

“Universidad Católica de Santa María”

Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil y del Ambiente

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**“DISEÑO DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO, COMO
PROPUESTA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE SOBRE EL RIO
HUASAMAYO, DISTRITO DE YUNGA, PROVINCIA DE GENERAL. SÁNCHEZ
CERRO - MOQUEGUA”**

TOMO I

Tesis presentada por la Bachiller:

Mojo Quispe, Susan Elisa

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERA CIVIL

Asesor de Tesis: Rosas Espinoza, Jorge

Arequipa - Perú

2018

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DICTAMEN DE BORRADOR DE TESIS

VISTO

El Borrador de Tesis Titulado:

"Diseño de un Puente Viga cajón curvo post-tensado, como
propuesta para la construcción de un puente sobre el río
Huasamayo, distrito de Yunga, provincia General Sánchez Cerro - Maguegua"

Presentado por el (la) (los) Bachiller (es):

Susan Elisa Mojo Quispe

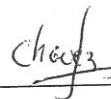
Nuestro DICTAMEN es:

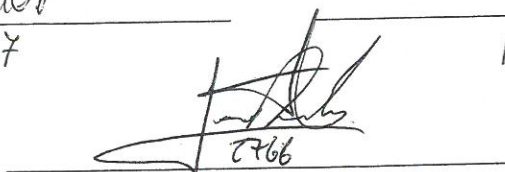
Aprobado.

OBSERVACIONES:

Arequipa, 20 de ABRIL del 2018


1887


1732


1766

Dedicatoria



*Dedico esta tesis a mi querida familia,
por brindarme su apoyo todo este tiempo*

Susan Elisa Mojo Quispe

Resumen

La tesis que a continuación se presenta, desarrolla el diseño de un puente viga cajón curvo post-tensado simplemente apoyado, la viga cajón es un elemento de concreto pos tensado vaciado directamente en la obra.

El puente viga cajón presentado tiene una longitud de 35 m, se encuentra ubicado en el Departamento de Moquegua, Provincia General Sánchez cerro distrito de Yunga, con un ancho de calzada 7.50 m de una vía, que ayudara al desarrollo de los distritos aledaños a Yunga, considerándose un proyecto importante para dicha zona.

Para el diseño se trabajó con normas nacionales contempladas en la última versión del manual de puentes del ministerio de transporte y telecomunicaciones Manual de Puentes 2016 normativa que está basada en Especificaciones Americanas (Estados Unidos), a la cual también se hace referencia AASHTO LRFD 2014 7th Edición.

La tesis como contenido global se divide en 7 capítulos que son los siguientes:

- Generalidades
- Estudio topográfico
- Estudio geotécnico
- Estudio hidrológico e hidráulico
- Concreto pos tensado
- Diseño de la superestructura
- Diseño de la subestructura

El Capítulo I describe el concepto de puente y las partes del mismo, asimismo nombra los diferentes tipos de puentes. Se presenta también una breve descripción de la filosofía de diseño, necesarios para el diseño del puente.

El Capítulo II se presenta la ubicación del puente propuesto, con coordenadas WGS84 UTM, se describen los trabajos realizados para dicho levantamiento.

El Capítulo III presenta resultados del estudio geotécnico describiendo la estratigrafía, así como resultados de la capacidad última del suelo datos que nos servirá para el diseño de la subestructura. .

El capítulo IV se describe un breve estudio hidrológico determinando el caudal medio con diferentes periodos de retorno, que pasan sobre el río Huasamayo.

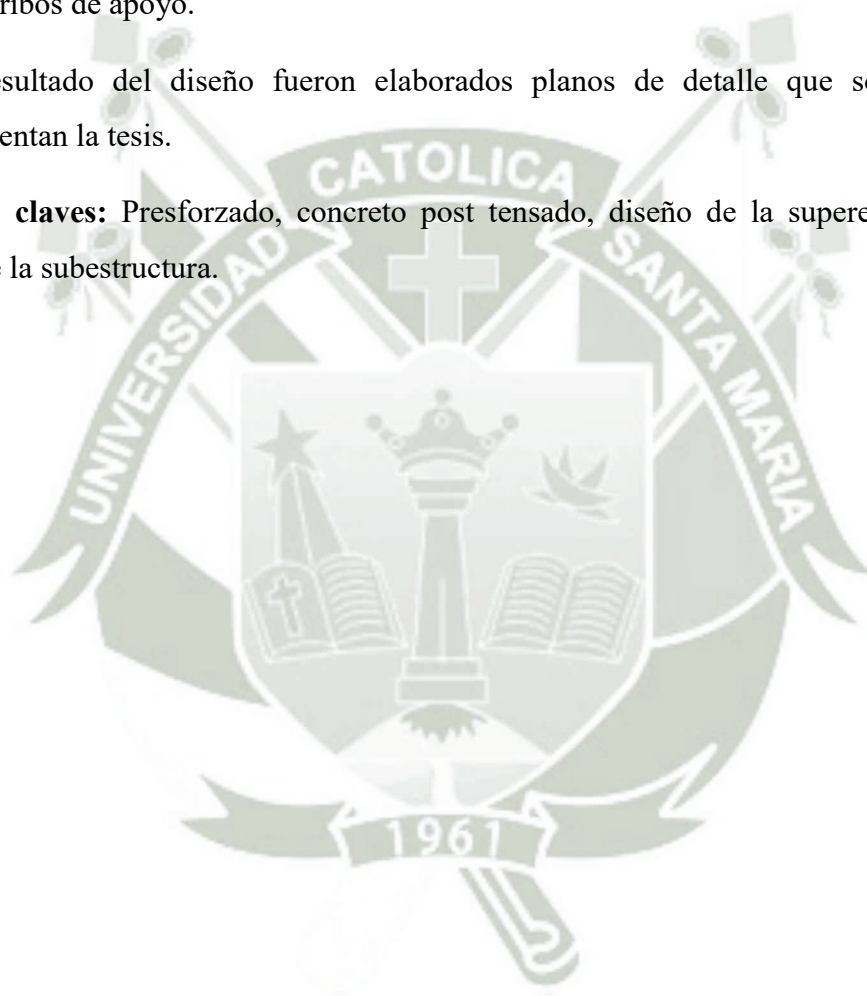
El capítulo V describe características del concreto pos tensionado, así como las pérdidas de presfuerzo y consideraciones de diseño.

El capítulo VI desarrolla el diseño de la superestructura, que consiste en el diseño del tablero, acero de pos tensionado y acero de refuerzo pasivo.

Por último el Capítulo VII presenta el diseño de la subestructura que consiste en el diseño de los estribos de apoyo.

Como resultado del diseño fueron elaborados planos de detalle que son parte y complementan la tesis.

Palabras claves: Presforzado, concreto post tensionado, diseño de la superestructura y diseño de la subestructura.



Abstract

The thesis presented below, develops the design of a post-tensioned curved drawbridge jumper simply supported, the drawer beam is a post tensioned concrete element drained directly on the site.

The bridge girder cajón presented has a length of 35 m, is located in the Department of Moquegua, General Sánchez province cerro Yunga district, with a width of 7.50 m of a roadway, which will help the development of the districts bordering Yunga , being considered an important project for this zone.

For the design we worked with national standards contemplated in the latest version of the bridges manual of the Ministry of Transport and Telecommunications Manual of Bridges 2016 normative that is based on American Specifications (United States), also referred to AASHTO LRFD 2014 7th Edition.

The thesis as global content is divided into 7 chapters which are as follows:

- Overview
- Topographic study
- Geotechnical study
- Hydrological and hydraulic study
- Reinforced concrete
- Design of superstructure
- Design of the substructure

Chapter I covers the concept of bridge and parts thereof, and describes the different types of bridges. It also presents a brief description of the design philosophy, necessary for the design of the bridge. Chapter II presents the proposed bridge location, with coordinates WGS84 UTM, describes the work done for this survey. Chapter III presents results of the geotechnical study describing the stratigraphy as well as results of the ultimate soil data capacity that will serve us for the design of the substructure. .

Chapter IV describes a brief hydrological study determining the average flow with different periods of return, which pass over the Huasamayo River.

Chapter V describes characteristics of post tensioned concrete as well as loss of pressure and design considerations.

Chapter VI develops the design of the superstructure, which consists of the board design, post tensioning steel and passive reinforcing steel.

Finally Chapter VII presents the design of the substructure consisting of the design of the support stirrups.

As a result of the design were elaborated detail plans that are part and complement the thesis.

Keywords: Reinforced, post tensioned concrete, superstructure design and substructure design.

Índice

Capítulo 1	1
Generalidades	1
1.1 Definición de componentes básicos de un puente	2
1.2 Tipología de puentes	3
1.3 Filosofía de Diseño sísmico	4
1.4 Ingeniería Básica para desarrollar el proyecto	12
Capítulo 2	14
Estudio Topográfico.....	14
2.1 Ubicación del área de estudio	15
2.2 Metodología de trabajo	15
2.2.1 Trabajo de campo	15
2.2.2 Trabajo en gabinete.....	16
2.3 Resultados	16
Capítulo 3	18
Estudio Geotécnico	18
3.1 Aspectos generales	19
3.1.1 Ubicación del área de estudio	19
3.1.2 Geología y geomorfología	19
3.2 Metodología de trabajo	24

3.2.1	Trabajo de campo	24
3.2.2	Trabajo en laboratorio.....	24
3.3	Ubicación de calicatas	24
3.4	Ensayo de laboratorio	27
3.5	Capacidad de carga del suelo	29
3.6	Resultados.....	40
Capítulo 4		41
Estudio Hidrológico e Hidráulico		41
4.1	Hidrología	42
4.2	Parámetros de la micro cuenca	44
4.2.1	Información cartográfica y geográfica	44
4.2.2	Parámetros Morfológicos	45
4.3	Análisis de máximas avenidas	51
4.3.1	Datos hidrometeorológicos.....	51
4.3.2	Precipitación máxima e intensidad máxima	52
4.3.3	Análisis de riesgo de falla.....	54
4.3.4	Curvas de intensidad-duración y frecuencia (IDF)	56
4.4	Caudal Máximo – Caudal	60
4.4.1	Coeficiente de Manning.....	61
4.4.2	Resultados.....	69

Capítulo 5	70
Concreto Pos-Tensado	70
5.1 Materiales.....	71
5.2 Concreto.....	72
5.2.1 Propiedades del concreto en el tiempo	72
5.2.2 Contracción del concreto	73
5.2.3 Flujo plástico (Creep)	74
5.3 Acero de presfuerzo	76
5.4 Perdidas de presfuerzo	77
5.4.1 Perdidas por corrimiento de anclaje (Δf_{pA})	78
5.4.2 Perdidas por acortamiento elástico (Δf_{pES})	79
5.4.3 Perdidas por fricción (Δf_{pF})	80
5.4.4 Perdidas a largo plazo (Δf_{pLT})	81
5.5. Consideraciones de Diseño	83
5.5.1 Limites de esfuerzo en el concreto.....	85
5.5.2 Limites de esfuerzo en los Tendones de Pre esforzado.....	88
5.6 Diseño en Concreto Post-tensado	89
5.6.1 Diseño de secciones por flexión	89
5.5.1.1 Profundidad del eje neutro para vigas con tendones adheridos	91
5.5.1.2 Capacidad nominal a flexión	92

5.5.1.3	Ductilidad y cuantías de refuerzo	93
5.6.2	Diseño de secciones por corte y torsión	94
5.5.2.1	Teoría de cercha de ángulo variable.....	97
5.5.2.2	Proceso de diseño usando teoría modificada de compresión.....	100
Capítulo 6		104
Diseño de la Superestructura		104
6.1	Descripción de la alternativa estructural propuesta	105
6.2	Características generales de los componentes	105
6.3	Dimensionamiento de elementos estructurales.....	107
6.3.1	Pre - dimensionamiento de la sección transversal	107
6.3.2	Pre-Dimensionamiento longitudinal.....	108
6.4	Diseño Estructural.....	111
6.4.1	Calculo de las propiedades geométricas	111
6.4.2	Selección de Materiales	111
6.4.3	Sección Longitudinal y Trayectoria del Cable	112
6.4.4	Cargas y Análisis Estructural.....	112
6.4.5	Calculo de Momentos y Cortantes no factorados	114
6.4.6	Combinaciones de Carga Estado Límite de Resistencia y Servicio	123

Capítulo 7	147
Diseño de la Subestructura	147
7.1 Análisis de estabilidad.....	148
7.1.1 Estado límite de resistencia	148
7.1.2 Estado límite de evento extremo	151
7.1.3 Estado límite de servicio	151
7.2 Análisis de estabilidad Estribo Izquierdo	152
7.3 Diseño estructural de estribo izquierdo.....	157
7.3.1 Descripción de estribo	157
7.3.2 Cálculo de armadura de refuerzo en estribos.....	158
7.4 Análisis de estabilidad Estribo Derecho	169
7.5 Diseño estructural de estribo derecho	174
7.5.1 Descripción de estribo	174
7.5.3 Cálculo de armadura de refuerzo en estribos.....	174
Capítulo 8	183
Costos y Presupuestos	183
8.1 Costos Directos	184
8.1.1 Mano de Obra	184
8.1.2 Materiales	184
8.1.3 Equipo Mecánico.....	184

8.1.4 Herramientas.....	185
8.1.5 Subcontratos	185
8.1.6 Partidas a considerar en el presupuesto	185
8.1.7 Metrados	187
8.1.8 Análisis de Precios Unitarios	194
8.2 Costos Indirectos.....	207
8.3 Presupuesto	207
8.3.1 Listado total de insumos.....	209
8.3.2 Resumen del presupuesto	212
8.3.3 Plazo de ejecución	212
Conclusiones y Recomendaciones	213
Bibliografía.....	216
Planos.....	217
Anexos.....	218
Anexo A .Tabla salarial de la federación de trabajadores en construcción civil en el Perú	219
Anexo B .Ficha técnica acero de presfuerzo	220
Anexo C .Programación de obra.	221

Índice de Figuras

Figura 1. Puente en elevación	2
Figura 2. Probabilidad de ocurrencia Q_u y R_n	5
Figura 3. Vista Satelital	17
Figura 4. Levantamiento zona del río.....	17
Figura 5. Levantamiento Topográfico.	17
Figura 6. Lado derecho Huasamayo	17
Figura 7. Lado Izquierdo del río.....	17
Figura 8. Vista derecha del río.....	17
Figura 9. Río Huasamayo	17
Figura 10. Vista izquierda río Huasamayo	17
Figura 11. Vehículo pasando por el río.....	17
Figura 12. Espectro de Respuesta de Diseño según AASHTO, 2014	22
Figura 13. Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014	23
Figura 14. Perfil Estratigráfico Calicata N° 01	26
Figura 15. Perfil Estratigráfico Calicata N° 02	26
Figura 16. Curva Granulométrica Estrato II - Estribo Derecho	35
Figura 17. Curva Granulométrica Estrato II - Estribo Izquierdo.....	38
Figura 18. Micro cuenca del río Yunga	44

Figura 19. Intensidades y duración para diferentes periodos de retorno	57
Figura 20. Perfil del cauce del tramo del rio para un periodo de diseño de 25 años de retorno Huasamayo - Yunga para el tramo simulado.....	63
Figura 21. Esquema obtenido de la simulación para un periodo de retorno de 25 años	64
Figura 22. Perfil de velocidades para el tramo simulado.	64
Figura 23. Sección del cauce del tramo 0+079 del rio Huasamayo	65
Figura 24. Sección del cauce del tramo 0+075 del rio Huasamayo.	65
Figura 25. Sección del cauce del tramo 0+065 del rio Huasamayo	65
Figura 26. Sección del cauce del tramo 0+055 del rio Huasamayo.	66
Figura 27. Sección del cauce del tramo 0+050 del rio Huasamayo.	66
Figura 28. Sección del cauce del tramo 0+040 del rio Huasamayo.	66
Figura 29. Sección del cauce del tramo 0+030 del rio Huasamayo.	67
Figura 30. Sección del cauce del tramo 0+020 del rio Huasamayo.	67
Figura 31. Sección del cauce del tramo 0+0125 del rio Huasamayo.	67
Figura 32. Sección del cauce del tramo 0+0175 del rio Huasamayo.	68
Figura 33. Sección del cauce del tramo 0+0185 del rio Huasamayo....	68
Figura 34. Configuración de 12 torones en un tendón	72
Figura 35. Torón utilizado en concreto presforzado.....	72
Figura 36. Curvas de Esfuerzo vs Deformación para acero de presfuerzo	77

Figura 37. Distribución de esfuerzos de flexión del concreto en la sección media de la viga en las tres etapas	84
Figura 38. Distribución de esfuerzos en flexión del concreto Puente viga Cajón	85
Figura 39. Ilustración de los parámetros para el corte en una sección que contiene como mínimo la mínima cantidad de armadura transversal, $V_p = 0$	99
Figura 40. Deformación específica longitudinal, ϵ_s , para secciones que contienen menos que la mínima cantidad de armadura transversal	99
Figura 41. Definición del parámetro de separación de las fisuras, s_x	100
Figura 42. Sección transversal pre dimensionada	108
Figura 43. Trayectoria de cable pos tensado en una de las almas de la viga cajón	112
Figura 44. Modelo en elementos finitos	113
Figura 45. Modelo 3D del puente	113
Figura 46. Diagrama de Fuerza Cortante por Carga Permanente debido al peso propio (DC) y carga muerta (DW)	114
Figura 47. Diagrama de Momento Torsor debido al peso propio (DC) y carga muerta (DW)	114
Figura 48. Diagrama de Momento Flector por Carga Permanente debido al peso propio (DC) y carga muerta (DW)	115
Figura 49. Diagrama de Fuerza Cortante debido a carga vehicular HL-93 (LL+IM)	115
Figura 50. Diagrama de Momento Torsor debido a carga vehicular HL-93 (LL+IM)	116

Figura 51. Diagrama de Momento Flector debido a carga vehicular HL-93 (LL+IM)	116
Figura 52. Diagrama de momento flector debido a fuerza centrífuga CE.....	117
Figura 53. Factores de carga para chequeo de capacidad portante	149
Figura 54. Factores de carga para chequeo de excentricidad y deslizamiento	149
Figura 55. Figura (d) [10].....	150
Figura 56. Figura (c) [10]	150
Figura 57. Figura (b) [10].....	150
Figura 58. Figura (a) [10]	150
Figura 59. Factores de carga para chequeo de capacidad portante, excentricidad y deslizamiento en estado límite de Evento Extremo.....	151
Figura 60. Modelo de análisis Estribo Izquierdo	158
Figura 61. Pantalla Frontal – Campo de momentos vertical $M_{22} = 40.66 \text{ ton-m/m}$ (As inf) Estado Límite de Resistencia	160
Figura 62. Pantalla Frontal – Campo de momentos vertical $M_{22} = 46.87 \text{ ton-m/m}$ (As inf) Estado Límite de Evento Extremo - Sismo	160
Figura 63. Zapata Talón – Campo de Refuerzo Dirección Transversal: Capa Superior (mm ² /mm) Estado Límite de Resistencia	162
Figura 64. Zapata Talón – Campo de Refuerzo Dirección Transversal: Capa Inferior (mm ² /mm) Estado Límite de Resistencia	162
Figura 65. Zapata Punta – Campo de momentos longitudinal $M_{11} = 77.14 \text{ ton-m/m}$ (As inf) Estado Límite de Resistencia.....	164

Figura 66. Zapata Punta – Campo de momentos longitudinal $M11 = 68.02 \text{ ton-m/m}$ (As inf) Estado Límite de Evento Extremo – Sismo.....	164
Figura 67. Ala lateral – Campo de momentos verticales $M22 = 22.98 \text{ ton-m/m}$ (As int) Estado Límite de Resistencia.....	166
Figura 68. Ala lateral – Campo de fuerzas verticales $F22 = 94.12 \text{ ton/m}$ (As int) Estado Límite de Resistencia d.2 Armadura Horizontal – Capa Interior (Zona Superior).....	166
Figura 69. Ala lateral – Campo de momentos horizontales $M11 = 24.45 \text{ ton-m/m}$ (As int) Estado Límite de Resistencia.....	168
Figura 70. Ala lateral – Campo de fuerzas horizontales $F11 = 14.01 \text{ ton/m}$ (As int) Estado Límite de Resistencia.....	168
Figura 71. Modelo de análisis Estribo Derecho	175
Figura 72. Pantalla Frontal – Campo de momentos vertical $M22 = 12.78 \text{ ton-m/m}$ (As int) Estado Límite de Resistencia	176
Figura 73. Pantalla Frontal – Campo de momentos vertical $M22 = 19.16 \text{ ton-m/m}$ (As int) Estado Límite de Evento Extremo - Sismo.....	177
Figura 74. Zapata Talón – Campo de Refuerzo en Dirección Transversal: Capa Sup (mm ² /mm) Estado Límite de Resistencia	178
Figura 75. Zapata Talón – Campo de Refuerzo en Dirección Transversal: Capa Inferior (mm ² /mm) Estado Límite de Evento Extremo - Sismo	178
Figura 76. Zapata Punta – Campo de momentos longitudinal $M11 = 52.09 \text{ ton-m/m}$ (As inf) Estado Límite de Resistencia.....	180

Figura 77. Zapata Punta – Campo de momentos longitudinal $M_{11} = 51.24 \text{ ton-m/m}$ (As inf) Estado Límite de Evento Extremo - Sismo..... 180

Figura 78. Ala lateral – Campo de refuerzo vertical en mm^2/mm (As int) Estado Límite de Resistencia 182

Figura 79. Ala lateral – Campo de refuerzo horizontal en mm^2/mm (As int) Estado Límite de Evento Extremo - Sismo 182



Índice de tablas

Tabla 1. Combinaciones de carga y factores de carga	11
Tabla 2. Factores de carga para cargas permanentes γ_p	11
Tabla 3. Cuadro de coordenadas de BMS.....	16
Tabla 4. Coeficientes de Sitio F_{pga} y F_a [1]	21
Tabla 5. Coeficientes de Sitio F_v [1]	21
Tabla 6. Factores de resistencia para resistencia geotécnica [1].....	30
Tabla 7. Factores de capacidad de carga	32
Tabla 8. Coeficientes C_{wq} y C_{wy} Para varias profundidades del nivel freático.	33
Tabla 9. Factores de Corrección de forma s_c , s_y , s_q	33
Tabla 10. Factor de Corrección de profundidad d_q	33
Tabla 11. Tabla granulométrica estribo derecho - Calicata N° 1- Estrato II	34
Tabla 12. Tabla granulométrica estribo Izquierdo - Calicata N° 2- Estrato II	37
Tabla 13. Parámetros de la Microcuenca Huasamayo (Fuente: Propia).....	51
Tabla 14: Precipitación máxima 24 horas.....	52
Tabla 15. Precipi Precipitaciones Máximas en (mm) y periodo de retorno en (años)....	53
Tabla 16. Periodo vs Intensidad	57
Tabla 17. Caudal Máximo de diseño m^3/s	61
Tabla 18. Valores de rugosidad “n” de manning.....	62
Tabla 13. Propiedades de cables y barras de Presfuerzo	76

Tabla 14. Coeficientes de fricción para cables pos tensados	81
Tabla 15. Límites para esfuerzos de tracción temporal en el concreto Antes de las pérdidas –Elementos totalmente pretensados.	86
Tabla 16. Límites para esfuerzos de compresión en puentes de concreto pre-esforzado después de ocurridas las pérdidas	87
Tabla 17. Límites para la tensión de tracción en el concreto pre esforzado en estado límite de servicio después de ocurrida las pérdidas	88
Tabla 18. Esfuerzos límites para tendones de pre esfuerzo	89
Tabla 19. Factores de resistencia ϕ	90
Tabla 20. Valores de θ y β para secciones con refuerzo transversal [1].....	102
Tabla 21. Valores de θ y β para secciones con refuerzo transversal [1].....	102
Tabla 22. Peraltes mínimos	107
Tabla 23. Resultados de V2, T y M debido a DC y DW	118
Tabla 24. Resultados de V2, T y M debido a LL+IM.....	120
Tabla 25. Momento debido a fuerza centrífuga CE	122



Capítulo 1

Generalidades

1.1 Definición de componentes básicos de un puente

Un puente es una estructura requerida para atravesar un accidente geográfico o un obstáculo natural o artificial. Se considera como puente la estructura cuya luz, entre ejes de apoyo es igual o mayor que 06 m y que forma parte de una carretera o está localizado sobre o por debajo de ella [1].

Los componentes básicos de un puente constan fundamentalmente de dos partes:

- La superestructura conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos [2].
- La subestructura conformada por: pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos de toda la estructura [2].

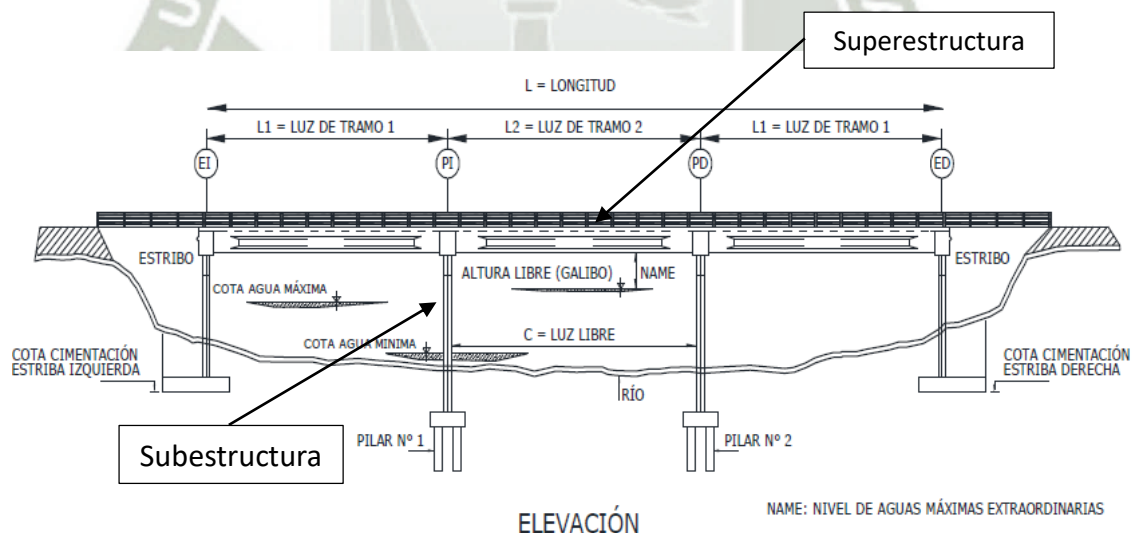


Figura 1. Puente en elevación

Fuente: Manual de Puentes del MTC 2016 [1]

1.2 Tipología de puentes

Los Puentes se clasifican de diferentes maneras [2]:

a) Según su función [2]:

– Peatonales [2]

– Carreteros [2]

– Ferroviarios [2]

– Acueductos [2]

– Puentes para aviones en los
aeropuertos [2]

– Atirantado (utilizan cables rectos
que atirantan el tablero) [2]

– Colgantes [2]

– Levadizos (basculantes) [2]

– Pontones: denominación para
plataformas flotantes. También con
esa denominación son referidos los

b) Por los materiales de construcción [2]

– Madera [2]

– Mampostería [2]

– Acero Estructural [2]

– Sección Compuesta [2]

– Concreto Armado [2]

– Concreto Presforzado [2]

– Materiales compuestos: fibras de
vidrio, fibras de carbón, etc.

puentes pequeños cuya longitud no
supera

los 10m [2]

d) Por su geometría en planta [2]

– Rectos [2]

– Esviajados [2]

– Curvos [2]

e) Según el tiempo de vida [2]

– Definitivo: puente diseñado para
una vida en servicio de 75 años. Las
especificaciones se han elaborado
con ese objetivo [2].

c) Por el tipo de estructura [2]

– Simplemente apoyados [2]

– Continuos [2]

– Simples de tramos múltiples [2]

– Cantilever (brazos voladizos) [2]

– En Arco [2]

– Temporal: puente que se usa por un
tiempo limitado, no mayor a 5 años.
[2]

1.3 Filosofía de Diseño sísmico

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados en la metodología LRFD a fin de lograr los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspección, economía y estética [1].

