1} = 0.3002$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1)
 $\epsilon_{x2} = 0.6004$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-2)
 $\epsilon_{x3} =$ N/A (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-3)
 $M_u = V_u \cdot d_v$ in above Equations (LRFD 5.8.3.4.2)

Shear Capacity Calculations:

$V_c = 3308454$ N (LRFD 5.8.3.3-3)
 $V_s = 12895944$ N (LRFD C5.8.3.3-1)
 $V_p = 548168$ N
 $V_n = 16752566$ N (LRFD 5.8.3.3-1)
 $V_n(\max) = 22795358$ N (LRFD 5.8.3.3-2)
 $\phi V_n = #####$ N OK

Determination of θ and β :

$\epsilon_x = 0.3002$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1,2,3)
 $v/f_c = 0.111$
 $\theta = 28.2^\circ$ (Trial value)
 $\theta_1 = 28.2^\circ$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)
 $\theta - \theta_1 = 0.0$
 $\beta = 2.65$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)

Shear Stirrup Requirements:

A_v/S (min) = 0.958 mm²/mm (LRFD 5.8.2.5-1)
 Req'd $V_s = 6601244$ N ($V_u/\phi_v - V_c - V_p$)
 Req'd $A_v/S = 2.716$ mm²/mm ($V_s/(f_y \cdot d_v \cdot \cot \theta)$)
 $A_v = 796.00$ mm²
 Shear, $S \leq 293.0$ mm
 OK

Torsion Stirrup Requirements:

$\phi T_n = 0$ kN-M (LRFD 5.8.3.6.2-1)
 Req'd $A_t/S = 0.000$ mm²/mm
 Torsion, $S \leq 1000.0$ mm
 OK

Longitudinal Reinforcing Requirements:

$A_s = f_y + A_{ps} \cdot f_{ps} = 27518640$ N
 Req'd Force = 27210531 N (LRFD 5.8.3.6.3-1)
 OK

Combined Shear and Torsion Requirements:

$S_{max} \leq 600$ mm (LRFD 5.8.2.7-1,2)
 Req'd Spacing = **293.0** mm
 OK

Final Shear Design Statement: OK

Diseño Por Cortante – Tablero – Viaducto Elevado – Tramo U8

Detalles de Calculo - Tramo Central X = 1.25m

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Capacity Reduction Factors:

$\phi_V = 0.9$
 $\phi_M = 1$
 $\phi_N = 0.75$

Units: **SI**
 Section: **= +2.00m**

Concrete:

$f_c = 35$ MPa
 $E_c = 28397$ MPa
 $A_c = 3536904.7$ mm²

Mild Steel:

$f_y = 410$ MPa
 $E_s = 200000$ MPa
 $A_s = 25500$ mm²

Prestressed Steel:

$f_{pu} = 1860$ MPa
 $f_{ps} = 1023$ MPa
 $E_p = 196500$ MPa
 $A_{ps} = 16680$ mm²

Stirrups:

$A_v = 796$ mm²
 $s = 150$ mm
 $A_t =$ mm²
 $Ph =$ mm

Section Geometry:

$b_v = 800$ mm
 $d_v = 3012.6$ mm
 not used
 $A_o =$ mm²

Loads:

$M_u = 52432$ kN-M
 $V_u = 9025755$ N
 $V_p = 916009.3$ N
 $N_u = 0$ N
 $T_u =$ kN-M

Concrete Stresses:

$f_{po} = 0.7f_{pu} = 1302.0$ MPa
 $v = 3.7811$ MPa (LRFD 5.8.2.9-1)
 $\epsilon_{x1} = 0.2203$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1)
 $\epsilon_{x2} = 0.4406$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-2)
 $\epsilon_{x3} = N/A$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-3)
 $M_u = V_u * d_v$ in above Equations (LRFD 5.8.3.4.2)

Shear Capacity Calculations:

$V_c = 3242573$ N (LRFD 5.8.3.3-3)
 $V_s = 12939783$ N (LRFD C5.8.3.3-1)
 $V_p = 916009$ N
 $V_n = 17098366$ N (LRFD 5.8.3.3-1)
 $V_n(max) = 22003999$ N (LRFD 5.8.3.3-2)
 $\phi V_n = #####$ N OK

Determination of θ and β :

$\epsilon_x = 0.2203$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1,2,3)
 $v/f_c = 0.108$
 $\theta = 26.9^\circ$ (Trial value)
 $\theta_1 = 26.8^\circ$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)
 $\theta - \theta_1 = 0.1$
 $\beta = 2.74$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)

Shear Stirrup Requirements:

A_v/S (min) = 0.958 mm²/mn (LRFD 5.8.2.5-1)
 Req'd $V_s = 5870034$ N ($V_u/\phi_v - V_c - V_p$)
 Req'd $A_v/S = 2.407$ mm²/mn ($V_s/(f_y * d_v * \cot\theta)$)
 $A_v = 796.00$ mm²
 Shear, $S \leq 330.7$ mm
 OK

Torsion Stirrup Requirements:

$\phi T_n = 0$ kN-M (LRFD 5.8.3.6.2-1)
 Req'd $A_t/S = 0.000$ mm²/mm
 Torsion, $S \leq 1000.0$ mm
 OK

Longitudinal Reinforcing Requirements:

$A_s * f_y + A_{ps} * f_{ps} = 27518640$ N
 Req'd Force = 25495108 N (LRFD 5.8.3.6.3-1)
 OK

Combined Shear and Torsion Requirements:

$S_{max} \leq 600$ mm (LRFD 5.8.2.7-1,2)
 Req'd Spacing = **330.7** mm
 OK

Final Shear Design Statement: OK

Diseño Por Cortante – Tablero – Viaducto Elevado – Tramo U8

Detalles de Calculo - Tramo Central X = 2.00m

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Capacity Reduction Factors:

$\phi_V = 0.9$
 $\phi_M = 1$
 $\phi_N = 0.75$

Units: **SI**
 Section: **=+3.00m**

Concrete:

$f_c = 35$ MPa
 $E_c = 28397$ MPa
 $A_c = 3464373.5$ mm²

Mild Steel:

$f_y = 410$ MPa
 $E_s = 200000$ MPa
 $A_s = 25500$ mm²

Prestressed Steel:

$f_{pu} = 1860$ MPa
 $f_{ps} = 1023$ MPa
 $E_p = 196500$ MPa
 $A_{ps} = 16680$ mm²

Stirrups:

$A_v = 796$ mm²
 $s = 150$ mm
 $A_t =$ mm²
 $Ph =$ mm

Section Geometry:

$b_v = 800$ mm
 $d_v = 2881.2$ mm
 not used
 $A_o =$ mm²

Loads:

$M_u = 44348$ kN-M
 $V_u = 8558029$ N
 $V_p = 1281302.6$ N
 $N_u = 0$ N
 $T_u =$ kN-M

Concrete Stresses:

$f_{po} = 0.7f_{pu} = 1302.0$ MPa
 $v = 3.5696$ MPa (LRFD 5.8.2.9-1)
 $\epsilon_{x1} = 0.0990$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1)
 $\epsilon_{x2} = 0.1980$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-2)
 $\epsilon_{x3} = N/A$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-3)
 $M_u = V_u * d_v$ in above Equations (LRFD 5.8.3.4.2)

Shear Capacity Calculations:

$V_c = 3327502$ N (LRFD 5.8.3.3-3)
 $V_s = 13755314$ N (LRFD 5.8.3.3-1)
 $V_p = 1281303$ N
 $V_n = 18364118$ N (LRFD 5.8.3.3-1)
 $V_n(max) = 21449493$ N (LRFD 5.8.3.3-2)
 $\phi V_n = #####$ N OK

Determination of θ and β :

$\epsilon_x = 0.0990$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1,2,3)
 $v/f_c = 0.102$
 $\theta = 24.5^\circ$ (Trial value)
 $\theta_1 = 24.5^\circ$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)
 $\theta - \theta_1 = 0.0$
 $\beta = 2.94$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)

Shear Stirrup Requirements:

$A_v/S (min) = 0.958$ mm²/mm (LRFD 5.8.2.5-1)
 $Req'd V_s = 4900117$ N ($V_u/\phi_v - V_c - V_p$)
 $Req'd A_v/S = 1.890$ mm²/mm ($V_s/(f_y * d_v * cot\theta)$)
 $A_v = 796.00$ mm²
 $Shear, S \leq 421.1$ mm
 OK

Torsion Stirrup Requirements:

$\phi T_n = 0$ kN-M (LRFD 5.8.3.6.2-1)
 $Req'd A_t/S = 0.000$ mm²/mm
 $Torsion, S \leq 1000.0$ mm
 OK

Longitudinal Reinforcing Requirements:

$A_s * f_y + A_{ps} * f_{ps} = 27518640$ N
 $Req'd Force = 23013508$ N (LRFD 5.8.3.6.3-1)
 OK

Combined Shear and Torsion Requirements:

$S_{max} \leq 600$ mm (LRFD 5.8.2.7-1,2)
 $Req'd Spacing = 421.1$ mm
 OK

Final Shear Design Statement: OK

Diseño Por Cortante – Tablero – Viaducto Elevado – Tramo U8

Detalles de Calculo - Tramo Central X = 3.00m

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Capacity Reduction Factors:

$\phi_V = 0.9$
 $\phi_M = 1$
 $\phi_N = 0.75$

Units: **SI**
 Section: **=+4.00m**

Concrete:

$f'_c = 35$ MPa
 $E_c = 28397$ MPa
 $A_c = 3396919.7$ mm²

Mild Steel:

$f_y = 410$ MPa
 $E_s = 200000$ MPa
 $A_s = 25500$ mm²

Prestressed Steel:

$f_{pu} = 1860$ MPa
 $f_{ps} = 1023$ MPa
 $E_p = 196500$ MPa
 $A_{ps} = 16680$ mm²

Stirrups:

$A_v = 796$ mm²
 $s = 200$ mm
 $A_t =$ mm²
 $Ph =$ mm

Section Geometry:

$b_v = 800$ mm
 $d_v = 2757.9$ mm
 not used
 $A_o =$ mm²

Loads:

$M_u = 36629$ kN-M
 $V_u = 8078543$ N
 $V_p = 1635618.3$ N
 $N_u = 0$ N
 $T_u =$ kN-M

Concrete Stresses:

$f_{po} = 0.7f_{pu} = 1302.0$ MPa
 $v = 3.3271$ MPa (LRFD 5.8.2.9-1)
 $\epsilon_{x1} = -0.0347$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1)
 $\epsilon_{x2} = -0.0694$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-2)
 $\epsilon_{x3} = -0.0028$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-3)
 $M_u = V_u * d_v$ in above Equations (LRFD 5.8.3.4.2)

Shear Capacity Calculations:

$V_c = 3542612$ N (LRFD 5.8.3.3-3)
 $V_s = 10972846$ N (LRFD C5.8.3.3-1)
 $V_p = 1635618$ N
 $V_n = 16151077$ N (LRFD 5.8.3.3-1)
 $V_n(\max) = 20940708$ N (LRFD 5.8.3.3-2)
 $\phi V_n = #####$ N OK

Determination of θ and β :

$\epsilon_x = -0.0028$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1,2,3)
 $v/f_c = 0.095$
 $\theta = 22.3^\circ$ (Trial value)
 $\theta_1 = 22.3^\circ$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)
 $\theta - \theta_1 = 0.0$
 $\beta = 3.27$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)

Shear Stirrup Requirements:

A_v/S (min) = 0.958 mm²/mn (LRFD 5.8.2.5-1)
 Req'd $V_s = 3797928$ N ($V_u/\phi_v - V_c - V_p$)
 Req'd $A_v/S = 1.378$ mm²/mn ($V_s/(f_y * d_v * \cot\theta)$)
 $A_v = 796.00$ mm²
 Shear, $S \leq 577.8$ mm
 OK

Torsion Stirrup Requirements:

$\phi T_n = 0$ kN-M (LRFD 5.8.3.6.2-1)
 Req'd $A_t/S = 0.000$ mm²/mm
 Torsion, $S \leq 1000.0$ mm
 OK

Longitudinal Reinforcing Requirements:

$A_s * f_y + A_{ps} * f_{ps} = 27518640$ N
 Req'd Force = 20236501 N (LRFD 5.8.3.6.3-1)
 OK

Combined Shear and Torsion Requirements:

$S_{max} \leq 600$ mm (LRFD 5.8.2.7-1,2)
 Req'd Spacing = **577.8** mm
 OK

Final Shear Design Statement: OK

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Capacity Reduction Factors:

$\phi_V = 0.9$
 $\phi_M = 1$
 $\phi_N = 0.75$

Units: **SI**
 Section: **+5.00m**

Concrete:

$f_c = 35$ MPa
 $E_c = 28397$ MPa
 $A_c = 3334117$ mm²

Mild Steel:

$f_y = 410$ MPa
 $E_s = 200000$ MPa
 $A_s = 3060$ mm²

Prestressed Steel:

$f_{pu} = 1860$ MPa
 $f_{ps} = 1023$ MPa
 $E_p = 196500$ MPa
 $A_{ps} = 16680$ mm²

Stirrups:

$A_v = 796$ mm²
 $s = 200$ mm
 $A_t =$ mm²
 $Ph =$ mm

Section Geometry:

$b_v = 800$ mm
 $d_v = 2641.8$ mm
 not used
 $A_o =$ mm²

Loads:

$M_u = 29787$ kN-M
 $V_u = 7628281$ N
 $V_p = 1993849.3$ N
 $N_u = 0$ N
 $T_u =$ kN-M

Concrete Stresses:

$f_{po} = 0.7f_{pu} = 1302.0$ MPa
 $v = 3.0671$ MPa (LRFD 5.8.2.9-1)
 $\epsilon_{x1} = -0.4369$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1)
 $\epsilon_{x2} = -0.8738$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-2)
 $\epsilon_{x3} = -0.0172$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-3)
 $M_u = V_u \cdot d_v$ in above Equations (LRFD 5.8.3.4.2)

Shear Capacity Calculations:

$V_c = 3652917$ N (LRFD 5.8.3.3-3)
 $V_s = 10777870$ N (LRFD C5.8.3.3-1)
 $V_p = 1993849$ N
 $V_n = 16424636$ N (LRFD 5.8.3.3-1)
 $V_n(\max) = 20486239$ N (LRFD 5.8.3.3-2)
 $\phi V_n = #####$ N **OK**

Determination of θ and β :

$\epsilon_x = -0.0172$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1,2,3)
 $v/f_c = 0.088$
 $\theta = 21.8^\circ$ (Trial value)
 $\theta_1 = 21.8^\circ$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)
 $\theta - \theta_1 = 0.0$
 $\beta = 3.52$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)

Shear Stirrup Requirements:

A_v/S (min) = 0.958 mm²/mn (LRFD 5.8.2.5-1)
 Req'd $V_s = 2829102$ N ($V_u/\phi_v - V_c - V_p$)
 Req'd $A_v/S = 1.045$ mm²/mn ($V_s/(f_y \cdot d_v \cdot \cot \theta)$)
 $A_v = 796.00$ mm²
 Shear, $S \leq 600.0$ mm
OK

Torsion Stirrup Requirements:

$\phi T_n = 0$ kN-M (LRFD 5.8.3.6.2-1)
 Req'd $A_t/S = 0.000$ mm²/mm
 Torsion, $S \leq 1000.0$ mm
OK

Longitudinal Reinforcing Requirements:

$A_s \cdot f_y + A_{ps} \cdot f_{ps} = 18318240$ N
 Req'd Force = 16886007 N (LRFD 5.8.3.6.3-1)
OK

Combined Shear and Torsion Requirements:

$S_{max} \leq 600$ mm (LRFD 5.8.2.7-1,2)
 Req'd Spacing = **600.0** mm
OK

Final Shear Design Statement: **OK**

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Capacity Reduction Factors:

$\phi_V = 0.9$
 $\phi_M = 1$
 $\phi_N = 0.75$

Units: **SI**
 Section: **= +6.00m**

Concrete:

$f_c = 35$ MPa
 $E_c = 28397$ MPa
 $A_c = 3275556.5$ mm²

Mild Steel:

$f_y = 410$ MPa
 $E_s = 200000$ MPa
 $A_s = 3060$ mm²

Prestressed Steel:

$f_{pu} = 1860$ MPa
 $f_{ps} = 1023$ MPa
 $E_p = 196500$ MPa
 $A_{ps} = 16680$ mm²

Stirrups:

$A_v = 796$ mm²
 $s = 200$ mm
 $A_t =$ mm²
 $Ph =$ mm

Section Geometry:

$b_v = 800$ mm
 $d_v = 2532.0$ mm
 not used
 $A_o =$ mm²

Loads:

$M_u = 23499$ kN-M
 $V_u = 7190623$ N
 $V_p = 2353300.5$ N
 $N_u = 0$ N
 $T_u =$ kN-M

Concrete Stresses:

$f_{po} = 0.7f_{pu} = 1302.0$ MPa
 $v = 2.7826$ MPa (LRFD 5.8.2.9-1)
 $\epsilon_{x1} = -0.8053$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1)
 $\epsilon_{x2} = -1.6106$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-2)
 $\epsilon_{x3} = -0.0323$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-3)
 $M_u = V_u \cdot d_v$ in above Equations (LRFD 5.8.3.4.2)

Shear Capacity Calculations:

$V_c = 3819371$ N (LRFD 5.8.3.3-3)
 $V_s = 10542776$ N (LRFD C5.8.3.3-1)
 $V_p = 2353301$ N
 $V_n = 16715448$ N (LRFD 5.8.3.3-1)
 $V_n(\max) = 20077091$ N (LRFD 5.8.3.3-2)
 $\phi V_n = #####$ N OK

Determination of θ and β :

$\epsilon_x = -0.0323$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1,2,3)
 $v/f_c = 0.080$
 $\theta = 21.4^\circ$ (Trial value)
 $\theta_1 = 21.4^\circ$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)
 $\theta - \theta_1 = 0.0$
 $\beta = 3.84$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)

Shear Stirrup Requirements:

A_v/S (min) = 0.958 mm²/mm (LRFD 5.8.2.5-1)
 Req'd $V_s = 1816909$ N ($V_u/\phi_v - V_c - V_p$)
 Req'd $A_v/S = 0.686$ mm²/mm ($V_s/(f_y \cdot d_v \cdot \cot\theta)$)
 $A_v = 796.00$ mm²
 Shear, $S \leq 600.0$ mm
 OK

Torsion Stirrup Requirements:

$\phi T_n = 0$ kN-M (LRFD 5.8.3.6.2-1)
 Req'd $A_t/S = 0.000$ mm²/mm
 Torsion, $S \leq 1000.0$ mm
 OK

Longitudinal Reinforcing Requirements:

$A_s \cdot f_y + A_{ps} \cdot f_{ps} = 18318240$ N
 Req'd Force = 13469505 N (LRFD 5.8.3.6.3-1)
 OK

Combined Shear and Torsion Requirements:

$S_{max} \leq 600$ mm (LRFD 5.8.2.7-1,2)
 Req'd Spacing = **600.0** mm
 OK

Final Shear Design Statement: OK

Diseño Por Cortante – Tablero – Viaducto Elevado – Tramo U8

Detalles de Calculo - Tramo Central X = 6.00m

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Capacity Reduction Factors:

$\phi_v = 0.9$
 $\phi_M = 1$
 $\phi_N = 0.75$

Units: **SI**
 Section: **=+7.00m**

Concrete:

$f_c = 35$ MPa
 $E_c = 28397$ MPa
 $A_c = 3222411.9$ mm²

Mild Steel:

$f_y = 410$ MPa
 $E_s = 200000$ MPa
 $A_s = 3060$ mm²

Prestressed Steel:

$f_{pu} = 1860$ MPa
 $f_{ps} = 1023$ MPa
 $E_p = 196500$ MPa
 $A_{ps} = 16680$ mm²

Stirrups:

$A_v = 796$ mm²
 $s = 300$ mm
 $A_t =$ mm²
 $Ph =$ mm

Section Geometry:

$b_v = 800$ mm
 $d_v = 2430.3$ mm
 not used
 $A_o =$ mm²

Loads:

$M_u = 17722$ kN-M
 $V_u = 6754650$ N
 $V_p = 2483804.9$ N
 $N_u = 0$ N
 $T_u =$ kN-M

Concrete Stresses:

$f_{po} = 0.7f_{pu} = 1302.0$ MPa
 $v = 2.5827$ MPa (LRFD 5.8.2.9-1)
 $\epsilon_{x1} = -1.1429$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1)
 $\epsilon_{x2} = -2.2858$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-2)
 $\epsilon_{x3} = -0.0466$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-3)
 $M_u = V_u \cdot d_v$ in above Equations (LRFD 5.8.3.4.2)

Shear Capacity Calculations:

$V_c = 3895084$ N (LRFD 5.8.3.3-3)
 $V_s = 6851593$ N (LRFD C5.8.3.3-1)
 $V_p = 2483805$ N
 $V_n = 13230482$ N (LRFD 5.8.3.3-1)
 $V_n(\max) = 19495695$ N (LRFD 5.8.3.3-2)
 $\phi V_n = #####$ N **OK**

Determination of θ and β :

$\epsilon_x = -0.0466$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1,2,3)
 $v/f_c = 0.074$
 $\theta = 21.1^\circ$ (Trial value)
 $\theta_1 = 21.1^\circ$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)
 $\theta - \theta_1 = 0.0$
 $\beta = 4.08$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)

Shear Stirrup Requirements:

A_v/S (min) = 0.958 mm²/mm (LRFD 5.8.2.5-1)
 Req'd $V_s = 1126278$ N ($V_u/\phi_v - V_c - V_p$)
 Req'd $A_v/S = 0.436$ mm²/mm ($V_s/(f_y \cdot d_v \cdot \cot\theta)$)
 $A_v = 796.00$ mm²
 Shear, $S \leq 600.0$ mm
OK

Torsion Stirrup Requirements:

$\phi T_n = 0$ kN-M (LRFD 5.8.3.6.2-1)
 Req'd $A_t/S = 0.000$ mm²/mm
 Torsion, $S \leq 1000.0$ mm
OK

Longitudinal Reinforcing Requirements:

$A_s \cdot f_y + A_{ps} \cdot f_{ps} = 18318240$ N
 Req'd Force = 11427198 N (LRFD 5.8.3.6.3-1)
OK

Combined Shear and Torsion Requirements:

$S_{max} \leq 600$ mm (LRFD 5.8.2.7-1,2)
 Req'd Spacing = **600.0** mm
OK

Final Shear Design Statement: OK

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Capacity Reduction Factors:

$\phi_V = 0.9$
 $\phi_M = 1$
 $\phi_N = 0.75$

Units: **SI**
 Section: **+8.00m**

Concrete:

$f_c = 35$ MPa
 $E_c = 28397$ MPa
 $A_c = 3172827.7$ mm²

Mild Steel:

$f_y = 410$ MPa
 $E_s = 200000$ MPa
 $A_s = 3060$ mm²

Prestressed Steel:

$f_{pu} = 1860$ MPa
 $f_{ps} = 1023$ MPa
 $E_p = 196500$ MPa
 $A_{ps} = 16680$ mm²

Stirrups:

$A_v = 796$ mm²
 $s = 300$ mm
 $A_t =$ mm²
 $Ph =$ mm

Section Geometry:

$b_v = 800$ mm
 $d_v = 2334.9$ mm
 not used
 $A_o =$ mm²

Loads:

$M_u = 13260$ kN-M
 $V_u = 6324583$ N
 $V_p = 2334104.3$ N
 $N_u = 0$ N
 $T_u =$ kN-M

Concrete Stresses:

$f_{po} = 0.7f_{pu} = 1302.0$ MPa
 $v = 2.5126$ MPa (LRFD 5.8.2.9-1)
 $\epsilon_{x1} = -1.3084$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1)
 $\epsilon_{x2} = -2.6168$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-2)
 $\epsilon_{x3} = -0.0541$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-3)
 $M_u = V_u \cdot d_v$ in above Equations (LRFD 5.8.3.4.2)

Shear Capacity Calculations:

$V_c = 3806387$ N (LRFD 5.8.3.3-3)
 $V_s = 6637690$ N (LRFD C5.8.3.3-1)
 $V_p = 2334104$ N
 $V_n = 12778180$ N (LRFD 5.8.3.3-1)
 $V_n(\max) = 18678194$ N (LRFD 5.8.3.3-2)
 $\phi V_n = #####$ N OK

Determination of θ and β :

$\epsilon_x = -0.0541$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1,2,3)
 $v/f_c = 0.072$
 $\theta = 20.9^\circ$ (Trial value)
 $\theta_1 = 21.0^\circ$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)
 $\theta - \theta_1 = -0.1$
 $\beta = 4.15$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)

Shear Stirrup Requirements:

A_v/S (min) = 0.958 mm²/mm (LRFD 5.8.2.5-1)
 Req'd $V_s = 886823$ N ($V_u/\phi_v - V_c - V_p$)
 Req'd $A_v/S = 0.354$ mm²/mm ($V_s/(f_y \cdot d_v \cdot \cot \theta)$)
 $A_v = 796.00$ mm²
 Shear, $S \leq 600.0$ mm
 OK

Torsion Stirrup Requirements:

$\phi T_n = 0$ kN-M (LRFD 5.8.3.6.2-1)
 Req'd $A_t/S = 0.000$ mm²/mm
 Torsion, $S \leq 1000.0$ mm
 OK

Longitudinal Reinforcing Requirements:

$A_s \cdot f_y + A_{ps} \cdot f_{ps} = 18318240$ N
 Req'd Force = 9270658 N (LRFD 5.8.3.6.3-1)
 OK

Combined Shear and Torsion Requirements:

$S_{max} \leq 600$ mm (LRFD 5.8.2.7-1,2)
 Req'd Spacing = **600.0** mm
 OK

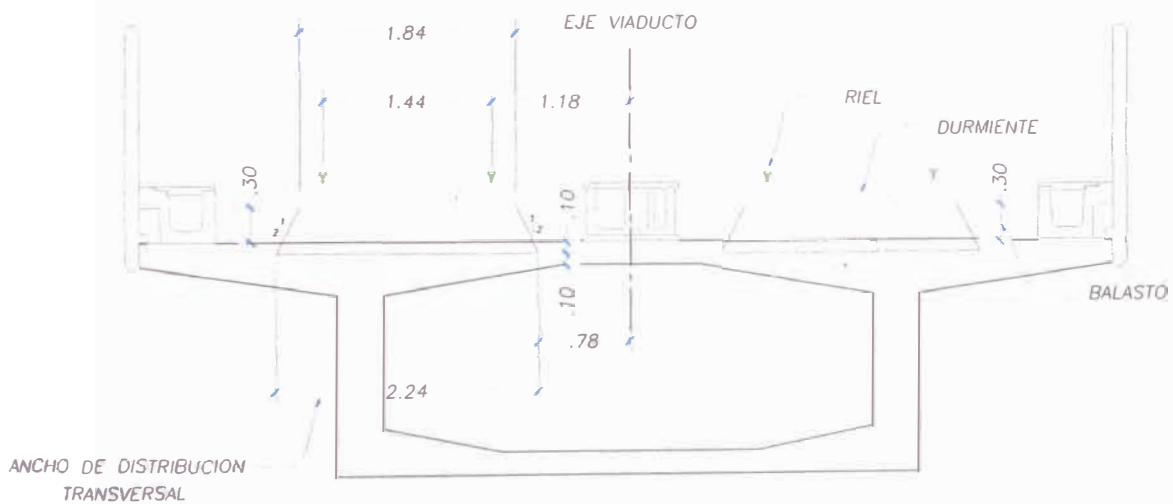
Final Shear Design Statement: OK

7.3 ANALISIS TRANSVERSAL

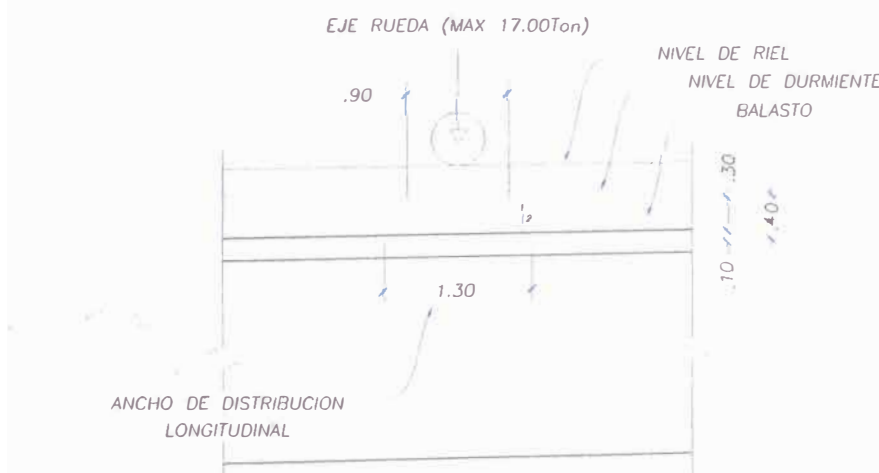
Para el análisis transversal de las demandas actuantes en el tablero se emplearon los anchos de distribución efectiva para tableros de concreto con balasto establecidos por AREMA.

Las figuras adjuntas muestran de forma esquemática la determinación de los anchos de distribución en dirección transversal y longitudinal respectivamente. Se ha considerado un espesor mínimo de balasto de 300mm y durmientes de aproximadamente 1.84m de longitud.

En base a esos criterios se estableció un ancho efectivo por vía de 2.24m en dirección longitudinal y 1.30m en dirección longitudinal como se aprecia en las gráficas adjuntas. Para una carga por eje de 17 Ton la carga viva distribuida en el ancho efectivo es de 5.84 Ton/m².



Ancho de Distribución Transversal para Cargas Vivas (Tableros de Concreto con Balasto)

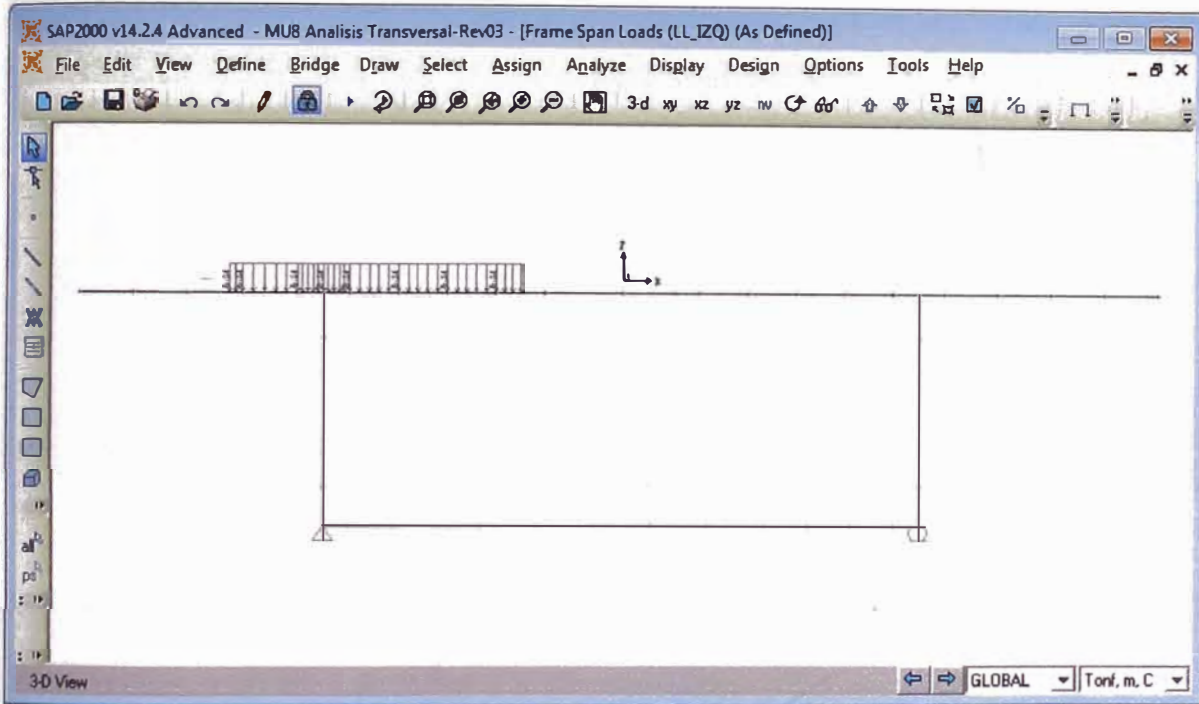


Ancho de Distribución Longitudinal para Cargas Vivas (Tableros de Concreto con Balasto)

7.3.1 Modelo de Análisis Transversal

Las demandas actuantes en la losa en dirección transversal fueron determinadas en base a un modelo de análisis en SAP2000 de una sección típica del tablero.

La figura adjunta presenta una vista del modelo de análisis transversal.

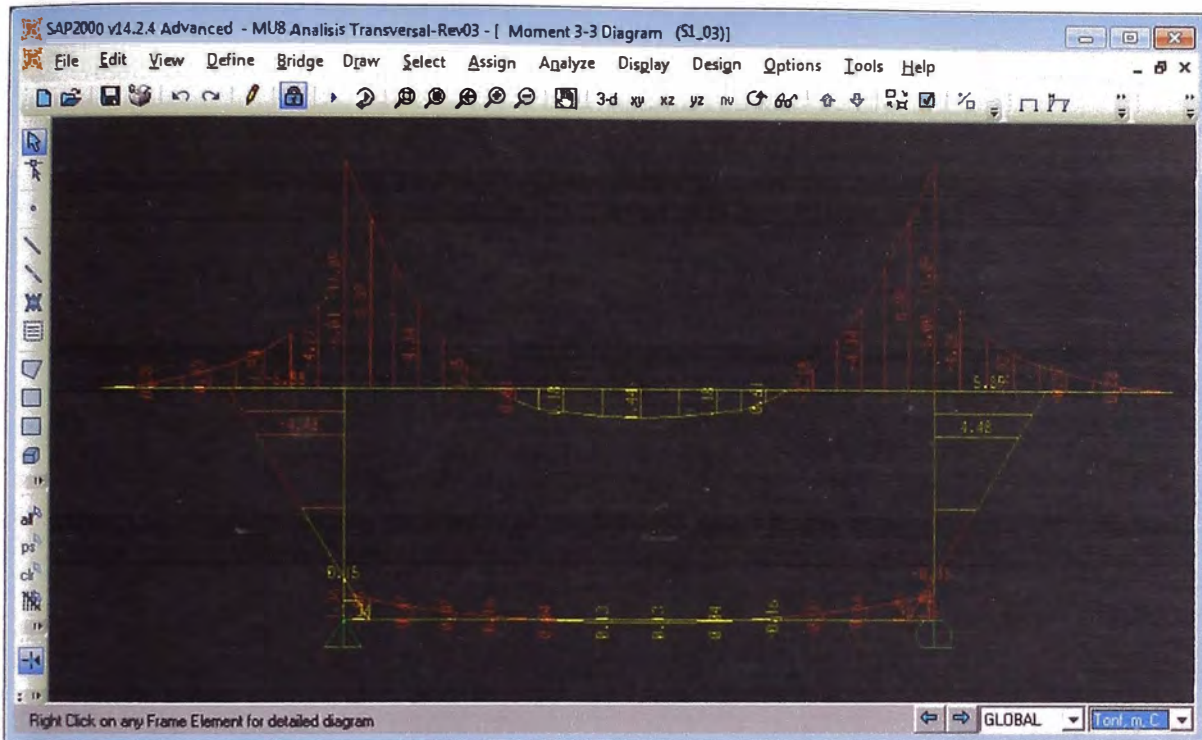


Del modelo se pudo establecer que las demandas máximas a flexión actuantes en las zonas críticas para flexión positiva (zona central del tablero) y negativa (volado) para las combinaciones de carga SERVICIO-I y RESISTENCIA-I son:

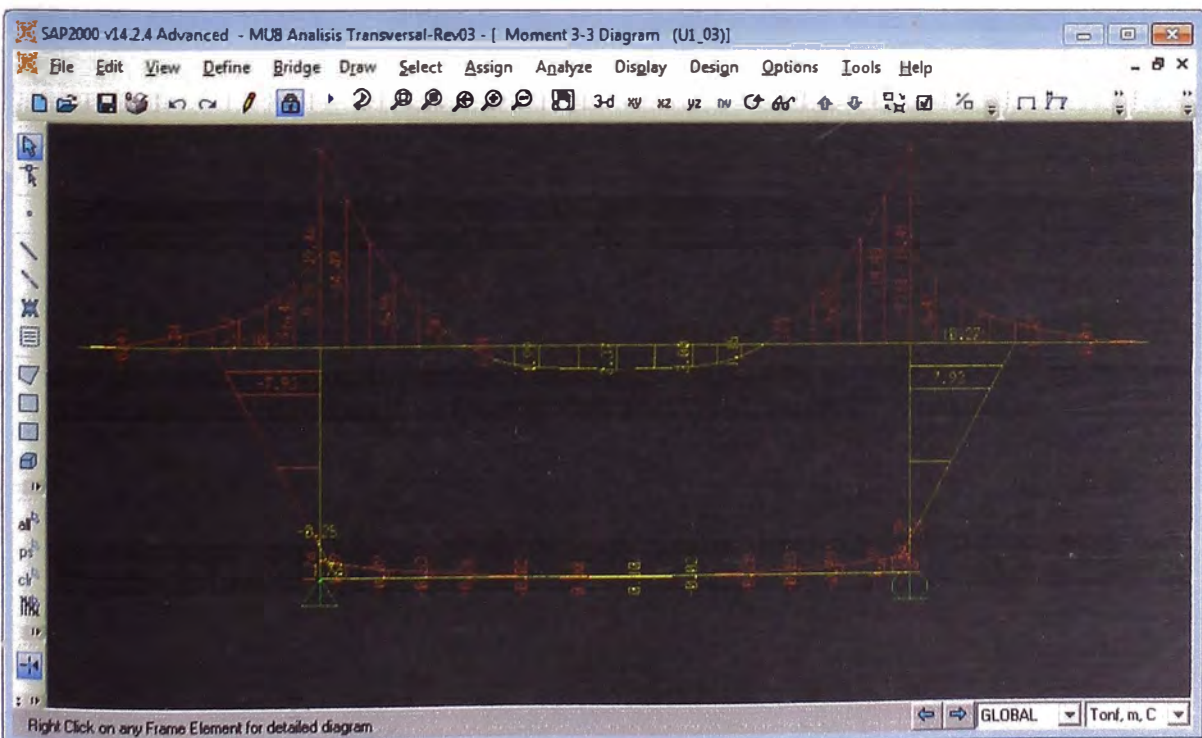
Demandas Máximas por Flexión – Tablero - Modulo MU8

	SERVICIO-I	RESISTENCIA-I
Flexión Positiva (Zona Central)	1.92 Ton-m/m	3.36 Ton-m/m
Flexión Negativa (Volado)	11.89 Ton-m/m	19.46 Ton-m/m

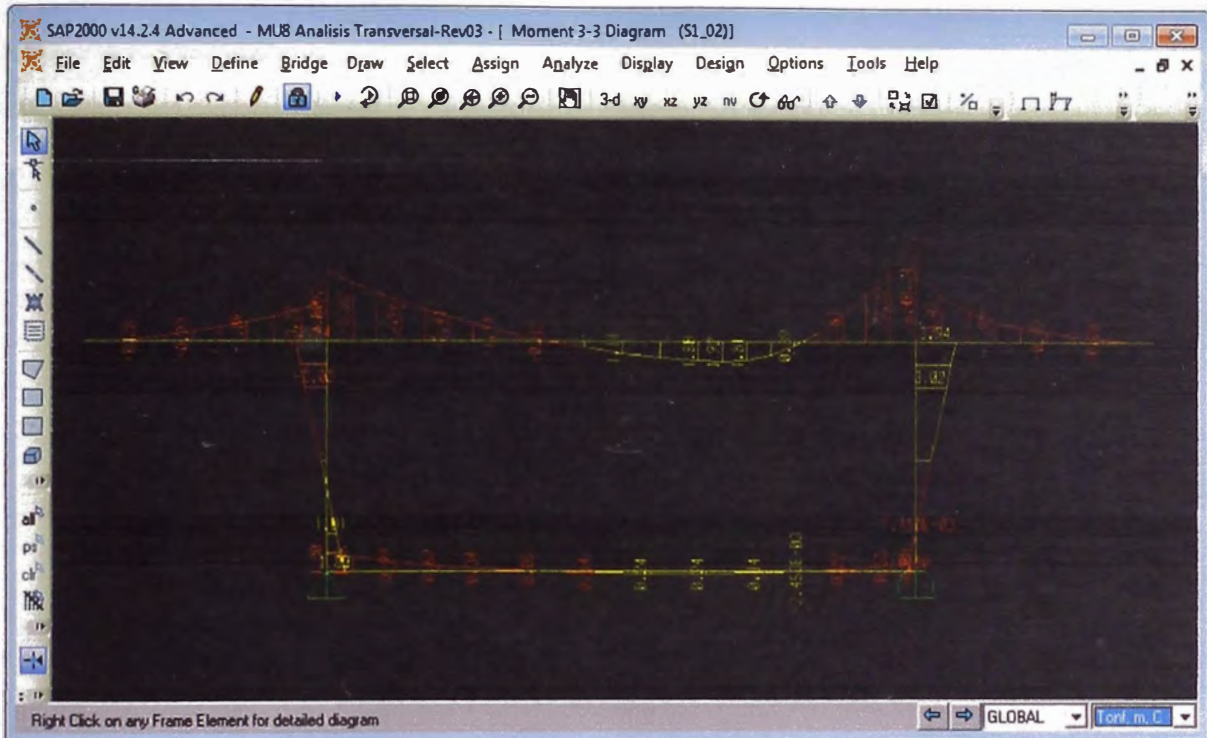
Las figuras adjuntas muestran los diagramas de momentos correspondientes.



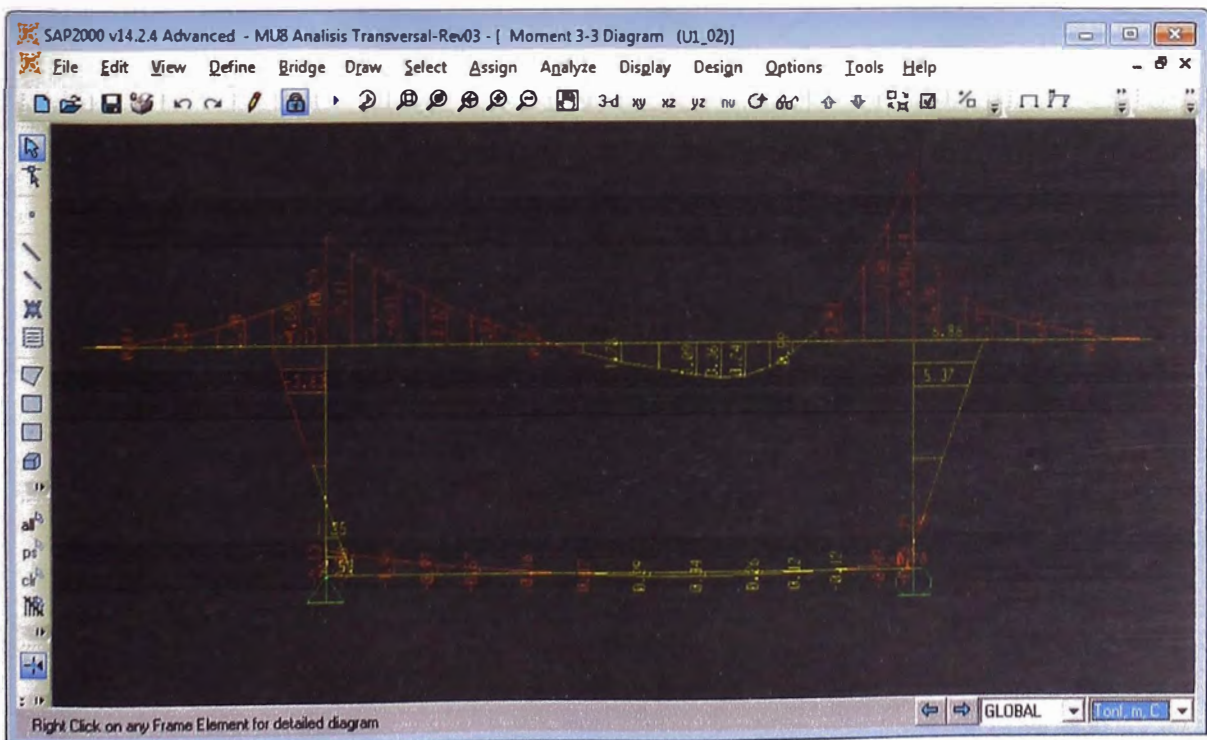
Analisis Transversal del Tablero – Maximo Momento Negativo – Volado = -11.89 ton-m/m (SERVICIO-I)



Analisis Transversal del Tablero – Maximo Momento Negativo – Volado = -19.46 ton-m/m (RESISTENCIA-I)



Analisis Transversal del Tablero – Maximo Momento Positivo = +1.92 ton-m/m (SERVICIO-I)



Analisis Transversal del Tablero – Maximo Momento Positivo = +3.36 ton-m/m (RESISTENCIA-I)

7.3.2 DETERMINACION DE ARMADURA DE REFUERZO EN LOSA

7.3.2.1 ARMADURA DE REFUERZO EN LOSA – FLEXION NEGATIVA

Estado Límite de Resistencia

Cálculo de Capacidad Nominal por Flexión

H =	450 mm
d =	411 mm
b =	1000 mm
f _c =	350 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
f _{cr} =	57.95 kg/cm ²
Mfactorado =	19.46 Ton-m
1.20 M _{cr} =	23.47 Ton-m
4/3 Mfactorado =	25.95 Ton-m
M _u =	23.47 Ton-m
M _u / (φ f _c b d ²) =	0.044
w _{req} =	0.0453
ρ _{req} =	0.0038
A _{s req} =	1.55 mm ² /mm
A _{s prov} =	#5 @.25 + #6 @.25
A _{s prov} =	1.93 mm ² /mm
ρ _{prov} =	0.0047
w _{prov} =	0.0564
φ M _n =	29.02 Ton-m > M _u ..Ok

Se empleara armadura de refuerzo consistentes de barras #5 @.25 + #6 @.25

MODULO M08 - LOSA - FLEXION NEGATIVA

Estado Límite de Servicio

A _s =	19.32 cm ²
b =	100 cm
d =	41.10 cm
h =	45 cm
ρ =	0.0047
P _c =	350 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
n =	7.48
n ρ =	0.0352
k =	0.2324
j =	0.9225
M _s =	11.89 ton-m
f _s =	1623.11 kg/cm ²
f _s / f _y =	0.39
f _c = M _s / (0.5 j b k d ²)	
f _c =	65.66 kg/cm ²
f _c / P _c =	0.19
γ _e =	0.5 (Cara Superior de Losa)
d _c =	39.5 mm
h =	450 mm
β _s =	1.14
f _s =	158.45 Mpa
s = 125mm <	267 mm ..Ok

$$p = \frac{A_s}{bd_s}$$

$$k = \sqrt{2np + np^2} - np$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$f_s = \frac{M_s}{A_s j d_s}$$

The spacing *s* of mild steel reinforcement in the layer closest to the tension face shall satisfy the following:

$$s \leq \frac{123\,000 \gamma_e}{\beta_s f_{su}} - 2d_s \quad (5.7.3.4-1)$$

in which:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_s}{0.7(h - d_c)}$$

where:

- γ_e = exposure factor
= 1.00 for Class 1 exposure condition
= 0.75 for Class 2 exposure condition
- d_c = thickness of concrete cover measured from extreme tension fiber to center of the flexural reinforcement located closest thereto (mm)
- f_{su} = tensile stress in steel reinforcement at the service limit state (MPa)
- h = overall thickness or depth of the component (mm)

7.3.2.2 ARMADURA DE REFUERZO EN LOSA – FLEXION POSITIVA

Estado Limite de Resistencia

Calculo de Capacidad Nominal por Flexion

H =	200 mm
d =	166 mm
b =	1000 mm
f _c =	350 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
f _{cr} =	57.95 kg/cm ²
Mfactorado =	3.36 Ton-m
1.20 M _{cr} =	4.64 Ton-m
4/3 Mfactorado =	4.48 Ton-m
M _u =	4.48 Ton-m
M _u / (φ f _c b d ²) =	0.052
w req =	0.0533
ρ req =	0.0044
A _s req =	0.74 mm ² /mm
A _s prov =	#5 @.25
A _s prov =	0.80 mm ² /mm
ρ prov =	0.0048
w prov =	0.0575
φ M _n =	4.83 Ton-m

Se empleara armadura de refuerzo consistentes de barras #5 @.25

Estado Umite de Servicio

A _s =	7.96 cm ²
b =	100 cm
d =	16.60 cm
h =	20 cm
p =	0.0048
f _c =	350 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
n =	7.48
n p =	0.0359
k =	0.2344
j =	0.9219
M _s =	1.92 ton-m
f _s =	1576.20 kg/cm ²
f _s / f _y =	0.38
f _c = M _s / (0.5 j b k d ²)	
f _c =	64.49 kg/cm ²
f _c / f _c =	0.18
γ _e =	0.75 (Cara Inferior Losa)
d _c =	33 mm
h =	200 mm
β _s =	1.28
f _s =	153.87 Mpa
s = 250 <	402 mm ..Ok

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$k = \sqrt{2np + np^2} - np$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$f_c = \frac{M_s}{A_s j d^2}$$

The spacing *s* of mild steel reinforcement in the layer closest to the tension face shall satisfy the following:

$$s \leq \frac{123\ 000 \gamma_e}{\beta_s f_{st}} - 2d_c \quad (5.7.3.4-1)$$

in which:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

where:

- γ_e = exposure factor
= 1.00 for Class 1 exposure condition
= 0.75 for Class 2 exposure condition
- d_c = thickness of concrete cover measured from extreme tension fiber to center of the flexural reinforcement located closest thereto (mm)
- f_{st} = tensile stress in steel reinforcement at the service limit state (MPa)
- h = overall thickness or depth of the component (mm)

7.4 DIAFRAGMA SOBRE PILARES U34 – U35

7.4.1 Verificación por JointShear

JOINT SHEAR (AASHTO 2009 - Seccion 8.13.2)

Datos:

$f_c =$	5 ksi	
$f_y =$	60 ksi	
$B_{cap} =$	196.85 in	Bent cap width (in)
$D_c =$	62.99 in	Dimension de la columna en la direccion de flexion (in)
$D_s =$	141.73 in	Peralte de la superestructura en la viga cabezal (in)
$l_{ac} =$	133.86 in	Longitud del refuerzo de la columna embebido en la viga cabezal (in)
$P_c =$	476.41 kip	Fuerza axial en la columna incluyendo los efectos de volteo (Kip)
$P_b =$	0.00 kip	Fuerza axial en la viga en el centro de la junta incluyendo los efectos de post-tensado y el cortante asociado con la formacion de rotulas plasticas.
$h =$	** in	Distancia del centro de gravedad de la fuerza de tension a la fuerza de compresion en la columna. (Necesario solo para calculo manual de T_c)
$T_c =$	1797.82 Kip	Fuerza de tension en la columna correspondiente a la formacion del momento M_{po} .
$M_{po} =$	4330.74 Ton-m	Momento plastico en la columna considerando sobre-resistencia.

$A_{jv} = l_{ac} * B_{cap}$
 $A_{jv} = 8432.02 \text{ in}^2$

$A_{jh} = D_c * B_{cap}$
 $A_{jh} = 12400.02 \text{ in}^2$

$V_{jv} = T_c / A_{jv}$
 $V_{jv} = 0.21 \text{ ksi}$

$f_v = P_c / A_{jh}$
 $f_v = 0.04 \text{ ksi}$

$f_h = P_b / (B_{cap} * D_s)$
 $f_h = 0.00 \text{ ksi}$

$p_t = 0.195 \text{ ksi} < 0.38 V_{jv} = 0.85 \text{ ksi} \dots \text{OK!!}$

$p_c = 0.23 \text{ ksi} < 0.25 P_c = 1.25 \text{ ksi} \dots \text{OK!!}$

- For principal compression, p_c :

$p_c \leq 0.25 f'_c$

- For principal tension, p_t :

$p_t \leq 0.38 \sqrt{f'_c}$

in which:

$$p_t = \left(\frac{f_h + f_v}{2} \right) - \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2} \right)^2 + V_{jv}^2}$$

$$p_c = \left(\frac{f_h + f_v}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2} \right)^2 + V_{jv}^2}$$

8.13.3 Minimum Joint Shear Reinforcement

$p_t = 0.195 \text{ ksi} < 0.11 * \sqrt{f_c} \Rightarrow$ Seccion 8.13.3-1
 $0.11 * \sqrt{f_c} = 0.246 \text{ ksi}$

De acuerdo a la seccion 8.13.3-1:

$\rho_s \text{ req} > 0.11 * \sqrt{f_c} / f_y$

$\rho_s \text{ req} > 0.0041$ (Cuantia Requerida)

Cuantia proporcionada:

$\rho_s \text{ prov} = 0.0053 \dots \text{OK}$

Armadura de Refuerzo Transversal Proporcionalada en el Diafragma

$A_{sp} = 199 \text{ mm}^2$ { $\phi 5/8" @ 100\text{mm}$ por c/ Nucleo }
 $s = 100 \text{ mm}$
 $D = 1600 \text{ mm}$
 $D' = 1504 \text{ mm}$

$\rho_s \text{ prov} = 4 A_{sp} / (s D')$

$\rho_s \text{ prov} = 0.0053$

7.4.2 Determinación de la Armadura de Refuerzo Longitudinal

CALCULO DE ARMADURA DE REFUERZO REQUERIDA - DIAFRAGMA U34, U35

Reacciones Máximas Transmisoras por la Super-Estructura:

DC 315.08 Ton
 DW 192.16 Ton
 LL+IM 143.55 Ton

$R_s = 650.79$ Ton
 $R_u = 933.30$ Ton

$\alpha = 1.162$ radianes

C (strut) = $R_u / \text{sen}(\alpha)$

T (tie) = $R_u / \text{tan}(\alpha)$

$T_u = 404.45$ Ton

$A_s \text{ req (resistencia)} = T_u / (\phi \cdot f_y)$

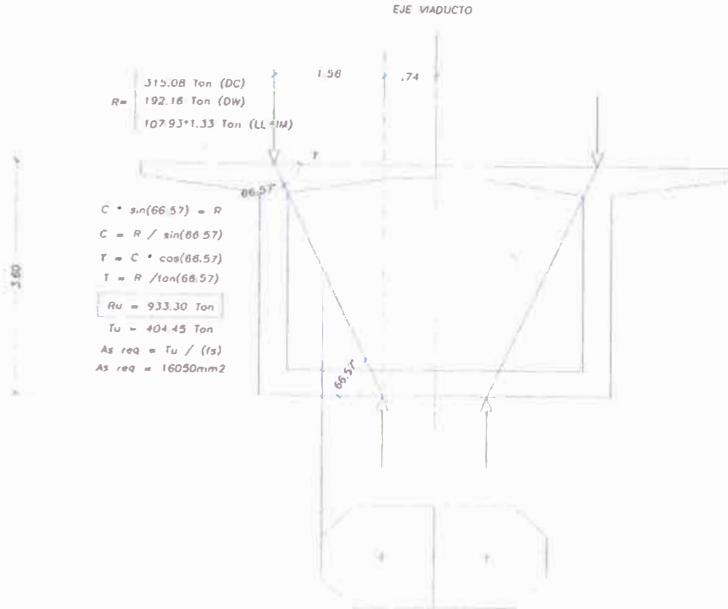
$A_s \text{ req (resistencia)} = 10699.84$ mm²

$T_s = T_u / (0.45 \cdot f_y)$

$A_s \text{ req (servicio)} = 34433.17$ mm²

$A_s \text{ prov} = 34 \#11$

$A_s \text{ prov} = 34204$ mm²



ikin Reinforcement on las caras Laterales:

If the effective depth, d_e , of nonprestressed or partially prestressed concrete members exceeds 900 mm, longitudinal skin reinforcement shall be uniformly distributed along both side faces of the component for a distance $d/2$ nearest the flexural tension reinforcement. The area of skin reinforcement A_{sk} in mm²/mm of height on each side face shall satisfy:

$$A_{sk} \geq 0.001 (d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \quad (5.7.3.4-2)$$

where:

A_{ps} = area of prestressing steel (mm²)

A_s = area of tensile reinforcement (mm²)

However, the total area of longitudinal skin reinforcement (per face) need not exceed one-fourth of the required flexural tensile reinforcement $A_s + A_{ps}$.

The maximum spacing of the skin reinforcement shall not exceed either $d/6$ or 300 mm.

The requirements for skin reinforcement are based upon ACI 318. For relatively deep flexural members, some reinforcement should be placed near the vertical faces in the tension zone to control cracking in the web. Without such auxiliary steel, the width of the cracks in the web may greatly exceed the crack widths at the level of the flexural tension reinforcement.

Skin Reinforcement Diafragma sobre Pilares U34, U35

$H = 3600$ mm
 $d_e = 3531.3$ mm

$Ask \text{ min} = 0.001 (d_e - 760)$
 $Ask \text{ min} = 2.77$ mm²/mm

$Ask \text{ max} = (A_s + A_{ps}) / 1200$
 $Ask \text{ max} = 28.50$ mm²/mm

$A_s = 34204$ mm² (3 x #8)

Usaremos : #8 @.200

$A_s \text{ skin} = \#8 @.200 = 2.914$ mm²/mm > $Ask \text{ min}$..Ok

7.4.3 Determinación de Refuerzo Transversal.

CONCRETE SECTION SHEAR CAPACITY BY AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, FOURTH EDITION, 2007

Capacity Reduction Factors:

$\phi_v = 0.9$
 $\phi_M = 1$
 $\phi_N = 0.75$

Units: **SI**
 Section: **Diaf. U34**

Concrete:

$f_c = 35$ MPa
 $E_c = 28397$ MPa
 $A_c = 4500000$ mm²

Mild Steel:

$f_y = 410$ MPa
 $E_s = 200000$ MPa
 $A_s = 34204$ mm²

Prestressed Steel:

$f_{pu} = 1860$ MPa
 $f_{ps} = 0$ MPa
 $E_p = 196500$ MPa
 $A_{ps} = 0$ mm²

Stirrups:

$A_v = 1194$ mm²
 $s = 225$ mm
 $A_t =$ mm²
 $Ph =$ mm

Section Geometry:

$b_v = 2500$ mm
 $d_v = 3135.2$ mm
 not used
 $A_o =$ mm²

Loads:

$M_u = 14283$ kN-M
 $V_u = 9155673$ N
 $V_p = 0$ N
 $N_u = 0$ N
 $T_u =$ kN-M

Concrete Stresses:

$f_{po} = 0.7f_{pu} = 1302.0$ MPa
 $v = 1.2979$ MPa (LRFD 5.8.2.9-1)
 $\epsilon_{x1} = 1.0000$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1)
 $\epsilon_{x2} = 2.0000$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-2)
 $\epsilon_{x3} =$ N/A (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-3)
 $M_u = V_u \cdot d_v$ in above Equations (LRFD 5.8.3.4.2)

Shear Capacity Calculations:

$V_c = 8582776$ N (LRFD 5.8.3.3-3)
 $V_s = 9252385$ N (LRFD 5.8.3.3-1)
 $V_p = 0$ N
 $V_n = 17835161$ N (LRFD 5.8.3.3-1)
 $V_n(\max) = 68583375$ N (LRFD 5.8.3.3-2)
 $\phi V_n = #####$ N OK

Determination of θ and β :

$\epsilon_{x1} = 1.0000$ (1,000's) (LRFD 5.8.3.4.2-1,2,3)
 $\rho = 0.037$
 $\theta = 36.4^\circ$ (Trial value)
 $\beta = 36.4^\circ$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)
 $\theta - \theta_1 = 0.0$
 $\beta = 2.23$ (LRFD Table 5.8.3.4.2-1)

Shear Stirrup Requirements:

$A_v/S (\min) = 2.994$ mm²/mm (LRFD 5.8.2.5-1)
 Req'd $V_s = 1590194$ N ($V_u/\phi_v - V_c - V_p$)
 Req'd $A_v/S = 0.912$ mm²/mm ($V_s/(f_y \cdot d_v \cdot \cot \theta)$)
 $A_v = 1194.00$ mm²
 Shear, $S \leq 398.8$ mm
 OK

Torsion Stirrup Requirements:

$\phi T_n = 0$ kN-M (LRFD 5.8.3.6.2-1)
 Req'd $A_t/S = 0.000$ mm²/mm
 Torsion, $S \leq 1000.0$ mm
 OK

Longitudinal Reinforcing Requirements:

$A_s \cdot f_y + A_{ps} \cdot f_{ps} = 14023640$ N
 Req'd Force = 12079051 N (LRFD 5.8.3.6.3-1)
 OK

Combined Shear and Torsion Requirements:

$S_{\max} \leq 600$ mm (LRFD 5.8.2.7-1,2)
 Req'd Spacing = **398.8** mm
 OK

Final Shear Design Statement: **OK**

Memoria de Cálculo – Tramo U – Módulo MU8	Fecha: 08-Mar-12
	Página: 43/58

7.4.3.1 Verificación de Refuerzo de Corte Mínimo en Diafragmas

MODULO MU8 - DIAFRAGMA SOBRE PILARES U34 U35

Viga Cabezal en Pilar (Refuerzo de corte vertical)

$$\begin{aligned} b_v &= 2500 \text{ mm} \\ s &= 225 \text{ mm} \\ f_y &= 410 \text{ MPa} \\ f_c &= 35 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$A_v \text{ MIN} > 0.083 \sqrt{f_c} b_v * s / f_y$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ MIN} &> 673.68 \text{ mm}^2 \\ \text{Usaremos } &6 \times 5/8" @ .225 \\ A_v \text{ prov} &= 1194 \text{ mm}^2 > A_v \text{ MIN} \dots \text{Ok} \end{aligned}$$

Viga Cabezal en Pilar (Refuerzo de corte horizontal)

$$\begin{aligned} b_v &= 3000 \text{ mm} \\ s &= 225 \text{ mm} \\ f_y &= 410 \text{ MPa} \\ f_c &= 35 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$A_v \text{ MIN} > 0.083 \sqrt{f_c} b_v * s / f_y$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ MIN} &> 808.41 \text{ mm}^2 \\ \text{Usaremos } &5 \times 5/8" @ .225 \\ A_v \text{ prov} &= 995 \text{ mm}^2 > A_v \text{ MIN} \dots \text{Ok} \end{aligned}$$

5.8.2.5 Minimum Transverse Reinforcement

Except for segmental post-tensioned concrete box girder bridges, where transverse reinforcement is required, as specified in Article 5.8.2.4, the area of steel shall satisfy:

$$A_s \geq 0.083 \sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad (5.8.2.5-1)$$

where:

A_s = area of a transverse reinforcement within distance s (mm^2)

b_w = width of web adjusted for the presence of ducts as specified in Article 5.8.2.9 (mm)

s = spacing of transverse reinforcement (mm)

f_y = yield strength of transverse reinforcement (MPa)

For segmental post-tensioned concrete box girder bridges, where transverse reinforcement is required, as specified in Article 5.8.6.5, the area of transverse reinforcement shall satisfy:

$$A_s \geq 0.35 \frac{b_w s}{f_y} \quad (5.8.2.5-2)$$

where:

A_s = area of a transverse shear reinforcement per web within distance s (mm^2)

b_w = width of web (mm)

s = spacing of transverse reinforcement (mm)

f_y = yield strength of transverse reinforcement (MPa)

8.0 SUB-ESTRUCTURA

8.1 PILARES

8.1.1 Metodología para el Diseño Sísmico

El diseño de la sub-estructura del Viaducto Elevado tomó en consideración los criterios de Diseño Sísmico establecidos en el “AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design” – 2009.

Para zonas de sismicidad importante, se establece una categoría de diseño sísmico que indica que:

- Es requerido el desarrollo de un análisis tipo PUSH-OVER
- Es requerida una metodología de diseño POR CAPACIDAD
- Un nivel especial detalle y distribución de las armadura de refuerzos (SDC-D Level of Detailing)

8.1.2 Análisis de Sección de elementos de concreto armado

La base de la metodología de diseño por capacidad indicada en la Especificación AASHTO 2009 esta en el análisis de sección de los elementos.

El análisis de sección es un método avanzado de análisis que toma en cuenta una serie de factores que afectan directamente el comportamiento de las estructuras, tales como:

- Distribución de la armadura de refuerzo
- Inelasticidad de los materiales al modelar explícitamente las curvas esfuerzo-deformación del concreto y de la armadura de refuerzo
- Efecto del nivel de confinamiento en la curva esfuerzo-deformación del concreto y su efecto en el nivel de ductilidad de la sección.
- Efecto del nivel de carga axial actuante en la sección en la rigidez de la sección.

8.1.3 Requerimientos de Ductilidad para la Categoría de Diseño Sísmico – D

A diferencia de versiones anteriores de la Especificación de Diseño Sísmico de AASHTO, la nueva especificación (AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2009) establece requerimiento mínimos de ductilidad en los elementos y utiliza una metodología de diseño que se basa en el cálculo de la capacidad a desplazamiento y deformación de las estructuras.

Este es un cambio fundamental en lo referente al diseño sísmico de estructuras. Tradicionalmente el diseño sísmico se basaba en el cálculo de demandas en los elementos del puente (en términos de fuerzas y momentos), el empleo de factores de reducción (R), y la comparación de las demandas reducidas con la capacidad de los elementos (en términos de fuerzas y momentos).

Las metodologías de diseño en base a fuerzas, son adecuadas para el diseño de elementos en condiciones de servicio y operación, sin embargo son inadecuadas para el diseño de estructuras ante el evento extremo de sismo para el cual los elementos se comportan dentro del rango inelástico.

AASHTO, reconociendo las deficiencias de los métodos de diseño tradicional ha adaptado las nuevas técnicas de diseño por desplazamientos, descontinuando la antiguas técnicas de diseño sísmico en función a fuerzas y a factores de reducción R, e incorporando el diseño por desplazamientos como parte de la especificación como requerimiento mínimo a ser satisfecho.

AASHTO ha establecido los siguientes niveles máximos de ductilidad local:

Niveles de ductilidad local en pilares – AASHTO Seismic LRFD 2009 – Sección 4.9

Tipo de Pilar	Ductilidad Mínima
Para pilares de una sola columna	$\mu_D \leq 5$
Para pilares de múltiples columnas	$\mu_D \leq 6$
Para pilares tipo placa en dirección del eje débil	$\mu_D \leq 5$
Para pilares tipo placa en dirección del eje fuerte	$\mu_D \leq 1$

	Memoria de Cálculo – Tramo U – Módulo MU8		
			Fecha: 08-Mar-12
		Página: 46/58	

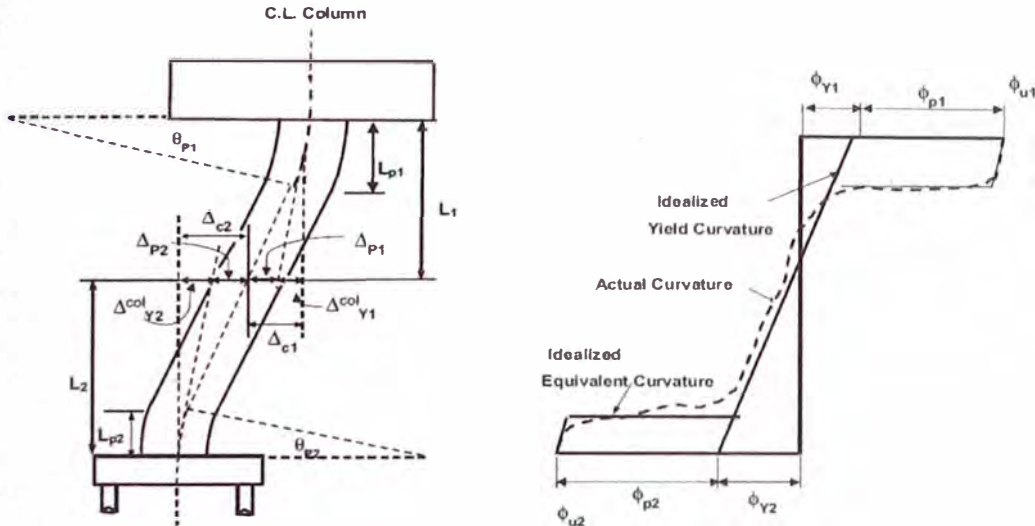
8.1.4 DISEÑO POR CAPACIDAD DE PILARES

La metodología de diseño AASHTO LRFD fue empleada en el desarrollo del proyecto del Viaducto Elevado.

Se adjuntan los cálculos correspondientes a la determinación de los niveles de ductilidad en la sección y la verificación de la capacidad de la sección para soportar los cortantes sísmicos máximos.