La metodología LRFD (Load and Resistance Factor Design) es un enfoque que permite desarrollar diseños de manera racional, tomando en consideración los niveles de incertidumbre en las cargas y la resistencia de los componentes.

La expresión general para diseño LRFD [3].

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1.1)$$

Esta ecuación deberá cumplirse para todos los efectos de fuerza y combinaciones especificadas sin tener en cuenta el tipo de análisis usado.

Donde:

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa [1].

γ_i = factor de carga: multiplicador de carga estadística que se aplica a las solicitaciones [1].

Q_i = Solicitación [1].

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal, según lo especificado en las secciones 5, 6, 7, 8, 10, 11 y 12 de las Especificaciones AASHTO LRFD [1].

R_n = Resistencia nominal [1].

R_r = Resistencia factorada [1].

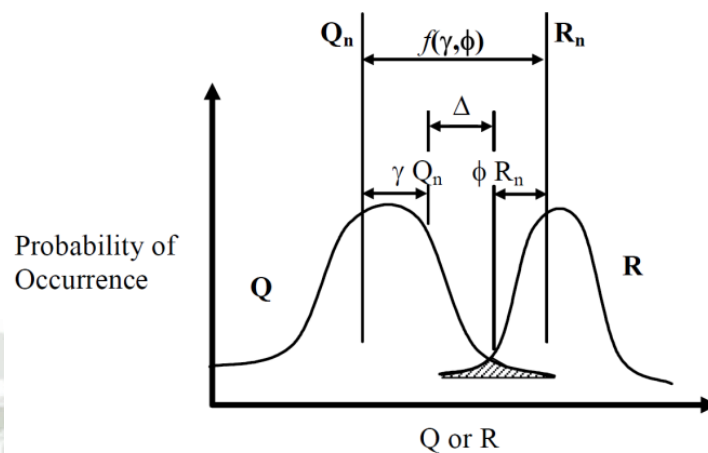


Figura 2. Probabilidad de ocurrencia Q_n y R_n Fuente: *Design of highway bridges: An LRFD approach* [4]

- **ESTADOS LIMITE**

Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular [3].

El estado límite de servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones Estadísticas o de resistencia [1].

Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión.

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre materiales de AASHTO [3].

Estado Límite de Resistencia

Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su periodo de diseño [3].

Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas [3].

Factores de Cargas y Combinaciones de Cargas

Se considera las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

Definición de Cargas Permanentes

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura o al balasto, los rieles y durmientes de ferrocarriles. También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, sobrecarga de tierra, la fricción superficial negativa, y otros que figuran a continuación [1]:

- **Cargas Permanentes**

CR = solicitaciones de fuerza debido a la fluencia lenta del concreto (Creep) [1].

DD = de arrastre hacia abajo [1].

DC = carga muerta de Componentes estructurales y no estructurales [1].

DW = carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares [1].

EH = empuje horizontal del terreno [1].

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo separadamente el ganeo (tensado) de los cantilevers en las construcciones segmentadas [1].

ES = sobrecarga del terreno [1].

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno [1].

PS = fuerzas secundarias debidas al postensado para estado límites de resistencia;

Fuerzas de pretensado total para estado límite de servicio [1].

SH = solicitaciones debido a las contracciones diferenciales del concreto (Shrinkage) [1].

Definición de Cargas Variables

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento, las que se muestran a continuación [1]:

- **Cargas Transitorias:**

BL = carga de explosión [1].

BR = fuerza de frenado vehicular [1].

CE = fuerza centrífuga vehicular [1].

CT = fuerza de choque vehicular [1].

CV = fuerza de choque de barcos [1].

EQ = sísmo [1].

FR = fricción [1].

IC = carga de hielo [1].

IM = incremento de la carga viva por efectos dinámicos [1].

LL = carga viva vehicular [1].

LS = carga viva superficial [1].

PL = carga viva de peatones [1].

SE = solicitaciones por asentamiento [1].

TG = solicitaciones por gradiente de temperatura [1].

TU = solicitaciones por temperatura uniforme [1].

WA = carga de agua y presión del flujo [1].

WL = efecto de viento sobre la carga viva [1].

WS = efecto de viento sobre la estructura [1].

La solicitud total factorizada será calculada como [1]:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Donde:

η_i = modificador de carga especificado en el Artículo (1.3.2 AASHTO) [1].

Q_i = solicitaciones de las cargas aquí especificadas [1].

γ_i = factores de carga especificados en las tablas (3.4.1-1 y 3.4.1-2 AASHTO) [1].

Los componentes y las conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación (1.3.2.1-

1 AASHTO) para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorada como se especifica en los estados límites siguientes [1]:

- RESISTENCIA I - Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento [1].
- RESISTENCIA II - Combinación de cargas relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento [1].
- RESISTENCIA III - Combinación de cargas relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h [1].
- RESISTENCIA IV - Combinación de cargas relacionada a relaciones muy altas de las solicitaciones de las cargas muertas a las cargas vivas [1].
- RESISTENCIA V - Combinación de cargas relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h [1].
- EVENTO EXTREMO I - Combinación de cargas incluyendo sismo. El factor de carga para carga viva $\square E Q$ será determinado sobre la base de un proyecto específico [1].
- EVENTO EXTREMO II - Combinación de cargas que incluye la carga de hielo, colisión de vehículos y barcos, flujos comprobados, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT Los casos de flujos comprobados no serán combinados con BL, CV,CT, o IC [1].
- SERVICIO I - Combinación de cargas relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/hr y con todas las cargas en su valor nominal (sin

factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas enterradas, revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado, y para análisis transversal relacionado a la tensión en vigas de concreto fabricadas por segmentos. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de los taludes [1].

- SERVICIO II - Combinación de cargas considerado para controlar la fluencia de la estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debidos a la carga viva vehicular [1].
- SERVICIO III - Combinación de cargas relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas y la tensión principal en el alma de las vigas de concreto fabricadas por segmentos [1].
- SERVICIO IV - Combinación de cargas relacionada exclusivamente a la tensión en las columnas de concreto pretensado con el propósito de controlar las grietas [1].
- FATIGA I - Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga infinita por la carga inducida [1].
- FATIGA II - Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga finita por la carga inducida [1].

Tabla 1. Combinaciones de carga y factores de carga [1]

Combinación de Cargas Estado Límite	DC															
	DD															
	DW															
	EH															
	EV	LL														
	ES	IM														
	EL	CE														
	PS	BR														
	CR	PL														
	SH	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV		
RESISTENCIA I A menos que se especifique lo contrario	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.60/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—	—
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.60/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—	—
RESISTENCIA III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.60/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—	—
RESISTENCIA IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.60/1.20	—	—	—	—	—	—	—	—	—
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.60/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—	—
EVENTO EXTREMO I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—	—	—
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.60	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—	—
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—	—	—
SERVICIO III	1.00	0.60	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—	—	—
SERVICIO IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—	—	—
FATIGA I Solamente LL, IM & CE	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
FATIGA II- Solamente LL, IM & CE	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Nota: Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación

(Fuente: Table 3.4.1-1 AASHTO 2014) [1]

Tabla 2. Factores de carga para cargas permanentes γ_p (Fuente: Table 3.4.1-2 AASHTO 2014) [31]

Tipo de Carga, Tipo de Fundaciones, y Métodos Usados para Fuerza de Arrastre Hacia Abajo (Downdrag)	Factor de Carga	
	Maximo	Mínimo
DC: Componentes y Auxiliares.	1.25	0.90
DC: Resistencia IV Solamente.	1.50	0.90
DD: Downdrag Pilotes, o Método de Tomlinson.	1.40	0.25
Pilotes, A Método.	1.05	0.30
Pilotes Perforados, (Drilled Shaft) Método de O'Neill and Reese (1999).	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura y accesorios.	1.50	0.65
EH: Presión Horizontal de la tierra.		
• Activa.	1.50	0.90
• En reposo.	1.35	0.90
• AEP Para paredes ancladas.	1.35	N/A
EL: Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (Locked-in construction Stresses.)	1.00	1.00
EV: Presión vertical de la tierra		
• Estabilidad global.	1.00	N/A
• Muros y estribos de retención.	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada.	1.30	0.90
• Pórticos rígidos.	1.35	0.90
• Estructuras flexible enterradas		
○ Alcantarillas cajón metálicas, planchas estructurales con corrugaciones y alcantarillas de fibra de vidrio.	1.50	0.90
○ Alcantarillas termoplásticas.	1.30	0.90
○ Entre otros.	1.95	0.90
ES: Carga superficial(Sobrecarga) en el terreno	1.50	0.75

1.4 Ingeniería Básica para desarrollar el proyecto

Antes de proceder con el diseño del proyecto del Puente Huasamayo, es indispensable realizar los estudios básicos que permitan tomar conocimiento pleno de la zona, que redunde en la generación de información básica necesaria y suficiente que concluya en el planteamiento de soluciones satisfactorias, para lo cual se realizan los siguientes estudios.

- **Estudios Topográficos**

Los estudios topográficos tienen como objetivo lo siguiente:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográfico [1].
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente [1].
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales [1].
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción [1].

- **Estudios de Hidrología e hidráulica**

Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura [1].

- **Estudios de Geotecnia**

Establecen las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables [1].





Capítulo 2

Estudio Topográfico

2.1 Ubicación del área de estudio

Para la ubicación se utilizó el sistema de coordenadas UTM (en inglés Universal Transverse Mercator) es un sistema de coordenadas basado en la proyección cartográfica transversa de Mercator, que se construye como la proyección de Mercator normal, pero en vez de hacerla tangente al Ecuador, se la hace secante a un meridiano, se usa el elipsoide WGS84.

El proyecto para la propuesta del Puente Huasamayo está ubicado en:

Departamento	:	Moquegua
Provincia	:	General Sánchez Cerro
Distrito	:	Yunga
Coordenadas geográficas	:	Latitud -16° 11' 42" S
	:	Longitud -70° 40' 41" O
Coordenadas UTM	:	X = 320615.56
	:	Y = 8208761.81
Zona	:	19 Sur

2.2 Metodología de trabajo

2.2.1 Trabajo de campo

Se hizo reconocimiento del lugar, luego se procedió a marcar los BM puntos de cambio, ubicamos 02 puntos de cambio.

Tabla 3. Cuadro de coordenadas de BMS, Puntos de cambio para el Puente Huasamayo

CUADRO DE COORDENADAS DE BMS (PUNTOS DE CAMBIO)			
CODIGO	ESTE	NORTE	COTA
BM-1	320877.558	8208822.96	3606.782 msnm
BM-2	320863.198	8208884.24	3614.466 msnm

(Fuente: Propia)

Se trabajó con una estación total robótica, LeicaTS16 con un jalón y prisma, se levantaron un total de 527 puntos, puntos que se consideró relevantes para la generación de curvas de nivel

2.2.2 Trabajo en gabinete

En gabinete los datos se procesaron en Excel, luego se exportaron los puntos levantados al programa Civil 3D, para generar curvas de nivel, así realizar la ubicación exacta de la propuesta del puente, como también determinar su longitud.

2.3 Resultados

Luego de realizar el levantamiento topográfico in-situ y de haber procesado los datos para generar las curvas de nivel, se consiguió lo siguiente:

- ❖ Plano topográfico de la zona **(P-01)**
- ❖ Eje propuesto **(P-02)**
- ❖ Secciones Transversales **(P-03)**
- ❖ Vista general **(P-04)**

Dichos planos se realizaron siguiendo las recomendaciones del manual de carreteras DG – 2014.

A continuación se muestra Panel Fotográfico:

Panel Fotográfico



Figura 11. Vehículo pasando por el río



Figura 10. Vista izquierda río Huasamayo



Figura 9. Río Huasamayo



Figura 8. Vista derecha del río



Figura 7. Lado Izquierdo del río



Figura 6. Lado derecho Huasamayo



Figura 5. Levantamiento Topográfico.



Figura 4. Levantamiento zona del río



Figura 3. Vista Satelital

Fuente: Propia



Capítulo 3

Estudio Geotécnico

3.1 Aspectos generales

3.1.1 Ubicación del área de estudio

Los trabajos geotécnicos en campo realizados están ubicados en:

Distrito : Yunga

Provincia : Gral. Sánchez Cerro

Departamento : Moquegua.

Siendo el área de intervención la trocha existente en el sector Huasamayo.

3.1.2 Geología y geomorfología

- ❖ La zona donde se realizara el puente contiene materiales Aluviales recientes que son producidos por aluvionamientos que rellenan el fondo de las quebradas.
- ❖ Litológicamente presentan conglomerados poco consolidados, gravas y arenas y menor arcilla; la potencia de estos depósitos depende del carácter de la configuración topográfica.
- ❖ El lugar en estudio se halla ubicado en la denominada zona 02 (Plano geológico preliminar), cuyas alturas oscilan entre 3150 y 3600 msnm y están caracterizados por presentar terrenos de topografía regular.
- ❖ La unidad geológica encontrada y predominante que se ha encontrado es relleno aluvial, o material de río.

Espectros de diseño sísmico según la norma AASHTO

De acuerdo a las consideraciones de la AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design

(AASHTO, 2014) empleadas en el diseño de obras viales establecidos en la Sección 3.10.4.1 de la mencionada norma se menciona que para el diseño sísmico de puentes se le asigna un análisis sísmico probabilístico del suelo para una probabilidad de excedencia de 7% para un periodo de vida útil de la estructura de 75 años con lo cual se obtienen parámetros de construcción del espectro de diseño el cual se describe a continuación [3]:

Espectros de Diseño

El procedimiento establece que en base a mapas de isoaceleraciones espectrales con 5% de amortiguamiento crítico y para periodos de 0.2s y 1.0s, se obtienen los parámetros de aceleración S_S y S_1 , y mediante los coeficientes de sitio F_a y F_v se construyen las curvas de diseño para el espectro de respuesta de aceleraciones para diferentes Clases de Sitio, dependiendo del modelo de atenuación utilizado. Debido a que en el presente Manual se han generado mapas de isoaceleraciones espectrales, se pueden obtener valores de aceleración del suelo en suelo tipo B (roca) para un periodo de retorno de 1000 años [1].

Siguiendo con lo establecido en la Norma, el espectro de diseño sísmico se obtiene mediante la estimación del coeficiente de aceleración A_S , coeficiente de aceleración S_{DS} para periodos cortos (0.2s) y coeficiente de aceleración S_{D1} para un periodo de 1.0s. Estos coeficientes se obtienen de la siguiente manera [1]:

$$\begin{aligned} A_S &= F_{pga} PGA \\ S_{DS} &= F_a S_S \\ S_{D1} &= F_v S_1 \end{aligned}$$

Donde:

PGA , se obtiene de la ordenada para 0.0s del espectro de peligro uniforme ($T_r = 1000$ años) para roca(g) [1] .

S_S , se obtiene determinando el valor de la ordenada para 0.2s del espectro de peligro uniforme ($T_r = 1000$ años) para roca (g) [1].

S1, se obtiene determinando el valor de la ordenada para 1.0s del espectro de peligro uniforme ($T_r=1000$ años) para roca (g) [1].

Los coeficientes F_p , F_a y F_v , para obtener las aceleraciones espectrales en cualquier tipo de suelo a partir del espectro en suelo tipo B, se obtienen de las Tablas 4 y 5, publicadas en la Sección 3.10.3 de la Norma AASHTO del 2014.

Tabla 4. Coeficientes de Sitio F_p y F_a [1]

Clase del Sitio	Coeficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral				
	$PGA \leq 0.10$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0.20$ $S_s = 0.50$	$PGA = 0.30$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0.40$ $S_s = 1.00$	$PGA \geq 0.50$ $S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de PGA y S_s .

Tabla 5. Coeficientes de Sitio F_v [1]

Clase de Sitio	Coeficientes de Aceleración Espectral para periodo a 1 s				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .

Dado que los valores F_p , F_a y F_v , son iguales a la unidad (1.00), se procede a determinar parámetros para el diseño del espectro de respuesta de aceleraciones, tales como: coeficiente de aceleración A_s , SDS para periodos cortos (0.2s), SD1 para 1.0s de periodo, T, T0 y TS [1].

Donde:

AS, coeficiente de aceleración [1].

SDS, ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos cortos (g) [1]

SD1, ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para 1s de periodo (g) [1]

T, periodo fundamental de la estructura (s) [1]

T0, periodo de inicio de la platea de periodos cortos (s) [1]

TS, periodo final de la platea de periodos cortos (s) [1]

Los parámetros indicados se estiman de la siguiente manera:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Una vez determinados los parámetros indicados, las ordenadas del espectro de respuesta de diseño (Csm) se determina teniendo en cuenta las siguientes consideraciones [1]:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad \Rightarrow \quad T \leq T_0$$

$$C_{sm} = S_{DS} \quad \Rightarrow \quad T_0 \leq T \leq T_s$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \Rightarrow \quad T \geq T_s$$

La Figura 3 muestra el espectro de respuesta de diseño desarrollado con las formulaciones previamente indicadas [1].

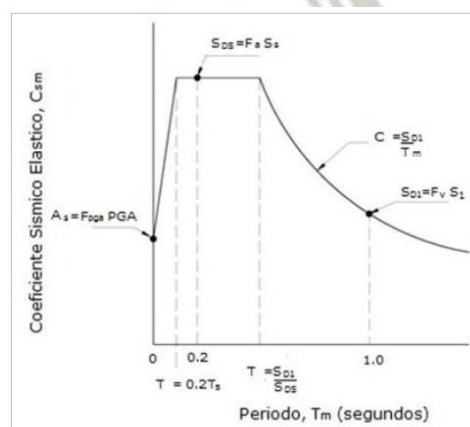


Figura 12. Espectro de Respuesta de Diseño según AASHTO, 2014

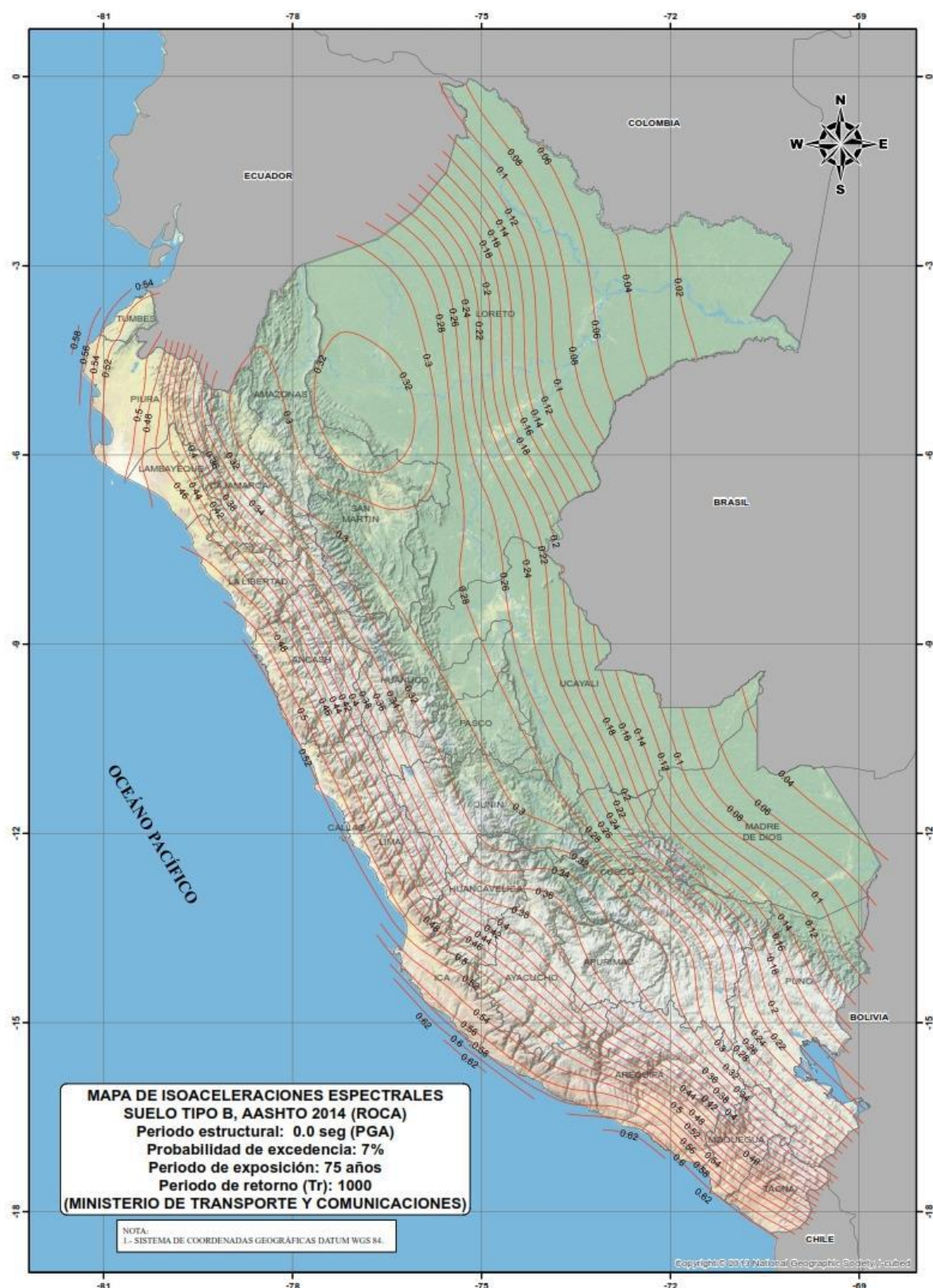


Figura 13. Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2014 [1]

3.2 Metodología de trabajo

3.2.1 Trabajo de campo

El procedimiento en campo tiene las siguientes etapas:

- Reconocimiento del terreno.
- Excavación de Calicatas
- Toma de muestras en calicatas.
- Registro de datos estratigráficos y estructurales de las calicatas.

3.2.2 Trabajo en laboratorio

- Ensayos en laboratorio de muestras tomadas en las calicatas.
- Interpretación de resultados de ensayos de laboratorio y cálculo de parámetros técnicos.
- Elaboración de perfiles estratigráficos

3.3 Ubicación de calicatas

Un trabajo fundamental en la investigación de suelos es la apertura de calicatas, ya que permiten la observación directa además conocer los parámetros y propiedades que definan las condiciones del terreno donde se realizara el proyecto de construcción del puente Huasamayo.

Las calicatas permiten la realización de ensayos en situ y la toma de muestra para ensayos de laboratorio del suelo identificado.

- La calicata con enumeración 01 se ubica en el lado derecho del cauce cerca a la trocha existente.

- La calicata con enumeración 02 está ubicado en la margen izquierda del río Huasamayo

Las calicatas se han ubicado en lugares estratégicos teniendo en cuenta la ubicación del desplante de los estribos del puente.

Descripción de los perfiles estratigráficos del suelo

Perfil estratigráfico realizado en campo se realiza en base a la observación y se hace la identificación de estratos que conformen este suelo, se identifica y describe detalladamente los materiales que conforman este estrato dando una clasificación visual el suelo que conforma este estrato.

CALICATA 01

En la apreciación del suelo en esta calicata se ha diferenciado claramente una conformación de 02 estratos el primero con una capa conformada por material gravoso con bolonería grande producto del arrastre del cauce.

El segundo estrato tiene una potencia considerable que presenta roca de color amarillo como se muestra en la figura 5.

No presenta capa freática.

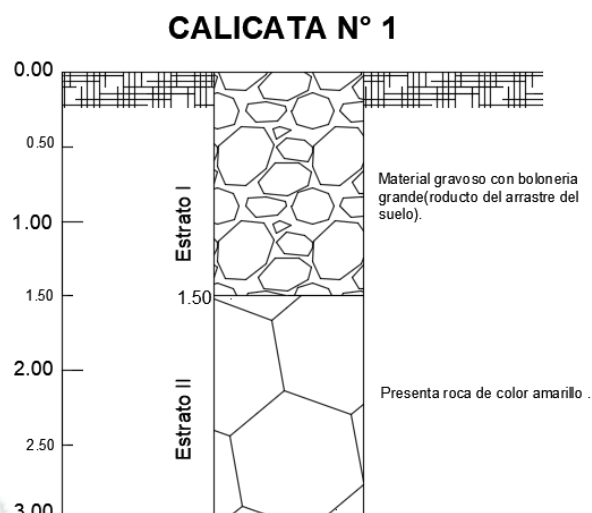


Figura 14. Perfil Estratigráfico Calicata N° 01

Fuente: Propia

CALICATA 02

La calicata 02 de la misma forma que la calicata 01 está compuesto de 02 estratos, el primer estrato comprende del nivel de terreno natural hasta una profundidad de 3 mts a grava limosa con presencia de piedras de tamaño hasta 0.30m. El siguiente estrato presenta arena gravosa con boloneria grande.

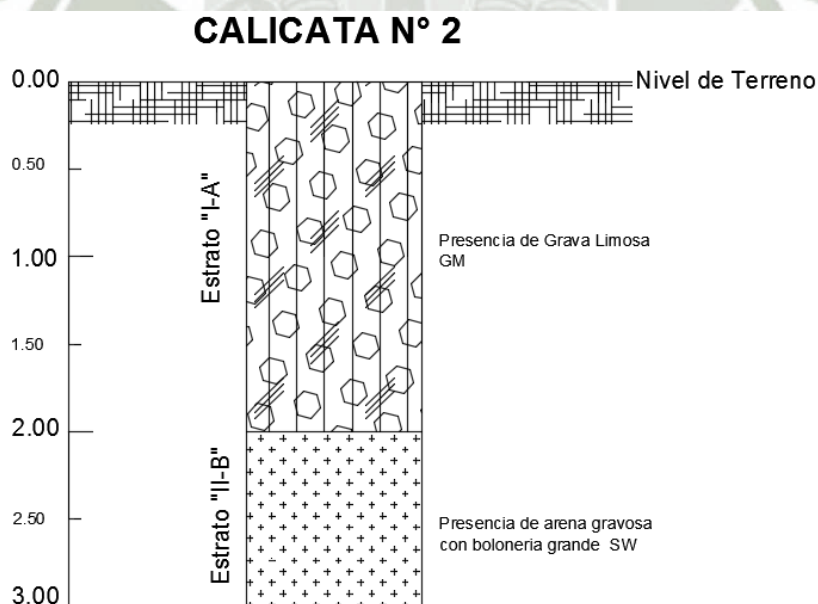


Figura 15. Perfil Estratigráfico Calicata N° 02

Fuente: Propia

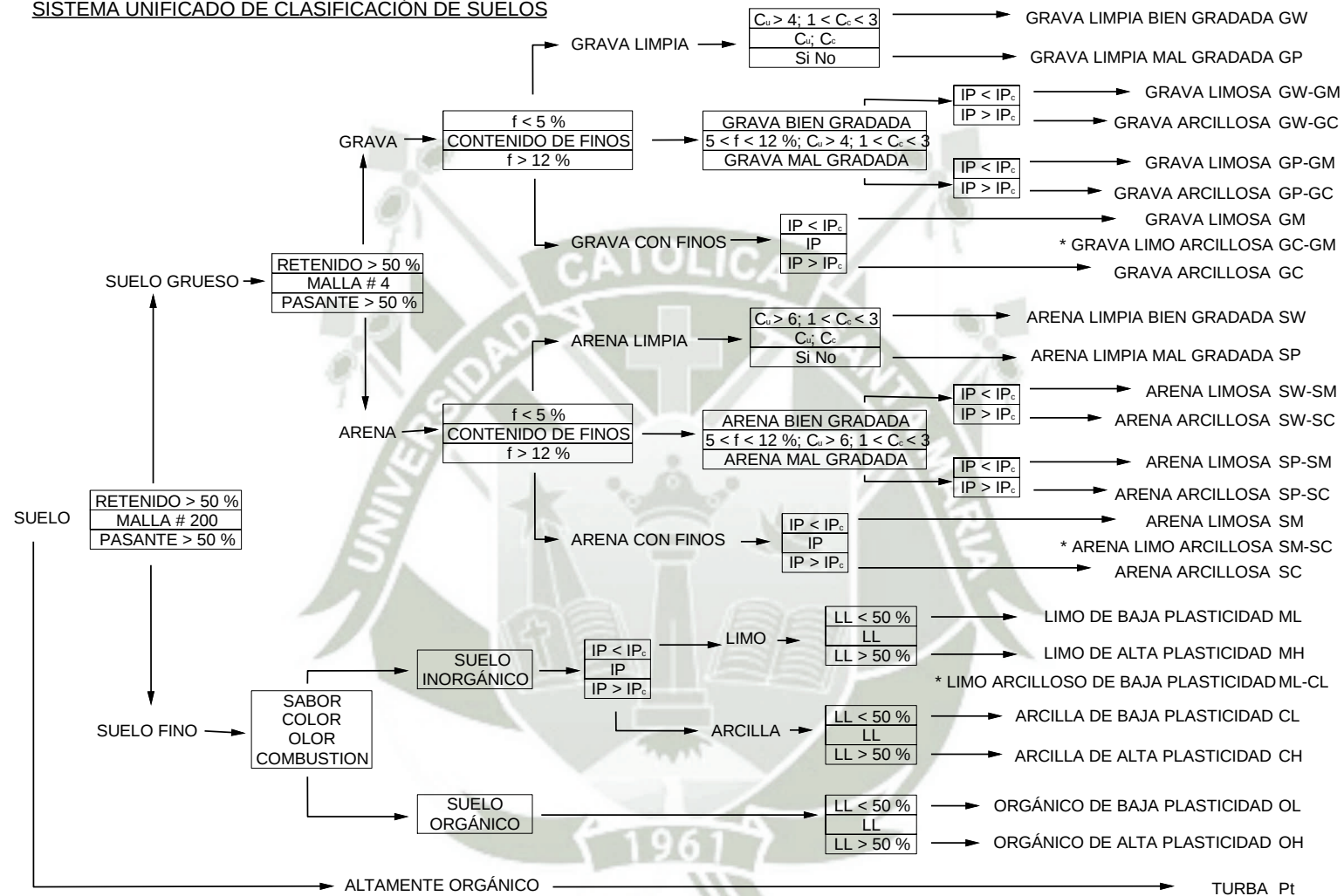
3.4 Ensayo de laboratorio

Las muestras en laboratorio fueron seleccionados y separados según su codificación y se realizaron ensayos con muestras inalteradas y alteradas, También se llevaron a cabo ensayos Standard a fin de obtener las características físicas y mecánicas suelos, las muestras de suelos ya en laboratorio, fueron clasificadas y seleccionadas siguiendo procedimientos y normas descritas en la ASTM D – 2488 /2004. Los resultados se muestran en los gráficos correspondientes.

❖ Ensayos Standard

Análisis Granulométrico por tamices	ASTM – D422
Contenido de humedad del suelo	ASTM – D-2216
Corte directo de suelos	ASTM – D5607 – 94
Ensayo de densidad	ASTM – D7263

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS



Esquema 1. Clasificación de Suelos Sistema unificado de Suelos (SUCS)

3.5 Capacidad de carga del suelo

En cimentaciones se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Por tanto la capacidad portante admisible debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales:

- ❖ Si la función del terreno de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denominará carga de hundimiento.
- ❖ Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al terreno y la deformación sufrida por éste, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.

La capacidad de carga se deberá determinar en base a la altura más elevada que se anticipa alcanzará el nivel freático en la ubicación de la zapata [1].

La capacidad de carga factorada, q_R , en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como [1]:

$$q_R = \varphi_b q_n [1]$$

φ_b = factor de resistencia especificado en la Tabla 6 [1]

q_n = capacidad de carga nominal [1]

Tabla 6. Factores de resistencia para resistencia geotécnica [1]

Método/Suelo/Condición			Factor de Resistencia
Capacidad de Carga	φ_b	Método Teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla.	0.50
		Método Teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT.	0.50
		Método Teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT.	0.45
		Métodos semiempíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos.	0.45
		Zapata en Roca.	0.45
		Prueba de placa.	0.55
Deslizamiento	φ_t	Concreto prefabricado colocado sobre arena.	0.90
		Concreto llenado en sitio sobre arena.	0.80
		Concreto prefabricado o llenado en sitio sobre arcilla.	0.85
		Suelo sobre suelo.	0.90
	φ_{sp}	Componente de la presión pasiva de la tierra de resistencia al deslizamiento.	0.50

Fuente: Tabla (10.5.5.2.2-1 AASHTO)

Formulación Básica

La capacidad de carga nominal se debería estimar en base a los parámetros del suelo utilizando teorías reconocidas de la mecánica de suelos. Los parámetros del suelo usados en los análisis deberán ser representativos de la resistencia al corte del suelo bajo las condiciones subsuperficiales y de carga consideradas [1].

La capacidad de carga nominal de las zapatas en suelos no cohesivos se deberá evaluar empleando análisis de esfuerzos efectivos y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición drenada [1].

La capacidad de carga nominal de las zapatas en suelos cohesivos se deberá evaluar empleando análisis de esfuerzos totales y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición no drenada. En aquellos casos en los cuales los suelos cohesivos pudieran ablandarse y perder resistencia en función del tiempo, la capacidad de carga de los suelos también se deberá evaluar

para las condiciones de carga permanente usando análisis de esfuerzos efectivos y parámetros de resistencia correspondientes al suelo en condición drenada [1].

Para las zapatas en suelos compactados, la capacidad de carga nominal se deberá evaluar utilizando análisis de esfuerzos totales o efectivas, cualquiera que sea el que resulte más crítico.

La capacidad de carga nominal de un estrato de suelo, se tomará como [1]:

$$q_u = cN_{cm} + \gamma DN_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma BN_{\gamma m} C_{w\gamma}$$

En el cual:

$$N_{cm} = N_c s_c i_c \quad N_{qm} = N_q s_q d_q i_q \quad N_{\gamma m} = N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Donde:

c : Cohesión, resistencia al corte no drenado (%) [1].

N_c : termino de cohesión (carga en no drenada), factor de capacidad de carga como se especifica en la Tabla 7 [1].

N_q : termino de sobrecarga (carga en no drenada o drenada), factor de capacidad de carga como se especifica en la Tabla 7 [1]

N_γ : peso unitario (ancho de zapata),(carga drenada), factor de capacidad de carga como se especifica en la Tabla 7 [1].

γ : peso unitario del suelo (húmedo) por encima o por debajo de la cota de fondo de la zapata [1].

N_f : profundidad de empotramiento de la zapata [1].

B : Ancho de la Zapata [1]

$C_{wq}, C_{w\gamma}$: factores de corrección a considerar para localizar el nivel del agua subterránea (napa freática), como se especifica en la Tabla 10.(adimensional) [1]

S_c, S_γ, S_q : factores de corrección de la forma de la zapata, como se especifica en la Tabla 11 (adimensional) [1]

d_q : factor de corrección a considerar para la resistencia al cortante a lo largo de la superficie de falla que pasa a través de materiales no cohesivos sobre la elevación del apoyo como se especifica en la Tabla 12 (adimensional) [1]

i_c, i_γ, i_q : factores de inclinación de carga (Para nuestro caso no consideramos cargas inclinadas, tomamos estos factores como: [1])

Tabla 7. Factores de capacidad de carga N_c (Prandtl, 1921), N_q (Reissner, 1924), y N_γ (vesic, 1975)

ϕ_f	N_c	N_q	N_γ	ϕ_f	N_c	N_q	N_γ
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	26.0
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99.0	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Fuente: (Tabla 10.6.3.1.2a 1 AASHTO)

Tabla 8. Coeficientes C_{wq} y C_{wy} Para varias profundidades del nivel freático.

D_w	C_{wq}	C_{wy}
0.0	0.5	0.5
D_f	1.0	0.5
$>1.5B + D_f$	1.0	1.0

Fuente: (Tabla 10.6.3.1.2a-2 AASHTO)

Tabla 9. Factores de Corrección de forma s_c , s_y , s_q .

Factor	Ángulo de fricción	Término de cohesión (s_c)	Término de peso unitario (s_y)	Término de sobrecarga (s_q)
Factores de Forma s_c, s_y, s_q	$\phi_f = 0$	$1 + \left(\frac{B}{5L}\right)$	1.0	1.0
	$\phi_f > 0$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\tan\phi_f\right)$

Tabla 10. Factor de Corrección de profundidad d_q

Angulo de Fricción, ϕ_f (grados)	D_f/B	d_q
32	1	1.20
	2	1.30
	4	1.35
	8	1.40
37	1	1.20
	2	1.25
	4	1.30
	8	1.35
42	1	1.15
	2	1.20
	4	1.25
	8	1.30

Fuente: (Tabla 10.6.3.1.2a-4 AASHTO)

Tener en cuenta que en materiales granulares en general el ángulo de fricción interna depende principalmente de la compacidad relativa, la distribución granulométrica y la forma de los granos; la influencia de los vacíos no produce cambios significativos, pero la presencia de agua puede reducir dicho ángulo.

Tabla 11. Tabla granulométrica estribo derecho - Calicata N° 1- Estrato II

TABLA GRANULOMETRICA						
Malla	Abertura	Peso Retenido de la muestra	Porcentaje del peso retenido	Porcentaje del peso retenido acumulado	Porcentaje pasante acumulado	
Tamices	[mm]	[gr]	(%)	(%)	(%)	
3"	75.00	0.00	0.0%	0.0%	100.0%	GRAVA
2"	50.00	226.00	12.2%	12.2%	87.8%	
1.5"	37.50	214.00	11.6%	23.8%	76.2%	
1"	25.00	182.00	9.8%	33.6%	66.4%	
3/4"	19.00	215.00	11.6%	45.2%	54.8%	
3/8"	9.50	117.00	6.3%	51.5%	48.5%	
#4	4.75	113.00	6.1%	57.6%	42.4%	
#8	2.36	98.30	5.3%	62.9%	37.1%	ARENA
#10	2.00	115.30	6.2%	69.1%	30.9%	
#16	1.18	72.30	3.9%	73.0%	27.0%	
#20	0.85	68.00	3.7%	76.7%	23.3%	
#30	0.60	98.80	5.3%	82.0%	18.0%	
#40	0.43	73.00	3.9%	86.0%	14.0%	
#50	0.30	83.10	4.5%	90.5%	9.5%	
#60	0.25	25.60	1.4%	91.9%	8.1%	
#100	0.15	36.50	2.0%	93.8%	6.2%	
#200	0.08	12.10	0.7%	94.5%	5.5%	
FONDO		102.30	5.5%	100.0%	0.0%	FINOS
SUMA		1852.30	100.00%			5.52%

Del grafico de la curva granulometrica

 $D_{10} = 0.32$
 $D_{30} = 0.65$
 $D_{60} = 22.00$

Coeficiente de Uniformidad (C_u)

 $C_u = 68.750$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Coefficiente de Curvatura (C_c)

C_c : 0.060

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}}$$

Clasificación SUCS

Considerando solo el % retenido por la malla #200 , tiene mas del 50 %
por lo tanto es un suelo grueso

% retenido malla # 4	57.6%	Retenido > 50%	GRAVA	G
Contenido de finos	5.52%	$5 < f < 12$ %	MAL	P
Cu	68.750	$Cu > 4$	GRADADA	
C_c :	0.060	$1 < C_c < 3$		
LL	NP			
LP	NP			

SUCS

GP

Grava limpia mal
gradada

Resultado de los Ensayos

- * *Peso específico (γ)* **1.602 grf/cm³**
- * *Angulo de fricción (Φ)* **32 °**
- * *Cohesion (C)* **0**

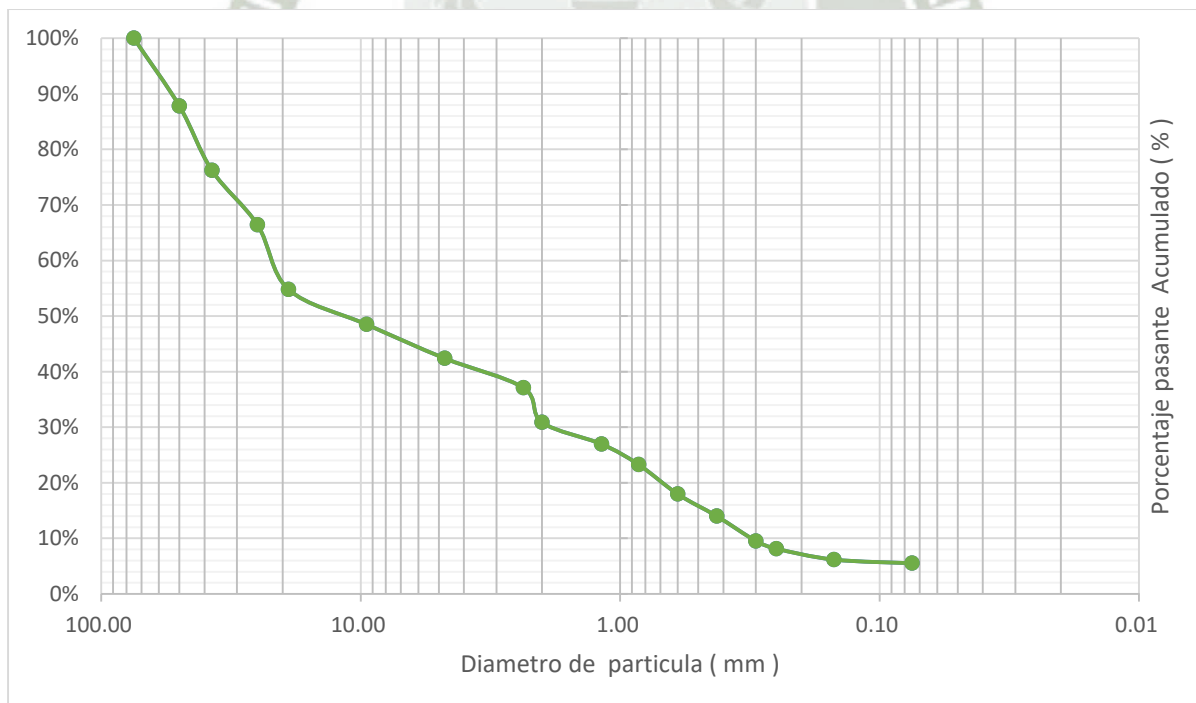


Figura 16. Curva Granulométrica Estrato II - Estribo Derecho

Fuente: Propia

Estribo Derecho

Capacidad de carga nominal (10.6.3.1.2a-1 AASHTO)

$$q_u = cN_{cm} + \gamma DN_{qm}C_{wq} + 0.5\gamma BN_{\gamma m}C_{w\gamma}$$

Datos de la Cimentación

Forma	RE	RE	Rectangular
Ancho (B)=	510 cm	SQ	Cuadrada
Largo (L)=	810 cm	CI	Circular
Desplante(D)=	500 cm		

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

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

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

Datos del Suelo

C =	0 kg/cm ²	
Φ =	32 °	f = 0.5685 rad
γ =	1.602 g/cm ³	
D _w =	500 cm	(Asumido)

$$N_q = e^{\pi \tan \Phi} \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) \quad (\text{Reissner, 1924})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\Phi) \quad (\text{Vesic, 1975})$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{Prandtl, 1921})$$

Factores de Forma

N _c	s _c	i _c	N _q	s _q	d _q	i _q	N _g	s _g	i _g	Kp	B/L	D/B
35.49	1.41	1.00	23.18	1.39	1.18	1.00	30.21	0.75	1.18	3.2546	0.6296	0.9804

N _{cm}	N _{qm}	N _{gm}	C _{wq}	C _{wg}
50.08	38.01	26.60	1.00	0.50

Capacidad Portante

$$q_u = 30.250 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 12.Tabla granulométrica estribo Izquierdo - Calicata N° 2- Estrato II

Fuente: Propia

TABLA GRANULOMETRICA					
Malla	Abertura	Peso Retenido de la muestra	Porcentaje del peso retenido	Porcentaje del peso retenido acumulado	Porcentaje pasante acumulado
Tamices	[mm]	[gr]	(%)	(%)	(%)
3"	75.00	0.00	0.0%	0.0%	100.0%
2"	50.00	159.30	10.3%	10.3%	89.7%
1.5"	37.50	230.20	14.9%	25.2%	74.8%
1"	25.00	176.00	11.4%	36.5%	63.5%
3/4"	19.00	99.50	6.4%	43.0%	57.0%
3/8"	9.50	116.30	7.5%	50.5%	49.5%
#4	4.75	85.20	5.5%	56.0%	44.0%
#8	2.36	75.60	4.9%	60.9%	39.1%
#10	2.00	86.60	5.6%	66.5%	33.5%
#16	1.18	67.30	4.3%	70.8%	29.2%
#20	0.85	56.20	3.6%	74.5%	25.5%
#30	0.60	96.50	6.2%	80.7%	19.3%
#40	0.43	82.00	5.3%	86.0%	14.0%
#50	0.30	46.20	3.0%	89.0%	11.0%
#60	0.25	32.10	2.1%	91.1%	8.9%
#100	0.15	26.80	1.7%	92.8%	7.2%
#200	0.08	13.00	0.8%	93.6%	6.4%
FONDO		98.60	6.4%	100.0%	0.0%
SUMA		1547.40	100.00%		
					GRAVA
					56.00%
					ARENA
					37.63%
					FINOS
					6.37%

Del grafico de la curva granulometrica

 $D_{10} = 0.30$
 $D_{30} = 0.40$
 $D_{60} = 22.00$

Coeficiente de Uniformidad (C_u)

 $C_u = 73.333$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Coeficiente de Curvatura (C_c)

 $C_c = 0.024$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}}$$

Clasificación SUCS

Considerando solo el % retenido por la malla #200 , tiene mas del 50 %
por lo tanto es un suelo grueso

% retenido malla # 4	56.0%	Retenido > 50%	GRAVA	G
Contenido de finos	6.37%	$5 < f < 12$ %	MAL	P
Cu	73.333	$Cu > 4$	GRADADA	
Cc:	0.024	$1 < Cc < 3$		
LL	NP			
LP	NP			
SUCS	GP	Grava limpia mal gradada		

Resultado de los Ensayos

- * *Peso específico (γ)* **1.54 grf/cm³**
- * *Angulo de fricción (Φ)* **32 °**
- * *Cohecion (C)* **0**

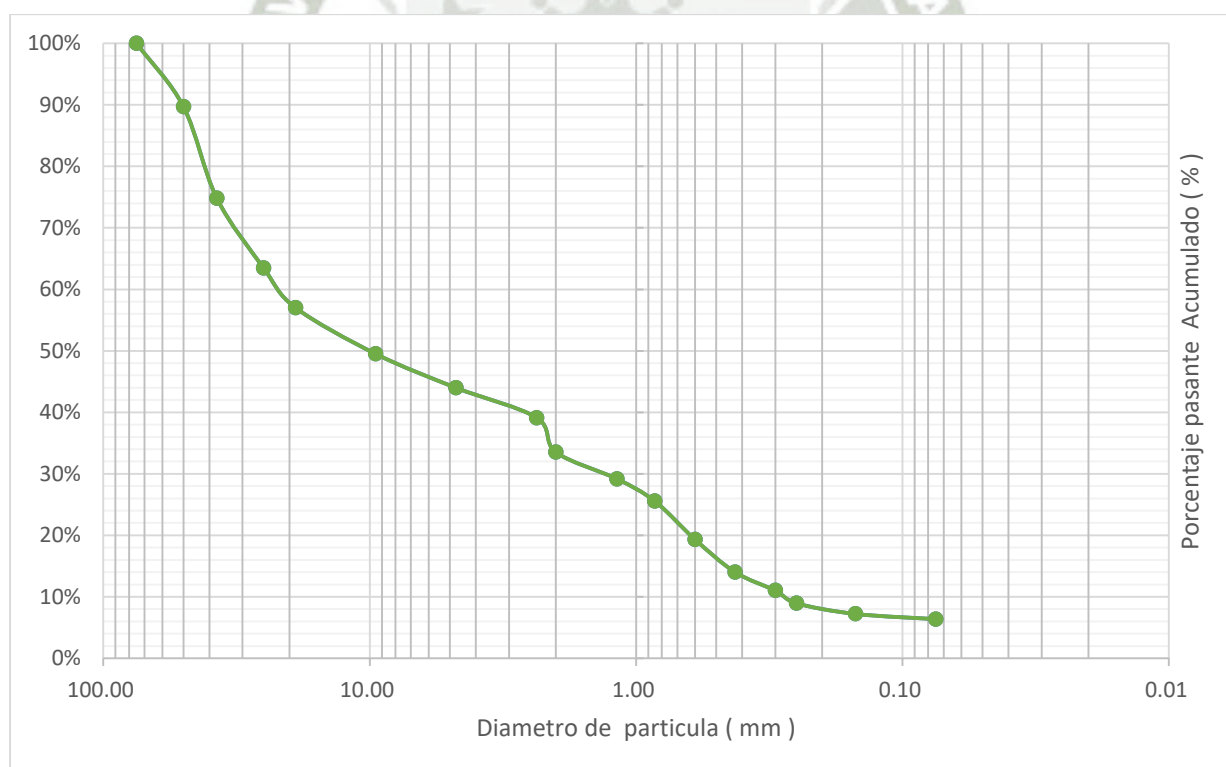


Figura 17.Curva Granulométrica Estrato II - Estribo Izquierdo

Estribo Izquierdo

Capacidad de carga nominal (10.6.3.1.2a-1 AASHTO)

$$q_u = cN_{cm} + \gamma DN_{qm} C_{wq} + 0.5\gamma BN_{\gamma m} C_{w\gamma}$$

Datos de la Cimentación

Forma	RE	RE	Rectangular
Ancho (B)=	510 cm	SQ	Cuadrada
Largo (L)=	810 cm	CI	Circular
Desplante(D)=	500 cm		

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

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

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

Datos del Suelo

C =	0 kg/cm ²	
Φ =	32 °	φ = 0.5585 rad
γ =	1.54 g/cm ³	
D _w =	500 cm	(Asumido)

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Reissner, 1924})$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic, 1975})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi) \quad (\text{Prandtl, 1921})$$

Factores de Forma

N _c	s _c	i _c	N _q	s _q	d _q	i _q	N _γ	s _γ	i _γ	K _p	B/L	D/B
35.49	1.41	1.00	23.18	1.39	1.18	1.00	30.21	0.75	1.18	3.2546	0.6296	0.9804

N _{cm}	N _{qm}	N _{gm}	C _{wq}	C _{wγ}
50.08	38.01	26.60	1.00	0.50

Capacidad Portante

$$q_u = 9.852 \text{ kg/cm}^2$$

3.6 Resultados

Estribo Derecho (Calicata N° 1)

- ❖ Zapata rectangular
- ❖ B mín. = 5.10 m
- ❖ L = 8.10 m
- ❖ q_u = 30.25 kgf/cm²
- ❖ c = 0.0 kg/cm²

Estribo Izquierdo (Calicata N° 2)

- ❖ Zapata rectangular
- ❖ B mín. = 5.10 m
- ❖ L = 8.10 m
- ❖ q_u = 9.85 kgf/cm²
- ❖ θ = 32.00 °
- ❖ c = 0.0 kg/cm²



Capítulo 4

Estudio Hidrológico e Hidráulico

4.1 Hidrología

El estudio hidráulico e hidrológico nos permite establecer los caudales de diseños y los factores hidráulicos fluviales, los cuales nos permiten una mejor apreciación del comportamiento hidráulico del río [1].