8.1.4.1 DISEÑO POR CAPACIDAD - PILAR P1

TREN ELECTRICICO - LINEA 1 - Tramo 2
Módulo MU8 - Pilar P1 - Push Over Longitudinal



EVALUACION EN LA PARTE SUPERIOR DE LA COLUMNA

$P = 1026 \text{ ton}$
 $\phi_y = 3.248E-03 \text{ 1/m}$
 $\phi_u = 0.0338 \text{ 1/m}$
 $\phi_{2/3ecu} = 0.0225 \text{ 1/m}$
 $L = 6.985 \text{ m}$
 $L_p = 0.08 L + 0.15 f_{ye} \cdot db_l > 0.3 f_{ye} \cdot db_l$
 $L_p = 0.915 \text{ m}$

$ecu = -0.0125$
 $2/3 ecu = -0.0083$

ec	phi
-8.084E-03	0.0218
-8.333E-03	0.0225
-9.073E-03	0.0246

Para ecu:

$\phi_p = 3.06E-02 \text{ 1/m}$
 $\theta_p = 2.80E-02 \text{ rad}$
 $\Delta y = 0.053 \text{ m}$
 $\Delta p = 0.182 \text{ m}$
 $\Delta c = 0.235 \text{ m}$
 $\mu_c = 4.45 > 3.00 \text{ ..Ok}$

Para 2/3 ecu:

$\phi_p = 1.93E-02 \text{ 1/m}$
 $\theta_p = 1.76E-02 \text{ rad}$
 $\Delta y = 0.053 \text{ m}$
 $\Delta p = 0.115 \text{ m}$
 $\Delta c = 0.168 \text{ m}$
 $\mu_c = 3.18 > 3.00 \text{ ..Ok}$

EVALUACION EN LA PARTE INFERIOR DE LA COLUMNA

$P = 1184 \text{ ton}$
 $\phi_y = 3.296E-03 \text{ 1/m}$
 $\phi_u = 0.0329 \text{ 1/m}$
 $\phi_{2/3ecu} = 0.0218 \text{ 1/m}$
 $L = 6.985 \text{ m}$
 $L_p = 0.08 L + 0.15 f_{ye} \cdot db_l > 0.3 f_{ye} \cdot db_l$
 $L_p = 0.915 \text{ m}$

$ecu = -0.0124$
 $2/3 ecu = -0.0083$

ec	phi
-8.077E-03	0.0213
-8.267E-03	0.0218
-9.059E-03	0.0239

Para ecu:

$\phi_p = 2.96E-02 \text{ 1/m}$
 $\theta_p = 2.71E-02 \text{ rad}$
 $\Delta y = 0.054 \text{ m}$
 $\Delta p = 0.177 \text{ m}$
 $\Delta c = 0.230 \text{ m}$
 $\mu_c = 4.30 > 3.00 \text{ ..Ok}$

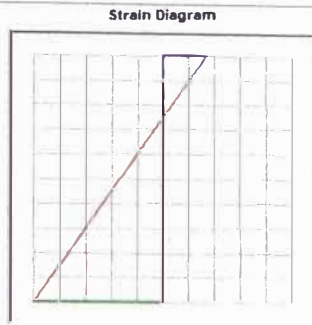
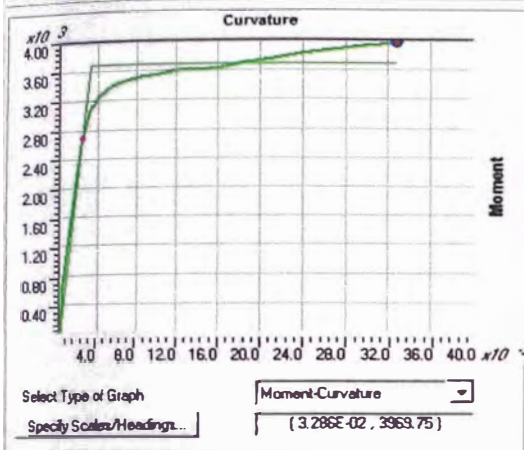
Para 2/3 ecu:

$\phi_p = 1.85E-02 \text{ 1/m}$
 $\theta_p = 1.69E-02 \text{ rad}$
 $\Delta y = 0.054 \text{ m}$
 $\Delta p = 0.111 \text{ m}$
 $\Delta c = 0.164 \text{ m}$
 $\mu_c = 3.06 > 3.00 \text{ ..Ok}$

CAPACIDAD A DESPLAZAMIENTO DEL PILAR

$\Delta c1 = 0.168 \text{ m}$
 $\Delta y1 = 0.053 \text{ m}$
 $\Delta c2 = 0.164 \text{ m}$
 $\Delta y2 = 0.054 \text{ m}$
 $\Delta c = 0.332 \text{ m}$
 $\Delta y = 0.106 \text{ m}$
 $\mu_c = 3.12 > 3.00 \text{ ..Ok}$
 $\Delta EQ = 0.16 \text{ m}$
 $\mu D = 1.50 < 5.00$

Moment Curvature Curve (Limits: P(comp.) = -18540.672, P(ten.) = 4339.174)



Concrete Strain: -0.0124
 Steel Strain: 0.0377
 Neutral Axis: 0.4217

Select Type of Graph: **Moment-Curvature**
 Specify Scales/Headings...: (3.286E-02, 3969.75)

Curves
 New Curve

Selected Curve Color: █
 Click to:
 Add Curve
 Delete Curve

Plot Exact Integration Curve Show Numerical Results for Exact Integration Curve
 Plot 3rd Fiber Model Curve Show Numerical Results for Fiber Model Curve

Caltrans Idealized Model
 No. of Points: 20
 P(Tension +ve): -1184
 Angle (Deg): 0
 Max Curvature: 0.0329
 Mmax: 3970.343
 Phi Conc: 0.03290455
 M-Conc: 3970.343
 Phi Steel: N/A
 M-Steel: N/A
 Phi yield(Initial): 0.0023587
 M-yield: 2680.837
 Phi yield(idealized): 0.00329514
 Mp: 3686.6515
 ICrack: .441

Analysis Control
 Concrete Failure (Lowest Ultimate Strain)
 Concrete Failure (Highest Ultimate Strain)
 First Rebar/Tendon Failure
 User Defined Curvature

Details... Contour...
 Refresh Done

Moment Curvature Curve Details (Exact Integration)

Results For Exact-Integration

$\phi_{y(Initial)} = 2.397E-03$
 $M_y = 2680.8371$
 $\phi_{y(idealized)} = 3.296E-03$
 $M_p = 3686.6515$
 $I_{crack} = 0.4413$
 $\phi_{concrete} = 0.0329$
 $M_{concrete} = 3970.3427$
 $\phi_{steel} = N/A$
 $M_{steel} = N/A$

Concrete Strain	Neutral Axis	Steel Strain	Tendon Strain	Concrete Compression	Steel Compression	Steel Tension	Prestress Force	Net Force	Curvature	Moment
-8.535E-05	0.	-8.535E-05	0.	-1026	-157.9353	0.	0.	-1184	0	4.144E-16
-3.067E-04	-0.1744	4.733E-04	0.	-1083	-204.222	102.7628	0.	-1184	0.0003148	872.3485
-5.497E-04	0.1017	6.502E-04	0.	-1332	-304.4257	452.4868	0.	-1184	0.0007871	1191.7685
-8.406E-04	0.2803	9.310E-04	0.	-1710	-432.9211	958.1627	0.	-1185	0.001417	1826.0825
-1.226E-03	0.2423	2.131E-03	0.	-2173	-601.241	1569.3742	0.	-1185	0.002204	2579.6846
-1.621E-03	0.2853	3.179E-03	0.	-2466	-753.801	2035.288	0.	-1184	0.003148	3074.5927
-1.993E-03	0.3311	4.486E-03	0.	-2557	-876.0978	2248.6655	0.	-1184	0.00425	3270.4781
-2.382E-03	0.3877	6.017E-03	0.	-2588	-997.6195	2401.4898	0.	-1184	0.00551	3392.5985
-2.789E-03	0.3973	7.770E-03	0.	-2561	-1120	2515.8972	0.	-1184	0.006928	3473.0818
-3.239E-03	0.4181	9.721E-03	0.	-2574	-1211	2600.8079	0.	-1184	0.0085	3523.738
-3.763E-03	0.4323	0.0118	0.	-2599	-1241	2655.846	0.	-1184	0.0102	3546.3198
-4.374E-03	0.4391	0.0141	0.	-2649	-1272	2735.9653	0.	-1185	0.0121	3607.4092
-5.242E-03	0.43	0.0164	0.	-2644	-1342	2801.2912	0.	-1185	0.0142	3611.636
-6.218E-03	0.4202	0.0187	0.	-2678	-1377	2870.0931	0.	-1184	0.0164	3631.9021
-7.142E-03	0.4187	0.0214	0.	-2746	-1398	2960.5985	0.	-1184	0.0187	3708.7118
-8.077E-03	0.4199	0.0243	0.	-2804	-1415	3033.046	0.	-1186	0.0213	3765.833
-9.059E-03	0.4214	0.0274	0.	-2853	-1431	3099.902	0.	-1184	0.0239	3821.5531
-0.0101	0.4222	0.0307	0.	-2898	-1450	3163.1888	0.	-1184	0.0268	3876.3236
-0.0112	0.4223	0.0341	0.	-2940	-1469	3223.8753	0.	-1184	0.0298	3926.9652
0.0124	0.4217	0.0377	0.	-2979	-1483	3276.2221	0.	-1184	0.0329	3970.3427

OK

Caltrans Section Properties

Geometry

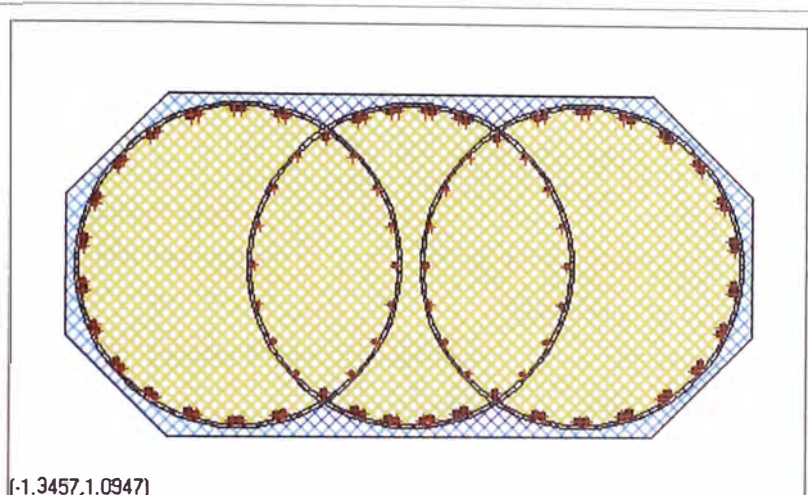
Shape: Octagon
 Chamfer: 0.0625
 Height: 1.6
 Width: 3.2

Small Base Dimensions

Base Height: 1.6
 Base Width: 3.2
 No. of Cores: 3

Casing

Thickness: 0.
 Longit. Factor: 0.



(-1.3457,1.0947)

Rings

No. of Rings: 1 Ring1 Cover: 0.0417 Ring2 Cover: Ring3 Cover:

Region	Ring	No. of Bundles	Bundle Type	Bundle Bar No.	Bundle Area	Bundle Material	Conf. Type	Conf. Spacing	Conf. Bar No.	Conf. Area	Conf. Material	
Core1	Ring1	Show	2(Perimeter)	#11	0.001	1.10_A706	Hoop	0.075	#5	0.0002	1.10_A706	
Core2	Ring1	Show	4	2(Perimeter)	#11	0.001	1.10_A706	Hoop	0.075	#5	0.0002	1.10_A706
Core3	Ring1	Show	14	2(Perimeter)	#11	0.001	1.10_A706	Hoop	0.075	#5	0.0002	1.10_A706
Interlock1	Ring1	Show	8	Single	#8	0.0005	1.10_A706	N/A	N/A	N/A	N/A	
Interlock2	Ring1	Show	8	Single	#8	0.0005	1.10_A706	N/A	N/A	N/A	N/A	
Prestress		Edit	0	Tendon	N/A	0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
Casing			N/A	Casing	N/A	0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	

Concrete Model

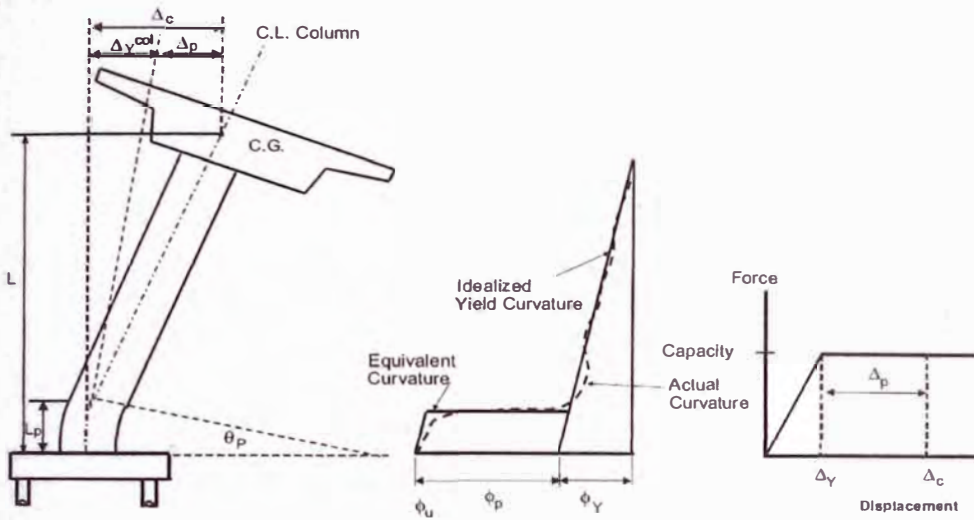
Material: 1.30_4000Psi Core Concrete: Core1 Show... OK

Other Concrete: Mander-Unconfin. Show... Outer Concrete: Mander-Unconfin. Show... Cancel

Definición de Geometría y Distribución de Armadura Longitudinal y Transversal para el Análisis de Sección de la Columna en la zona de Rótulas Plásticas (Estribos #5 @75mm)

Nota: Se han empleado las propiedades esperadas de material para el acero de refuerzo A706 para el refuerzo vertical y transversal y para el concreto (1.30f'c)

TREN ELECTRICO - LINEA 1 - Tramo 2
 Modulo MU8 - Pilar P1 - Push Over Transversal



Local Displacement Capacity - Cantilever Column w/ Fixed Base

$P = 1184 \text{ ton}$
 $\phi_y = 1.795E-03 \text{ 1/m}$
 $\phi_u = 0.0153 \text{ 1/m}$
 $\phi_{2/3\text{ecu}} = 0.0103 \text{ 1/m}$
 $\phi_p = 0.0135 \text{ 1/m}$
 $\theta_p = 2.22E-02 \text{ rad}$
 $L = 15.93 \text{ m}$
 $L_p = 0.08 L + 0.022 f_{ye} \cdot d_{bl} > 0.044 f_{ye} \cdot d_{bl}$

$\text{ecu} = -0.0125$
 $2/3 \text{ ecu} = -0.0083$

ecu	phi
-7.981E-03	0.0099
-8.333E-03	0.0103
-8.977E-03	0.0111

$f_{ye} = 475 \text{ Mpa}$
 $d_{bl} = 35 \text{ mm}$
 $0.044 f_{ye} d_{bl} = 732 \text{ mm}$
 $0.08 L + 0.022 f_{ye} d_{bl} = 1640 \text{ mm}$

$\Delta y = L^2 / 3 \cdot \phi_y$
 $\Delta p = \phi_y \cdot (L - l_p / 2)$
 $\Delta c = \Delta y + \Delta p$

$L_p = 1.640 \text{ m}$
 $\Delta y = 0.152 \text{ m}$
 $\Delta p = 0.335 \text{ m}$

$\Delta c = 0.487 \text{ m}$
 $\mu_c = 3.20$

$\Delta_{max} = 0.145 \text{ m}$
 $\mu_b = 0.95 < 5.00 \text{ ..Ok}$

ANÁLISIS DE CIMENTACION EN DIRECCION LONGITUDINAL

Dimensiones de Zapata :

$$\begin{aligned}
 B &= 12.80 \text{ m (Direccion Perpendicular al analisis)} \\
 L &= 9.00 \text{ m (Direccion Paralela al analisis)} \\
 H_f &= 2.50 \text{ m (Peralte Zapata)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{adm} &= 60 \text{ ton/m}^2 \\
 q_n &= 200 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_c &= 1.60 \text{ m} \\
 B_c &= 3.20 \text{ m} \\
 \text{Area columna} &= 4.68 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{\text{relleno}} &= 2.00 \text{ m} \\
 H_{\text{libre columna}} &= 13.97 \text{ m (Hcol)}
 \end{aligned}$$

Fuerzas Transmitidas a Nivel de Cimentacion:

$$\begin{aligned}
 P_{\text{base columna}} &= 1137.48 \text{ Ton} \\
 \text{Peso Zapata} &= 720 \text{ Ton} \\
 \text{Peso Relleno} &= 442.08 \text{ Ton} \\
 \Rightarrow P_u &= 2299.55 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Resistencia al Volteo:

$$\begin{aligned}
 M_p \text{ superior} &= 3608.95 \text{ Ton-m} \\
 M_p \text{ inferior} &= 3686.65 \text{ Ton-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{po \text{ sup}} &= 1.20 M_p \text{ sup} = 4330.73 \text{ Ton-m} \\
 M_{po \text{ inf}} &= 1.20 M_p \text{ inf} = 4423.98 \text{ Ton-m}
 \end{aligned}$$

$$V_{po} = (M_{pos} + M_{poi}) / H_{col} = 626.68 \text{ Ton}$$

$$M_{po \text{ inf}} + V_{po} \times H_f = 5253.35 \text{ Ton-m} \dots (1)$$

$$\begin{aligned}
 a &= 0.90 \text{ m} \\
 \phi P_u (L - a) / 2 &= 9315.19 \text{ Ton-m} \dots (2)
 \end{aligned}$$

(1) < (2) ..Resistencia al Volteo Ok

Excentricidad :

$$e = 2.28 \text{ m}$$

$$e / L = 0.25 < 1/3 \text{ .. Ok}$$

Resistencia al Deslizamiento:

$$V_{po} = 626.68 \text{ Ton} \text{ ..(1)}$$

$$R_n = \text{Normal} * \mu$$

$$\text{Normal} = 2299.55 \text{ Ton}$$

$$\mu = 0.6$$

$$R_n = 1379.73 \text{ Ton} \text{ ..(2)}$$

- (1) < (2) ..Resistencia al deslizamiento Ok

Resistencia a Flexion:

$$M_u = P_u * (L - a - D_c) / 2$$

$$b_{eff} = B_c + 2 H_f < B$$

$$b_{eff} = 8.2 \text{ m}$$

$$D_c = 1.60 \text{ m}$$

$$M_u = 7475.54 \text{ ton-m}$$

$$m_u = 911.65 \text{ ton-m/m}$$

$$H = 2500 \text{ mm}$$

$$d = 2387 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cr} = 51.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{factorado} = 911.65 \text{ ton-m}$$

$$1.20 M_{cr} = 647.88 \text{ ton-m}$$

$$4/3 M_{factorado} = 1215.54 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 911.65 \text{ ton-m}$$

$$\phi = 1.00$$

$$M_u / (\phi f'_c b d^2) = 0.057$$

$$w_{req} = 0.0592$$

$$\rho_{req} = 0.0039$$

$$A_{s req} = 9.42 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{s prov} = 2 \times \#8 @ 100$$

$$A_{s prov} = 10.20 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\rho_{prov} = 0.0043$$

$$w_{prov} = 0.0641$$

$$\phi M_n = 983.88 \text{ ton-m}$$

ANÁLISIS DE CIMENTACION EN DIRECCION TRANSVERSAL

Dimensiones de Zapata :

$$B = 9.00 \text{ m (Direccion Perpendicular al analisis)}$$

$$L = 12.80 \text{ m (Direccion Paralela al analisis)}$$

$$H_f = 2.50 \text{ m (Peralte Zapata)}$$

$$q_{adm} = 60 \text{ ton/m}^2$$

$$q_n = 200 \text{ ton/m}^2$$

$$D_c = 3.20 \text{ m}$$

$$B_c = 1.60 \text{ m}$$

$$\text{Area columna} = 4.68 \text{ m}^2$$

$$H_{\text{relleno}} = 2.00 \text{ m}$$

$$H_{\text{efectivo Columna}} = 15.93 \text{ m (Hcol)}$$

Fuerzas Transmitidas a Nivel de Cimentacion:

$$P_{\text{base columna}} = 1137.48 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso Zapata} = 720 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso Relleno} = 442.08 \text{ Ton}$$

$$\Rightarrow P_u = 2299.55 \text{ Ton}$$

$$q_{\text{permanente}} = 19.96 \text{ ton/m}^2$$

Resistencia al Volteo:

$$M_p = 6803.41 \text{ Ton-m}$$

$$M_{po} = 1.20 M_p = 8164.10 \text{ Ton-m}$$

$$V_{po} = M_{po} / H_{col} = 512.50 \text{ Ton}$$

$$M_{po} + V_{po} \times H_f = 9445.34 \text{ Ton-m} \dots (1)$$

$$a = 1.28 \text{ m}$$

$$\Phi P_u (L - a) / 2 = 13248.27 \text{ Ton-m} \dots (2)$$

(1) < (2) ..Resistencia al Volteo Ok

Excentricidad :

$$e = 4.11 \text{ m}$$

$$e / L = 0.32 < 1/3 \text{ ..Ok}$$

Resistencia al Deslizamiento:

$$V_{po} = 512.50 \text{ Ton} \text{ ..(1)}$$

$$R_n = \text{Normal} * \mu$$

$$\text{Normal} = 2299.55 \text{ Ton}$$

$$\mu = 0.6$$

$$R_n = 1379.73 \text{ Ton} \text{ ..(2)}$$

(1) < (2) ..Resistencia al deslizamiento Ok

Resistencia a Flexion:

$$M_u = P_u * (L - a - D_c) / 2$$

$$b_{eff} = B_c + 2 H_f < B$$

$$b_{eff} = 6.6 \text{ m}$$

$$D_c = 3.20 \text{ m}$$

$$M_u = 9568.98 \text{ ton-m}$$

$$m_u = 1449.85 \text{ ton-m/m}$$

$$H = 2500 \text{ mm}$$

$$d = 2412 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cr} = 51.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{factorado} = 1449.85 \text{ ton-m}$$

$$1.20 M_{cr} = 647.88 \text{ ton-m}$$

$$4/3 M_{factorado} = 1933.13 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 1449.85 \text{ ton-m}$$

$$\phi = 1.00$$

$$M_u / (\phi f'_c b d^2) = 0.089$$

$$w_{req} = 0.0942$$

$$\rho_{req} = 0.0063$$

$$A_s_{req} = 15.15 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s_{prov} = 3 \times \#8 @100$$

$$A_s_{prov} = 15.30 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\rho_{prov} = 0.0063$$

$$w_{prov} = 0.0951$$

$$\phi M_n = 1463.13 \text{ ton-m}$$

9. DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE APOYO

Para el diseño de los dispositivos de apoyo elastoméricos se empleó la denominada “Metodología de Diseño-B” de la Especificación de Diseño AASHTO LRFD para el dimensionamiento por resistencia, estabilidad y serviceabilidad de los apoyos.

Se adjuntan las hojas de cálculo correspondientes.

Las dimensiones de los dispositivos de apoyo resultantes son:

Dispositivos de Apoyo Móvil – Estribos Derecho e Izquierdo:

Ancho	$W = 450 \text{ mm}$
Largo	$L = 375 \text{ mm}$
Espesor de capas elastomericas	$h_{ri} = 10 \text{ mm}$
Espesor de capas extremas	$h_{cover} = 7 \text{ mm}$
Numero de capas elastomericas	$n = 6$
Espesor de capas de refuerzo	$h_s = 3 \text{ mm}$
Altura total del apoyo	$h_{rt} = 95 \text{ mm}$

DISPOSITIVOS DE APOYO - VIADUCTO ELEVADO TREN ELECTRICO - TRAMO MU8

AASHTO LRFD, 3RD ED., 2004 WITH 2005 INTERIMS

METHOD B - STEEL-REINFORCED ELASTOMERIC BEARINGS - SECTION 14.7.5

The following design program was developed based upon the above-referenced AASHTO LRFD code. The program is applicable to the design of steel-reinforced elastomeric bearings, both rectangular and circular in shape. The program is not applicable to design of rectangular bearings subject to combined rotation about the transverse and longitudinal axes. The program assumes that interior elastomeric layers are of equal thickness, as are the two exterior elastomeric layers.

I. INITIAL DESIGN INPUTS

Dead Load = P_D =	213.13	kips	
Live Load = P_{LL} =	138.39	kips	
Horizontal Movement of Bridge Superstructure = Δ_o =	0.6	in.	
Axis of Pad Rotation:	Transverse		
Calculated Rotation =	0.0014	Radians	
Rotation Construction Tolerance =	0.005	Radians	(14.4.2.1)
Design Rotation = θ_s =	0.0064	Radians	
Bearing Shape:	Rectangular		
Bearing Subject to Shear Deformation?	yes		
Bridge Deck Fixed Against Horizontal Translation?	no		

II. BEARING GEOMETRY

Flange Width =	98.43	in.	
Bearing Width = W =	17.72	in.	
Flange Width $\geq W$			
98.42519885 \geq 17.71853543		in.	OK
Total Unfactored Compressive Load = P_T =	352	kips	
Minimum Required Area of Bearing = A_{min} =	219.7	In. ²	Based on service limit (14.7.5.3.2)
Minimum Bearing Length = L_{min} =	12.40	in.	
Bearing Length = L =	14.76	in.	
$L \geq L_{min}$			
14.8 \geq 12.40		in.	OK
N/A \geq N/A			
N/A \geq N/A		N/A	N/A
Bearing Area = A =	281.8	In. ²	

III. SHEAR DEFORMATION (AASHTO LRFD 14.7.5.3.4)

Maximum Total Shear Deformation of Elastomer at Service Limit = $\Delta_s = \Delta_o$ =	0.551	in.	
$2\Delta_s$ =	1.102	in.	
Elastomeric Layer Thickness = h_{rl} =	0.394	in.	
Thickness of top and Bottom Cover Layers (each) = h_{cover} =	0.276	in.	
$h_{cover} \leq 0.7h_{rl}$			(14.7.5.1)
0.276 \leq 0.276		in.	OK
Number of Interior Elastomeric Layers (Excluding Exterior Layer Allowance) = n_{int} =	6		
Total Elastomer Thickness = $h_{rt} = 2h_{cover} + n_{int}h_{rl}$ =	2.913	in.	
$h_{rt} \geq 2\Delta_s$			(14.7.5.3.4-1)
2.913 \geq 1.102		in.	OK

IV. COMPRESSIVE STRESS (AASHTO LRFD 14.7.5.3.2)

Service Average Compressive Stress (Total Load) = $\sigma_s = \frac{P_T}{A}$ =	1.34	ksi	
Service Average Compressive Stress (Live Load) = $\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A}$ =	0.53	ksi	
Rectangular Shape Factor = $S_r = \frac{LW}{2h_{rl}(L+W)}$ =	10.23		(14.7.5.1-1)
Circular Shape Factor = $S_c = \frac{D}{4h_{rl}}$ =	N/A		(14.7.5.1-2)

Shear Modulus of Elastomer = G =	0.100	ksi	
$0.080 \leq G \leq 0.175$		ksi	(14.7.5.2)
$0.080 \leq 0.100 \leq 0.175$		ksi	OK

For Bearings Subject to Shear Deformation:			
$\sigma_s \leq 1.86GS$			(14.7.5.3.2-1)
1.34 \leq 1.70	ksi	OK	
$\sigma_s \leq 1.6$ ksi			(14.7.5.3.2-1)
1.34 \leq 1.6	ksi	OK	
$\sigma_L \leq 0.86GS$			(14.7.5.3.2-2)
0.53 \leq 0.86	ksi	OK	

For Bearings Fixed Against Shear Deformation:			
$\sigma_s \leq 2.00GS$			(14.7.5.3.2-3)
N/A \leq N/A		N/A	
$\sigma_s \leq 1.75$ ksi		N/A	(14.7.5.3.2-3)

V. COMBINED COMPRESSION AND ROTATION (AASHTO LRFD 14.7.5.3.5)

RECTANGULAR BEARINGS:

B = Length of Pad = 14.76 In. (14.7.5.3.5)
 Exterior Layer Allowance = $n_{ext} = 1.0$
 Equivalent Number of Interior Elastomeric Layers = $n = n_{int} + n_{ext} = 7$

$$\sigma_s > 1.0GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_n} \right)^2 \quad (14.7.5.3.5-1)$$

1.34 > 1.31 ksi **OK**

Subject to shear deformation:

$$\sigma_s < 1.875GS \left[1 - 0.200 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_n} \right)^2 \right] \quad (14.7.5.3.5-2)$$

1.34 < 1.42 ksi **OK**

Fixed against shear deformation:

$$\sigma_s < 2.25GS \left[1 - 0.167 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_n} \right)^2 \right] \quad (14.7.5.3.5-3)$$

1.34 < N/A N/A

CIRCULAR BEARINGS:

$$\sigma_s > 0.75GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{D}{h_n} \right)^2 \quad (14.7.5.3.5-4)$$

1.34 > N/A N/A

Subject to Shear Deformation:

$$\sigma_s < 2.5GS \left[1 - 0.15 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{D}{h_n} \right)^2 \right] \quad (14.7.5.3.5-5)$$

1.34 < N/A N/A

Fixed Against Shear Deformation:

$$\sigma_s < 3.0GS \left[1 - 0.125 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{D}{h_n} \right)^2 \right] \quad (14.7.5.3.5-6)$$

1.34 < N/A N/A

VI. STABILITY (AASHTO LRFD 14.7.5.3.6)

For free horizontal translation*:

$$2A \leq B \quad (14.7.5.3.6-1)$$

$$A = \frac{1.92 \frac{h_n}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} = 0.232 \quad (14.7.5.3.6-2)$$

$$2A = 0.464$$

$$B = \frac{2.67}{\left(S + 2.0 \left(1 + \frac{L}{4.0W} \right) \right)} = 0.181 \quad (14.7.5.3.6-3)$$

$$2A \leq B \\ 0.46 \leq 0.18$$

NG - SEE EQ. 4

*Notes - For rectangular bearings where $L > W$, L and W are interchanged.

(14.7.5.3.6)

(14.7.5.3.6)

Bridge Deck Free to Translate Horizontally:

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{2A - B} \quad (14.7.5.3.6-4)$$

1.34 ≤ 3.61 ksi **OK**

Bridge Deck Fixed Against Horizontal Translation:

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{A - B} \quad (14.7.5.3.6-5)$$

1.34 ≤ N/A N/A

Memoria de Cálculo – Tramo U – Módulo MU8

Fecha: 08-Mar-12

Página: 58/58

VII. REINFORCEMENT (AASHTO LRFD 14.7.5.3.7)

Service Limit State:

Min. Yield Strength of Steel Reinforcement = $F_y = 36$ ksi

Thickness of Steel Reinforcement = h_s

$$h_{s\min} = \frac{3.0h_{\max}\sigma_s}{F_y} = 0.044 \text{ in. Controls (14.7.5.3.7-1)}$$

Fatigue Limit State:

Constant Amplitude Fatigue Threshold = $\Delta F_{TH} = 24.0$ ksi (Table 6.6.1.2.5-3)

$$h_{s\min} = \frac{2.0h_{\max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} = 0.017 \text{ in. (14.7.5.3.7-2)}$$

Required Minimum Reinforcement Thickness = 0.044 in.

Reinforcement Thickness = $h_s = 0.1181$ in.

$$h_s \geq h_{s\min}$$

$$0.118 \geq 0.044 \text{ in. OK}$$

VIII. FINAL DESIGN SUMMARY

Bearing Width = $W =$	17.717	in.	450 mm
Bearing Length = $L =$	14.784	in.	375 mm
Elastomeric Layer Thickness = $h_{rl} =$	0.394	in.	10 mm
Thickness of top and Bottom Cover Layers (each) = $h_{cover} =$	0.278	in.	7 mm
Number of Interior Elastomeric Layers (Excluding Exterior Layer Allowance) = $n_{int} =$	6		
Total Elastomer Thickness = $h_{rl} =$	2.913	in.	74 mm
Reinforcement Thickness = $h_s =$	0.118	in.	3 mm
Total Bearing Thickness = $h_{rl} + h_s(n_{int} + 1) =$	3.740	in.	95 mm

ANEXO C2:
MEMORIA DE CÁLCULO
SISTEMA DE SOPORTES DEL ENCOFRADO
DEL VIADUCTO EN EL CRUCE SANTA ROSA
MÓDULO MU8

ANEXO C2-a:

**MEMORIA DE CÁLCULO - SISTEMA DE
SOPORTES VANOS U33-U34 y U35-U36.**

INDICE

1.0 GENERALIDADES

2.0 CARACTERISTICAS DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES

2.1 Vigas Ulmaflex 20

2.2 Riostra MK-120

2.3 Pies Verticales Brio

2.4 Puntales Aluprop

3.0 ACCIONES PREVISTAS DE CÁLCULO

4.0 CALCULOS Y RESULTADOS

4.1 Primera etapa de vaciado

4.1.1 Análisis de vigas Ulmaflex

4.1.2 Análisis de Riostra MK-120

4.1.3 Análisis de soporte vertical Brio

4.2 Segunda etapa de vaciado

4.2.1 Análisis de vigas Ulmaflex

4.2.2 Análisis de Riostra MK-120

4.2.3 Análisis de soporte vertical Brio

4.3 Torre Aluprop

4.3.1 Análisis de Riostras MK-120 (vigas secundarias)

4.3.2 Análisis de Riostras MK-120 (vigas primarias)

5 CONCLUSIONES

1. GENERALIDADES

La estructura analizada es el soporte del encofrado del puente ubicado entre los ejes U33-U34 del Tramo U del Tren Eléctrico Tramo II.

El soporte está conformado por un sistema de apuntalamiento perteneciente a ULMA Encofrados Perú S.A. denominado Torres Aluprop sobre el cual se apoyarán riostras metálicas del sistema MK-120 y vigas Ulmaflex con la finalidad de lograr una adecuada distribución de las cargas. Las características más importantes son:

- Conformada por puntales de Aluminio y marcos de arriostramiento.
- Los puntales se pueden utilizar tanto individualmente como en torres de apeo.
- Conformado principalmente por elementos tubulares, distribuidos en formas verticales y horizontales.

La figura 01 muestra la planta de la disposición de los elementos que conforman el encofrado. La figura 02 muestra la sección transversal típica del soporte de encofrado analizado.

El objetivo de este informe es demostrar la confiabilidad de cada uno de los elementos que conforman el soporte del encofrado de los bloques; es decir, demostrar que las cargas actuantes no supera las capacidades admisibles.

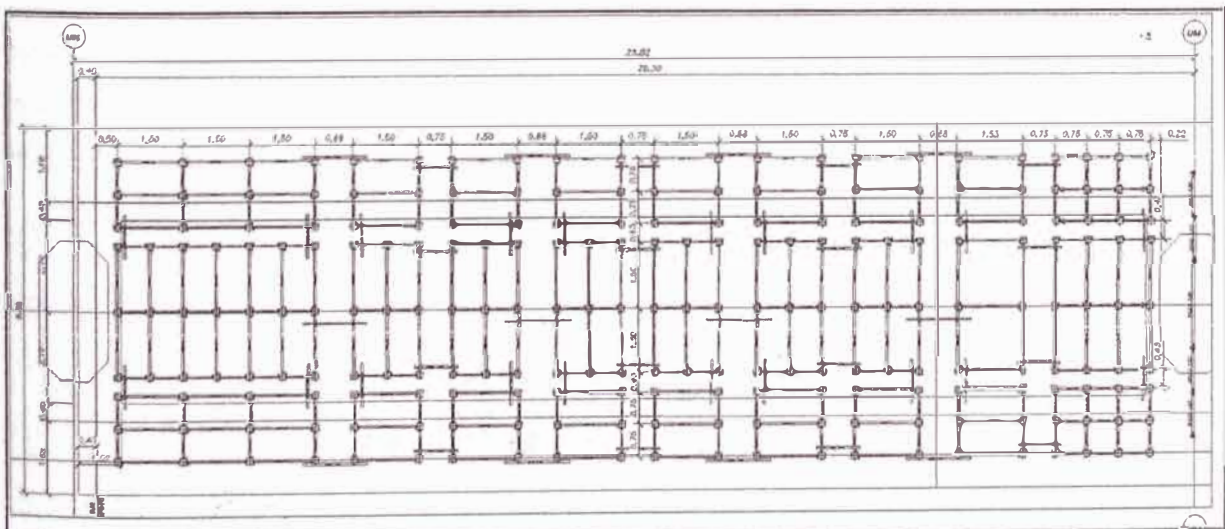


Figura 01: Vista en planta torres Aluprop

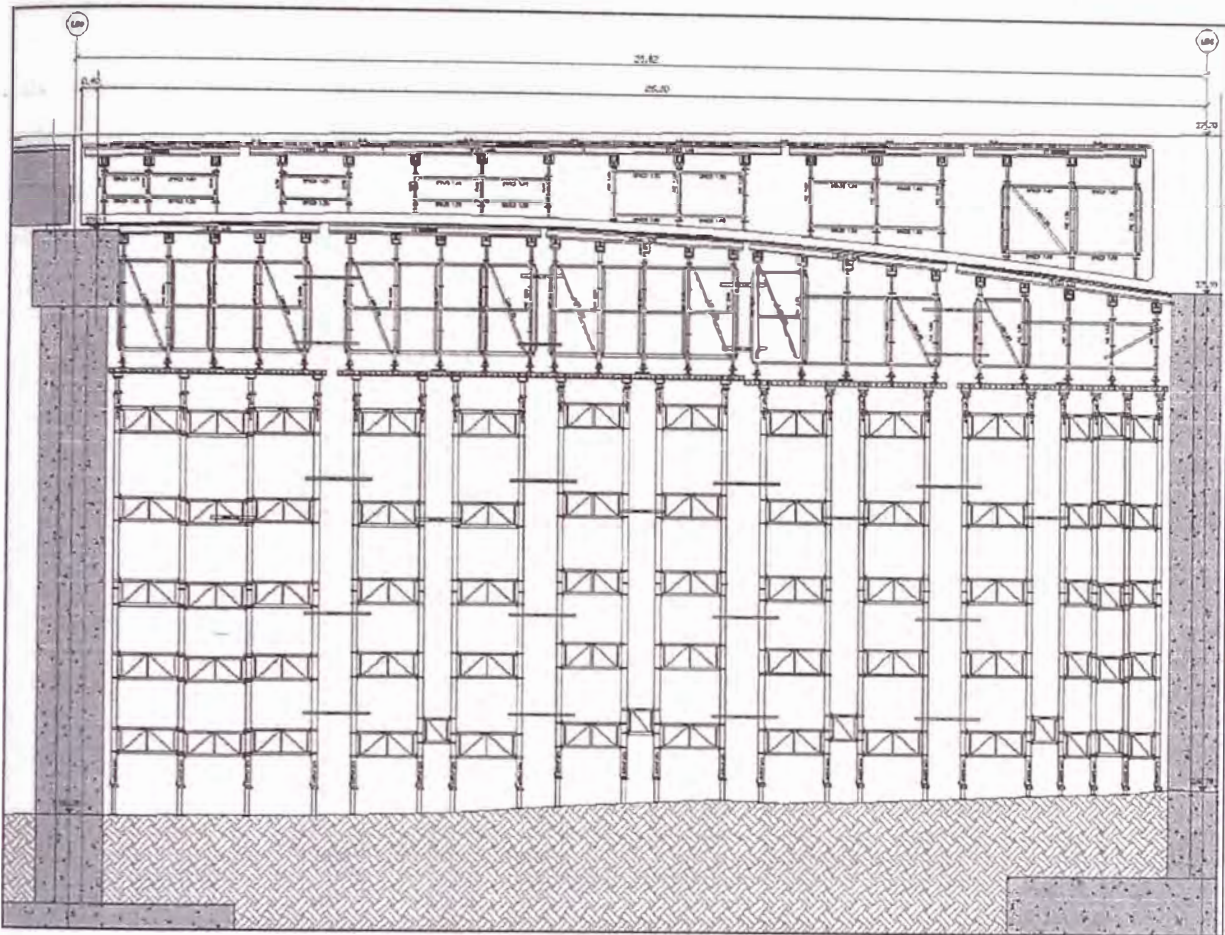


Figura 02: Vista en seccion transversal

2. CARACTERISTICAS DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES

2.1 Vigas Ulmaflex 20

Son elementos que unidos perpendicularmente a las Riostras MK (como elementos de segunda tramada), forman el soporte de la superficie que actúa como cara encofrante del sistema.

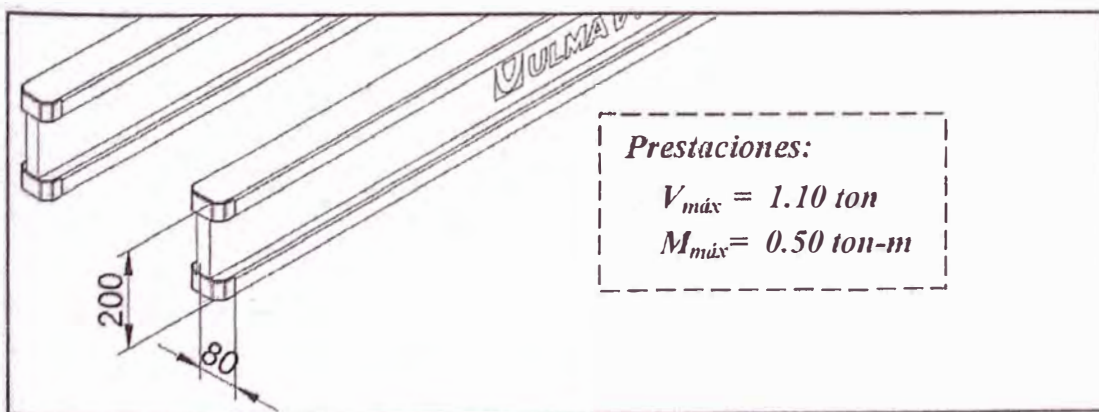


Figura 03: Vigas ulmaflex

2.2 Riostra MK-120

Las Riostras MK-120, están formados por dos perfiles UPN-120. Los agujeros exteriores de la riostra tienen un diámetro de 17 mm separados entre ellos 62.5 mm en ambas direcciones. Por otro lado, en la fila central se alternan agujeros de diámetro 20 mm y ranuras de 45.5 mm de ancho.

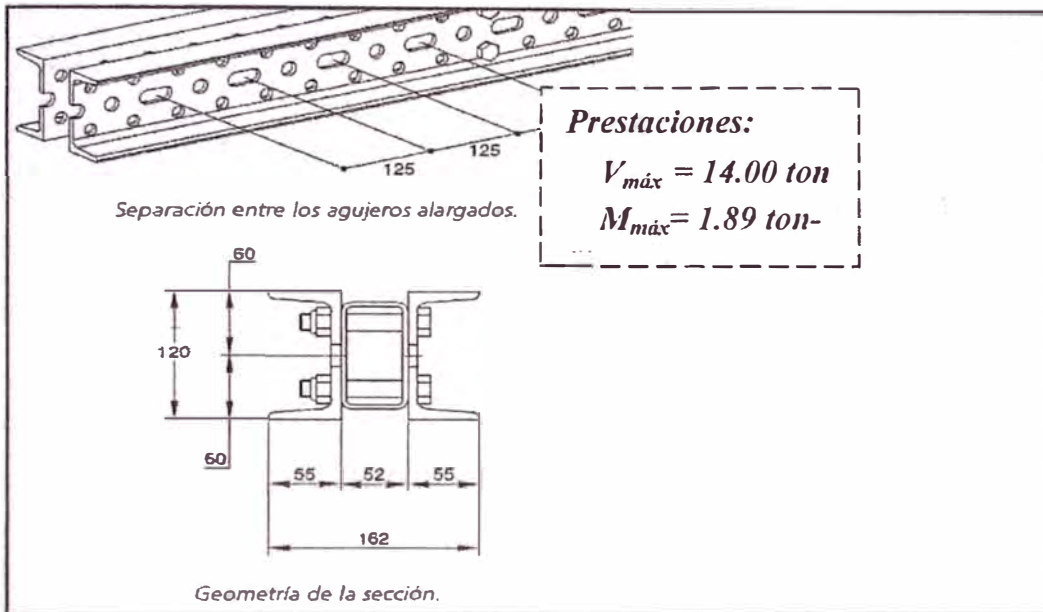





Figura 04: Riostra MK-120

2.3 Pies Verticales Brio

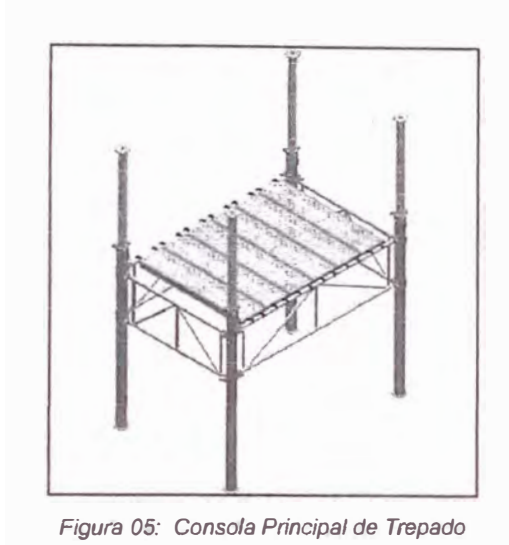
Son elementos estructurales que van a resistir cargas axiales de compresión. Tienen una capacidad admisible a compresión de hasta 5.00 ton, según su arriostramiento en planta y en altura como se muestra en el cuadro 02. Las vigas metálicas primarias descansan en los cabezales con husillo, los cuales a su vez son soportados por los pies verticales.

ARRIOST. ELEVACION	ARRIOSTRAMIENTO EN PLANTA		
	2 SENTIDOS 	3 SENTIDOS 	4 SENTIDOS 
1.50	4.0 Ton	4.5 Ton	5.0 Ton
2.00	2.1 Ton	2.3 Ton	2.5 Ton

Cuadro 01: Capacidad portante de pie BRIO

2.4 Puntales Aluprop

Son sistemas de apuntalamiento estructurales diseñados para soportar cargas axiales. Estos están sometidos a cargas de compresión. Soportan su propio peso, la estructura a encofrar y la sobrecarga dada por lo que se recomienda apoyar de manera correcta sobre una superficie adecuada.



3. ACCIONES PREVISTAS DE CALCULO

3.1 Acción gravitatoria

Carga debida al peso de los elementos del encofrado.

3.2 Sobrecargas de uso

Se considera en las plataformas una sobrecarga de 150 kg/m².

3.3 Presión del concreto

Corresponde al peso de concreto de la viga en ejecución, fue calculado en función a la sección de la viga más crítica considerando un peso específico de concreto de 2.50 ton/m³.

3.4 Peso del encofrado

Corresponde al peso del encofrado que se apoya sobre la estructura, para el presente análisis se consideró una carga de 80 kg/m².

3.5 Combinación de carga

Con los tipos de cargas mencionados, la combinación de carga crítica por servicio a definir será la que se menciona a continuación:

COMB 1: DEAD + S/C + ENCOFRADO + CONCRETO

4. CALCULOS Y RESULTADOS

Se realizó un modelo computacional simplificado en el programa SAP 2000 para obtener los esfuerzos en las barras roscadas, las cuales absorberán toda la presión y los tensores servirán únicamente para el aplome.

4.1 Primera etapa de vaciado

Se contempla la losa de máximo peralte que es de 0.40 m., con este dato se procede a hacer la distribución de fondo de losa respectivo.

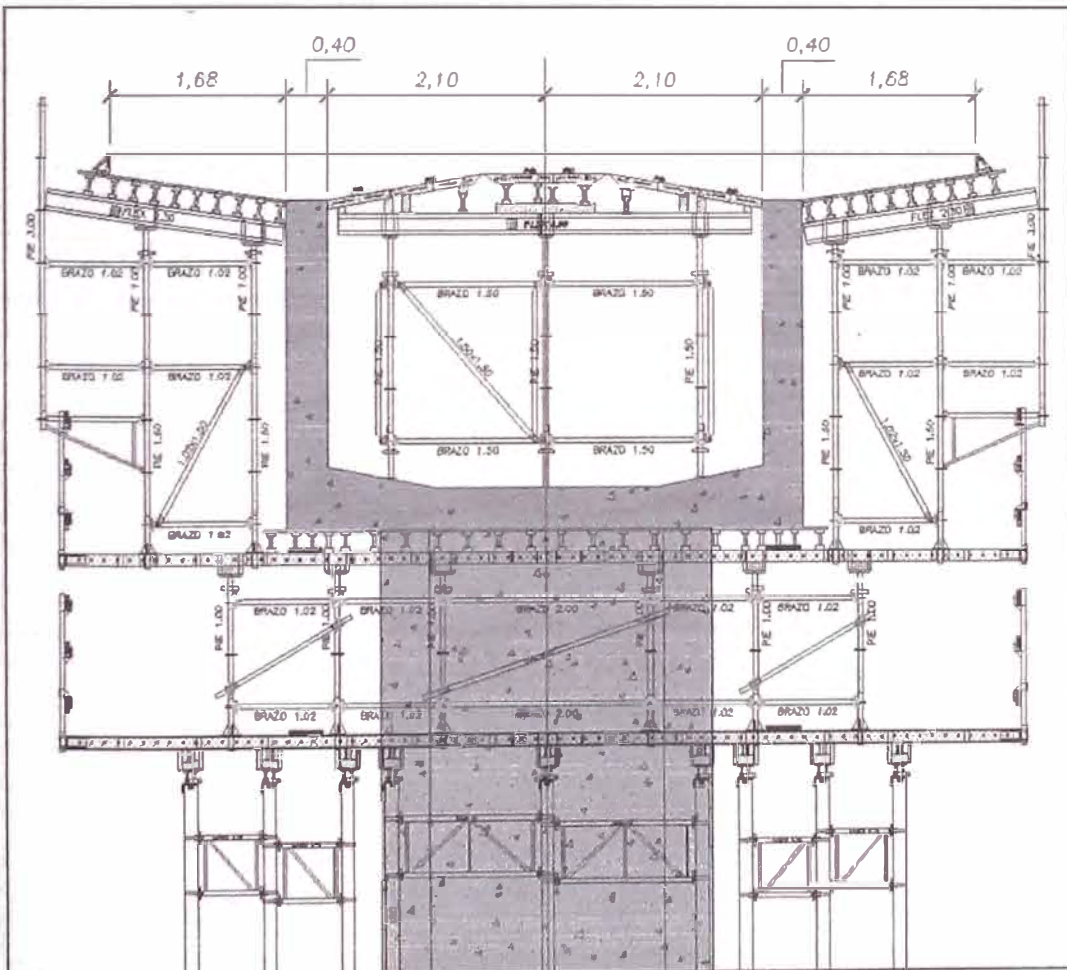


Figura 05: Vista en elevación de encofrado de losa 1

4.1.1 Análisis de Vigas Ulmaflex (L=4.8 m)

Del análisis se obtuvo los valores de fuerzas cortantes y momentos flectores absolutos máximos, así como también la deflexión relativa máxima de las vigas. La viga más crítica, central de longitud 5.00 m.

Metrando las cargas:

- $W_{conc} = \square * b * h = 2.50 * 0.40 * 0.40 = 0.40 \text{ Ton/m}$
- $S/C = 0.15 * b = 0.15 * 0.40 = 0.06 \text{ Ton/m}$
- $Encof = 0.025 * b = 0.025 * 0.40 = 0.01 \text{ Ton/m}$

W=0.47 Ton/m

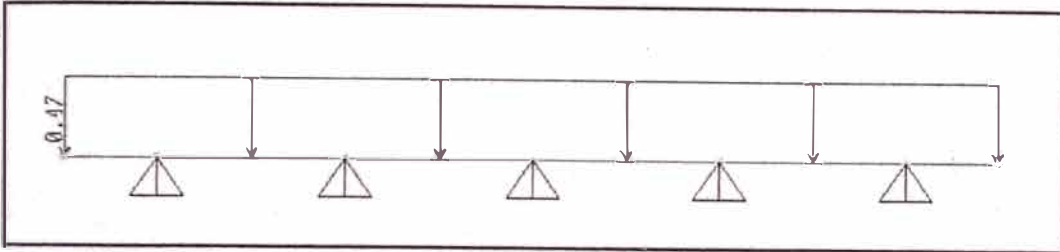


Figura 06: Distribución de cargas sobre la viga Ulmaflex

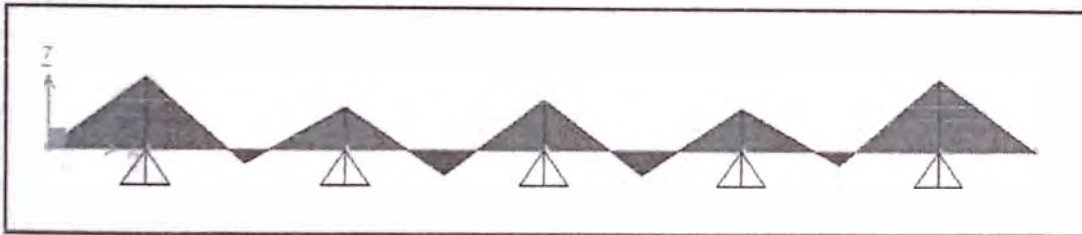


Figura 07: Diagrama de Momentos flectores



Figura 08: Diagrama de Fuerzas Cortantes

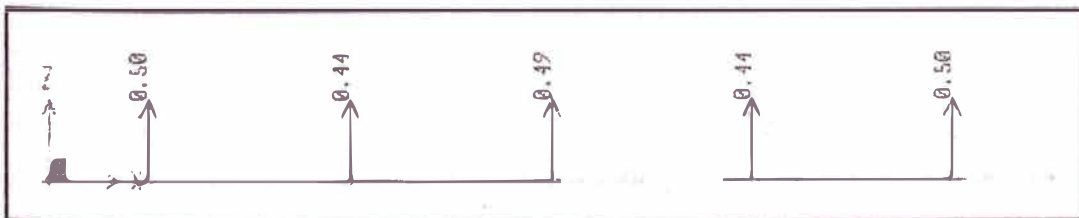


Figura 09: Reacciones producidas

Se obtiene los siguientes resultados:

Ancho Tributario "b"	W	R1	R2	R3	R4	R5	M _{max}	V _{max}	δ _{max}
m	Ton/m	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton	mm
0.4	0.5	0.5	0.44	0.49	0.44	0.5	0.06	0.26	0.18

$M_{\text{máx}} = 0.060 \text{ ton-m} < M_{\text{adm}} = 0.50 \text{ ton-m}$ **verifica resistencia**

$V_{\text{máx}} = 0.26 \text{ ton} < V_{\text{adm}} = 1.10 \text{ ton}$ **verifica resistencia**

$\delta_{\text{máx}} < L/500 = 3.33 \text{ mm}$ **verifica resistencia**

4.1.2 Análisis de Riostra MK-120

Del análisis se obtuvo los valores de fuerzas cortantes y momentos flectores absolutos máximos, así como también la deflexión relativa máxima de las vigas.

- $W_{\text{conc}} = \rho \cdot b \cdot h = 2.50 \cdot 1.00 \cdot 0.40 = 1.00 \text{ Ton/m}$
- $S/C = 0.15 \cdot b = 0.15 \cdot 1.00 = 0.15 \text{ Ton/m}$
- $\text{Encof} = 0.025 \cdot b = 0.025 \cdot 1.00 = 0.02 \text{ Ton/m}$

W=1.17 Ton/m

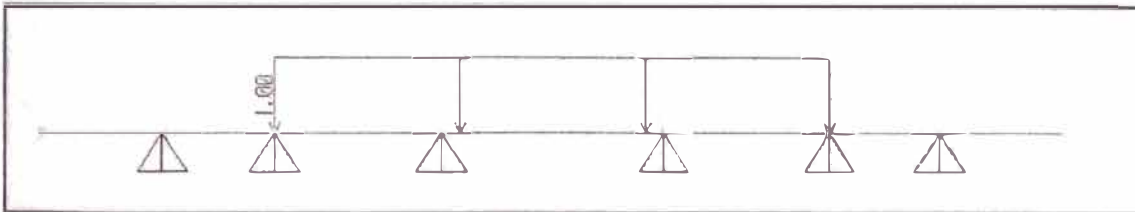


Figura 10: Distribución de cargas sobre la riostra MK-120

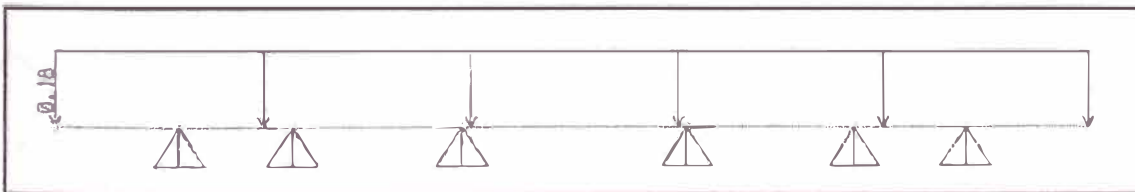


Figura 10: Distribución de cargas sobre la riostra MK-120

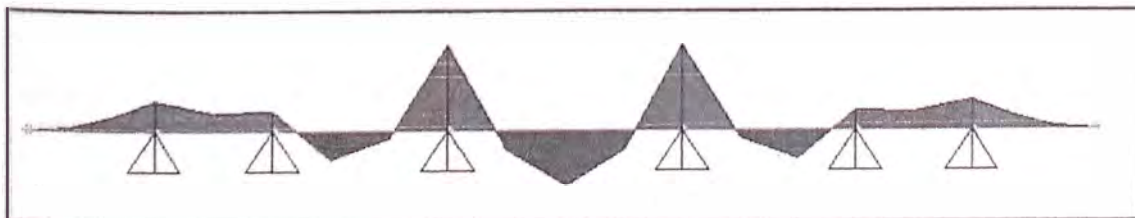


Figura 11: Diagrama de Momentos Flectores

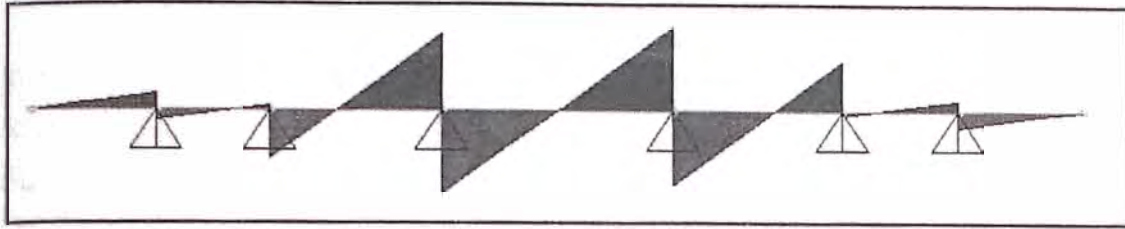


Figura 12: Diagrama de Fuerzas Cortantes

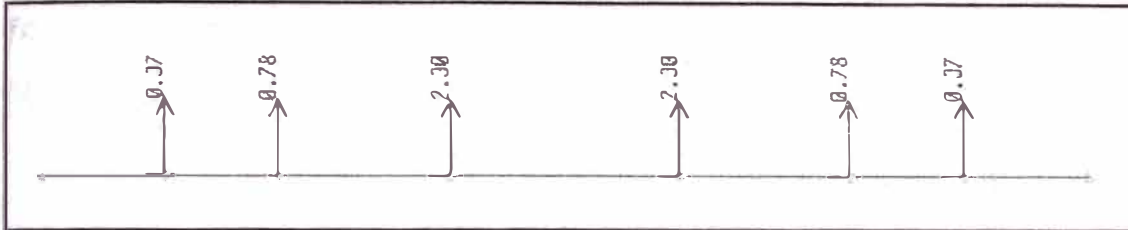


Figura 13: Reacciones producidas

Se obtiene los siguientes resultados:

Ancho Tributario "b" m	R1 Ton	R2 Ton	R3 Ton	R4 Ton	R5 Ton	R6 Ton	M _{max} Ton-m	V _{max} Ton	δ _{max} mm
1	0.37	0.78	2.3	2.3	0.78	0.37	0.366	1.2	0.72

$M_{\text{máx}} = 0.366 \text{ ton-m} < M_{\text{adm}} = 1.89 \text{ ton-m}$ **verifica resistencia**

$V_{\text{máx}} = 1.20 \text{ ton} < V_{\text{adm}} = 14.00 \text{ ton}$ **verifica resistencia**

$\delta_{\text{máx}} < L/500 = 3.00 \text{ mm}$ **verifica resistencia**

4.1.3 Análisis de Soporte vertical Brio

Las reacciones obtenidas en las riostras, son las cargas actuantes sobre los elementos verticales Brio:

Riostra MK-120	R (ton)	Arriostramiento Vertical	Arriostramiento en Planta	Q adm	%
4.625	0.37	1.50	2 sentidos	4.00	9%
	0.78	1.50	3 sentidos	4.50	17%
	2.30	1.50	4 sentidos	5.00	46%
4.625	0.37	1.50	2 sentidos	4.00	9%
	0.78	1.50	3 sentidos	4.50	17%
	2.30	1.50	4 sentidos	5.00	46%

Ninguno de estos elementos supera la capacidad mínima de 4.00 ton, entonces **Verifica la resistencia.**

4.2 Segunda etapa de vaciado

En este modelo se simula un encofrado de las placas y losa superior, aquí actúan todas las cargas en forma vertical, y las presiones laterales son controladas por las barras roscadas.

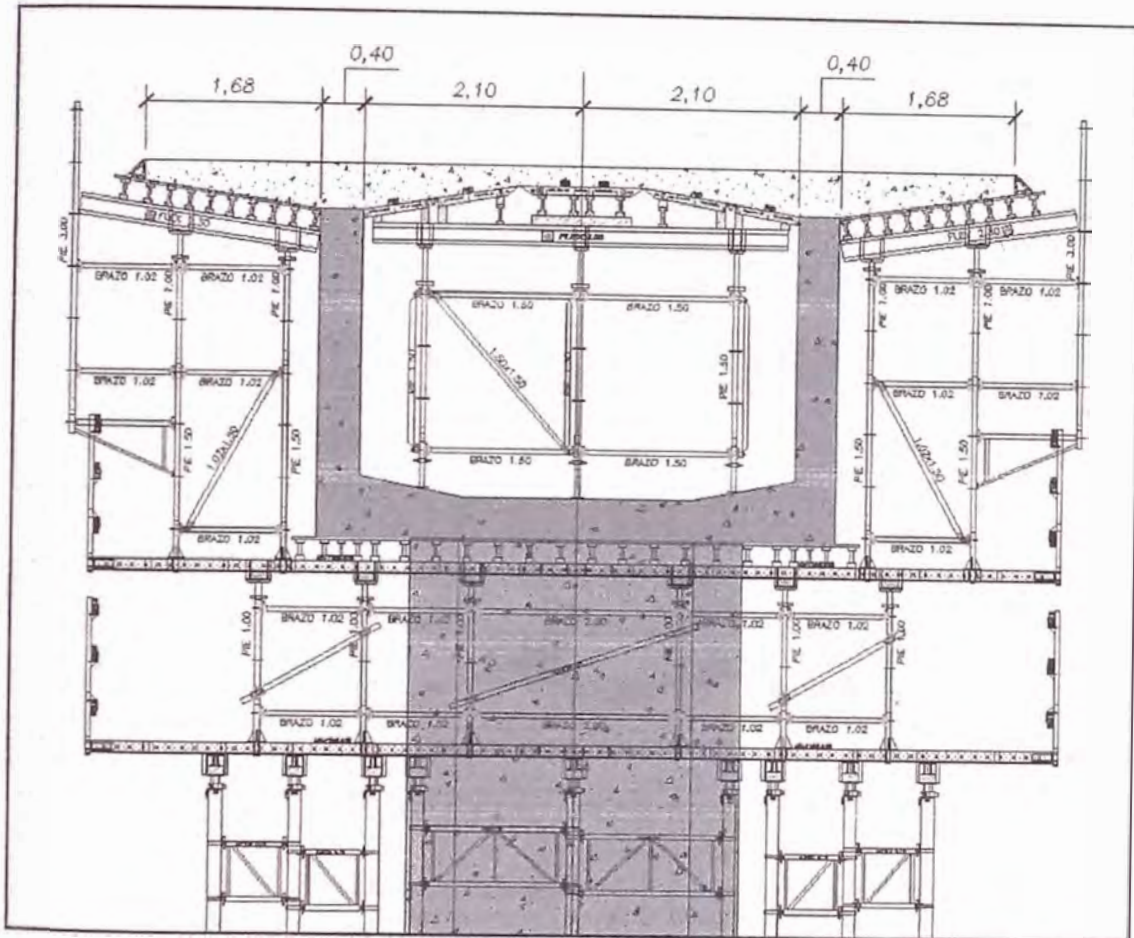


Figura 14: Vista en elevación vaciado de placas, losa y alas

Procedemos con el metrado de cargas:

- $W_{losa} = \square * b * h = 2.50 * 1.02 * 0.60 = 1.53 \text{ ton/m}$
- $q_1 = \square * b * h = 2.50 * 1.02 * (0.40 + 0.20) = 1.53 \text{ ton/m}$
- $q_2 = \square * b * h = 2.50 * 1.02 * (0.40 + 0.45) = 2.16 \text{ ton/m}$
- $W_{placa} = \square * b * h = 2.50 * 1.02 * 3.60 = 9.18 \text{ ton/m}$
- $P_1 = 0.550 \text{ ton}$
- $P_2 = 0.826 \text{ ton}$
- $S/C = 0.15 * b = 0.15 * 1.02 = 0.15 \text{ ton/m}$
- $Encof = 0.050 * b = 0.050 * 1.02 = 0.05 \text{ ton/m}$

4.2.1 Análisis de Vigas Ulmaflex (L=4.80m)

Se analiza la viga más crítica durante esta etapa constructiva, esta es la que se encuentra debajo de las placas más peraltadas ($h=3.60\text{m}$)

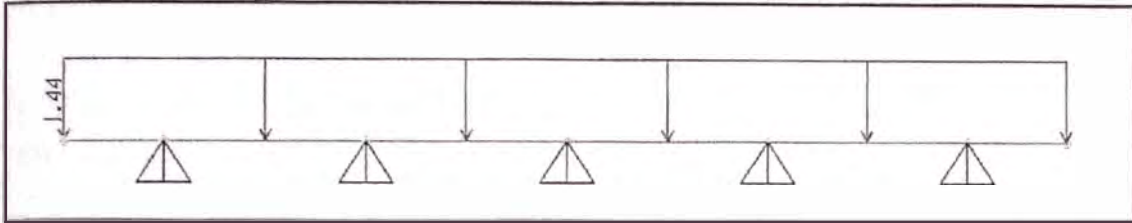


Figura 15: Distribución de cargas sobre riostras MK-120



Figura 16: Diagrama de Momentos flectores

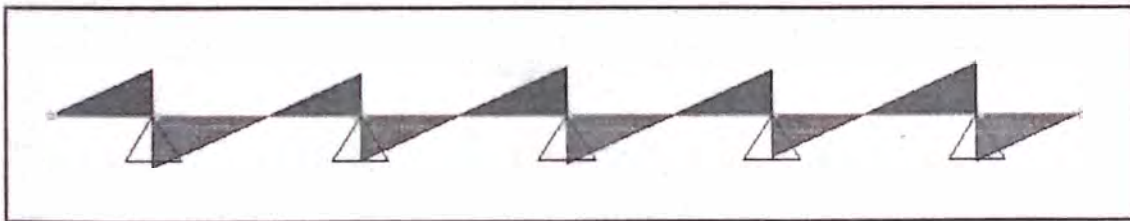


Figura 17: Diagrama de Fuerzas cortantes

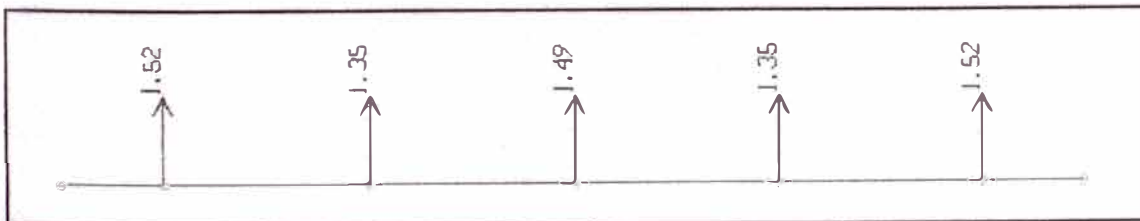


Figura 18: Reacciones producidas

Se obtiene los siguientes resultados:

Ancho Tributario "b" (m)	R1 Ton	R2 Ton	R3 Ton	R4 Ton	R5 Ton	M_{\max} Ton-m	V_{\max} Ton	δ_{\max} mm
1.02	1.52	1.35	1.49	1.35	1.52	0.18	0.79	0.54

$M_{\max} = 0.18 \text{ ton-m} < M_{\text{adm}} = 0.50 \text{ ton-m}$**verifica resistencia**

$V_{\max} = 0.79 \text{ ton} < V_{\text{adm}} = 1.10 \text{ ton}$**verifica resistencia**

$\delta_{\max} < L/500 = 3.40 \text{ mm}$**verifica resistencia**

4.2.2 Análisis de Riostra MK-120

Se analiza la riostra durante esta etapa constructiva, esta es la que soporta todo el cajón en simultáneo.

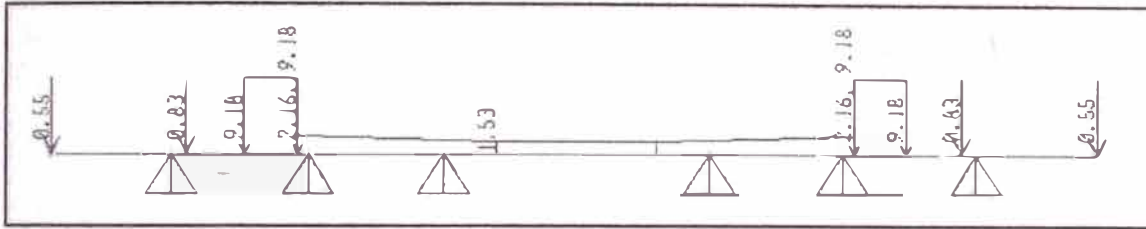


Figura 19: Distribución de cargas sobre riostras MK-120



Figura 20: Diagrama de Momentos flectores



Figura 21: Diagrama de Fuerzas cortantes

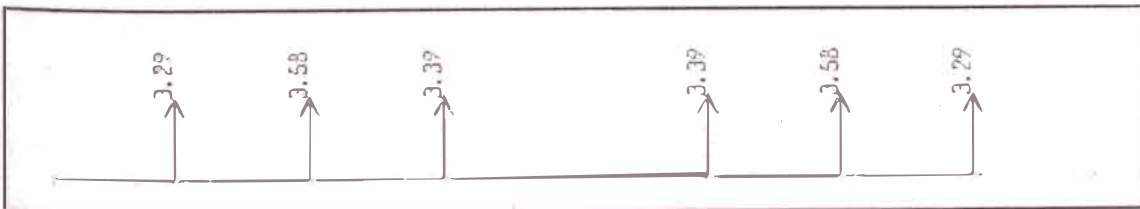


Figura 22: Reacciones producidas

Se obtiene los siguientes resultados:

Ancho Tributario "b" (m)	R1 Ton	R2 Ton	R3 Ton	R4 Ton	R5 Ton	R6 Ton	M_{\max} Ton-m	V_{\max} Ton	δ_{\max} mm
1	3.29	3.58	3.39	3.39	3.58	3.29	0.66	2.67	1.68

$M_{\text{máx}} = 0.66 \text{ ton-m} < M_{\text{adm}} = 1.89 \text{ ton-m}$**verifica resistencia**

$V_{\text{máx}} = 2.67 \text{ ton} < V_{\text{adm}} = 14.00 \text{ ton}$**verifica resistencia**

$\delta_{\text{máx}} < L/500 = 3.00 \text{ mm}$**verifica resistencia**

4.2.3 Análisis de soporte vertical Brio

Las reacciones obtenidas en las riostras, son las cargas actuantes sobre los elementos verticales Brio:

Riostra MK-120	R (ton)	Arriostramiento Vertical	Arriostramiento en Planta	Q adm	%
4.625	3.29	1.50	2 sentidos	4.00	82%
	3.58	1.50	3 sentidos	4.50	80%
	3.39	1.50	4 sentidos	5.00	68%
4.625	3.29	1.50	2 sentidos	4.00	82%
	3.58	1.50	3 sentidos	4.50	80%
	3.39	1.50	4 sentidos	5.00	68%

Ninguno de estos elementos supera la capacidad mínima de 4.00 ton, entonces **Verifica la resistencia.**

4.3 Torre Aluprop

Del análisis se obtuvo los valores de fuerzas axiales que son transmitidas por los elementos Brio hacia la segunda plataforma, conformada por una tramada de riostras primarias y secundarias.

4.3.1 Análisis de Riostras MK-120 (Vigas secundarias)

- Para altura de cajón $h=3.60\text{m}$.

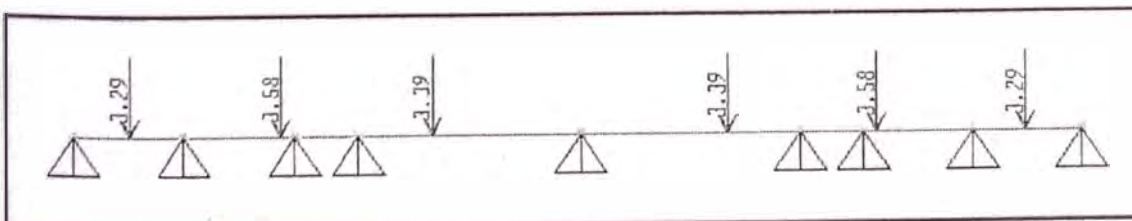


Figura 23: Fuerzas actuantes sobre riostra secundaria

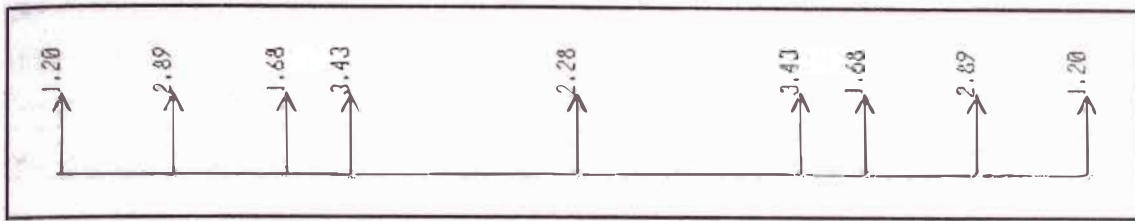


Figura 24: Reacciones producidas

- Para altura de cajón $h=2.00\text{m}$.