Que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura. Dicho estudio nos permite definir lo siguiente [1]:

Objetivos

Los objetivos principales del presente estudio hidrológico e hidráulico son:

- ✓ Ubicación óptima integral del cruce (hidráulico fluvial, geotécnico y de trazado vial) [1].
- ✓ Caudal de Diseño en la ubicación del puente [1].
- ✓ Comportamiento Hidráulico en el tramo fluvial de ubicación del puente [1].
- ✓ Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) en la ubicación del puente [1].
- ✓ Gálibo recomendable para el tablero del puente [1].
- ✓ Profundidad de Socavación Potencial Total en la zona de ubicación de apoyos del puente [1].
- ✓ Profundidad mínima de desplante recomendable de los apoyos [1].

Procedimiento de Trabajo

Se realizó el análisis hidrológico de la Microcuenca del Río - Huasamayo para el dimensionamiento de las obras hidráulicas y la infraestructura para el diseño y construcción del puente Huasamayo. La morfología de la cuenca se ha desarrollado con ArcMap 10.2.1 y se obtuvo los siguientes datos:

Área = 28.7 km²

Cota Superior = 4800 msnm

Cota de desembocadura = 3580 msnm

Longitud del cauce = 12.50 km

Perímetro de la cuenca = 22.448 km

Para obtener el caudal máximo se ha empleado el análisis estadístico de las precipitaciones y la aplicación del método racional para determinar el caudal máximo de diseño, del cual se obtuvo caudales para diferentes periodos de retorno.

Tr = 100 años caudal 39.60 m³/s

Tr = 50 años caudal 35.79 m³/s

Tr = 25 años caudal 31.96 m³/s

Posteriormente se realizó la simulación del cauce con el programa HEC RAS con la finalidad de obtener el tirante máximo del río para un buen dimensionamiento del puente sobre el río Huasamayo. De la simulación se obtuvo un tirante máximo en el eje del puente de 1.67 mts para un periodo de retorno de 100 años.

4.2 Parámetros de la micro cuenca

4.2.1 Información cartográfica y geográfica

Información Cartográfica básica para la generación de mapas temáticos y el estudio hidrológico de la cuenca, se ha hecho uso de la Carta Nacional Hoja 33-u Ichuña, 34-u Omate a escala 1:100,000 con curvas de nivel a 50 m, levantadas por el IGN.

Adquisición y recolección de información hidrometeorológica 1965-2011 fuentes de SENAMHI de las estaciones. Recolección y revisión de estudios realizados anteriormente en la Zona.

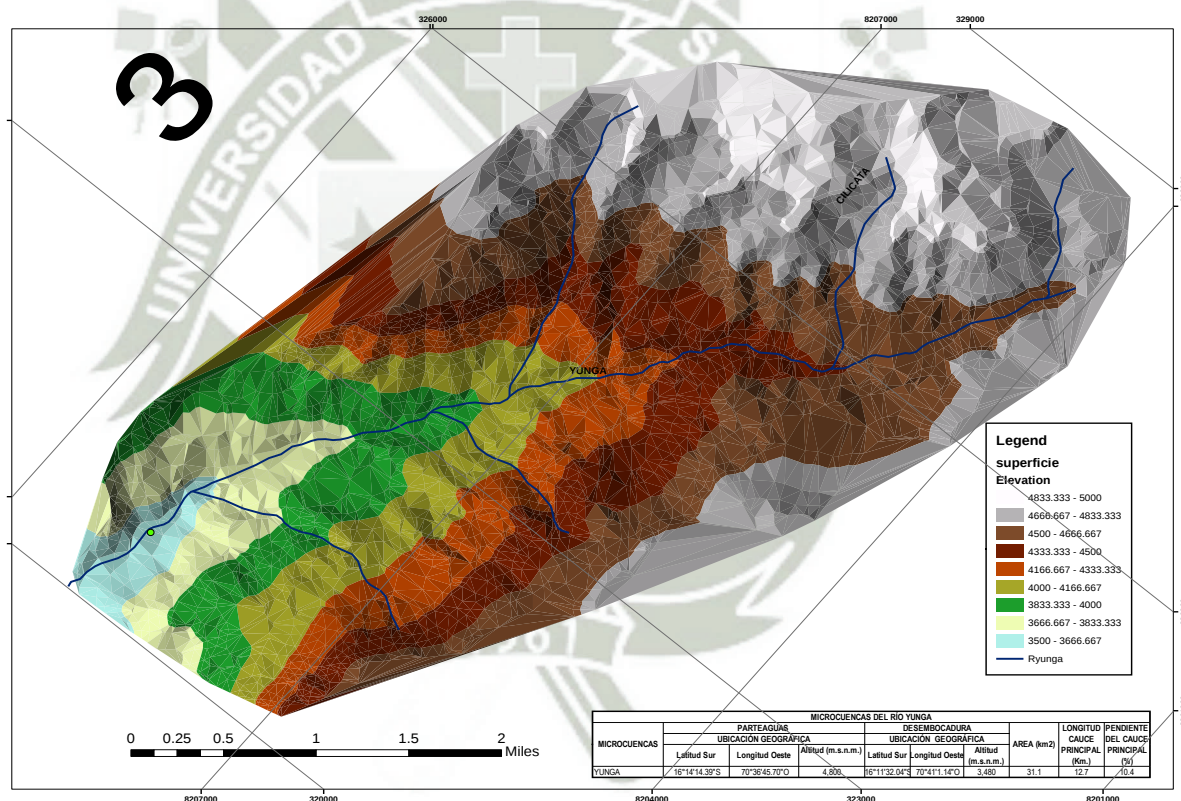


Figura 18. Micro cuenca del rio Yunga

Fuente: Propia

4.2.2 Parámetros Morfológicos

En lo que respecta a este ítem, se desarrollara el cálculo de los parámetros geomorfológicos en el Área de Proyecto asociados a su capacidad de respuesta a la precipitación en forma de escorrentía, tales como: Área. Perímetro, Longitud del Cauce Principal, Ancho Promedio, Coeficiente de Compacidad. Factor de forma, Grado de Ramificación, Densidad de drenaje y Pendiente Media.

El área de estudio comprende la subcuenca Yunga de la cuenca alta de los ríos Tambo, Ichuña, en la provincia General Sánchez Cerro, Moquegua.

Formaciones vegetales

Piso mesotérmico de Tolares o Matorral subhúmedo (ms), situado en la vertiente y quebradas de los ríos Tambo-Ichuña (3400 – 4200 m), caracterizado por árboles de bajo tamaño , diversos arbustos, suculentas en áreas rocosas, pastos, hierbas anuales y algunas especies introducidas en las partes cercanas a los cultivos y oconales, este matorral es relativamente ralo, con arbustos que alcanzan 1,5 m de alto, constituidos principalmente por Asteráceas y numerosas anuales.

Área de la cuenca

La superficie de la cuenca delimitada por el divisor topográfico, corresponde a la superficie de la misma proyectada en un plano horizontal, y su tamaño influye en forma directa sobre las características de los escurrimientos pluviales y sobre la amplitud de las fluctuaciones [5].

Perímetro de la cuenca

El perímetro de la cuenca está definido por la longitud de la línea de división de aguas (Divortium Aquarium) [5].

Longitud mayor del cauce (L)

Recibe este nombre, el mayor cauce longitudinal que tiene una cuenca determinada, es decir, el mayor recorrido que realiza el río desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades hasta un punto fijo de interés, que puede ser una estación de aforo o desembocadura [5].

Forma de cuenca

Es la que determina la distribución de las descargas de agua a lo largo del curso principal, y es en gran parte responsable de las características de las crecientes que se presentan en la cuenca [5].

Es expresada por parámetros, tales como el Ancho Promedio, Coeficiente de compacidad y el factor de forma [5]

Ancho promedio

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud mayor del curso del río, la expresión es la siguiente [5]:

$$Ap = \frac{A}{L}$$

Dónde:

Ap = Ancho promedio de la cuenca (Km)

A = Área de la cuenca

Coefficiente de compacidad (kc)

O índice de Gravelius, nos indica el grado de irregularidad de la Microcuenca, constituye la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia cuya área - igual a la de un círculo - es equivalente al área de la cuenca en estudio [5].

Su fórmula es la siguiente:

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{P * A}}$$

$$Kc = 0.28 * \sqrt{P / A}$$

Siendo:

Kc = Coeficiente de Compacidad (Km/Km²)

P = Perímetro de la cuenca (Km)

A = Área de la cuenca (Km²)

Una cuenca se aproximará a una forma circular cuando el valor Kc se acerque a la unidad

- Cuando se aleja de la unidad, presenta una relación irregular con relación al círculo .
- Si este coeficiente fuera igual a la unidad, significa que habrá mayores oportunidades de crecientes debido a que los tiempos de Concentración, Tc (duración necesaria para que una gota de agua caiga en el punto más alejado de aquella, llegue a la salida o desembocadura), de los diferentes puntos de la cuenca serían iguales. De igual modo,

cuanto mayor sea el valor de K_c , también será mayor el tiempo de concentración de las aguas y. por lo tanto, estará menos propensa a una inundación.

Generalmente en cuencas muy alargadas el valor de K_c , es mayor que 2.

Un valor de K_c . menor que 1. Nos indica una cuenca de forma circular, siguiendo el desarrollo de su curso principal, debiendo estar más expuesta a las crecientes que una cuenca de forma redondeada.

Factor de forma (Ff)

Es otro índice numérico con el que se puede expresar la forma y la mayor o menor tendencia a crecientes de una cuenca [5].

Es la relación entre el ancho promedio de la cuenca (A_m) y la longitud del curso de agua mas largo (L).

La expresión es la siguiente

$$Ff = \frac{A_p}{L}$$

Siendo:

Ff = Factor de Forma

A_p = Ancho promedio de la cuenca (Km)

L = Longitud del curso más largo (Km)

Una cuenca con Factor de Forma bajo, está sujeta a menos crecientes que otra del mismo tamaño pero con un Factor de Forma mayor. Este valor es adimensional.

Densidad de drenaje

Este parámetro nos da una idea de la respuesta de la Microcuenca ante el flujo de precipitación, una densidad muy alta significa una Microcuenca muy bien drenada e inversamente una densidad muy baja refleja una Microcuenca pobremente drenada con respuesta Hidrográfica muy lenta [5].

Indica la relación entre la longitud total de los cursos de agua: efímeros, intermitentes o perennes de una cuenca (L_i) y el área total de la misma (A).

- Valores altos de densidad refleja una cuenca muy drenada que debería responder relativamente al influjo de la precipitación, es decir que las precipitaciones influirán inmediatamente sobre las descargas de los ríos (Tiempos de Concentración cortos).
- Una cuenca con baja densidad de drenaje refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica muy lenta. Una baja densidad de drenaje es favorecida en regiones donde el material del subsuelo es altamente resistente bajo una cubierta de vegetación muy densa y de relieve plano.
- La densidad de drenaje tiende a uno en ciertas regiones desérticas de topografía plana y terrenos arenosos, y a un valor alto en regiones húmedas, montañosas y de terrenos impermeables.

Esta última situación es la más favorable, pues si una cuenca posee una red de drenaje bien desarrollada, la extensión media de los terrenos a través de los cuales se produce el escurrimiento superficial es corto y el tiempo en alcanzar los cursos de agua también será corto; por consiguiente la intensidad de las precipitaciones influirá inmediatamente

sobre el volumen de las descargas de los ríos [5].

La expresión es la siguiente:

$$Dd = \frac{Li}{A}$$

Siendo:

Dd = Densidad de drenaje (Km/Km²)

Li = Longitud total de los cursos de agua (Km/Km²)

A = Área de la cuenca (Km²)

Pendiente media del cauce

Según la Hidrología, es la inclinación del terreno que favorece el desplazamiento de las aguas en el sentido de la máxima pendiente, este parámetro es muy importante ya que también se puede conocer el tiempo de concentración de las precipitaciones.

El agua superficial concentrada en los lechos pluviales escurre con una velocidad que depende directamente del declive de éstos, así a mayor declive habrá mayor velocidad de escurrimiento. La pendiente Media del río es un parámetro empleado para determinar el declive de un curso de agua entre dos puntos [5].

Se determina mediante la siguiente expresión:

$$Ic = \frac{(HM - Hm)}{1000 * L}$$

Siendo:

Ic = Pendiente media del río

L = longitud del río

HM y Hm = Altitud Máxima y mínima del lecho del río, referidas al nivel medio de las aguas del mar.

Tabla 13. Parámetros de la Microcuenca Huasamayo (*Fuente: Propia*)

PARAMETRO MORFOLOGICO DE LA MICROCUENCA MICROCUENCA : Sub Cuenca Huasamayo		
Área	(km ²)	28.705
Cota Superior	(msnm)	4.800
Cota Inferior	(msnm)	3.580
Long. De Cauce	(km)	12.500
Perímetro	(km)	22.448
Ancho promedio	(km)	4.410
Coeficiente de Compacidad	-	0.320
Factor de Forma	-	2.840
Densidad de Drenaje	(1/km)	0.230
Pendiente Media del Río	(m/m)	0.980

4.3 Análisis de máximas avenidas

4.3.1 Datos hidrometeorológicos

Es necesario identificar un período común de análisis, siendo este 1965-2011 en cuanto a precipitaciones máximas en 24 horas, de acuerdo a la información disponible y que se requiere para efectos de cálculo, siendo estos los parámetros de Precipitación de las estaciones de:

Tabla 14: Precipitación máxima 24 horas

Año	Carumas	Calacoa	Pampa Humalso
1965	25		10
1966	19.5		15.2
1967	25.8	38.1	19.5
1968	17.4	17	19
1969	22.7	20	28.1
1970	11.4	31.4	22.6
1971	23.6	18.9	12
1972		33	20
1973	26	36.1	18
1974	25.4	31	24.1
1975	26.1	19.4	19.7
1976	37.2	19.9	17
1977	38.6	40.7	20.1
1978	27.9	26.5	12.9
1979	37.6	15.4	13
1980	53.5	30	9.7
1981	20.6	50.7	10.2
1982		23.2	14.1
1983		42.6	7.4
1984	20	48.4	26.1
1985	13.4	20.2	3.7
1986		20.9	10.2
1987		18.9	11.1
1988	22	12.9	13.1
1989		30.7	26.8
1990		18.7	
1991		14	
1992		16.4	
1993		22	14.4
1994		20.1	17
1995		10.5	6
1996		17.2	12.1
1997	19.9	35	31.5
1998	38.7	31.5	26.3
1999	26	32.8	27.7
2000	38.8	31.7	15
2001	35.9	53.8	26.9
2002	31.5	60.6	23.4
2003	18.4	19	16.1
2004	23.7	23.5	25.1
2005	22.2	29.5	23
2006	23.6	27	21
2007	30.5	15	32.7
2008	40.2	60	12.8
2009	26.3	18.6	16.6
2010	20.4	9.6	12.8
2011			26.4

4.3.2 Precipitación máxima e intensidad máxima

El estudio de la Precipitación Máxima e Intensidad Máxima es muy importante para tener conocimiento de la intensidad de las tormentas, sus magnitudes, así como su frecuencia, son muy necesarios para el diseño de las diferentes obras hidráulicas que pudieran construirse en las zonas de estudio en la Microcuenca.

Para el análisis se ha tenido en cuenta la información de precipitación máxima en 24 horas.

Con la finalidad de obtener información de precipitación máxima en 24 horas, para diferentes periodos de retorno y que permita tener confiabilidad de su recurrencia, se le evaluó a través de 3 distribuciones de frecuencia

- ✓ Distribución Normal Estándar.
- ✓ Distribución Gumbel (Distribución extrema Tipo I).
- ✓ Distribución Pearson tipo III.

En el cuadro siguiente se muestra el resumen de los resultados por el método estadístico de la distribución que más se ajusta aplicando el método de momentos desarrollados en el presente estudio la distribución que se considera es la Distribución Gumbel. Se observa que la diferencia entre uno y otro método puede ser apreciable. En muchos casos las diferencias son muchos mayores que las que resultan aquí. Una selección apresurada de cualquiera de los métodos podría traducirse en una estructura sobre diseñada y costosa o subdiseñada y peligrosa

Precipitación de diseño máxima de 24 horas estimada

Tabla 15. Precipi Precipitaciones Máximas en (mm) y periodo de retorno en (años)

Tr	P	Yt	Xt
1000	0.001	6.907	89.928
500	0.002	6.214	83.414
250	0.004	5.519	76.882
100	0.010	4.600	68.244
50	0.020	3.902	61.684
40	0.025	3.676	59.560
25	0.040	3.199	55.076
10	0.100	2.250	46.157
5	0.200	1.500	39.108

Fuente: Propia

4.3.3 Análisis de riesgo de falla

El diseño de estructuras para el control de agua incluye la consideración de riesgos. Una estructura para el control de agua puede fallar si la magnitud correspondiente al periodo de retorno de diseño T se excede durante la vida útil de la estructura. Este riesgo hidrológico natural, o inherente, de falla puede calcularse utilizando la ecuación:

Es el tiempo medio en años (evento) es igualdad o superada por lo menos una vez es decir

$$\text{periodo de retorno} = \frac{1}{\text{probabilidad}} \Rightarrow T = \frac{1}{P}$$

T = periodo de retorno

P = probabilidad de ocurrencia de un caudal

En hidrología se utiliza más el periodo de retorno que la probabilidad

Probabilidad de que un suceso de retorno T se produzca el próximo año..... $\frac{1}{T}$

Probabilidad de que un suceso de retorno NO se produzca el próximo año..... $1 - \left(\frac{1}{T}\right)$

Probabilidad de que un suceso de retorno NO se produzca los próximos dos años.. $\left[1 - \left(\frac{1}{T}\right)\right] \left[1 - \left(\frac{1}{T}\right)\right]$

Probabilidad de que un suceso de retorno NO se produzca los próximos n años..... $\left[1 - \left(\frac{1}{T}\right)\right]^n$

Probabilidad de que un suceso de retorno SI se produzca los próximos n años..... $1 - \left[1 - \left(\frac{1}{T}\right)\right]^n$

En El diseño de obras públicas, la última expresión obtenida es el Riesgo de falla (R , es decir la probabilidad de que SI se produzca alguna vez un suceso de periodo de retorno T a lo largo a un periodo de n años:

$$R = \left\{ 1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right)^n \right\}$$

ESTRUCTURA	T(años)
CAUDALES DE PROYECTO	
Vertedor de grandes presas	10000
Vertedor de una presa de tierra	1000
Vertedor de una presa de concreto	500
Galerías de aguas pluviales	5 a 20
Bocatomas	25 a 75
Pequeñas presas para abastecimiento de agua	50 a 100
puentes en carreteras importantes	50 a 100
puentes en carreteras comunes	25

Valores de periodo de retorno T asociado al riesgo R

Riesgo R	Vida útil de la obra (n) en años					
	1	10	25	50	100	200
0.01	100.00	995.49	2487.98	4975.46	9950.42	19900.33
0.10	10.00	95.41	237.78	475.06	949.62	1898.74
0.25	4.00	35.26	87.40	174.30	348.11	695.71
0.50	2.00	14.93	36.57	72.64	144.77	289.04
0.75	1.33	7.73	18.54	36.57	72.64	144.77
0.99	1.01	2.71	5.94	11.37	22.22	43.93

Un análisis de la tabla anterior muestra que si adopta un riesgo de 10% de que durante los 10 años de vida útil de una estructura ocurra una descarga igual o superior a la del proyecto, se debe usar un periodo de retorno de 95.41 años.

Dada la magnitud de las subcuencas, para la estimación de las máximas avenidas se ha tenido en consideración los siguientes rangos de superficies de cuenca de recepción:

Área	Método
< 10 Km ²	Hidrograma del US - SCS
< 100 Km ²	Mac Math
> 100 km ²	Curvas Envolventes de Creager

Riesgo de Falla	Vida esperada del proyecto, n (años)							
	1	2	5	10	20	25	50	100
0.99	1.01	1.11	1.66	2.71	4.86	5.94	11.37	22.22
0.9	1.11	1.46	2.71	4.86	9.20	11.37	22.22	43.93
0.75	1.33	2.00	4.13	7.73	14.93	18.54	36.57	72.64
0.5	2.00	3.41	7.73	14.93	29.36	36.57	72.64	144.77
0.25	4.00	7.46	17.89	35.26	70.02	87.40	174.30	348.11
0.1	10.00	19.49	47.96	95.41	190.32	237.78	475.06	949.62
0.05	20.00	39.49	97.98	195.46	390.41	487.89	975.29	1950.07
0.01	100.00	199.50	498.00	995.49	1990.48	2487.98	4975.46	9950.42

4.3.4 Curvas de intensidad-duración y frecuencia (IDF)

Uno de los primeros pasos que debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como el diseño de un drenaje, es la determinación del evento o los eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre una relación entre la intensidad de lluvia (o profundidad), la duración, y las frecuencias o periodos de retorno apropiados para la obra y el sitio. Deberían existir curvas (IDF) estándar desarrolladas por instituciones del gobierno disponibles para el sitio para que su uso sea de forma general, uniforme y oficial.

Para construir la curva IDF para diferentes periodos de retorno utilizamos la formula de DYCK PESCHKE para el cálculo de máximas avenidas.

$$Pd = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Donde

Pd : Precipitación máxima para un periodo de duración

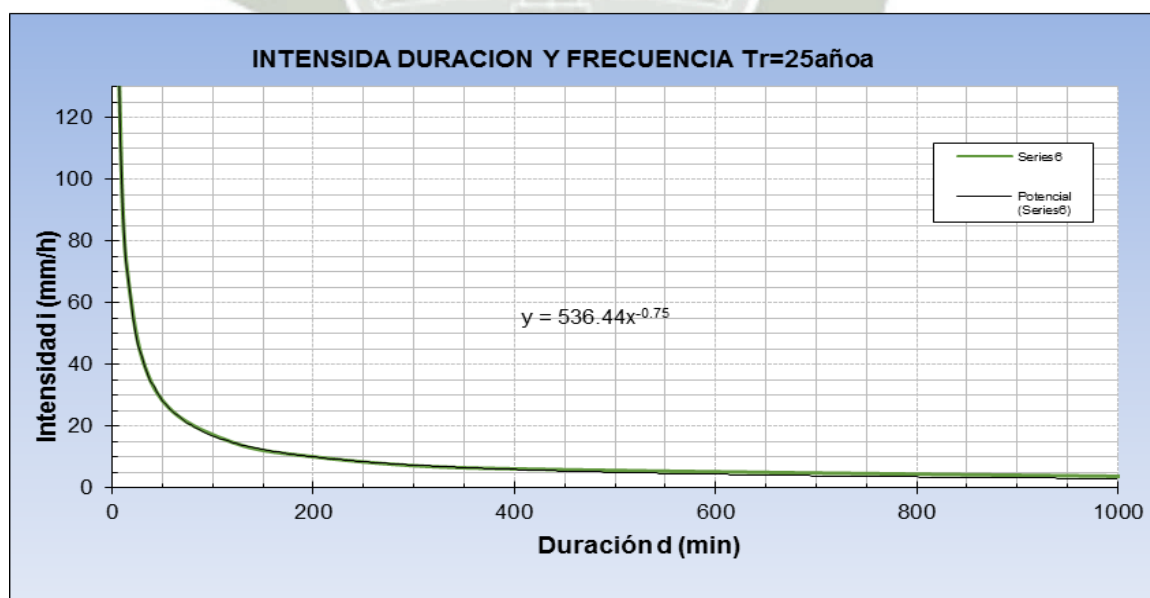
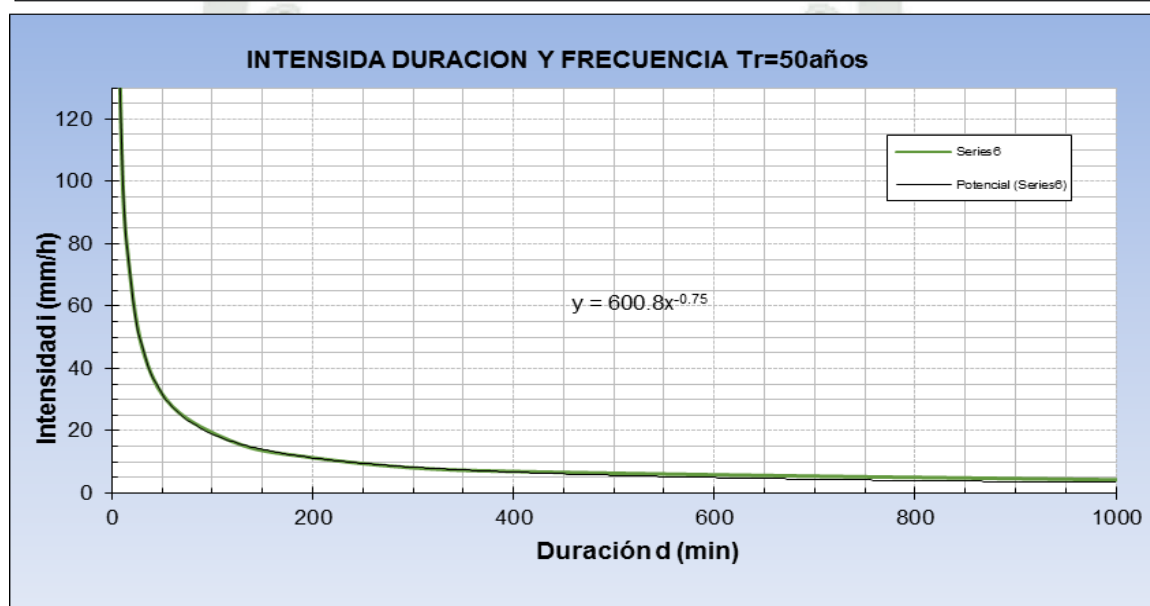
d : Periodo de duración (min. 10, 15, 30....., etc)

P_{24h} : Precipitación máxima para 24 horas (En este estudio se utilizara el modelo adecuado según las pruebas realizados en los acápites anteriores.

Tabla 16.Periodo vs Intensidad

T de Retorno	PERIODO DE DURACION (min) - INTENSIDAD (mm/hr)								
T(años)	5	10	15	30	60	120	180	360	1440
1000	261.96	155.76	114.92	68.33	40.63	24.16	17.82	10.60	3.75
500	242.98	144.48	106.59	63.38	37.69	22.41	16.53	9.83	3.48
250	223.95	133.16	98.25	58.42	34.74	20.65	15.24	9.06	3.20
100	198.79	118.20	87.21	51.85	30.83	18.33	13.53	8.04	2.84
50	179.68	106.84	78.83	46.87	27.87	16.57	12.23	7.27	2.57
40	173.50	103.16	76.11	45.26	26.91	16.00	11.80	7.02	2.48
25	160.43	95.39	70.38	41.85	24.88	14.80	10.92	6.49	2.29
10	134.45	79.95	58.98	35.07	20.85	12.40	9.15	5.44	1.92
5	113.92	67.74	49.98	29.72	17.67	10.51	7.75	4.61	1.63

Fuente: Propia



Tiempo de concentración t_c

Es el tiempo empleado por una gota de agua que cae en el punto hidrológicamente más alejado de la cuenca para llegar a la salida de ésta.

De Acuerdo a esta definición, el caudal pico Q_p en la salida de la cuenca debe alcanzar después de un lapso igual al del tiempo de concentración t_c .

La obtención de los tiempos de concentración para la microcuenca del Rio Yunga, por los diferentes métodos, ha sido desarrollada empleando los parámetros y procedimientos descritos por las siguientes formulas:

Para la aplicación de método de Clark, se necesita calcular el tiempo de concentración (Time of concentration) y el coeficiente de almacenamiento (Storage Coefficient). El tiempo de concentración fue calculado mediante las fórmulas de Kirpich y Temez.

Donde:

t : Tiempo de concentración (hr)

L : Longitud del cauce principal de la cuenca (km)

Δh : Desnivel del cauce principal (m)

El valor de i intensidad es igual al tiempo de concentración

$$T_c = \left(0.871 \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde

T_c = Tiempo de concentración en horas

L = Longitud del cauce principal Km.

H = Desnivel máximo en m

$$t = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \quad (\text{Fórmula de Temez})$$

Donde:

S : pendiente (Adim.)

MICROCUENCAS DEL RÍO YUNGA									
MICROCUENCAS	PARTEAGUAS			DESEMBOCADURA			AREA (km2)	LONGITUD CAUCE PRINCIPAL (Km.)	PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL (%)
	UBICACIÓN GEOGRÁFICA			UBICACIÓN GEOGRÁFICA					
	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud (m.s.n.m.)	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud (m.s.n.m.)			
HUASAMAYO	16°14'14.39"S	70°36'45.70"O	4.800	16°11'32.04"S	70°41'11.14"O	3.580	28.7	12.5	9.8

MICROCUENCAS								Transformación		Flujo Base
								Método Clark		
	Pérdida inicial (mm)	Condición humedad antecedente (CHA)	Condición hidrológica	Cobertura	Grupo de Suelos	Número de Curva	% impermeable	Tiempo de concentración (hr)	Coefficiente de Almacenamiento (hr)	Constante Mensual (m3/s)
HUASAMAYO	5.0	II	Media	Matorral	D	91	0.0	2.3	3.4	0.000

Pérdida inicial = 0.20 (25400-254*CN/CN) [Ecuación 5.6, pág.41 Technical Reference Manual]

Pérdida inicial = 0.20 (25400-254*CN)/CN [Ecuación 5.6, pág.41 Technical Reference Manual]

4.4 Caudal Máximo – Caudal

Aplicación del método racional

Las descargas máximas para las Sub cuencas o áreas que lo componen el área de drenaje que escurre al río se determinó mediante la fórmula del Método Racional, cuya expresión es la siguiente:

$$Q_{\max} = \frac{C * I * A}{360}$$

Dónde:

Q_{max} : Caudal de diseño (m³/s)

C : Coeficiente de escorrentía que depende de topo-fisiográfica de la cuenca receptora (adimensional)

A - Área de la subcuenca (ha.)

I - Precipitación máxima en 24 horas (mm/hr)

Las descargas máximas calculadas por el Método Racional, se muestran en los cuadros respectivos de cada uno de las sub cuencas, tomando en cuenta las precipitaciones máximas de 24 horas donde se contaban con datos.

Tabla 17. Caudal Máximo de diseño m³/s

CAUDAL MAXIMO DE DISEÑO (m ³ /s)	
Periodo de Retorno	MAYOTINCO
T(años)	m ³ /s
1000	57.08
500	52.94
250	48.80
100	43.32
50	39.15
40	37.80
25	34.96
10	29.30
5	24.82

Fuente: Propia

4.4.1 Coeficiente de Manning

El coeficiente de rugosidad de Manning depende de muchos factores, pero en nuestro caso específico el Coeficiente de rugosidad y otros coeficientes de fricción (Coeficiente de Manning o rugosidad absoluta del cauce). Por defecto, el HEC – RAS admite que el cauce está dividido en tres partes: la margen izquierda (LOB en Inglés), el cauce principal (Channel en Inglés) y la margen derecha (ROB en Inglés). Por lo tanto por defecto se admite que en cada parte el tramo se tiene tres coeficientes de Manning diferentes.

Tabla 18. Valores de rugosidad “n” de manning

<u>n</u>	<u>Superficie</u>
0.010	Muy lisa, vidrio, plástico, cobre.
0.011	Concreto muy liso.
0.013	Madera suave, metal, concreto frotachado.
0.017	Canales de tierra en buenas condiciones.
0.020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación.
0.025	Canales naturales con alguna vegetación y piedras esparcidas en el fondo
0.035	Canales naturales con abundante vegetación.
0.040	Arroyos de montaña con muchas piedras.

El cauce de la torrentera tiene tramos con revestimientos variables en algunos casos muro de concreto, tierra y enrocado para la simulación se adoptó los valores adecuados según la sección.

Simulación

Se ha generado gran cantidad de secciones para la simulación de los cuales se obtiene los parámetros hidráulicos, el flujo que presenta el modelamiento es supercrítico quiere decir que tiene velocidad considerables y el tirante menor que el tirante crítico para lo cual se plantará disipadores de energía en las secciones necesarias según el perfil que se muestra.

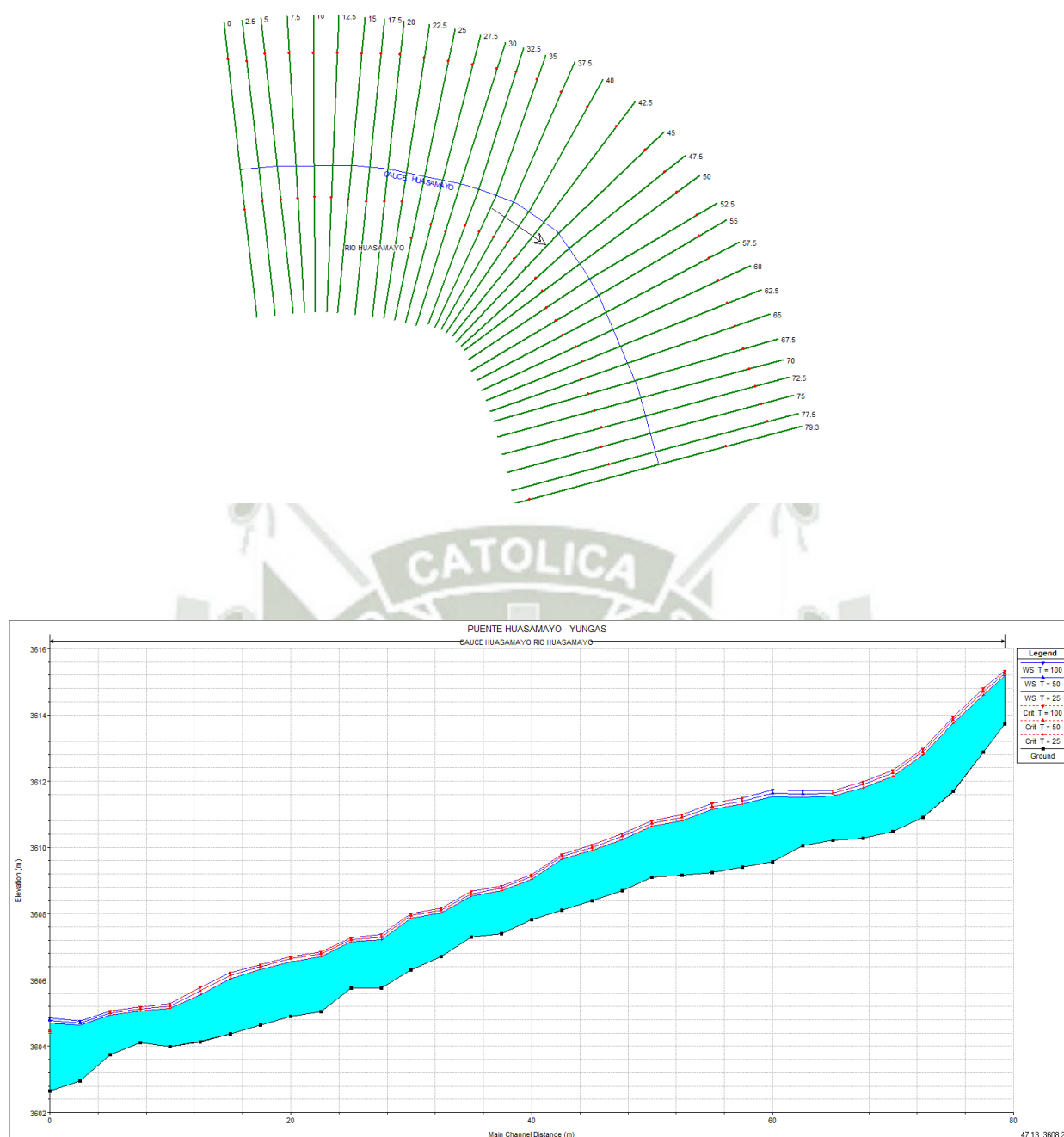


Figura 20. Perfil del cauce del tramo del rio para un periodo de diseño de 25 años de retorno Huasamayo - Yunga para el tramo simulado (*Fuente: Propia*)

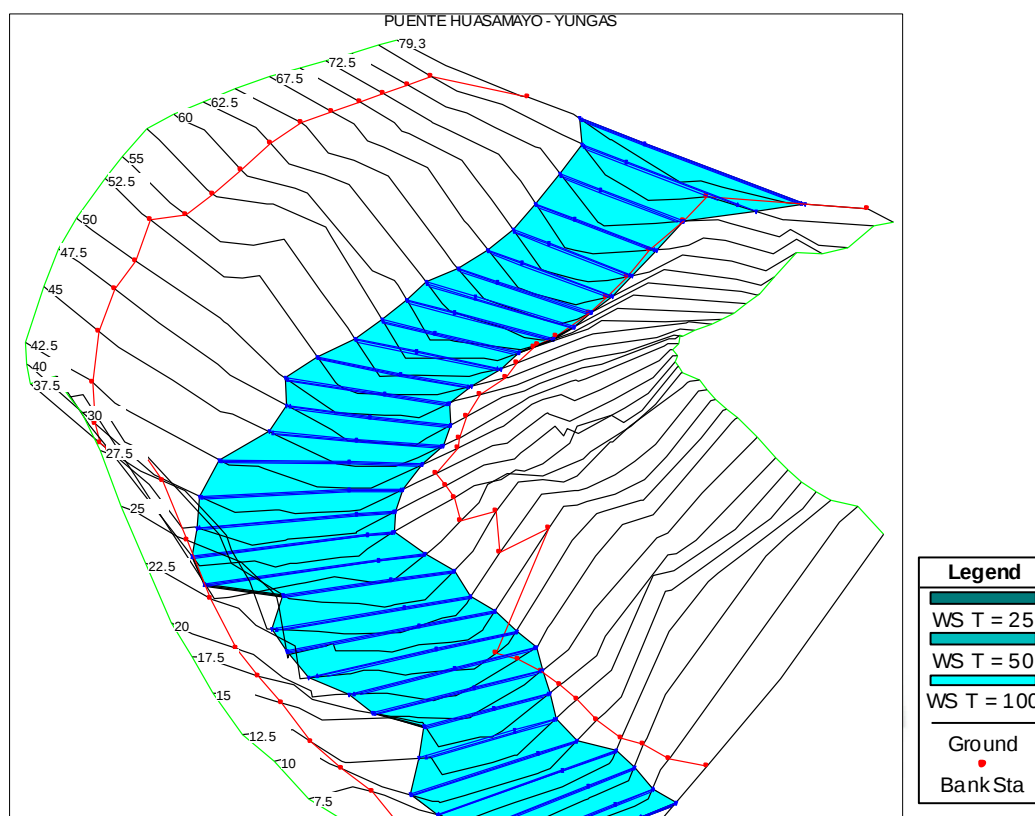


Figura 21. Esquema obtenido de la simulación para un periodo de retorno de 25 años (*Fuente: Propia*)

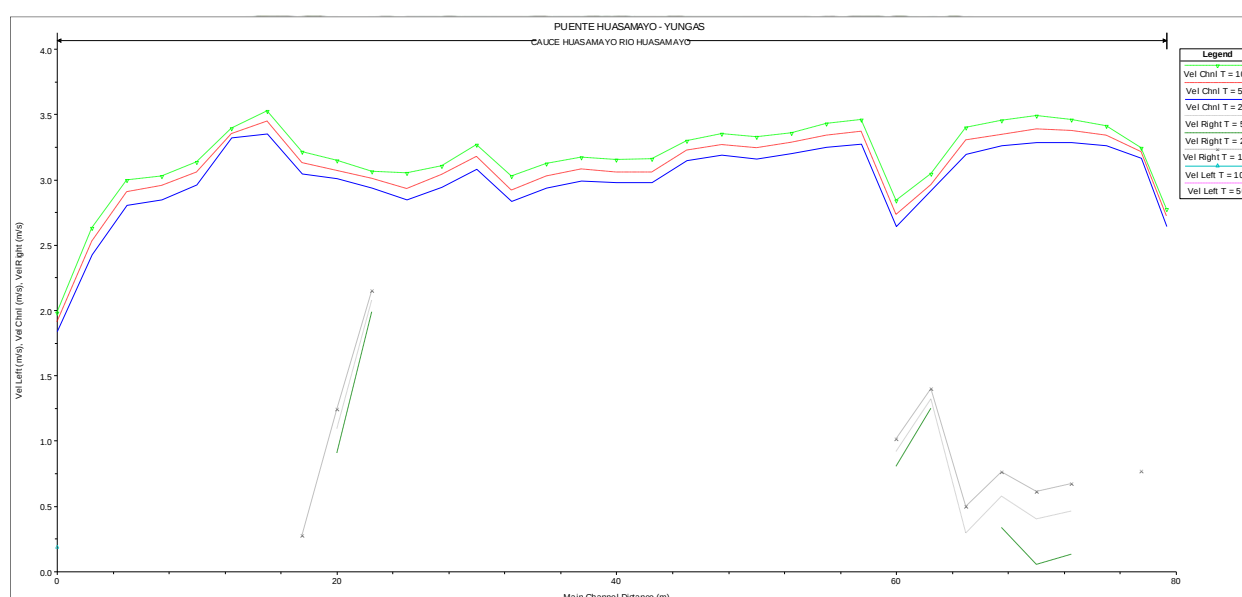


Figura 22. Perfil de velocidades para el tramo simulado (*Fuente: Propia*).

Seccionamiento del cauce en planta del tramo de simulación.

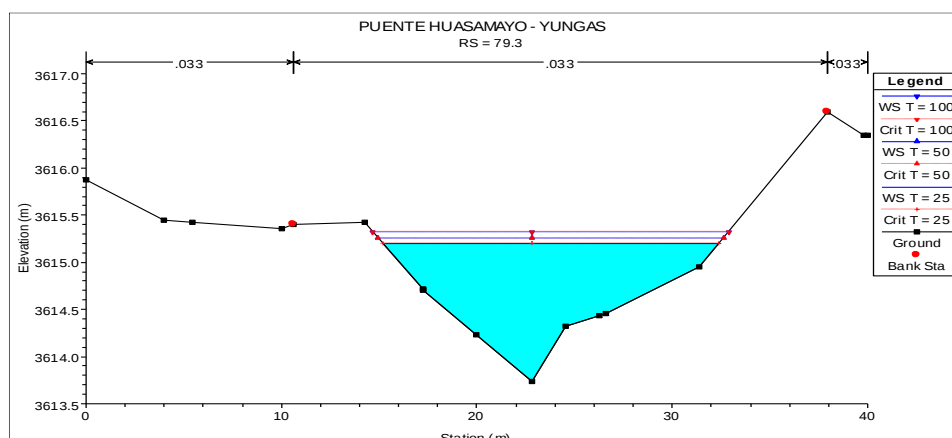


Figura 23. Sección del cauce del tramo 0+079 del río Huasamayo

Fuente: Propia

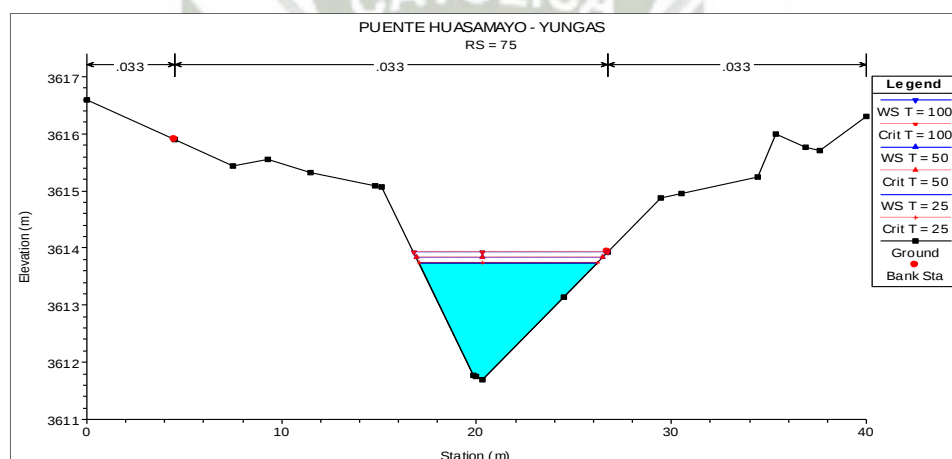


Figura 24. Sección del cauce del tramo 0+075 del río Huasamayo.

Fuente: Propia

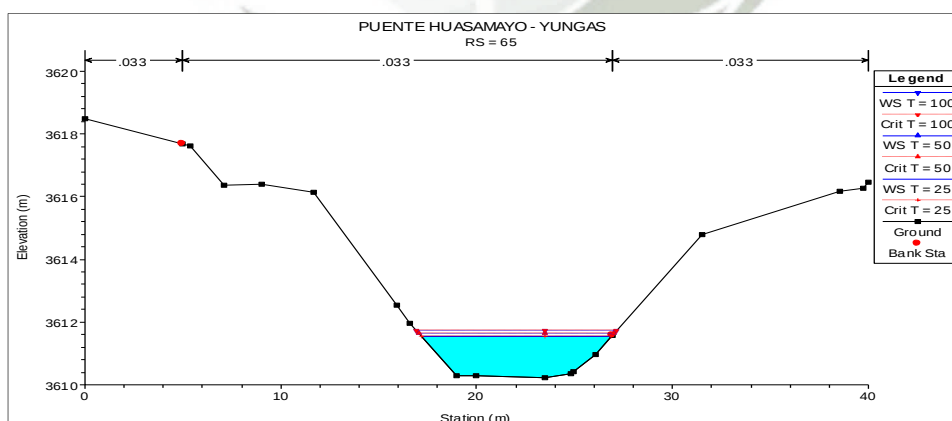


Figura 25. Sección del cauce del tramo 0+065 del río Huasamayo

Fuente: Propia

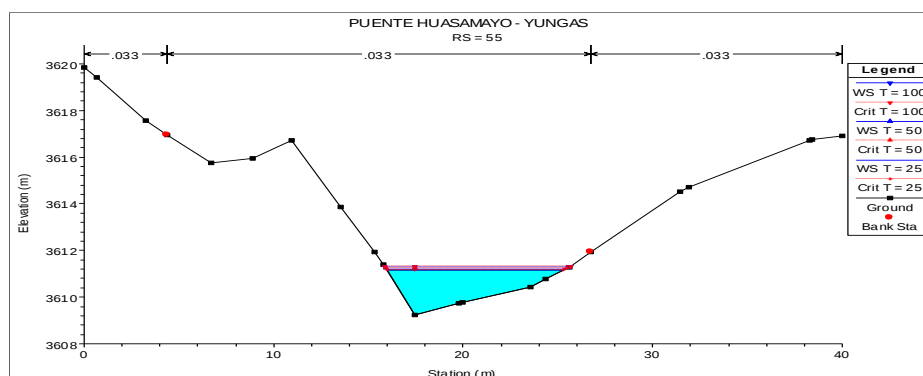


Figura 26. Sección del cauce del tramo 0+055 del río Huasamayo.

Fuente: Propia

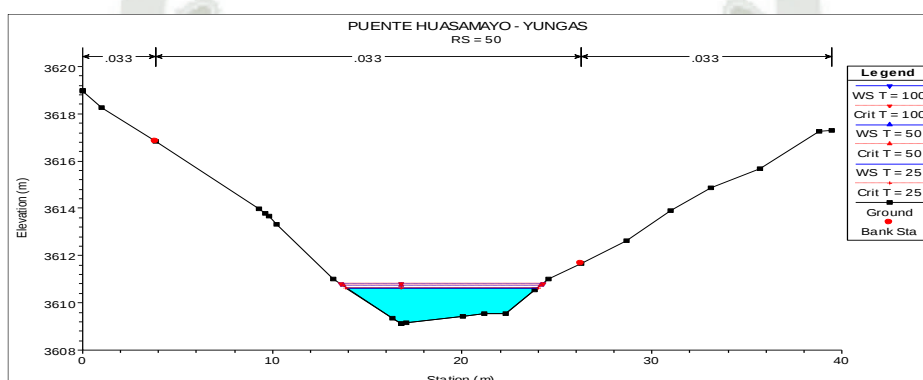


Figura 27. Sección del cauce del tramo 0+050 del río Huasamayo.

Fuente: Propia

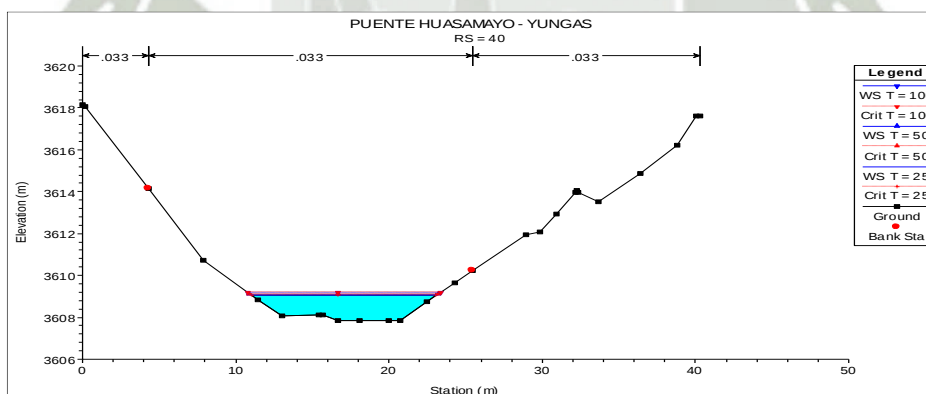


Figura 28. Sección del cauce del tramo 0+040 del río Huasamayo.

Fuente: Propia

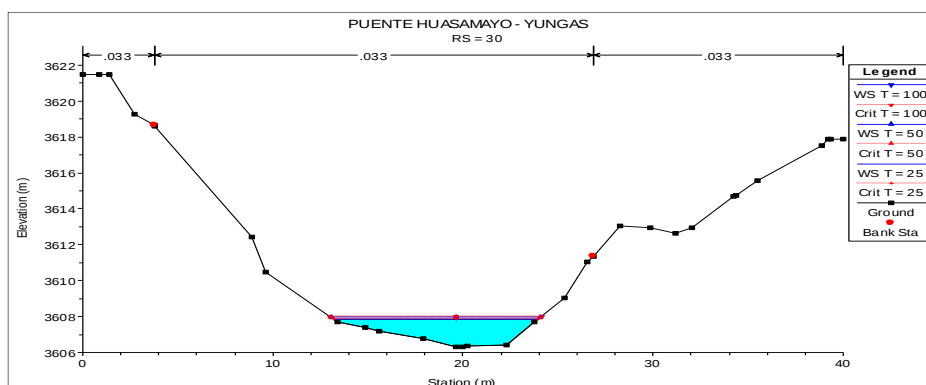


Figura 29. Sección del cauce del tramo 0+030 del río Huasamayo.

Fuente: Propia

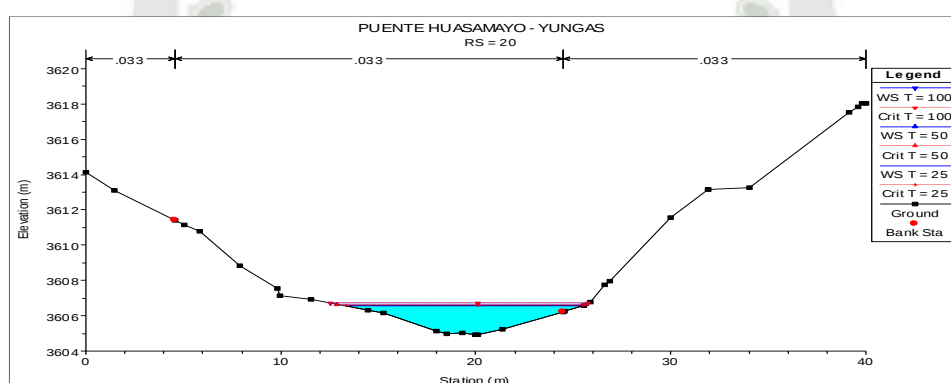


Figura 30. Sección del cauce del tramo 0+020 del río Huasamayo.