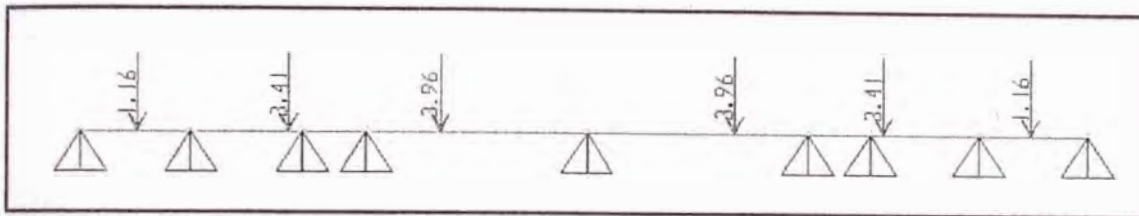


Figura 25: Fuerzas actuantes sobre riostra secundaria

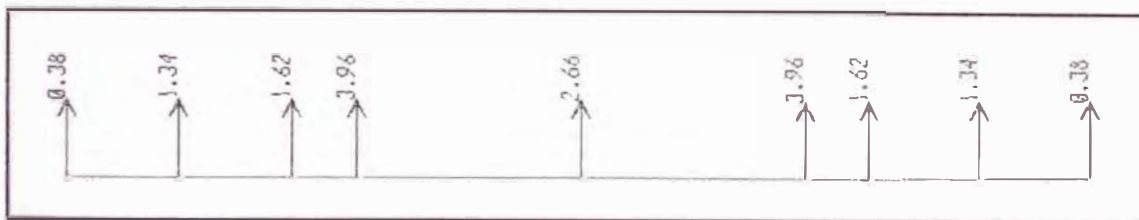


Figura 26: Reacciones producidas(actuantes sobre primarias)

4.3.2 Análisis de Riostras MK-120 (Vigas primarias)

Análisis en el extremo del eje U34 (altura $h=3.60\text{m}$)

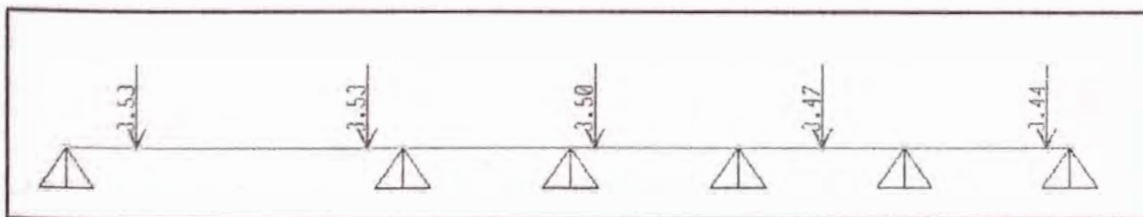


Figura 27: Fuerzas actuantes sobre riostra primaria

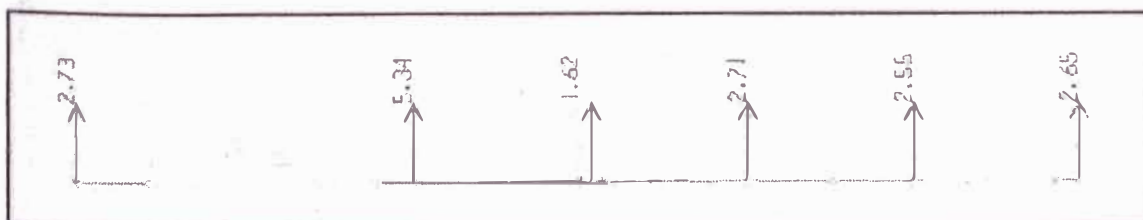


Figura 28: Reacciones producidas

Las reacciones obtenidas en las riostras, son las cargas actuantes sobre las torres Aluprop:

Riostra MK-120	R (ton)	Torre Aluprop	H(m)	N°marcos	Q adm	%
4.875	2.73	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.32	5 marcos	5.56	49%
	5.34	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.26	5 marcos	5.67	94%
	1.62	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.22	5 marcos	5.67	29%
	2.71	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.20	5 marcos	5.78	47%
	2.55	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.18	5 marcos	5.78	44%
	2.65	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.11	5 marcos	5.78	46%

Verifica la resistencia

Análisis en el extremo del eje U34

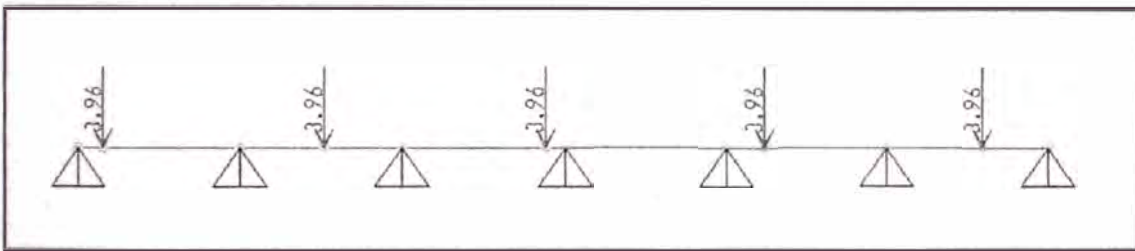


Figura 29: Fuerzas actuantes sobre riostra primaria

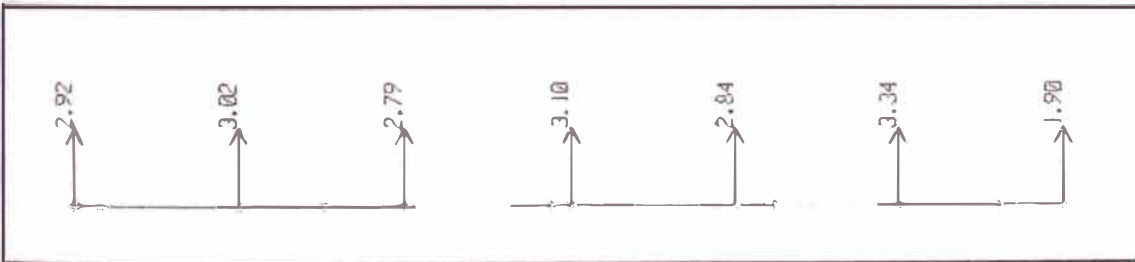


Figura 28: Reacciones producidas

Las reacciones obtenidas en las riostras, son las cargas actuantes sobre las torres Aluprop:

Riostra MK-120	R (ton)	Torre Aluprop	H(m)	N°marcos	Q adm	%
4.875	2.92	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.93	5 marcos	4.91	59%
	3.02	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.93	5 marcos	4.91	62%
	2.79	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.93	5 marcos	4.91	57%
	3.10	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.93	5 marcos	4.91	63%
	2.84	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.93	5 marcos	4.91	58%
	3.34	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.93	5 marcos	4.91	68%
	1.90	4.50 -6.00 /4.50 -6.00	9.93	5 marcos	4.91	39%

Verifica resistencia

5. CONCLUSIONES

- Se ha demostrado que los elementos del encofrado pueden resistir las cargas a las que van a ser sometidos. En el análisis se asumen **condiciones óptimas de montaje y de correcta colocación entre los elementos del Sistema MK-120 y sistema de apuntalamiento Aluprop**. Para que esto sea posible en campo, el montaje se debe realizar según la distribución de planos.
- Es sumamente importante que se realice el armado correcto del soporte con marcos de arriostamientos, cabezales, elementos de pernería, según planos enviados por el departamento técnico de Ulma Encofrados Perú, la omisión de ellos es responsabilidad entera del contratista.
- No se contemplan cargas dinámicas ni sísmicas, pues es una estructura temporal y sometidas a cargas de servicio.
- La sobrecarga estimada es de 150 kg/m², el cual se contempla en toda el área de tránsito.
- El área de tránsito no debe de utilizarse como zona de apilamiento o acumulación de materiales.

ANEXO C2-b:

**MEMORIA DE CÁLCULO - SISTEMA DE
SOPORTES VANO CENTRAL U34-U35.**

INDICE

1. GENERALIDADES

2. CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES

2.1 Vigas Ulmaflex 20

2.2 Riostra MK-120

2.3 Cimbra BRIO

2.4 Cimbra ALUPROP

2.5 Cimbra MK

2.6 Cercha MK

3. ACCIONES PREVISTAS DE CÁLCULO

3.1 Acción gravitatoria

3.2 Sobrecargas de uso

4. CÁLCULOS Y RESULTADOS

4.1 Vigas Ulmaflex 20

4.2 Riostras MK (Primera Tramada – Fondo de Losa)

4.3 Riostras MK (Soporte de Cimbra Brio)

4.4 Riostras MK (Cimbra Aluprop)

4.5 Cimbra Aluprop

4.6 Cercha MK

4.7 Cimbra MK

5. CONCLUSIONES

ANEXO 1: DISEÑO DE LOSAS PARA TORRES MK

ANEXO 2: DISEÑO DE PROTECCION PERIMETRAL DE TORRES MK

ANEXO 3: PLANO DE UBICACION DE LA GRUA

1. GENERALIDADES

El Viaducto del Módulo U8, comprende tres tramos entre los ejes U33 y U36; la presente memoria estudia el soporte para el Viaducto U34-U35 (Tramo Central con 42 m de longitud).

Para el soporte se plantea el uso de Cimbras ALUPROP y Cimbras MK; sobre éstas cimbras se apoyan las Cerchas MK, y a su vez sobre éstas las riostras MK, las cimbras BRIO, las vigas de madera ULMAFLEX y tableros con película fenólica.

El objetivo de la presente memoria de cálculo es comprobar las distintas estructuras que reciben o soportan carga, para lo cual se ha seguido un proceso de transmisión de las cargas desde la superficie en contacto con el concreto hasta la transmisión de dichas cargas al suelo.

En la siguiente figura se muestra un soporte con Cimbras Aluprop.



Figura 1.1 Puntales ALUPROP con marcos de arriostramiento

La distribución general del soporte se muestra en las figuras 1.2 y 1.3.

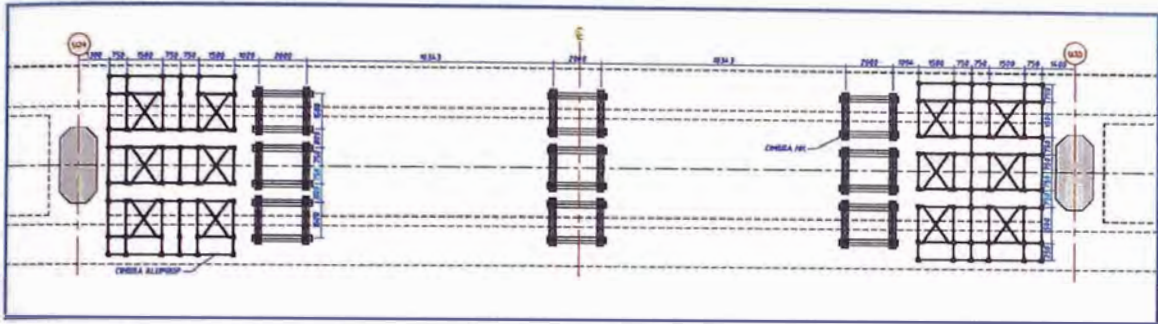


Figura 1.2 Vista en planta (mm)

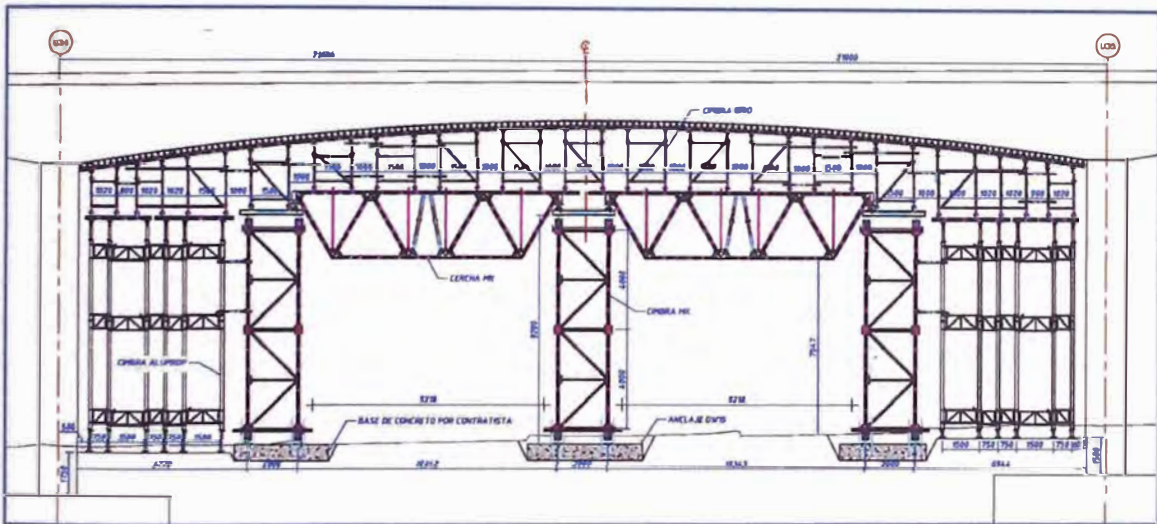


Figura 1.3 Vista en Elevación (mm)

Se ha utilizado como elemento soporte en el cálculo estructural el programa de ordenador SAP2000 (Structural Analysis Programs) versión 14.0.0

2. CARACTERÍSTICAS DE LOS ELEMENTOS PRINCIPALES

2.1 Vigas Ulmaflex 20

Son elementos que unidos perpendicularmente a las Riostras MK (como elementos de segunda tramada), forman el soporte de la superficie que actúa como cara encofrante del fondo de losa; Tienen forma de I, con un peralte de 200 mm y ancho de 80 mm.

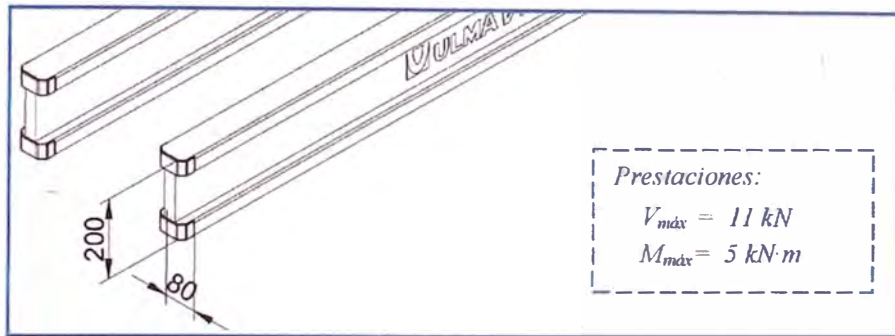


Figura 2.1 Vigas ulmaflex

2.2 Riostra MK-120

La riostra MK está formada por dos perfiles UPN-120 enfrentados entre sí. Su principal característica es la doble hilera de orificios que dispone.

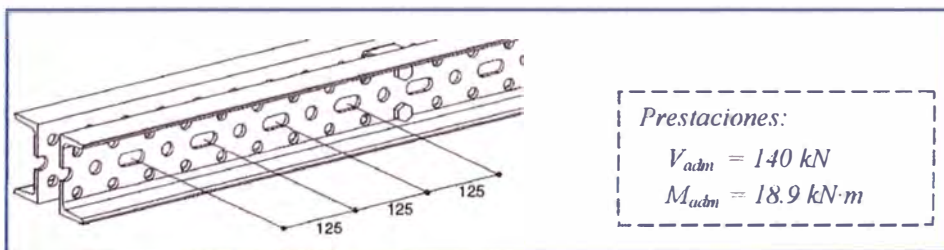


Figura 2.2 Riostra MK-120

2.3 Cimbra BRIO

La Cimbra BRIO se utiliza como sistema de soporte, está compuesto por elementos del Andamio Multidireccional BRIO y por vigas de primera y segunda tramada además del tablero.




PLANTA	ARRIOSTRE EN ALTURA	
	1.50 m	2.00 m
 Arriostre 4 sentidos	50 kN	25 kN
 Arriostre 3 sentidos	43 kN	23 kN
 Arriostre 2 sentidos	41 kN	21 kN

Tabla 2.1 Cargas de uso para los pies verticales

2.4 Cimbra ALUPROP

La Cimbra ALUPROP se compone de una gama de puntales de aluminio y marcos de arriostramiento, está diseñado para el soporte de los sistemas de encofrado horizontal.

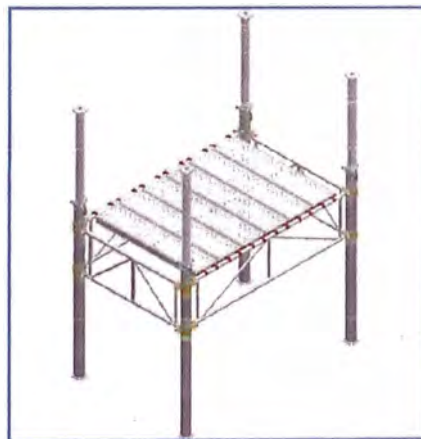


Figura 2.3 Cimbra Aluprop

2.5 Cimbra MK

Es una cimbra o torre de concepción modular, con gran capacidad de carga dependiendo de su altura y configuración.

Una característica importante en esta torre es que la base debe ir anclada para poder llegar a su máxima capacidad.

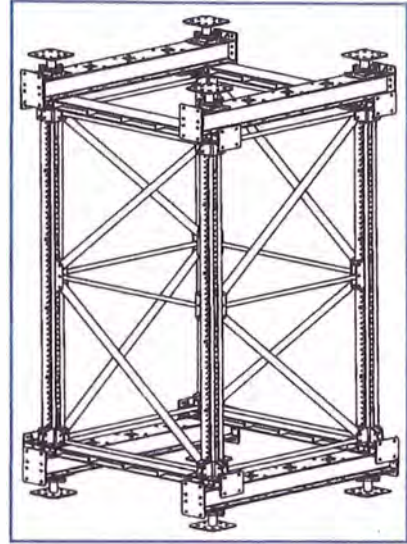


Figura 2.4 Cimbra MK

2.6 Cercha MK

La Cercha MK está diseñado para la realización de estructuras de gran capacidad portante, habitualmente destinadas a aplicaciones en el campo de la obra civil.

La estructura (Cercha) está basada en formas triangulares que se arman mediante RIOSTRAS MK y NUDOS MK en el eje principal de carga y normalmente arriostradas entre sí, mediante UNIONES y TUBOS.

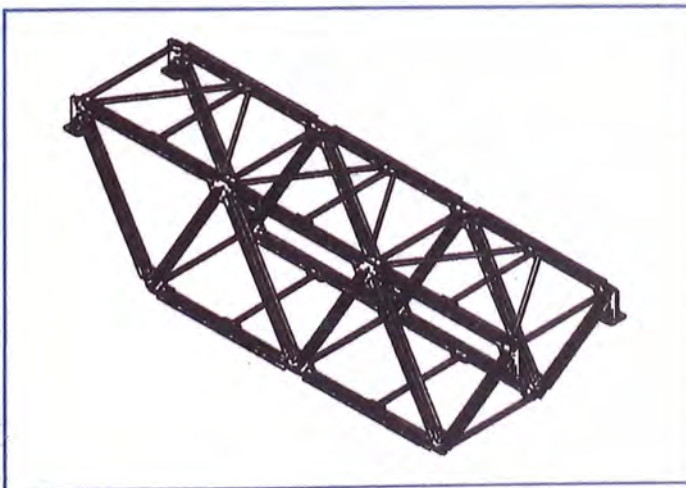


Figura 2.5 Cercha MK

3. ACCIONES PREVISTAS DE CÁLCULO

3.1 Acción Gravitatoria

Carga debida al peso de los elementos del encofrado.

3.2 Sobrecargas de uso

Se considera en las plataformas una sobrecarga de 150 Kg/m^2 .

4. CÁLCULOS Y RESULTADOS

4.1 Vigas Ulmaflex 20

Las vigas de madera solicitadas a mayor carga se encuentran en el encofrado de fondo del tramo de mayor peralte y en sentido transversal, éstas están distribuidas como se muestra en la siguiente figura:

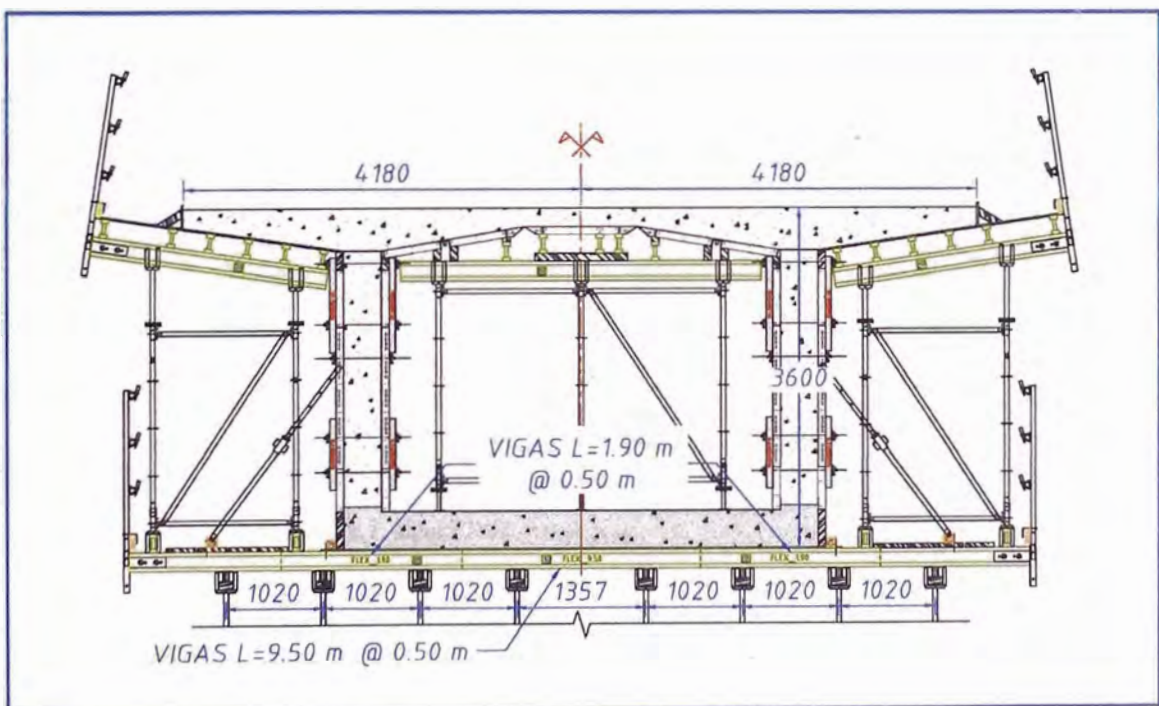


Figura 4.1 Vista en sección del Encofrado (mm)

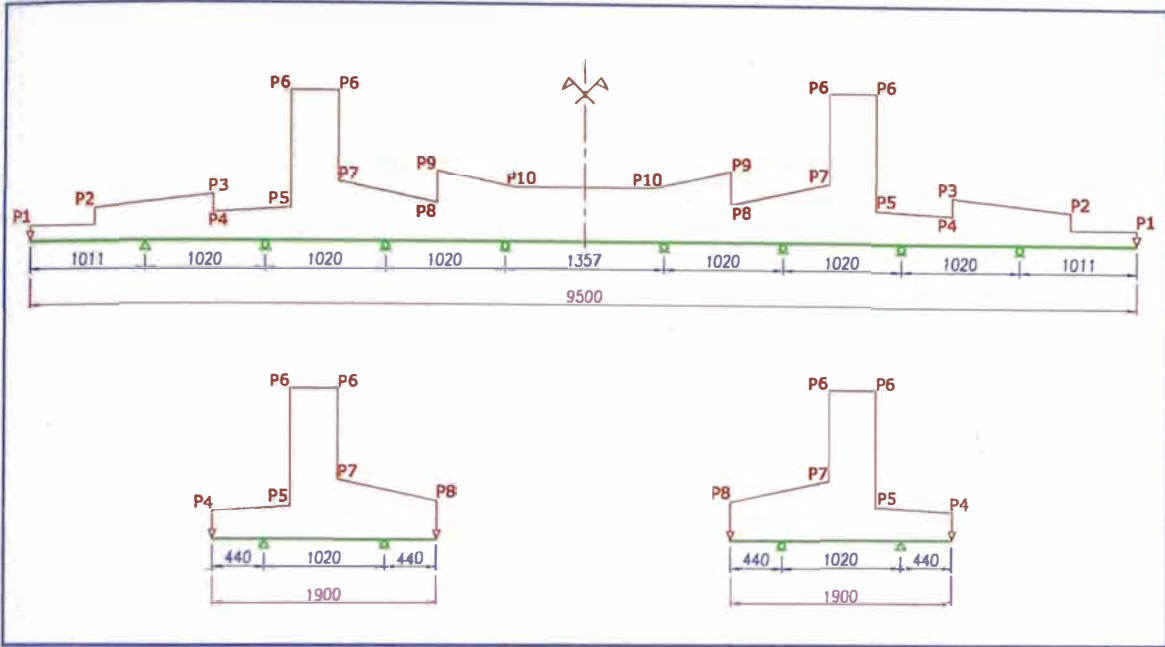


Figura 4.2 Esquema de cálculo - Vigas Ulmaflex - Fondo de Losa

	h (m)	P.E. Concreto (kN/m ³)	Tablero Fenólico (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	Ancho Trib. s (m)	P. Propio (kN/m)	Carga (kN/m) ELS
P1	-	-	0.10	1.50	0.50	0.055	0.86
P2	0.200	25	0.10	1.50	0.50	0.055	3.36
P3	0.352	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.26
P4	0.352	25	0.10	1.50	0.25	0.055	2.66
P5	0.450	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.27
P6	3.600	25	0.10	1.50	0.25	0.055	22.96
P7	0.850	25	0.10	1.50	0.25	0.055	5.77
P8	0.710	25	0.10	1.50	0.25	0.055	4.89
P9	0.710	25	0.10	1.50	0.50	0.055	9.73
P10	0.600	25	0.10	1.50	0.50	0.055	8.36

Tabla 4.1 Carga Distribuida sobre las vigas VM20

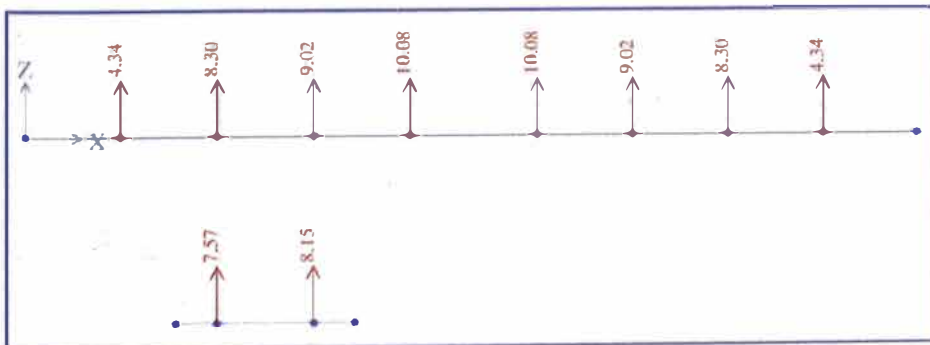


Figura 4.3 Reacciones (kN)

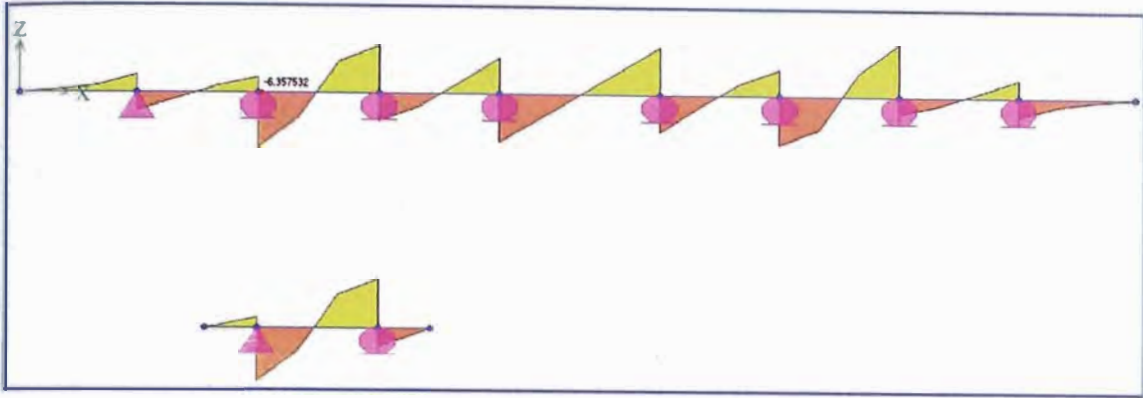


Figura 4.4 Fuerzas Cortantes (kN)

$$\rightarrow V_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 6.36 \text{ kN} < V_{\text{adm}} = 11 \text{ kN}$$

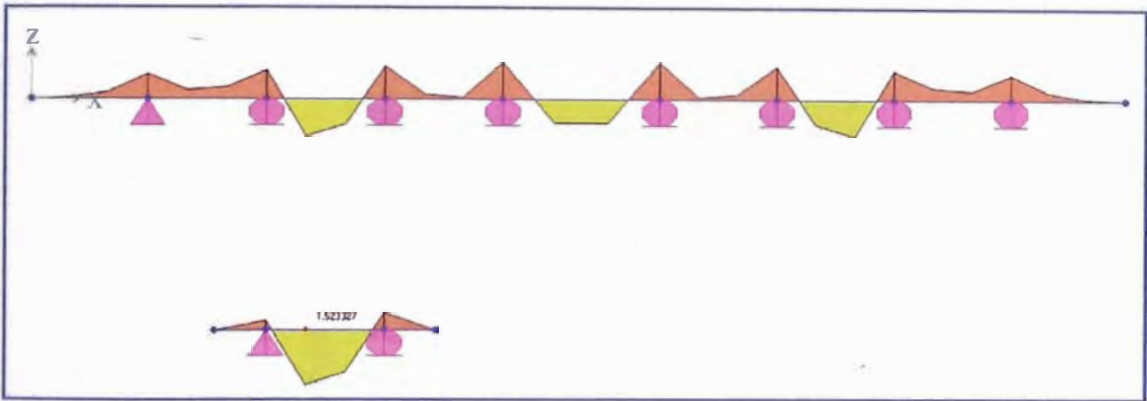


Figura 4.5 Momentos Flectores (kN·m)

$$\rightarrow M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 1.52 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{\text{adm}} = 5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

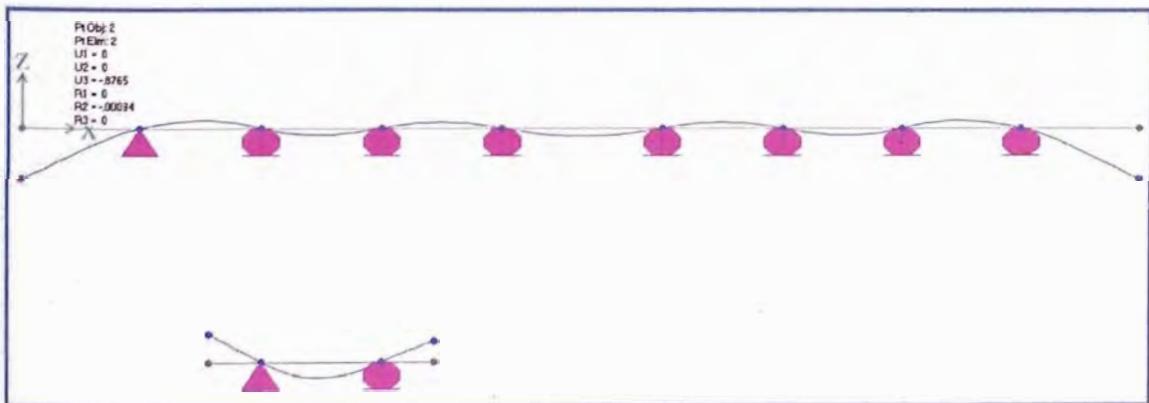


Figura 4.6 Deformaciones (mm)

$$\rightarrow \text{M}\acute{\text{a}}\text{xima deformaci}\acute{\text{o}}\text{n: } 0.88 \text{ mm}$$

4.2 Riostras MK (Primera Tramada – Fondo de Losa)

Se realizará los cálculos para la alineación de riostras MK y pies BRIO a las que se transmitan mayor carga de las Vigas Ulmaflex.

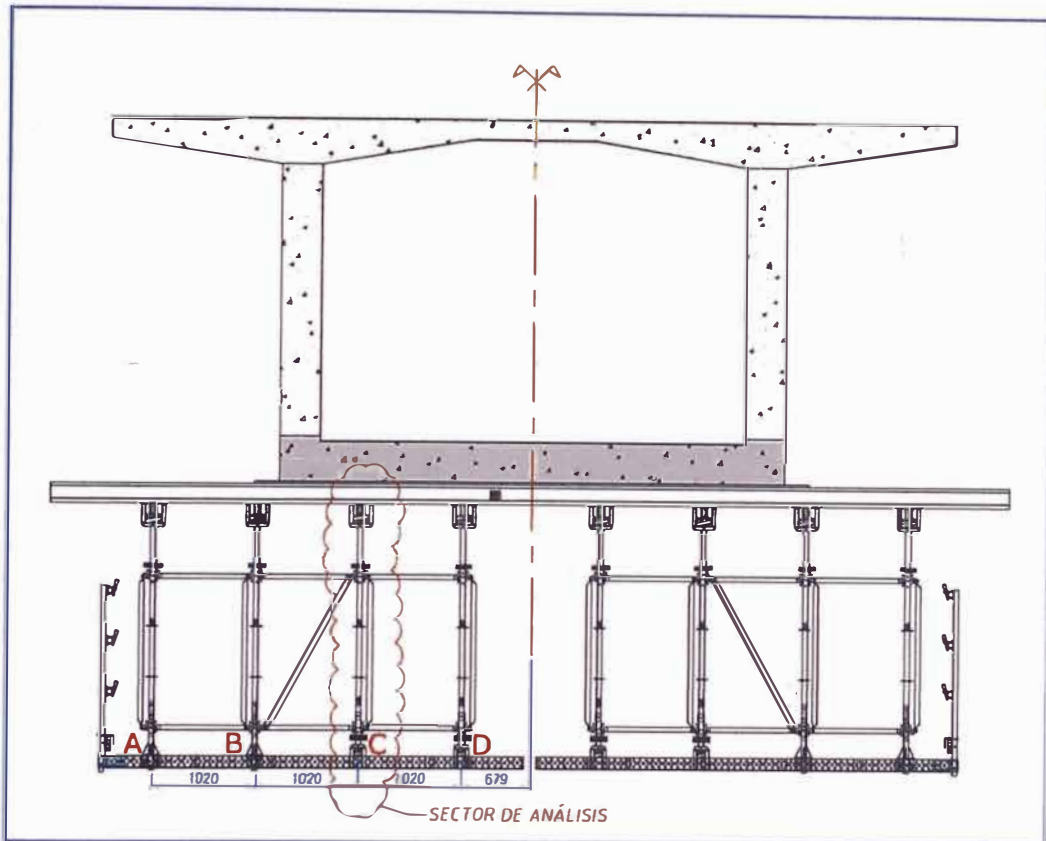


Figura 4.7 Vista en sección soporte (mm)

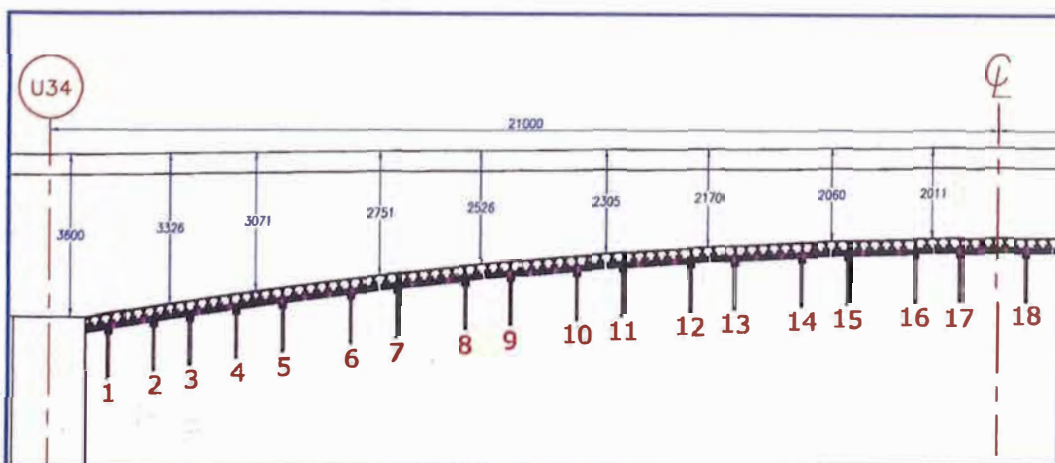


Figura 4.8 Vista en elevación (mm)

• **Sección del Viaducto (H = 3.326 m)**

	h (m)	P.E. Concreto (kN/m ³)	Tablero Fenólico (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	Ancho Trib. s (m)	P. Propio (kN/m)	Carga (kN/m) ELS
P1	-	-	0.10	1.50	0.50	0.055	0.86
P2	0.200	25	0.10	1.50	0.50	0.055	3.36
P3	0.352	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.26
P4	0.352	25	0.10	1.50	0.25	0.055	2.66
P5	0.450	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.27
P6	3.326	25	0.10	1.50	0.25	0.055	21.24
P7	0.850	25	0.10	1.50	0.25	0.055	5.77
P8	0.675	25	0.10	1.50	0.25	0.055	4.67
P9	0.675	25	0.10	1.50	0.50	0.055	9.29
P10	0.565	25	0.10	1.50	0.50	0.055	7.92

Tabla 4.2 Carga Distribuida sobre las vigas VM20

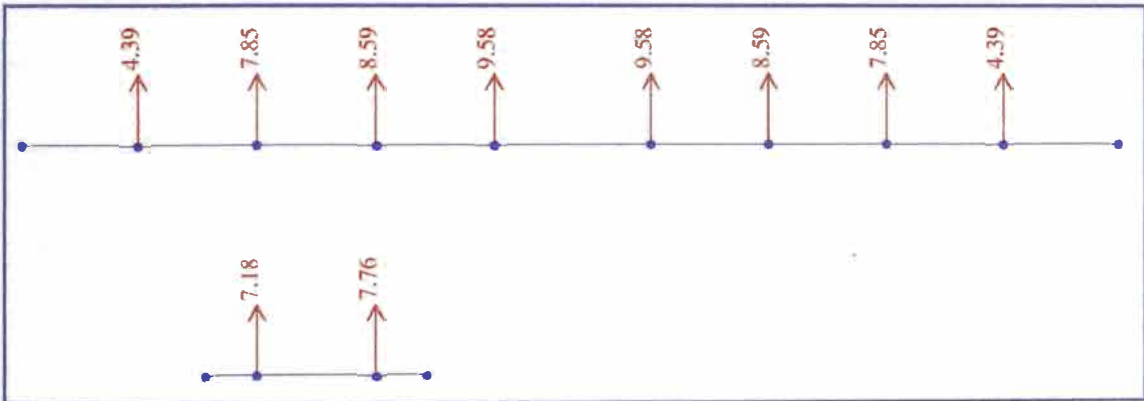


Figura 4.9 Reacciones (kN)

• **Sección del Viaducto (H = 3.071 m)**

	h (m)	P.E. Concreto (kN/m ³)	Tablero Fenólico (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	Ancho Trib. s (m)	P. Propio (kN/m)	Carga (kN/m) ELS
P1	-	-	0.10	1.50	0.50	0.055	0.86
P2	0.200	25	0.10	1.50	0.50	0.055	3.36
P3	0.352	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.26
P4	0.352	25	0.10	1.50	0.25	0.055	2.66
P5	0.450	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.27
P6	3.071	25	0.10	1.50	0.25	0.055	19.65
P7	0.850	25	0.10	1.50	0.25	0.055	5.77
P8	0.627	25	0.10	1.50	0.25	0.055	4.37
P9	0.627	25	0.10	1.50	0.50	0.055	8.69
P10	0.510	25	0.10	1.50	0.50	0.055	7.23

Tabla 4.3 Carga Distribuida sobre las vigas VM20

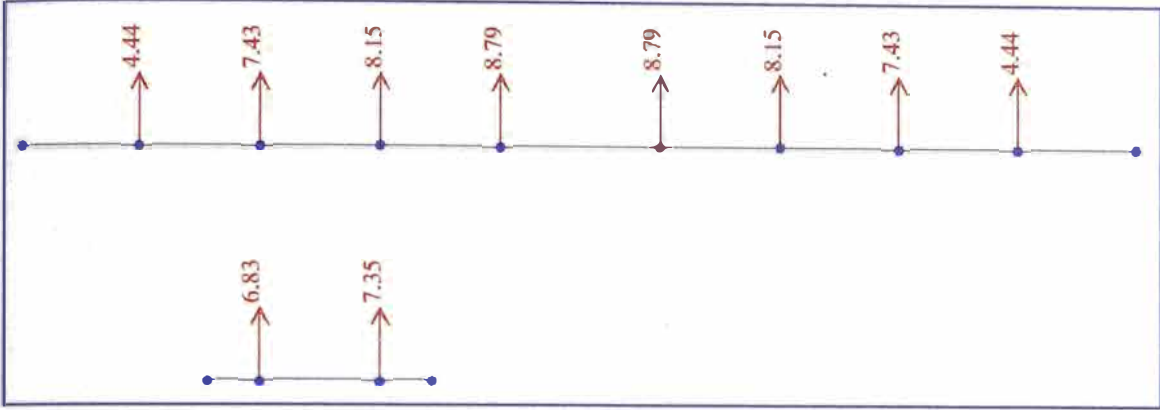


Figura 4.10 Reacciones (kN)

• **Sección del Viaducto ($H = 2.751$ m)**

	h (m)	P.E. Concreto (kN/m ³)	Tablero Fenólico (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	Ancho Trib. s (m)	P. Propio (kN/m)	Carga (kN/m) ELS
P1	-	-	0.10	1.50	0.50	0.055	0.86
P2	0.200	25	0.10	1.50	0.50	0.055	3.36
P3	0.352	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.26
P4	0.352	25	0.10	1.50	0.25	0.055	2.66
P5	0.450	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.27
P6	2.751	25	0.10	1.50	0.25	0.055	17.65
P7	0.850	25	0.10	1.50	0.25	0.055	5.77
P8	0.558	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.94
P9	0.558	25	0.10	1.50	0.50	0.055	7.83
P10	0.448	25	0.10	1.50	0.50	0.055	6.46

Tabla 4.4 Carga Distribuida sobre las vigas VM20

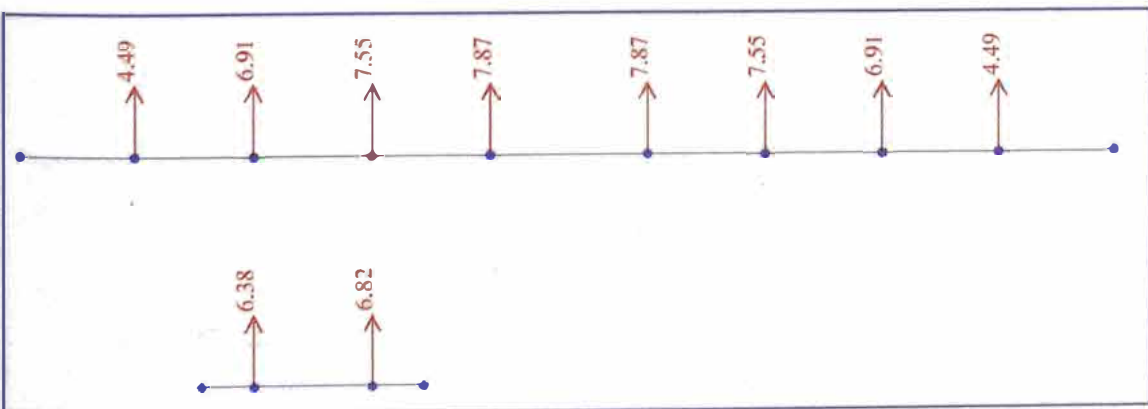


Figura 4.11 Reacciones (kN)

• **Sección del Viaducto ($H = 2.526$ m)**

	h (m)	P.E. Concreto (kN/m ³)	Tablero Fenólico (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	Ancho Trib. s (m)	P. Propio (kN/m)	Carga (kN/m) ELS
P1	-	-	0.10	1.50	0.50	0.055	0.86
P2	0.200	25	0.10	1.50	0.50	0.055	3.36
P3	0.352	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.26
P4	0.352	25	0.10	1.50	0.25	0.055	2.66
P5	0.450	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.27
P6	2.526	25	0.10	1.50	0.25	0.055	16.24
P7	0.850	25	0.10	1.50	0.25	0.055	5.77
P8	0.510	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.64
P9	0.510	25	0.10	1.50	0.50	0.055	7.23
P10	0.400	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.86

Tabla 4.5 Carga Distribuida sobre las vigas VM20

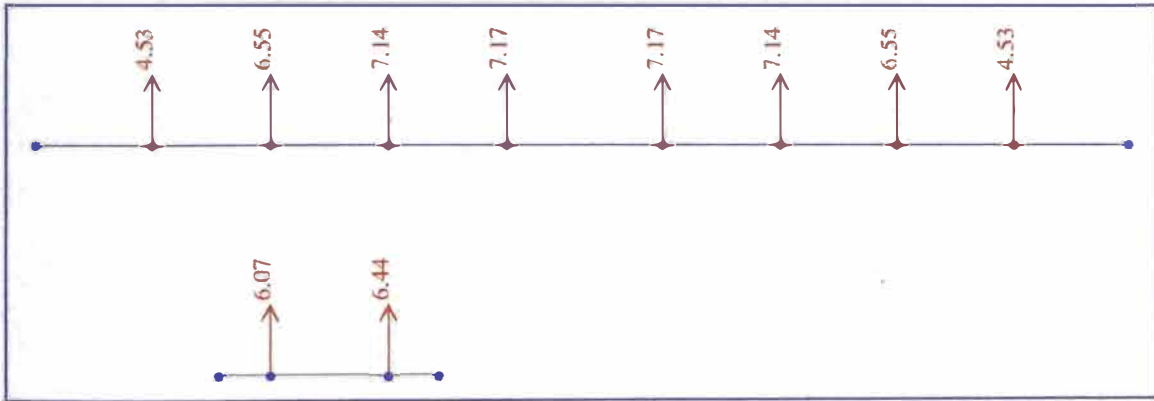


Figura 4.12 Reacciones (kN)

• **Sección del Viaducto ($H = 2.305$ m)**

	h (m)	P.E. Concreto (kN/m ³)	Tablero Fenólico (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	Ancho Trib. s (m)	P. Propio (kN/m)	Carga (kN/m) ELS
P1	-	-	0.10	1.50	0.50	0.055	0.86
P2	0.200	25	0.10	1.50	0.50	0.055	3.36
P3	0.352	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.26
P4	0.352	25	0.10	1.50	0.25	0.055	2.66
P5	0.450	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.27
P6	2.305	25	0.10	1.50	0.25	0.055	14.86
P7	0.850	25	0.10	1.50	0.25	0.055	5.77
P8	0.510	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.64
P9	0.510	25	0.10	1.50	0.50	0.055	7.23
P10	0.400	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.86

Tabla 4.6 Carga Distribuida sobre las vigas VM20

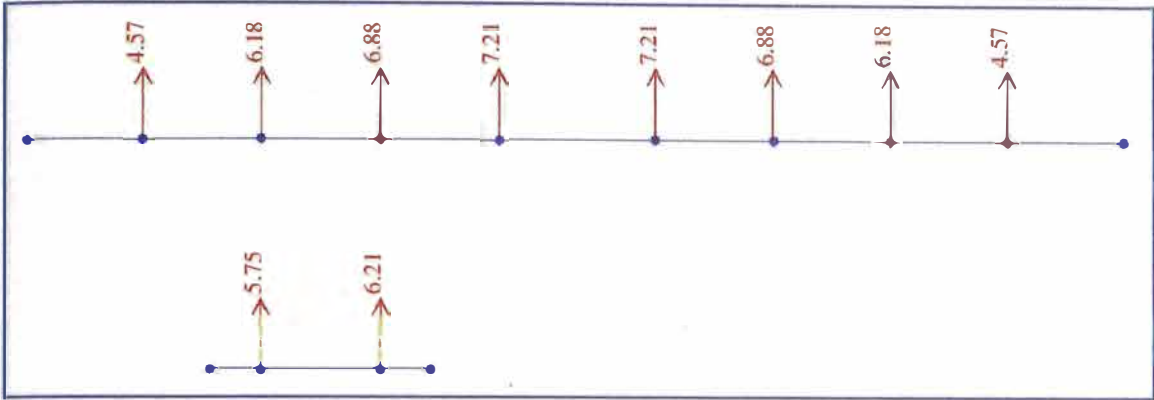


Figura 4.13 Reacciones (kN)

• **Sección del Viaducto ($H = 2.170\text{ m}$)**

	h (m)	P.E. Concreto (kN/m ³)	Tablero Fenólico (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	Ancho Trib. s (m)	P. Propio (kN/m)	Carga (kN/m) ELS
P1	-	-	0.10	1.50	0.50	0.055	0.86
P2	0.200	25	0.10	1.50	0.50	0.055	3.36
P3	0.352	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.26
P4	0.352	25	0.10	1.50	0.25	0.055	2.66
P5	0.450	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.27
P6	2.170	25	0.10	1.50	0.25	0.055	14.02
P7	0.850	25	0.10	1.50	0.25	0.055	5.77
P8	0.510	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.64
P9	0.510	25	0.10	1.50	0.50	0.055	7.23
P10	0.400	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.86

Tabla 4.7 Carga Distribuida sobre las vigas VM20

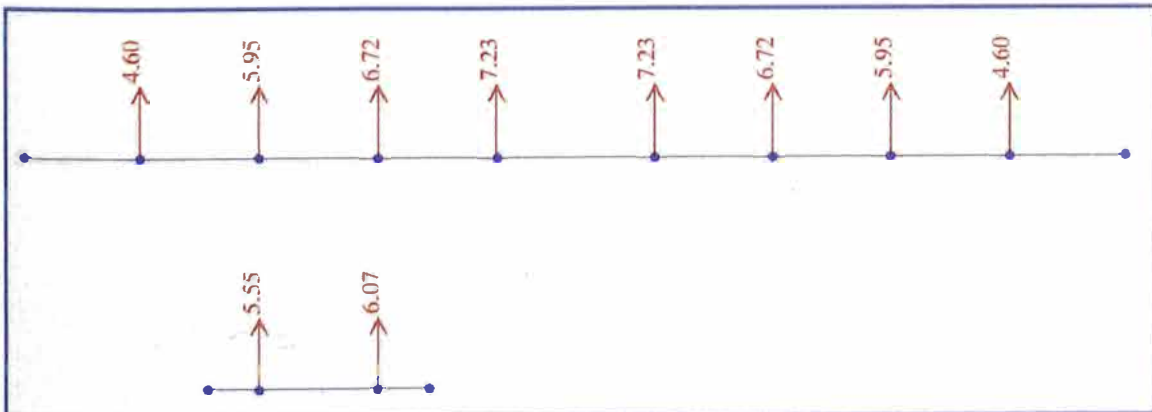


Figura 4.14 Reacciones (kN)

• **Sección del Viaducto (H = 2.060 m)**

	h (m)	P.E. Concreto (kN/m ³)	Tablero Fenólico (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	Ancho Trib. s (m)	P. Propio (kN/m)	Carga (kN/m) ELS
P1	-	-	0.10	1.50	0.50	0.055	0.86
P2	0.200	25	0.10	1.50	0.50	0.055	3.36
P3	0.352	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.26
P4	0.352	25	0.10	1.50	0.25	0.055	2.66
P5	0.450	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.27
P6	2.060	25	0.10	1.50	0.25	0.055	13.33
P7	0.850	25	0.10	1.50	0.25	0.055	5.77
P8	0.510	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.64
P9	0.510	25	0.10	1.50	0.50	0.055	7.23
P10	0.400	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.86

Tabla 4.8 Carga Distribuida sobre las vigas VM20

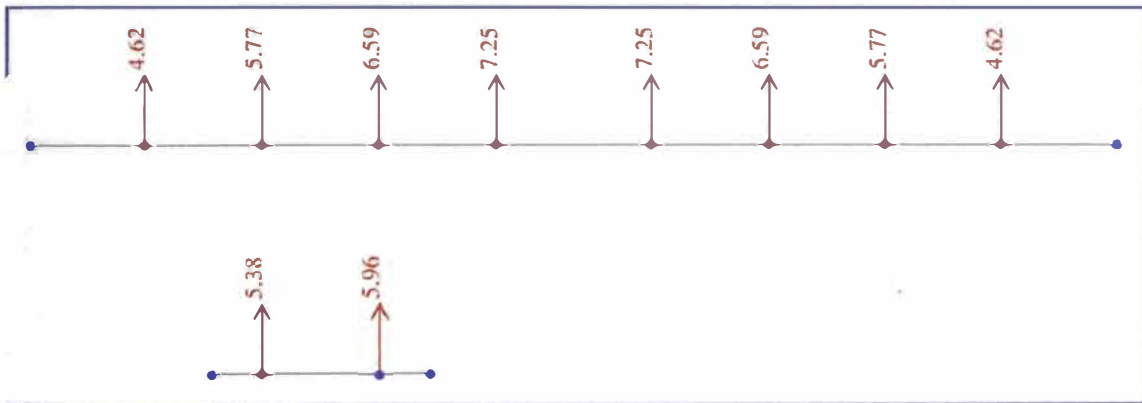


Figura 4.15 Reacciones (kN)

• **Sección del Viaducto (H = 2.011 m)**

	h (m)	P.E. Concreto (kN/m ³)	Tablero Fenólico (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)	Ancho Trib. s (m)	P. Propio (kN/m)	Carga (kN/m) ELS
P1	-	-	0.10	1.50	0.50	0.055	0.86
P2	0.200	25	0.10	1.50	0.50	0.055	3.36
P3	0.352	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.26
P4	0.352	25	0.10	1.50	0.25	0.055	2.66
P5	0.450	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.27
P6	2.011	25	0.10	1.50	0.25	0.055	13.02
P7	0.850	25	0.10	1.50	0.25	0.055	5.77
P8	0.510	25	0.10	1.50	0.25	0.055	3.64
P9	0.510	25	0.10	1.50	0.50	0.055	7.23
P10	0.400	25	0.10	1.50	0.50	0.055	5.86

Tabla 4.9 Carga Distribuida sobre las vigas VM20

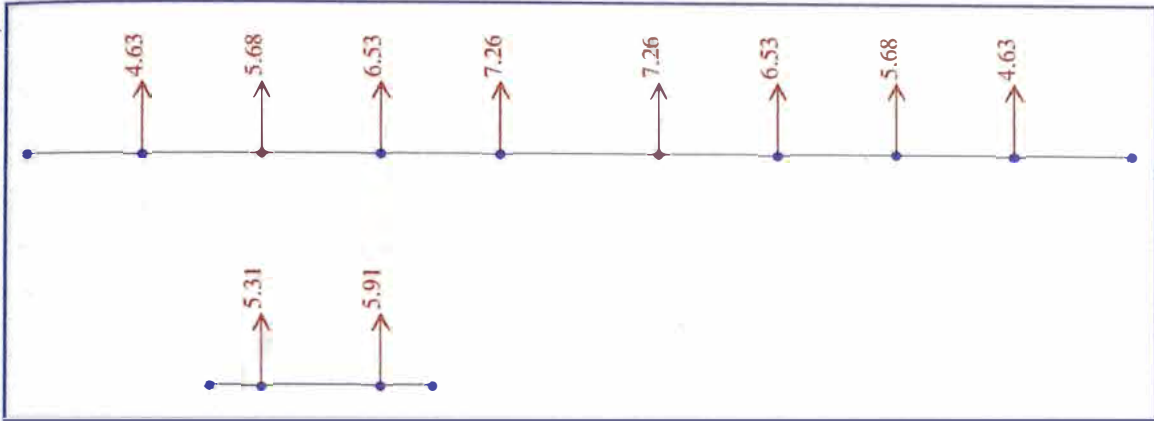


Figura 4.16 Reacciones (kN)

Carga Transmitida: La mayor carga transmitida de las vigas Ulmaflex a las riostras es en la alineación **C** (ver figura 4.7), en el siguiente esquema se muestra las cargas sobre las riostras.

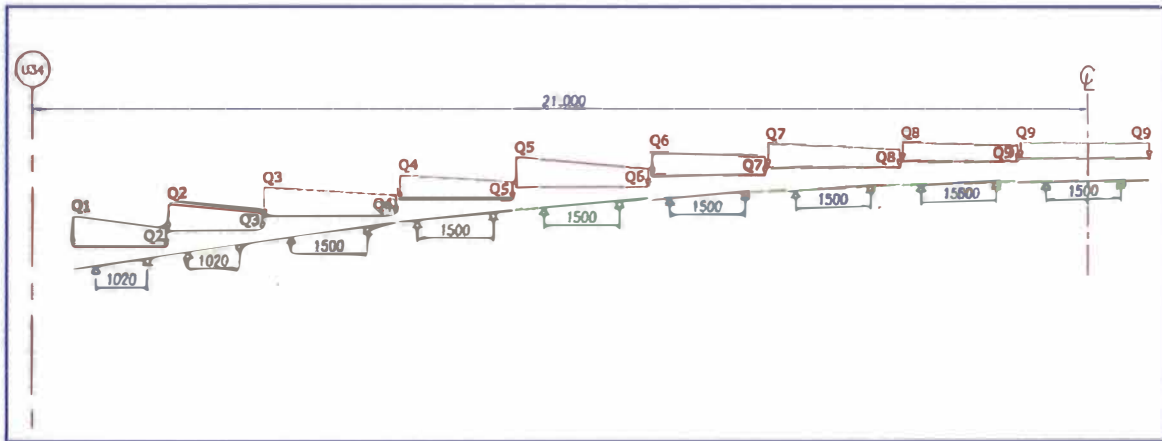


Figura 4.17 Esquema de cargas sobre las riostras (mm)

De la figura 4.3:

$$\rightarrow Q1 = \frac{9.02 \text{ kN} + 8.15 \text{ kN}}{0.50 \text{ m}} \quad \rightarrow Q1 = 34.34 \text{ kN/m}$$

De la figura 4.9:

$$\rightarrow Q2 = \frac{8.59 \text{ kN} + 7.76 \text{ kN}}{0.50 \text{ m}} \quad \rightarrow Q2 = 32.70 \text{ kN/m}$$

De la figura 4.10:

$$\rightarrow Q3 = \frac{8.15 \text{ kN} + 7.35 \text{ kN}}{0.50 \text{ m}} \quad \rightarrow Q3 = 31.00 \text{ kN/m}$$

De la figura 4.11:

$$\rightarrow Q4 = \frac{7.55 \text{ kN} + 6.82 \text{ kN}}{0.50 \text{ m}} \quad \rightarrow Q4 = 28.74 \text{ kN/m}$$

De la figura 4.12:

$$\rightarrow Q5 = \frac{7.14 \text{ kN} + 6.44 \text{ kN}}{0.50 \text{ m}} \quad \rightarrow Q5 = 27.16 \text{ kN/m}$$

De la figura 4.13:

$$\rightarrow Q6 = \frac{6.88 \text{ kN} + 6.21 \text{ kN}}{0.50 \text{ m}} \quad \rightarrow Q6 = 26.18 \text{ kN/m}$$

De la figura 4.14:

$$\rightarrow Q7 = \frac{6.72 \text{ kN} + 6.07 \text{ kN}}{0.50 \text{ m}} \quad \rightarrow Q7 = 25.58 \text{ kN/m}$$

De la figura 4.15:

$$\rightarrow Q8 = \frac{6.59 \text{ kN} + 5.96 \text{ kN}}{0.50 \text{ m}} \quad \rightarrow Q8 = 25.10 \text{ kN/m}$$

De la figura 4.16:

$$\rightarrow Q9 = \frac{6.53 \text{ kN} + 5.91 \text{ kN}}{0.50 \text{ m}} \quad \rightarrow Q9 = 24.88 \text{ kN/m}$$

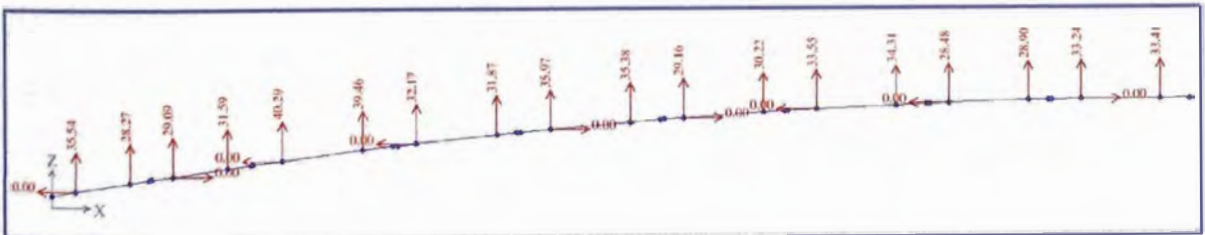


Figura 4.18 Reacciones (kN)



Figura 4.19 Fuerzas Cortantes (kN)

Riostra MK: $\rightarrow V_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 22.81 \text{ kN} < V_{\text{adm}} = 140 \text{ kN}$

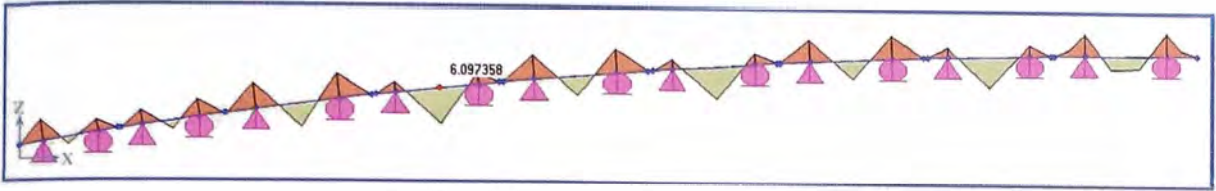


Figura 4.20 Momentos Flectores (kN·m)

Riostra MK: $\rightarrow M_{m\acute{a}x} = 6.10 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{adm} = 18.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

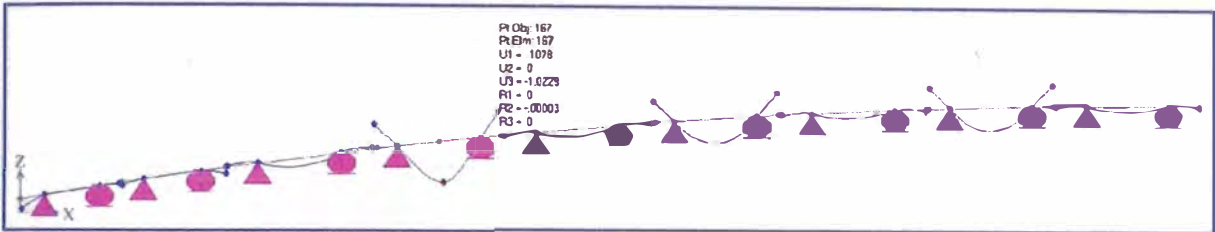


Figura 4.21 Deformaciones (mm)

\rightarrow Máxima deformación: 1.02 mm

4.3 Cimbra BRIO

Las reacciones de la figura 4.18 son transmitidos a los pies "Brio", en la tabla siguiente se muestra un resumen de las cargas actuantes y su capacidad admisible.

Resumen de Carga de Uso						
Pie	Carga Transmitida (kN)	Peso Propio Brio (kN)	Carga Actuante (kN)	Arriostre Horizontal	Carga Admisible (kN)	% Trabajo
C1	35.29	0.45	35.74	3 sentidos	43.00	83.1
C2	28.06	0.45	28.51	3 sentidos	43.00	66.3
C3	28.87	0.45	29.32	3 sentidos	43.00	68.2
C4	31.34	0.45	31.79	3 sentidos	43.00	73.9
C5	39.96	0.45	40.41	3 sentidos	43.00	94.0
C6	39.13	0.45	39.58	3 sentidos	43.00	92.0
C7	31.89	0.45	32.34	3 sentidos	43.00	75.2
C8	31.59	0.45	32.04	3 sentidos	43.00	74.5
C9	35.64	0.45	36.09	3 sentidos	43.00	83.9
C10	35.06	0.45	35.51	3 sentidos	43.00	82.6
C11	28.89	0.45	29.34	3 sentidos	43.00	68.2
C12	29.93	0.45	30.38	3 sentidos	43.00	70.7
C13	33.23	0.45	33.68	3 sentidos	43.00	78.3
C14	33.98	0.45	34.43	3 sentidos	43.00	80.1
C15	23.20	0.45	23.65	3 sentidos	43.00	55.0
C16	28.62	0.45	29.07	3 sentidos	43.00	67.6
C17	32.92	0.45	33.37	3 sentidos	43.00	77.6
C18	33.08	0.45	33.53	3 sentidos	43.00	78.0

Tabla 4.10 Resumen Carga de Uso para Ples Brio

4.4 Riostras MK (Soporte de Cimbra BRIO)

- Riostras MK que se apoyan en una siguiente tramada de riostras MK (alineación 1 al 6)

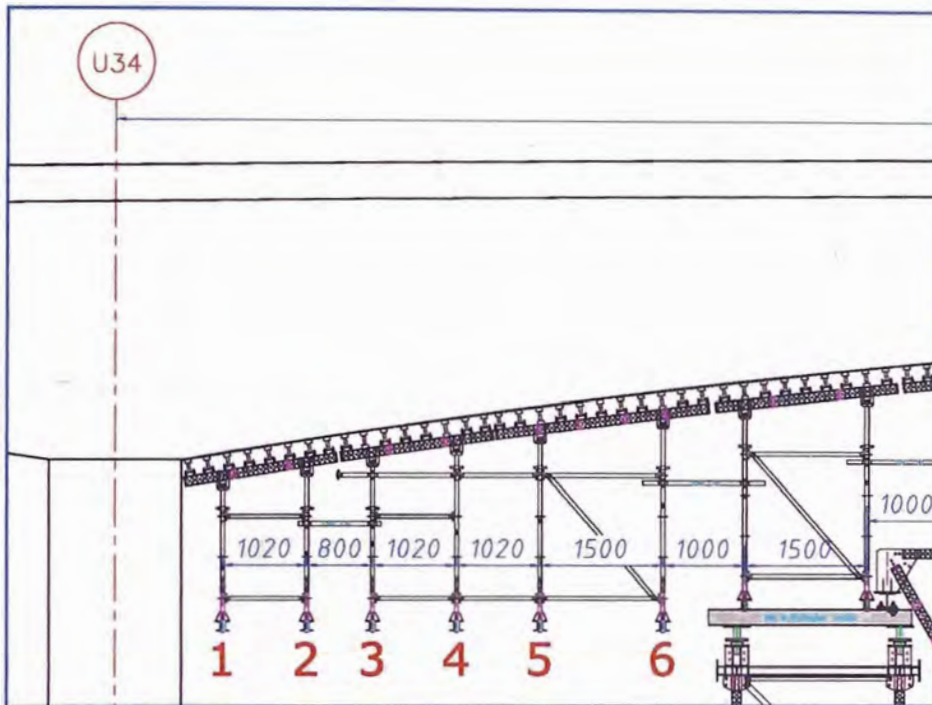


Figura 4.22 Vista Elevación (mm)

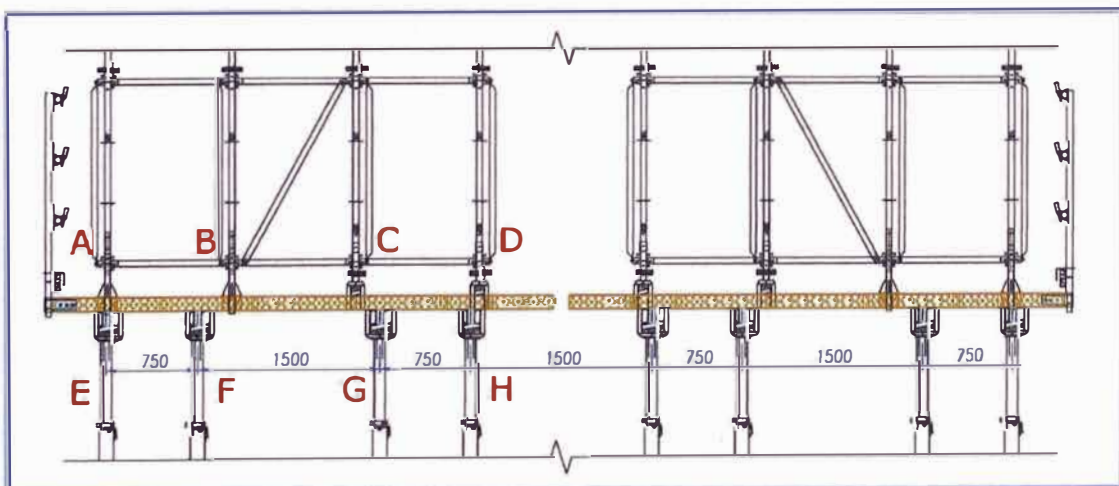


Figura 4.23 Vista Sección (mm)

Se realiza el cálculo para la riostra que recibe mayor carga transmitida:

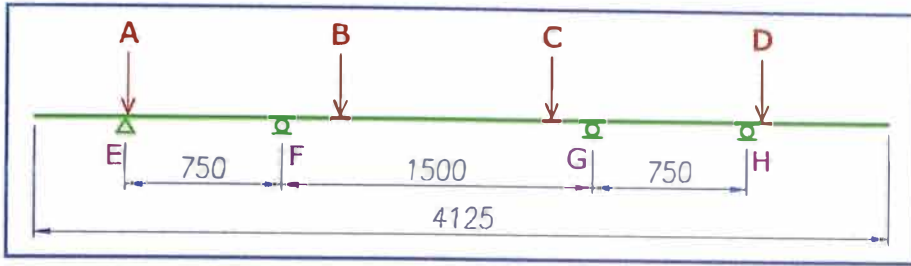


Figura 4.24 Esquema de cargas sobre la riostra (mm)

De manera análoga a la obtención de la tabla 4.10, obtenemos las cargas transmitidas por los pies Brio A,B y D.

(kN)	A	B	C	D
Q1	8.68	31.74	34.34	20.16
Q2	8.78	30.06	32.70	19.16
Q3	8.88	28.52	31.00	17.58
Q4	8.98	26.58	28.74	15.74
Q5	9.06	25.24	27.16	14.34
Q6	9.14	23.86	26.18	14.42
Q7	9.20	23.00	25.58	14.46
Q8	9.24	22.30	25.10	14.50
Q9	9.26	21.98	24.88	14.52

Tabla 4.11 Cargas Distribuidas sobre las riostras (Primera tramada - Fondo de Losa)

Resúmen de cargas transmitidas por la cimbra BRIO							
Pie	Carga (kN)	Pie	Carga (kN)	Pie	Carga (kN)	Pie	Carga (kN)
A1	9.69	B1	33.05	C1	35.74	D1	21.27
A2	8.07	B2	26.28	C2	28.51	D2	16.99
A3	8.46	B3	27.01	C3	29.32	D3	17.37
A4	9.49	B4	29.30	C4	31.79	D4	18.47
A5	12.34	B5	37.28	C5	40.41	D5	23.11
A6	12.69	B6	36.63	C6	39.58	D6	22.21
A7	10.78	B7	30.00	C7	32.34	D7	17.90
A8	11.01	B8	29.79	C8	32.04	D8	17.43
A9	12.68	B9	33.47	C9	36.09	D9	19.59
A10	12.80	B10	32.56	C10	35.51	D10	19.74
A11	10.80	B11	26.72	C11	29.34	D11	16.59
A12	11.33	B12	27.49	C12	30.38	D12	17.39
A13	12.67	B13	30.29	C13	33.68	D13	19.46
A14	13.12	B14	30.76	C14	34.43	D14	20.14
A15	11.04	B15	25.50	C15	28.65	D15	16.91
A16	11.26	B16	25.80	C16	29.07	D16	17.23
A17	12.92	B17	29.57	C17	33.37	D17	19.80
A18	12.98	B18	29.72	C18	33.53	D18	19.90

Tabla 4.12 Cargas transmitidas por la cimbra BRIO

Por lo tanto la riostra con mayor carga es la **5** (ver tabla 4.12).

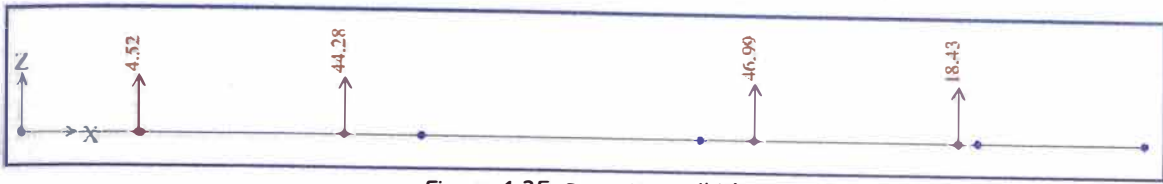


Figura 4.25 Reacciones (kN)

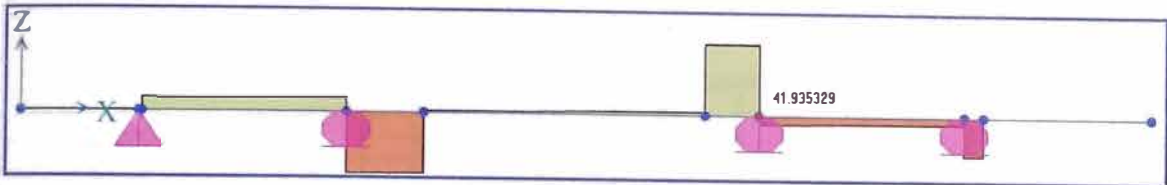


Figura 4.26 Fuerzas Cortantes (kN)

Riostra MK: $\rightarrow V_{m\acute{a}x} = 41.94 \text{ kN} < V_{adm} = 140 \text{ kN}$

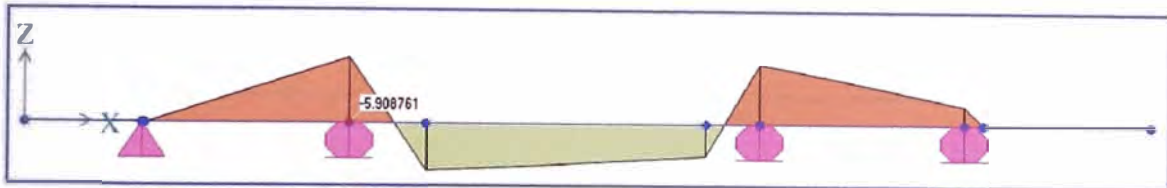


Figura 4.27 Momentos Flectores (kN·m)

Riostra MK: $\rightarrow M_{m\acute{a}x} = 5.91 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{adm} = 18.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

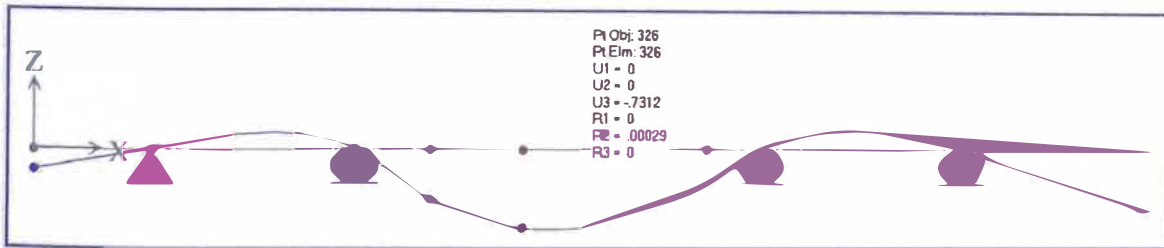


Figura 4.28 Deformaciones (mm)

\rightarrow *Máxima de formación: 0.73 mm*

Resumen de cargas transmitidas por riostra MK			
Reac. Carga (kN)	Reac. Carga (kN)	Reac. Carga (kN)	Reac. Carga (kN)
E1 2.80	F1 39.27	G1 41.51	H1 17.25
E2 2.62	F2 31.31	G2 33.14	H2 13.86
E3 2.85	F3 32.18	G3 34.09	H3 14.13
E4 3.39	F4 34.87	G4 36.98	H4 14.89
E5 4.52	F5 44.28	G5 46.99	H5 18.43
E6 5.01	F6 43.50	G6 46.11	H6 17.58

Tabla 4.13 Cargas transmitidas por la riostra MK

- Riostras MK que se apoyan en los perfiles W8x31 y Cerchas MK (alineación 7 al 18)

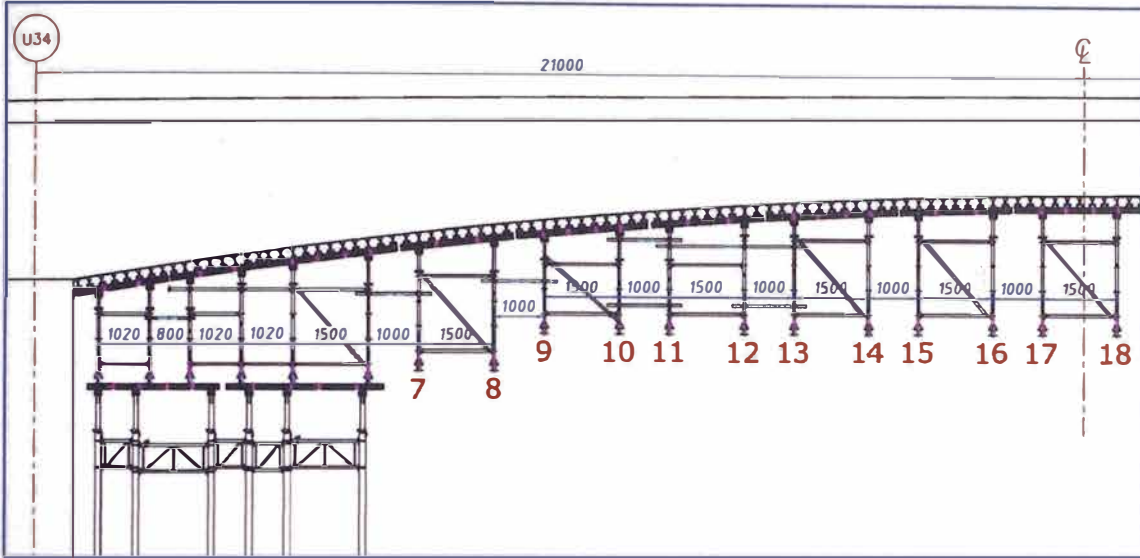


Figura 4.29 Vista Elevación (mm)

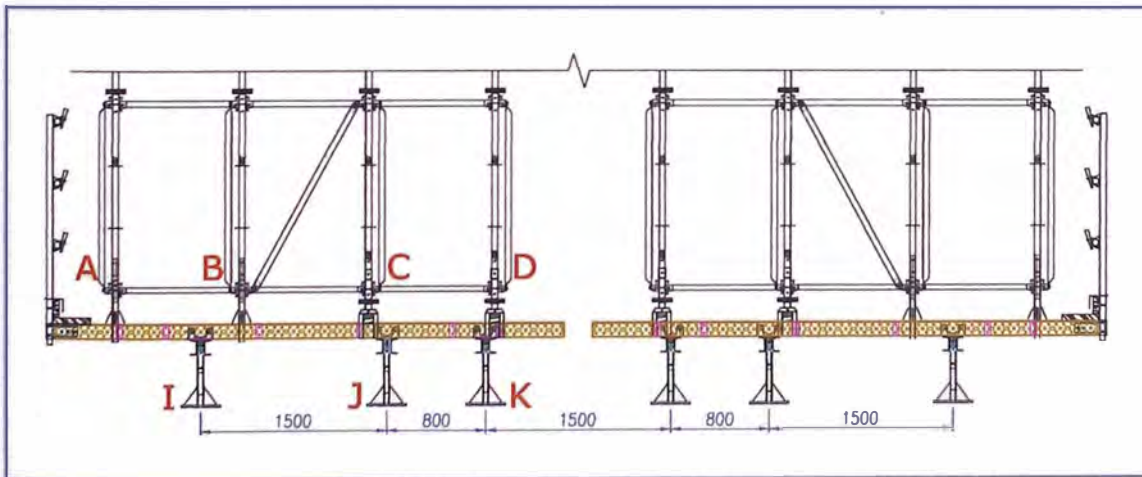


Figura 4.30 Vista Sección (mm)

Se realiza el cálculo para la riostra que recibe mayor carga transmitida:

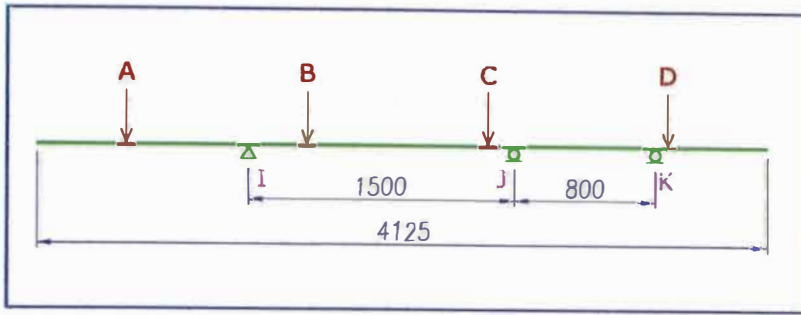


Figura 4.31 Esquema de cargas sobre la riostra (mm)

La riostra con mayor carga es la **9** (ver tabla 4.12).

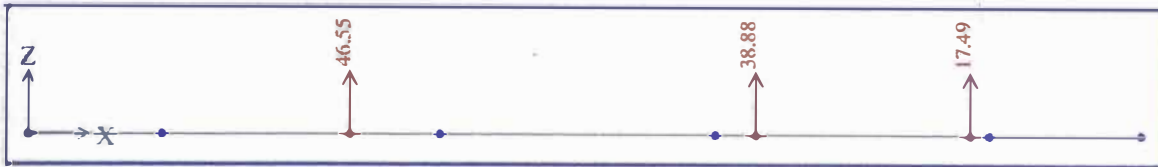


Figura 4.32 Reacciones (kN)

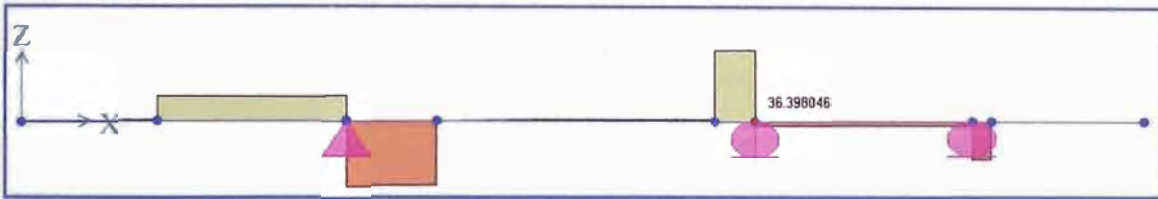


Figura 4.33 Fuerzas Cortantes (kN)

Riostra MK: $\rightarrow V_{m\acute{a}x} = 36.40 \text{ kN} < V_{adm} = 140 \text{ kN}$

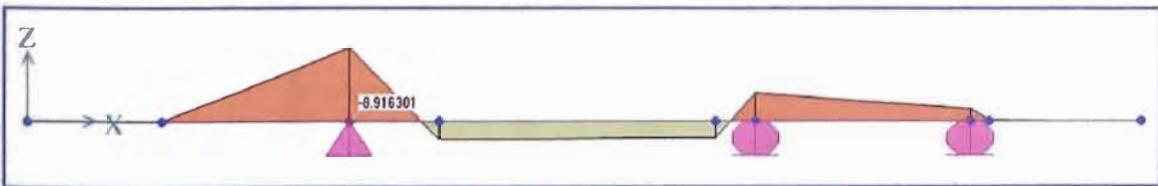


Figura 4.34 Momentos Flectores (kN·m)

Riostra MK: $\rightarrow M_{m\acute{a}x} = 8.92 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{adm} = 18.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

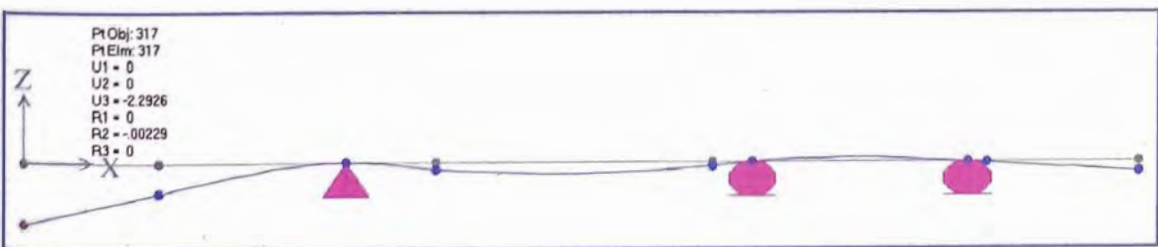


Figura 4.35 Deformaciones (mm)

\rightarrow Máxima deformación: 2.29 mm

Resumen de cargas transmitidas por riostra MK					
Reac. Carga (kN)		Reac. Carga (kN)		Reac. Carga (kN)	
I7	40.85	J7	35.31	K7	15.93
I8	41.06	J8	34.76	K8	15.53
I9	46.55	J9	38.88	K9	17.49
I10	46.07	J10	37.77	K10	17.86
I11	38.40	J11	30.92	K11	15.21
I12	39.85	J12	31.79	K12	16.03
I13	44.16	J13	35.05	K13	17.98
I14	45.25	J14	35.57	K14	18.72
I15	37.89	J15	29.45	K15	15.84
I16	38.48	J16	29.79	K16	16.18
I17	44.03	J17	34.17	K17	18.54

Tabla 4.14 Cargas transmitidas por la riostra MK

4.5 Riostras MK (Cimbra Aluprop)

Las riostras más cargadas son las que se encuentran en la alineación **G** (ver figura 4.23, figura 4.25 y tabla 4.13).

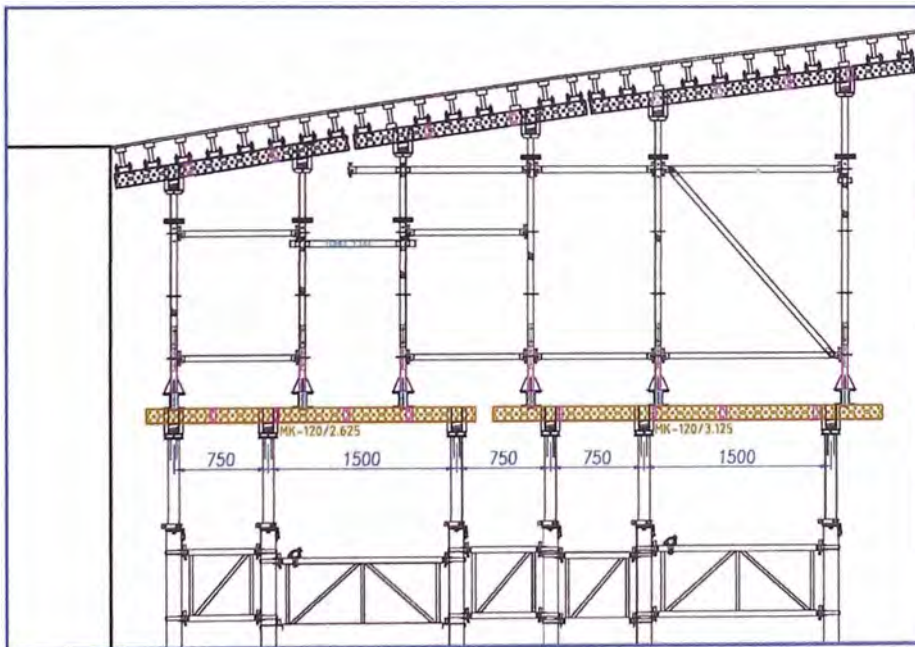


Figura 4.36 Vista Elevación (mm)

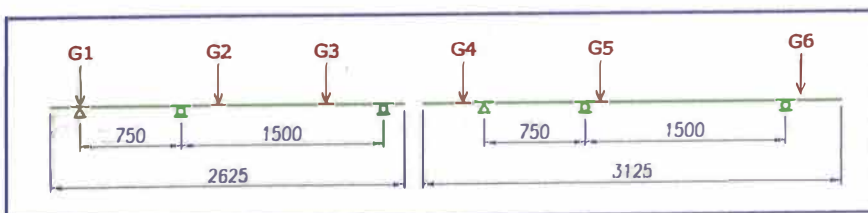


Figura 4.37 Esquema de cálculo (mm)

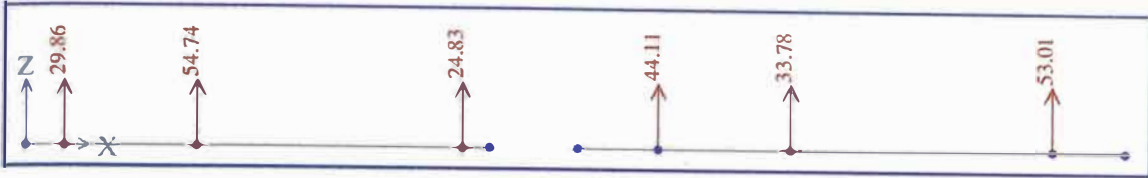


Figura 4.38 Reacciones (kN)

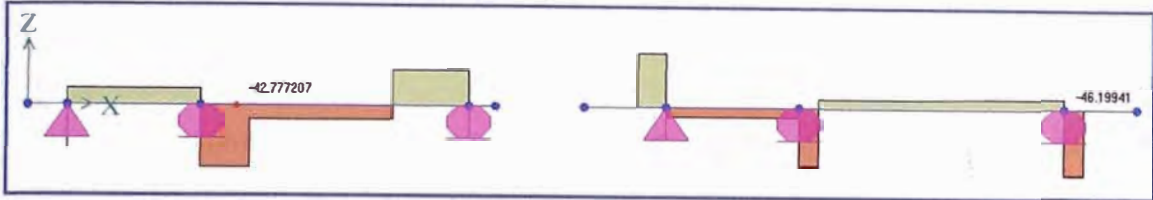


Figura 4.39 Fuerzas Cortantes (kN)

Riostra MK: $\rightarrow V_{\text{máx}} = 46.20 \text{ kN} < V_{\text{adm}} = 140 \text{ kN}$

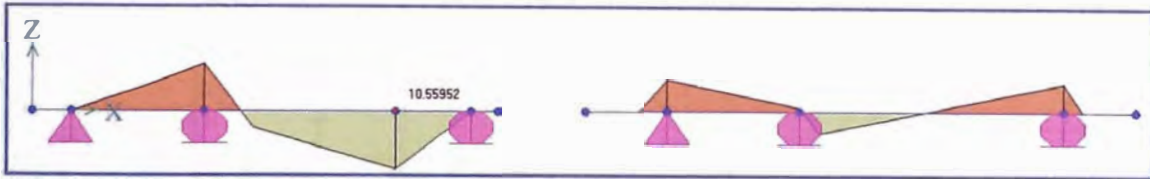


Figura 4.40 Momentos Flectores (kN·m)

Riostra MK: $\rightarrow M_{\text{máx}} = 10.56 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{\text{adm}} = 18.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

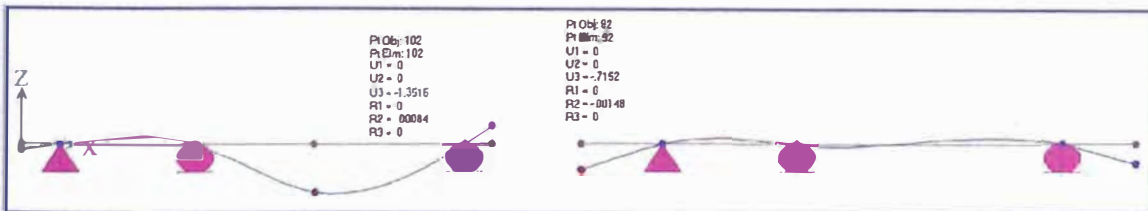


Figura 4.41 Deformaciones (mm)

\rightarrow Máxima deformación: 1.35 mm

4.6 Cimbra Aluprop

Las reacciones transmitidas de la figura 4.38 se transmiten a los puntales de la cimbra Aluprop, éstas cimbras tienen una altura de 8.90 m y su capacidad por puntal es 55.9 kN.

Riostra MK-120	R (kN)	Qadm (kN)	% Trabajo
2.625 m	29.86	55.90	53.42
	54.74	55.90	97.92
	24.83	55.90	44.42
3.125 m	44.11	55.90	78.91
	33.78	55.90	60.43
	53.01	55.90	94.83

Tabla 4.15 Carga Cimbra Aluprop

4.7 Cercha MK

La cerchas más cargadas se encuentra en la alineación I (ver figura 4.30, figura 4.32 y tabla 4.14).

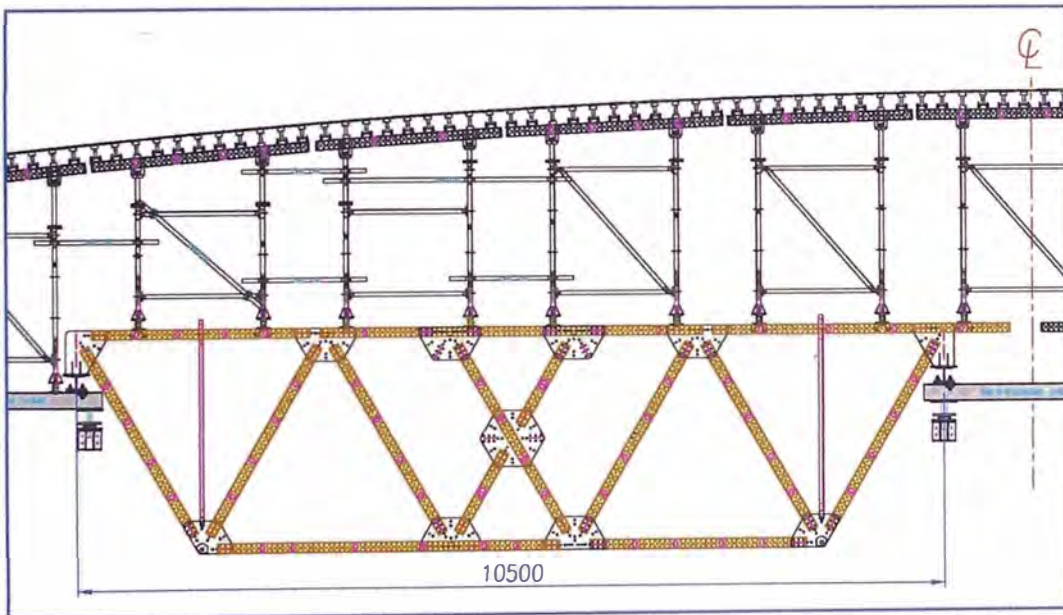


Figura 4.42 Vista Elevación (mm)

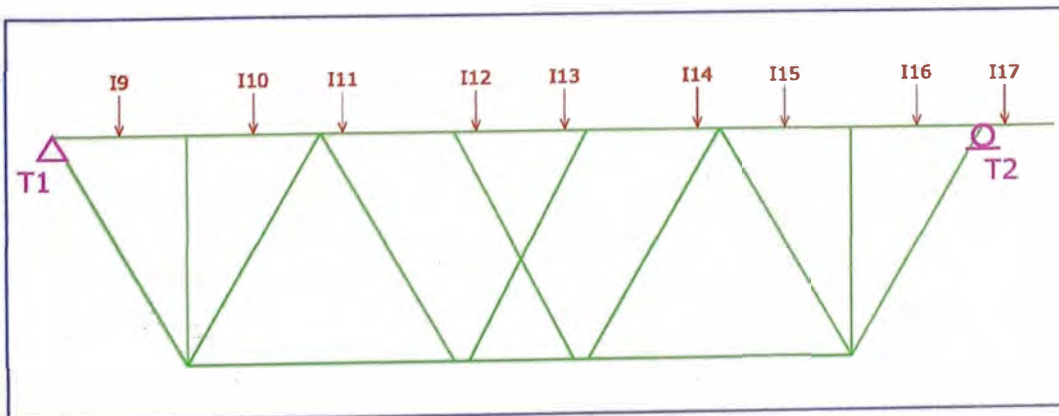


Figura 4.43 Esquema de cálculo

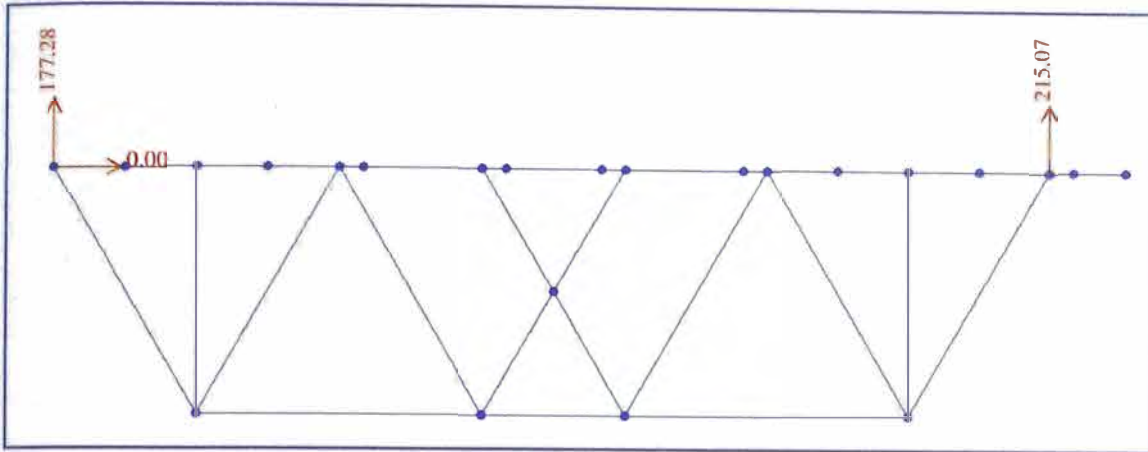


Figura 4.44 Reacciones (kN)

$$T1 = 177.28 \text{ kN}$$

$$T2 = 215.07 \text{ kN}$$

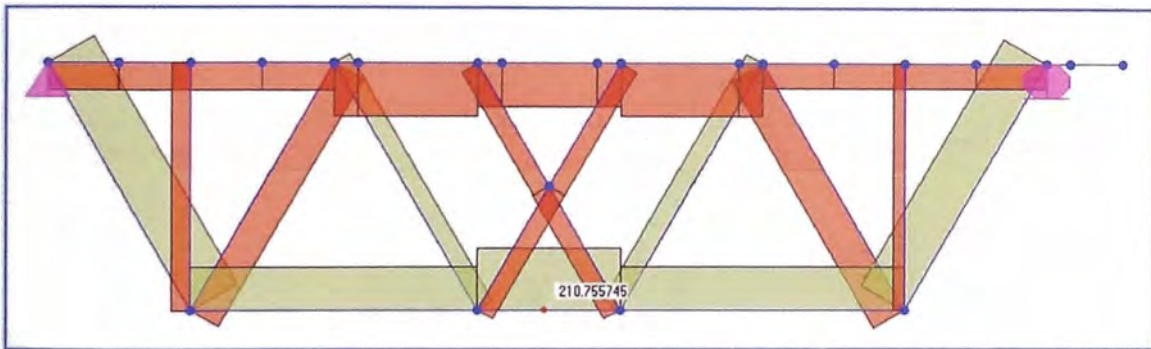


Figura 4.45 Fuerzas Axiales (kN)

$$\text{Riostra MK: } \rightarrow N_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 211 \text{ kN} < N_{\text{adm}} = 240 \text{ kN}$$

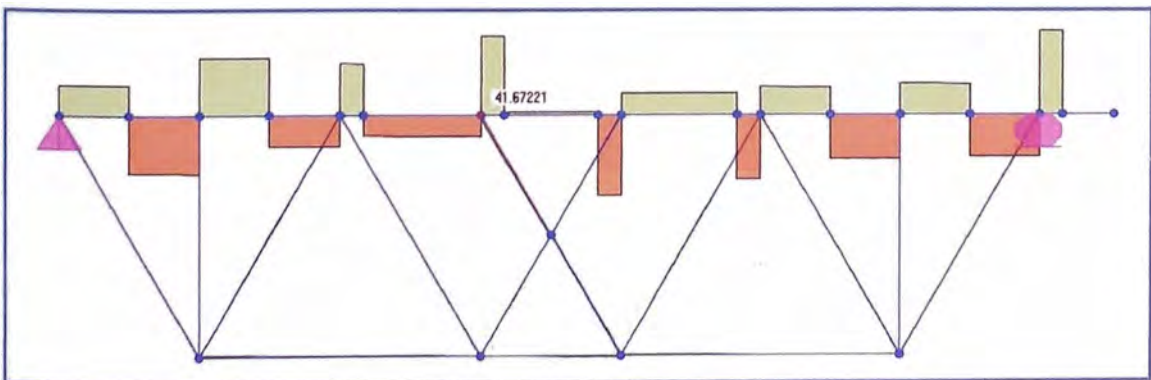


Figura 4.46 Fuerzas Cortantes (kN)

$$\text{Riostra MK: } \rightarrow V_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 41.7 \text{ kN} < V_{\text{adm}} = 140 \text{ kN}$$

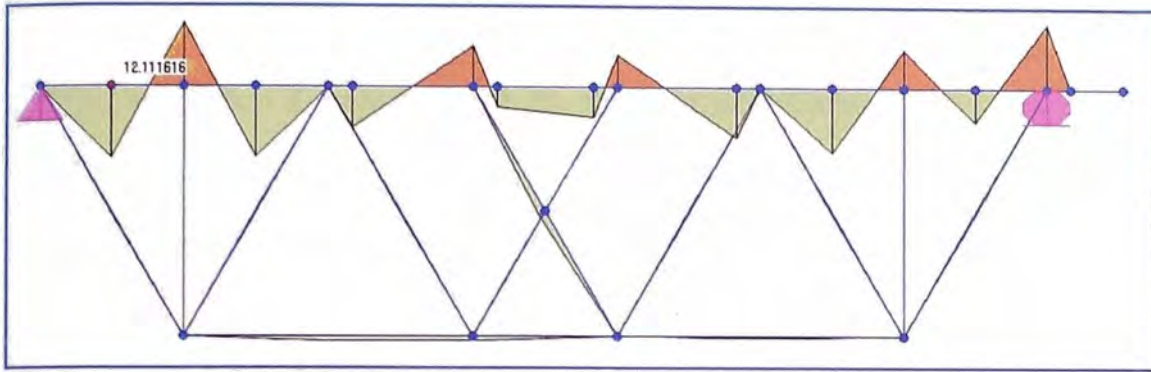


Figura 4.47 Momentos Flectores (kN·m)

Riostra MK: $\rightarrow M_{m\acute{a}x} = 12.1 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{adm} = 18.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

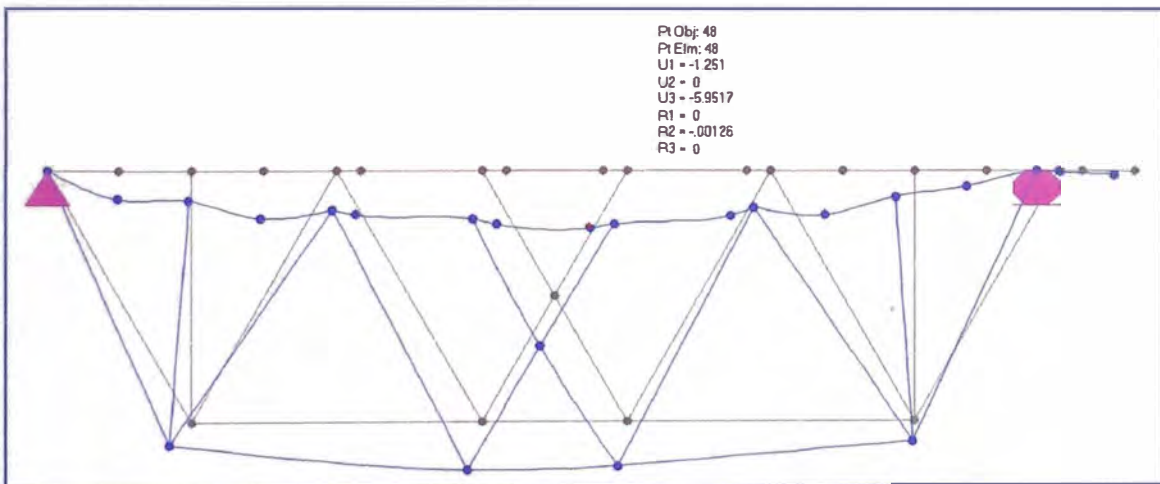


Figura 4.48 Deformaciones (mm)

\rightarrow Máxima de formación: 5.95 mm

4.8 Cimbra MK

Las cimbras más cargadas son las que se encuentran en la alineación **I** (ver figura 4.30, figura 4.32 y tabla 4.14).

- Cimbra MK (Lado Izquierdo)

En ésta cimbra se apoyan por un lado una cercha y dos riostras MK que soportan pies Brio.

- Cimbra MK (Central)

En ésta cimbra se apoyan una cercha por cada lado.

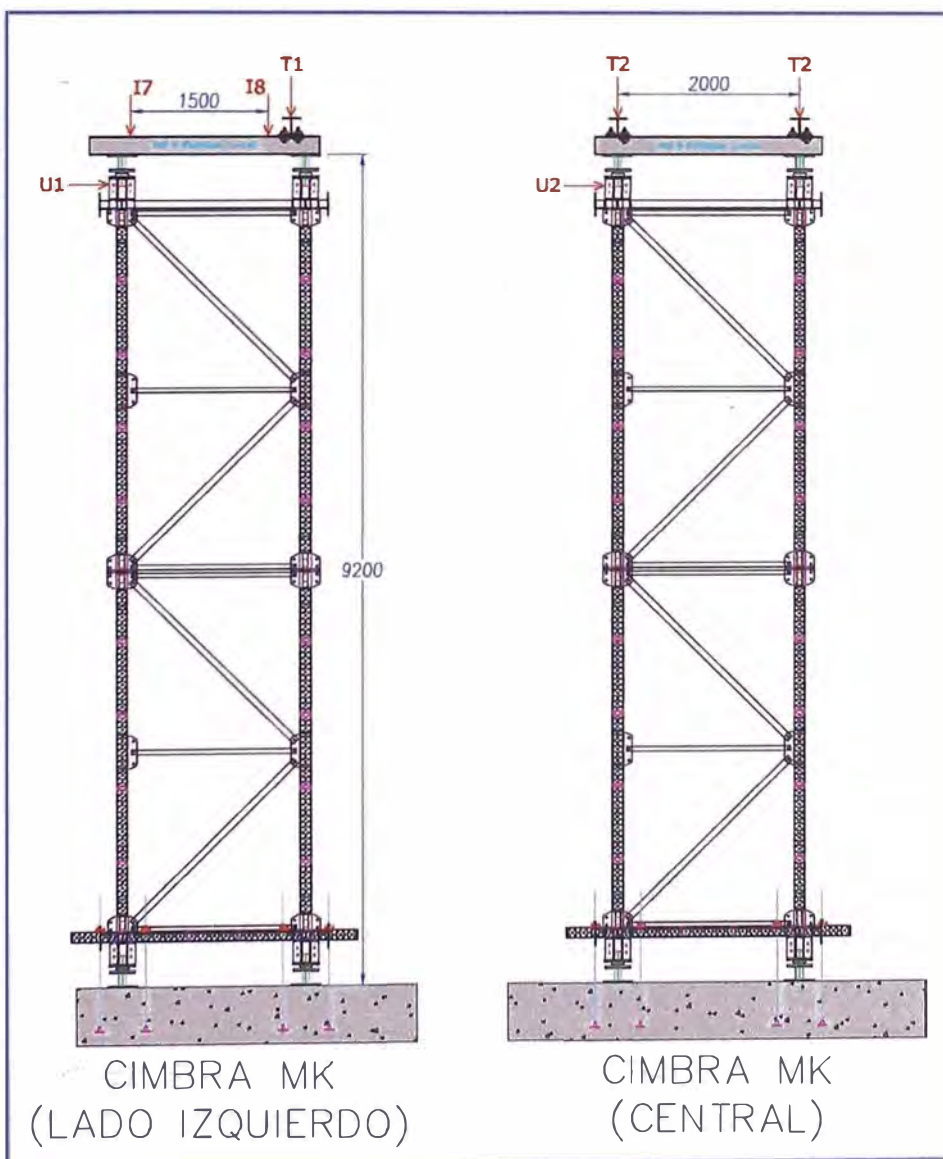


Figura 4.49 Elevación Cimbra MK (mm)

En la figura 4.49:

$$\rightarrow U1 = 6\%(I7 + I8 + T1)$$

$$\rightarrow U1 = 15.55 \text{ kN/m}$$

$$\rightarrow U2 = 6\%(T2 + T2)$$

$$\rightarrow U2 = 25.81 \text{ kN/m}$$

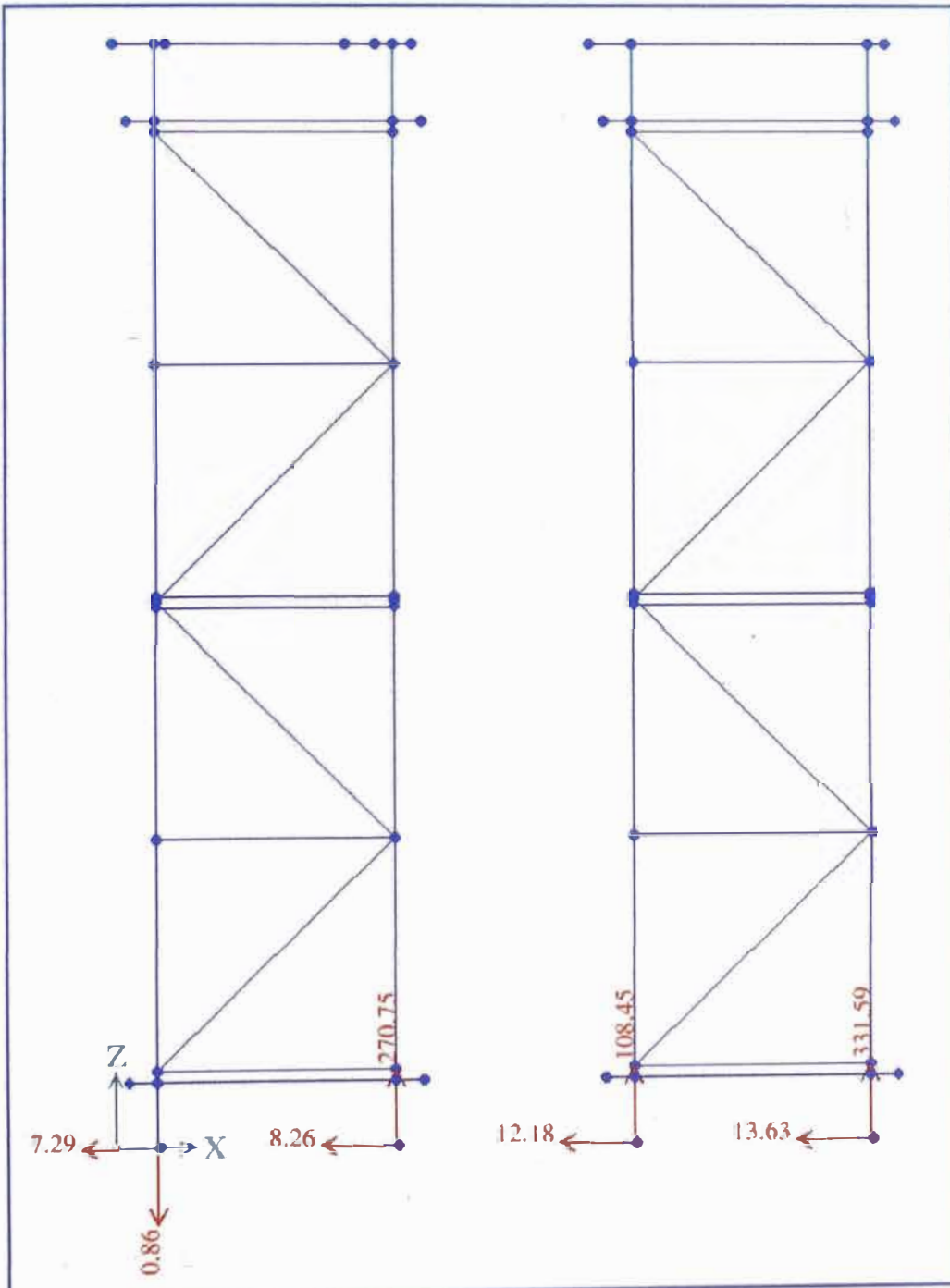


Figura 4.50 Reacciones (kN)

De la figura anterior se observa una reacción negativa de 0.86 kN, ésta reacción será anulada con las barras DW15 ancladas a la base.

La capacidad del Husillo Base 360 se indican en la tabla siguiente, en ella aparecen las combinaciones de esfuerzos axiales (V) y horizontales (H) para diferentes extensiones del husillo.

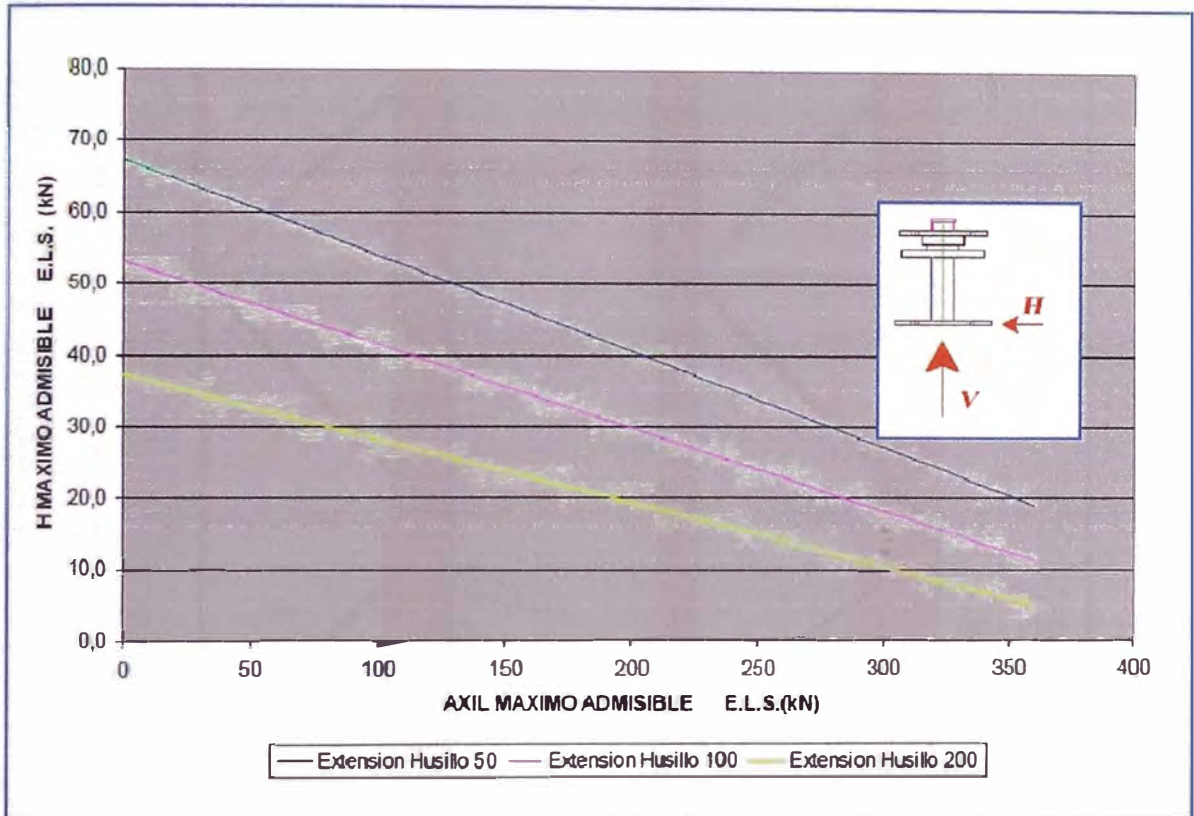


Tabla 4.16 Combinación Axial-H Admisible

La combinación de reacciones (V, H) obtenidas del cálculo, se encuentran debajo de la curva correspondiente (Extensión Husillo 100), por lo tanto se verifica las cargas de uso de los Husillos Base 360.

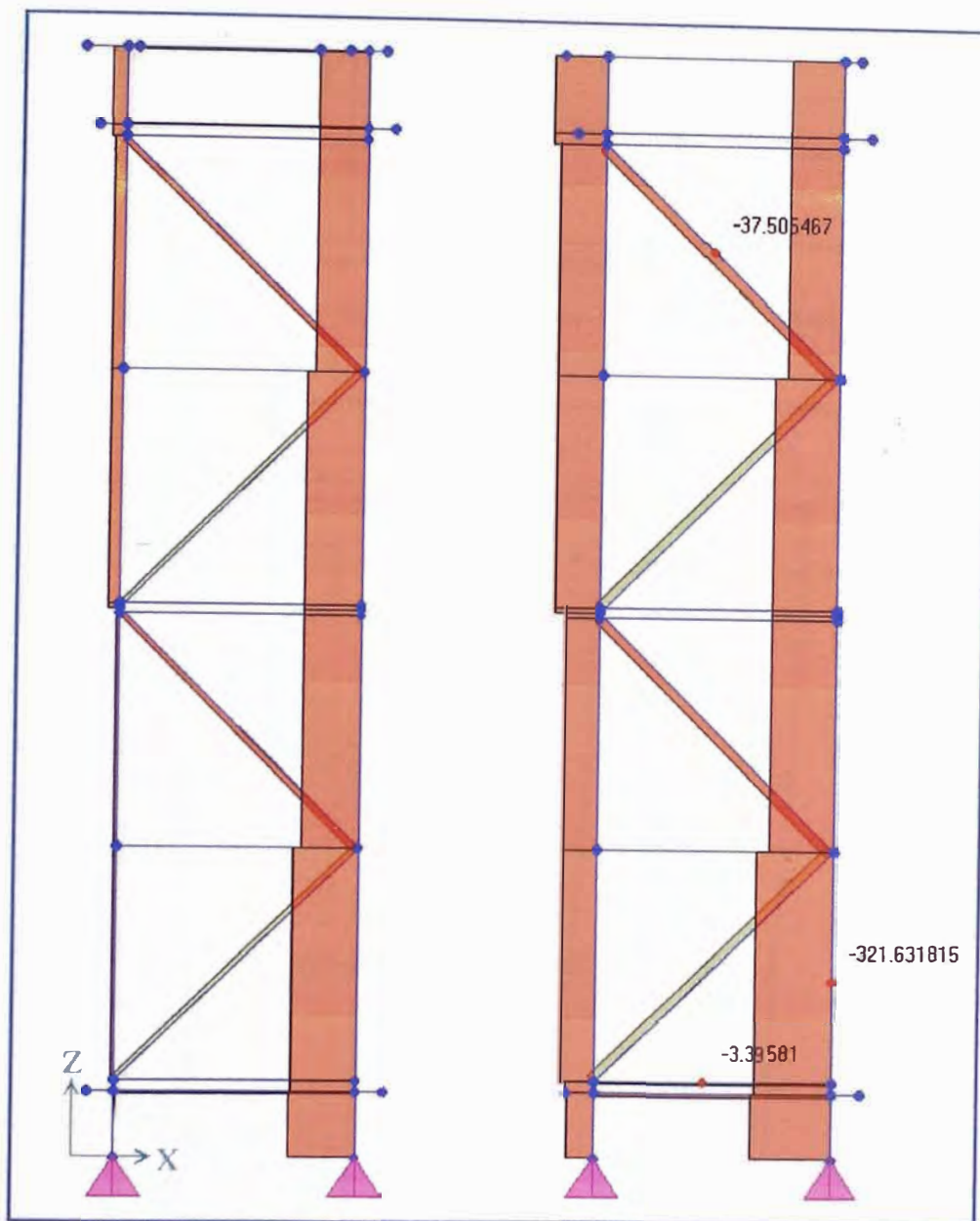


Figura 4.51 Fuerzas Axiales (kN)

Riostra MK: $\rightarrow N_{m\acute{a}x} = 321.63 \text{ kN} < N_{adm} = 360 \text{ kN}$

Diagonal MK 70x50x4: $\rightarrow N_{m\acute{a}x} = 37.51 \text{ kN} < N_{adm} = 40 \text{ kN}$

Montante MK: $\rightarrow N_{m\acute{a}x} = 3.40 \text{ kN} < N_{adm} = 24 \text{ kN}$

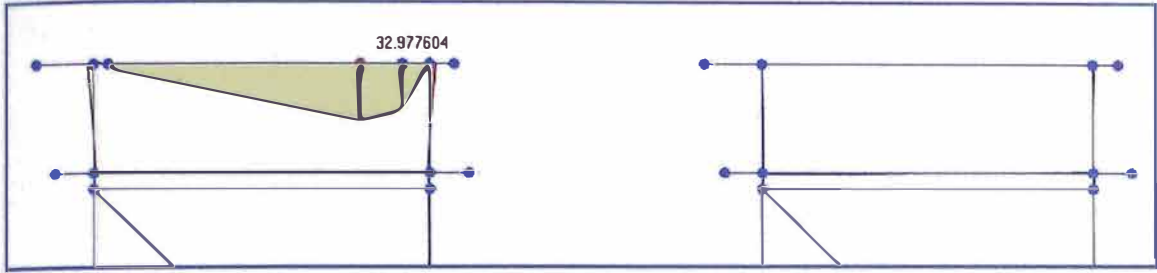


Figura 4.52 Momentos Flectores (kN·m)

Viga W8x31: $\rightarrow M_{m\acute{a}x} = 32.98 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{adm} = 111.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$

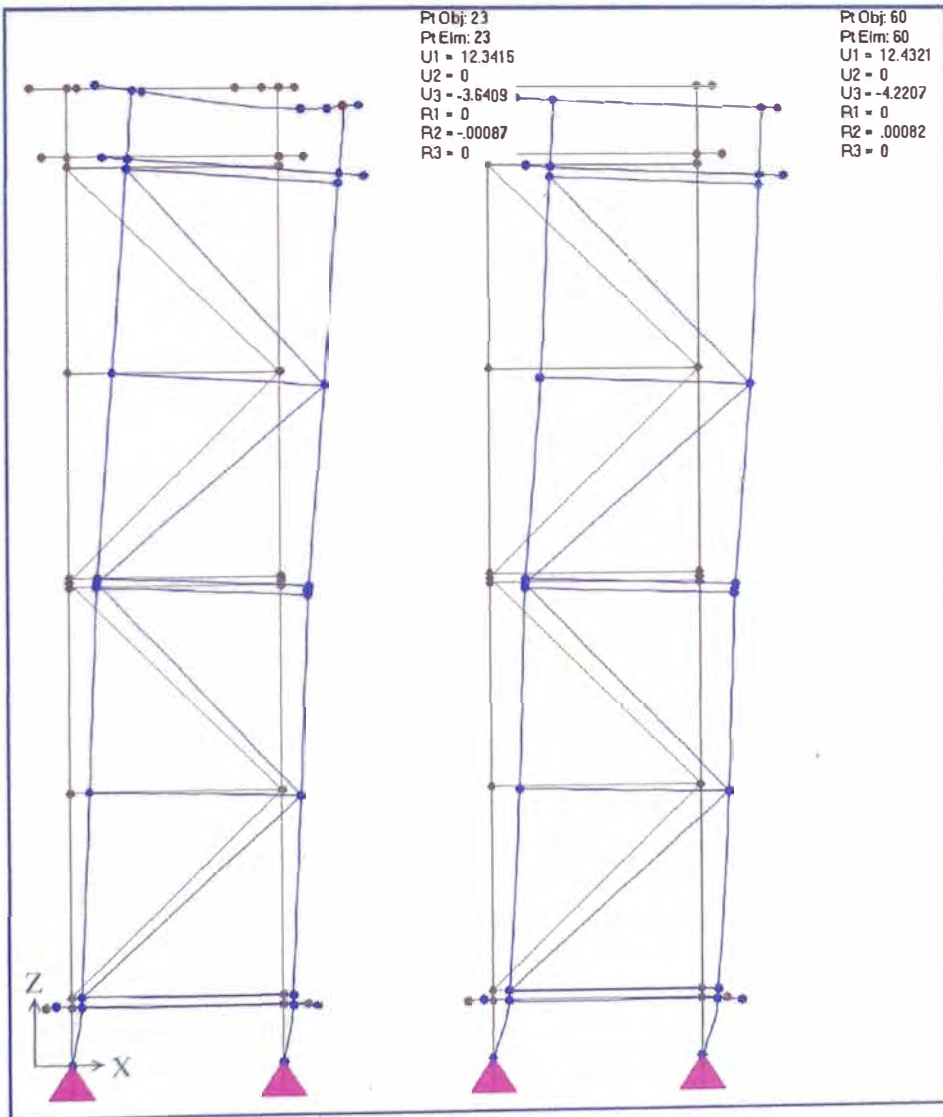


Figura 4.53 Deformaciones (mm)

\rightarrow Máxima deformaci3n X: 12.43 mm

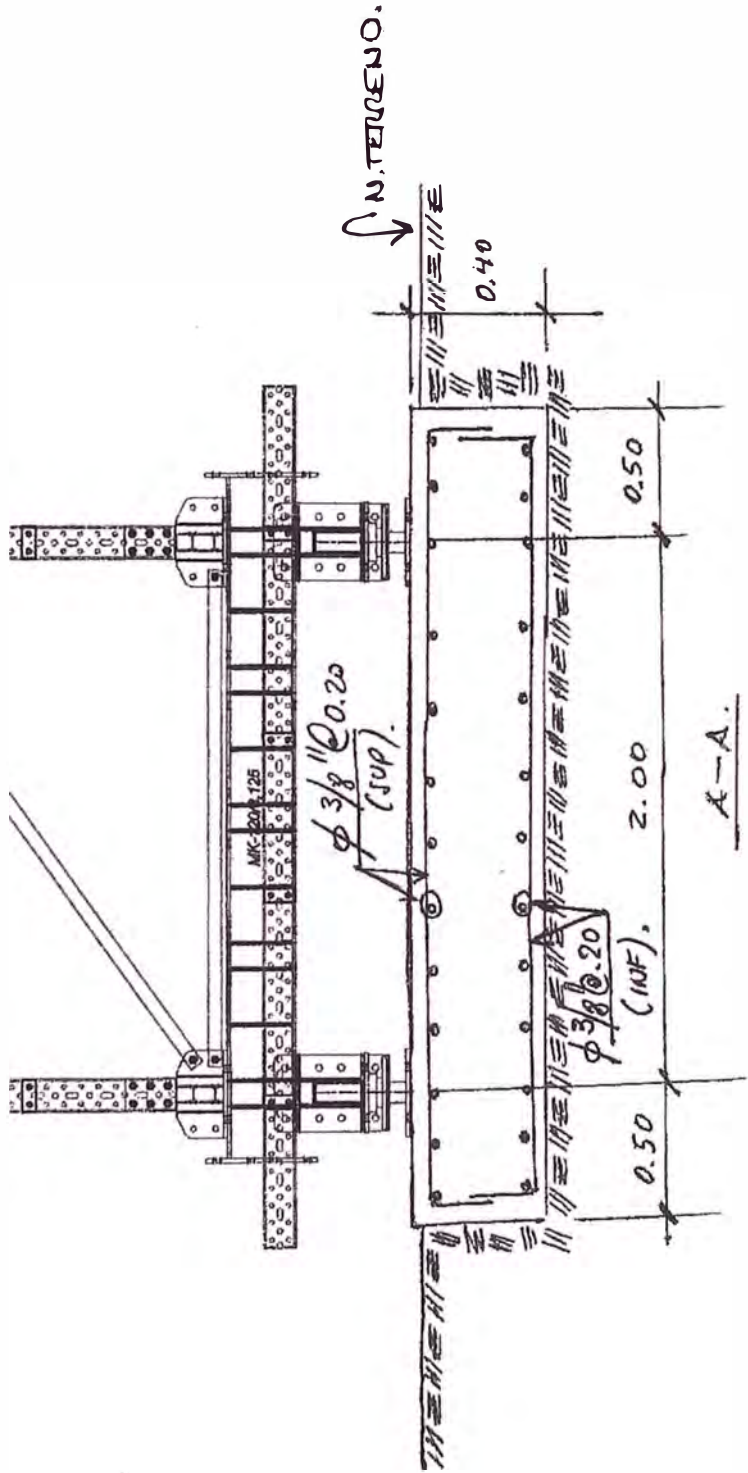
\rightarrow Máxima deformaci3n Z: 4.22 mm

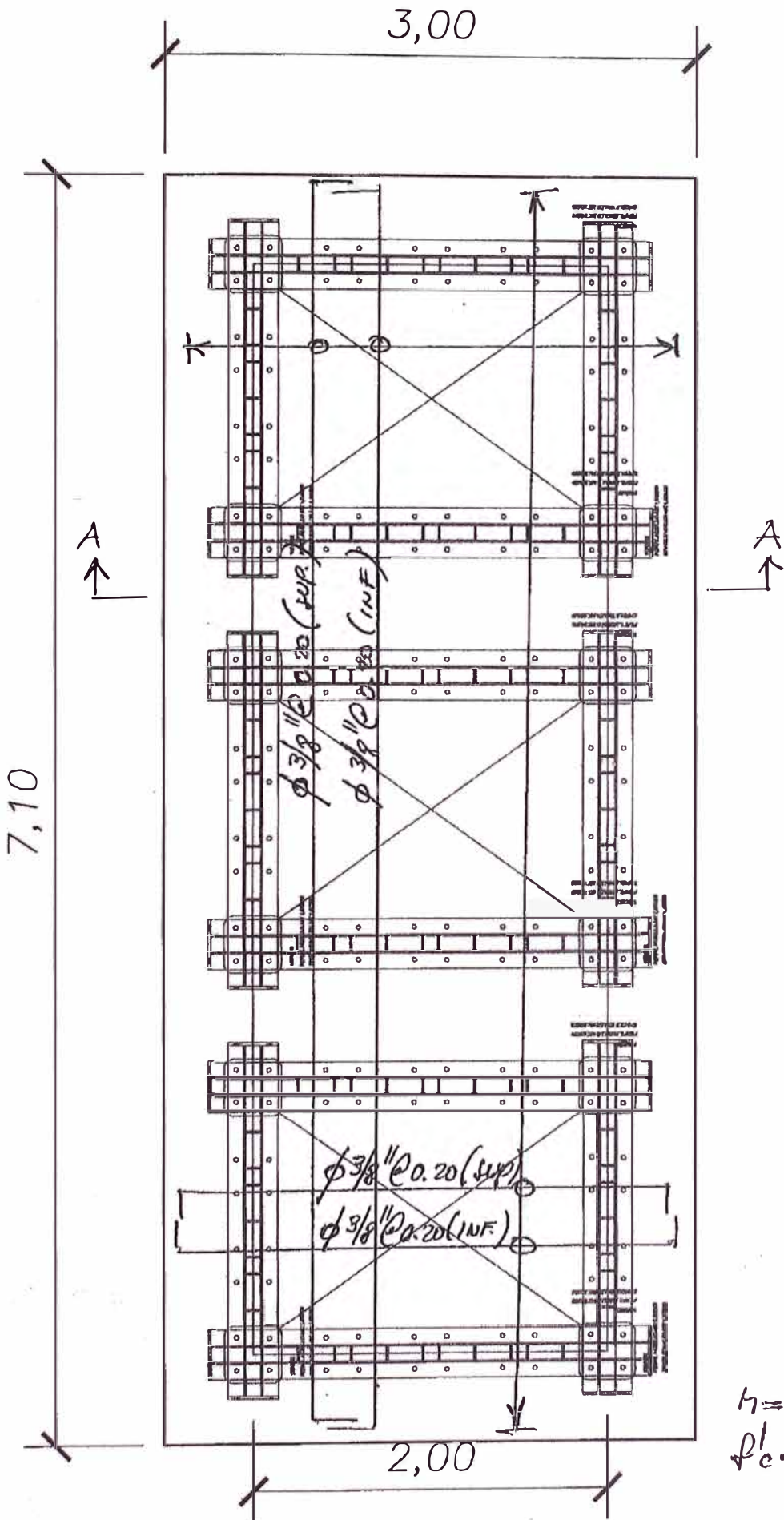
5. CONCLUSIONES

- Las condiciones asumidas en este análisis se deben considerar en el montaje, para evitar situaciones que comprometan la seguridad de la estructura y el encofrado.
- La máxima reacción en la base de las cimbras MK por las cargas de servicio es 332 kN, por lo que el contratista verificará que la base de apoyo pueda soportar dicha carga.
- Cada anclaje en la base de concreto debe tener la capacidad de por lo menos 50 kN.
- Para lograr el adecuado comportamiento de los puntales ALUPROP, es necesario asegurar un punto de apoyo rígido sobre el terreno.

ANEXO 1: DISEÑO DE LOSAS PARA TORRES MK

DETAILED





$h = 0,40m.$
 $f_c = 210 kg/cm^2$

PLANTA

DISEÑO DE LOSA.

VERIFICACIÓN POR CORTANTE:

$$V_u = 9.5 \text{ ton/m.}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.58 \times 10 \times \sqrt{210} \times 1.00 \times 0.37 = 22 \text{ ton} > V_u \dots \text{OK!}$$

VERIFICACIÓN POR FLEXIÓN:

$$M_s = 5.5 \frac{\text{ton} \times \text{m}}{\text{m.}}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$J = \frac{I}{c} = 0.027 \text{ m}^3$$

$$f_s = \frac{M_s}{J} = \frac{5.5}{0.027} = 204 \text{ T/m}^2 = \underline{20.4 \text{ kg/cm}^2}$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} = 2 \times \sqrt{210} = \underline{28.9 \text{ kg/cm}^2}$$

ACERO MÍNIMO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA.

$$A_{\text{min}} = 0.0018 \times 100 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

USAR: $\phi 3/8'' @ 0.20$ (HALLO SUP E INFERIOR).

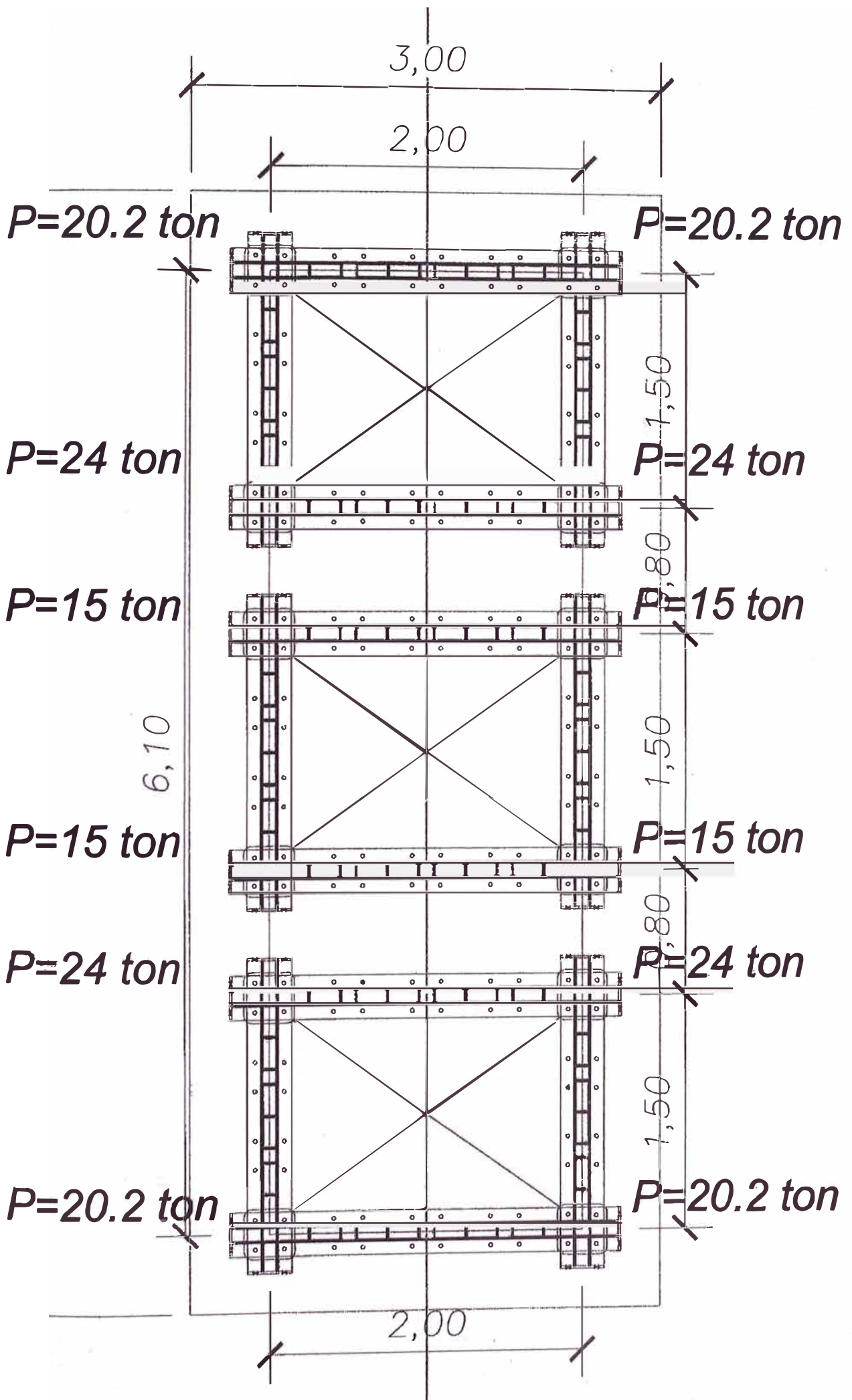
PRESIONES TRANSMITIDAS

AL TERRENO

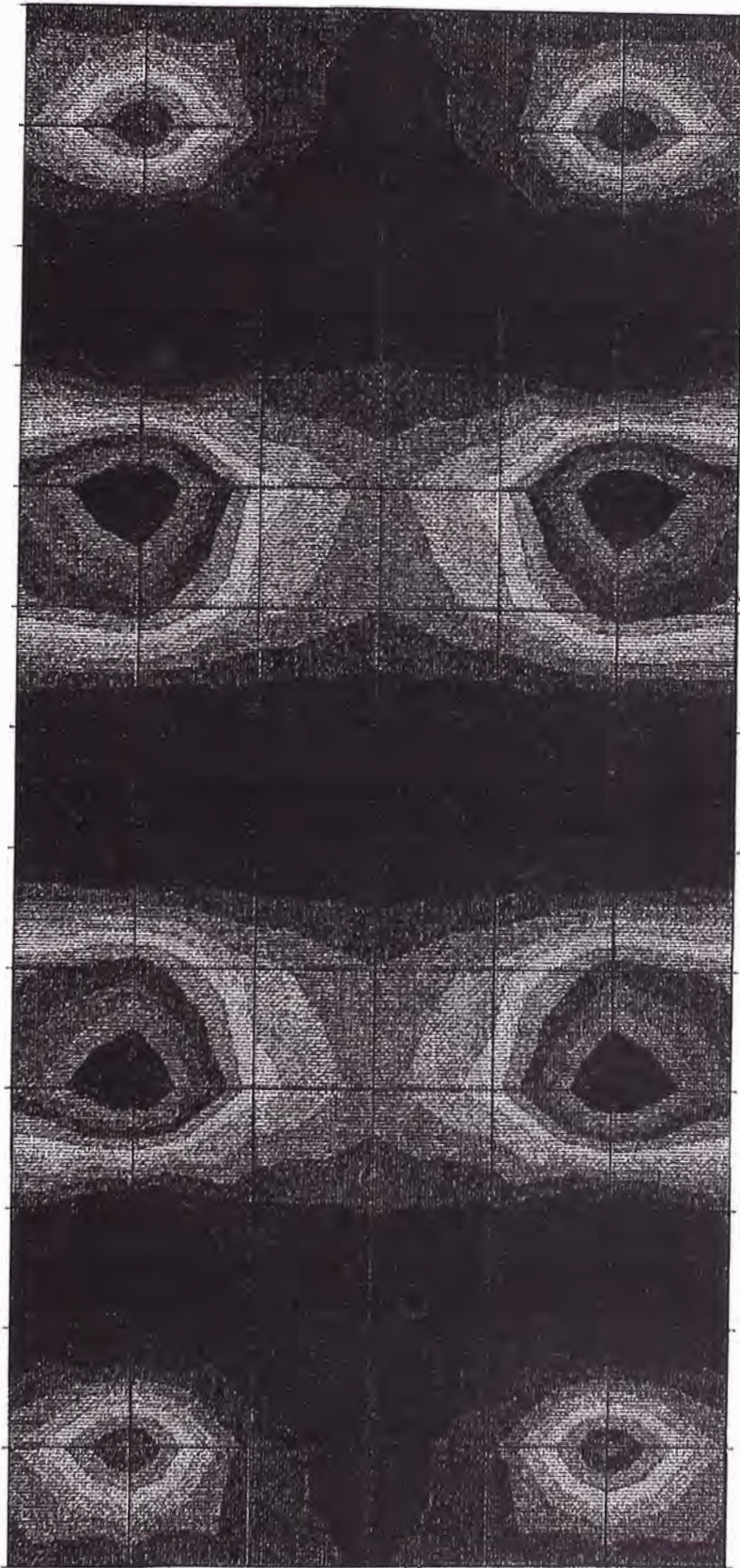
DEL MODELO: FRESORTE = 3.40 TON

$$q_T = \frac{3.40}{0.50 \times 0.50} = 13.6 \text{ ton/m}^2 = 1.36 \text{ kg/cm}^2 < 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

BRANTTAR UNA RESISTENCIA DEL TERRENO MÍNIMO DE 1.50 kg/cm².



MOMENTOS FLECTORES EN SERVICIO :



$M_s = 5.5 \text{ ton} \times \text{m}$
m.