Fuente: Propia

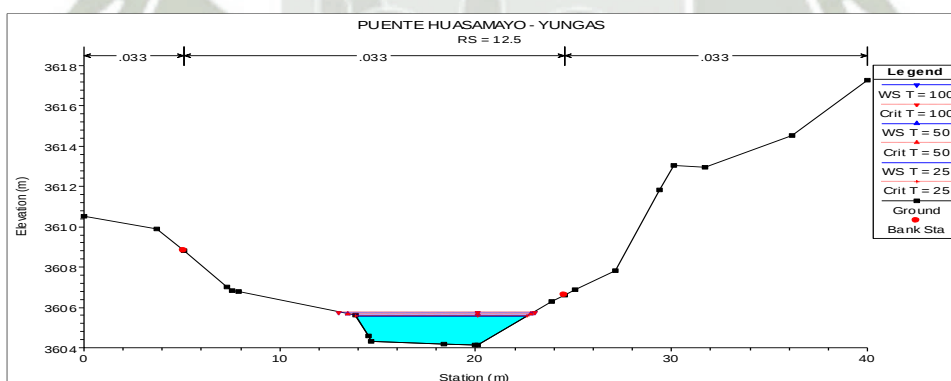


Figura 31. Sección del cauce del tramo 0+0125 del río Huasamayo.

Fuente: Propia

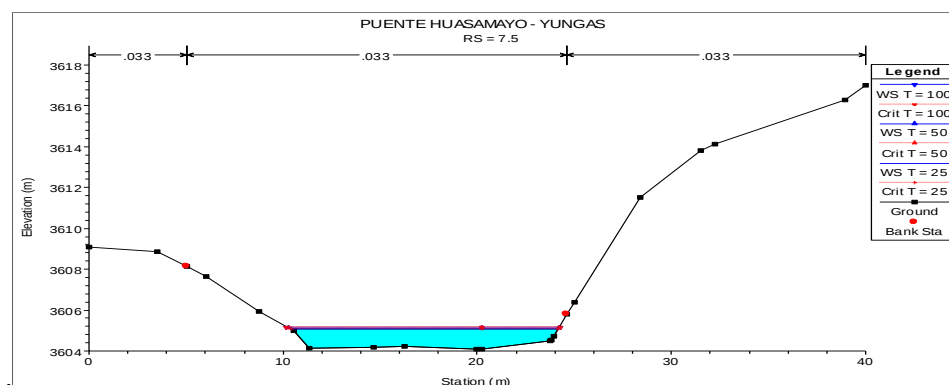


Figura 32.Sección del cauce del tramo 0+0175 del río Huasamayo.

Fuente: Propia

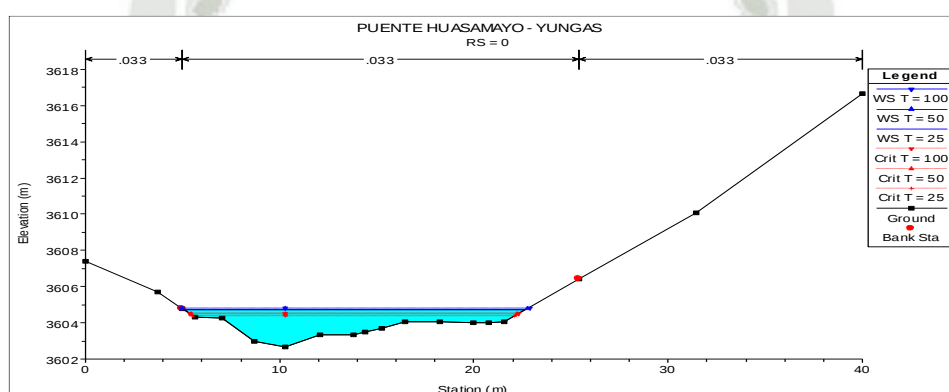


Figura 33.Sección del cauce del tramo 0+0185 del río Huasamayo.

Fuente: Propia

4.4.2 Resultados

- Las estaciones meteorológicas de SENAMHI utilizadas en el estudio son:

Carumas: periodo (1965 – 2010)

Calacoa: periodo (1967 – 2010)

Pampa humahalso: periodo (1965 – 2011)

- El caudal para un periodo de retorno de 100 años es $39.60 \text{ m}^3/\text{s}$ en la Microcuenca del río Huasamayo.
- El nivel de aguas máximo extraordinario es 3601.36 m.s.n.m , lo cual se genera un tirante de 1.36 m .
- El ancho del cauce del río Huasamayo es de 9.54 m y la socavación 1.20 m



Capítulo 5

Concreto Pos-Tensado

5.1 Materiales

Las estructuras de concreto pre esforzado, utilizan materiales de alta resistencia para mejorar el mantenimiento y durabilidad, son una alternativa atractiva para puentes de tramo largo, y se han utilizado en todo el mundo desde 1950 [10].

Con el paso del tiempo y la continua evolución que ha tenido el concreto, se ha logrado la implementación de distintos sistemas constructivos, que hoy en día proporcionan eficiencia al material a nivel estructural [10].

Disminuir el agrietamiento que presenta el concreto por su naturaleza, es uno de los ejemplos de avance que este nos ofrece hoy y es mediante el concreto pos tensionado. Con la aplicación de carga inducida exteriormente al concreto -antes (pretensado) o después (pos tensionado)-, los esfuerzos de tensión disminuyen y/o se anulan y, esto a su vez permite el mejoramiento estructural de un elemento; así el material se mantiene bajo tensiones admisibles. En este capítulo hablaremos sobre aspectos más relevantes en el concreto pos tensionado [10].

Torones

El torón es usado en miembros pretensados, y a menudo se usa también en construcción postensada. El torón es fabricado con siete alambres, 6 firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable, teniendo una resistencia a la ruptura garantizada de 17 590 kg/cm² conocido como grado 250K. Se ha estado produciendo un acero más resistente conocido como grado 270K, con una resistencia mínima a la ruptura de 270,000 lb/pulg² (18,990 kg/cm²) [09].

Para los torones se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de presfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos

a enderezarse cuando se les sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión. Al torón se le releva de esfuerzos mediante tratamiento térmico después del trenzado. Los torones de bajo relajamiento se pueden conseguir mediante pedido especial [09].

Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 0.25 pulgadas hasta 0.6 pulgadas de diámetro [09].

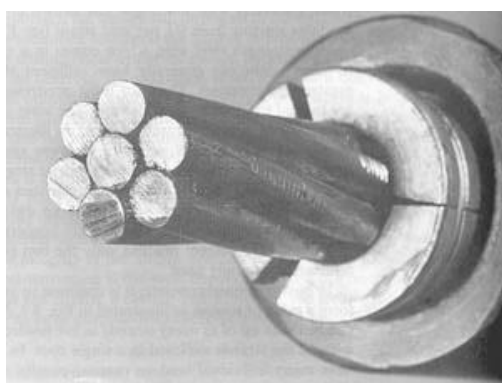


Figura 35. Torón utilizado en concreto presforzado



Figura 34. Configuración de 12 torones en un tendón

5.2 Concreto

5.2.1 Propiedades del concreto en el tiempo

Las materias primas del concreto como son el agua, agregado fino, agregado grueso, y el cemento, se pueden encontrar en la mayor parte del mundo y se pueden mezclar para formar una variedad de formas estructurales. La resistencia a compresión del concreto f'_c a la edad de 28 días es usualmente obtenida de un cilindro estándar de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura cargado longitudinalmente hasta la rotura. La Figura 5.1 muestra curvas esfuerzo deformación típicas de cilindros de concreto bajo cargas de compresión uniaxial no confinada. La deformación en el pico de esfuerzo de compresión f'_c es aproximadamente 0.002mm y la deformación máxima usable es 0.003 mm. El módulo de elasticidad del concreto E_c puede ser calculado mediante la

ecuación [1]:

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (5.1)$$

El módulo de ruptura del concreto puede ser tomado como [3]:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \quad (5.2)$$

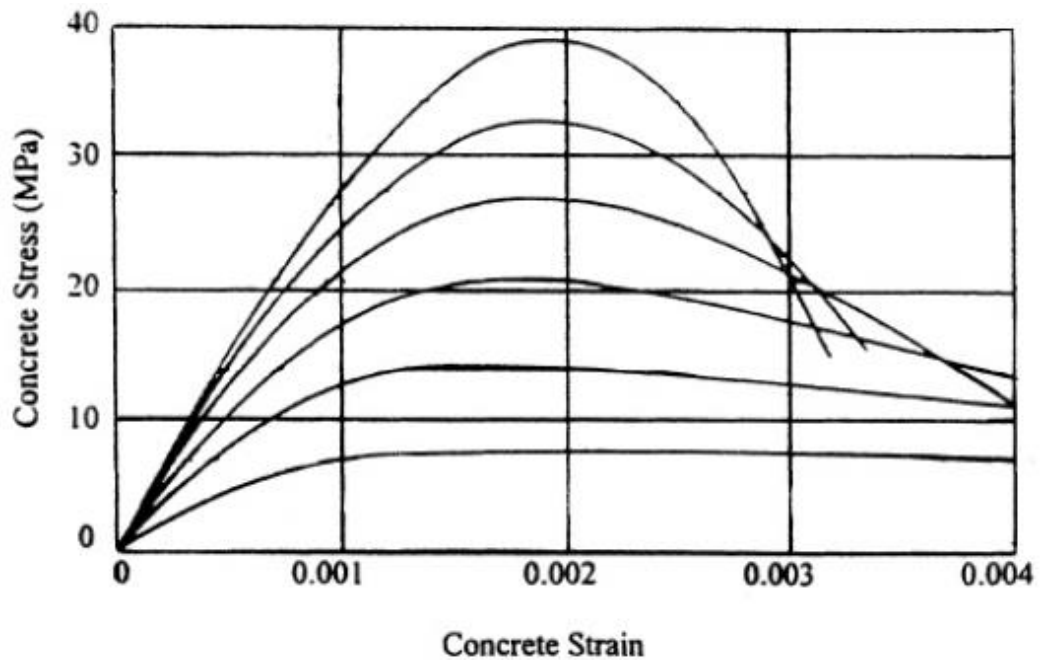


Figura 5.1. Curva de Esfuerzo - Deformación para concreto bajo carga axial [3]

5.2.2 Contracción del concreto

La contracción del concreto es un comportamiento dependiente del tiempo y principalmente depende de la mezcla de concreto, las condiciones de humedad, y el método de curado. Las deformaciones totales de contracción varían en un rango de 0.0004 a 0.0008 durante la vida del concreto y aproximadamente el 80% de esto ocurre en el primer año. Para concreto libre de agregados con tendencia a la contracción, la deformación unitaria debida a la contracción ϵ_{sh} puede ser estimada por [3]:

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_{hs} k_f k_{td} 0.48 \times 10^{-3} \quad (5.3)$$

$$k_{hs} = (2.00 - 0.014H) \quad (5.4)$$

Donde:

k_{hs} : Factor de humedad para contracción Si el concreto curado en húmedo se expone a secado antes de transcurridos cinco días de curado, la contracción determinada mediante la ecuación 5.5 deberá ser incrementada en 20 %.

El factor para el efecto de la relación volumen a área superficial es una aproximación de la siguiente formula:

$$k_s = \left[\frac{\frac{t}{26e^{0.36(V/S)} + t}}{\frac{t}{45 + t}} \right] \left[\frac{1064 - 94(V/S)}{923} \right] \quad (5.5)$$

5.2.3 Flujo plástico (Creep)

El coeficiente de flujo plástico es una deformación inelástica dependiente del tiempo bajo carga sostenida y depende primeramente de la madurez del concreto al momento de la carga. La deformación total por flujo plástico generalmente varía en un rango de 1.5 a 4 veces que la deformación instantánea. El coeficiente de creep puede ser estimado mediante [3].

$$\Psi(t, t_i) = 1.9 k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} \quad (5.6)$$

$$k_s = 1.45 - 0.13(V/S) \geq 1.0 \quad (5.7)$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008H \quad (5.8)$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_{ci}} \quad (5.9)$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 4f'_{ci} + t} \quad (5.10)$$

Donde:

H : Humedad relativa (%).

k_s : Factor para el efecto de la relación volumen a área superficial de la componente.

k_f : Factor para el efecto de resistencia del concreto.

k_{hc} : factor de humedad por flujo plástico.

k_{td} : factor de desarrollo en el tiempo.

t : Madurez del concreto (día), definido como la edad del concreto entre el tiempo de carga para cálculos de creep o fin del curado para cálculos de la contracción, y el tiempo considerado para análisis de efectos de creep o contracción.

t_i : Edad del concreto en el tiempo de aplicación de la carga (día).

V/S : Relación volumen a superficie (in).

f'_{ci} : Resistencia a la compresión especificado del concreto en el tiempo de tensado para miembros pre esforzados y en el tiempo de carga inicial para miembros no preesforzados. Si la edad del concreto en el tiempo de carga inicial es

desconocido al momento del diseño, f'_{ci} puede ser tomado como $0.80 f'_{ci}$ (ksi).

El factor para el efecto de la relación volumen a área superficial es una aproximación de la siguiente formula:

$$k_c = \left[\frac{\frac{t}{26e^{0.36(V/S)} + t}}{\frac{t}{45 + t}} \right] \left[\frac{1.80 + 1.77e^{-0.54(V/S)}}{2.587} \right] \quad (5.11)$$

5.3 Acero de presfuerzo

Los aceros comúnmente usados en puentes de concreto pre esforzado son los siguientes [1]:

- ❖ Cables de siete alambres sin revestimiento, relevado de esfuerzos (AASHTO M 203 o ASTM A416)
- ❖ Cables de siete alambres de baja relajación y barras de alta resistencia sin revestimiento AASHTO M 275 o ASTM A722)

Las propiedades para acero de pre esfuerzo son mostradas en la Tabla 11 , así como las Curvas de Esfuerzo - Deformación típica para acero de pre esfuerzo son mostradas en la Figura 8 [3] .

Tabla 19. Propiedades de cables y barras de Presfuerzo

Fuente: 5.4.4.1-1 AASHTO 2014

Material	Grado o Tipo	Diametro (mm)	Resistencia a la Tensión f_{pu} (MPa)	Tensión de fluencia (MPa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	6.35 a 15.24	1725	80 % de f_{pu} excepto 90 % de f_{pu} para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	10.53 a 15.24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 25	1035	85 % de f_{pu}
	Tipo 2, Conformadas	15 a 36	1035	80 % de f_{pu}

Material	Grado o Tipo	Diámetro en (in)	Resistencia a la Tracción f_{pu} en (ksi)	Resistencia a la fluencia f_{py} en (ksi)
Toron (Strand)	250 ksi (17,600 kg/cm ²)	1/4 a 0.6	250 ksi (17,600 kg/cm ²)	85% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} , para torones de baja relajación.
	270 ksi (19,000 kg/cm ²)	3/8 a 0.6	270 ksi (19,000 kg/cm ²)	
Barra	Tipo 1, Liso	3/4 a 1-3/8	150 ksi (10,560 kg/cm ²)	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Corrugado	5/8 a 1-3/8	150 ksi (10,560 kg/cm ²)	80% de f_{pu}

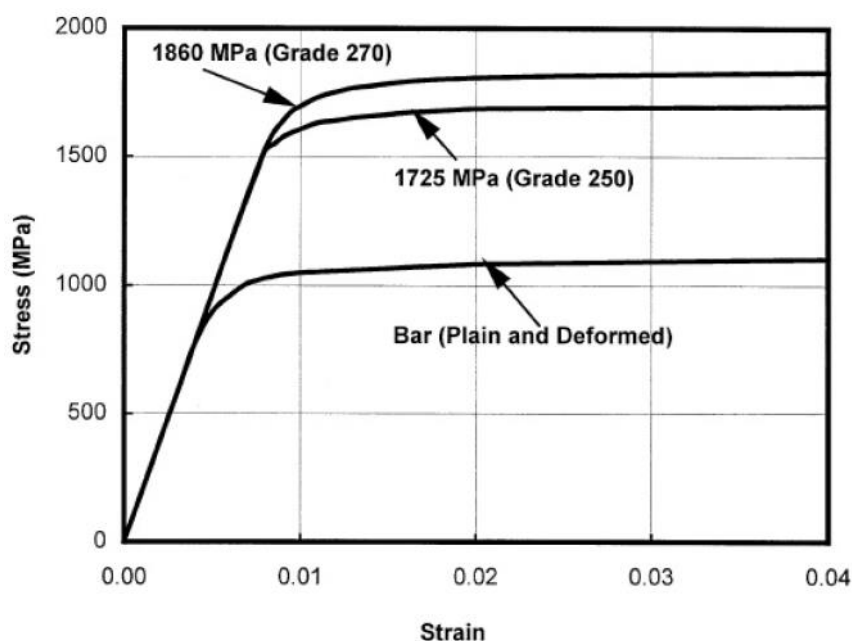


Figura 36. Curvas de Esfuerzo vs Deformación para acero de presfuerzo [3]

5.4 Pérdidas de presfuerzo

La pérdida del pre esfuerzo se refiere a la tensión de tracción reducida en los tendones. Aunque esta pérdida afecta al rendimiento de los servicios (tales como la combadura, deflexiones, y fisuramiento), no tiene ningún efecto sobre la resistencia a la rotura de un miembro de flexión a menos que la tensión final sea inferior a $0.5f_{pu}$ [. Cabe señalar, que una estimación precisa de la pérdida de pretensado es más pertinente en algunos miembros de hormigón pretensado que en otros. Las pérdidas del presfuerzo se pueden dividir en dos categorías:

❖ **Pérdidas Instantáneas** que incluyen lo siguiente:

- Pérdidas por corrimiento de anclaje Δf_{pA} .
- Pérdidas por acortamiento elástico del concreto durante la etapa de construcción Δf_{pES}

- Pérdidas por fricción entre tendones y materiales circundantes Δf_{pF}

❖ Pérdidas Dependientes del Tiempo o a largo plazo Δf_{pLT}

La pérdida total del presfuerzo depende de los métodos de pre esforzado.

Para miembros pre tensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

Para miembros pos tensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

5.4.1 Pérdidas por corrimiento de anclaje (Δf_{pA}).

La fuerza de presfuerzo en los elementos pos tensados es transferida del gato al elemento de concreto por medio de dispositivos de anclajes. Entre el acero de presfuerzo y el dispositivo de anclaje existe inevitablemente un deslizamiento a medida que las cuñas realizan el anclaje mecánico de los tendones, o a medida que se deforma el anclaje [8].

La magnitud del acunamiento supuesta para el diseño y utilizada para calcular la pérdida deberá ser indicada en la documentación técnica y verificada durante la construcción [3]. La pérdida por esta causa se puede calcular como:

$$\Delta f_{pA} = eE = \frac{\delta l}{L} \cdot E_{sp}$$

Donde:

δl = Deslizamiento del anclaje (Proporcionado por el fabricante) mm.

L = Longitud del tendón (ft ; m).

E_{sp} = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo. (ksi ; kgf/cm²)

5.4.2 Pérdidas por acortamiento elástico (Δf_{pES})

Durante la transferencia de la fuerza presforzante al elemento estructural, se presentará un acortamiento elástico en el concreto debido a la carga axial impuesta por el presfuerzo, lo cual origina una pérdida de éste. Estas pérdidas de presfuerzo, se pueden determinar a partir de la relación esfuerzo - deformación del concreto [7]. Para los elementos pretensados, esta pérdida está dada por:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_{sp}}{E_{ci}} \cdot f_{cgp}$$

En los elementos pos tensados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Donde:

N = Número de tendones de pretensados idénticos.

E_{sp} = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo. (ksi)

E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto calculado para la resistencia f'_{ci} , que tenga durante la transferencia. (ksi)

f_{cgp} = La suma de los esfuerzos en el centro de gravedad de los tendones de presfuerzo debidos al peso propio de la estructura y a la fuerza de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia en la sección de momento máximo, tomando en cuenta las pérdidas instantáneas que ya se hayan presentado en el

torón como la relajación instantánea, fricción, etc.(ksi)

5.4.3 Pérdidas por fricción (Δf_{pF})

Las pérdidas de presfuerzo por fricción, al igual que las debidas a deslizamiento de anclaje, son exclusivas de los elementos pos tensados. Esta pérdida de presfuerzo se presenta durante el proceso de tensado debido a que, a medida que los tendones se deslizan a través del ducto, entre ellos se desarrolla una fuerza de fricción; por lo que, la fuerza de tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. Las pérdidas por fricción se pueden obtener como [7]:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\infty)})$$

Donde:

f_{pj} = Esfuerzo en el acero en el momento del tesado (ksi),(kg/cm²).

x = Longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (ft),(m).

K = Coeficiente de fricción por desviación (bamboleo) de la vaina de pretensado, secundario o de deformación no intencional. (por ft;; de tendón),(1/m)

μ = Coeficiente de fricción primario por curvatura intencional en rad⁻¹.

∞ = Suma total de los valores absolutos del cambio angular de la trayectoria del presfuerzo desde el anclaje hasta el punto en consideración, en radianes.

La ecuación anterior se basa en considerar a la pérdida total por fricción como la suma de la fricción primaria debida a la curvatura intencional del tendón que está dada por el factor $\mu\infty$ y por la fricción secundaria debida a la deformación no intencional del ducto

dada por kx . Si la curvatura intencional es nula ($\infty=0$), no existe pérdida por este concepto; a medida que se suman las distintas curvaturas impuestas al ducto, ésta pérdida aumenta también de valor. Por otro lado, la pérdida no intencional es directamente proporcional a la distancia x ; por ello, cuando las pérdidas por fricción sean muy grandes, se deberá tensar por ambos lados del elemento. Los valores de los coeficientes de fricción K y μ se muestran en la Tabla 20ta, y deben quedar claramente especificados en los planos [8].

Tabla 20. Coeficientes de fricción para cables pos tensados

Fuente: Table 5.9.5.2.2b-1 AASHTO 2014

Tipo de acero	Tipo de Vaina	K	μ
<i>Alambres o cables</i>	<i>Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado</i>	<i>0.0002</i>	<i>0.15-0.25</i>
	<i>Polietileno</i>	<i>0.0002</i>	<i>0.23</i>
	<i>Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos</i>	<i>0.0002</i>	<i>0.25</i>
<i>Barras de alta resistencia</i>	<i>Vaina de metal galvanizado</i>	<i>0.0002</i>	<i>0.30</i>

5.4.4 Pérdidas a largo plazo por contracción, flujo plástico y relajación del acero

 (Δf_{pLT})

Por contracción:

Cuando el concreto fragua experimenta una contracción por la reacción química del cemento, lo cual provoca una reducción en la deformación del acero de presfuerzo igual a la deformación que produce esa contracción. Como es evidente, esta reducción de la deformación del acero de presfuerzo causa a su vez una reducción del esfuerzo en el acero de presfuerzo y constituye un componente importante de la pérdida de presfuerzo para los elementos pres forzados [8].

Por fluencia lenta:

Esta pérdida de presfuerzo se debe a la deformación que experimenta el concreto ante la acción de cargas sostenidas como son la carga muerta y el presfuerzo.

Por relajación del acero:

La pérdida por relajación del acero de presfuerzo diferida, se presenta después de la etapa de transferencia de esfuerzos. [8]

Las pérdidas de pretensado a largo plazo, Δf_{pLT} , debido al acortamiento de fragua (shrinkage) del concreto, a la fluencia lenta (creep) del concreto, y a la relajación del acero se estimará usando la siguiente formula [3]:

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$

En la cual:

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f'_{ci})}$$

Donde:

f_{pi} = Esfuerzo en el acero pretensado inmediatamente antes de la transferencia (ksi)

H = Relativo al ambiente, promedio anual de humedad (%)

γ_h = Factor de corrección para la humedad relativa en el aire del medio ambiente

γ_{st} = Factor de corrección para la resistencia del concreto en el momento de

la transferencia del pretensado al concreto del elemento.

$\Delta f p R$ = Un estimado de pérdida por relajación tomado como 2.4 ksi para torones de baja relajación, 10.0 ksi para torones con esfuerzos rebajados. Para otros tipos de torones se tomarán las recomendaciones de los fabricantes

Para otras vigas que las hechas con losas compuestas, las pérdidas dependientes del tiempo resultantes del acortamiento de fragua (shrinkage) del concreto y a la fluencia lenta (creep) del concreto y relajación del acero se determinará y usando método refinado.

Consideraciones de diseño

5.5. Consideraciones de Diseño

En una viga pre forzada se tiene tres etapas básicas de rendimiento en el diseño las cuales son [1].:

- Transferencia
- Servicio
- Resistencia

Etapas de transferencia; Se refiere al momento en el que la fuerza de pretensado en los tendones se transfiere a la viga de concreto, provocando destensado después de que se haya verificado la resistencia mínima de compresión del concreto. En esta etapa solo actúa el peso propio de la viga, por lo que las tensiones más críticas se encuentran por lo general en los extremos de la sección [1].

Etapas de Servicio; Se refiere a la etapa en la que el peso propio de la viga y de la losa, y cargas muertas adicionales (por ejemplo, la barrera y la superficie de

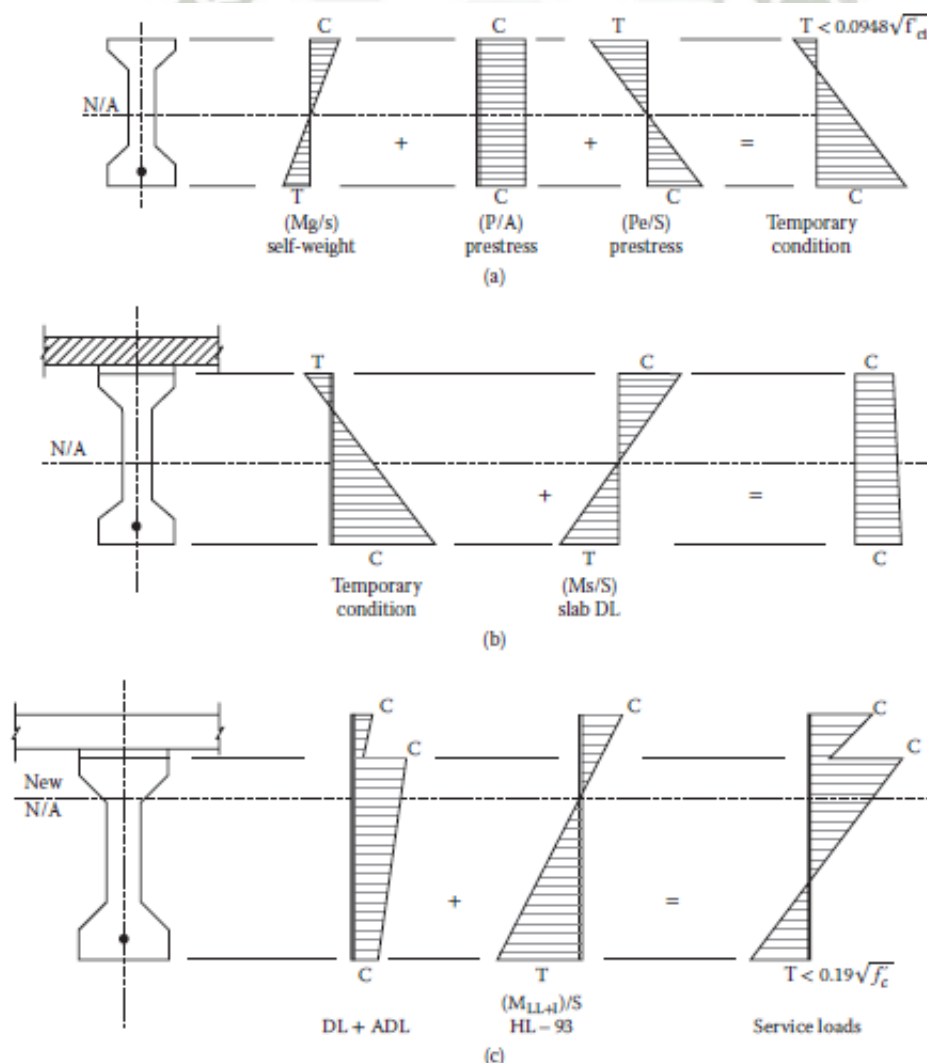
desgaste) junto con la carga viva actúan sobre la viga compuesta. Esta etapa se comprueba mediante la combinación de carga AASHTO LRFD Servicio I y III según la Tabla 1 [1]..

Etapas de Resistencia; La resistencia a la flexión se proporciona para satisfacer todas las cargas factorizadas

La Figura 9. Ilustra las diferentes distribuciones de tensión de flexión de concreto en la transferencia, el vertido de cubierta y la carga de servicio completa [9].

Figura 37. Distribución de esfuerzos de flexión del concreto en la sección media de la viga en las tres etapas
Fuente: Figure 1.3 Bridge Engineering Handbook, [9]

- (a) En la transferencia (Sección no compuesta). (b) Con cubierta (c) Con cargas vivas y muertas (Sección compuesta)



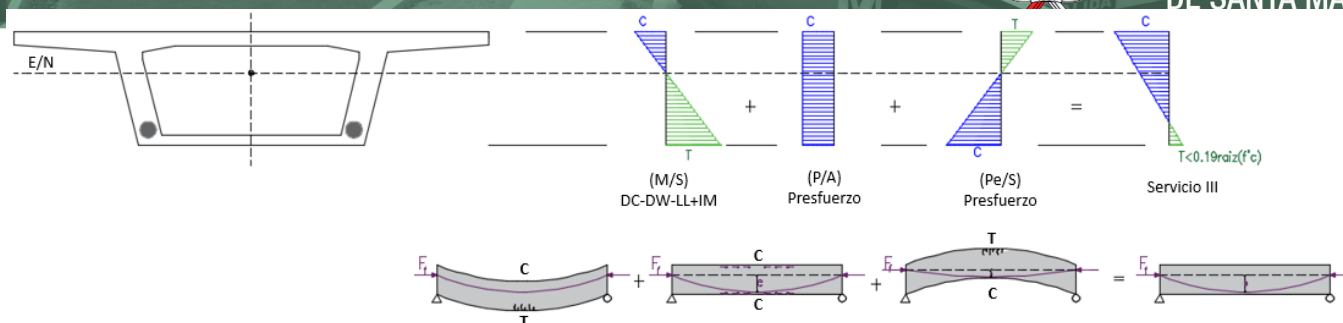


Figura 38. Distribución de esfuerzos en flexión del concreto Puente viga Cajón

Fuente: Propia

5.5.1 Límites de esfuerzo en el concreto

El propósito de los límites de tensión en el concreto es para asegurar que no haya una sobrecarga en el momento del tensado y después de las etapas de transferencia y evitar el agrietamiento (totalmente pre esforzado) o para controlar el agrietamiento (parcialmente pre esforzado) en la fase de carga de servicio [3].

❖ Esfuerzos permisibles en el estado límite de servicio ANTES de ocurridas las pérdidas

Compresión: El límite para el esfuerzo de compresión en los elementos de concreto pretensado y pos tensado, incluyendo los puentes construidos por segmentos, será de [3]:

$$0.60 f'ci \text{ (ksi) o. } 0.60 f'ci \text{ (MPa)}$$

Siendo:

$f'ci$ = Esfuerzo inicial a compresión del concreto de 280 kgf/cm^2 (a los 8 a 11 días aprox.) Considerando que se tiene un $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ (a los 28 días)

Tracción: Para los esfuerzos de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la Tabla 13.[3]. En áreas fuera de la zona de tracción pre comprimida y sin armadura auxiliar adherente [3].

Por lo que usamos lo siguiente:

$$0.0948\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.2 \text{ (ksi)}$$

Tabla 21. Límites para esfuerzos de tracción temporal en el concreto Antes de las pérdidas –Elementos totalmente pretensados.

Tipo de Punte	Ubicación	Esfuerzo Límite (ksi)
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos.	En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
	En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0.0948\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.2 \text{ (ksi)}$
	En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando un esfuerzo de $0.5f_y$, no mayor que 30 ksi (210 MPa)	$0.24\sqrt{f'_{ci}} \text{ (ksi)}$
	Para esfuerzos de manipuleo en pilares pretensados	$0.158\sqrt{f'_{ci}} \text{ (ksi)}$
Puentes construidos por segmentos	Esfuerzos longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida	
	Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una esfuerzo de $0.5f_y$; con tendones internos o tendones externos	$0.0948\sqrt{f'_{ci}} \text{ tracción máxima (ksi).}$
	Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones	Tracción nula
	Esfuerzos transversales a través de las uniones.	
	Para cualquier tipo de unión	$0.0948\sqrt{f'_{ci}} \text{ (ksi)}$
	Esfuerzos en otras Áreas.	
	Para áreas sin armadura adherente no pretensada.	Tracción Nula
	En áreas con armadura adherente (barras de refuerzo o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando un esfuerzo de $0.5f_y$, no mayor que 30 ksi (210 MPa)	$0.19\sqrt{f'_{ci}} \text{ (ksi)}$
	Tracción principal en eje neutro del alma.	
	Todos los tipos de puentes construidos por segmentos con interno y/o tendones externos, a no ser que el propietario indique otro criterio para estructuras críticas.	$0.110\sqrt{f'_{ci}} \text{ (ksi)}$

Fuente: Table 5.9.4.1.2-1 AASHTO 2014

❖ **Esfuerzos permisibles en el estado límite de servicio DESPUES de ocurridas las pérdidas**

Compresión: La compresión se deberá investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I, Se aplicarán los límites indicados en la

Tabla. 16, Por lo que usamos lo siguiente [3]:

$$0.45 f'c \text{ (ksi)}$$

Tabla 22. Límites para esfuerzos de compresión en puentes de concreto pre-esforzado después de ocurridas las pérdidas

Ubicación	Esfuerzo Límite (ksi)
Excepto en puentes contruidos por segmentos, esfuerzo provocado por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0.45f'_c \text{ (ksi)}$
En puentes contruidos por segmentos, esfuerzo provocado por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0.45f'_c \text{ (ksi)}$
Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y maniobras.	$0.6\phi_w f'_c \text{ (ksi)}$

Fuente: Table 5.9.4.2-1-1 AASHTO 2014

Siendo:

f'_c = Esfuerzo ultimo a compresión del concreto de $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ (a los 28 días)

Tracción: Para las combinaciones de cargas de servicio longitudinales que involucran cargas de tráfico, los esfuerzos de tracción en los elementos que tienen tendones de pretensado adherentes o no adherentes se deberán investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III, para el esfuerzo límite de tracción se aplicaran los limites indicados en la Tabla 15, [3]. En áreas fuera de la zona de tracción pre comprimida y sin armadura auxiliar adherente

Por lo que usamos lo siguiente [3].:

$$0.19\sqrt{f'ci} \leq 0.2 \text{ (ksi)}$$

Tabla 23. Límites para la tensión de tracción en el concreto pre esforzado en estado límite de servicio después de ocurrida las pérdidas

Tipo de Puesto	Ubicación	Esfuerzo Límite (ksi)
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos.	Tracción en la zona de tracción precomprimada, suponiendo secciones no fisuradas	
	• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.19\sqrt{f'_c}$ (ksi)
	• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas.	$0.0948\sqrt{f'_c}$ (ksi)
Puentes construidos por segmentos	• Para elementos con tendones de pretensado no adherentes.	Tracción Nula.
	Esfuerzos longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimada	
	• Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una esfuerzo de $0.5 f_y$; con tendones internos o tendones externos	$0.0948\sqrt{f'_c}$ (ksi)
	• Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones	Tracción nula
	Esfuerzos transversales a través de las uniones.	
	• Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimada.	$0.0948\sqrt{f'_c}$ (ksi)
	Esfuerzos en otras Áreas.	
	• Para áreas sin armadura de refuerzo adherente.	Tracción Nula
	• En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se	$0.19\sqrt{f'_c}$ (ksi)

Fuente: Table 5.9.4.2-2-1 AASHTO 2014

5.5.2 Límites de esfuerzo en los Tendones de Pre esforzado

Los esfuerzos en los tendones debidos al pre esforzado o en el estado límite de servicio no deberán ser mayor que los siguientes valores:

- Los valores especificados en la Tabla 16, o
- Los valores recomendados por el fabricante de los tendones o anclajes.

Los esfuerzos en los tendones en los estados límites de resistencia y evento extremo no deberán ser mayores que el límite de resistencia a la tracción especificado en la Tabla 24 [3].

Tabla 24. Esfuerzos límites para tendones de pre esfuerzo

Condición	Tipo de Tendón		
	Cables Aliviados de Tensiones y Barras Lisas de Alta Resistencia	Cables de Baja Relajación	Barras de Alta Resistencia Deformadas
Pretensados			
Inmediatamente antes de la transferencia: (f_{pbt})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	---
En estado límite de servicio despues de todas las pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Postensados			
Antes del acuíamiento, se puede permitir (f_{pbt}) a corto plazo	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente despues del acuíamiento del anclaje	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente despues del acuíamiento del anclaje	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En estado límite de servicio despues de las pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

Fuente: 5.9.3-1 AASHTO 2014

5.6 Diseño en Concreto Post-tensado

5.6.1 Diseño de secciones por flexión

La resistencia factorada se tomara como:

$$M_r = \phi M_n$$

Donde:

M_n = Resistencia nominal (kip-in);(N – mm)

ϕ =Factor de resistencia especificado en la Tabla N° 07

Factores de resistencia ϕ

La resistencia factorada de los elementos de concreto se deberá basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones, los factores de resistencia especificados en la Tabla N° 19 y las siguientes hipótesis [1] :

Tabla 25. Factores de resistencia ϕ

Condiciones	ϕ
Para tracción - controlada secciones de concreto reforzado	0.90
Para tracción - controlada secciones de concreto pre-esforzado	1.00
Para corte y torsión:	
- Concreto de densidad Normal	0.90
- Concreto de baja densidad	0.80
Para compresión - controlada secciones con espirales y estribos, para zonas sísmicas 2,3 y 4 en el estado límite de evento extremo	0.75
Para apoyos sobre concreto	0.70
Para compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70
Para compresión en zonas de anclaje:	
- Concreto densidad normal	0.80
- Concreto baja densidad	0.65
Para tracción en el acero en zonas de anclaje	1.00
Para resistencia durante el hincado de pilo	1.00

Fuente: Art. 5.5.4.2.1.AASHTO 2014

- En los elementos con armadura o acero de pretensado totalmente adherente, o en la longitud adherente de los cables localmente no adherentes, la deformación es directamente proporcional a la distancia al eje neutro, excepto para los elementos de gran altura, los cuales deberán satisfacer los requisitos especiales especificados en el artículo 5.13.2.3 del AASHTO

5.5.1.1 Profundidad del eje neutro para vigas con tendones adheridos

Para secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje para las cuales f_{pe} es mayor o igual que $0,5f_{pu}$, la tensión media en el acero de pretensado, f_{ps} , se puede tomar como (Art. 5.7.3.1.1) [3]:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.13)$$

En la cual:

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (5.14)$$

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.15)$$

Donde:

A_{ps} = Área del acero de presfuerzo (in^2).

f_{pu} = Resistencia a la tracción especificada del acero pretensado (ksi).

f_{py} = Tensión de fluencia del acero pretensado (ksi).

A_s = Área del acero de refuerzo no presforzado (in^2).

A'_s = Área del acero de refuerzo a compresión (in^2).

f_s = Tensión en el acero de refuerzo a la resistencia nominal (ksi).

f'_s = Tensión en el acero de refuerzo a compresión a la resistencia nominal (ksi).

b = Ancho de la cara en compresión (in).

b_w = Ancho de alma (in).

h_f = Ancho de alma (in).

b_w = Ancho de alma (in).

d_p = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones del presforzado (in)

c = Distancia del eje neutro a la zona de compresión (in).

β_1 = Factor de resistencia a la tensión.

5.5.1.2 Capacidad nominal a flexión

Para las secciones con alas solicitadas a flexión respecto de un eje o a flexión biaxial con cara axial, para las cuales se utiliza la distribución de esfuerzos aproximada y donde la profundidad del ala en compresión es menor que $a = \beta_1 c$ tal como se determina con las ecuaciones 12.3, 12.4, La resistencia nominal a la flexión se puede tomar como [1].:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (5.16)$$

Donde:

A_{ps} = Área del acero de presfuerzo (in^2).

E_{sp} = Tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal (ksi).

d_p = Distancia entre la Fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de presfuerzo (in).

A_s = Área del acero de refuerzo no presforzado (in^2).

f_s = Tensión en el acero de refuerzo a la resistencia nominal (ksi).

d_s = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el centroide del acero de refuerzo no presforzado (in).

A'_s = Área del acero de refuerzo a compresión (in²).

d'_s = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el centroide de la armadura de compresión (in).

$a = c\beta_1$ Altura del bloque equivalente de esfuerzos (in).

c = Distancia del eje neutro a la zona de compresión (in).

β_1 = Factor de resistencia a la tensión.

5.5.1.3 Ductilidad y cuantías de refuerzo

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión factorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre [1].:

- 1.33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la Tabla 1 y

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

f_r = Módulo de rotura del concreto.

f_{cpe} = Esfuerzo de compresión en el concreto debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas

externamente provocan tensión de tracción (ksi)

M_{dnc} = Momento total no factorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (kip-in)

S_c = Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (in.³)

S_{nc} = Módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (in.³).

5.6.2 Diseño de secciones por corte y torsión

Diseño por corte

Refuerzo transversal a corte debe de proporcionarse siempre que:

$$V_u > 0.5\phi V_n$$

Mínima armadura transversal

$$A_v \geq 0.0316 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_v}$$

La resistencia nominal al corte, V_n , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.379 \sqrt{f'_c} \cdot b_v d_v$$

Donde

$$V_c = 0.06316\beta\sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s}$$

Siendo:

b_v = Ancho efectivo a corte (in).

d_v = El mayor de $0.8h$ o la distancia entre la bra extrema a compresión y el centroide del acero de post-tensado (in).

s = Espaciamiento de estribos (in).

A_0 = Área encerrada por el flujo de corte de la sección (in²).

b_e = Ancho efectivo de los elementos que encierran el flujo de corte (in).

Cuando se requiere considerar los efectos de torsión, la sección transversal debe dimensionarse de tal forma que:

$$\left(\frac{V_u}{b_v d_v} \right) + \left(\frac{T_u}{2A_0 b_e} \right) \leq 1.25 \sqrt{f'_c}$$

Diseño por torsión

La resistencia a la torsión factorada, T_r , se deberá tomar como [1]:

$$T_r = \phi T_n$$

Donde:

T_n = resistencia nominal a la torsión especificada en el Artículo (5.8.3.6.2 AASHTO)

en (kip-in) o (N-mm)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo (5.5.4.2 AASHTO)

Para el concreto de densidad normal, los efectos torsionales se deberán investigar cuando:

$$T_u > 0.25\phi T_{cr} \quad (5.8.2.1-3 \text{ AASHTO})$$

$$T_{cr} = 0.125 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.125 \sqrt{f'_c}}}$$

Donde:

T_u = momento torsional factorado (kip- in) ó (N-mm).

T_{cr} = momento de fisuración por torsión (kip- in) ó (N-mm).

A_{cp} = área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto (in²) ó (mm²).

p_c = longitud del perímetro exterior de la sección de concreto (in) ó (mm).

f_{pc} = tensión a compresión en el concreto después de las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste cargas temporarias o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala (ksi) ó (N-mm).

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo (5.5.4.2 AASSHTO).

Para estructuras celulares:

$$\frac{A_{cp}^2}{p_c} \leq 2A_o b_v$$

Donde:

A_o = área encerrada en la ruta del corte incluyendo los huecos (in²) ó (mm²)

La fuerza equivalente de corte factorada, V_u , se tomará igual a:

Para secciones cajón

$$V_u + \frac{T_u d_s}{2A_o}$$

Donde:

$P h$ = perímetro de la línea central del refuerzo de torsión transversal cerrado (in).

$T u$ = momento torsional factorado (kip- in) ó (N-mm)

5.5.2.1 Teoría de cercha de ángulo variable

Para secciones que contienen como mínimo la mínima cantidad de refuerzo transversal especificado en la fórmula 5.15, el valor de β puede ser determinado por la siguiente Ecuación [1]:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)}$$

Cuando las secciones no contienen como mínimo la mínima cantidad de refuerzo para corte, el valor de β puede obtenerse como se especifica en la siguiente ecuación [1]:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + s_{xe})}$$

El valor de θ en ambos casos puede ser como se especifica en la siguiente ecuación:

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s$$

En las ecuaciones anteriores ε_s es la deformación longitudinal por tracción en la sección en el centroide del refuerzo de tracción como se muestra en Figuras 6 y 7 En lugar de un procedimiento laborioso, ε_s puede ser determinado por la siguiente ecuación [1]:

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

El parámetro de separación de las fisuras, S_{xe} , se determinará como [1]:

$$S_{xe} = S_x \frac{1.38}{a_g + 0.63}$$

Donde:

$$12.0 \text{ in} \leq S_{xe} \leq 80.0 \text{ in}$$

Donde:

A_c = Área del concreto del lado del elemento traccionado por flexión como se ilustra en la Figura 6. (in²) [1].

A_{ps} = Área del acero de pretensado del lado del elemento traccionado por flexión, como se ilustra en la Figura 6 (in²) [1].

A_s = Área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión en la sección considerada, como se ilustra en la Figura 6 (5.8.3.4.2-1 AASTHO) (in²) [1].

a_g = Tamaño máximo de los agregados (in) [1].

f_{po} = Parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los tendones de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los tendones de pretensado y el concreto que los rodea (ksi). Para los niveles de pretensado habituales, un valor de $0.7f_{pu}$ será adecuado tanto para elementos pretensados como para elementos postensados [1].

N_u = Fuerza axial factoradas, positiva si es de tracción y negativa si es de compresión (kip) [1].

$|M_u|$ = Momento factorado, siempre positivo, pero nunca menor que: $|V_u - V_p| d_v$ (kip-in) [1].

S_x = El menor valor entre d_v o la máxima distancia entre capas de armadura longitudinal para limitar la fisuración, siendo el área de la armadura en cada capa no menor que $0.003 b_v s_x$, como se ilustra en la Figura. 10 (in) [1].

V_u = Esfuerzo de corte factorado, siempre positivo (kip) [1].

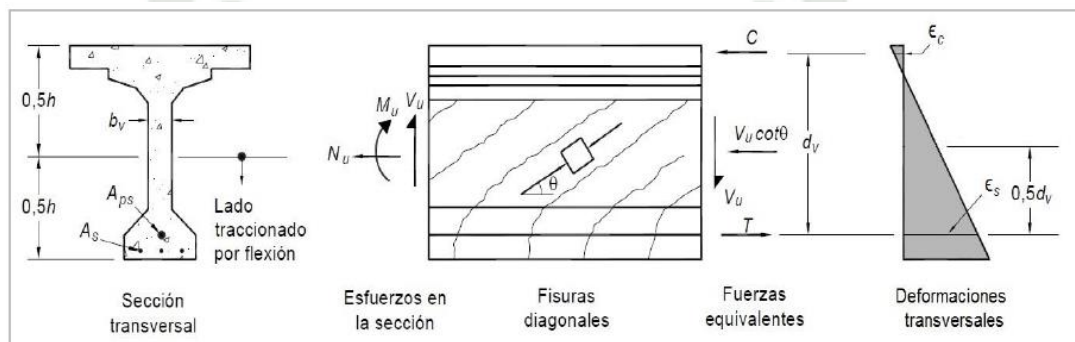


Figura 39. Ilustración de los parámetros para el corte en una sección que contiene como mínimo la mínima cantidad de armadura transversal, $V_p=0$ (Fuente: Fig.5.8.3.4.2-1 AASHTO 2014[3]).

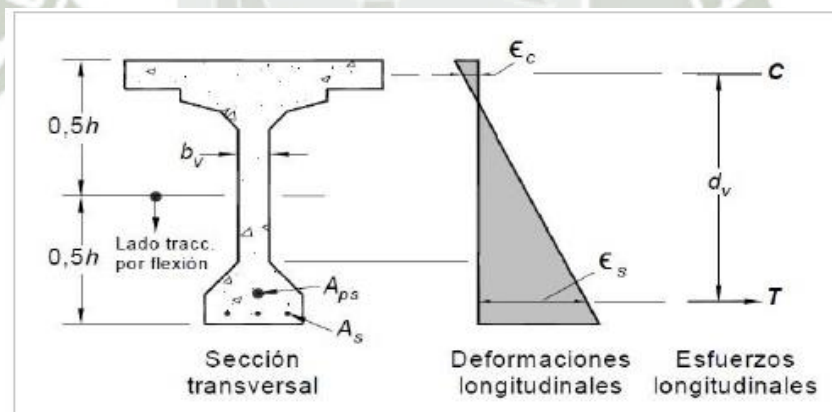


Figura 40. Deformación específica longitudinal, ϵ_s , para secciones que contienen menos que la mínima cantidad de armadura transversal (Fuente: Fig.5.8.3.4.2-1 AASHTO 2014[3]).

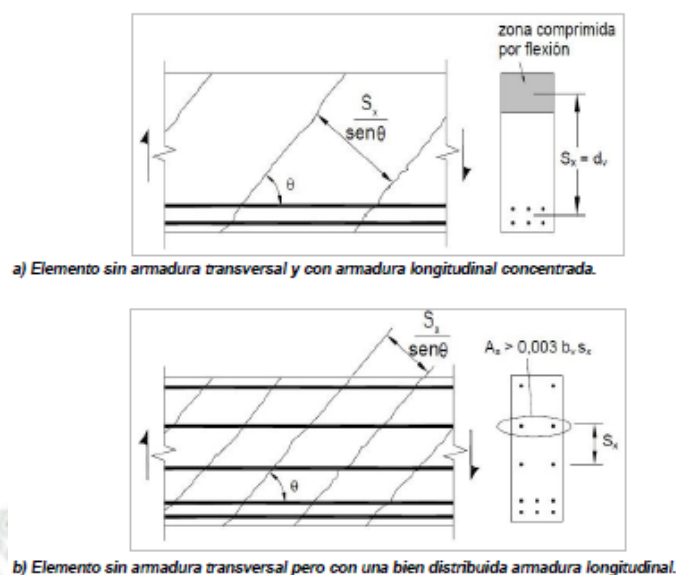


Figura 41. Definición del parámetro de separación de las fisuras, s_x (Fuente: Fig.5.8.3.4.2-1 AASHTO 2014[3])

5.5.2.2 Proceso de diseño usando teoría modificada de compresión

Para las secciones que contienen como mínimo la mínima armadura transversal especificada en la fórmula 5.15 los valores de β y θ deberán ser como se especifica en la Tabla 10. Al utilizar esta tabla ϵ_x se deberá tomar como la deformación específica longitudinal calculada a la mitad de la altura del elemento cuando la sección está sujeta a M_u , N_u y V_u como se ilustra en la Figura 6 [1].

Para las secciones que contienen menos armadura transversal que la especificada en la fórmula 5.15, los valores de β y θ deberán ser como se especifica en la Tabla 11. Al utilizar esta tabla ϵ_x se deberá tomar como la mayor deformación específica longitudinal calculada que ocurre dentro del alma del elemento cuando la sección está sujeta a N_u , M_u y V_u como se ilustra en la Figura 7 [1].

A menos que se realicen cálculos más precisos, ϵ_x se deberá determinar de la

siguiente manera:

- Si la sección contiene como mínimo la mínima armadura transversal especificada en la fórmula 5.15

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

El valor inicial de ε_x se deberá tomar menor o igual que 0.001.

- Si la sección contiene menos armadura que la mínima transversal

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

El valor inicial de ε_x se deberá tomar menor o igual que 0.002.