-1.65 -1.10 -0.55 0.00 0.55 1.10 1.65 2.20 2.75 3.30 3.85 4.40 4.95 5.50

ANEXO 2: DISEÑO DE PROTECCION PERIMETRAL DE TORRES MK

DISEÑO DE DEFENSAS

1. FUERZA DE IMPACTO

$$V_f = 0$$

$$V_i = 30 \text{ km/h} = 8.33 \text{ m/seg.}$$

$$\Delta t = 1 \text{ seg.}$$

$$W = 30 \text{ TON}$$

$$m = \frac{30,000 \text{ U.M.}}{3.81}$$

$$F = -m \times \frac{(V_f - V_i)}{\Delta t} = -\frac{30,000}{3.81} \cdot \frac{(0 - 8.33)}{1} = 25,000 \text{ kg} = 25 \text{ TON}$$

2. DISEÑO POR FLEXIÓN (h = 0.38 m)

$$M_u = 5 \frac{\text{TON} \times \text{m}}{\text{m}}$$

$$A_{s \text{ calc.}} = 5.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ prop}} = 1.27 / 0.20 = 6.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

USAR: $\phi/2' @ 0.20$.

$$A_{s \text{ prop}} = 6.35 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s \text{ req.}} \dots \text{OK!}$$

3. VERIFICACIÓN POR CORTANTE

$$V_u = 9 \text{ TON/m}$$

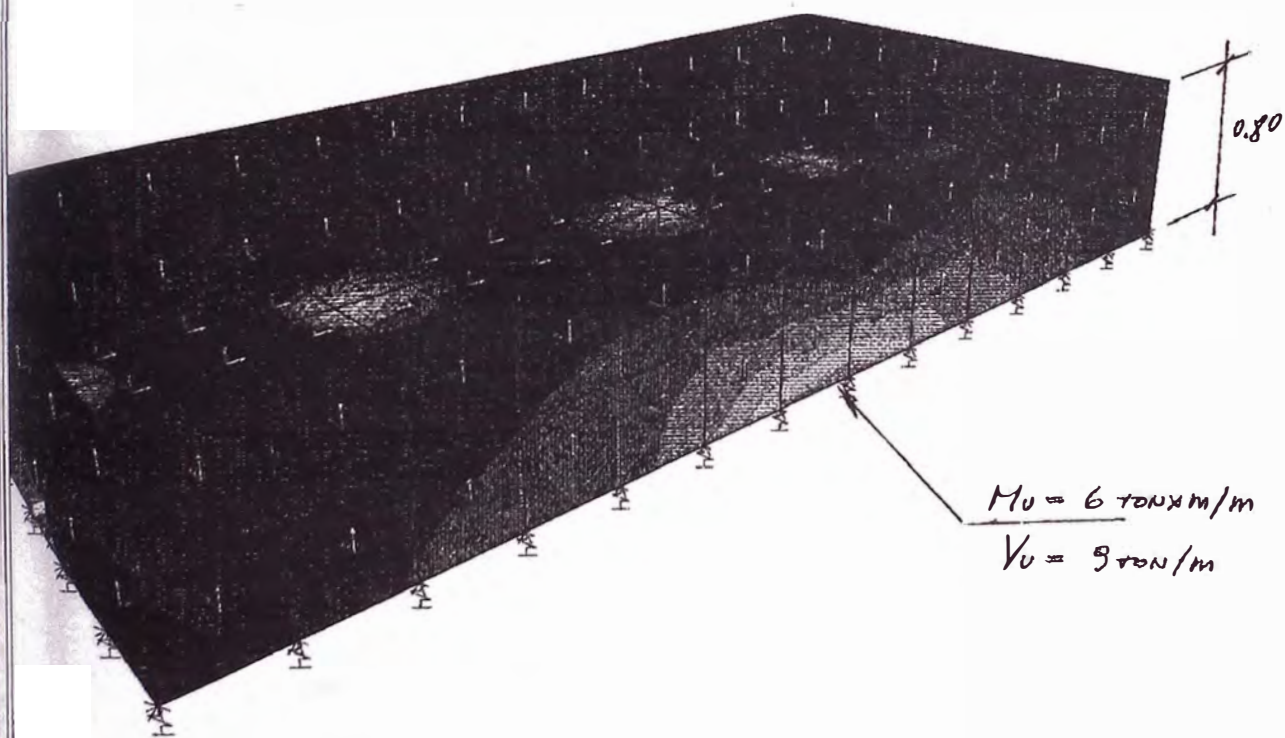
$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times 10 \times \sqrt{210} \times 100 \times 0.32 = 20.89 \frac{\text{TON}}{\text{m}} > V_u \dots \text{OK!}$$

NO REQUIERE REFUERZO POR CORTE.

4. DETALLE DEL REFUERZO.

SE ADJUNTA DETALLE.

RESULTADOS DEL ANALISIS.



-2.0 -1.0 0.0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 9.0 10.0 11.0

REFUERZO POR FLEXION

Materiales

$f'_c =$ 210 Kg/cm²
 $f_y =$ 4200 Kg/cm²

Sección

$h =$ 38 cm
 $b =$ 100 cm
 $d =$ 32.00 cm

Parámetros

$C_b =$ 18.82
 $p_b =$ 0.021
 $p_{máx} =$ 0.011
 $R_{ub} =$ 35.142

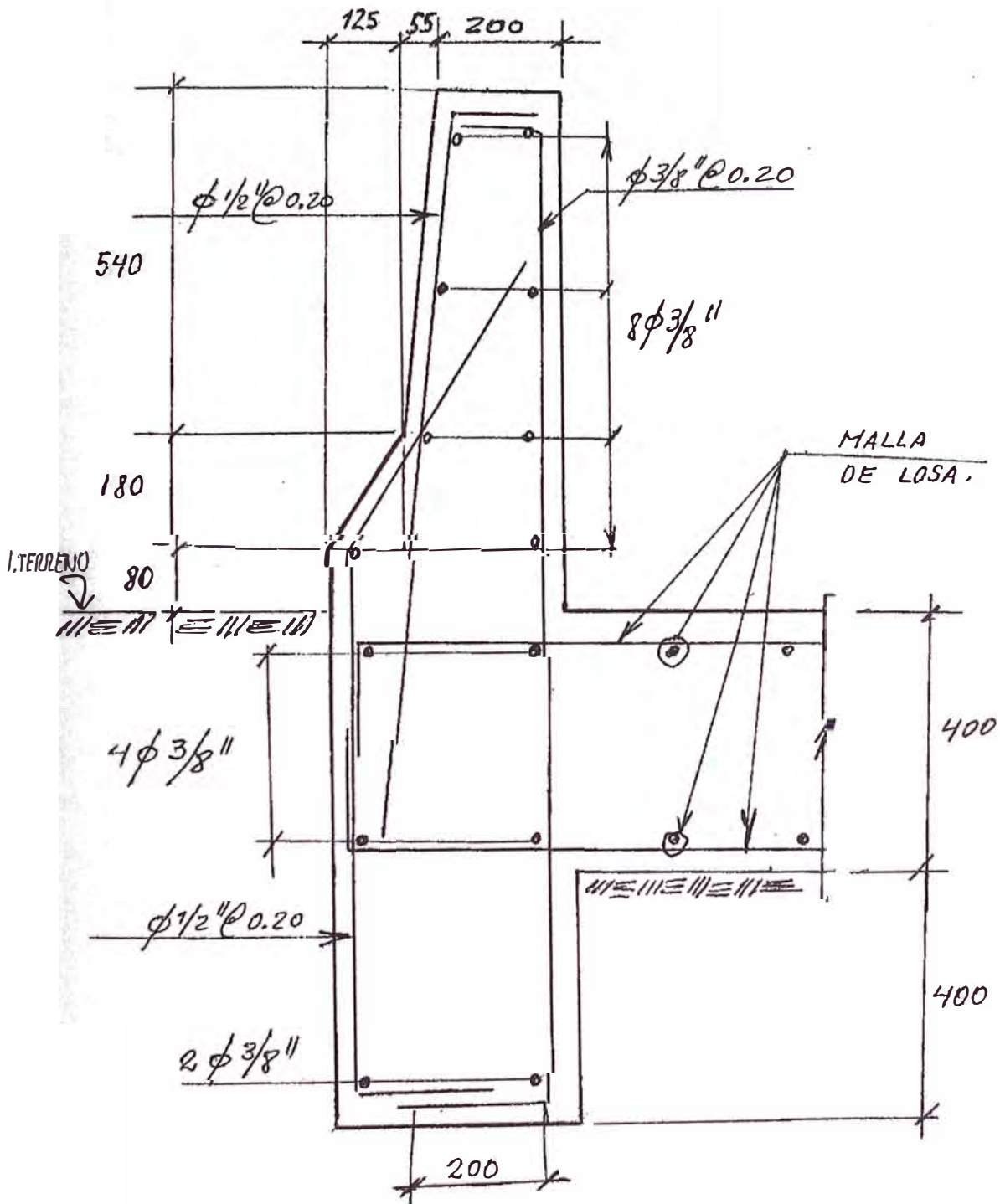
Momento Balanceado

$M_{ub} =$ 35.99 m-Tn

Cálculo del área de acero

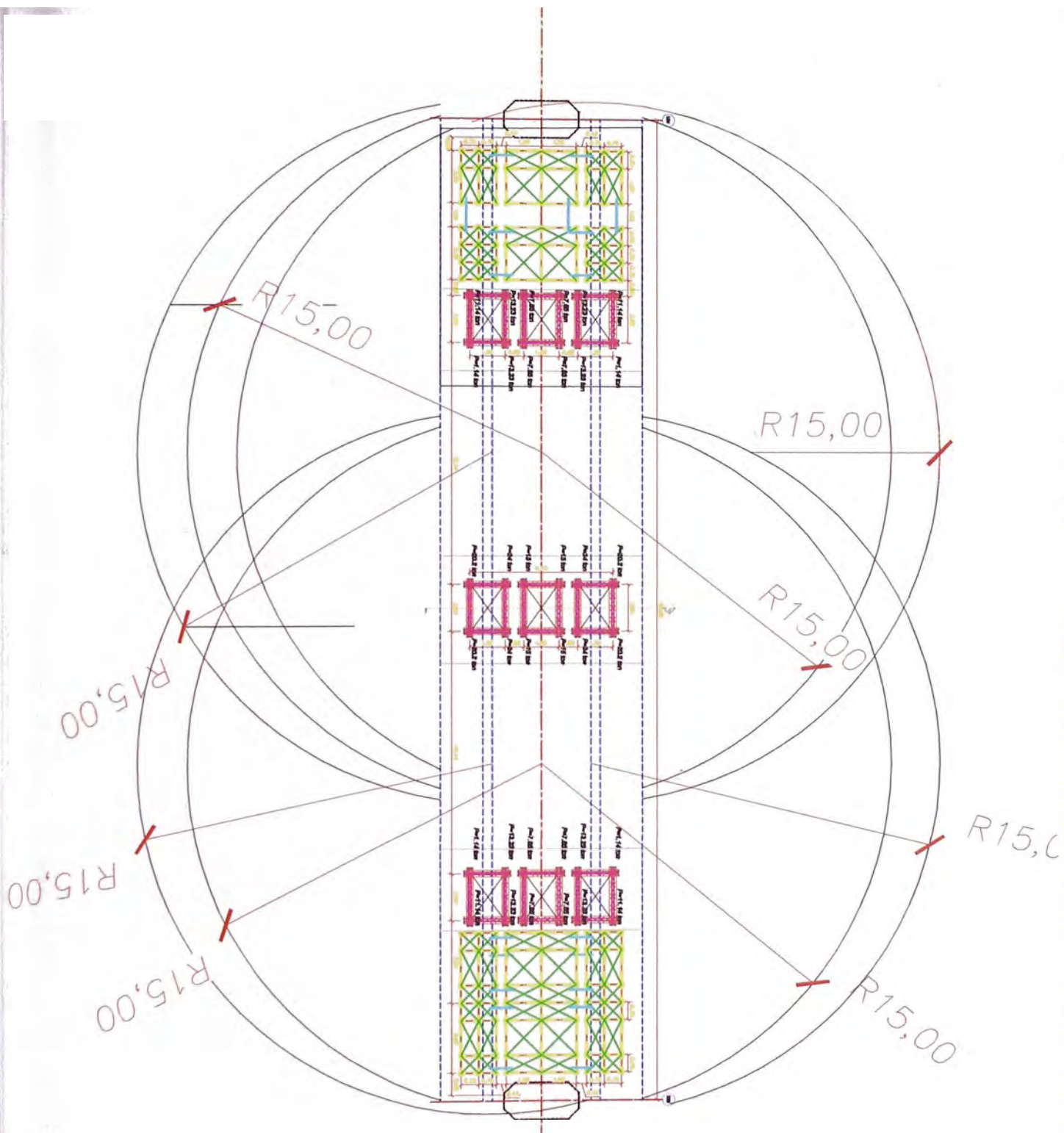
$M_u =$ 6.0000 m-Ton
Refuerzo: $\varnothing 1/2''$
 $A_s/\text{varilla} =$ 1.27 cm²
 $A_{scal.} =$ **5.047** cm²

$A_{sprop.} =$ **6.350** cm² $\varnothing 1/2'' @ 0.20$



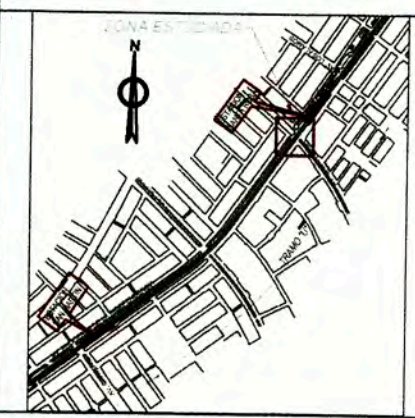
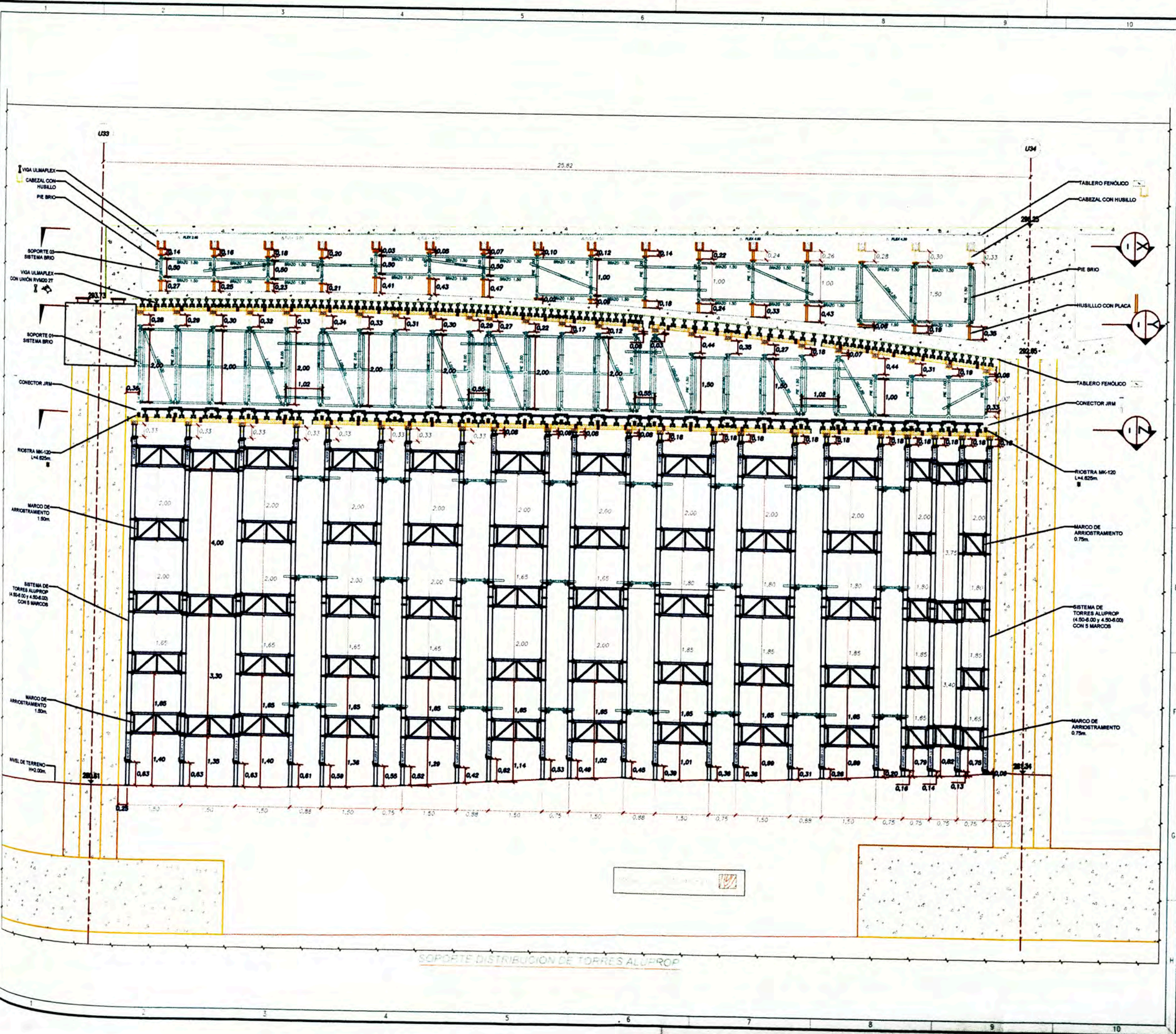
SECCION TÍPICA EN TODO EL BORDE
DE LA LOSA

ANEXO 3: PLANO DE UBICACION DE LA GRUA

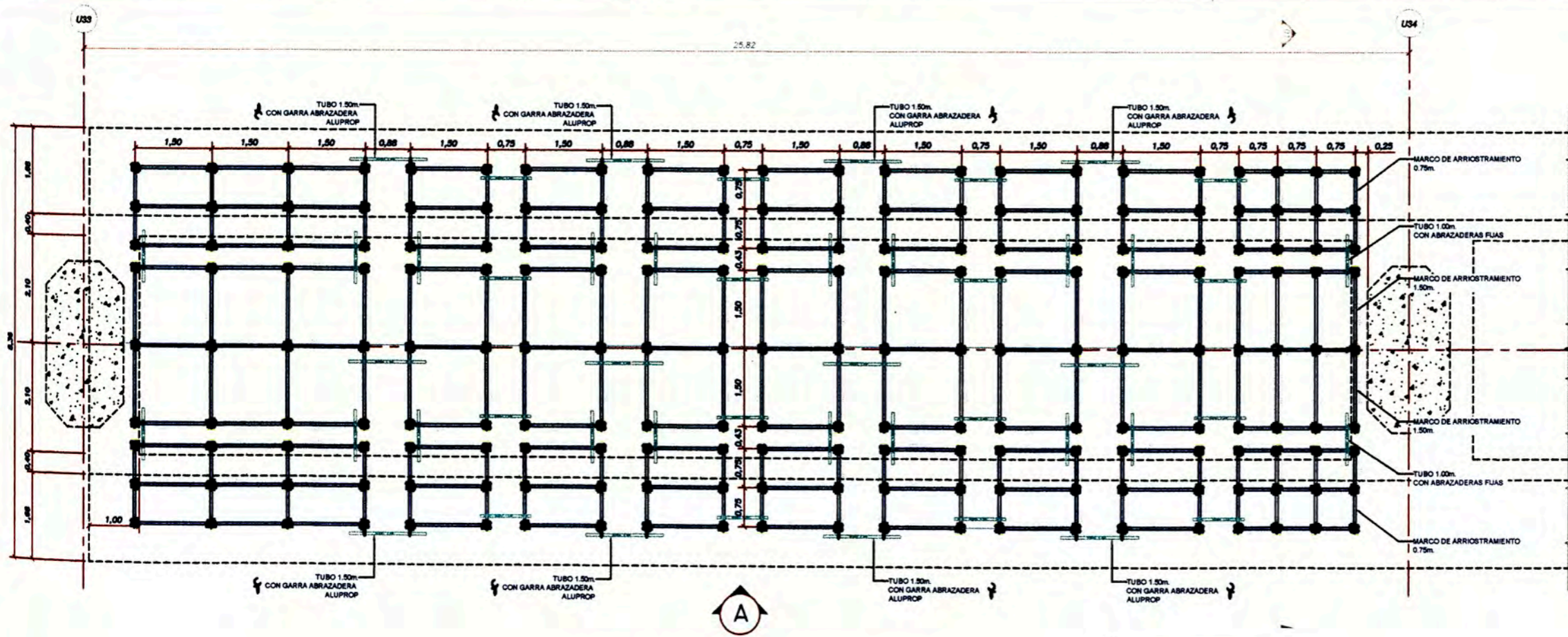


ANEXO C2-c:

PLANOS DEL SISTEMA DE SOPORTES



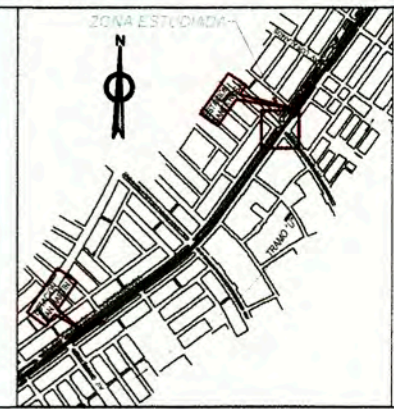
PROYECTO:			SISTEMA DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA - CALLAO: LINEA 2 - TRAMO 2		
SUB-PROYECTO:			VIADUCTO SOBRE PUENTE		
CLIENTE:					
DESCRIPCION:			ELEVACION TRAMO U33 - U34		
DIBUJO:	DISENO:	UBICACION:			
APROBADO:	FECHA:	LIMA			
FORMATO:	ESCALA:	LAMINA:		REV:	
		PUB-01-01		00	
		01 DE 00			



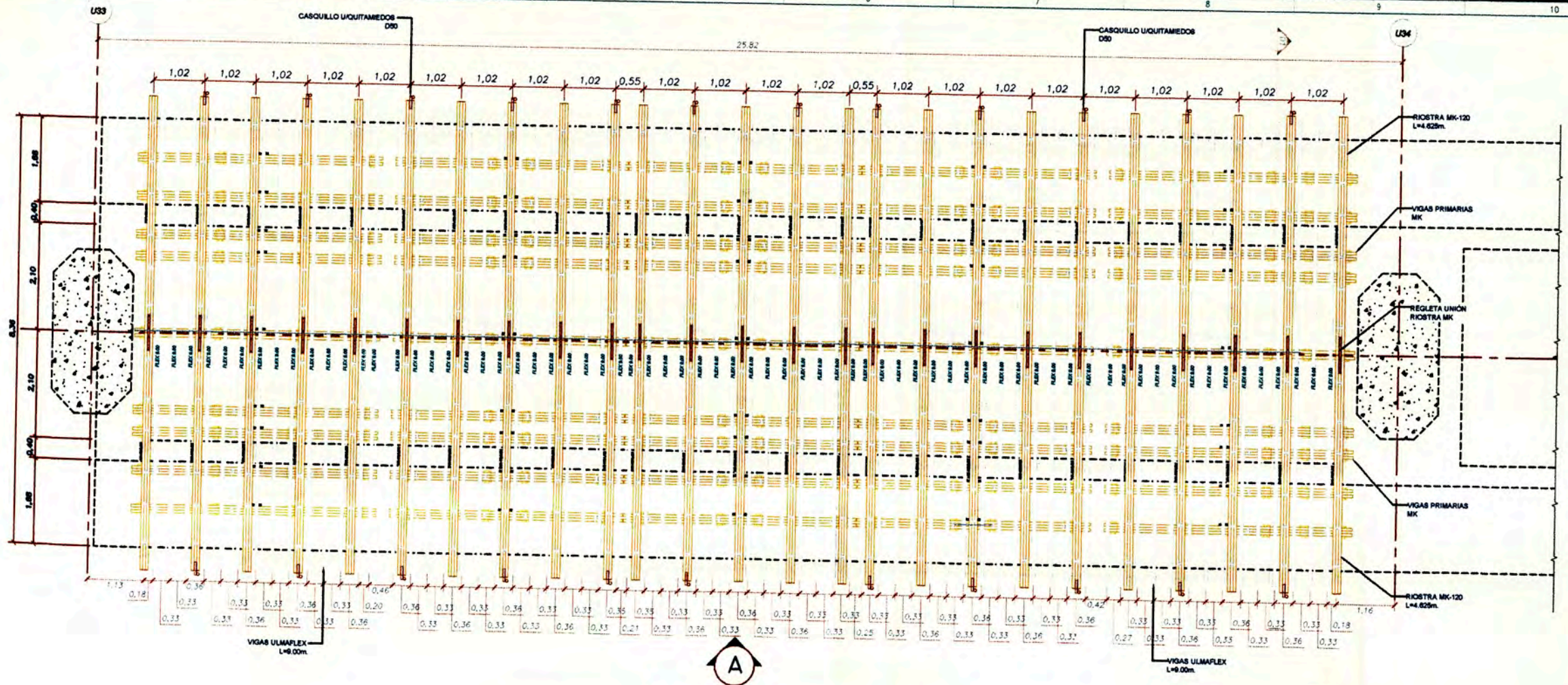
SOPORTE DISTRIBUCIÓN DE TORRES ALUPROP



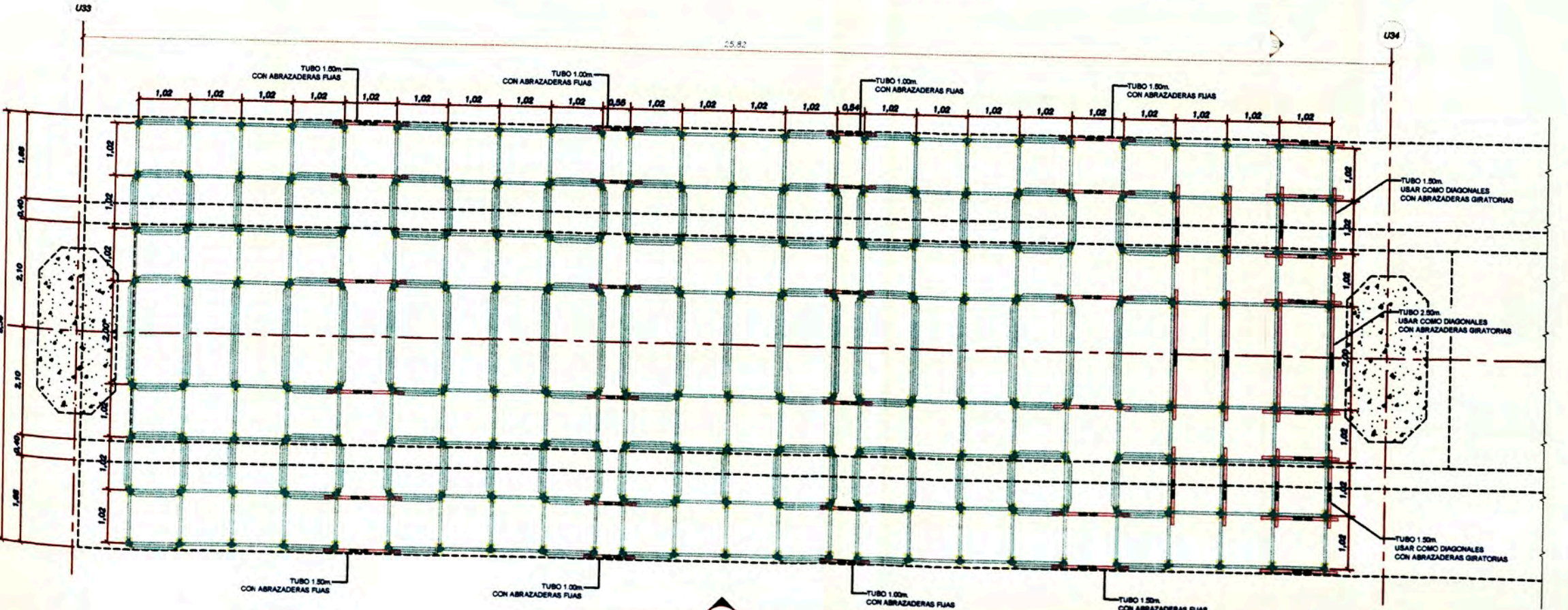
DISTRIBUCIÓN DE VIGAS PRIMARIAS 01 - MK-120



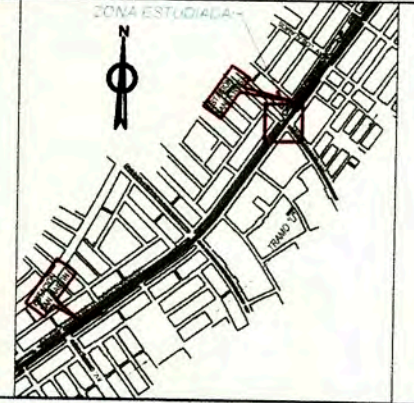
PROYECTO:			SISTEMA DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA - CALLAO: LINEA 2 - TRAMO 2		
SUB-PROYECTO:			VIADUCTO SOBRE PUENTE		
CLIENTE:					
DESCRIPCION:			ELEVACION TRAMO U33 - U34		
DIBUJO:	DISENO:	UBICACION:	LIMA		
APROBADO:	FECHA:	LAMINA:	PUB-01-02		
FORMATO:	ESCALA:	REV:	02 DE 00		



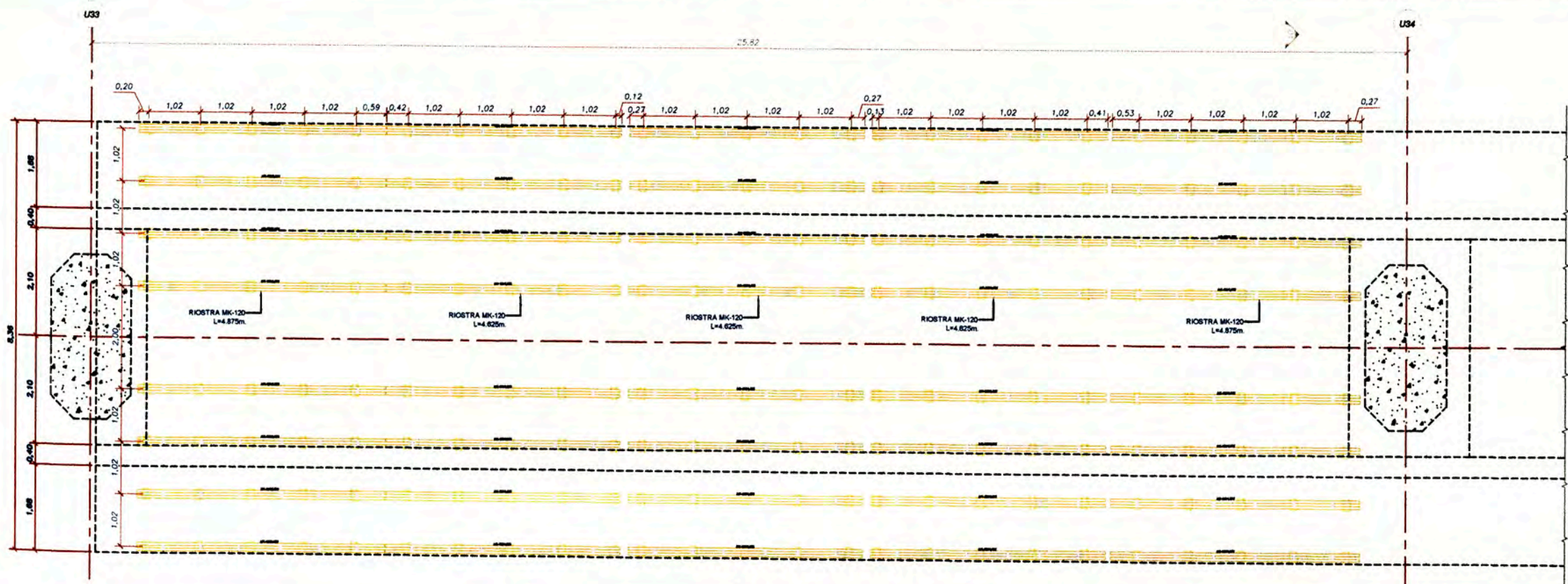
DISTRIBUCIÓN DE VIGAS SECUNDARIAS 01 - ULMAFLEX Y MK-120



DISTRIBUCIÓN DE SOPORTE BRIO 01

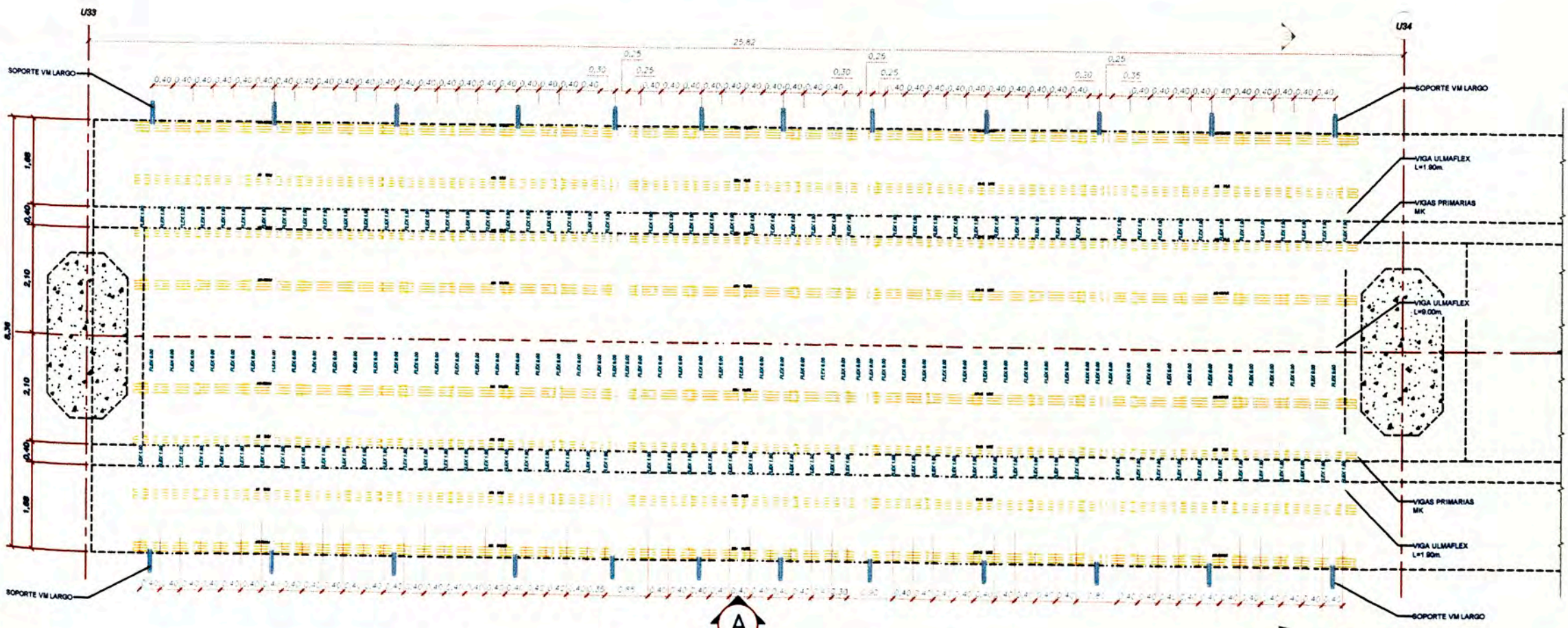


PROYECTO:			SISTEMA DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA - CALLAO: LINEA 2 - TRAMO 2		
SUB-PROYECTO:			VIADUCTO SOBRE PUENTE		
CLIENTE:					
DESCRIPCION:			DISTRIBUCION DE VIGAS ULMAFLEX SECUNDARIAS Y SOPORTE BRIO TRAMO U33 - U34		
DIBUJO:	DISENO:	UBICACION:	LBM		
APROBADO:	FECHA:	LAMINA:	REV:		
FORMATO:	ESCALA:	PUB-01-03		0000	



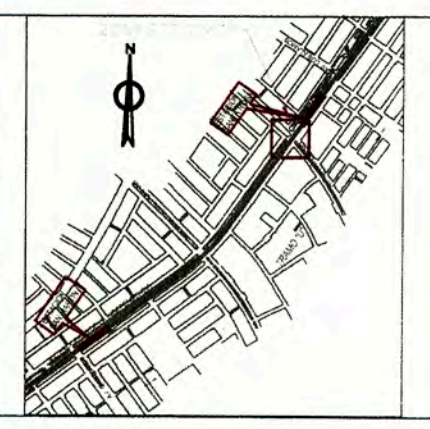
A

DISTRIBUCIÓN DE VIGAS PRIMARIAS 02 - MK-120

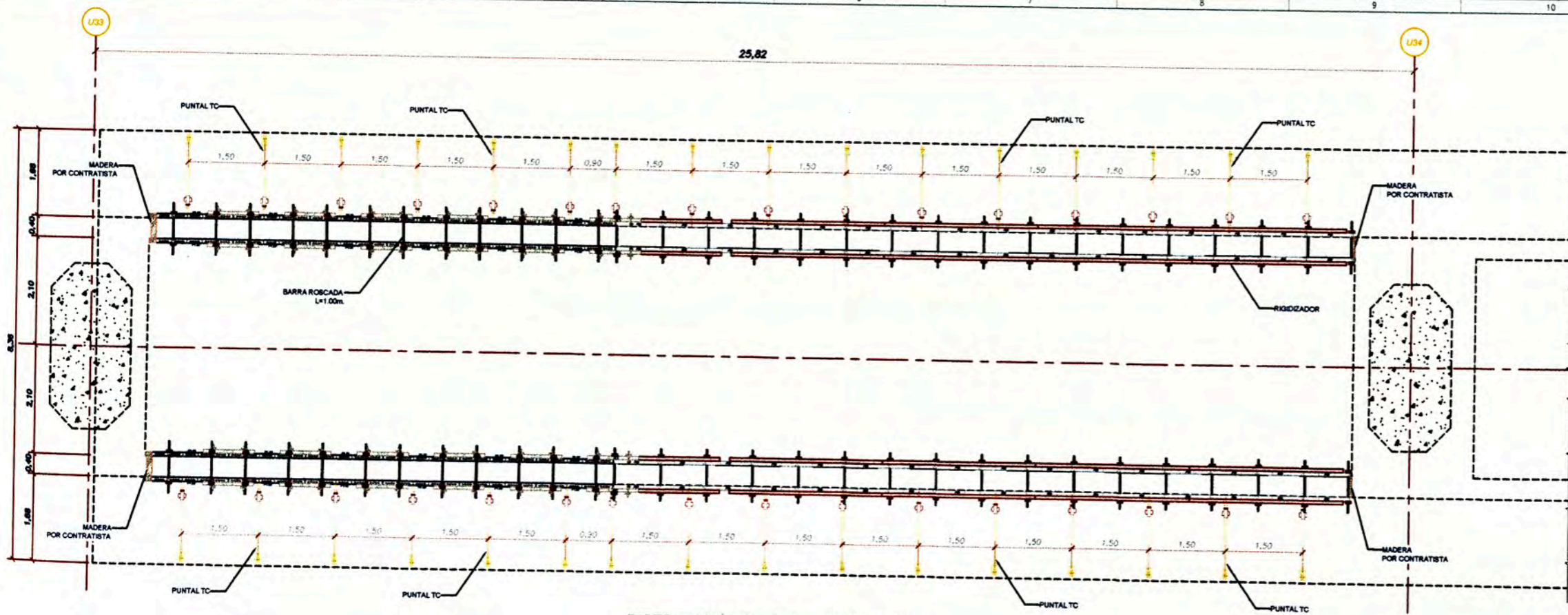


A

DISTRIBUCIÓN DE VIGAS ULMAFLEX SECUNDARIAS 02

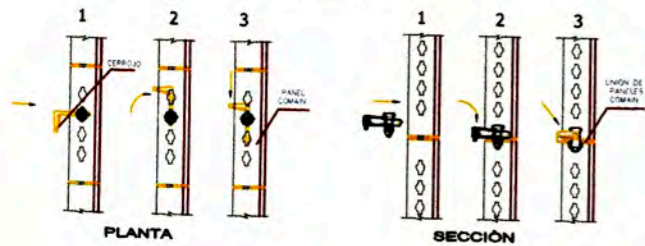


PROYECTO:		
SISTEMA DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA - CALLAO: LINEA 2 - TRAMO 2		
SUB-PROYECTO:		
VIADUCTO SOBRE PUENTE		
CLIENTE:		
DESCRIPCIÓN:		
DISTRIBUCIÓN DE VIGAS PRIMARIAS Y SECUNDARIAS TRAMO U33 - U34		
DIBUJO:	DISEÑO:	UBICACIÓN:
APROBADO:	FECHA:	LIMA
FORMATO:	ESCALA:	LAMINA:
		PUB-01-04
		04 DE 08

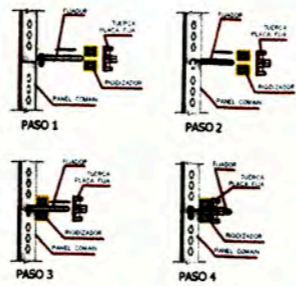


DISTRIBUCIÓN DE PANELES COMAIN

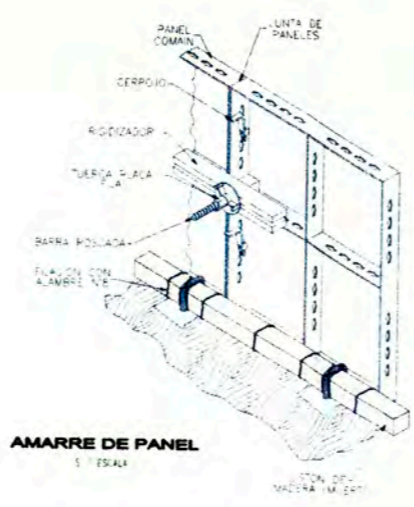
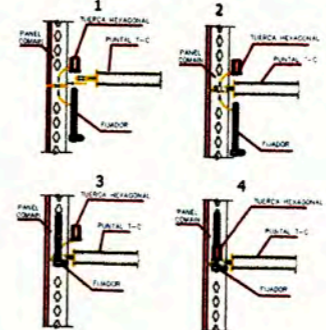
POSTURA DE CERROJO
5/ESCALA



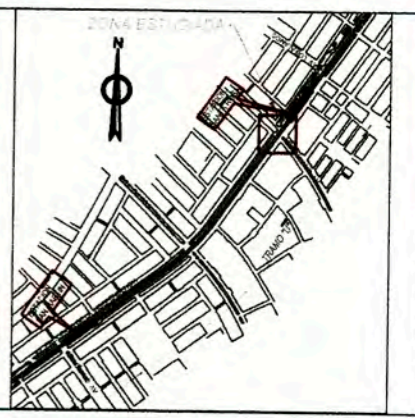
POSTURA DE RIGIDIZADOR
CON FIJADOR
5/ESCALA



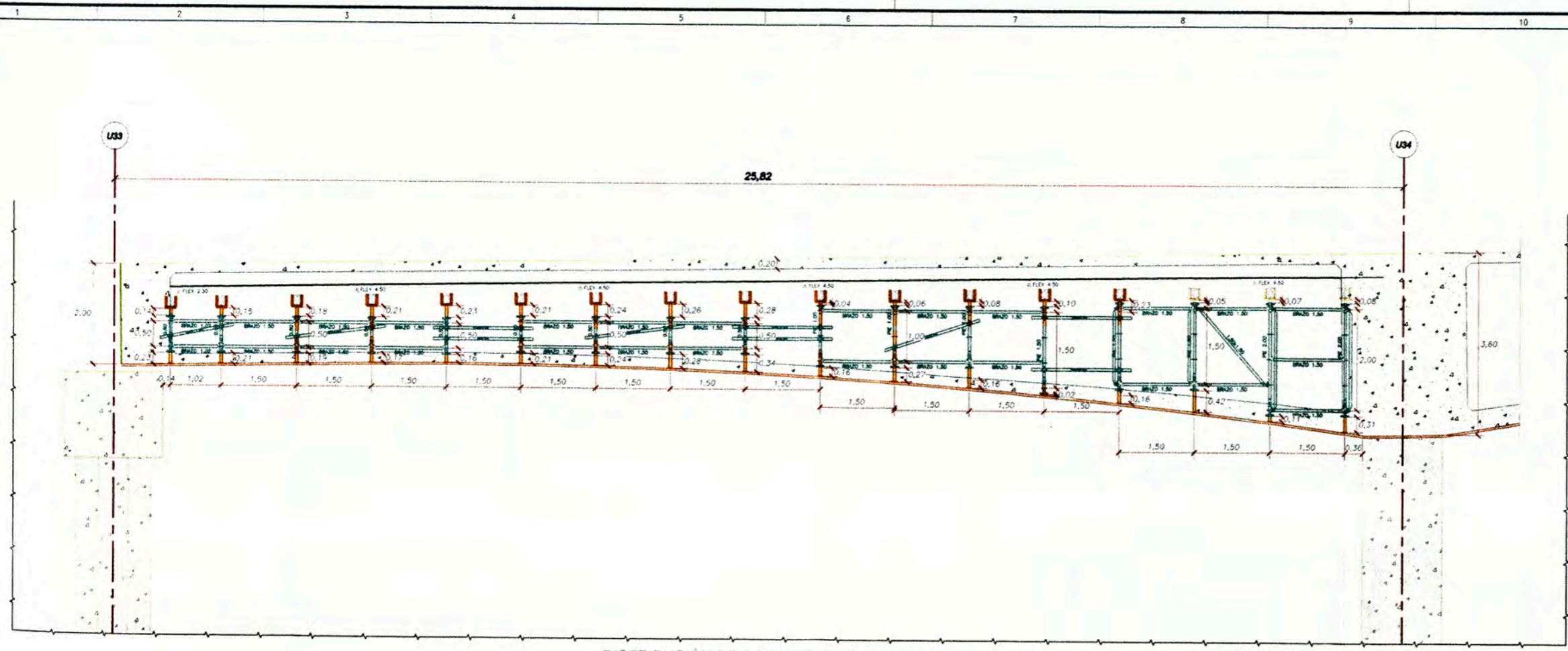
POSTURA DE PUNTALES T-C
5/ESCALA



AMARRE DE PANEL
5/ESCALA

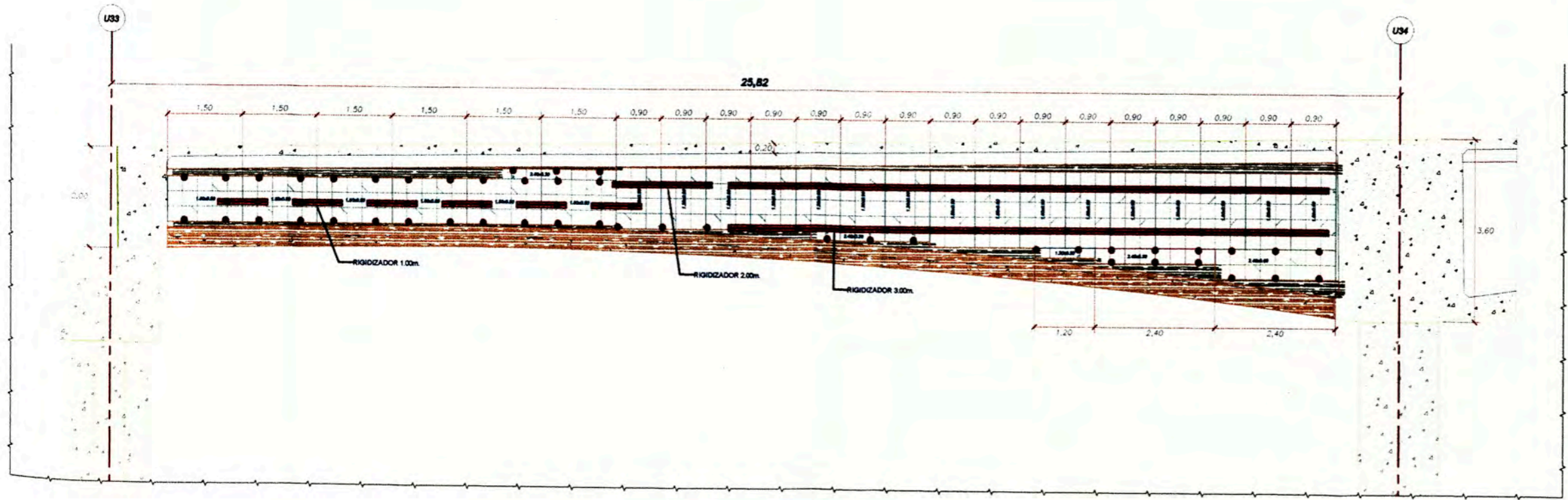


PROYECTO:		
SISTEMA DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA - CALLAO: LINEA 2 - TRAMO 2		
SUB-PROYECTO:		
VIADUCTO SOBRE PUENTE		
CLIENTE:		
DESCRIPCION:		
DISTRIBUCIÓN DE PANELES COMAIN TRAMO U33 - U34		
DIBUJO:	DISEÑO:	UBICACION:
APROBADO:	FECHA:	LIMA
FORMATO:	ESCALA:	REV:
		PUB-01-06
		00 DE 00

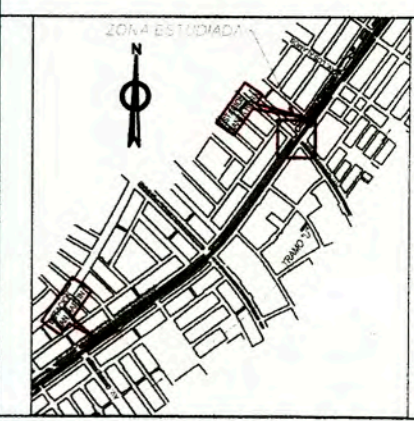


DISTRIBUCIÓN DE SOPORTE BRIO 03 - VOLADO

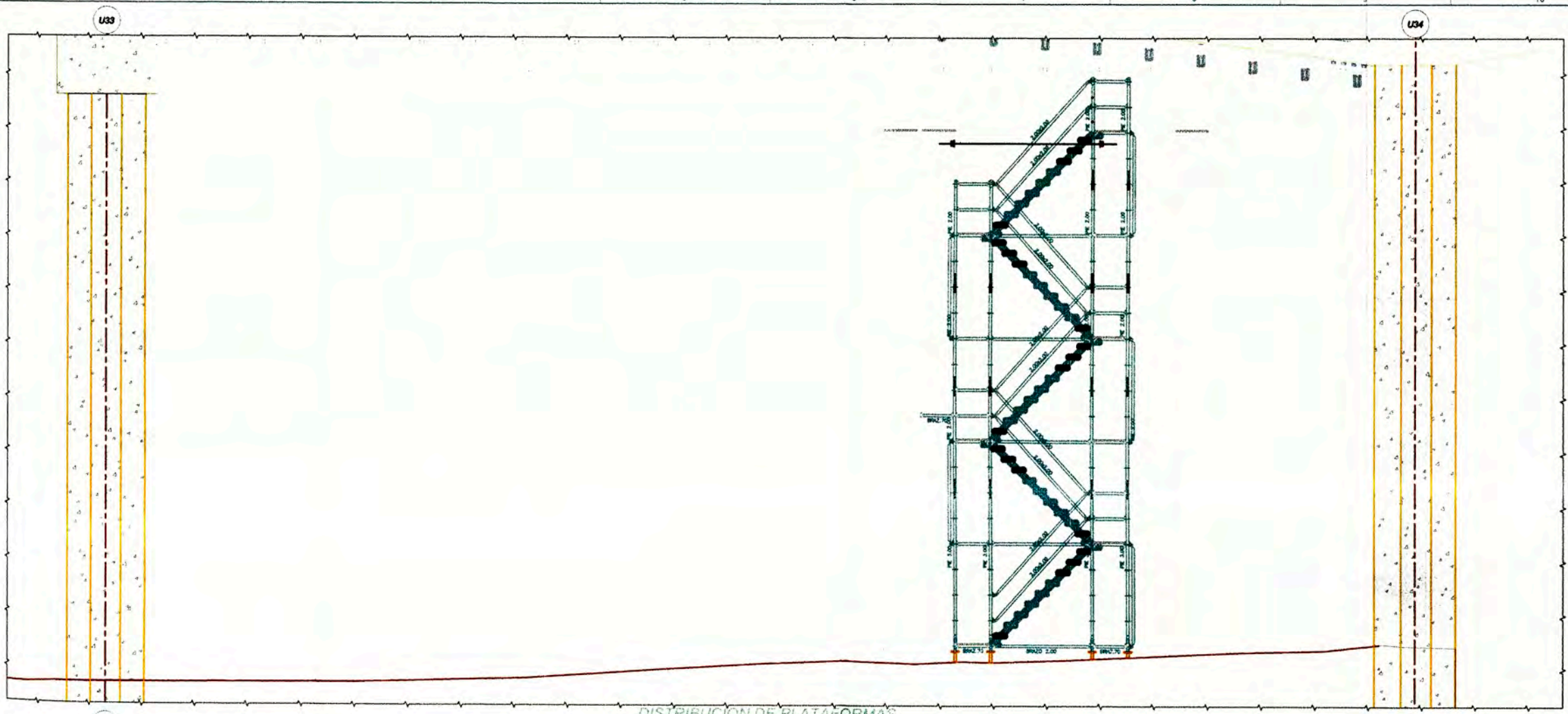
Madera por Contratista



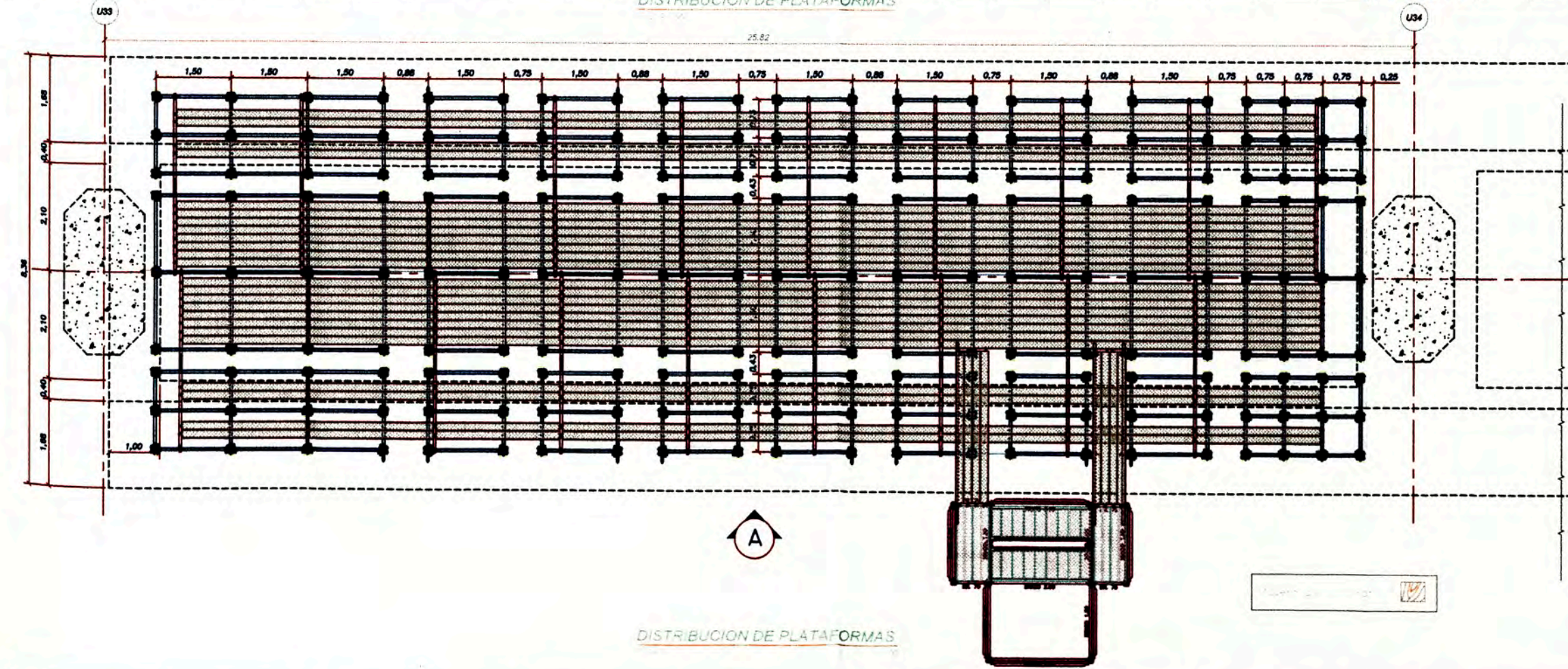
DISTRIBUCIÓN DE PANELES COMAIN



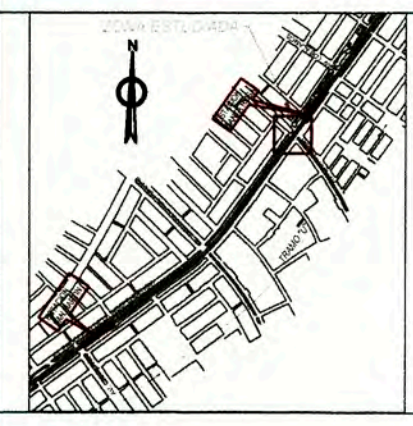
PROYECTO:	SISTEMA DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA - CALLAO: LINEA 2 - TRAMO 2		
SUB-PROYECTO:	VIADUCTO SOBRE PUENTE		
CLIENTE:			
DESCRIPCION:	ELEVACION TRAMO U33 - U34		
DIBUJO:	DISEÑO:	UBICACION:	
APROBADO:	FECHA:	LAMINA:	REV:
FORMATO:	ESCALA:	LIMA	
		PUB-01-07	
		00	



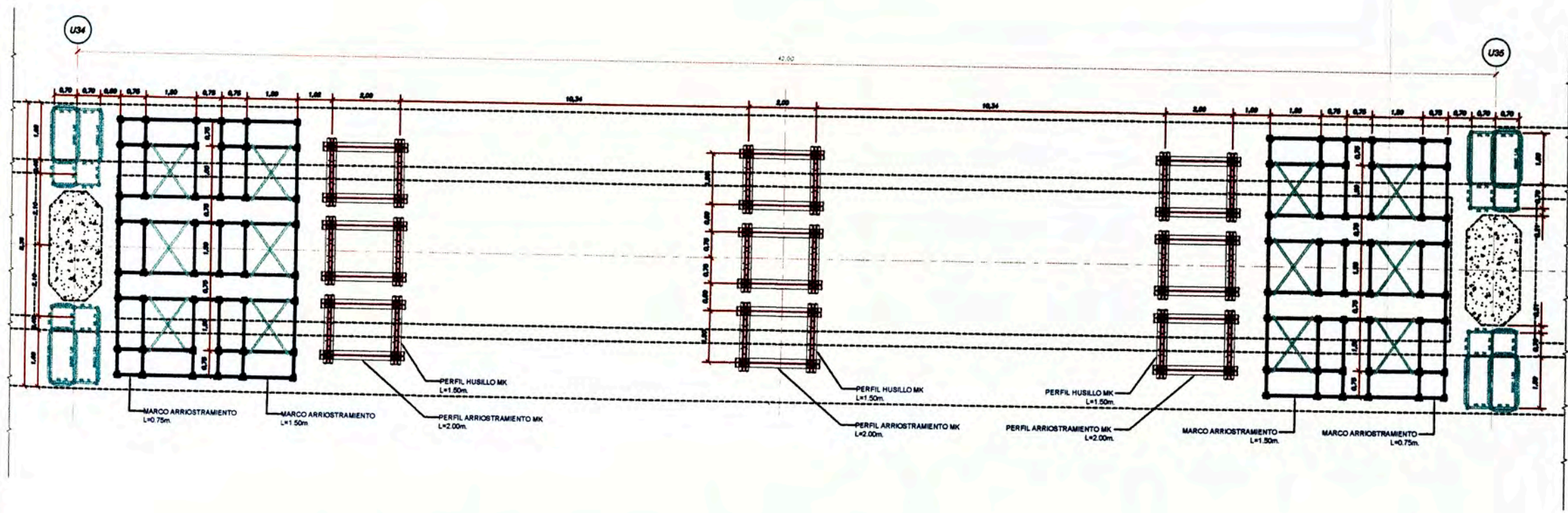
DISTRIBUCIÓN DE PLATAFORMAS



DISTRIBUCIÓN DE PLATAFORMAS

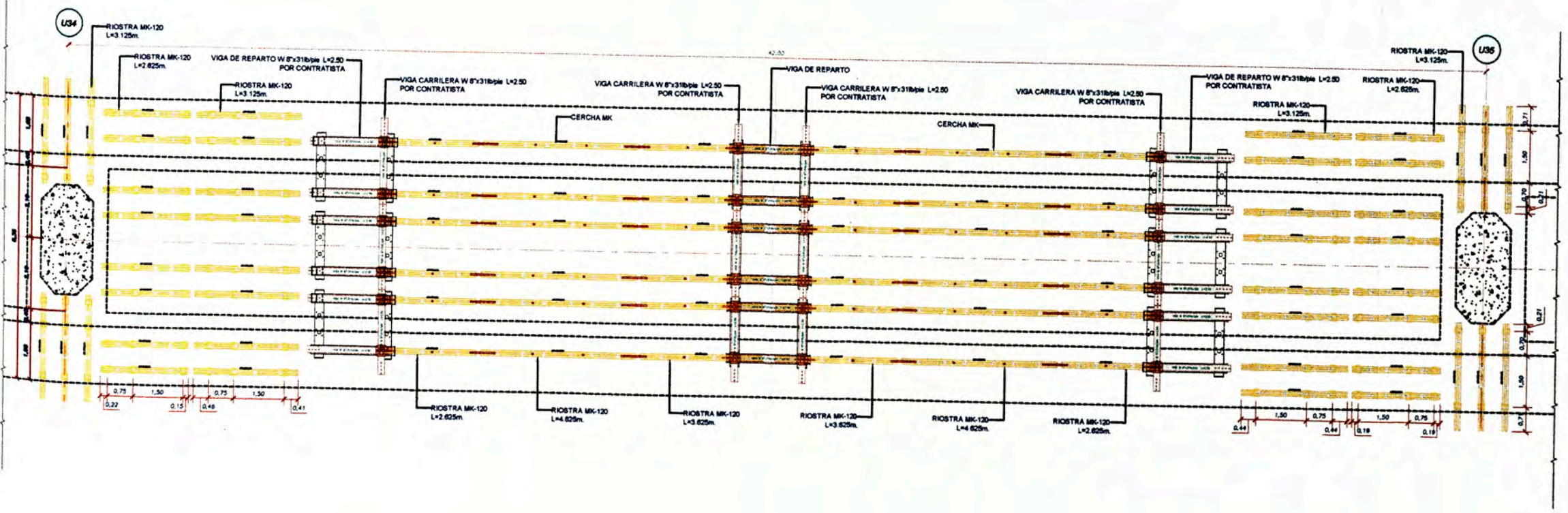


PROYECTO: SISTEMA DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA - CALLAO: LINEA 2 -TRAMO 2		
SUB-PROYECTO: VIADUCTO SOBRE PUENTE		
CLIENTE:		
DESCRIPCION: DISTRIBUCION DE PLATAFORMAS TRAMO U33 - U34		
DIBUJO:	DISERNO:	UBICACION: LIMA
APROBADO:	FECHA:	LAMINA: PUB-01-09
FORMATO:	ESCALA:	REV: 00

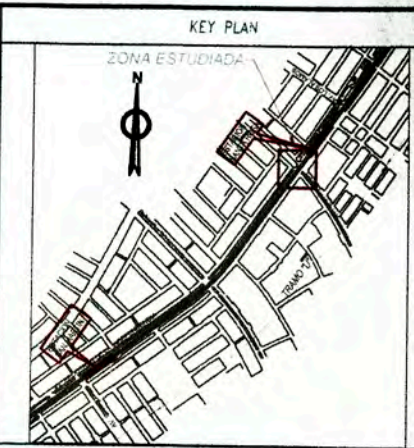


SOPORTE DISTRIBUCIÓN DE TORRES CIMBRA, ALUPROP Y BRIO
1:100

Madera por Contratista



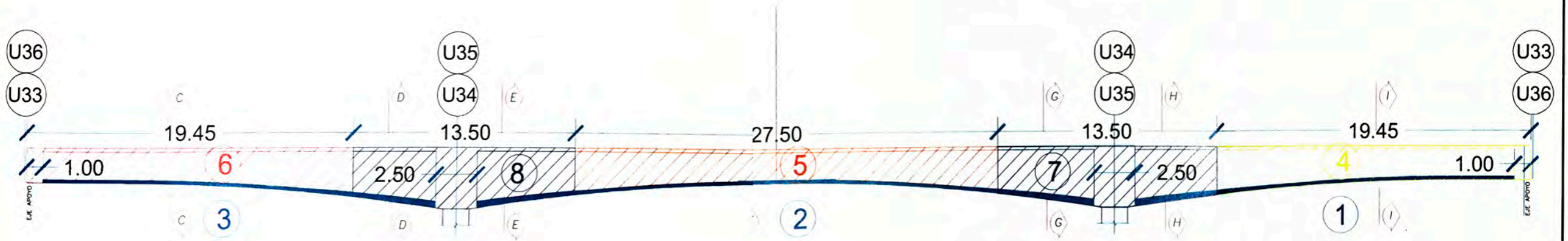
DISTRIBUCIÓN DE VIGAS PRIMARIAS 01 - MK-120
1:100



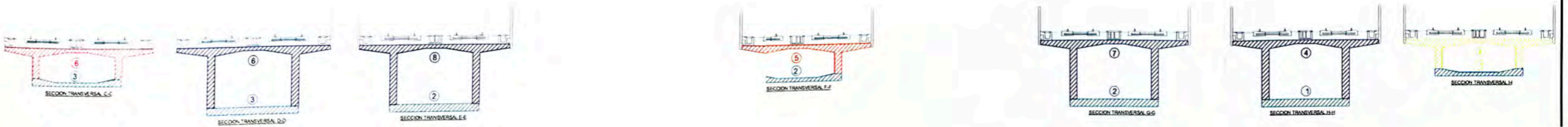
NOTAS GENERALES

PROYECTO:		
SISTEMA DE TRANSPORTE MASIVO DE LIMA - CALLAO: LINEA 2 - TRAMO 2		
SUB-PROYECTO:		
VIADUCTO SOBRE PUENTE		
CLIENTE:		
DESCRIPCION:		
ELEVACION TRAMO U34 - U35		
DIBUJO:	DISENO:	UBICACION:
APROBADO:	FECHA:	LIMA
FORMATO:	ESCALA:	PUB-02-02
		REV: 2

GRAFICO SECUENCIA DE VACIADO



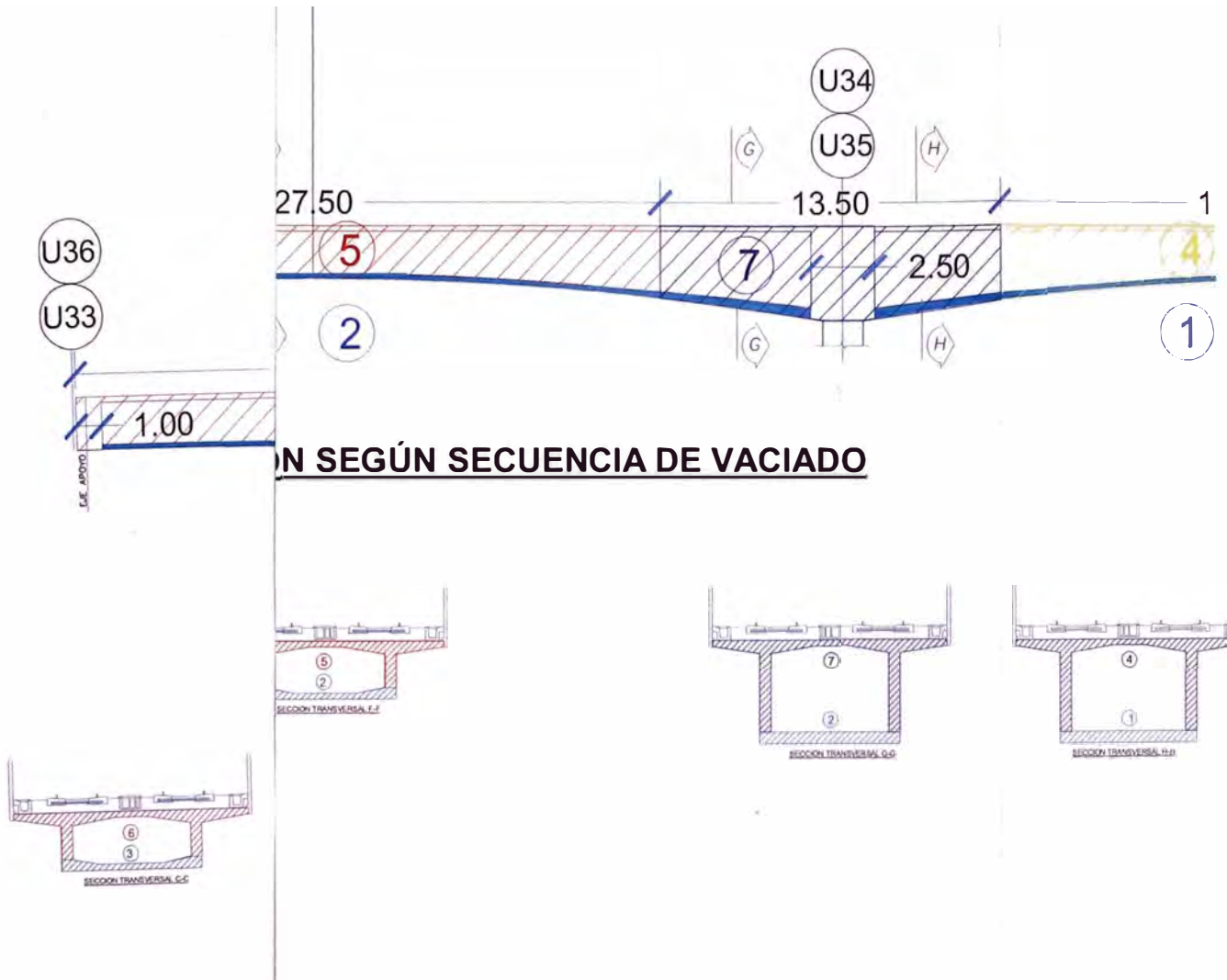
SECCIONES DE CAJN SEGÚN SECUENCIA DE VACIADO



ANEXO C3:
SECUENCIA DE VACIADO IN-SITU
VIGAS CAJÓN Y DIAFRAGMAS
CRUCE SANTA ROSA – MÓDULO MU8

ANEXO 1: SECUENCIA DE VACIADO DE VIGAS CAJÓN Y DIAFRAGMAS.

SECUENCIA DE VACIADO



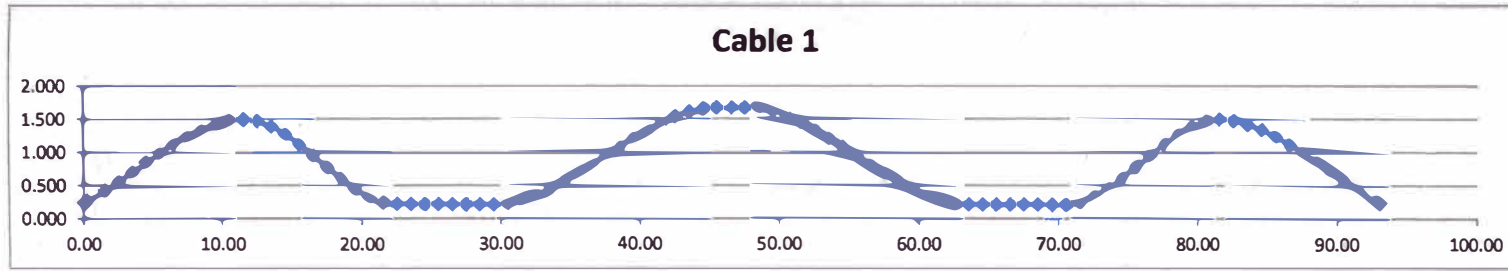
ANEXO 2: CONTRAFLECHAS

Eje	Nudo	Desplazamiento por				Desplazamiento por				DESPLAZAMIENTOS			
		Carga Permanente				Carga Permanente				Carga Permanente (Carga Plano)			
		U1	U2	U3	U4	U1	U2	U3	U4	U1	U2	U3	U4
Apoyo Pilar U33	328	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	329	-0.00	-0.33	0.00	0.00	-0.04	-0.36	0.00	0.00	-0.04	-0.36	0.00	0.00
	345	-0.00	-0.00	-0.78	0.00	0.00	0.00	-0.04	-0.09	0.00	0.00	-0.04	-0.09
	357	-0.00	-0.57	-0.00	0.00	-0.04	-0.57	-0.04	-1.53	-0.04	-1.53	-0.04	-1.53
	369	-0.00	-0.70	-0.51	0.00	-0.04	-0.74	-0.04	-2.01	-0.04	-2.01	-0.04	-2.01
	381	-0.00	-0.90	-0.58	0.00	-0.04	-0.94	-0.04	-2.42	-0.04	-2.42	-0.04	-2.42
	393	-0.00	-1.00	-0.18	0.00	-0.04	-1.04	-0.04	-2.80	-0.04	-2.80	-0.04	-2.80
	405	-0.00	-1.00	-0.18	0.00	-0.04	-1.04	-0.04	-3.24	-0.04	-3.24	-0.04	-3.24
	417	-0.00	-1.00	-0.18	0.00	-0.04	-1.04	-0.04	-3.68	-0.04	-3.68	-0.04	-3.68
	429	-0.00	-0.90	-0.68	0.00	-0.04	-0.94	-0.04	-4.12	-0.04	-4.12	-0.04	-4.12
	441	-0.00	-0.86	-0.10	0.00	-0.04	-0.90	-0.04	-4.56	-0.04	-4.56	-0.04	-4.56
	453	-0.00	-0.78	-0.57	0.00	-0.04	-0.82	-0.04	-5.00	-0.04	-5.00	-0.04	-5.00
	465	-0.00	-0.61	-0.89	0.00	-0.04	-0.65	-0.04	-5.44	-0.04	-5.44	-0.04	-5.44
	477	-0.00	-0.48	-0.91	0.00	-0.04	-0.52	-0.04	-5.88	-0.04	-5.88	-0.04	-5.88
	489	-0.00	-0.33	-0.18	0.00	-0.04	-0.37	-0.04	-6.32	-0.04	-6.32	-0.04	-6.32
	501	-0.00	-0.18	-0.07	0.00	-0.04	-0.22	-0.04	-6.76	-0.04	-6.76	-0.04	-6.76
	513	-0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.04	0.00	-0.04	-7.20	-0.04	-7.20	-0.04	-7.20
	525	-0.00	0.11	0.18	0.00	-0.04	0.15	-0.04	-7.64	-0.04	-7.64	-0.04	-7.64
	537	-0.00	0.21	0.21	0.00	-0.04	0.25	-0.04	-8.08	-0.04	-8.08	-0.04	-8.08
	549	-0.00	0.28	0.28	0.00	-0.04	0.32	-0.04	-8.52	-0.04	-8.52	-0.04	-8.52
	561	-0.00	0.35	0.31	0.00	-0.04	0.39	-0.04	-8.96	-0.04	-8.96	-0.04	-8.96
	573	-0.00	0.42	0.34	0.00	-0.04	0.46	-0.04	-9.40	-0.04	-9.40	-0.04	-9.40
	585	-0.00	0.50	0.35	0.00	-0.04	0.54	-0.04	-9.84	-0.04	-9.84	-0.04	-9.84
	597	-0.00	0.57	0.29	0.00	-0.04	0.61	-0.04	-10.28	-0.04	-10.28	-0.04	-10.28
609	-0.00	0.65	0.21	0.00	-0.04	0.69	-0.04	-10.72	-0.04	-10.72	-0.04	-10.72	
621	-0.00	0.72	0.11	0.00	-0.04	0.76	-0.04	-11.16	-0.04	-11.16	-0.04	-11.16	
633	-0.00	0.79	0.00	0.00	-0.04	0.83	-0.04	-11.60	-0.04	-11.60	-0.04	-11.60	
645	-0.00	0.86	-0.07	0.00	-0.04	0.90	-0.04	-12.04	-0.04	-12.04	-0.04	-12.04	
657	-0.00	0.93	-0.15	0.00	-0.04	0.97	-0.04	-12.48	-0.04	-12.48	-0.04	-12.48	
669	-0.00	1.00	-0.23	0.00	-0.04	1.04	-0.04	-12.92	-0.04	-12.92	-0.04	-12.92	
681	-0.00	1.07	-0.31	0.00	-0.04	1.11	-0.04	-13.36	-0.04	-13.36	-0.04	-13.36	
693	-0.00	1.14	-0.39	0.00	-0.04	1.18	-0.04	-13.80	-0.04	-13.80	-0.04	-13.80	
705	-0.00	1.21	-0.47	0.00	-0.04	1.25	-0.04	-14.24	-0.04	-14.24	-0.04	-14.24	
717	-0.00	1.28	-0.55	0.00	-0.04	1.32	-0.04	-14.68	-0.04	-14.68	-0.04	-14.68	
729	-0.00	1.35	-0.63	0.00	-0.04	1.39	-0.04	-15.12	-0.04	-15.12	-0.04	-15.12	
741	-0.00	1.42	-0.71	0.00	-0.04	1.46	-0.04	-15.56	-0.04	-15.56	-0.04	-15.56	
753	-0.00	1.49	-0.79	0.00	-0.04	1.53	-0.04	-16.00	-0.04	-16.00	-0.04	-16.00	
765	-0.00	1.56	-0.87	0.00	-0.04	1.60	-0.04	-16.44	-0.04	-16.44	-0.04	-16.44	
777	-0.00	1.63	-0.95	0.00	-0.04	1.67	-0.04	-16.88	-0.04	-16.88	-0.04	-16.88	
789	-0.00	1.70	-1.03	0.00	-0.04	1.74	-0.04	-17.32	-0.04	-17.32	-0.04	-17.32	
801	-0.00	1.77	-1.11	0.00	-0.04	1.81	-0.04	-17.76	-0.04	-17.76	-0.04	-17.76	
813	-0.00	1.84	-1.19	0.00	-0.04	1.88	-0.04	-18.20	-0.04	-18.20	-0.04	-18.20	
825	-0.00	1.91	-1.27	0.00	-0.04	1.95	-0.04	-18.64	-0.04	-18.64	-0.04	-18.64	
837	-0.00	1.98	-1.35	0.00	-0.04	2.02	-0.04	-19.08	-0.04	-19.08	-0.04	-19.08	
849	-0.00	2.05	-1.43	0.00	-0.04	2.09	-0.04	-19.52	-0.04	-19.52	-0.04	-19.52	
861	-0.00	2.12	-1.51	0.00	-0.04	2.16	-0.04	-19.96	-0.04	-19.96	-0.04	-19.96	
873	-0.00	2.19	-1.59	0.00	-0.04	2.23	-0.04	-20.40	-0.04	-20.40	-0.04	-20.40	
885	-0.00	2.26	-1.67	0.00	-0.04	2.30	-0.04	-20.84	-0.04	-20.84	-0.04	-20.84	
897	-0.00	2.33	-1.75	0.00	-0.04	2.37	-0.04	-21.28	-0.04	-21.28	-0.04	-21.28	
909	-0.00	2.40	-1.83	0.00	-0.04	2.44	-0.04	-21.72	-0.04	-21.72	-0.04	-21.72	
921	-0.00	2.47	-1.91	0.00	-0.04	2.51	-0.04	-22.16	-0.04	-22.16	-0.04	-22.16	
933	-0.00	2.54	-1.99	0.00	-0.04	2.58	-0.04	-22.60	-0.04	-22.60	-0.04	-22.60	
945	-0.00	2.61	-2.07	0.00	-0.04	2.65	-0.04	-23.04	-0.04	-23.04	-0.04	-23.04	
957	-0.00	2.68	-2.15	0.00	-0.04	2.72	-0.04	-23.48	-0.04	-23.48	-0.04	-23.48	
969	-0.00	2.75	-2.23	0.00	-0.04	2.79	-0.04	-23.92	-0.04	-23.92	-0.04	-23.92	
981	-0.00	2.82	-2.31	0.00	-0.04	2.86	-0.04	-24.36	-0.04	-24.36	-0.04	-24.36	
993	-0.00	2.89	-2.39	0.00	-0.04	2.93	-0.04	-24.80	-0.04	-24.80	-0.04	-24.80	
1005	-0.00	2.96	-2.47	0.00	-0.04	3.00	-0.04	-25.24	-0.04	-25.24	-0.04	-25.24	
1017	-0.00	3.03	-2.55	0.00	-0.04	3.07	-0.04	-25.68	-0.04	-25.68	-0.04	-25.68	
1029	-0.00	3.10	-2.63	0.00	-0.04	3.14	-0.04	-26.12	-0.04	-26.12	-0.04	-26.12	
1041	-0.00	3.17	-2.71	0.00	-0.04	3.21	-0.04	-26.56	-0.04	-26.56	-0.04	-26.56	
1053	-0.00	3.24	-2.79	0.00	-0.04	3.28	-0.04	-27.00	-0.04	-27.00	-0.04	-27.00	
1065	-0.00	3.31	-2.87	0.00	-0.04	3.35	-0.04	-27.44	-0.04	-27.44	-0.04	-27.44	
1077	-0.00	3.38	-2.95	0.00	-0.04	3.42	-0.04	-27.88	-0.04	-27.88	-0.04	-27.88	
1089	-0.00	3.45	-3.03	0.00	-0.04	3.49	-0.04	-28.32	-0.04	-28.32	-0.04	-28.32	
1101	-0.00	3.52	-3.11	0.00	-0.04	3.56	-0.04	-28.76	-0.04	-28.76	-0.04	-28.76	
1113	-0.00	3.59	-3.19	0.00	-0.04	3.63	-0.04	-29.20	-0.04	-29.20	-0.04	-29.20	
1125	-0.00	3.66	-3.27	0.00	-0.04	3.70	-0.04	-29.64	-0.04	-29.64	-0.04	-29.64	
1137	-0.00	3.73	-3.35	0.00	-0.04	3.77	-0.04	-30.08	-0.04	-30.08	-0.04	-30.08	
1149	-0.00	3.80	-3.43	0.00	-0.04	3.84	-0.04	-30.52	-0.04	-30.52	-0.04	-30.52	
1161	-0.00	3.87	-3.51	0.00	-0.04	3.91	-0.04	-30.96	-0.04	-30.96	-0.04	-30.96	
1173	-0.00	3.94	-3.59	0.00	-0.04	3.98	-0.04	-31.40	-0.04	-31.40	-0.04	-31.40	
1185	-0.00	4.01	-3.67	0.00	-0.04	4.05	-0.04	-31.84	-0.04	-31.84	-0.04	-31.84	
1197	-0.00	4.08	-3.75	0.00	-0.04	4.12	-0.04	-32.28	-0.04	-32.28	-0.04	-32.28	
1209	-0.00	4.15	-3.83	0.00	-0.04	4.19	-0.04	-32.72	-0.04	-32.72	-0.04	-32.72	
1221	-0.00	4.22	-3.91	0.00	-0.04	4.26	-0.04	-33.16	-0.04	-33.16	-0.04	-33.16	
1233	-0.00	4.29	-3.99	0.00	-0.04	4.33	-0.04	-33.60	-0.04	-33.60	-0.04	-33.60	
1245	-0.00	4.36	-4.07	0.00	-0.04	4.40	-0.04	-34.04	-0.04	-34.04	-0.04	-34.04	
1257	-0.00	4.43	-4.15	0.00	-0.04	4.47	-0.04	-34.48	-0.04	-34.48	-0.04	-34.48	
1269	-0.00	4.50	-4.23	0.00	-0.04	4.54	-0.04	-34.92	-0.04	-34.92	-0.04	-34.92	
1281	-0.00	4.57	-4.31	0.00	-0.04	4.61	-0.04	-35.36	-0.04	-35.36	-0.04	-35.36	
1293	-0.00	4.64	-4.39	0.00	-0.04	4.68	-0.04	-35.80	-0.04	-35.80	-0.04	-35.80	
1305	-0.00	4.71	-4.47	0.00	-0.04	4.75	-0.04	-36.24	-0.04	-36.24	-0.04	-36.24	
1317	-0.00	4.78	-4.55	0.00	-0.04	4.82	-0.04	-36.68	-0.04	-36.68	-0.04	-36.68	
1329	-0.00	4.85	-4.63	0.00	-0.04	4.89	-0.04	-37.12	-0.04	-37.12	-0.04	-37.12	
1341	-0.00	4.92	-4.71	0.00	-0.04	4.96	-0.04	-37.56	-0.04	-37.56	-0.04	-37.56	
1353	-0.00	4.99	-4.79	0.00	-0.04	5.03	-0.04	-38.00	-0.04	-38.00	-0.04	-38.00	
1365	-0.00	5.06											

ANEXO C4:
MEMORIA DE CÁLCULO
POSTENSADO DE VIGAS CAJÓN
CRUCE SANTA ROSA
MÓDULO MU8

ANEXO 1: CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE FRICCIÓN Y CURVATURA

CALCULO DE PERDIDAS DE FRICCION Y CURVATURA



DATOS DE ENTRADA:

FUERZA DE ANCLAJE (Kg) = 300,000.00
 E (kg/cm2) = 200,000.00

AREA DE TORON (cm2) = 1.40
 k (/m) = 0.0020

NUMERO DE TORONES = 15
 u (/rad) = 0.20

CALCULOS INICIALES:

Pj/Toron (Kg) = 20000

f_{pj}(kg/cm²) = 14285.71429

ΔPo(0)(kg) =

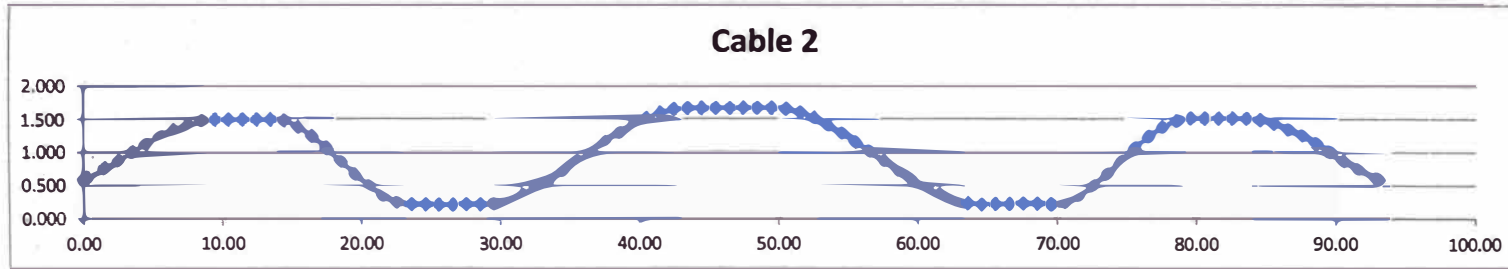
ORDENADA (cm)	ABSCISA (m)	Po (kg)	ΔL (m)	α1 (rad)	α2 (rad)	Δα (cm)	k*ΔL	μ*Δα	(kΔl+μα)	e ^{-(kΔl+μα)}	Px	Δcab (mm)
0.250	0.00	300000.00	0.20			0.00000	0.00040	0.00000	0.00040	0.99960	299880.02	1.43
0.272	0.20	299880.02	1.30	0.0011	0.001215384	-0.00012	0.00260	-0.00002	0.00258	0.99743	299108.25	9.27
0.430	1.50	299108.25	1.00	0.001215384	0.001329999	0.00011	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	298503.79	7.11
0.563	2.50	298503.79	1.00	0.001329999	0.001449999	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	297900.23	7.10
0.708	3.50	297900.23	1.00	0.001449999	0.001439999	0.00001	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	297304.43	7.09
0.852	4.50	297304.43	1.00	0.001439999	0.001409999	0.00003	0.00200	0.00001	0.00201	0.99800	296708.63	7.07
0.993	5.50	296708.63	1.00	0.001409999	0.001319999	0.00009	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	296110.48	7.06
1.125	6.50	296110.48	1.00	0.001319999	0.001199999	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	295511.76	7.04
1.245	7.50	295511.76	1.00	0.001199999	0.00102	0.00018	0.00200	0.00004	0.00204	0.99797	294910.71	7.03
1.347	8.50	294910.71	1.00	0.00102	0.0008	0.00022	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	294308.53	7.01
1.427	9.50	294308.53	1.00	0.0008	0.00052	0.00028	0.00200	0.00006	0.00206	0.99795	293704.05	7.00
1.479	10.50	293704.05	1.00	0.00052	0.00021	0.00031	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	293099.06	6.99
1.500	11.50	293099.06	1.00	0.00021	-0.00025	0.00046	0.00200	0.00009	0.00209	0.99791	292486.53	6.97
1.475	12.50	292486.53	1.00	-0.00025	-0.00079	0.00054	0.00200	0.00011	0.00211	0.99789	291870.62	6.96
1.396	13.50	291870.62	1.00	-0.00079	-0.001199999	0.00041	0.00200	0.00008	0.00208	0.99792	291263.58	6.94
1.276	14.50	291263.58	1.00	-0.001199999	-0.001509999	0.00031	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	290663.61	6.93
1.125	15.50	290663.61	1.00	-0.001509999	-0.001699998	0.00019	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	290071.84	6.91
0.955	16.50	290071.84	1.00	-0.001699998	-0.001759998	0.00006	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	289488.81	6.90

0.779	17.50	289488.81	1.00	-0.001759998	-0.001699998	0.00006	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	288906.94	6.89
0.609	18.50	288906.94	1.00	-0.001699998	-0.001529999	0.00017	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	288319.90	6.87
0.456	19.50	288319.90	1.00	-0.001529999	-0.001239999	0.00029	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	287727.15	6.86
0.332	20.50	287727.15	1.00	-0.001239999	-0.00082	0.00042	0.00200	0.00008	0.00208	0.99792	287128.15	6.84
0.250	21.50	287128.15	1.00	-0.00082	-0.0003	0.00052	0.00200	0.00010	0.00210	0.99790	286524.67	6.83
0.220	22.50	286524.67	1.00	-0.0003	0	0.00030	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	285935.03	6.81
0.220	23.50	285935.03	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	285363.73	6.80
0.220	24.50	285363.73	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	284793.58	6.79
0.220	25.50	284793.58	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	284224.56	6.77
0.220	26.50	284224.56	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	283656.68	6.76
0.220	27.50	283656.68	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	283089.93	6.75
0.220	28.50	283089.93	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	282524.32	6.73
0.220	29.50	282524.32	1.00	0	0.00016	0.00016	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	281950.81	6.72
0.236	30.50	281950.81	1.00	0.00016	0.00046	0.00030	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	281370.59	6.71
0.282	31.50	281370.59	1.00	0.00046	0.00072	0.00026	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	280793.81	6.69
0.354	32.50	280793.81	1.00	0.00072	0.00093	0.00021	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	280221.01	6.68
0.447	33.50	280221.01	1.00	0.00093	0.00111	0.00018	0.00200	0.00004	0.00204	0.99797	279651.06	6.67
0.558	34.50	279651.06	1.00	0.00111	0.001229999	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	279085.62	6.65
0.681	35.50	279085.62	1.00	0.001229999	0.001329999	0.00010	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	278522.44	6.64
0.814	36.50	278522.44	1.00	0.001329999	0.001359999	0.00003	0.00200	0.00001	0.00201	0.99800	277964.28	6.62
0.950	37.50	277964.28	1.00	0.001359999	0.001359999	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	277408.91	6.61
1.086	38.50	277408.91	1.00	0.001359999	0.001329999	0.00003	0.00200	0.00001	0.00201	0.99800	276852.99	6.60
1.219	39.50	276852.99	1.00	0.001329999	0.001229999	0.00010	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	276294.31	6.59
1.342	40.50	276294.31	1.00	0.001229999	0.00111	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	275735.65	6.57
1.453	41.50	275735.65	1.00	0.00111	0.00093	0.00018	0.00200	0.00004	0.00204	0.99797	275174.83	6.56
1.546	42.50	275174.83	1.00	0.00093	0.00072	0.00021	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	274613.49	6.55
1.618	43.50	274613.49	1.00	0.00072	0.00046	0.00026	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	274050.56	6.53
1.664	44.50	274050.56	1.00	0.00046	0.00016	0.00030	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	273486.60	6.52
1.680	45.50	273486.60	1.00	0.00016	0	0.00016	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	272931.44	6.50
1.680	46.50	272931.44	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	272386.12	6.49
1.680	47.50	272386.12	1.00	0	-0.00016	0.00016	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	271833.20	6.48
1.664	48.50	271833.20	1.00	-0.00016	-0.00046	0.00030	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	271273.80	6.47
1.618	49.50	271273.80	1.00	-0.00046	-0.00072	0.00026	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	270717.71	6.45
1.546	50.50	270717.71	1.00	-0.00072	-0.00093	0.00021	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	270165.47	6.44
1.453	51.50	270165.47	1.00	-0.00093	-0.00111	0.00018	0.00200	0.00004	0.00204	0.99797	269615.97	6.43
1.342	52.50	269615.97	1.00	-0.00111	-0.001229999	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	269070.82	6.41
1.219	53.50	269070.82	1.00	-0.001229999	-0.001329999	0.00010	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	268527.85	6.40
1.086	54.50	268527.85	1.00	-0.001329999	-0.001359999	0.00003	0.00200	0.00001	0.00201	0.99800	267989.72	6.39
0.950	55.50	267989.72	1.00	-0.001359999	-0.001359999	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	267454.28	6.37
0.814	56.50	267454.28	1.00	-0.001359999	-0.001329999	0.00003	0.00200	0.00001	0.00201	0.99800	266918.30	6.36
0.681	57.50	266918.30	1.00	-0.001329999	-0.001229999	0.00010	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	266379.67	6.35
0.558	58.50	266379.67	1.00	-0.001229999	-0.00111	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	265841.06	6.34
0.447	59.50	265841.06	1.00	-0.00111	-0.00093	0.00018	0.00200	0.00004	0.00204	0.99797	265300.36	6.32
0.354	60.50	265300.36	1.00	-0.00093	-0.00072	0.00021	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	264759.17	6.31
0.282	61.50	264759.17	1.00	-0.00072	-0.00046	0.00026	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	264216.44	6.30
0.236	62.50	264216.44	1.00	-0.00046	-0.00016	0.00030	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	263672.72	6.28
0.220	63.50	263672.72	1.00	-0.00016	0	0.00016	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	263137.48	6.27

0.220	64.50	263137.48	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	262611.73	6.26
0.220	65.50	262611.73	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	262087.03	6.25
0.220	66.50	262087.03	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	261563.38	6.23
0.220	67.50	261563.38	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	261040.78	6.22
0.220	68.50	261040.78	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	260519.22	6.21
0.220	69.50	260519.22	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	259998.70	6.20
0.220	70.50	259998.70	1.00	0	0.0003	0.00030	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	259463.65	6.18
0.250	71.50	259463.65	1.00	0.0003	0.00082	0.00052	0.00200	0.00010	0.00210	0.99790	258918.32	6.17
0.332	72.50	258918.32	1.00	0.00082	0.001239999	0.00042	0.00200	0.00008	0.00208	0.99792	258379.29	6.16
0.456	73.50	258379.29	1.00	0.001239999	0.001529999	0.00029	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	257848.09	6.15
0.609	74.50	257848.09	1.00	0.001529999	0.001699998	0.00017	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	257324.16	6.13
0.779	75.50	257324.16	1.00	0.001699998	0.001759998	0.00006	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	256806.95	6.12
0.955	76.50	256806.95	1.00	0.001759998	0.001699998	0.00006	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	256290.77	6.11
1.125	77.50	256290.77	1.00	0.001699998	0.001509999	0.00019	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	255768.98	6.10
1.276	78.50	255768.98	1.00	0.001509999	0.001199999	0.00031	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	255242.13	6.08
1.396	79.50	255242.13	1.00	0.001199999	0.00079	0.00041	0.00200	0.00008	0.00208	0.99792	254711.27	6.07
1.475	80.50	254711.27	1.00	0.00079	0.00025	0.00054	0.00200	0.00011	0.00211	0.99789	254174.90	6.06
1.500	81.50	254174.90	1.00	0.00025	-0.00021	0.00046	0.00200	0.00009	0.00209	0.99791	253643.73	6.05
1.479	82.50	253643.73	1.00	-0.00021	-0.00052	0.00031	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	253121.25	6.03
1.427	83.50	253121.25	1.00	-0.00052	-0.0008	0.00028	0.00200	0.00006	0.00206	0.99795	252601.37	6.02
1.347	84.50	252601.37	1.00	-0.0008	-0.00102	0.00022	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	252085.58	6.01
1.245	85.50	252085.58	1.00	-0.00102	-0.001199999	0.00018	0.00200	0.00004	0.00204	0.99797	251572.86	6.00
1.125	86.50	251572.86	1.00	-0.001199999	-0.001319999	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	251064.19	5.98
0.993	87.50	251064.19	1.00	-0.001319999	-0.001409999	0.00009	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	250558.05	5.97
0.852	88.50	250558.05	1.00	-0.001409999	-0.001439999	0.00003	0.00200	0.00001	0.00201	0.99800	250055.93	5.96
0.708	89.50	250055.93	1.00	-0.001439999	-0.001449999	0.00001	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	249555.82	5.95
0.563	90.50	249555.82	1.00	-0.001449999	-0.001329999	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	249051.23	5.94
0.430	91.50	249051.23	1.30	-0.001329999	-0.001215384	0.00011	0.00260	0.00002	0.00262	0.99738	248398.85	7.70
0.272	92.80	248398.85	0.20	-0.001215384	-0.0011	0.00012	0.00040	0.00002	0.00042	0.99958	248293.78	1.18
0.250	93.00	248293.78										

ELONG TENSIONAMIENTO EXTREMO A =	606.00
ELONG TOTAL =	634.00
ELONG TENSIONAMIENTO EXTREMO B =	28.00

CALCULO DE PERDIDAS DE FRICCION Y CURVATURA



DATOS DE ENTRADA:

FUERZA DE ANCLAJE (Kg) = 300,000.00
 E (kg/cm2) = 200,000.00

AREA DE TORON (cm2) = 1.40
 k (/m) = 0.0020

NUMERO DE TORONES = 15
 u (/rad) = 0.20

CALCULOS INICIALES:

Pj/Toron (Kg) = 20000

f_{pj} (kg/cm²) = 14285.71429

$\Delta P_o(0)$ (kg) =

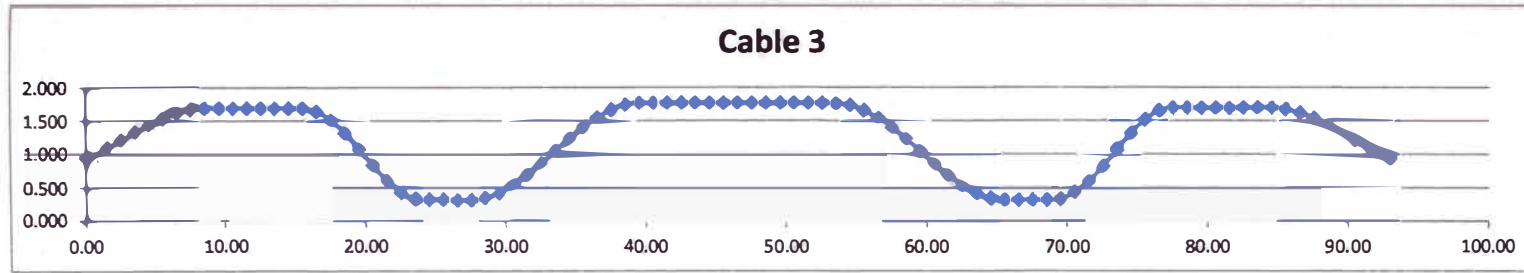
ORDENADA (cm)	ABSCISA (m)	Po (kg)	ΔL (m)	$\alpha 1$ (rad)	$\alpha 2$ (rad)	$\Delta \alpha$ (cm)	$k \cdot \Delta L$	$\mu \cdot \Delta \alpha$	$(k\Delta l + \mu \alpha)$	$e^{-(k\Delta l + \mu \alpha)}$	Px	Δcab (mm)
0.600	0.00	300000.00	0.20			0.00000	0.00040	0.00000	0.00040	0.99960	299880.02	1.43
0.619	0.20	299880.02	1.30	0.00095	0.001084615	-0.00013	0.00260	-0.00003	0.00257	0.99743	299109.40	9.27
0.760	1.50	299109.40	1.00	0.001084615	0.001199999	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	298504.89	7.11
0.880	2.50	298504.89	1.00	0.001199999	0.001249999	0.00005	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	297905.50	7.10
1.005	3.50	297905.50	1.00	0.001249999	0.001229999	0.00002	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	297309.09	7.09
1.128	4.50	297309.09	1.00	0.001229999	0.001149999	0.00008	0.00200	0.00002	0.00202	0.99799	296710.32	7.07
1.243	5.50	296710.32	1.00	0.001149999	0.00101	0.00014	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	296109.20	7.06
1.344	6.50	296109.20	1.00	0.00101	0.0008	0.00021	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	295505.17	7.04
1.424	7.50	295505.17	1.00	0.0008	0.00054	0.00026	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	294899.41	7.03
1.478	8.50	294899.41	1.00	0.00054	0.00022	0.00032	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	294291.37	7.01
1.500	9.50	294291.37	1.00	0.00022	0	0.00022	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	293690.45	7.00
1.500	10.50	293690.45	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	293103.66	6.99
1.500	11.50	293103.66	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	292518.03	6.97
1.500	12.50	292518.03	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	291933.58	6.96
1.500	13.50	291933.58	1.00	0	-0.00003	0.00030	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	291332.82	6.94
1.470	14.50	291332.82	1.00	-0.00003	-0.00094	0.00064	0.00200	0.00013	0.00213	0.99787	290713.52	6.93
1.376	15.50	290713.52	1.00	-0.00094	-0.001419999	0.00048	0.00200	0.00010	0.00210	0.99791	290104.82	6.91
1.234	16.50	290104.82	1.00	-0.001419999	-0.001739998	0.00032	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	289506.67	6.90

1.060	17.50	289506.67	1.00	-0.001739998	-0.001919998	0.00018	0.00200	0.00004	0.00204	0.99797	288917.83	6.89
0.868	18.50	288917.83	1.00	-0.001919998	-0.001919998	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	288340.57	6.87
0.676	19.50	288340.57	1.00	-0.001919998	-0.001759998	0.00016	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	287755.26	6.86
0.500	20.50	287755.26	1.00	-0.001759998	-0.001459999	0.00030	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	287163.09	6.84
0.354	21.50	287163.09	1.00	-0.001459999	-0.00098	0.00048	0.00200	0.00010	0.00210	0.99791	286561.83	6.83
0.256	22.50	286561.83	1.00	-0.00098	-0.00036	0.00062	0.00200	0.00012	0.00212	0.99788	285953.82	6.82
0.220	23.50	285953.82	1.00	-0.00036	0	0.00036	0.00200	0.00007	0.00207	0.99793	285361.93	6.80
0.220	24.50	285361.93	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	284791.78	6.79
0.220	25.50	284791.78	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	284222.77	6.77
0.220	26.50	284222.77	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	283654.89	6.76
0.220	27.50	283654.89	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	283088.15	6.75
0.220	28.50	283088.15	1.00	0	0.00018	0.00018	0.00200	0.00004	0.00204	0.99797	282512.37	6.73
0.238	29.50	282512.37	1.00	0.00018	0.00053	0.00035	0.00200	0.00007	0.00207	0.99793	281928.17	6.72
0.291	30.50	281928.17	1.00	0.00053	0.0008	0.00027	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	281349.68	6.71
0.371	31.50	281349.68	1.00	0.0008	0.00104	0.00024	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	280774.07	6.69
0.475	32.50	280774.07	1.00	0.00104	0.001229999	0.00019	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	280202.43	6.68
0.598	33.50	280202.43	1.00	0.001229999	0.001349999	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	279635.88	6.66
0.733	34.50	279635.88	1.00	0.001349999	0.001439999	0.00009	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	279072.14	6.65
0.877	35.50	279072.14	1.00	0.001439999	0.001459999	0.00002	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	278513.44	6.64
1.023	36.50	278513.44	1.00	0.001459999	0.001439999	0.00002	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	277955.86	6.62
1.167	37.50	277955.86	1.00	0.001439999	0.001349999	0.00009	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	277395.51	6.61
1.302	38.50	277395.51	1.00	0.001349999	0.001229999	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	276834.63	6.60
1.425	39.50	276834.63	1.00	0.001229999	0.00104	0.00019	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	276271.01	6.58
1.529	40.50	276271.01	1.00	0.00104	0.0008	0.00024	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	275705.79	6.57
1.609	41.50	275705.79	1.00	0.0008	0.00053	0.00027	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	275140.07	6.56
1.662	42.50	275140.07	1.00	0.00053	0.00018	0.00035	0.00200	0.00007	0.00207	0.99793	274571.12	6.54
1.680	43.50	274571.12	1.00	0.00018	0	0.00018	0.00200	0.00004	0.00204	0.99797	274012.66	6.53
1.680	44.50	274012.66	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	273465.19	6.52
1.680	45.50	273465.19	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	272918.80	6.50
1.680	46.50	272918.80	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	272373.51	6.49
1.680	47.50	272373.51	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	271829.31	6.48
1.680	48.50	271829.31	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	271286.19	6.47
1.680	49.50	271286.19	1.00	0	-0.00018	0.00018	0.00200	0.00004	0.00204	0.99797	270734.42	6.45
1.662	50.50	270734.42	1.00	-0.00018	-0.00053	0.00035	0.00200	0.00007	0.00207	0.99793	270174.57	6.44
1.609	51.50	270174.57	1.00	-0.00053	-0.0008	0.00027	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	269620.21	6.43
1.529	52.50	269620.21	1.00	-0.0008	-0.00104	0.00024	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	269068.59	6.41
1.425	53.50	269068.59	1.00	-0.00104	-0.001229999	0.00019	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	268520.78	6.40
1.302	54.50	268520.78	1.00	-0.001229999	-0.001349999	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	267977.85	6.39
1.167	55.50	267977.85	1.00	-0.001349999	-0.001439999	0.00009	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	267437.61	6.37
1.023	56.50	267437.61	1.00	-0.001439999	-0.001459999	0.00002	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	266902.21	6.36
0.877	57.50	266902.21	1.00	-0.001459999	-0.001439999	0.00002	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	266367.87	6.35
0.733	58.50	266367.87	1.00	-0.001439999	-0.001349999	0.00009	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	265830.88	6.34
0.598	59.50	265830.88	1.00	-0.001349999	-0.001229999	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	265293.38	6.32
0.475	60.50	265293.38	1.00	-0.001229999	-0.00104	0.00019	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	264753.27	6.31
0.371	61.50	264753.27	1.00	-0.00104	-0.0008	0.00024	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	264211.61	6.30
0.291	62.50	264211.61	1.00	-0.0008	-0.00053	0.00027	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	263669.47	6.28
0.238	63.50	263669.47	1.00	-0.00053	-0.00018	0.00035	0.00200	0.00007	0.00207	0.99793	263124.24	6.27

0.220	64.50	263124.24	1.00	-0.00018	0	0.00018	0.00200	0.00004	0.00204	0.99797	262589.07	6.26
0.220	65.50	262589.07	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	262064.41	6.25
0.220	66.50	262064.41	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	261540.81	6.23
0.220	67.50	261540.81	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	261018.25	6.22
0.220	68.50	261018.25	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	260496.73	6.21
0.220	69.50	260496.73	1.00	0	0.00036	0.00036	0.00200	0.00007	0.00207	0.99793	259957.54	6.20
0.256	70.50	259957.54	1.00	0.00036	0.00098	0.00062	0.00200	0.00012	0.00212	0.99788	259405.98	6.18
0.354	71.50	259405.98	1.00	0.00098	0.001459999	0.00048	0.00200	0.00010	0.00210	0.99791	258862.83	6.17
0.500	72.50	258862.83	1.00	0.001459999	0.001759998	0.00030	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	258330.13	6.16
0.676	73.50	258330.13	1.00	0.001759998	0.001919998	0.00016	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	257805.73	6.14
0.868	74.50	257805.73	1.00	0.001919998	0.001919998	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	257290.64	6.13
1.060	75.50	257290.64	1.00	0.001919998	0.001739998	0.00018	0.00200	0.00004	0.00204	0.99797	256767.32	6.12
1.234	76.50	256767.32	1.00	0.001739998	0.001419999	0.00032	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	256237.90	6.11
1.376	77.50	256237.90	1.00	0.001419999	0.00094	0.00048	0.00200	0.00010	0.00210	0.99791	255701.39	6.09
1.470	78.50	255701.39	1.00	0.00094	0.0003	0.00064	0.00200	0.00013	0.00213	0.99787	255157.84	6.08
1.500	79.50	255157.84	1.00	0.0003	0	0.00030	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	254632.75	6.07
1.500	80.50	254632.75	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	254124.00	6.06
1.500	81.50	254124.00	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	253616.26	6.04
1.500	82.50	253616.26	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	253109.53	6.03
1.500	83.50	253109.53	1.00	0	-0.00022	0.00022	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	252592.70	6.02
1.478	84.50	252592.70	1.00	-0.00022	-0.00054	0.00032	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	252071.89	6.01
1.424	85.50	252071.89	1.00	-0.00054	-0.0008	0.00026	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	251555.17	6.00
1.344	86.50	251555.17	1.00	-0.0008	-0.00101	0.00021	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	251042.02	5.98
1.243	87.50	251042.02	1.00	-0.00101	-0.001149999	0.00014	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	250533.42	5.97
1.128	88.50	250533.42	1.00	-0.001149999	-0.001229999	0.00008	0.00200	0.00002	0.00202	0.99799	250028.85	5.96
1.005	89.50	250028.85	1.00	-0.001229999	-0.001249999	0.00002	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	249528.30	5.95
0.880	90.50	249528.30	1.00	-0.001249999	-0.001199999	0.00005	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	249027.25	5.94
0.760	91.50	249027.25	1.30	-0.001199999	-0.001084615	0.00012	0.00260	0.00002	0.00262	0.99738	248374.89	7.70
0.619	92.80	248374.89	0.20	-0.001084615	-0.00095	0.00013	0.00040	0.00003	0.00043	0.99957	248268.87	1.18
0.600	93.00	248268.87										

ELONG TENSIONAMIENTO EXTREMO A =											606.00
ELONG TOTAL =											634.00
ELONG TENSIONAMIENTO EXTREMO B =											28.00

CALCULO DE PERDIDAS DE FRICCION Y CURVATURA



DATOS DE ENTRADA:

FUERZA DE ANCLAJE (Kg) = 380,000.00
 E (kg/cm2) = 200,000.00

AREA DE TORON (cm2) = 1.40
 k (/m) = 0.0020

NUMERO DE TORONES = 19
 u (/rad) = 0.20

CALCULOS INICIALES:

Pj/Toron (Kg) = 20000

f_{pj} (kg/cm²) = 14285.71429

$\Delta P_o(0)$ (kg) =

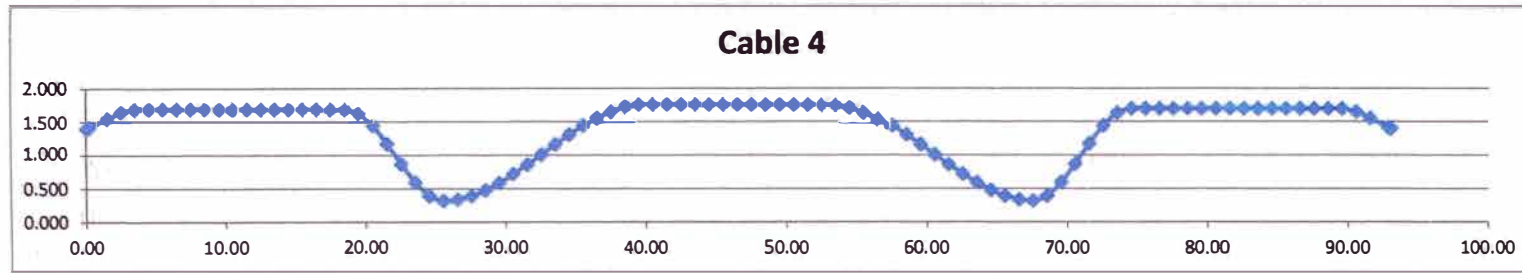
ORDENADA (cm)	ABSCISA (m)	Po (kg)	ΔL (m)	$\alpha 1$ (rad)	$\alpha 2$ (rad)	$\Delta \alpha$ (cm)	$k \cdot \Delta L$	$\mu \cdot \Delta \alpha$	$(k\Delta L + \mu \alpha)$	$e^{-(k\Delta L + \mu \alpha)}$	Px	Δcab (mm)
0.950	0.00	380000.00	0.20			0.00000	0.00040	0.00000	0.00040	0.99960	379848.03	1.43
0.968	0.20	379848.03	1.30	0.0009	0.001015384	-0.00012	0.00260	-0.00002	0.00258	0.99743	378870.45	9.27
1.100	1.50	378870.45	1.00	0.001015384	0.00114	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	378104.04	7.11
1.214	2.50	378104.04	1.00	0.00114	0.001159999	0.00002	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	377347.08	7.10
1.330	3.50	377347.08	1.00	0.001159999	0.00112	0.00004	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	376590.13	7.09
1.442	4.50	376590.13	1.00	0.00112	0.001	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	375828.68	7.07
1.542	5.50	375828.68	1.00	0.001	0.00081	0.00019	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	375063.52	7.06
1.623	6.50	375063.52	1.00	0.00081	0.00055	0.00026	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	374294.68	7.04
1.678	7.50	374294.68	1.00	0.00055	0.00022	0.00033	0.00200	0.00007	0.00207	0.99794	373522.19	7.03
1.700	8.50	373522.19	1.00	0.00022	0	0.00022	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	372759.49	7.01
1.700	9.50	372759.49	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	372014.71	7.00
1.700	10.50	372014.71	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	371271.43	6.99
1.700	11.50	371271.43	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	370529.63	6.97
1.700	12.50	370529.63	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	369789.31	6.96
1.700	13.50	369789.31	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	369050.47	6.94
1.700	14.50	369050.47	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	368313.11	6.93
1.700	15.50	368313.11	1.00	0	-0.00045	0.00045	0.00200	0.00009	0.00209	0.99791	367544.14	6.92
1.655	16.50	367544.14	1.00	-0.00045	-0.001349999	0.00090	0.00200	0.00018	0.00218	0.99782	366743.76	6.90

1.520	17.50	366743.76	1.00	-0.001349999	-0.001999997	0.00065	0.00200	0.00013	0.00213	0.99787	365963.43	6.89
1.320	18.50	365963.43	1.00	-0.001999997	-0.002379996	0.00038	0.00200	0.00008	0.00208	0.99793	365204.48	6.87
1.082	19.50	365204.48	1.00	-0.002379996	-0.002459995	0.00008	0.00200	0.00002	0.00202	0.99799	364468.97	6.86
0.836	20.50	364468.97	1.00	-0.002459995	-0.002249996	0.00021	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	363725.48	6.84
0.611	21.50	363725.48	1.00	-0.002249996	-0.001769998	0.00048	0.00200	0.00010	0.00210	0.99791	362963.91	6.83
0.434	22.50	362963.91	1.00	-0.001769998	-0.001	0.00077	0.00200	0.00015	0.00215	0.99785	362182.93	6.82
0.334	23.50	362182.93	1.00	-0.001	-0.00014	0.00086	0.00200	0.00017	0.00217	0.99783	361397.12	6.80
0.320	24.50	361397.12	1.00	-0.00014	0	0.00014	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	360664.95	6.79
0.320	25.50	360664.95	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	359944.34	6.77
0.320	26.50	359944.34	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	359225.17	6.76
0.320	27.50	359225.17	1.00	0	0.00027	0.00027	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	358488.08	6.75
0.347	28.50	358488.08	1.00	0.00027	0.00078	0.00051	0.00200	0.00010	0.00210	0.99790	357735.33	6.73
0.425	29.50	357735.33	1.00	0.00078	0.001189999	0.00041	0.00200	0.00008	0.00208	0.99792	356991.30	6.72
0.544	30.50	356991.30	1.00	0.001189999	0.001499999	0.00031	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	356255.94	6.70
0.694	31.50	356255.94	1.00	0.001499999	0.001709998	0.00021	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	355529.21	6.69
0.865	32.50	355529.21	1.00	0.001709998	0.001819998	0.00011	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	354811.06	6.68
1.047	33.50	354811.06	1.00	0.001819998	0.001819998	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	354102.14	6.66
1.229	34.50	354102.14	1.00	0.001819998	0.001719998	0.00010	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	353387.58	6.65
1.401	35.50	353387.58	1.00	0.001719998	0.001509999	0.00021	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	352666.70	6.64
1.552	36.50	352666.70	1.00	0.001509999	0.001199999	0.00031	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	351940.25	6.62
1.672	37.50	351940.25	1.00	0.001199999	0.00079	0.00041	0.00200	0.00008	0.00208	0.99792	351208.27	6.61
1.751	38.50	351208.27	1.00	0.00079	0.00029	0.00050	0.00200	0.00010	0.00210	0.99790	350471.51	6.59
1.780	39.50	350471.51	1.00	0.00029	0	0.00029	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	349750.98	6.58
1.780	40.50	349750.98	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	349052.17	6.57
1.780	41.50	349052.17	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	348354.77	6.55
1.780	42.50	348354.77	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	347658.75	6.54
1.780	43.50	347658.75	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	346964.13	6.53
1.780	44.50	346964.13	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	346270.90	6.52
1.780	45.50	346270.90	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	345579.05	6.50
1.780	46.50	345579.05	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	344888.58	6.49
1.780	47.50	344888.58	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	344199.49	6.48
1.780	48.50	344199.49	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	343511.78	6.46
1.780	49.50	343511.78	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	342825.44	6.45
1.780	50.50	342825.44	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	342140.48	6.44
1.780	51.50	342140.48	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	341456.88	6.42
1.780	52.50	341456.88	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	340774.65	6.41
1.780	53.50	340774.65	1.00	0	-0.00029	0.00029	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	340074.06	6.40
1.751	54.50	340074.06	1.00	-0.00029	-0.00079	0.00050	0.00200	0.00010	0.00210	0.99790	339360.65	6.39
1.672	55.50	339360.65	1.00	-0.00079	-0.001199999	0.00041	0.00200	0.00008	0.00208	0.99792	338654.84	6.37
1.552	56.50	338654.84	1.00	-0.001199999	-0.001509999	0.00031	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	337957.25	6.36
1.401	57.50	337957.25	1.00	-0.001509999	-0.001719998	0.00021	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	337267.85	6.35
1.229	58.50	337267.85	1.00	-0.001719998	-0.001819998	0.00010	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	336587.25	6.33
1.047	59.50	336587.25	1.00	-0.001819998	-0.001819998	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	335914.75	6.32
0.865	60.50	335914.75	1.00	-0.001819998	-0.001709998	0.00011	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	335236.22	6.31
0.694	61.50	335236.22	1.00	-0.001709998	-0.001499999	0.00021	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	334552.36	6.30
0.544	62.50	334552.36	1.00	-0.001499999	-0.001189999	0.00031	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	333863.23	6.28
0.425	63.50	333863.23	1.00	-0.001189999	-0.00078	0.00041	0.00200	0.00008	0.00208	0.99792	333168.85	6.27

0.320	65.50	332469.26	1.00	-0.00027	0	0.00027	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	331787.07	6.26
0.320	66.50	331787.07	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	331124.16	6.23
0.320	67.50	331124.16	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	330462.57	6.22
0.320	68.50	330462.57	1.00	0	0.00014	0.00014	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	329793.07	6.21
0.334	69.50	329793.07	1.00	0.00014	0.001	0.00086	0.00200	0.00017	0.00217	0.99783	329077.54	6.19
0.434	70.50	329077.54	1.00	0.001	0.001769998	0.00077	0.00200	0.00015	0.00215	0.99785	328369.47	6.18
0.611	71.50	328369.47	1.00	0.001769998	0.002249996	0.00048	0.00200	0.00010	0.00210	0.99791	327681.93	6.17
0.836	72.50	327681.93	1.00	0.002249996	0.002459995	0.00021	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	327013.49	6.15
1.082	73.50	327013.49	1.00	0.002459995	0.002379996	0.00008	0.00200	0.00002	0.00202	0.99799	326354.89	6.14
1.320	74.50	326354.89	1.00	0.002379996	0.001999997	0.00038	0.00200	0.00008	0.00208	0.99793	325678.08	6.13
1.520	75.50	325678.08	1.00	0.001999997	0.001349999	0.00065	0.00200	0.00013	0.00213	0.99787	324985.13	6.12
1.655	76.50	324985.13	1.00	0.001349999	0.00045	0.00090	0.00200	0.00018	0.00218	0.99782	324277.43	6.10
1.700	77.50	324277.43	1.00	0.00045	0	0.00045	0.00200	0.00009	0.00209	0.99791	323600.40	6.09
1.700	78.50	323600.40	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	322953.84	6.08
1.700	79.50	322953.84	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	322308.58	6.06
1.700	80.50	322308.58	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	321664.61	6.05
1.700	81.50	321664.61	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	321021.92	6.04
1.700	82.50	321021.92	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	320380.52	6.03
1.700	83.50	320380.52	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	319740.40	6.02
1.700	84.50	319740.40	1.00	0	-0.00022	0.00022	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	319087.52	6.00
1.678	85.50	319087.52	1.00	-0.00022	-0.00055	0.00033	0.00200	0.00007	0.00207	0.99794	318428.96	5.99
1.623	86.50	318428.96	1.00	-0.00055	-0.00081	0.00026	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	317776.22	5.98
1.542	87.50	317776.22	1.00	-0.00081	-0.001	0.00019	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	317129.25	5.97
1.442	88.50	317129.25	1.00	-0.001	-0.00112	0.00012	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	316488.03	5.96
1.330	89.50	316488.03	1.00	-0.00112	-0.001159999	0.00004	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	315853.16	5.94
1.214	90.50	315853.16	1.00	-0.001159999	-0.00114	0.00002	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	315220.82	5.93
1.100	91.50	315220.82	1.30	-0.00114	-0.001015384	0.00012	0.00260	0.00002	0.00262	0.99738	314394.48	7.69
0.968	92.80	314394.48	0.20	-0.001015384	-0.0009	0.00012	0.00040	0.00002	0.00042	0.99958	314261.49	1.18
0.950	93.00	314261.49										

ELONG TENSIONAMIENTO EXTREMO A =											606.00
ELONG TOTAL =											634.00
ELONG TENSIONAMIENTO EXTREMO B =											28.00

CALCULO DE PERDIDAS DE FRICCION Y CURVATURA



DATOS DE ENTRADA:

FUERZA DE ANCLAJE (Kg) = 380,000.00
E (kg/cm2) = 200,000.00

AREA DE TORON (cm2) = 1.40
k (/m) = 0.0020

NUMERO DE TORONES = 19
u (/rad) = 0.20

CALCULOS INICIALES:

P_{ij} /Toron (Kg) = 20000

f_{pi} (kg/cm²) = 14285.71429

$\Delta P_o(0)$ (kg) =

ORDENADA (cm)	ABSCISA (m)	Po (kg)	ΔL (m)	$\alpha 1$ (rad)	$\alpha 2$ (rad)	$\Delta \alpha$ (cm)	$k \cdot \Delta L$	$\mu \cdot \Delta \alpha$	$(k \Delta L + \mu \alpha)$	$e^{-\mu \Delta \alpha}$	Px	Δcab (mm)
1.400	0.00	380000.00	0.20			0.00000	0.00040	0.00000	0.00040	0.99960	379848.03	1.43
1.418	0.20	379848.03	1.30	0.0009	0.001061538	-0.00016	0.00260	-0.00003	0.00257	0.99744	378873.95	9.27
1.556	1.50	378873.95	1.00	0.001061538	0.00098	0.00008	0.00200	0.00002	0.00202	0.99799	378110.79	7.11
1.654	2.50	378110.79	1.00	0.00098	0.00046	0.00052	0.00200	0.00010	0.00210	0.99790	377316.08	7.10
1.700	3.50	377316.08	1.00	0.00046	0	0.00046	0.00200	0.00009	0.00209	0.99791	376527.56	7.08
1.700	4.50	376527.56	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	375775.26	7.07
1.700	5.50	375775.26	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	375024.46	7.06
1.700	6.50	375024.46	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	374275.16	7.04
1.700	7.50	374275.16	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	373527.36	7.03
1.700	8.50	373527.36	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	372781.05	7.01
1.700	9.50	372781.05	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	372036.23	7.00
1.700	10.50	372036.23	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	371292.91	6.99
1.700	11.50	371292.91	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	370551.06	6.97
1.700	12.50	370551.06	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	369810.70	6.96
1.700	13.50	369810.70	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	369071.82	6.94
1.700	14.50	369071.82	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	368334.41	6.93
1.700	15.50	368334.41	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	367598.48	6.92
1.700	16.50	367598.48	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	366864.02	6.90

1.700	17.50	366864.02	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	366131.02	6.89
1.700	18.50	366131.02	1.00	0	-0.00065	0.00065	0.00200	0.00013	0.00213	0.99787	365351.99	6.87
1.635	19.50	365351.99	1.00	-0.00065	-0.001909998	0.00126	0.00200	0.00025	0.00225	0.99775	364530.15	6.86
1.444	20.50	364530.15	1.00	-0.001909998	-0.002709993	0.00080	0.00200	0.00016	0.00216	0.99784	363743.61	6.84
1.173	21.50	363743.61	1.00	-0.002709993	-0.002999991	0.00029	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	362995.80	6.83
0.873	22.50	362995.80	1.00	-0.002999991	-0.002759993	0.00024	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	362253.14	6.82
0.597	23.50	362253.14	1.00	-0.002759993	-0.002009997	0.00075	0.00200	0.00015	0.00215	0.99785	361475.13	6.80
0.396	24.50	361475.13	1.00	-0.002009997	-0.00076	0.00125	0.00200	0.00025	0.00225	0.99775	360662.73	6.79
0.320	25.50	360662.73	1.00	-0.00076	0.0002	0.00096	0.00200	0.00019	0.00219	0.99781	359873.02	6.77
0.340	26.50	359873.02	1.00	0.0002	0.00056	0.00036	0.00200	0.00007	0.00207	0.99793	359128.14	6.76
0.396	27.50	359128.14	1.00	0.00056	0.00085	0.00029	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	358389.81	6.74
0.481	28.50	358389.81	1.00	0.00085	0.0011	0.00025	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	357655.87	6.73
0.591	29.50	357655.87	1.00	0.0011	0.001289999	0.00019	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	356927.71	6.72
0.720	30.50	356927.71	1.00	0.001289999	0.001429999	0.00014	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	356204.59	6.70
0.863	31.50	356204.59	1.00	0.001429999	0.001489999	0.00006	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	355488.63	6.69
1.012	32.50	355488.63	1.00	0.001489999	0.001509999	0.00002	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	354776.94	6.68
1.163	33.50	354776.94	1.00	0.001509999	0.001469999	0.00004	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	354065.26	6.66
1.310	34.50	354065.26	1.00	0.001469999	0.001359999	0.00011	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	353350.07	6.65
1.446	35.50	353350.07	1.00	0.001359999	0.001209999	0.00015	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	352633.49	6.64
1.567	36.50	352633.49	1.00	0.001209999	0.00098	0.00023	0.00200	0.00005	0.00205	0.99796	351912.74	6.62
1.665	37.50	351912.74	1.00	0.00098	0.00072	0.00026	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	351191.36	6.61
1.737	38.50	351191.36	1.00	0.00072	0.00038	0.00034	0.00200	0.00007	0.00207	0.99793	350465.85	6.59
1.775	39.50	350465.85	1.00	0.00038	5E-05	0.00033	0.00200	0.00007	0.00207	0.99794	349742.53	6.58
1.780	40.50	349742.53	1.00	5E-05	0	0.00005	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	349040.25	6.57
1.780	41.50	349040.25	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	348342.87	6.55
1.780	42.50	348342.87	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	347646.88	6.54
1.780	43.50	347646.88	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	346952.28	6.53
1.780	44.50	346952.28	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	346259.07	6.52
1.780	45.50	346259.07	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	345567.25	6.50
1.780	46.50	345567.25	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	344876.80	6.49
1.780	47.50	344876.80	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	344187.74	6.48
1.780	48.50	344187.74	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	343500.05	6.46
1.780	49.50	343500.05	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	342813.74	6.45
1.780	50.50	342813.74	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	342128.79	6.44
1.780	51.50	342128.79	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	341445.22	6.42
1.780	52.50	341445.22	1.00	0	-5E-05	0.00005	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	340759.60	6.41
1.775	53.50	340759.60	1.00	-5E-05	-0.00038	0.00033	0.00200	0.00007	0.00207	0.99794	340056.32	6.40
1.737	54.50	340056.32	1.00	-0.00038	-0.00072	0.00034	0.00200	0.00007	0.00207	0.99793	339353.81	6.39
1.665	55.50	339353.81	1.00	-0.00072	-0.00098	0.00026	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	338658.17	6.37
1.567	56.50	338658.17	1.00	-0.00098	-0.001209999	0.00023	0.00200	0.00005	0.00205	0.99796	337965.99	6.36
1.446	57.50	337965.99	1.00	-0.001209999	-0.001359999	0.00015	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	337280.61	6.35
1.310	58.50	337280.61	1.00	-0.001359999	-0.001469999	0.00011	0.00200	0.00002	0.00202	0.99798	336599.32	6.33
1.163	59.50	336599.32	1.00	-0.001469999	-0.001509999	0.00004	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	335924.11	6.32
1.012	60.50	335924.11	1.00	-0.001509999	-0.001489999	0.00002	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	335251.59	6.31
0.863	61.50	335251.59	1.00	-0.001489999	-0.001429999	0.00006	0.00200	0.00001	0.00201	0.99799	334577.74	6.30
0.720	62.50	334577.74	1.00	-0.001429999	-0.001289999	0.00014	0.00200	0.00003	0.00203	0.99797	333899.90	6.28
0.591	63.50	333899.90	1.00	-0.001289999	-0.0011	0.00019	0.00200	0.00004	0.00204	0.99796	333220.11	6.27

0.481	64.50	333220.11	1.00	-0.0011	-0.00085	0.00025	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	332537.71	6.26
0.396	65.50	332537.71	1.00	-0.00085	-0.00056	0.00029	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	331854.05	6.24
0.340	66.50	331854.05	1.00	-0.00056	-0.0002	0.00036	0.00200	0.00007	0.00207	0.99793	331167.16	6.23
0.320	67.50	331167.16	1.00	-0.0002	0.00076	0.00096	0.00200	0.00019	0.00219	0.99781	330442.03	6.22
0.396	68.50	330442.03	1.00	0.00076	0.002009997	0.00125	0.00200	0.00025	0.00225	0.99775	329699.38	6.20
0.597	69.50	329699.38	1.00	0.002009997	0.002759993	0.00075	0.00200	0.00015	0.00215	0.99785	328991.28	6.19
0.873	70.50	328991.28	1.00	0.002759993	0.002999991	0.00024	0.00200	0.00005	0.00205	0.99795	328318.20	6.18
1.173	71.50	328318.20	1.00	0.002999991	0.002709993	0.00029	0.00200	0.00006	0.00206	0.99794	327643.22	6.17
1.444	72.50	327643.22	1.00	0.002709993	0.001909998	0.00080	0.00200	0.00016	0.00216	0.99784	326936.27	6.15
1.635	73.50	326936.27	1.00	0.001909998	0.00065	0.00126	0.00200	0.00025	0.00225	0.99775	326200.84	6.14
1.700	74.50	326200.84	1.00	0.00065	0	0.00065	0.00200	0.00013	0.00213	0.99787	325506.77	6.13
1.700	75.50	325506.77	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	324856.41	6.11
1.700	76.50	324856.41	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	324207.34	6.10
1.700	77.50	324207.34	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	323559.58	6.09
1.700	78.50	323559.58	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	322913.10	6.08
1.700	79.50	322913.10	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	322267.92	6.06
1.700	80.50	322267.92	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	321624.03	6.05
1.700	81.50	321624.03	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	320981.43	6.04
1.700	82.50	320981.43	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	320340.11	6.03
1.700	83.50	320340.11	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	319700.07	6.02
1.700	84.50	319700.07	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	319061.30	6.00
1.700	85.50	319061.30	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	318423.82	5.99
1.700	86.50	318423.82	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	317787.61	5.98
1.700	87.50	317787.61	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	317152.67	5.97
1.700	88.50	317152.67	1.00	0	0	0.00000	0.00200	0.00000	0.00200	0.99800	316519.00	5.96
1.700	89.50	316519.00	1.00	0	-0.00046	0.00046	0.00200	0.00009	0.00209	0.99791	315857.53	5.94
1.654	90.50	315857.53	1.00	-0.00046	-0.00098	0.00052	0.00200	0.00010	0.00210	0.99790	315193.67	5.93
1.556	91.50	315193.67	1.30	-0.00098	-0.001061538	0.00008	0.00260	0.00002	0.00262	0.99739	314370.10	7.69
1.418	92.80	314370.10	0.20	-0.001061538	-0.0009	0.00016	0.00040	0.00003	0.00043	0.99957	314234.22	1.18
1.400	93.00	314234.22										

ELONG TENSIONAMIENTO EXTREMO A =											606.00
ELONG TOTAL =											634.00
ELONG TENSIONAMIENTO EXTREMO B =											28.00

ANEXO 2: CUADRO DE EXTENSIONES TOTALES

OBRA : TREN ELECTRICO LIMA - PUENTE MODULO U8

CUADRO DE EXTENSIONES TOTALESLongitud Viga 92.60 mts16/07/2012
Formato 3,3,1 - 1
J.G.M.

Etapa	Cable #	Torones 5/8"	Presión Gato (psi)	Presión Alerta (psi)	Lectura (cm)	
					Mínima	Máxima
1	1	15	4778	4539	68.4	73.4
	2	15	4778	4539	68.4	73.4
	3	19	6052	5749	71.1	76.4
	4	19	6052	5749	69.8	75.0

Nota:

Los valores indicados en estos cuadros no podrán ser modificados en obra por el Constructor ni por la Interventoria, salvo autorización escrita de los Ingenieros de STUP de Colombia.

Equipo de Tensionamiento (Gato)	K - 500
Constante del equipo (kg/psi)	62.79
Elongación equipo (cm)	0.8
Marca guía o Testigo (cm)	20.0

ANEXO 3: DISEÑO DE LECHADA DE INYECCIÓN DE DUCTOS

SIKA PERU S.A.
UNIDAD DE NEGOCIOS CONCRETO
REPORTE DE PRUEBA DE LABORATORIO

Asunto : Prueba en Laboratorio de Ensayo de Materiales (LEM) para Lechada de inyección de ductos para concreto Post tensados.
Cliente : Consorcio Tren Eléctrico
Atención : Ing. Rodrigo Silveira Lovato.
Fecha de Emisión : 13 de Agosto de 2012

1.- Objetivo:

El presente informe tiene como objetivo presentar los resultados obtenidos para las Pruebas de Lechada realizadas con los siguientes materiales:

Mezcla: "Prueba en Cono de Marsh"

a/c	0.36
Cemento Tipo IPM	42.5 Kg
Agua	15.30 L
Viscocrete 20 HE (0.5%)	0.21 L
Intraplast (1 bolsa 2%)	0.85 Kg
Tiempo de Flujo	18.6 seg
Expansión 0 horas	0%
Expansión 24 horas	2%
Exudación 0 horas	0%
Exudación 24 horas	0.5%
f'c 3 días	361 Kg/cm ²
f'c 5 días	411 Kg/cm ²
f'c 7 días	417Kg/cm ²


Saludos,

Ing. Ruth Cabrera Gutierrez

LEM

ANEXO C5:
MEMORIA DE CÁLCULO
ARRIOSTRE TEMPORAL PARA EL
MONTAJE DE COLUMNAS – MÓDULO MU8

INDICE

INDICE.....	1
1. INTRODUCCIÓN.....	2
2. CONDICIONES GENERALES.....	2
3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	3
4. DETERMINACIÓN DEL DIAMETRO DEL CABLE.....	3
5. VERIFICACION EN LA ETAPA DEL MONTAJE.....	4
6. DETERMINACION DEL DIAMETRO DE LA ESTACA.....	6

1. INTRODUCCIÓN

El presente memorial técnico tiene por finalidad el diseño del Sistema de Montaje de las armaduras de mono columnas en ejes U34 y U35 con una altura total de la canastilla máxima de 18.60m. Este cálculo también aplica para las columnas en ejes V44 al V47 del módulo MV11 de menor altura y mayor peso (25ton), esto implica dimensionar:

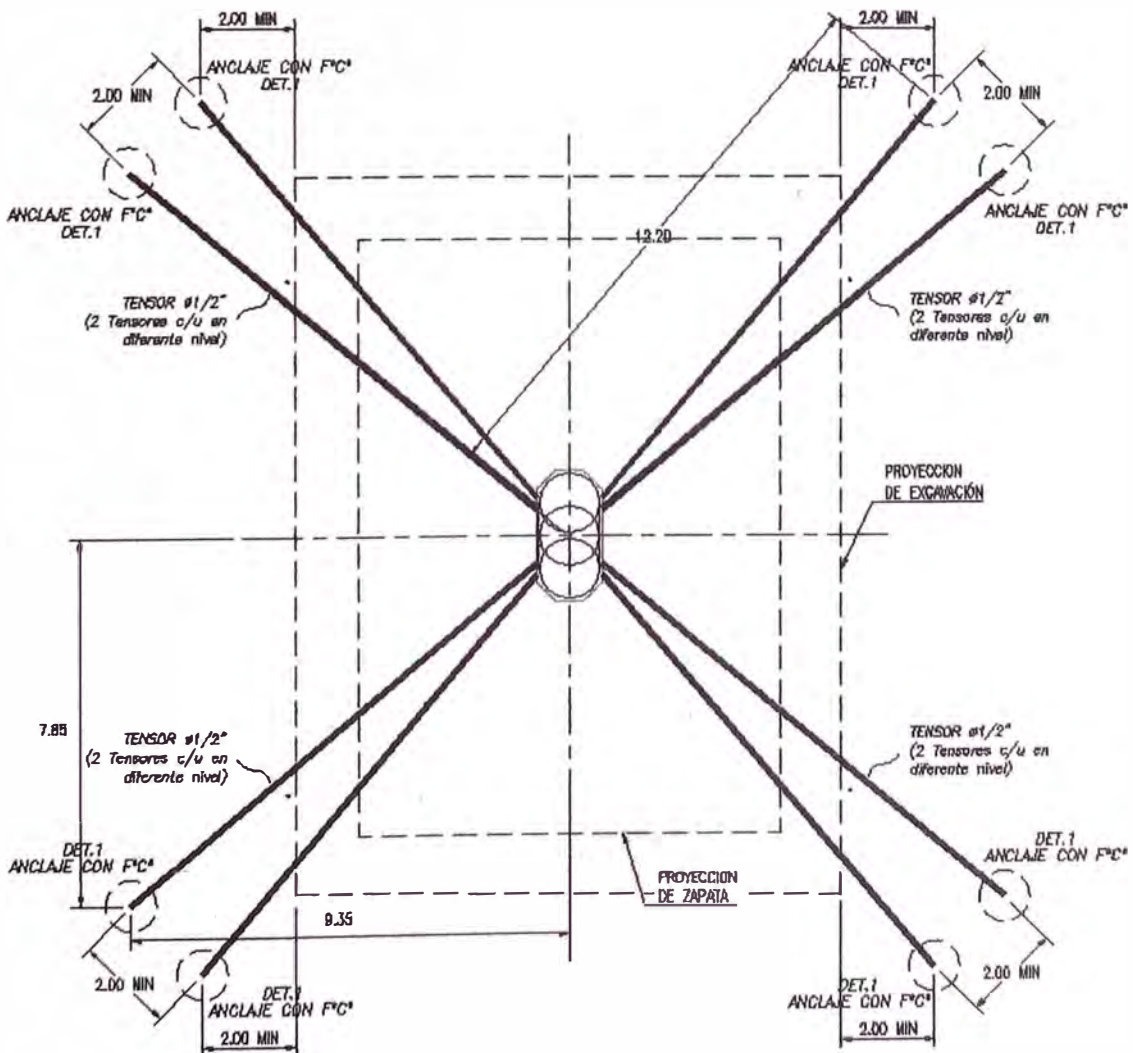
- El diámetro de los cables de sujeción.
- El diámetro de las estacas de sujeción.

2. CONDICIONES GENERALES

En el proceso de colocación de la armadura de las columnas se requiere el apoyo de una grúa.

Para fijar la armadura en su posición definitiva se requiere el uso de cables de sujeción los cuales permiten maniobrar tensándolos adecuadamente.

Para la presente memoria se ha considerado 8 cables de izaje ubicados simétricamente tal como se ve en la figura siguiente:



3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Para el diseño se ha considerado los cables (estrobos simples) EIPS, IWRC tipo Vertical de $\square=1/2$ con capacidad de Carga de 2.5 Ton mostrados en el Manual CS BEAVER S.A.C, adjunto en el Anexo A. Esta carga admisible considera un Factor de Seguridad igual a 5.

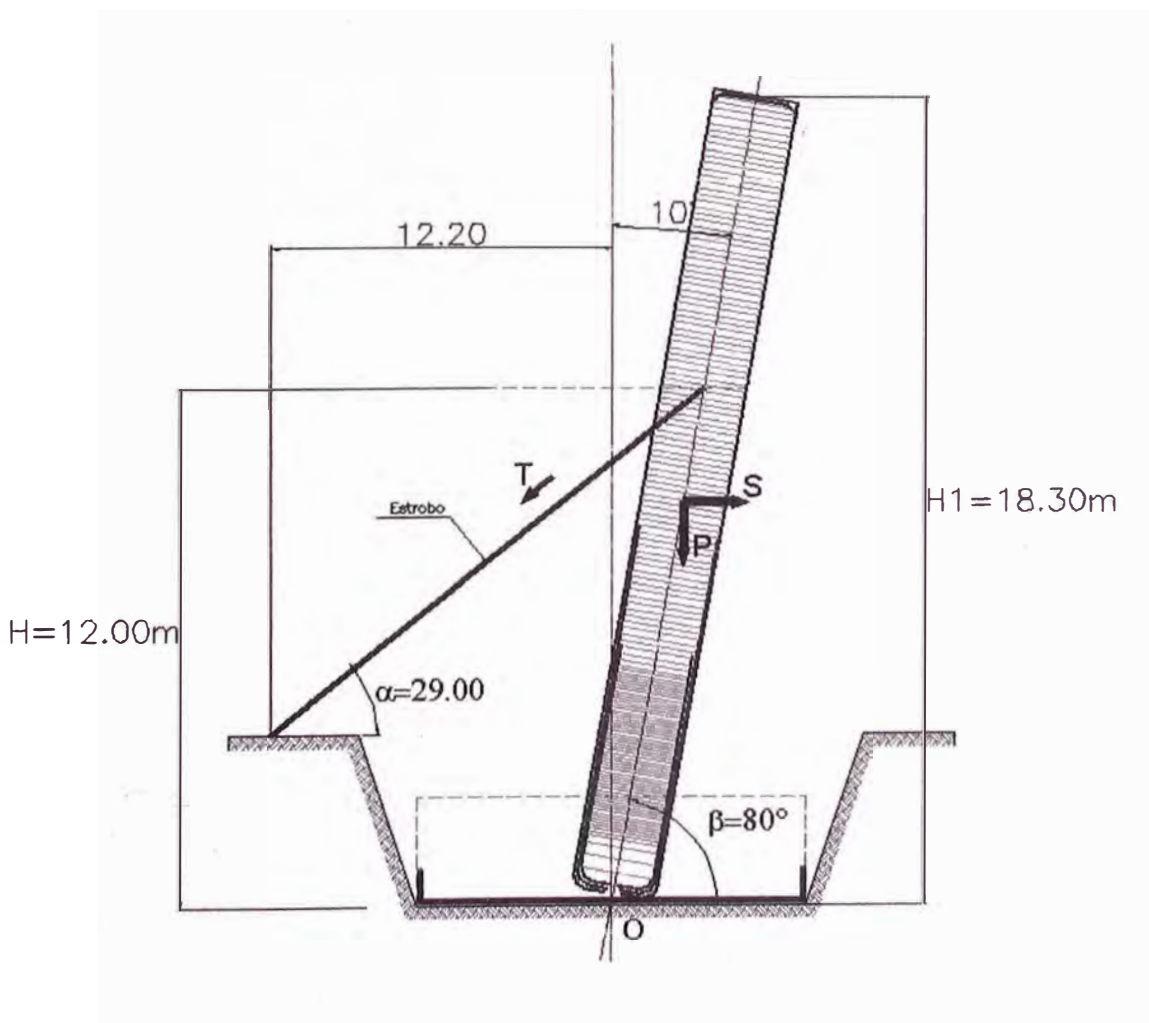
El análisis comprende 2 casos:

- La etapa de montaje en la cual se tensan los cables para alinear la columna, este alineamiento requerido como máximo es de 1cm en la dirección horizontal.
- El supuesto caso en el que la armadura de la columna trata de voltearse, esta situación hipotética es la más crítica.

4. DETERMINACIÓN DEL DIAMETRO DEL CABLE

De acuerdo con lo indicado en el ítem 3, la condición crítica ocurre en el hipotético caso que la armadura este por voltearse.

En esta situación se ha considerado un ángulo de 10° respecto de la vertical para el equilibrio y la determinación de la fuerza en el cable.



Peso armadura = P = 25.0 Ton

Altura H = 18.60m

$H_1 = 18.60 \times \cos(10^\circ) = 18.30\text{m}$

$$\alpha = 29^\circ$$

$$\beta = 80^\circ$$

Del equilibrio $\Sigma M_0 = 0$

$$T \cos \alpha H - T \sin \alpha H \tan 10^\circ = P \frac{H_1}{2} \tan 10^\circ$$

$$T = \frac{PH_1 \tan 10^\circ}{2H(\cos \alpha - \sin \alpha \tan 10^\circ)}$$

Reemplazando valores:

$$T = 4,54 \text{ Ton}$$

De la tabla de materiales adjunta en los anexos:

Usar 2 $\square = 1/2''$

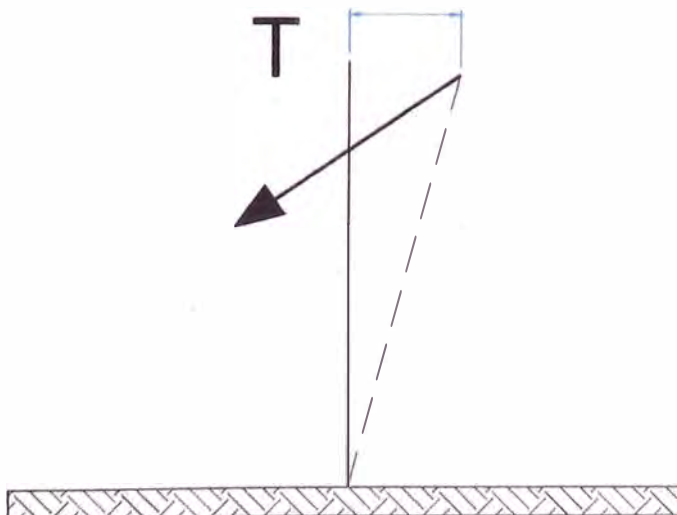
$$T_{adm} = 2 \times 2.50 \text{ Ton} = 5.00 \text{ Ton} > 4.54 \text{ Ton} \dots \text{ok}$$

Nota

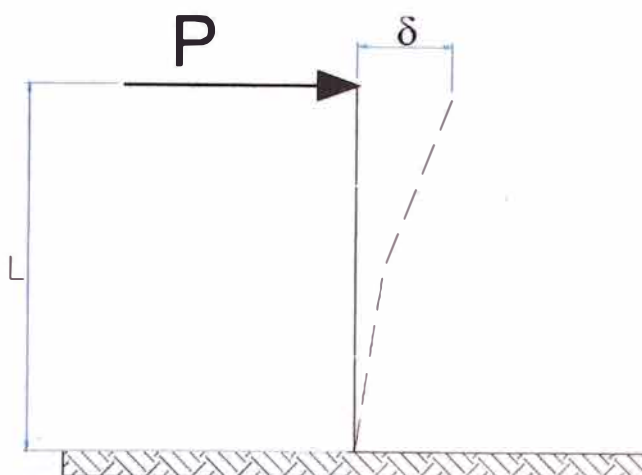
El factor de seguridad para estos cables de acuerdo al fabricante es FS=5 (Ver Anexo A).

5. VERIFICACION EN LA ETAPA DEL MONTAJE

En el proceso de montaje y alineamiento de la armadura de la columna, se espera que los cables trabajen para corregir desplazamientos máximos del orden de 1cm tal como se ve en la figura siguiente:



Sabemos que la deformación para una columna como la mostrada en el esquema siguiente es:



$$\delta = \frac{PL^3}{3EI}$$

Despejando:

$$P = \frac{3EI}{L^3} \delta$$

Donde:

- P = carga necesaria para generar δ
- δ = deformación horizontal por efecto de P.
- L = longitud de la columna
- E = módulo de elasticidad
- I = momento de inercia

Reemplazando los valores:

$$\begin{aligned} E &= 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \\ \delta &= 1 \text{ cm} \\ L &= 950 \text{ cm} \\ EI &= 56.8 \times 10^{10} \text{ Kgxc}^2 \end{aligned}$$

La constante de rigidez de la canastilla se ha obtenido asumiendo una constante de rigidez axial de los estribos igual al 50% de su rigidez real, con el propósito de considerar que el amarre entre estribos y refuerzos longitudinales no es fijo.

$$P = 1,988 \text{ kg}$$

Como:

$$P = T \cos \alpha$$

$$T = \frac{P}{\cos \alpha} = 2,272 \text{ kg} < 2,500 \text{ kg} \quad OK$$

6. DETERMINACION DEL DIAMETRO DE LA ESTACA

La estaca estará solicitada principalmente por corte.

El corte máximo ocurre para la condición en la que la armadura se voltee.

En esta situación:

$$FH = 4.54 \text{ Ton} / 2 \text{ (conservadoramente)}$$

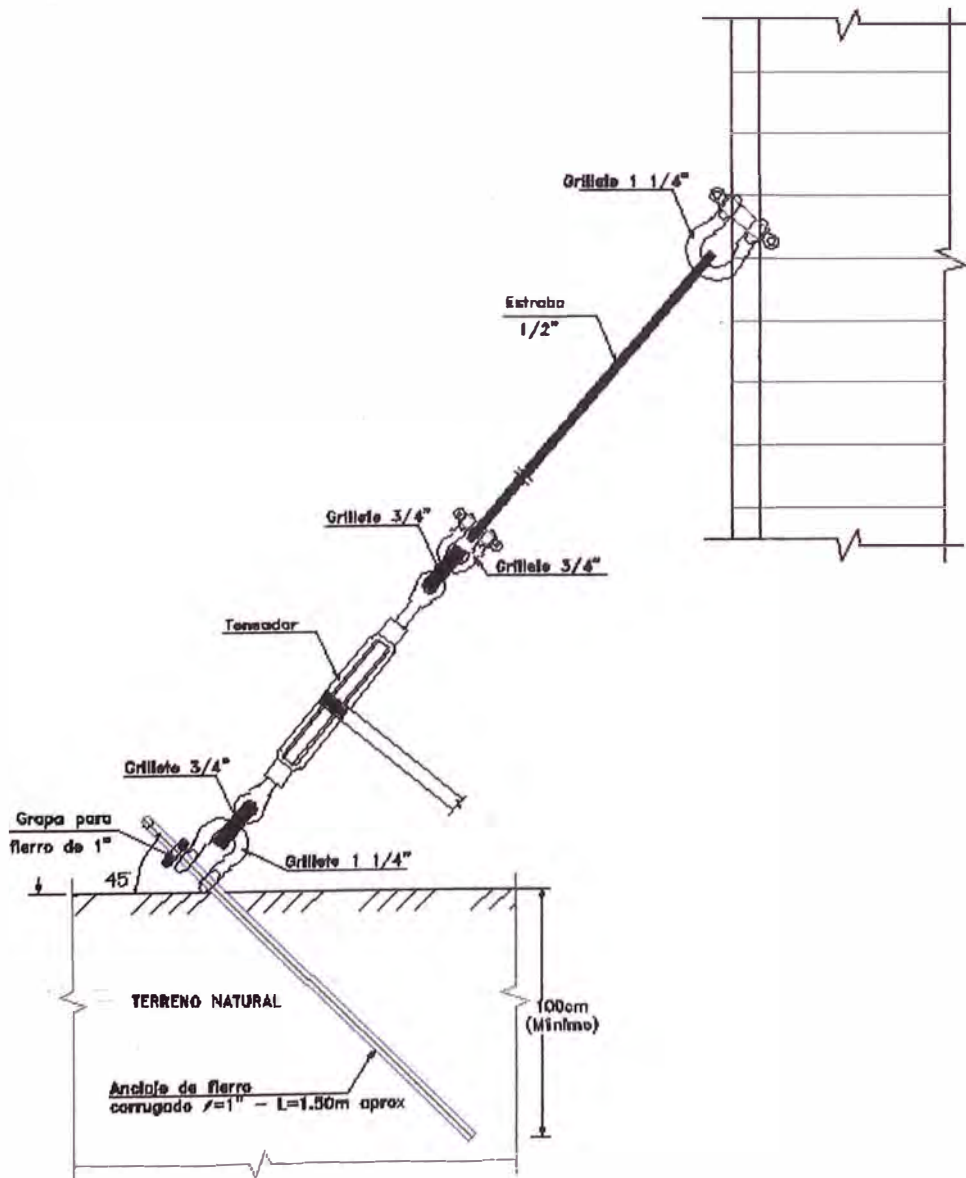
$$FH = 2.27 \text{ Ton}$$

Considerando una varilla $\phi=1"$ ($A = 5.05 \text{ cm}^2$), "barra corrugada" $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$ (A615).

Factor de reducción $\phi=0.6$

$$V = \phi x f_y x A$$

$$V = 0.6 x 4,200 x 5.05 = 12.7 \text{ Ton} > 2.27 \dots\dots\dots \text{OK}$$



ANEXO C6:
MEMORIA DE CÁLCULO
BORDES TÍPICOS

INDICE

Indice.....	1
1.0 Introducción.....	2
2.0 Materiales utilizados.....	2
3.0 Características geométricas.....	2
4.0 Diseño del anclaje del borde típico a la losa del viaducto.....	3
5.0 Diseño de borde típico.....	5
6.0 Verificación de fisuración por manipulación y montaje.....	7
7.0 Detalle del refuerzo de borde típico.....	8
8.0 Detalle del refuerzo de anclaje de borde típico a losa del viaducto....	9

1.0 Introducción

Esta memoria de cálculo tiene por finalidad presentar el diseño de las placas del borde típico para los viaductos a construir. Se presenta también el cálculo del detalle de anclaje de los bordes típicos a la losa del viaducto.

2.0 Materiales utilizados

Concreto para bordes típicos: $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Acero para armadura (malla electrosoldada): $f' y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$.

3.0 Características geométricas

Los Bordes Típicos serán en concreto armado premoldeado de 12 cm de espesor, fijados en las losas por medio del refuerzo calculado en este Documento. En la figura 1 se muestra el dimensionamiento de una pieza de borde típico.

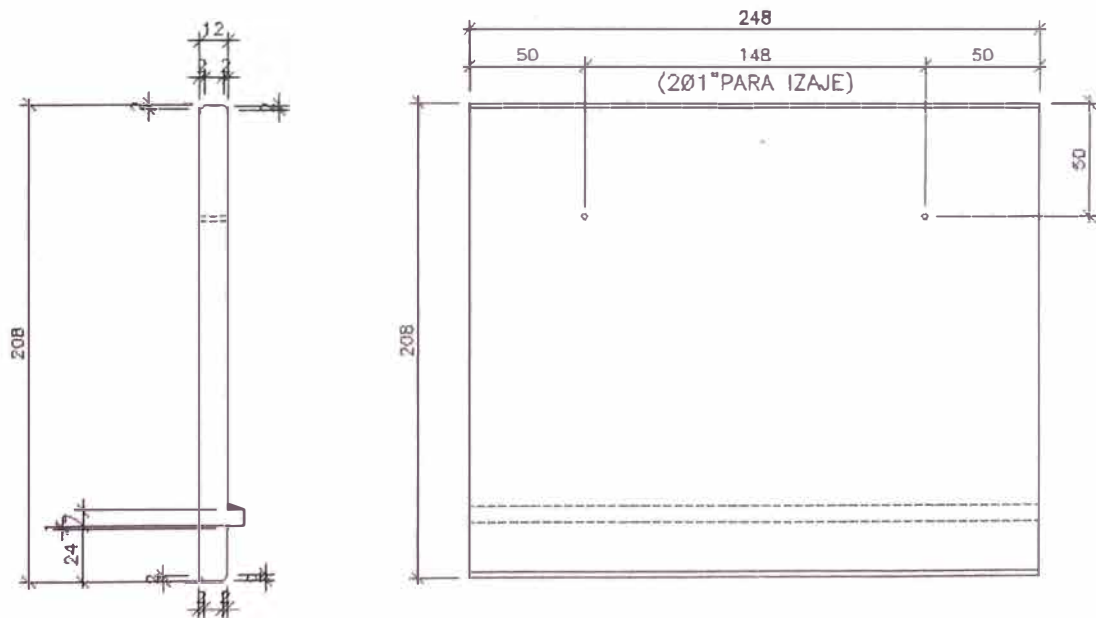
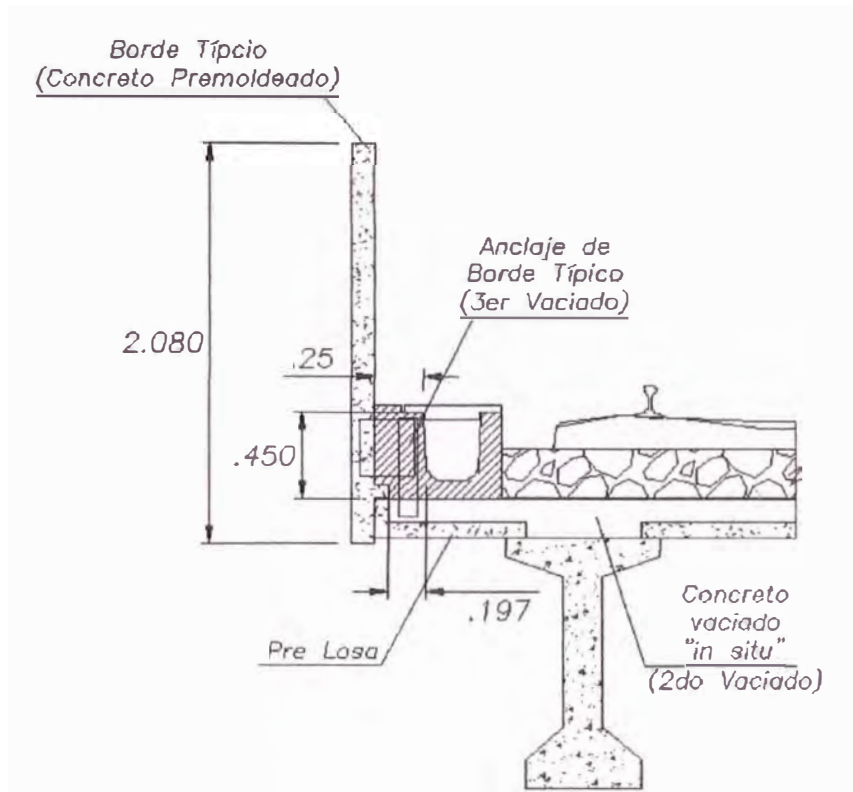


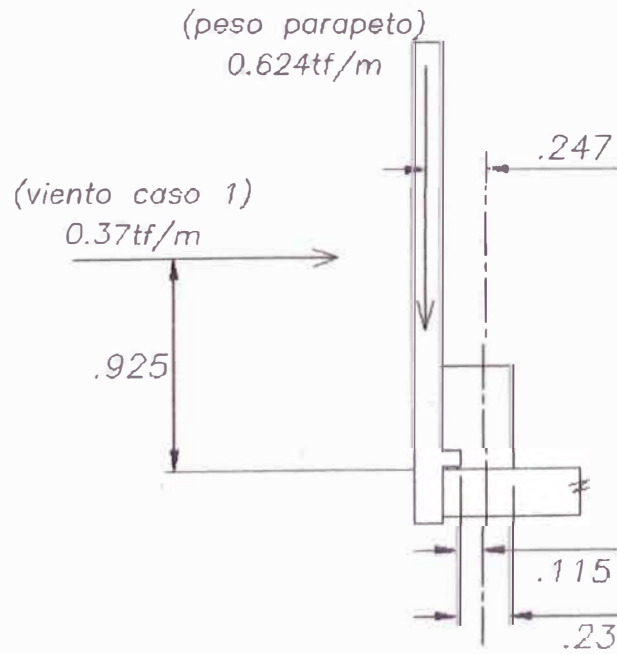
Figura 1.- Dimensiones del Borde Típico.

En la siguiente figura 2 se muestra un esquema de los refuerzos a implementarse para el anclaje del borde típico a la losa del viaducto.



4.0 Diseño del anclaje del borde típico a la losa del viaducto

Caso 1



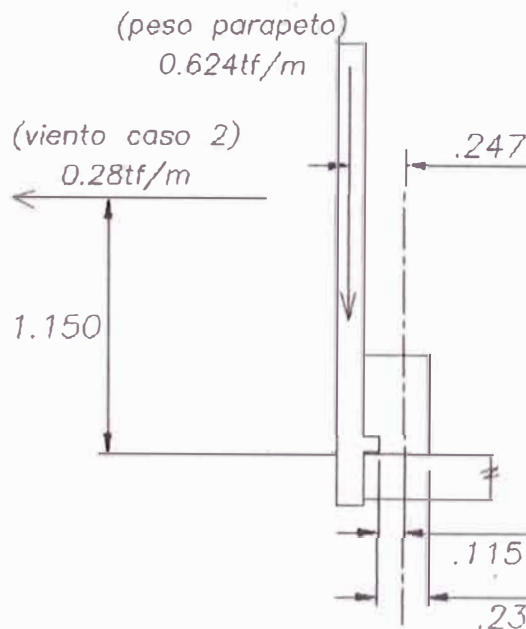
Momento último:

$$Mu = 1,1 \times (-0,90 \times 0,624 \text{ tf/m} \times 0,247 \text{ m}) = -0,153 \text{ tfm/m}$$

$$Mu = 1,1 \times (1,40 \times 0,37 \text{ tf/m} \times 0,925 \text{ m}) = 0,527 \text{ tfm/m}$$

$$Mu = 0,374 \text{ tfm/m}$$

Caso 2



Momento último:

$$Mu = 1,1 \times (-1,25 \times 0,624 \text{ tf/m} \times 0,247 \text{ m}) = -0,212 \text{ tfm/m}$$

$$Mu = 1,1 \times (-1,40 \times 0,28 \text{ tf/m} \times 1,150 \text{ m}) = -0,496 \text{ tfm/m}$$

$$Mu = -0,708 \text{ tfm/m}$$

Cálculo del área de acero

$$Mu = 0,7080 \text{ m-Ton}$$

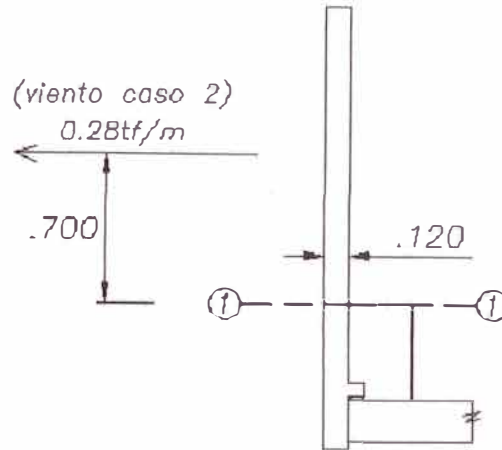
$$A_{sc} = 0,953 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 1,270 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ adop.}} = 4,640 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{Ø}3/8" @ 1,24 \text{ m})$$

5.0 Diseño de borde típico

Sección 1-1



Momento último:

$$M_u = 1,1 \times (1,40 \times 0,28 \text{tf/m} \times 0,70 \text{m}) = 0,302 \text{tfm/m}$$

Cálculo del área de acero

$$M_u = 0,3020 \text{ m-Ton}$$

$$A_{sc} = 1357 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 2.160 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ adop.}} = 3226 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (16 \text{ } \emptyset 8 \text{mm} @ 2,48 \text{m})$$

Cortante último:

$$V_u = 1,1 \times (1,40 \times 0,28 \text{tf/m}) = 0,43 \text{ tf/m}$$

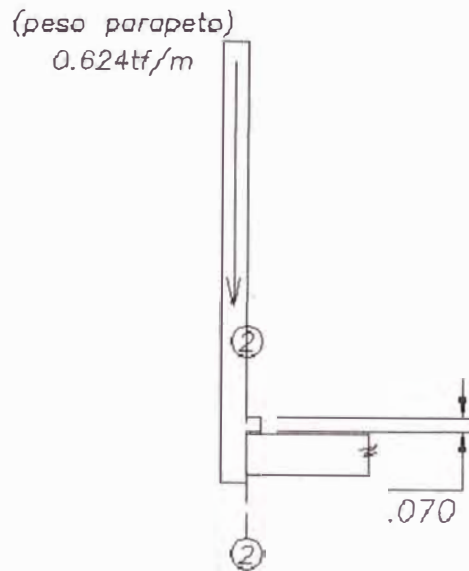
Verificación del cortante:

$$\emptyset V_c = \emptyset \times 0,083 \times \beta \times \sqrt{f_c} \times b_v \times d_v$$

$$\emptyset V_c = 0,90 \times 0,083 \times 2 \times \sqrt{28} \times 1000 \times 60$$

$$\emptyset V_c = 47,433 \text{ N/m} = 4,835 \text{ Kg/m} \gg 431 \text{ Kg/m} \dots \text{ok}$$

Sección 2-2



Cortante último:

$$Vu = 1,1 \times (1.25 \times 0,624 \text{ tf/m}) = 0,858 \text{ tf/m}$$

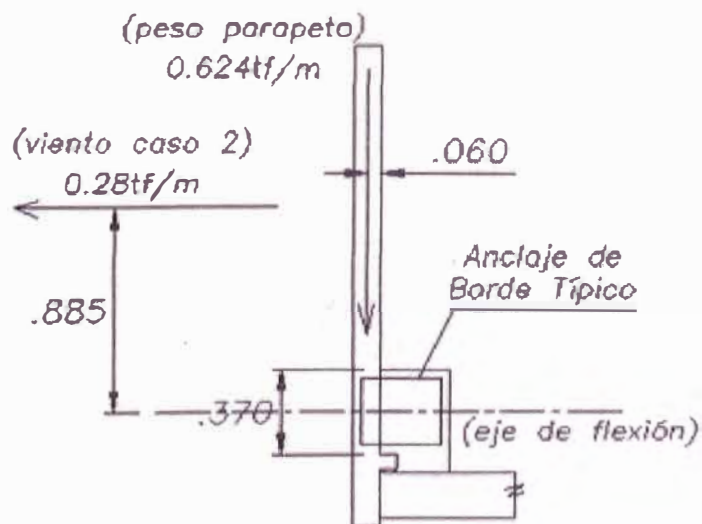
Verificación del cortante:

$$\phi V_c = \phi \times 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_v \times d_v$$

$$\phi V_c = 0.90 \times 0.083 \times 2 \times \sqrt{28} \times 1000 \times 35$$

$$\phi V_c = 27,669 \text{ N} = 2,820 \text{ Kg/m} \gg 858 \text{ Kg/m} \dots \text{ok}$$

Anclaje de borde típico



Momento último:

$$Mu = 1,1 \times (1,25 \times 0,624 \text{ tf/m} \times 0,06 \text{ m}) = 0,0515 \text{ tfm/1,20m}$$

$$Mu = 1,1 \times (1,40 \times 0,28 \text{ tf/m} \times 0,885 \text{ m}) = 0,3816 \text{ tfm/1,20m}$$

$$Mu = 0.4331 \text{ tfm/ m}$$

Cálculo del área de acero

Mu= 0,4331 m-Ton

Ascal.= 0,337 cm²/m

As mín.= 0,450 cm²/m

As adop.= 4,355 cm²/m (15 Ø3/8"@2,48m)

6.0 Verificación de fisuración por manipulación y montaje

Se considerará el caso del borde simplemente apoyado en su mayor longitud (2.48m) con apoyos a L/5 sometido a su peso propio con un factor de incremento dinámico de 1.20 por manipuleo.

Se analizará una franja de 1.00m de ancho con un carga distribuida por peso propio de 300Kg/m correspondiente al peso propio de del borde de 12cm de espesor.

$$Ms = 1.5 \times 0.16 \times w = 1.5 \times 0.16 \times 300 \text{ Kg/m} = 72 \text{ Kgxm}$$

VERIFICACIÓN DE LA FISURACIÓN (Control of Cracking) - AASHTO 2007 - Article 6.7.3.4													
DESCRIPCIÓN	M _{máx} (tf.m)	h (m)	d _{ef} (m)	β _s	Asprop. (cm ²)	b _w (m)	d (m)	κ (m)	J (m ⁴)	f _c máx (tf/m ²)	f _s máx (tf/m ²)	s (cm)	
E=120MM	0.198	0.12	0.064	2.63	3.25	1.00	0.054	0.019	0.00001	441	12609	15.0	

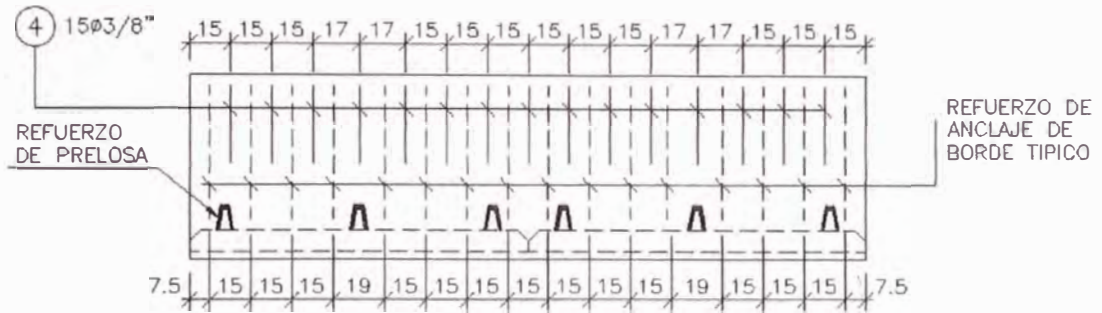
M _{max} = 1.0*Cargas Muertas+1.0*Cargas Vivas	$s < ((123000 * \gamma_c) / (b_s * f_s)) - 2 * d_c$	$\beta_s = 1 + (d_c / (0.7 * (h - d_c)))$
	$\gamma_c = \text{exposure condition (1,0 Class1 or 0,75 Class2)}$	$\gamma_c = 0.75$

Ø8mm@15cm. OK

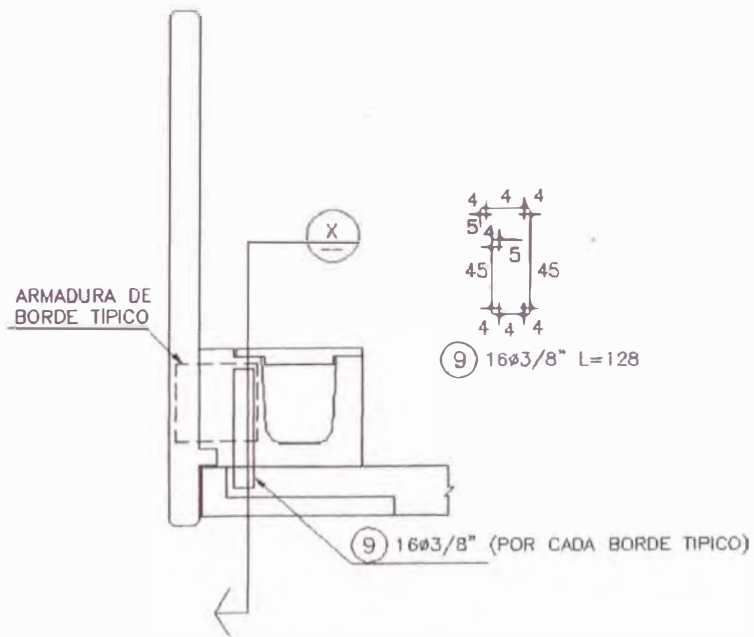
Según se muestra como resultado de la tabla; se pueden considerar varillas Ø8mm con una separación máxima de 15cm.

SECCIÓN

esc. 1:25

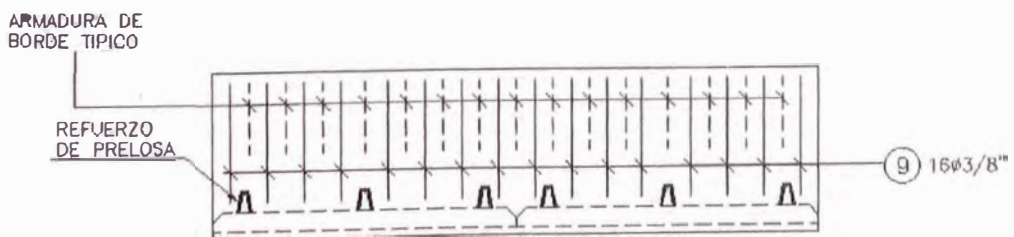


8.0 Detalle del refuerzo de anclaje de borde típico a losa del viaducto



SECCIÓN

esc. 1:25



ANEXO C7:
MEMORIA DE CÁLCULO
CANALETAS

INDICE

Indice.....	1
1.0 Introducción.....	2
2.0 Condiciones generales.....	2
3.0 Materiales.....	3
4.0 Diseño del refuerzo de las canaletas centrales.....	3
4.1 Análisis de las cargas sobre las canaletas.....	3
4.2 Momentos flectores últimos en las secciones críticas.....	5
4.3 Diseño del refuerzo en la canaleta central	6
4.4 Fuerzas cortantes últimas en la sección crítica.....	7
4.5 Resistencia del concreto sin refuerzo.....	7
4.6 Detalle del refuerzo.....	7
5.0 Diseño del refuerzo de la canaleta lateral.....	9
6.0 Diseño de la malla de refuerzo en las tapas de las canaletas.....	11
6.1 Análisis de las cargas.....	11
6.2 Momentos flectores y fuerzas cortantes últimas.....	12
6.3 Verificación del cortante.....	13
6.4 Detalle del refuerzo en tapas de canaletas.....	13

1.0 Introducción

Este memorial técnico tiene por finalidad:

- El diseño del refuerzo de la canaleta central.
- El diseño del refuerzo de la canaleta lateral.
- El diseño del refuerzo de las tapas de concreto de las canaletas.

2.0 Condiciones generales.

La ubicación de cada una de las canaletas y sus tapas se muestra en la sección transversal del tablero que se muestra en la figura 1. Las dimensiones de las secciones transversales se muestran también en la figura 2.

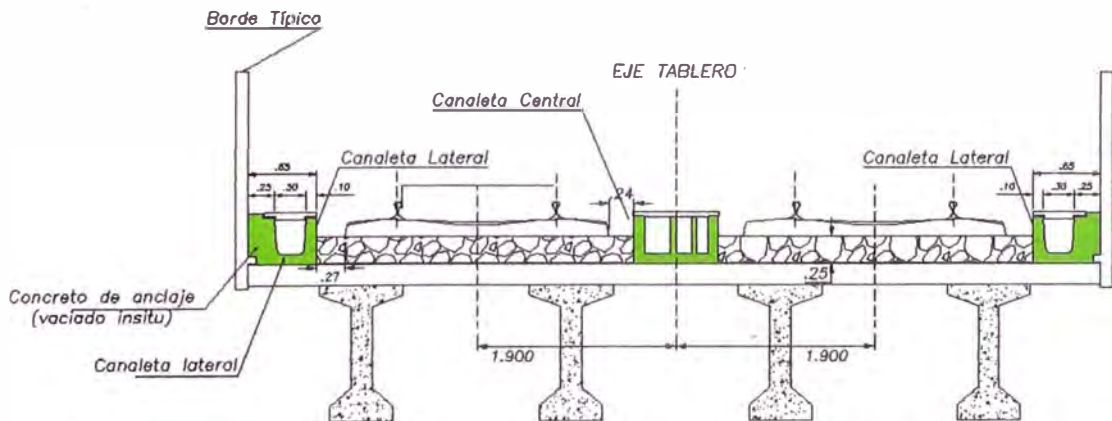


Figura 1. Ubicación de Canaletas y tapas.

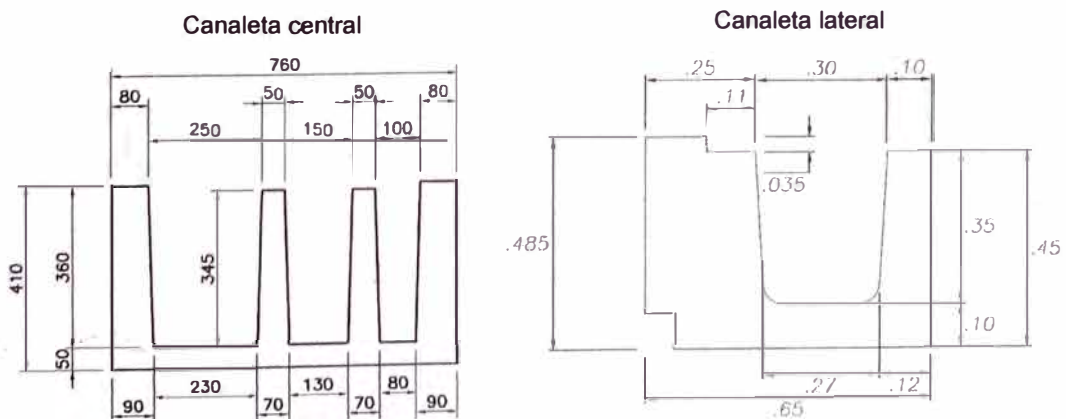


Figura 2. Secciones transversales de canaletas centrales y laterales.

3.0 Materiales

- Concreto en canaleta central $f'c = 21 \text{ MPa}$ (210 kgf/cm²).
- Concreto en canaleta lateral $f'c = 21 \text{ MPa}$ (210 kgf/cm²).
- Concreto en tapas $f'c = 21 \text{ MPa}$ (210 kgf/cm²).
- Acero de refuerzo $f_y = 420 \text{ MPa}$ (4.200 kgf/cm²).

4.0 Diseño del refuerzo de las canaletas centrales

4.1 Análisis de las cargas sobre las canaletas

Empuje lateral por peso propio del Balasto (p1)

$$p = K_a \times P.E. \times h \dots (1)$$

$$K_a = \text{coeficiente de empuje activo} = 0.33 \quad (\theta = 30^\circ)$$

$$PE = \text{pesos específico del balasto} = 2.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$h = \text{altura del balasto (variable de 0 a 0.25m)}$$

Reemplazando en (1):

$$p1 = 0.33 \times 2.25 \times h$$

$$p1 = 0.7425h \text{ ton/m}$$

Empuje lateral por carga permanente (p2)

$$W_d = 0.200 + 0.092 = 0.292 \text{ ton/m}$$

$$p2 = K_a \times W_d = 0.33 \times 0.292 = 0.10 \text{ ton/m}$$

$$p2 = 0.10 \text{ ton/m}$$

Empuje lateral por carga dinámica del tren (p3)

P=17ton (Carga estática máxima por eje transmitida por la locomotora de maniobra)

% Impacto=37.7%

De acuerdo al Informe de Criterios de Diseño y Concepción Estructural del Viaducto Elevado, documento CTEL-FFE-GEN-EST-CRD-30100, página 12: “...la Fuerza Centrífuga en los tramos de curva en planta, se considerarán fuerzas radiales horizontales, sin incremento dinámico, igual a 9% de los pesos de los ejes del tren, referentes a una aceleración no compensada máxima de 0.90m/s².”

Según esto se tiene:

$$F_{\text{centrifuga}} = 0.09 \times 17\text{ton} = 1.53\text{ton} / \text{eje}$$

Incluyendo el impacto se tiene:

$$F(L+Imp) = 1.377 \times 1.53\text{ton} = 2.11\text{ton} / \text{eje}$$

Para el cálculo de las presiones sobre las paredes de la canaleta debido a la fuerza centrífuga en curvas se utiliza el siguiente gráfico (Figura 3).

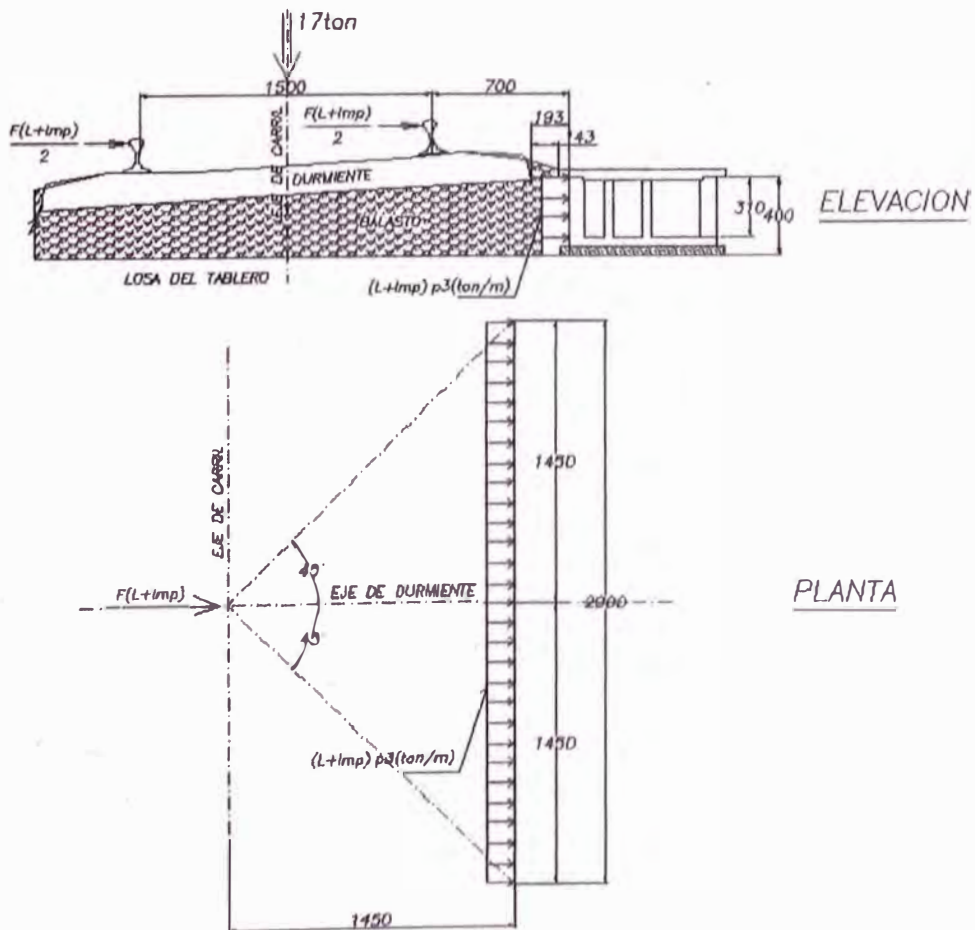


Figura 3. Gráfica de distribución de presiones sobre la canaleta por fuerza centrífuga.

Para el cálculo de las presiones sobre la canaleta se ha considerado conservadoramente que toda la fuerza centrífuga es resistida por la canaleta; eliminando el aporte de la losa que toma parte de la fuerza centrífuga a través de la fricción horizontal durmiente – balasto y balasto – losa del tablero.

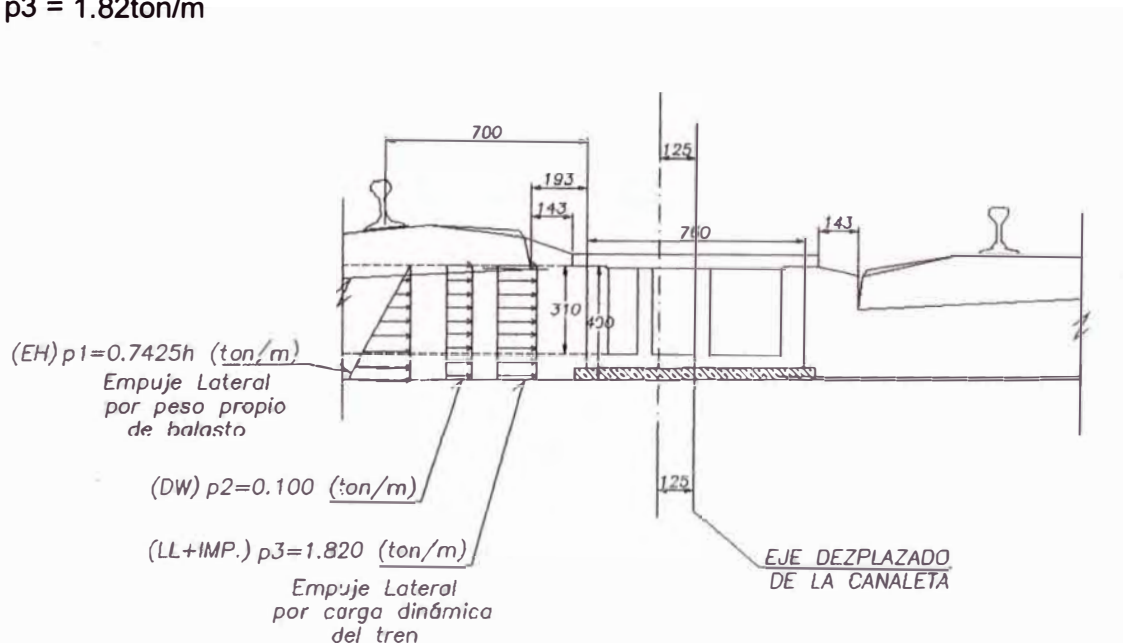
Según la Figura 3 se tiene:

$A = \text{área tributaria donde actúan las presiones} = 0.40\text{m} \times 2.90\text{m} = 1.16\text{m}^2$

$p_3 = \text{presión sobre la canaleta} = F(L+Imp.) / A = 2.11\text{ton} / 1.16\text{m}^2 = 1.82\text{ton/m}^2$

En 1m de largo de canaleta se tiene:

$p_3 = 1.82\text{ton/m}$



En el esquema se muestra la condición más crítica correspondiente a la CURVA 27 en la cual el eje de la canaleta central se encuentra desfasado 125mm y el balasto alcanza la altura total de las paredes laterales de la canaleta.

4.2 Momentos flectores últimos en las secciones críticas

Sección crítica $e=0.08\text{m}$

$$M_u = 1.5 \times F_1 \times d_1 + 1.5 \times F_2 \times d_2 + 1.75 \times F_3 \times d_3$$

$$F_1 = 0.7425 \times h^2 / 2 = 0.7425 \times 0.31^2 / 2 = 0.0357\text{ton} = 35.7\text{Kg}$$

$$d_1 = h/3 = 0.31/3 = 0.103\text{m}$$

$$F2 = 0.10 \times h = 0.10 \times 0.31 = 0.031 \text{ ton} = 31 \text{ Kg}$$

$$d2 = h/2 = 0.31/2 = 0.155 \text{ m}$$

$$F3 = 1.82 \times h = 1.82 \times 0.31 = 0.5642 \text{ ton} = 565 \text{ Kg}$$

$$d3 = h/2 = 0.31/2 = 0.155 \text{ m}$$

Reemplazando:

$$M_u = 1.5 \times 35.7 \times 0.103 + 1.5 \times 31 \times 0.155 + 1.75 \times 565 \times 0.155 = 161.35 \text{ Kgxm}$$

4.3 Diseño del refuerzo en la canaleta central

Sección crítica $e=0.08\text{m}$

Materiales

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Sección

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 4 \text{ cm}$$

Parámetros

$$C_b = 2.35$$

$$p_b = 0.021$$

$$p_{m\acute{a}x} = 0.011$$

$$R_{ub} = 35.142$$

Momento Balanceado

$$M_{ub} = 0.56 \text{ m-Tn}$$

Cálculo del área de acero

$$M_u = 0.1620 \text{ m-Ton}$$

$$\text{Refuerzo: } 6 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{varilla}} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal.} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s\text{prop}} = 1.88 \text{ cm}^2 \quad \text{Ø6mm cada 0,15m}}$$

4.4 Fuerzas cortantes últimas en la sección crítica

Sección crítica $e=0.10\text{m}$

$$V_u = 1.5 \times F_1 + 1.5 \times F_2 + 1.75 \times F_3$$

$$V_u = 1.5 \times 35.7 + 1.5 \times 31 + 1.75 \times 565$$

$$V_u = 1,089\text{Kg}$$

4.5 Resistencia del concreto sin refuerzo

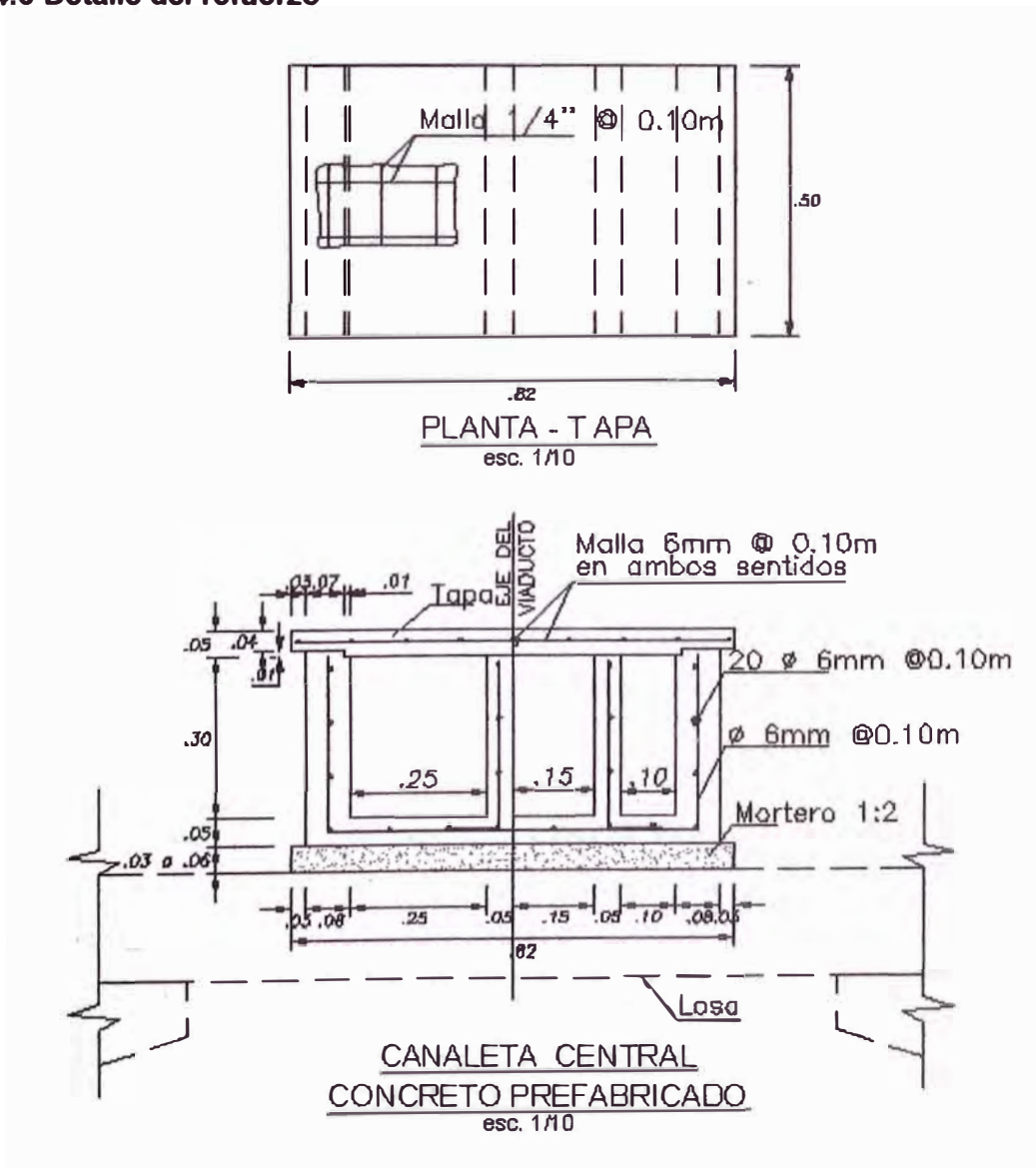
Sección crítica $e=0.10\text{m}$

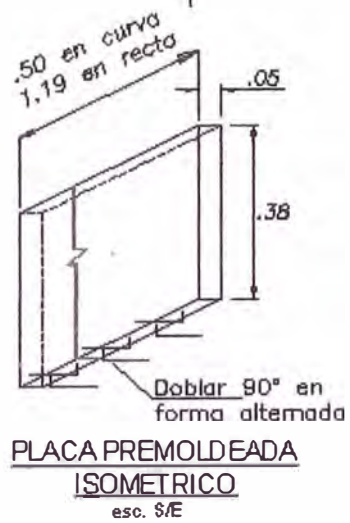
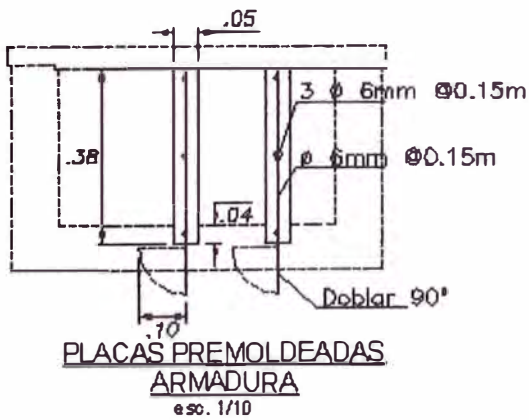
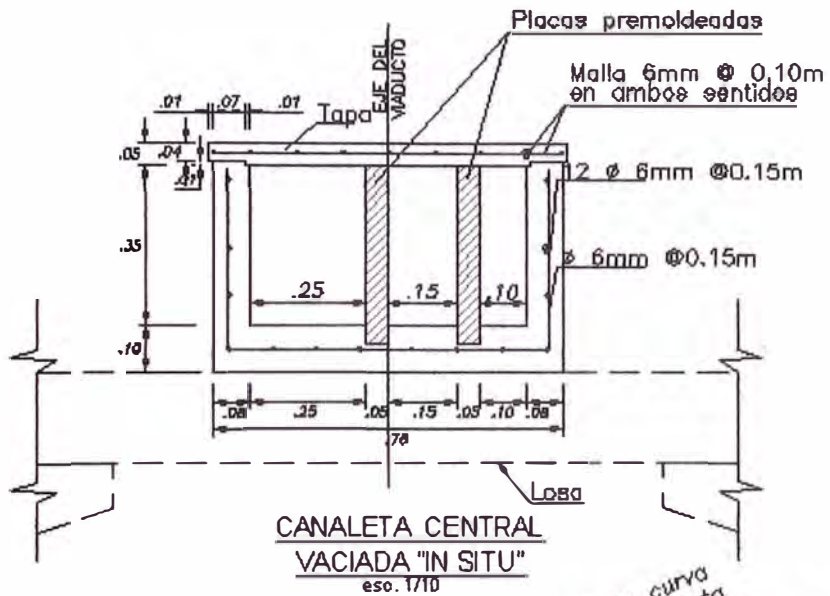
$$\phi V_c = \phi \times 0.083 \times B \times \sqrt{f_c} \times b \times v \times d_v$$

$$\phi V_c = 0.90 \times 0.083 \times 2 \times \sqrt{21} \times 1000 \times 72$$

$$\phi V_c = 49,294\text{N} = 4,929\text{Kg} \gg V_u \text{..ok;}$$

4.6 Detalle del refuerzo





5.0 Diseño del refuerzo de la canaleta lateral

Para el diseño del refuerzo de la canaleta lateral se tendrá en cuenta la carga de impacto producto del descarrilamiento del tren. Se considera como condición más crítica el descarrilamiento del tren en la curva del "Ovalo Los Cabitos" con un radio de 200m y considerando una velocidad directriz de 60Km/h.

Los resultados obtenidos serán aplicados a todo el viaducto y en este caso al tramo semiconstruido también.

Fuerza Total de Impacto

Se calcula la fuerza centrífuga desarrollada por el tren:

$$F_{cf} = m \times r \times w^2 \dots (1)$$

Donde:

$$m = \text{masa} = W/g = (11.58 \text{ ton/eje} \times 8 \text{ ejes}) / (9.81 \text{ m/seg}^2) = 9.44 \text{ ton} \times \text{seg}^2/\text{m}$$

$$r = \text{radio de giro} = 200 \text{ m}$$

$$w = \text{velocidad angular} = V/r = (60,000 \text{ m/h}) / (200 \text{ m}) = 300 \text{ rad/h} = 0.083 \text{ rad/seg}$$

Reemplazando en (1):

$$F_{cf} = (9.44 \text{ ton} \times \text{seg}^2/\text{m}) \times (200 \text{ m}) \times (0.083)^2 = 13.10 \text{ ton}$$

Factorizamos:

$$F_u = 1.75 \times 13.1 = 22.9 \text{ ton}$$

Fuerza de Impacto por unidad de longitud

Considerando 8 ejes tenemos por cada eje:

$$F_u = 22.9 / 8 = 2.86 \text{ ton}$$

Considerando un ancho tributario de 0.50m por eje:

$$F_u = 2.86 \text{ ton} / 0.50 \text{ m} = 5.72 \text{ ton/m}$$

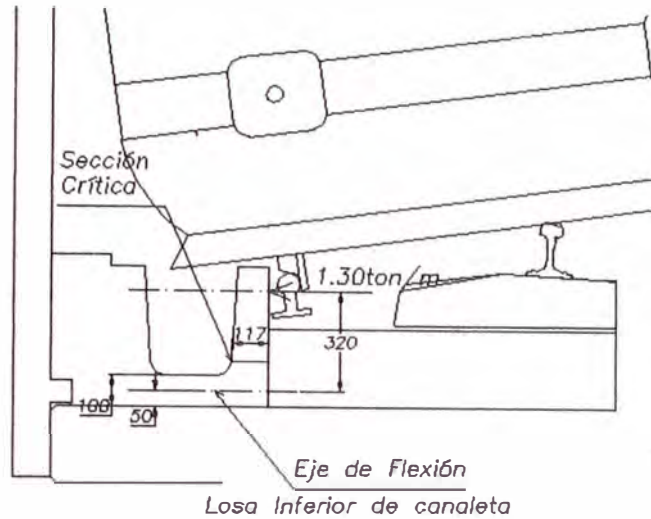


Figura 4. Esquema de fuerzas

Fuerza Cortante por unidad de longitud

$$Vu = 5.72 \text{ ton/m} = 5,720 \text{ Kg/m}$$

Verificación del cortante

$$\phi V_c = \phi \times 0.083 \times B \times \sqrt{f_c} \times b \times v \times d$$

$$\phi V_c = 0.90 \times 0.083 \times 2 \times \sqrt{21} \times 1000 \times 84$$

$$\phi V_c = 57,509 \text{ N} = 5,751 \text{ Kg/m} > Vu \dots \text{ok};$$

Momento Flector por unidad de longitud

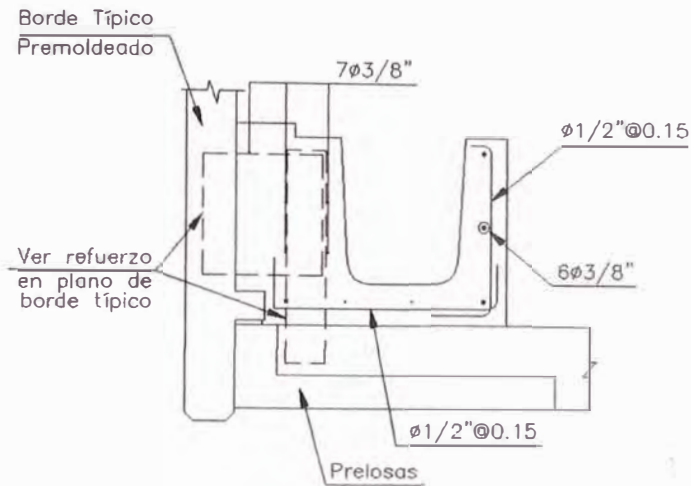
$$Mu = 5.72 \text{ ton/m} \times 0.32 \text{ m} = 1.83 \text{ tonxm} / \text{ m}$$

Diseño del refuerzo

$$A_{sc} = 7,975 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ mín.}} = 2,290 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ adop.}} = 8,470 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (1 \text{ } \phi 1/2 \text{ " @ } 0,15 \text{ m})$$



6.0 Diseño de la malla de refuerzo en las tapas de las canaletas

El diseño se basará en la tapa de la canaleta central por ser de mayor longitud entre apoyos. Los resultados se aplicarán a la losa lateral.

El diseño se realizará para un ancho de losa de 500mm, correspondiente al tamaño de los módulos prefabricados.

6.1 Análisis de las cargas

Peso Propio (DC)

$$w_{DC} = 0.07 \times 0.50 \times 2,400 = 84 \text{ Kg/m}$$

Carga Viva o Sobrecarga (LS)

(s/c=250Kg/m²)

$$w_{LS} = 0.5 \times 250 = 125 \text{ Kg/m}$$

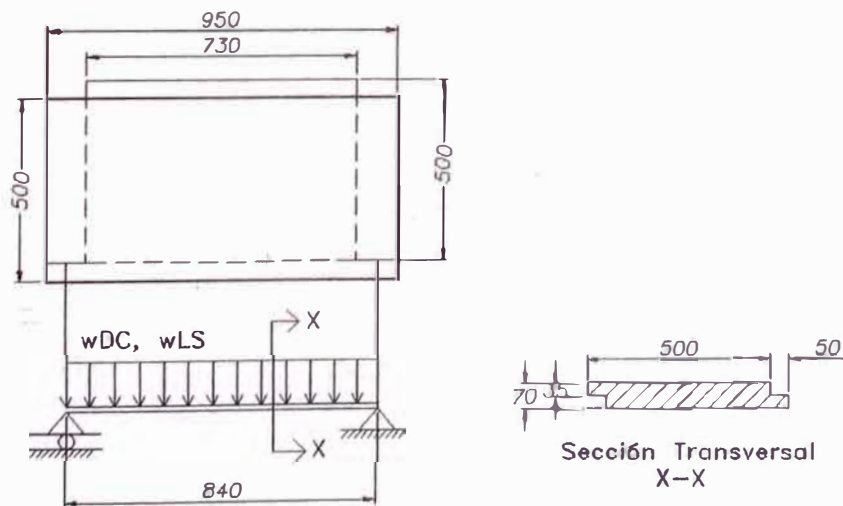
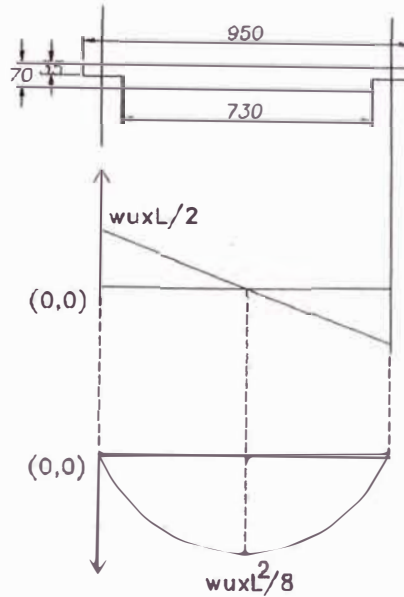


Figura 5. Modelo de viga simplemente apoyada.

6.2 Momentos flectores y fuerzas cortantes últimas



$$w_u = 1.25 \times 84 + 1.75 \times 125 = 324 \text{ Kg/m}$$

Momento Flector

$$M_u = 324 \times 0.84^2 / 8 = 28.6 \text{ Kgxm}$$

Fuerza Cortante

$$V_u = 324 \times 0.84 / 2 = 136 \text{ Kg}$$

Diseño de la malla de refuerzo

Materiales

$f'_c =$	210 Kg/cm ²
$f_y =$	4200 Kg/cm ²

Momento Balanceado

$M_{ub} =$	0,36 m-Tn
------------	-----------

Sección

$h =$	7 cm
$b =$	50 cm
$d =$	5 cm

Cálculo del área de acero

$M_u =$	0,0286 m-Ton
Refuerzo:	Ø1/4"
$A_s / \text{varilla} =$	0,32 cm ²
Ascal. =	0,169 cm²

Parámetros

$C_b =$	2,65
$p_b =$	0,021
$p_{\text{máx}} =$	0,011
$R_{ub} =$	35,142

Refuerzo mínimo

Primer Criterio

$f_r =$	291,60 Tn/m ²
$I =$	1,4292E-05 m ⁴
$c =$	0,035 m
$S =$	0,00040833 m ³
$M_{r1} =$	0,14 m-Tn
$M_{r2} =$	0,04 m-Tn
$M_r =$	0,04 m-Tn
$A_{min} =$	0,23 cm ² /m
	0,11 cm ² /0,50m

Segundo Criterio

$p_{min} =$	0,0015
$A_{smin} =$	0,53 cm ² /0,50m

Usar: 3Ø1/4"

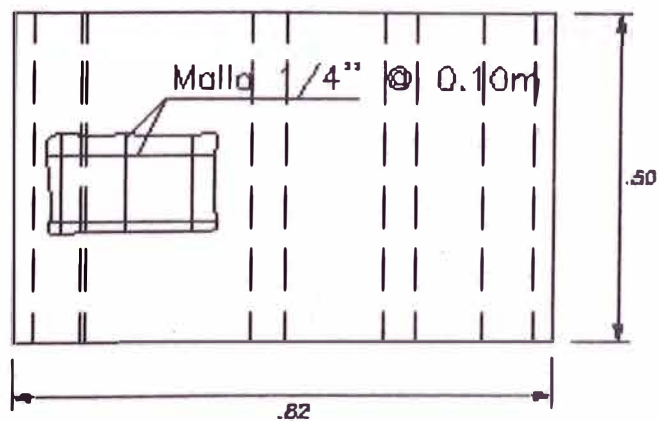
6.3 Verificación del cortante

$$\emptyset V_c = \emptyset x 0.083 x B x \sqrt{f_c} x b x d v$$

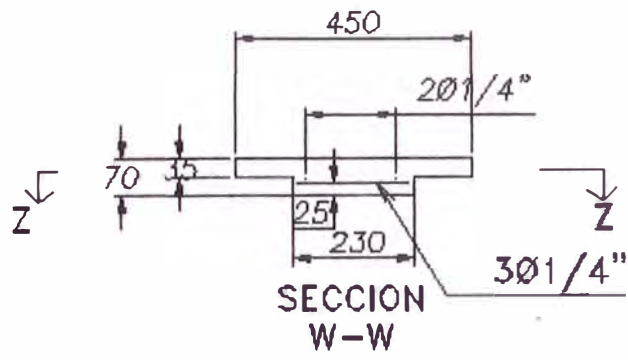
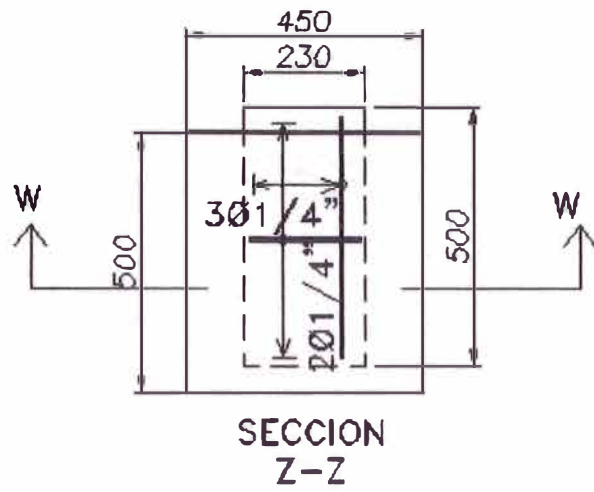
$$\emptyset V_c = 0.90 x 0.083 x 2 x \sqrt{21} x 500 x 25$$

$$\emptyset V_c = 8,558 N = 856 >>> V_u \text{..ok;}$$

6.4 Detalle del refuerzo en tapas de canaletas



Tapa Canaleta Central



Tapa Canaleta Lateral

ANEXO C8:
OTROS

D =profundidad de la viga prefabricada (mm)

ϕ =factor de resistencia por tensión en el acero.

2.9.1.3.11.5.2.2 Refuerzo de confinamiento

Para la distancia de $1.5d$ desde el extremo de las vigas, excepto en vigas cajón, el refuerzo será colocado para confinar el acero pretensado en el ala inferior. El refuerzo no será menor que la barra N°10 deformada, con espaciamiento que exceda 150mm, y formados para encerrar los ductos.

Para vigas cajón, el refuerzo transversal, será dispuesto y anclado por la extensión del estribo dentro del alma de la viga.

2.9.1.3.11.6 Ductos

2.9.1.3.11.6.1. Generalidades.

Los ductos para cables serán rígidos ó semirígidos de metal ferroso galvanizado ó polietileno ó será formado en el concreto con la parte central removible.

Los radios de curvatura de los ductos de tendones no será menor que 6000 mm, excepto en las áreas de anclaje donde 3600 mm puede ser permitido.

Ductos de polietileno no serán usados cuando el radio de curvatura o el tendón es menor que 9000 mm.

Donde los ductos de polietileno son usados y los cables están unidos, las características de unión de ductos de polietileno al concreto, así como la lechada deberán ser investigados.

Los efectos de la presión que ejerce la lechada sobre los ductos y el concreto circundante será investigado.

El máximo intervalo de apoyo para los ductos durante la construcción será indicado en los documentos de contrato.

2.9.1.3.11.6.2 Tamaño de ductos.

El diámetro interior de ductos será al menos 6 mm más grande que el diámetro nominal de una barra o tendones de strand. Para múltiples barras ó tendones de strand, el área de la sección transversal interior del ducto será al menos 2 veces el

área neta del acero de pretensado, excepto donde los tendones son colocados por el método de tracción intema, el área del ducto será al menos 2.5 veces el área neta del acero de pretensado.

El tamaño de los ductos no excederán 0.4 veces el espesor de la zona de ubicación..



2.9.1.3.11.7 Limitaciones del perfil de los cables de pretensar.

2.9.1.3.11.7.1 Confinamiento del cable

Los tendones serán colocados dentro de los estribos de acero de refuerzo en las almas, y donde sea aplicable, entre capas de acero de refuerzo transversal en alas y losas.

Los efectos de presión que ejerce la lechada en los ductos serán considerados.

2.9.1.3.11.7.2 Cables curvos

se empleará refuerzo para confinar cables curvados. El refuerzo será proporcionado de tal forma que el esfuerzo de acero en el estado límite en servicio no exceda $0.6 f_y$ y el valor asumido f_y , no exceda 400 MPa. (4080 kgf/cm²) El espaciamiento del refuerzo de confinamiento no excederá 3 veces el diámetro exterior del ducto o 600 mm.

Cuando los ductos están localizados en almas curvas o alas, se colocará un recubrimiento adicional de concreto adicional o refuerzo de confinamiento.

Cuando un cable curva en dos planos, las fuerzas en el plano y fuera del plano serán adicionadas juntas.

2.9.1.3.11.7.3 Límites de espaciamiento

La distancia entre cables pretensados, incluyendo la protección, en el extremo de un miembro con la longitud de desarrollo; para cada cable no será menor que:

- 3 veces el diámetro de los cables.
- 1.33 veces el tamaño del agregado.

La distancia entre cables en el extremo de un miembro puede ser disminuida, si se justifica con el desarrollo de ensayo de prototipo a escala natural del diseño.

La mínima distancia entre grupos de cables empaquetados no será menor que 1.33 veces el tamaño máximo del agregado ó 25 mm.

Grupos de cables de 12.7 mm de diámetro ó más pequeños pueden ser empaquetados linealmente para tocar uno más en un plano vertical. El número de cables empaquetados en cualquier otra manera no excederá de 4.

2.9.1.3.11.8 Límites del espaciamiento del refuerzo

2.9.1.3.11.8.1 Espaciamiento mínimo de barras de refuerzo.

2.9.1.3.11.8.1.1 Concreto colocado en el sitio.

Para concreto colocado en sitio, la distancia entre barras paralelas en una capa no será menor que:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ó
- 38 mm.

REGLAMENTO

7.6.6 — Paquetes de barras

7.6.6.1 — Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete para trabajar como una unidad, deben limitarse a 4 barras para cada paquete.

7.6.6.2 — Los paquetes de barras deben estar colocados dentro de estribos.

7.6.6.3 — En vigas las barras mayores a No. 36 no deben agruparse en paquetes.

7.6.6.4 — En elementos sometidos a flexión, cada una de las barras de un paquete que termina dentro del vano debe terminarse en lugares diferentes separados al menos $40d_b$.

7.6.6.5 — Cuando las limitaciones de espaciamiento y los requisitos de recubrimiento del concreto se basan en el diámetro de las barras d_b , un paquete de barras debe considerarse como una sola barra de diámetro equivalente al que se deduzca del área total de las barras del paquete.

7.6.7 — Tendones y ductos

7.6.7.1 — El espaciamiento entre el extremo y el centro de los tendones de pretensado a cada lado de un elemento no debe ser menor que $4d_b$ para torones o $5d_b$ para alambres, excepto que si la resistencia del concreto a la compresión especificada al momento del preesforzado inicial, f'_{ci} , es de 28 MPa o más, el espaciamiento mínimo, medido centro a centro, de los torones debe ser 45 mm para torones de 12.7 mm de diámetro nominal o menores, y de 50 mm para torones de 15.2 mm de diámetro nominal. Véase también 3.3.2. Se permite un espaciamiento más cercano o agrupar tendones en el sector central del vano.

7.6.7.2 — Se permite agrupar los ductos de postensado si se demuestra que el concreto puede colocarse satisfactoriamente, y se toman medidas para evitar que el acero de preesforzado rompa la separación entre ductos de postensado al tensionarlo.

7.7 — Protección de concreto para el refuerzo

COMENTARIO

R7.6.6 — Paquetes de barras

Investigaciones sobre adherencia^{7,8} indican que la terminación de barras de los paquetes debe ser escalonada. Los paquetes de barras deben atarse, amarrarse con alambre o sujetarse de alguna manera, con el fin de asegurar que permanezcan en su posición, vertical u horizontal.

La limitación de que las barras mayores a No. 36 no pueden formar paquetes en vigas o vigas principales resulta práctica para elementos del tamaño de los que se utilizan en la construcción de edificios. (“Standard Specification for Highway Bridges”^{7,9} permite paquetes de dos barras No. 43 y No. 57 en las vigas de puentes.). El cumplimiento de los requisitos para el control de agrietamiento de 10.6 efectivamente evita los paquetes de barras mayores a No. 36 utilizados como refuerzo de tracción. La frase del Reglamento “los paquetes que actúan como una unidad” pretende evitar los paquetes de más de dos barras en el mismo plano. Las formas típicas de los paquetes son: triangular, cuadrada o en forma de L para paquetes de tres o cuatro barras. Como precaución práctica, los paquetes de más de una barra colocadas en el plano de flexión no deben doblarse ni utilizarse para formar ganchos. Cuando se requieren ganchos en los extremos es preferible escalonar los ganchos individuales dentro de un paquete.

R7.6.7 — Tendones y ductos

R7.6.7.1 — El menor espaciamiento permitido en esta sección para resistencias del concreto, al momento de realizar la transferencia, de 28 MPa o más se basa en las referencias 7.10 y 7.11.

R7.6.7.2 — Cuando los ductos de postensado dentro de una viga estén colocados muy cerca verticalmente, deben tomarse precauciones para evitar que al tensionar el acero éste rompa el concreto entre los ductos. La ubicación horizontal de los ductos debe permitir la colocación adecuada del concreto. Generalmente, un espaciamiento libre de 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso, pero no menor que 25 mm ha probado ser satisfactorio. Cuando la concentración de tendones o de ductos tienda a crear un plano débil en el recubrimiento de concreto, debe proporcionarse refuerzo con el fin de controlar el agrietamiento.

R7.7 — Protección de concreto para el refuerzo

REGLAMENTO

COMENTARIO

18.18.2 — Los materiales para el mortero de inyección deben cumplir con lo especificado en 18.18.2.1 a 18.18.2.4.

18.18.2.1 — El cemento pórtland debe cumplir con los requisitos de 3.2.

18.18.2.2 — El agua debe cumplir con los requisitos de 3.4.

18.18.2.3 — Si se usa arena, esta debe cumplir con los requisitos de ASTM C144, excepto que se permite modificar la granulometría conforme sea necesario para lograr una trabajabilidad satisfactoria.

18.18.2.4 — Se permite el uso de aditivos que cumplan con lo establecido en 3.6 de los cuales se sepa que no producen efectos perjudiciales en el mortero de inyección, acero u concreto. No debe emplearse cloruro de calcio.

18.18.3 — Dosificación del mortero de inyección

18.18.3.1 — La dosificación del mortero de inyección debe basarse en una de las siguientes condiciones; (a) o (b):

(a) Los resultados de ensayos de mortero de inyección fresco y endurecido realizados antes de iniciar las operaciones de inyección; o

(b) Experiencia documentada previa con materiales y equipo similares y bajo condiciones de obra comparables.

18.18.3.2 — El cemento utilizado en la obra debe corresponder a aquél en el cual se basó la selección de la dosificación del mortero de inyección.

18.18.3.3 — El contenido de agua debe ser el mínimo necesario para el bombeo adecuado del mortero de inyección; sin embargo, la relación agua cemento no debe exceder de 0.45 en peso.

18.18.3.4 — No debe añadirse agua con el objeto de aumentar la fluidez cuando ésta haya disminuido por demora en el uso del mortero de inyección.

18.18.4 — Mezclado y bombeo del mortero de inyección

18.18.4.1 — El mortero de inyección debe mezclarse en un equipo capaz de efectuar el mezclado y agitación

materiales cementantes diferentes al cemento pórtland y por la posibilidad que algunos materiales cementantes introduzcan químicos conocidos como dañinos para los tendones como los enumerados en R18.18.2. Por lo tanto, se han mantenido en el Reglamento el cemento pórtland indicado en 18.18.1 y la relación agua-cemento indicada en 18.18.3.3.

R18.18.2 — Las limitaciones a los aditivos de 3.6 se aplican al mortero de inyección. Las sustancias conocidas como dañinas para los tendones, el mortero de inyección o el concreto son los cloruros, fluoruros, sulfatos, y nitratos. El polvo de aluminio u otros aditivos expansores, cuando estén aprobados, deben producir una expansión inconfínada del 5 al 10 por ciento. En todo tipo de construcción de estructuras se utiliza mortero de inyección de cemento puro. Sólo cuando los ductos son grandes con áreas vacías también grandes puede considerarse el uso de arena finamente gradada en el mortero de inyección.

R18.18.3 — Dosificación del mortero de inyección

El mortero de inyección dosificado de acuerdo con estos requisitos conduce, en general, a una resistencia a la compresión a 7 días, medida en cubos estándar de 50 mm, superior a los 17 MPa y a resistencias a los 28 días de aproximadamente 28 MPa. Al dosificar la mezcla de mortero de inyección, por lo general se da mayor importancia a las propiedades de manejo y colocación del mortero de inyección que la resistencia.

R18.18.4 — Mezclado y bombeo del mortero de inyección

A una temperatura ambiente de 2 °C el mortero de inyección con una temperatura mínima inicial de 16 °C puede tardar

REGLAMENTO

mecánica continua que produzca una distribución uniforme de los materiales, debe tamizarse y bombearse de tal manera que se llenen por completo los ductos.

18.18.4.2 — La temperatura de los elementos en el momento de inyección del mortero de inyección debe estar por encima de 2 °C y debe mantenerse por encima de esta temperatura hasta que los cubos de 50 mm fabricados con el mismo mortero de inyección y curados en la obra logren una resistencia mínima a la compresión de 5.5 MPa.

18.18.4.3 — La temperatura del mortero de inyección no debe ser superior a 32 °C durante el mezclado y el bombeo.

18.19 — Protección del acero de preesforzado

Las operaciones de soldadura o calentamiento en las proximidades de tendones de preesforzado deben realizarse de manera tal que el acero de preesforzado no quede expuesto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura o descargas eléctricas.

18.20 — Aplicación y medición de la fuerza de preesfuerzo

18.20.1 — La fuerza de preesforzado debe determinarse por medio de los dos métodos siguientes:

(a) La medición de la elongación del acero. La elongación requerida debe determinarse a partir de las curvas promedio carga-elongación para el acero de preesforzado usado;

(b) La medición de la fuerza del gato en un manómetro calibrado o celda de carga o por medio del uso de un dinamómetro calibrado.

Debe investigarse y corregirse la causa de cualquier diferencia en la determinación de la fuerza entre los métodos (a) y (b) que exceda del 5 por ciento en los elementos pretensados o de un 7 por ciento para las construcciones postensadas.

18.20.2 — Cuando la transferencia de fuerza desde los extremos del banco de pretensado se efectúe cortando el acero de preesforzado con soplete, los puntos de corte y

COMENTARIO

hasta 5 días para llegar a 5.5 MPa. Se sugiere una temperatura mínima de 16 °C porque es consistente con la temperatura mínima recomendada para el concreto colocado a una temperatura ambiente de 2 °C. Los morteros de inyección de fraguado rápido, cuando se aprueban, pueden requerir de períodos más cortos de protección y se deben seguir las recomendaciones de los proveedores. Los cubos de ensayo deben curarse bajo condiciones de temperatura y humedad tan parecidas como sea posible a las del mortero de inyección del elemento. Las temperaturas del mortero de inyección que excedan de 32 °C causan dificultades durante el bombeo.

R18.20 — Aplicación y medición de la fuerza de preesfuerzo

R18.20.1 — Las mediciones de elongación para elementos preesforzados deben estar de acuerdo con los procedimientos indicados en "Manual for Quality Control for Plants and Production of Precast and Prestressed Concrete Products" publicado por Precast/Prestressed Concrete Institute.^{18.33}

La sección 18.18.1 del Reglamento de 1989 se revisó para permitir una tolerancia de 7 por ciento en la fuerza del acero de preesforzado determinada por mediciones con manómetro y mediciones de elongación en estructuras postensadas. Las mediciones de elongación para una estructura postensada son afectadas por varios factores que son menos significativos, o que no existen para los elementos pretensados. La fricción a lo largo del acero de preesforzado en aplicaciones de postensados puede verse afectada en forma variable por las tolerancias de colocación y pequeñas irregularidades en el perfil del tendón debidas a la colocación del concreto. Los coeficientes de fricción entre el acero de preesforzado y el ducto también varían. El 5 por ciento de tolerancia que se ha indicado desde el Reglamento de 1963 fue propuesto por el comité 423 del ACI-ASCE en 1958.^{18.6} y reflejaba principalmente la experiencia con la producción de elementos de concreto pretensados. Puesto que los tendones de elementos pretensados habitualmente se tensionan al aire con efectos de fricción mínimos, se ha mantenido el 5 por ciento de tolerancia para dichos elementos.

estribos o zunchos.

Cada una de las barras individuales de un paquete que se interrumpa dentro de un tramo deberá terminar en secciones diferentes separadas como mínimo 40 diámetros de barra. Si las limitaciones de separación entre barras se basan en el tamaño de las barras, un paquete de barras se deberá tratar como una barra individual cuyo diámetro se obtiene a partir de la sección equivalente total.

5.10.3.2 Máxima Separación de las Barras de Armadura

A menos que se especifique lo contrario, la separación de la armadura en tabiques y losas no deberá ser mayor que 1,5 veces el espesor del elemento ó 450 mm. La máxima separación de los espirales, zunchos y armadura de contracción y temperatura deberá ser como se especifica en los Artículos 5.10.6, 5.10.7 y 5.10.8.

5.10.3.3 Mínima Separación de los Tendones y Vainas de Pretensado

5.10.3.3.1 Cables de Pretensado

La distancia entre los cables de pretensado, incluyendo aquellos en vainas, en cada extremo de un elemento dentro de la longitud de anclaje, como se especifica en el Artículo 5.11.4.2, no deberá ser menor que una distancia libre tomada como 1,33 veces el tamaño máximo de los agregados ni menor que las distancias entre centros especificadas en la Tabla 5.10.3.3.1-1.

Tabla 5.10.3.3.1-1 – Separaciones entre centros

Tamaño del cable (mm)	Separación (mm)
15,24 14,29 Especial 14,29	51
12,70 11,11 12,70 Especial	44
9,53	38

Si el comportamiento observado en ensayos a escala real realizados sobre prototipos del diseño lo justifica, se puede disminuir la distancia libre entre cables en el extremo de un elemento.

La mínima distancia libre entre grupos de cables dispuestos en paquetes no deberá ser menor que 1,33 veces el tamaño máximo de los agregados ó 25 mm.

Los cables de pretensado de un elemento se pueden

con alambres o sujetos de alguna otra manera para garantizar que las barras permanezcan en sus ubicaciones relativas, independientemente de su inclinación.

C5.10.3.3.1

La intención del requisito de mantener la separación libre dentro de la zona de transferencia es asegurar que la separación entre los cables sea suficiente para transferir adecuadamente su fuerza de pretensado al hormigón que los rodea y para reducir la concentración de tensiones alrededor de los cables en los extremos de los elementos de pretensado en el momento de soltarlos.

Con el objetivo de facilitar la colocación y compactación del hormigón, algunas jurisdicciones limitan la distancia libre entre cables de pretensado a un mínimo de dos veces el tamaño nominal del agregado.

rupar en paquetes de forma que se toquen entre sí en un plano esencialmente vertical en y entre las ubicaciones de anclaje. El número de cables dispuestos en paquetes, cualquiera sea su disposición salvo en un plano vertical, será limitado a cuatro cables por paquete.

5.10.3.3.2 Vainas de Postesado Rectas en el Plano Horizontal

A menos que en el presente documento se especifique lo contrario, la distancia libre entre vainas de postesado rectas (en curvas) deberá ser mayor o igual que 38 mm ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso. Para las instrucciones prefabricadas por segmentos en las cuales los tendones de postesado que se extienden a través de una junta entre componentes recubierta con epoxi, la separación libre entre vainas de postesado deberá ser mayor o igual que el diámetro interno de la vaina o 100 mm, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Las vainas se pueden empaquetar en grupos de no más de tres, siempre que la separación especificada para vainas individuales se mantenga entre cada vaina en la zona anclada a 900 mm o menos de los anclajes.

Excepto en las construcciones por segmentos, para los grupos de vainas dispuestas en paquetes la mínima distancia libre horizontal entre paquetes adyacentes no deberá ser menor que 100 mm. Si los grupos de vainas están ubicados en dos o más planos horizontales, un paquete no deberá contener más de dos vainas en un mismo plano horizontal.

La mínima distancia libre vertical entre paquetes deberá ser mayor o igual que 38 mm ó 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

Para las construcciones prefabricadas, la mínima distancia libre horizontal entre grupos de vainas se puede reducir a 75 mm.

5.10.3.3.3 Vainas de Postesado Curvas

La mínima distancia libre entre vainas curvas deberá ser igual a la requerida para el confinamiento de los tendones especificada en el Artículo 5.10.4.3. La separación de las vainas curvas deberá ser mayor o igual que la requerida para vainas rectas.

5.10.3.4 Máxima Separación de los Tendones y Vainas de Pretensado en Losas

Los cables de pretensado para losas prefabricadas se deberán separar de forma simétrica y uniforme, y la distancia entre los mismos no deberá ser mayor que 1,5 veces la altura compuesta total de la losa ó 450 mm.

La separación entre los centros de los tendones de postesado de las losas no deberá ser mayor que 4,0 veces la

C5.10.3.3.2

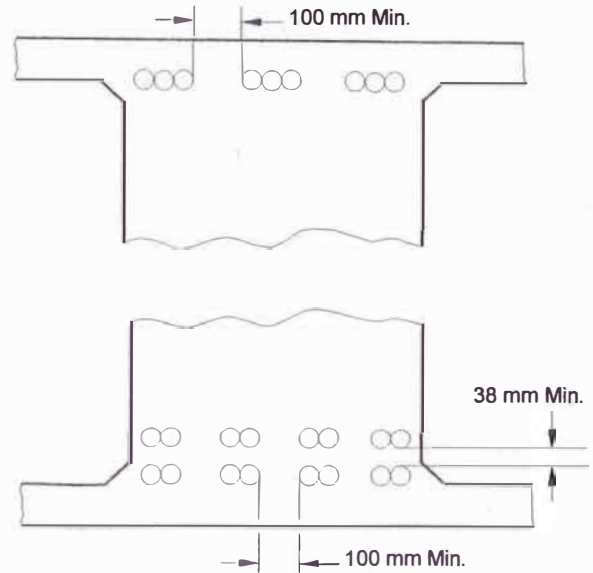


Figura C5.10.3.3.2-1 – Ejemplos de disposiciones aceptables para vainas rectas (no curvas) en el plano horizontal

C5.10.3.4

El requisito que establece que la máxima separación de las vainas de postesado transversal en las losas de tablero es

mínima altura compuesta total de la losa.

5.10.3.5 Dispositivos de Acoplamiento en los Tendones de Postesado

La documentación técnica deberá especificar que no más del 50 por ciento de los tendones de postesado longitudinal se podrán acoplar en una misma sección, y que la separación entre las secciones que contienen dispositivos de acoplamiento adyacentes no deberá ser menor que la longitud del segmento ni que dos veces la altura del segmento. Al calcular las tensiones en el momento de aplicar la fuerza de postesado, las áreas vacías alrededor de los dispositivos de acoplamiento se deberán deducir de la sección transversal bruta y el momento de inercia.

5.10.4 Confinamiento de los Tendones

5.10.4.1 Requisitos Generales

En las alas los tendones se deberán ubicar dentro de los estribos. Cuando corresponda, en las alas y losas los tendones se deberán ubicar entre capas de armadura transversal. Para las vainas ubicadas en las alas inferiores de segmentos de altura variable, se deberá proveer armadura de confinamiento nominal alrededor de la vaina en cada cara del segmento. La armadura no deberá ser menor que dos filas de horquillas No. 13 a ambos lados de cada vaina con dimensión vertical igual a la altura de la losa, menos las dimensiones del recubrimiento superior e inferior.

Se deberán considerar los efectos de la presión de inyección del mortero en las vainas.

5.10.4.2 Desviación de las Vainas de Pretensado en las Losas

A los fines del presente artículo, las vainas cuya separación entre centros sea menor que 300 mm en cualquier dirección se deberán considerar poco separadas.

Si hay vainas transversales o longitudinales poco separadas en las alas y la documentación técnica no incluye requisitos para minimizar la desviación de las vainas, las mallas de armadura superior e inferior se deberían atar con horquillas No. 13. La separación entre horquillas no deberá ser mayor que 450 mm ó 1,5 veces la altura de la losa en cada dirección.

5.10.4.3 Efectos de los Tendones Curvos

Los tendones curvos se deberán confinar mediante armadura de confinamiento. Esta armadura se deberá

igual a 4,0 veces la altura de la losa es un requisito nuevo que refleja la práctica habitual. La altura compuesta se refiere a las losas que tienen sobrecapas adherentes.

C5.10.3.5

Experiencias recogidas en Europa indican que la fuerza de pretensado disminuye localmente en la región de un dispositivo de acoplamiento. Se cree que esto se debe en parte a la mayor fluencia lenta provocada por las elevadas tensiones de compresión en la sección reducida de hormigón que provoca el acoplamiento de los tendones. No se ha observado fisuración en puentes en los cuales el número de tendones acoplados en una sección estaba limitado al 50 por ciento del número total de tendones.

C5.10.4.1

Este artículo se basa fundamentalmente en las recomendaciones de Breen y Kashima (1991).

C5.10.4.2

Las horquillas se proveen para impedir la deslaminación de la losa a lo largo del plano de las vainas de postesado.

C5.10.4.3

Los tendones curvos inducen fuerzas de desviación que son radiales respecto del tendón en el plano de curvatura del

dimensionar de manera de garantizar que la tensión en el tendón en estado límite de servicio no sea mayor que $0,6 f_y$, y el valor de f_y supuesto no deberá ser mayor que 420 MPa. La separación de la armadura de confinamiento no deberá ser mayor que 3,0 veces el diámetro exterior de la vaina ó 10 mm.

Si hay tendones en almas o alas curvas o si hay tendones alrededor y cerca de una esquina reentrante o un vacío cercano, se deberá disponer recubrimiento de hormigón adicional y/o armadura de confinamiento adicional. La distancia entre una esquina reentrante o vacío y el borde más próximo de la vaina deberá ser mayor o igual que 1,5 veces el diámetro de la vaina.

Si un tendón es curvo en dos planos, las fuerzas en el plano y fuera del plano se deberán sumar vectorialmente.

5.10.4.3.1 Solicitaciones en el Plano

Las fuerzas de desviación en el plano provocadas por el cambio de dirección de los tendones se deberá tomar como:

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R} \quad (5.10.4.3.1-1)$$

F_{u-in} = fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud del tendón (N/mm)

P_u = fuerza mayorada en el tendón, como se especifica en el Artículo 3.4.3 (N)

R = radio de curvatura del tendón en la ubicación considerada (mm)

La máxima fuerza de desviación se deberá determinar en base a la hipótesis de que todos los tendones están tesados, incluyendo los tendones provisorios.

tendón. Los tendones curvos formados por múltiples cables o alambres también inducen fuerzas fuera del plano que son perpendiculares al plano de curvatura del tendón.

En las vigas curvas se puede proveer resistencia a las fuerzas en el plano aumentando el recubrimiento de hormigón sobre la vaina, agregando armadura de confinamiento en forma de estribos o combinando ambas medidas.

No es la intención del presente artículo alentar el uso de tendones curvos cerca de esquinas reentrantes o vacíos. Siempre que sea posible se debe evitar este tipo de detalle.

C5.10.4.3.1

Las fuerzas en el plano ocurren, por ejemplo, en los tacos para anclaje o almas curvas, como se ilustra en las Figuras C1 y C2. Si no se dispone armadura adecuada, las fuerzas de desviación del tendón pueden empujar y desprender el recubrimiento de hormigón del lado interior de la curva del tendón, o bien las fuerzas de compresión no equilibradas pueden empujar y desprender el hormigón del lado externo de la curva. El hormigón puede resistir tensiones de tracción radiales pequeñas.

El factor de carga de 1,2 tomado del Artículo 3.4.3 y aplicado a la máxima fuerza de tesado de los tendones da por resultado una carga de diseño de alrededor de 96 por ciento de la resistencia última nominal del tendón. Este valor es compatible con la máxima fuerza de tesado que se puede alcanzar, la cual está limitada por el factor de eficiencia del anclaje.

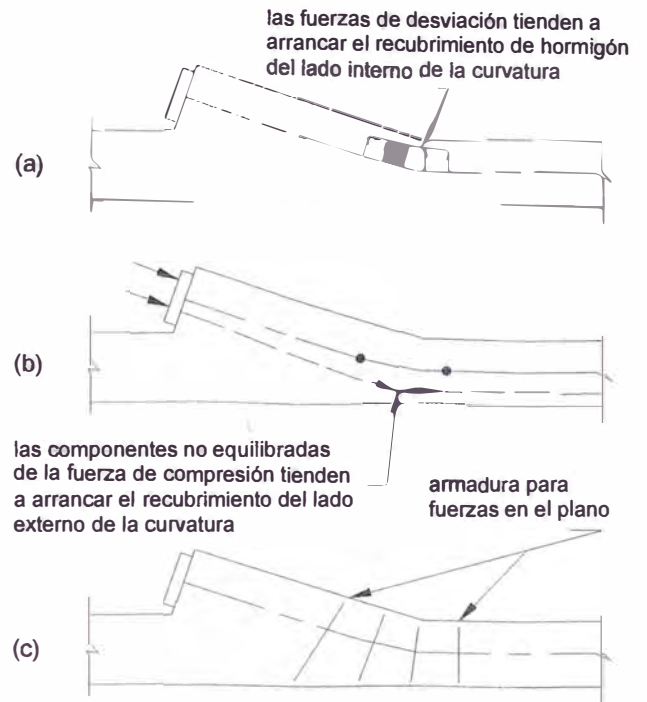


Figura C5.10.4.3.1-1 – Fuerzas en el plano en un taco para anclaje

La resistencia al corte del recubrimiento de hormigón contra el arrancamiento por las fuerzas de desviación, V_r , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.10.4.3.1-2)$$

siendo:

$$V_n = 0,33 d_c \sqrt{f_c} \quad (5.10.4.3.1-3)$$

donde:

V_n = resistencia nominal al corte de dos planos de corte por unidad de longitud (N/mm)

ϕ = factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2

d_c = mínimo recubrimiento de hormigón sobre la vaina del tendón, más un medio del diámetro de la vaina (mm)

f_{ci} = resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o pretensado (MPa)

Si la fuerza de desviación en el plano mayorada es mayor que la resistencia al corte mayorada del

En la Figura C2 se indican los dos planos de corte para los cuales la Ecuación 3 da V_n , para un solo tendón y para tendones múltiples.

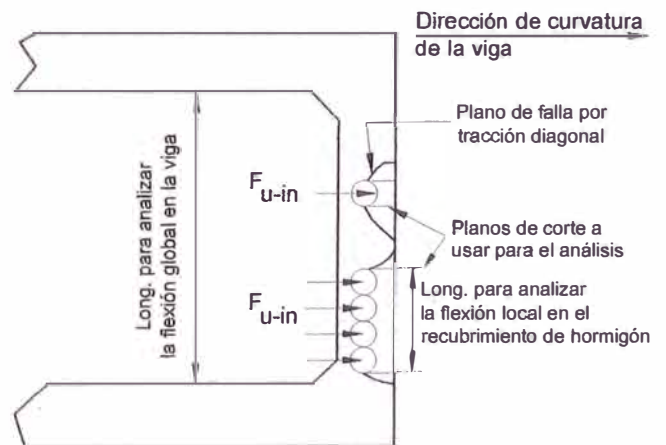


Figura C5.10.4.3.1-2 – Solicitaciones en el plano en vigas curvas provocadas por tendones curvos en el plano horizontal

recubrimiento de hormigón, según se especifica en la ecuación 2, para resistir las fuerzas de desviación en el plano. Se deberán disponer barras de fijación totalmente separadas ya sea en forma de armadura no pretensada o pretensada.

Si en una viga curva se utilizan vainas apiladas directamente, se deberá investigar la resistencia al momento del recubrimiento de hormigón, actuando en flexión.

Para las vigas curvas se deberá investigar la flexión lateral debida a las fuerzas fuera del plano.

A excepción de aquellas que cruzan aproximadamente a 90°, si hay vainas curvas ubicadas de manera que la fuerza axial de un tendón se dirige hacia otro, las vainas se deberán confinar de una de las siguientes maneras:

- Separando las vainas para asegurar una adecuada resistencia nominal al corte, como se especifica en la Ecuación 2;
- Disponiendo armadura de confinamiento para resistir la fuerza radial; o bien
- Especificando que cada una de las vainas internas sea inyectada con mortero antes de tesar la vaina exterior adyacente.

5.10.4.3.2 Solicitaciones fuera del Plano

Las sollicitaciones fuera del plano debidas a la acción de empujamiento de los cables contra la pared de la vaina se deberán estimar como:

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \quad (5.10.4.3.2-1)$$

nde:

F_{u-out} = fuerza fuera del plano por unidad de longitud del tendón (N/mm)

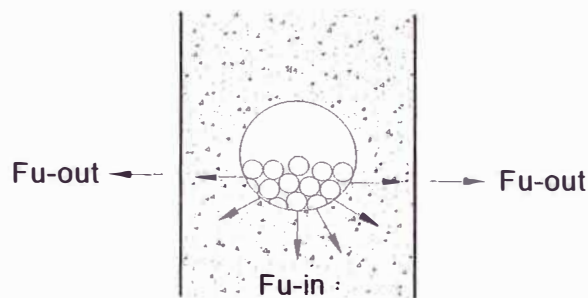
P_u = fuerza en el tendón, mayorada como se especifica en el Artículo 3.4.3 (N)

R = radio de curvatura del tendón en un plano vertical en la ubicación considerada (mm)

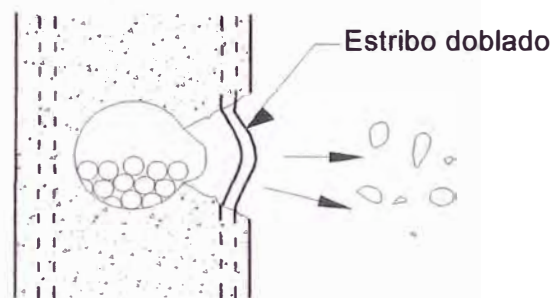
Si la resistencia al corte mayorada dada por la Ecuación 5.10.4.3.1-2 no es adecuada, se deberá disponer armadura de confinamiento localizada en todos los segmentos curvos del tendón para resistir la totalidad de las fuerzas fuera del plano, preferentemente en forma de armadura en espiral.

C5.10.4.3.2

Las fuerzas fuera del plano en tendones de postesado formados por múltiples cables se deben a la separación de los cables o alambres dentro de la vaina, como se ilustra en la Figura C1. El hormigón puede resistir pequeñas fuerzas fuera del plano mediante corte, pero la manera más efectiva de resistir las fuerzas fuera del plano es disponiendo armadura en espiral.

**TENDÓN BAJO CARGA DE TESADO**

Las grandes fuerzas radiales debidas al aplastamiento del paquete de barras inician fisuración en la proximidad de la curvatura más pronunciada

**FALLA**

Rotura de la cara lateral en el punto de curvatura más pronunciada

Figura C5.10.4.2.1-1 – Efectos de las fuerzas fuera del plano

5.10.5 Apoyo de los Tendones Externos

A menos que un análisis de vibraciones indique lo contrario, la longitud no apoyada de los tendones externos no deberá ser mayor que 7500 mm.

5.10.6 Armadura Transversal para Elementos Solicitados a Compresión

5.10.6.1 Requisitos Generales

Los requisitos del Artículo 5.10.11 también se deberán aplicar al diseño y detallado en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4.

La armadura transversal de los elementos comprimidos puede consistir ya sea en zunchos o bien en estribos cerrados.

5.10.6.2 Zunchos

La armadura transversal para todos los elementos comprimidos a excepción de las pilas deberá consistir en uno o más zunchos continuos igualmente separados de barra o alambre liso o conformado de un diámetro mínimo de 9,5 mm. La armadura se deberá disponer de manera que toda la

C5.10.6.1

El Artículo 5.10.11.2 es aplicable en Zona Sísmica 2, pero no contiene requisitos adicionales referentes a la armadura transversal de los elementos comprimidos.

Alternativa más eficiente versus rellenos convencionales.

Gran trabajabilidad, autonivelación, autocompactación, sin contracción.

Descripción:	<p>Es una mezcla de cemento, arena, agregado, agua y aditivos que posee características de gran trabajabilidad (asentamiento mayor de 8"), auto nivelación, auto compactación y sin contracción. Constituye la alternativa más eficiente a los rellenos convencionales con materiales cohesivos o granulares, pero con niveles de resistencia superiores (10 a 30 kg/cm²).</p>
Usos:	<p>El relleno fluido tiene amplia utilización en relleno de zanjas, tuberías, bases y sub - bases de pavimentos, habilitaciones urbanas, socavones mineros, etc.</p>
Tipos:	<ul style="list-style-type: none"> • En el relleno fluido se especifica: agregado fino (tamaño máximo de ½") y/o sólo arena, dependiendo de las condiciones del vaciado.
Ventajas:	<ul style="list-style-type: none"> • Fácil colocación permite reducir tiempos en comparación con los procedimientos de relleno convencionales por capas (hasta 20 veces más rápido). • No necesita compactación • No requiere curado. • Fácil de bombear. • Fácil de excavar. • No hay limitaciones en cuanto al espesor de relleno. • No es necesario hacer controles de densidad de campo. • Es autonivelante y con gran capacidad de desplazamiento longitudinal. • El producto es totalmente garantizado.
Precauciones:	<ul style="list-style-type: none"> • Este relleno no resiste abrasión severa tal como el tránsito de vehículos motorizados. • Se debe esperar entre 6 a 8 horas para usarlo como elemento portante. • Si se van a vaciar elementos encofrados, hay que tener en cuenta el incremento de presiones por la gran fluidez del relleno. • Cualquier adición de agua, cemento o aditivo en obra, alterará su diseño y puede ser perjudicial para la calidad del concreto.

TIPO DE CONCRETO	CONVENCIONAL	UNIDAD
Resistencias de especificación	10, 20, 30	Kg/cm ²
Edades de verificación de resistencia f'c	28	Días
Tamaño máximo de agregado	Huso 89 ASTM = ½	Pulgadas
Tiempo de manejabilidad desde la llegada a la obra	1.5	Horas
Asentamiento de diseño	8 " a 12 "	Pulgadas
Tiempos de fraguado inicial desde la salida de la planta	2.5	Horas
Peso Unitario	De 1,800 a 2,200	Kg/m ³

23.11.2. Datos generales de la lechada de inyección

- a) Razón agua/cemento.
- b) Cemento, indicando fabricante, tipo y categoría de resistencia.
- c) Agua de mezclado.
- d) Cuando corresponda, aditivos químicos para inyección, indicando marca, fabricante, tipo y cantidad incorporada en gramos por kilogramo de cemento.
- e) Datos sobre la elaboración de la lechada de inyección indicando: tipo de mezcladora, tiempo de mezclado antes de agregar el aditivo químico para inyección y tiempo total.

23.11.3. Datos de los ensayos previos de aptitud realizados en laboratorio y de los controles de conformidad realizados en obra

- a) Temperatura de los materiales componentes de la lechada de inyección.
- b) Temperatura de la lechada de inyección al salir por el extremo de la vaina.
- c) Fluidez de la lechada de inyección a la entrada de la bomba de inyección.
- d) Condiciones de preparación y de almacenamiento de las muestra para la determinación de la exudación, de la estabilidad volumétrica y de la resistencia a la compresión.
- f) Resultados de resistencia a la compresión, indicando las dimensiones de las probetas y su densidad.

23.12. MÉTODOS DE ENSAYO PARA DETERMINAR LA FLUIDEZ DE LA LECHADA DE INYECCIÓN

23.12.1. Cantidad de determinaciones por ensayo

En cada ensayo se deben realizar dos (2) determinaciones del **tiempo de escurrimiento** sobre muestras distintas de un mismo pastón. Se adoptará como resultado del ensayo al promedio de las dos determinaciones.

Durante la duración de los ensayos la lechada de inyección debe ser **mantenida en constante agitación**, para evitar que se formen grumos o que se produzca segregación de los materiales componentes.

23.12.2. Equipamiento necesario

- a) El **cono de fluidez** tendrá la forma de un tronco de cono recto y con las dimensiones establecidas en la Figura 23.1. **Su volumen, sin tener en cuenta las partes cilíndricas de los dos extremos, debe ser de 1700 ml ± 5 ml.** Las bases superior e inferior deben ser paralelas entre sí y perpendiculares al eje del cono. Estará construido sin costura, en material metálico no deformable y no atacable por la lechada de cemento, de un espesor igual o mayor de **5 mm**. El interior del cono debe ser liso y libre de salientes.
- b) Boquilla cilíndrica inferior de descarga, de diámetro interior igual a **12 mm ± 0,1 mm**.

- c) Aro para apoyar el cono sobre un trípode metálico rígido u otro tipo de elemento de sostén rígido. Tanto el aro como el elemento de sostén deben ser capaces de soportar firmemente y en posición vertical el cono lleno con la mezcla de inyección.
- d) Tamiz de malla cuadrada **IRAM 1,18 mm** de lado. Se colocará sobre la parte superior del cono y debe ser removible.
- e) Recipiente cilíndrico rígido con una capacidad igual o mayor que **2 l**, para la recepción de la lechada de inyección durante el ensayo.
- f) Nivel de tipo carpintero de longitud mínima igual a **200 mm**, o similar.
- g) Cronómetro, cuya menor lectura sea **0,2 s**.
- h) Probeta graduada de **1000 ml** de capacidad útil, y menor graduación de lectura igual a **0,10 ml**.
- i) Mezcladora de laboratorio con eficiencia de mezclado igual a las usadas en la obra.

23.12.3. Tareas previas a la realización del ensayo de fluidez

Se debe:

- a) Colocar el cono de fluidez, con el diámetro mayor hacia arriba, sobre el trípode metálico u otro tipo de elemento de sostén, en ambos casos rígidos.
- b) Nivelar su parte superior para asegurar su verticalidad, sujetando firmemente el cono al elemento de sostén indicado en a).
- c) Asegurar que el cono no sufrirá choques o vibraciones durante la ejecución del ensayo.
- d) Colocar el recipiente cilíndrico receptor, de una capacidad igual o mayor a **2 l**, bajo el orificio de salida de la boquilla de descarga del cono.
- d) Limpiar y humedecer ligeramente toda la superficie interior del cono, cuidando que no chorree agua.

23.12.4. Calibración del cono de fluidez

El **cono de fluidez** se debe calibrar antes de su primer uso y periódicamente de acuerdo al siguiente procedimiento:

- a) Se deben realizar las tareas previas indicadas en el artículo 23.12.3.
- b) Se cierra el orificio de salida de la boquilla de descarga del cono.
- c) Se llena con agua la boquilla de descarga hasta el nivel de la boca inferior del cono.

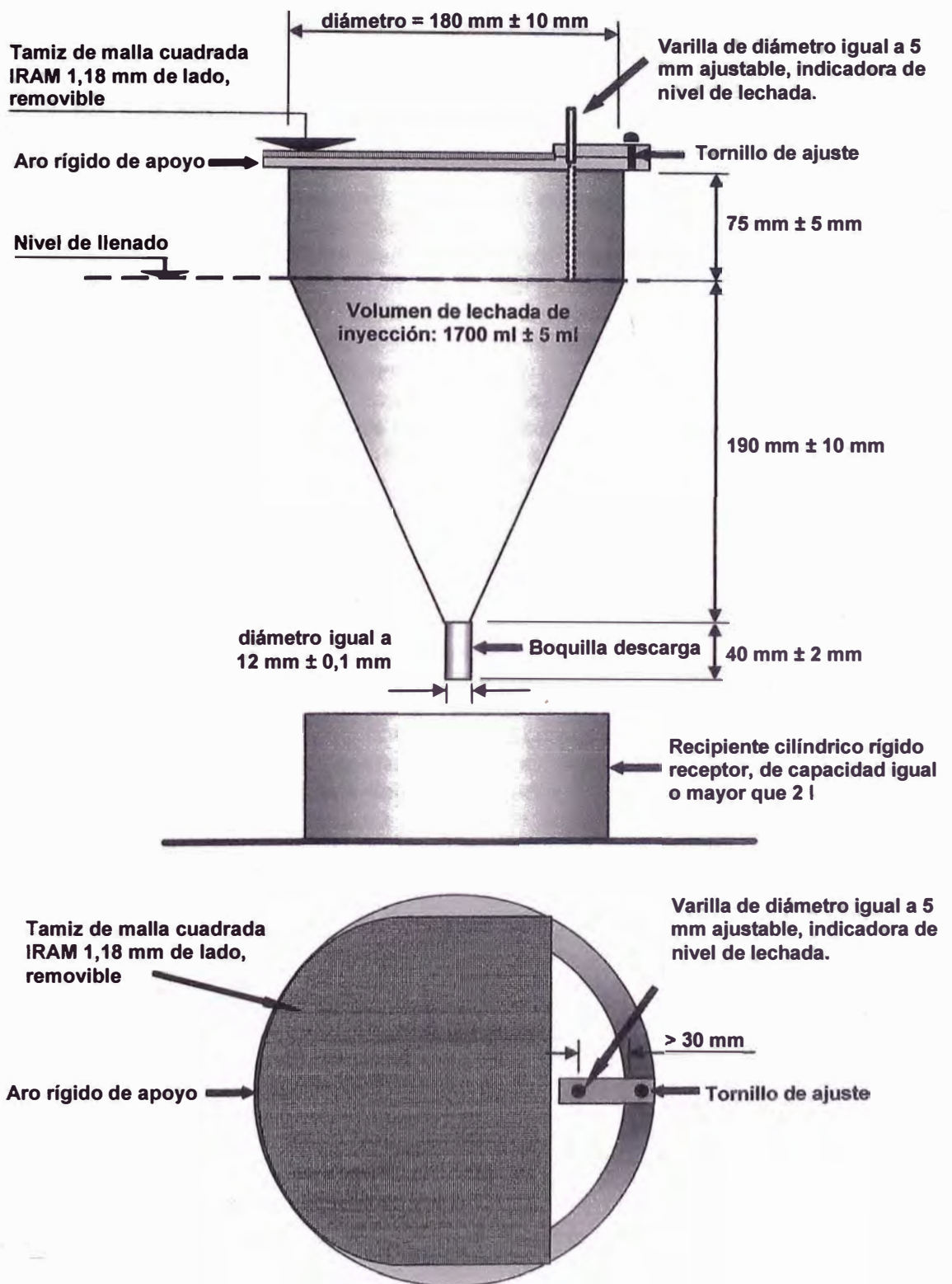


Figura 23.1. Cono de fluidez.

- d) Con la probeta graduada se agregan **1700 ml ± 5 ml** de agua, y se marca provisoriamente el nivel de llenado en el cono. Se repite la operación y se considera como nivel definitivo el valor que corresponde al promedio de las dos **(2)** determinaciones realizadas. Este nivel queda marcado por el extremo inferior de la varilla ajustable, que se encuentra en la parte superior del cono de fluidez.
- e) Se abre el orificio inferior de salida de la boquilla de descarga del cono, y al mismo tiempo se pone en marcha el cronómetro.
- f) Se mide el tiempo (en segundos), necesario para vaciar los **1700 ml** de agua en el recipiente cilíndrico receptor, con una precisión igual o menor de **0,5 s**. Se repite la operación y se toma como tiempo necesario para vaciar los **1700 ml** de agua en el recipiente cilíndrico receptor, el valor que corresponde al promedio de las dos **(2)** determinaciones realizadas.
- g) Los dos valores obtenidos d) y f) antes del primer uso con lechada de inyección, servirán como base para las calibraciones posteriores, por lo que deben quedar indicados en el cono de manera visible e indeleble.

23.12.5. Procedimiento de ensayo

- a) Se prepara la cantidad de lechada de inyección según el artículo 23.3.8.
- b) De ser necesario se realiza la calibración del cono de fluidez según el artículo 23.12.4.
- c) Se realizan las tareas previas indicadas en el artículo 23.12.3.
- d) Se coloca el tamiz de malla cuadrada IRAM 1,18 mm de lado sobre la parte superior del cono.
- e) Se cierra el orificio inferior de salida de la boquilla del cono.
- f) Se vierte la lechada de inyección sobre el tamiz, evitando la formación de burbujas de aire en la lechada, hasta llegar a la marca indicada por la parte inferior de la varilla ajustable indicadora de nivel de llenado, (ver la Figura 23.1).
- g) Se abre el orificio inferior de boquilla de descarga del cono, y al mismo tiempo se pone en marcha el cronómetro.
- h) Se mide el tiempo, (en segundos), necesario para vaciar los **1700 ml** de lechada en el recipiente cilíndrico receptor, con una precisión igual o menor de **0,5 s**.
- i) Se registra si hay presencia de grumos en el tamiz.

23.12.6. Valores de ensayo a registrar

- a) En cada ensayo se deben registrar los valores del tiempo de escurrimiento de las dos determinaciones y su promedio que constituye el resultado del ensayo.

23.13. MÉTODOS DE ENSAYO PARA DETERMINAR LA EXUDACIÓN DE LA LECHADA DE INYECCIÓN

23.13.1. Cantidad de determinaciones por ensayo

Se debe realizar una **(1)** determinación de exudación por ensayo.

23.13.2. Equipamiento necesario

- Un (1) recipiente cilíndrico transparente, de aproximadamente **100 mm** de diámetro y **120 mm** de altura, cuyas dimensiones y sus tolerancias constan en la Figura 23.2.
- Nivel de tipo carpintero de longitud mínima igual a **200 mm**, o similar.

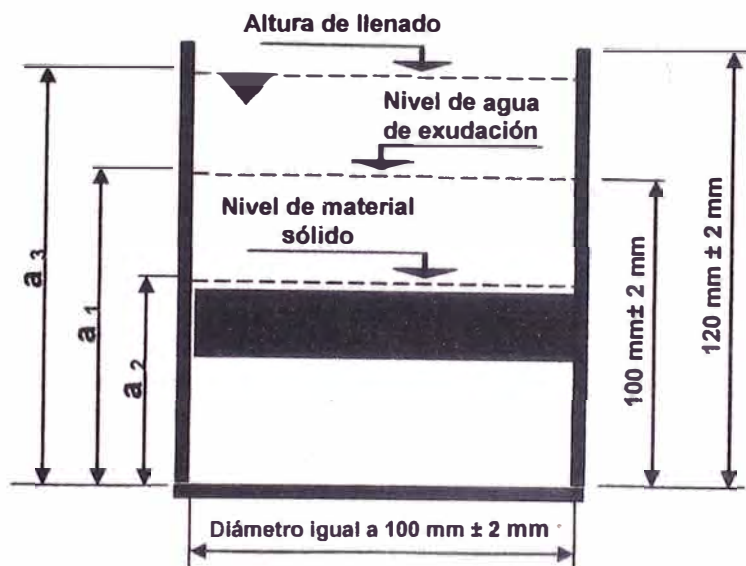


Figura 23.2. Esquema del recipiente cilíndrico transparente para determinar la exudación de la lechada de inyección.

23.13.3. Procedimiento de ensayo

- Se utiliza la misma lechada de inyección que se elaboró de acuerdo con el artículo 23.3.8., para realizar el ensayo de fluidez.
- Se coloca el recipiente sobre una superficie lisa y nivelada. Se nivela la parte superior del recipiente para asegurar su verticalidad, y se asegura que no sufrirá choques o vibraciones durante la ejecución del ensayo.
- Se vierte la lechada de inyección en el recipiente cilíndrico transparente hasta alcanzar una altura de **100 mm ± 2 mm**.
- Se registra la altura de la lechada de inyección (a_1) sin tener en cuenta el menisco.
- Se tapa el recipiente con un paño húmedo, y se lo mantiene permanentemente tapado con el paño humedecido durante **24 horas**, para evitar la pérdida de agua por evaporación.
- Después de transcurridas **3 horas** de iniciado el ensayo, se saca el paño húmedo y se miden desde el fondo del recipiente las alturas correspondientes al nivel de agua de exudación (a_3) y al nivel de material sólido (a_2). Finalizadas las mediciones se vuelve a tapar el recipiente con el paño húmedo.

- g) Se calcula la exudación de agua de la lechada de inyección, usando la siguiente expresión:

$$E_x (\%) = \frac{a_3 - a_2}{a_1} 100$$

- h) El agua exudada se debe reabsorber totalmente después de transcurridas **24 horas** de iniciado el ensayo.

23.13.4. Valores de ensayo a registrar

- Se debe registrar la altura inicial de la lechada de inyección (a_1) sin tener en cuenta el menisco, las alturas correspondientes al nivel de agua de exudación (a_3) y al nivel de material sólido (a_2), después de transcurridas **3 horas**.
- La exudación del agua de la lechada de inyección, expresada en % .
- Cantidad de horas en que el agua exudada se reabsorbió totalmente.

23.14. MÉTODOS DE ENSAYO PARA DETERMINAR LA VARIACIÓN DE VOLUMEN DE LA LECHADA DE INYECCIÓN

23.14.1. Cantidad de probetas por ensayo

Se debe considerar como resultado de un **(1)** ensayo al promedio de las variaciones de volumen obtenidos sobre tres **(3)** probetas de un mismo pastón.

23.14.2. Equipos

- Tres **(3)** recipientes cilíndricos transparentes, de aproximadamente **100 mm** de diámetro y **120 mm** de altura, cuyas dimensiones y sus tolerancias se indican en la Figura 23.3.
- Tres **(3)** placas transparentes de referencia de un diámetro aproximado de **98 mm** y de una masa de **10 g**, para colocar en cada uno de los recipientes, sobre la lechada de inyección. Sus dimensiones y sus tolerancias se indican en la Figura 23.3.
- Nivel de tipo carpintero con longitud mínima de **200 mm**, o similar.

23.14.3. Procedimiento de ensayo

- Se usa la misma lechada de inyección que se elaboró de acuerdo con el artículo 23.8.3., para realizar el ensayo de fluidez.
- Se colocan los tres **(3)** recipientes sobre una superficie lisa y nivelada. Se nivela la parte superior de los recipientes para asegurar su verticalidad, y se asegura que no sufrirán choques o vibraciones durante la ejecución del ensayo.
- Se vierte la lechada de inyección en el recipiente cilíndrico transparente hasta alcanzar una altura de **100 mm ± 2 mm**.

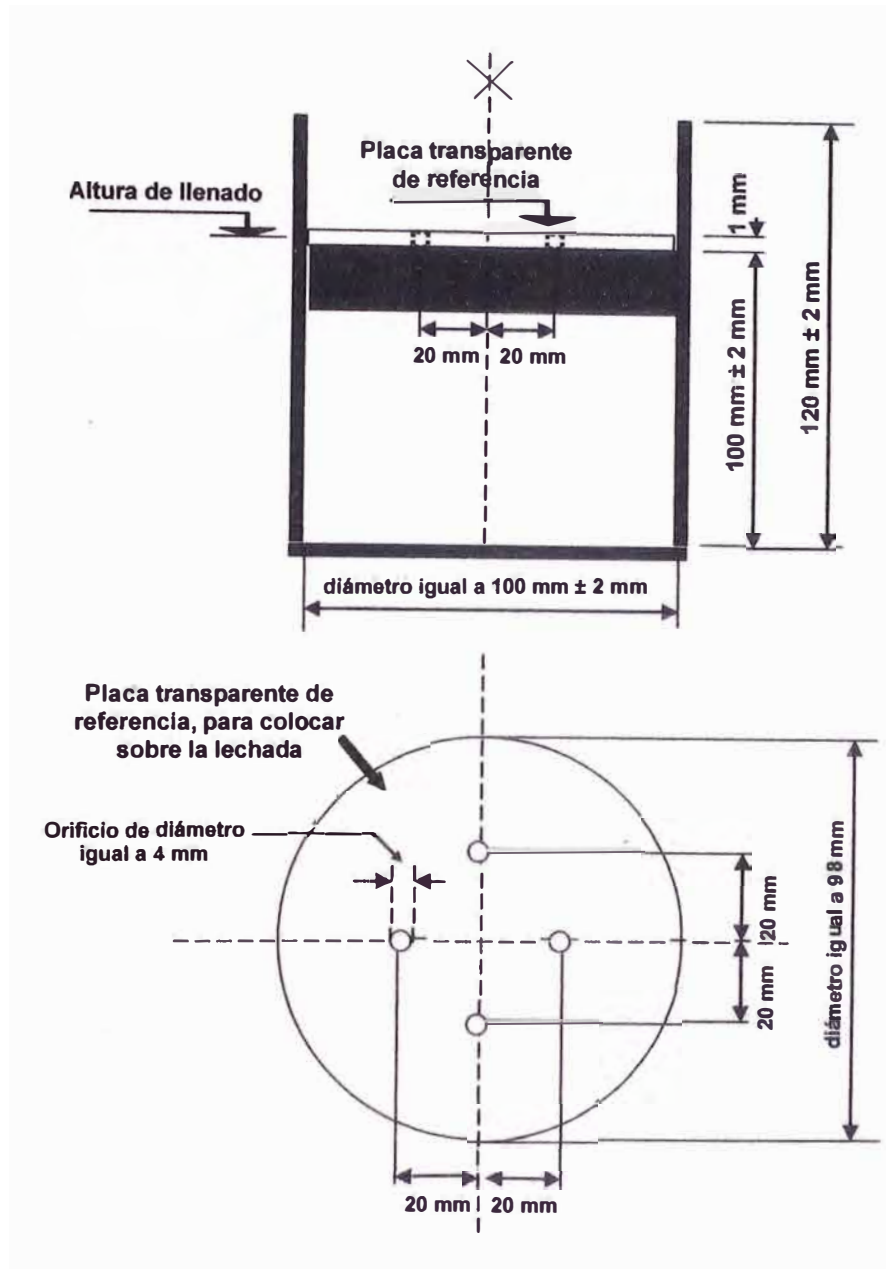


Figura 23.3. Recipiente cilíndrico transparente para determinar la estabilidad volumétrica de la lechada de inyección.

- d) Inmediatamente después de que se llenaron los recipientes se coloca en cada uno la placa transparente de referencia sobre la lechada de inyección.
- e) Se mide la distancia entre la placa transparente de referencia y el borde del recipiente, en al menos seis (6) puntos diferentes, marcando en el recipiente la ubicación de los mismos. Se calcula el promedio de las seis (6) lecturas y este valor se lo adopta como medida inicial (h_1).
- f) Se tapa el recipiente con un paño húmedo y se lo mantiene en esas condiciones durante **24 horas**, para evitar la pérdida de agua de exudación por evaporación.

- g) Después de transcurridas **24 horas** se destapa cada recipiente y se mide la distancia entre la placa transparente de referencia y el borde del recipiente, en los mismos seis (**6**) puntos en que se realizó la medición inicial. Se calcula el promedio de las seis (**6**) lecturas, y este valor se lo adopta como medida final (h_f).
- h) Se calcula la variación de volumen (ΔV) de la lechada de inyección, de cada recipiente, en % , con una precisión de **0,1 %**, usando la siguiente expresión:

$$\Delta V (\%) = \frac{h_f - h_i}{h_i} \cdot 100$$

- i) La variación de volumen de la lechada de inyección, en % , se obtiene como promedio de las tres (**3**) determinaciones individuales.

23.14.4. Valores de ensayo a registrar

- a) Las seis (**6**) distancias medidas entre la placa transparente de referencia y el borde del recipiente inicial, y su promedio.
- b) Las seis (**6**) distancias medidas entre la placa transparente de referencia y el borde del recipiente después de transcurridas **24 horas**, y su promedio.
- c) Las variaciones de volumen individuales.
- d) La variación de volumen promedio.

23.15. MÉTODOS DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE FRAGUADO DE LA LECHADA DE INYECCIÓN

Para determinar el **tiempo de fraguado** de la lechada de inyección se usará la técnica especificada en la **norma IRAM 1619**, excepto en lo que hace a los apartados G2, G3 y G4, los cuales se modifican de la siguiente manera:

- a) **G2 y G3 - Condiciones ambientales.** El ensayo de tiempo de fraguado se realizará en las condiciones ambientales en que se ejecutará en obra la inyección de las vainas.
- b) **G4 - Preparación de la lechada.** La mezcla de inyección se preparará con materiales representativos de los que se usarán en obra, en un todo de acuerdo a lo especificado en el artículo 23.8.3.

23.16. MÉTODOS DE ENSAYO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA LECHADA DE INYECCIÓN

23.16.1. Resistencia a compresión

La resistencia a compresión de la lechada de inyección se determinará a la edad de **28 días** sobre probetas cilíndricas de **100 mm** de diámetro y **80 mm** de altura. Las probetas serán curadas hasta el momento de su ensayo, en una pileta con una solución saturada de hidróxido de calcio a **23 °C ± 2 °C**, y ensayadas a compresión según norma IRAM 1546.

Una vez finalizado el **ensayo de variación de volumen**, se recuperarán las tres **(3)** probetas cilíndricas, las cuales se usarán para ser ensayadas a compresión, previamente a su acondicionamiento según el artículo 23.16.4.

23.16.2. Cantidad de probetas por ensayo

A los fines de este Reglamento se considera como **un (1) ensayo** al valor que se obtiene como promedio de los resultados de resistencia a compresión obtenidos de tres **(3)** probetas moldeadas con lechada de un mismo pastón.

23.16.3. Equipamiento necesario

- a) Prensa para ensayo a compresión, que cumpla con la norma IRAM 1546.
- b) Máquina cortadora, provista de disco con corona de diamantes de un diámetro tal que permita aserrar las probetas en un solo corte. La máquina debe poseer un dispositivo que permita sujetar firmemente las probetas formando un ángulo de **90°** entre el eje longitudinal de las mismas y el disco de corte.

23.16.4. Procedimiento de ensayo

- a) Después de finalizar las mediciones para el ensayo de variación de volumen, de acuerdo con el artículo 23.14., las tres **(3)** probetas cilíndricas se deben conservar en una pileta con una solución saturada de hidróxido de calcio a **23 °C ± 2 °C**, hasta el momento de su acondicionamiento para su ensayo a compresión.
- b) Inmediatamente antes de ser ensayadas a compresión, se retirarán del agua y se desmoldarán en forma cuidadosa, marcando con una flecha en su lateral la superficie extrema que corresponde a la parte superior del recipiente cilíndrico.
- c) Una vez desmoldadas, se procederá a cortar el extremo superior del cilindro para obtener una probeta de ensayo de 80 mm de altura. Se debe cuidar que las superficies extremas de las probetas sean paralelas y formen un ángulo de **90°** con su eje longitudinal.
- d) Se ensayan a rotura por compresión según la norma IRAM 1546, expresando su resultado en MPa.
- e) Se calcula la resistencia a compresión de la lechada de inyección, como el promedio de los valores individuales obtenidos en las tres **(3)** probetas.

23.16.5. Valores de ensayo a registrar

- a) Dimensiones y masa unitaria de cada una de las probetas.
- b) Resistencia a compresión obtenida en cada una de las probetas, expresada en MPa.
- c) Resistencia promedio a compresión, de los tres **(3)** resultados individuales, expresada en MPa.

23.17. MÉTODOS PARA DETERMINAR LAS TEMPERATURAS AMBIENTE DE LA LECHADA DE INYECCIÓN Y DE LA ESTRUCTURA

23.17.1. Equipamiento necesario

- a) Un termómetro de vidrio o un termómetro digital de aguja, para medir la temperatura del ambiente y de la lechada.
- b) Un termómetro de contacto o termocupla, para medir la temperatura de la estructura.

Estos elementos deben permitir medir la temperatura entre **- 10 °C y 100 °C**, con una precisión de **0,5 °C**.

23.17.2. La temperatura de la lechada de inyección se debe medir en la batea del equipo mezclador, una vez finalizado su mezclado.

23.17.3. La temperatura del ambiente se medirá a la sombra y lejos de toda fuente artificial de calor, en el lugar de la obra en que se ejecutará la inyección de las vainas.

23.17.4. La temperatura de la estructura se puede medir con un termómetro de contacto o con termocuplas especialmente colocadas en la masa del hormigón durante su hormigonado, o por cualquier otro método que garantice medir la temperatura con una precisión de **± 1 °C**.

Encofrado ENKOFORM H-120



El sistema sirve de soporte para dar forma a las distintas secciones que presentan los tableros de puentes, pasos superiores e inferiores, e incluso para otras aplicaciones similares donde el sistema pueda ser fácilmente adaptado.



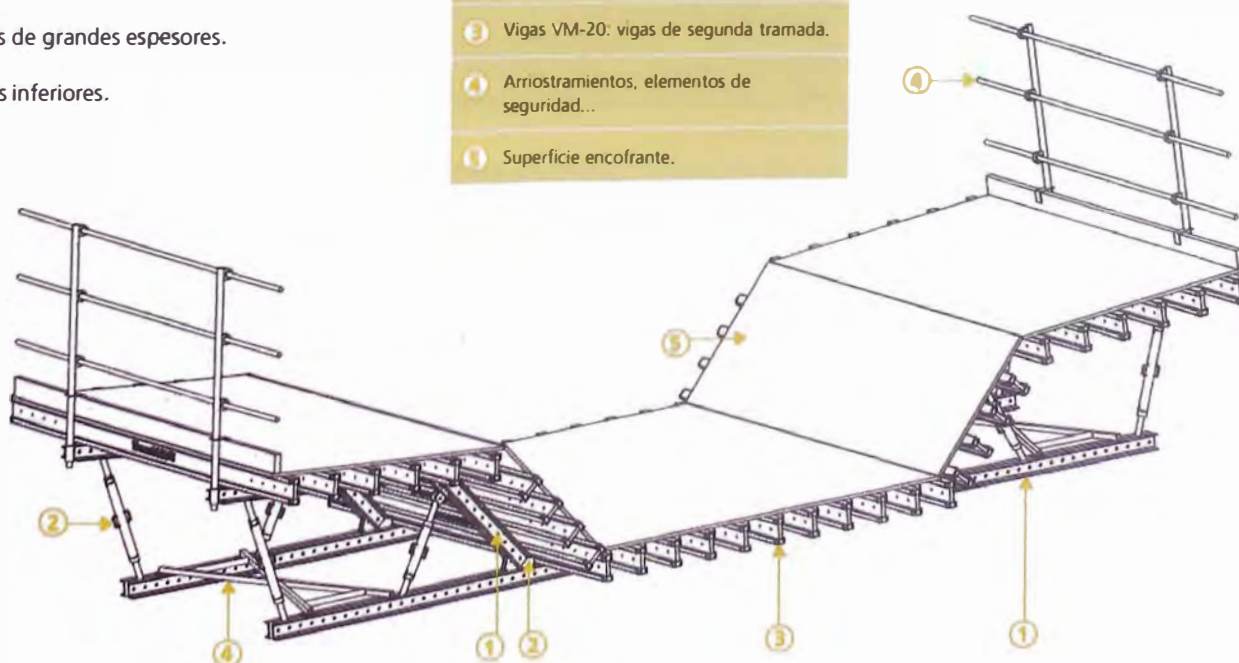
Sección del tablero de puente

Tipología de obras a resolver:

- Secciones de puentes, viaductos, pasos superiores...
- Secciones de canto constante y variable en anchura y altura.
- Losas de grandes espesores.
- Pasos inferiores.

Componentes del sistema:

- 1 Riostras: vigas de primera tramada que conforman el fondo del tablero y las alas, unidas mediante regletas.
- 2 Conectores, regletas y tensores para unir y dar forma a las riostras.
- 3 Vigas VM-20: vigas de segunda tramada.
- 4 Arriostros, elementos de seguridad...
- 5 Superficie encofrante.





Ventajas del sistema



- Versatilidad a la hora de resolver puentes, con una excelente regulación de la sección gracias al diseño de los conectores, adaptándose a diferentes configuraciones:
 - Puentes de sección transversal constante y variable, tanto macizo como hueco.
 - Puentes de canto de tablero variable, macizo o hueco.
 - Puentes con peralte.
- Rigidez para su manipulación y transporte.
- Desencofrado rápido por módulos o paños.



Tablero de canto variable



Desencofrado del tablero mediante tráctel



Ejecución de tablero con peralte



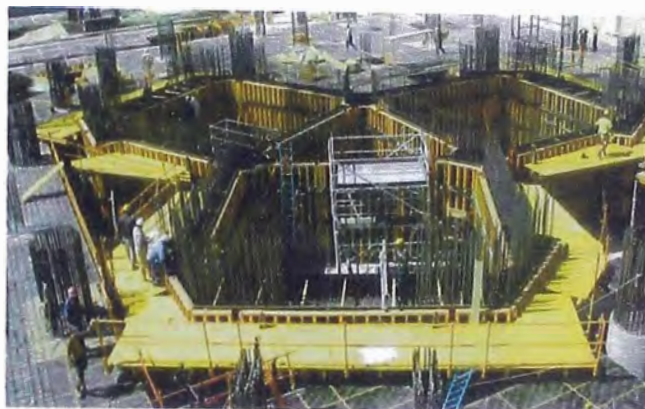
Desencofrado del tablero mediante grúa

Descripción del producto

Sistema versátil en cualquier geometría de obra

El sistema de encofrado de forma, **ENKOFORM V-100**, soluciona la ejecución de cualquier tipo de estructura vertical, muros, pilas, estribos... tanto en **edificación como en obra civil**. Las cualidades del producto garantizan siempre altos rendimientos y excelentes acabados.

Es necesario realizar el **montaje** previo de los paneles, que están formados por elementos estándares, principalmente por **riostros metálicos y vigas de madera** que soportan el **tablero**. Estas piezas conforman paneles a medida en función de las características requeridas.



▲ La flexibilidad del producto permite adoptar múltiples geometrías

Características principales:

Sistema versátil y polivalente en cualquier geometría de obra.

Proporciona **excelentes acabados** de hormigón adaptándose a los dibujos predefinidos.

Optimización del encofrado acorde a la presión de hormigón.

El tablero, fácilmente reemplazable, facilita la reutilización de los paneles y permite obtener mejores acabados.

Utiliza **accesorios estándares comunes** de otros encofrados verticales de ULMA Construcción como estabilizadores, consolas de trepado, anclajes...

Si se envía el material desmontado a obra, implica un **menor volumen de transporte**.

La unión entre paneles es sencilla y regulable. El empleo de **elementos de compensación** entre los mismos es mínimo.

Los elementos de seguridad se incorporan de forma sencilla a los paneles. La seguridad durante su manipulación está garantizada.



▲ Sistema seguro a cualquier altura

La **polivalencia y versatilidad de ENKOFORM V-100** está determinada por:

GEOMETRÍA: con las piezas estándares es posible realizar paneles a medida; así se solucionan geometrías complejas de difícil ejecución con encofrados modulares. Los orificios de atirantado pueden crearse donde interese por lo que no es necesario el enfrentamiento predeterminado de paneles para introducir los anclajes.



Encofrados a medida con elementos estándares



▲ Pueden adaptarse a la anchura y altura deseada

TAMAÑO: en función de las características de la estructura, pueden montarse paneles con la altura y anchura deseada. El área máxima del panel es de 36 m².



Panel de 6 m x 6 m



▲ Panel de 3 m x 12 m

Encofrado Vertical ENKOFORM V-100

- **ACABADO:** puede obtenerse una excelente calidad en el acabado de hormigón visto, además de dibujos predefinidos.

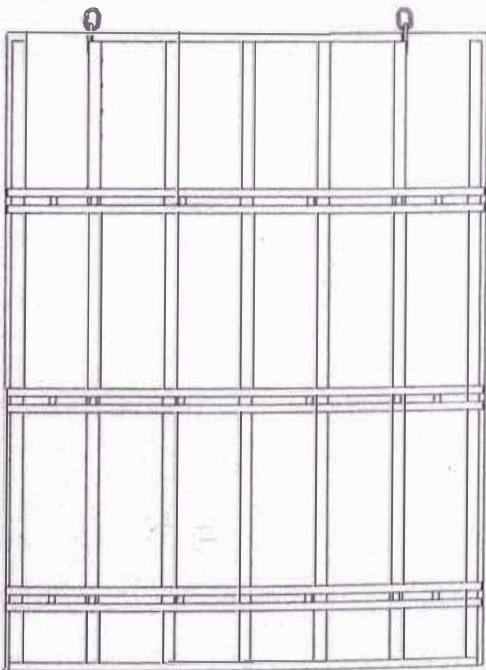


▲ Un acabado perfecto

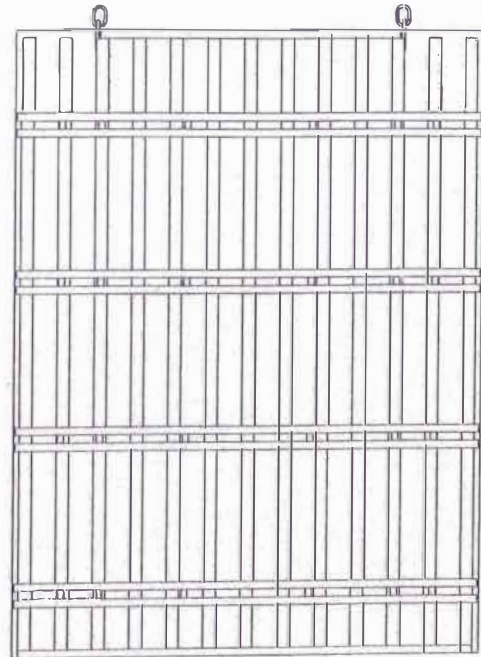


▲ Posibilidad de múltiples formas

- **PRESIÓN DE HORMIGONADO:** en función de la presión de hormigón requerida, puede cambiarse la configuración de los paneles variando la separación entre vigas y riostras (mayor nº de tirantes). De esta manera, se obtienen incluso mayores capacidades que con los encofrados modulares.



Configuración de un Panel para una presión de hormigonado de 40 kN/m²



▲ Configuración de un Panel para una presión de hormigonado de 90 kN/m²



▲ Eficaz en cualquier geometría



▲ El ENKOF V-100 aporta la máxima rentabilidad en obra

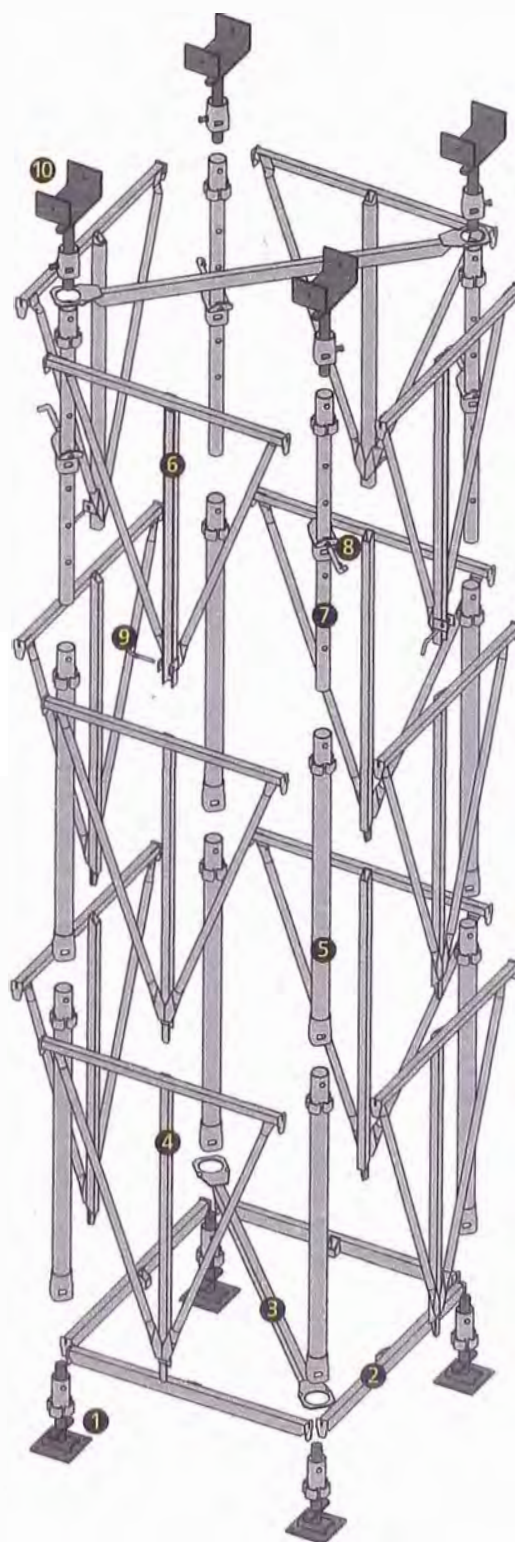
CIMBRA OC

OC



Su principal característica es garantizar una carga de utilización en torno a los 60 kN por pie en un rango de alturas comprendiendo entre los 4 m y los 12 m bajo condiciones normales. Se trata por tanto de una cimbra diseñada para el apeo de puentes o similares y de grandes losas.

Este sistema formado por pocas piezas no tiene necesidad de grandes stocks. Tampoco necesita mano de obra especializada y su diseño elimina todo error de montaje. En particular todos los ensamblajes quedan siempre bloqueados en el montaje por lo que no es necesaria ninguna verificación previa a la hora de transportar la cimbra con la grúa.



- 1 Pie Regulable
- 2 Travesía Base
- 3 Diagonal Horizontal
- 4 Marco Normal
- 5 Poste Normal
- 6 Marco Regulable
- 7 Poste Regulable
- 8 Pasador Poste
- 9 Pasador Marco
- 10 Cabeza Regulable



Pie Regulable

Se utiliza en el arranque del montaje para transmitir las cargas al terreno y regular la altura de la torre. Está formado por una placa base, un husillo y un tubo circular.

Travesía Base

Se utiliza para arriostrar los pies regulables en el arranque de la torre. Está formado por un brazo horizontal que lleva soldadas dos pletinas.

Diagonal Horizontal

Es el elemento para la rigidización de la torre en el plano horizontal. Está formada por un brazo horizontal y dos pletinas en los extremos.

Marco Normal

Junto con el poste es el elemento base del sistema. El empleo de sucesivos marcos colocados sobre los postes sirve para ganar altura en la torre hasta la cota deseada.

Poste Normal

Es una de las piezas más importantes del sistema pues es el encargado de transmitir las cargas desde el elemento apeado hasta el terreno.

Marco Regulable y Pasador Marco

El marco regulable se utiliza en la coronación de las torres, en caso de que con la regulación de los husillos no se pueda alcanzar la cota deseada.

Poste Regulable y Pasador Poste

Al igual que el marco regulable se utiliza en la coronación de las torres, en caso de que con la regulación de los husillos no se pueda alcanzar la cota deseada.

Cabeza Regulable

Se utiliza principalmente para conseguir el ajuste final en cabeza de la cimbra hasta la cota deseada. Además durante las labores de desencofrado servirá para alejar la cimbra con el fin de poder desmontar el resto de material.



Cimbra T-500

La cimbra de gran capacidad de carga

La Cimbra T-500 es una cimbra diseñada para soportar grandes cargas, principalmente en el ámbito de la Obra Civil.

Su rendimiento es óptimo cuando, además de grandes cargas, se tienen alturas elevadas y amplias luces entre apoyos.

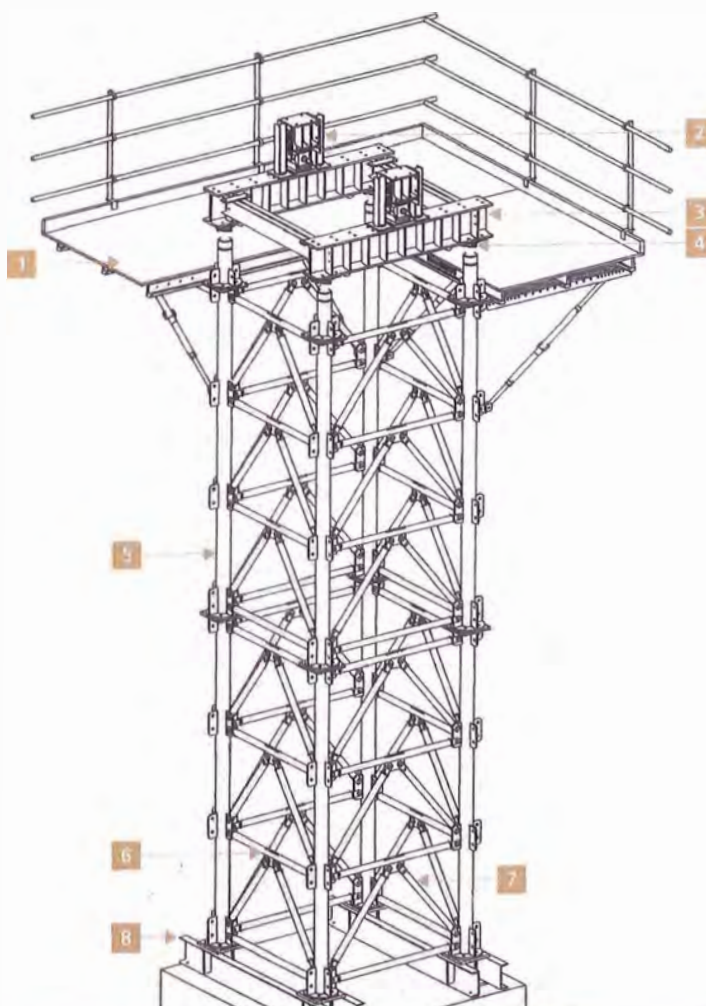
La modulación en planta de las torres es de 2 x 2 m y 2 x 3 m.



Cimbra porticada en AVE Córdoba-Málaga, España

Componentes del sistema:

- 1 Plataforma de trabajo
- 2 Sistema de desencofrado
- 3 Viga de cabeza
- 4 Husillo y poste de cabeza
- 5 Poste
- 6 Montante
- 7 Diagonal V
- 8 Perfil base



Ventajas del sistema

- ▶ Minimiza número de apoyos gracias a su gran capacidad de carga.
- ▶ Montaje rápido y seguro a pie de obra.
- ▶ Sistema modular fácilmente adaptable a diferentes alturas.
- ▶ Posibilidad de montar torres independientes o encadenadas.



- ▶ Sistema totalmente desmontable, con una ocupación volumétrica mínima tanto para su almacenamiento como para su transporte.
- ▶ Desencofrado mediante elementos de calzo y postes de cabeza.
- ▶ Sistema seguro gracias a las plataformas que se generan para recepcionar los módulos, las barandillas que la protegen y los accesos protegidos entre las mismas.
- ▶ Posibilidad de montaje del sistema de atirantado para optimizar la solución.

- 1 Plataforma de trabajo
- 2 Plataformas de montaje
- 3 Escalera de acceso
- 4 Marco de seguridad



Aplicaciones y soluciones



Cimbra T-500 en el Viaducto de Basagoiti, Aretxabaleta, España



Cimbra T-500 como torre de apeo en Edificio FORUM, Barcelona, España



Cimbra T-500 en ejecución de dintel