- Si el valor de ε_x calculado mediante las Ecuaciones anteriores es negativo, la deformación específica se deberá tomar como:

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + 0.5|V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps}f_{po}\right)}{2(E_c A_c + E_S A_S + E_p A_{ps})}$$

Tabla 26. Valores de θ y β para secciones con refuerzo transversal [1]

$\frac{V_u}{f'_c}$	$\epsilon_x \cdot 1.000$								
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0.00	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00
≤ 0.075	22.3 6.32	20.4 4.75	21.00 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

Tabla 27. Valores de θ y β para secciones con refuerzo transversal [1]

S_{xx} in.	$\epsilon_x \cdot 1.000$										
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0.00	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00	≤ 1.50	≤ 2.00
≤ 5	25.4 6.36	25.5 6.06	25.9 5.56	26.4 5.15	27.7 4.41	28.9 3.91	30.9 3.26	32.4 2.86	33.7 2.58	35.6 2.21	37.2 1.96
≤ 10	27.6 5.78	27.6 5.78	28.3 5.38	29.3 4.89	31.6 4.05	33.5 3.52	36.3 2.88	38.4 2.50	40.1 2.23	42.7 1.88	44.7 1.65
≤ 15	29.5 5.34	29.5 5.34	29.7 5.27	31.1 4.73	34.1 3.82	36.5 3.28	39.9 2.64	42.4 2.26	44.4 2.01	47.4 1.68	49.7 1.46
≤ 20	31.2 4.99	31.2 4.99	31.2 4.99	32.3 4.61	36.0 3.65	38.8 3.09	42.7 2.46	45.5 2.09	47.6 1.85	50.9 1.52	53.4 1.31
≤ 30	34.1 4.46	34.1 4.46	34.1 4.46	34.2 4.43	38.9 3.39	42.3 2.82	46.9 2.19	50.1 1.84	52.6 1.60	56.3 1.30	59.0 1.10
≤ 40	36.6 4.06	36.6 4.06	36.6 4.06	36.6 4.06	41.2 3.20	45.0 2.62	50.2 2.00	53.7 1.66	56.3 1.43	60.2 1.14	63.0 0.95
≤ 60	40.8 3.50	40.8 3.50	40.8 3.50	40.8 3.50	44.5 2.92	49.2 2.32	55.1 1.72	58.9 1.40	61.8 1.18	65.8 0.92	68.6 0.75
≤ 80	44.3 3.10	44.3 3.10	44.3 3.10	44.3 3.10	47.1 2.71	52.3 2.11	58.7 1.52	62.8 1.21	65.7 1.01	69.7 0.76	72.4 0.62

En la evaluación ϵ_x , β y θ lo siguiente se tendrá en consideración:

- μ se tomará como cantidad positivas y no se tomará menor que $(V_u - V_p) d_v$.
- En el cálculo de las áreas (A_s y A_{ps}) de las barras o tendones cuya longitud de desarrollo no ha sido completada en la sección en consideración será reducida en proporción a su falta de desarrollo total [1]..
- El valor de ϵ_x obtenido no será menor que -0.20×10^{-3} [1]..
- La sección más cercana que d_v a la cara de apoyo, el valor de ϵ_x calculado puede ser usado para evaluar β y θ [1].
- Si la tensión axial es lo suficientemente grande para fisurar la cara de la sección en compresión por flexión, el ϵ_{xi} incrementada se tomará en cuenta. En lugar de realizar cálculos más refinados se tomará el doble del valor calculado de la ecuación B5.2-2 [1].
- Es permisible determinar β y θ de las tablas 18 y 19 usando un valor de ϵ_x que sea más grande que el calculado por las ecuaciones del ítem 5.5.2.2 ; sin embargo, ϵ_x no se tomará más grande que 3.0×10^{-3} [1].



Capítulo 6

Diseño de la Superestructura

6.1 Descripción de la alternativa estructural propuesta

La alternativa estructural escogida para la superestructura consta de un puente de concreto postensado tipo cajón (Box Girder) que alberga una sola vía y tiene una configuración curva en planta.

Sobre	: Quebrada Huasamayo
Condición del borde	: Simplemente apoyado
Número de tramos	: 01
Longitud	: 35 m
Sobre carga de diseño	: HL – 93
Alineamiento	: Curvo
Numero de vías	: 01
Ancho de calzada	: 7.50 m
Pasarela peatonal	: Si

6.2 Características generales de los componentes

Los puentes de sección en cajón son especialmente recomendados en alineamientos curvos dada su alta resistencia torsional y la posibilidad de mantener la sección transversal constante.

a. Sección transversal

El ancho de la sección transversal de un puente no será menor que el ancho del camino de acceso al puente, y podrá contener: vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, ciclo vía, barreras y barandas, elementos de drenaje. Manual de puentes 2016 -

MTC

El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera tanto en planta como en perfil [1].

b. Ancho de vía (calzada)

Siempre que sea posible, los puentes se deben construir de manera de poder acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas.

El número de carriles de diseño según AASTHO Art. 3.6.1.1.1, se determina tomando la parte entera de la relación $w/3.60$ m, siendo w el ancho libre de calzada (m). Cuando las vías de tráfico tienen menos de 3.60 m el número de vías de diseño se toma igual al número de vías de tráfico.

c. Veredas

Son utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Para velocidades de hasta 70 km/h es posible colocar veredas directamente, en cambio para velocidades mayores se deben agregar barreras para proteger el tránsito peatonal. El ancho planteado de la veredas es 1.00 m .

d. Barandas

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m.

Para lo cual tomamos el valor mínimo de 1.10 m para nuestro puente.

6.3 Dimensionamiento de elementos estructurales

6.3.1 Pre - dimensionamiento de la sección transversal

A continuación se presentan las recomendaciones dadas por AASHTO LRFD para el dimensionamiento de la sección transversal.

- El peralte mínimo incluyendo el espesor losa según la Tabla 20, para superestructuras de concreto pre esforzado de viga cajón de tramos simplemente apoyados el peralte mínimo es 0.045 veces la longitud total del vano [1].

Entonces:

$$L = 35 \text{ m} \quad (\text{Long. del puente})$$

$$h_{\min} = 0.045 L$$

$$h_{\min} = 0.045 (35\text{m})$$

$$h_{\min} = 1.575 \text{ m}$$

$$h = 1.80 \text{ m} \quad (\text{Peralte adoptado})$$

Tabla 28. Peraltes mínimos utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

(Fuente: AASHTO 2014 - Tabla 2.5.2.6.3-1) [1].

- El espesor de la losa superior no debe ser menor de 7 plg. lo equivalente a 0.178 m; se adoptó un valor de **0.225 m**
- Para el alma ; según el artículo 5.14.2.3.10b AASHTOO, se mencionan tres consideraciones las cuales cumplen con la geometría de nuestra sección transversal con un valor de **0.40 m**

Tenemos una sección transversal pre dimensionada (Ver Figura 13) definida de la siguiente manera, en la cual se harán una serie de ajustes refines a lo largo del análisis

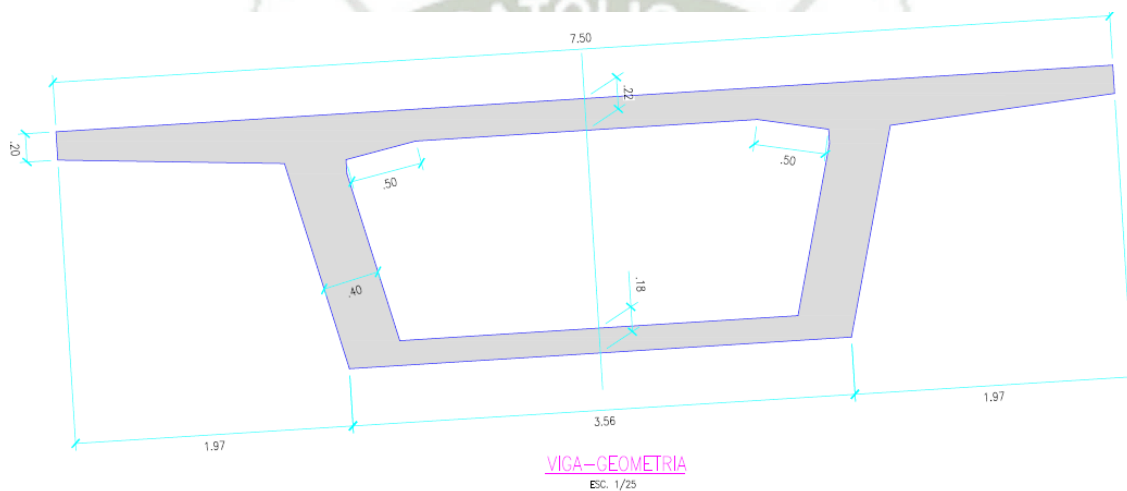


Figura 42.Sección transversal pre dimensionada

Fuente: Propia

6.3.2 Pre-Dimensionamiento longitudinal

El alineamiento en planta de la vía en la zona del puente presenta una curva horizontal, motivo por el cual se planteó un puente curvo.

Las consideraciones para tener el radio mínimo de nuestro puente se tomó como referencia a lo indicado en el manual de diseño geométrico de carreteras DG-2014.

Considerando los siguientes aspectos:

- Según la demanda la carretera, se clasifica como una **Trocha Carrozable**, teniendo un IMDA (Índice medio diario anual) , menor a 200 veh/dia.,(Para efectos cálculo, se considerara como una carretera de tercera clase)
- Según la orografía predominante del terreno, consideramos a la carretera como Terreno accidentado escarpado (Tipo 03).
- Teniendo en cuenta estos aspectos, trabajamos con una velocidad de diseño de 30km/h, para una carretera de tercera clase y terreno accidentado.

Tabla 6.2. Rangos de la velocidad de Diseño en función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía

CLASIFICACIÓN	OROGRAFÍA	VELOCIDAD DE DISEÑO DE UN TRAMO HOMOGÉNEO VTR (km/h)										
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Autopista de primera clase	Plano											
	Ondulado											
	Accidentado											
	Escarpado											
Autopista de segunda clase	Plano											
	Ondulado											
	Accidentado											
	Escarpado											
Carretera de primera clase	Plano											
	Ondulado											
	Accidentado											
	Escarpado											
Carretera de segunda clase	Plano											
	Ondulado											
	Accidentado											
	Escarpado											
Carretera de tercera clase	Plano											
	Ondulado											
	Accidentado											
	Escarpado											

Fuente: Manual de Carreteras Diseño Geométrico DG-2014 [6]

Radios mínimos

Los radios mínimos de curvatura horizontal son los menores radios que pueden recorrerse con la velocidad de diseño y la tasa máxima de peralte, en condiciones aceptables de seguridad y comodidad, para cuyo cálculo puede utilizarse la siguiente formula Manual de carreteras DG

2014 MTC:

$$R_{min} = \frac{v^2}{127 (P_{max} + f_{max})} \quad (6.1)$$

Dónde:

R_{min} : Radio mínimo

V : Velocidad de diseño : 30 km/h

P_{max} : Peralte máximo asociado a V (en tanto por uno) : 8%

f_{max} : Coeficiente de fricción transversal máximo asociado a V . : 0.17

El resultado de la aplicación de la indicada formula se aprecia en la siguiente Tabla 6.3

Tabla 6.3. Radios mínimos de peraltes máximos para diseño de carreteras

Ubicación de la vía	Velocidad de diseño	P máx. (%)	f máx.	Radio calculado (m)	Radio redondeado (m)
Área rural (plano u ondulada)	30	8,00	0,17	28,3	30
	40	8,00	0,17	50,4	55
	50	8,00	0,16	82,0	90
	60	8,00	0,15	123,2	135
	70	8,00	0,14	175,4	195
	80	8,00	0,14	229,1	255
	90	8,00	0,13	303,7	335
	100	8,00	0,12	393,7	440
	110	8,00	0,11	501,5	560
	120	8,00	0,09	667,0	755
	130	8,00	0,08	831,7	950
Área rural (accidentada o escarpada)	30	12,00	0,17	24,4	25
	40	12,00	0,17	43,4	45
	50	12,00	0,16	70,3	70
	60	12,00	0,15	105,0	105
	70	12,00	0,14	148,4	150
	80	12,00	0,14	193,8	195
	90	12,00	0,13	255,1	255
	100	12,00	0,12	328,1	330
	110	12,00	0,11	414,2	415
	120	12,00	0,09	539,9	540
	130	12,00	0,08	665,4	665

Fuente: Manual de Carreteras Diseño Geométrico DG-2014 [6]

Por lo tanto el radio mínimo de curva horizontal para área rural (Plano u ondulado), en el eje del puente es de 30 m, adoptaremos un radio de **50m**.

6.4 Diseño Estructural

6.4.1 Cálculo de las propiedades geométricas

Ya definida la sección transversal de nuestra viga cajón, se procede al cálculo de las propiedades geométricas.

$$A = 3.651 \text{ m}^2$$

$$I_x = 1.5109 \text{ m}^4$$

$$H = 1.80 \text{ m}$$

$$y_b = 1.15 \text{ m}$$

$$y_t = 0.65 \text{ m}$$

6.4.2 Selección de Materiales

a. Propiedades de Concreto en viga cajón

$$f'_{ci} = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 4.0 \text{ ksi} \quad E_{ci} = 250,998.0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f'_c = 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 5.0 \text{ ksi} \quad E_c = 280,624.3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

b. Propiedades de Acero de Postensado

$$f_u = 270 \text{ ksi}$$

$$f_{py} = 0.9(270) = 243 \text{ ksi}$$

$$E_p = 28,500.00 \text{ ksi}$$

c. Propiedades de Acero de refuerzo pasivo

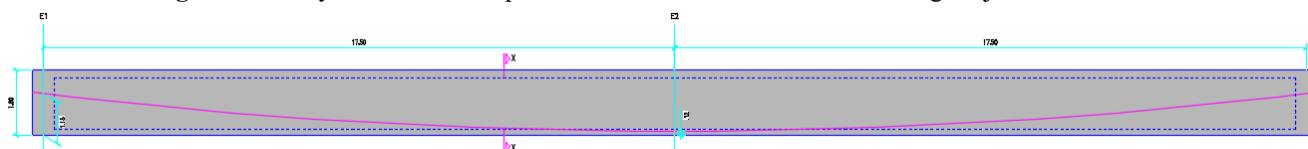
$$f_u = 60 \text{ ksi} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 29,000.00 \text{ ksi}$$

6.4.3 Sección Longitudinal y Trayectoria del Cable

La trayectoria del cable de postensado es generalmente controlada por los momentos de carga muerta máxima que se desarrollan en el puente, la máxima excentricidad es buscada en la zona donde se producen los mayores momentos, y casi ninguna excentricidad debería estar presente en la sección del extremo donde se hace el tesado, para nuestro caso de un puente simplemente apoyado los momentos máximos se producen en $0.5L$ del tramo.

Figura 43. Trayectoria de cable pos tensado en una de las almas de la viga cajón



Fuente: Propia

6.4.4 Cargas y Análisis Estructural

- Cargas Permanentes:** Las cargas permanentes incluyen el peso propio del puente DC así como todas las cargas muertas sobreimpuestas DW (Superficie de Desgaste, Veredas y Barandas), para fines de diseño las cargas permanentes se definen como sigue:

DC: Peso propio del puente de concreto con un peso específico de 2.50 ton/m³

DW: Superficie de desgaste de 3cm de espesor de concreto simple de con un peso específico de 2.40 ton/m³, veredas de concreto armado con un peso específico de 2.50 ton/m³, barandas metálicas con un peso de 0.10 ton por metro lineal.
- Cargas Transitorias:** Carga viva vehicular LL de AASHTO HL-93, Carga de Impacto IM y la carga debido a fuerza Centrífuga CE.

- Para realizar el análisis estructural del puente se desarrolló un modelo en elementos finitos en el programa CSi Bridge, en las siguientes figuras se muestran vistas del modelo elaborado.

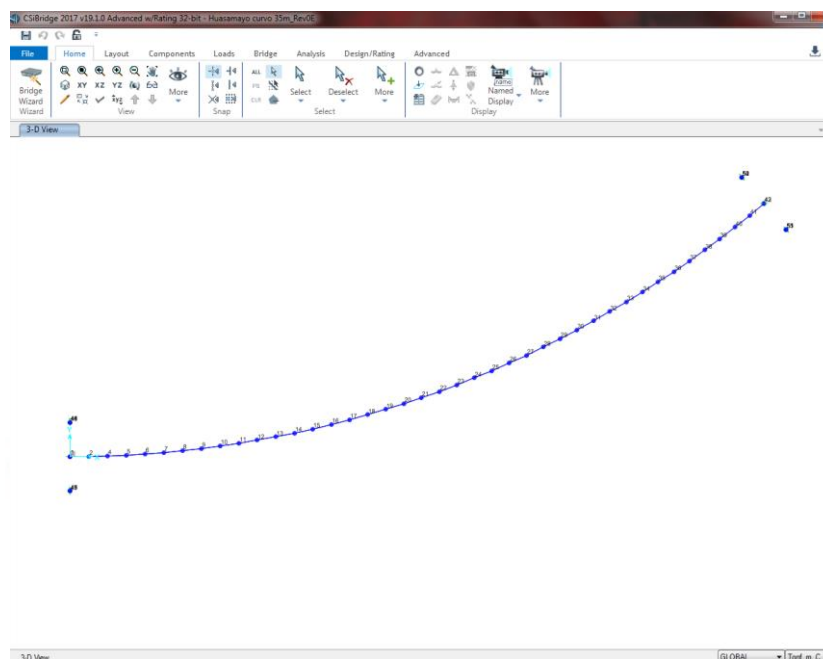


Figura 44.Modelo en elementos finitos

Fuente: Propia

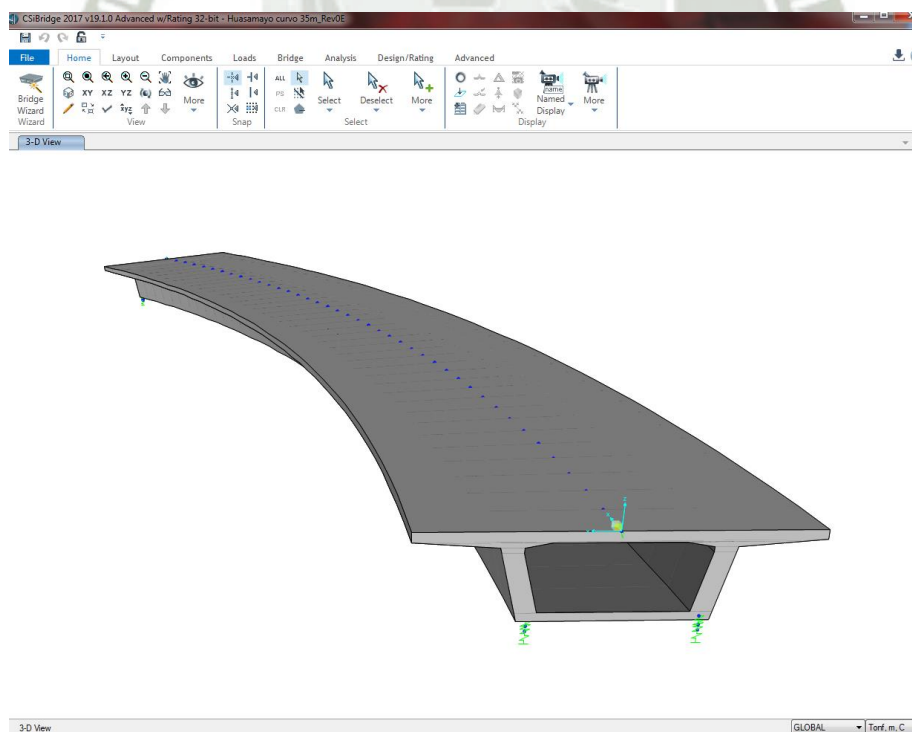


Figura 45.Modelo 3D del puente

Fuente: Propia

6.4.5 Cálculo de Momentos y Cortantes no factorados

Luego de realizar el análisis estructural del puente los resultados son los siguientes:

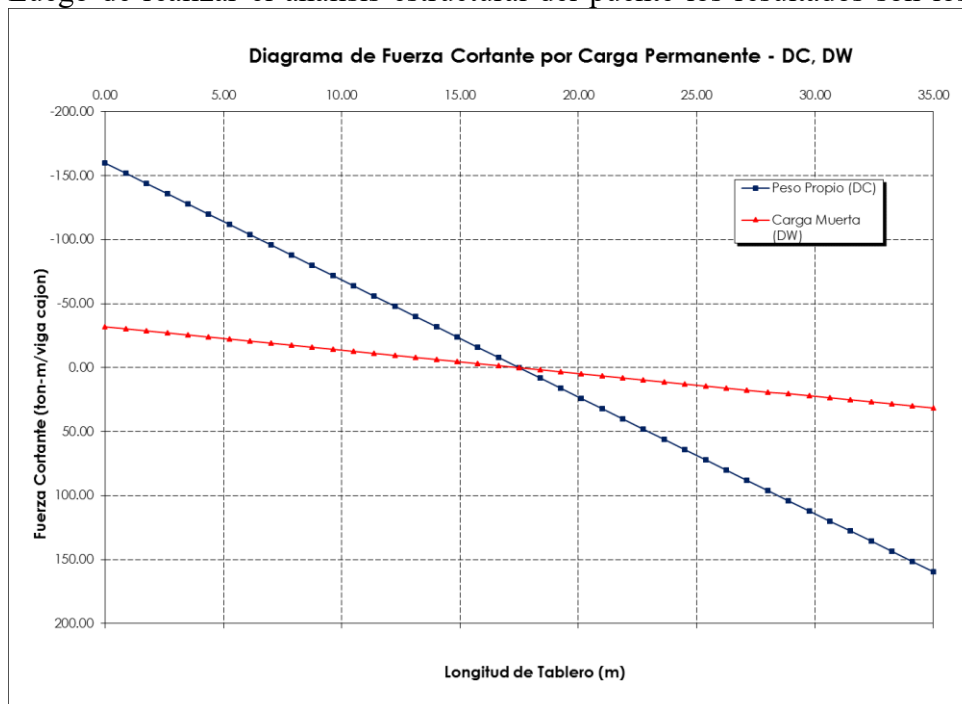


Figura 46. Diagrama de Fuerza Cortante por Carga Permanente debido al peso propio (DC) y carga muerta (DW)

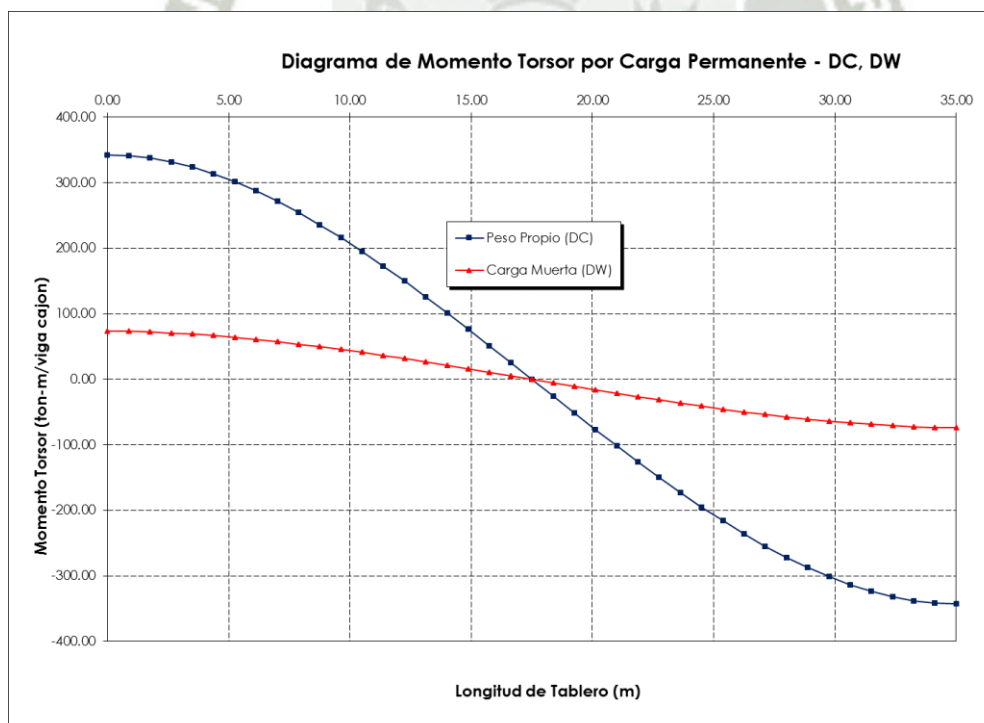


Figura 47. Diagrama de Momento Torsor debido al peso propio (DC) y carga muerta (DW)

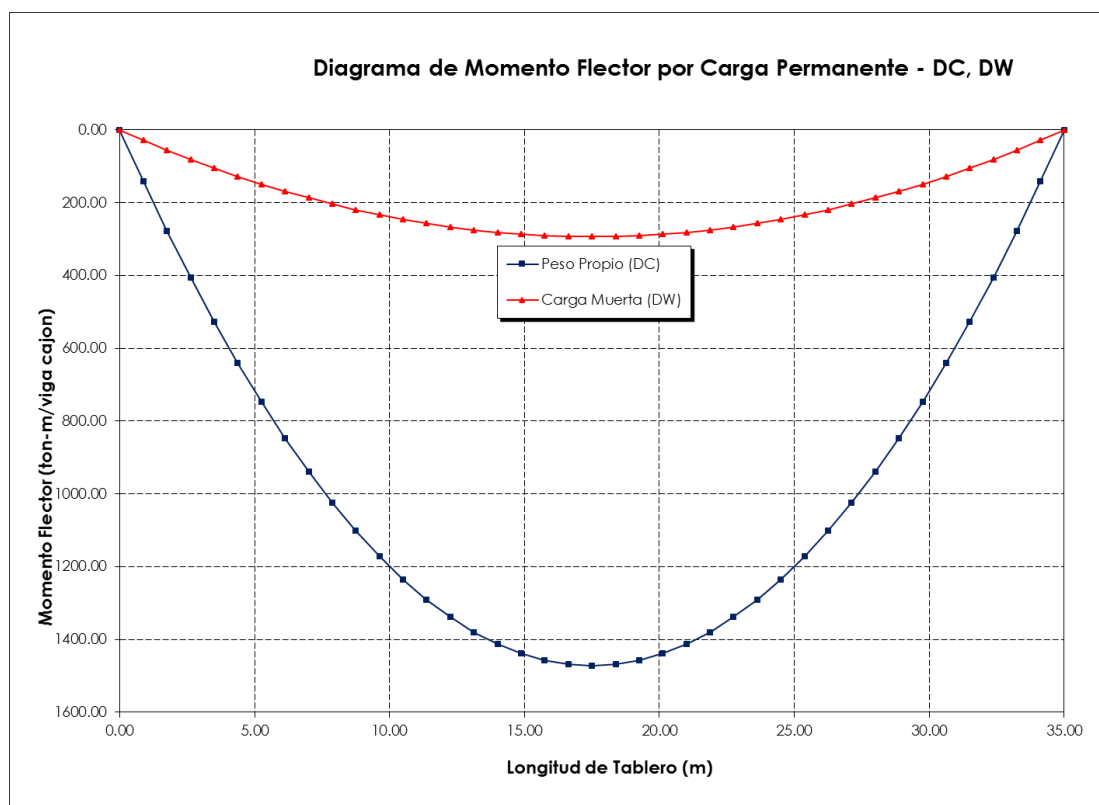


Figura 48.Diagrama de Momento Flector por Carga Permanente debido al peso propio (DC) y carga muerta (DW)

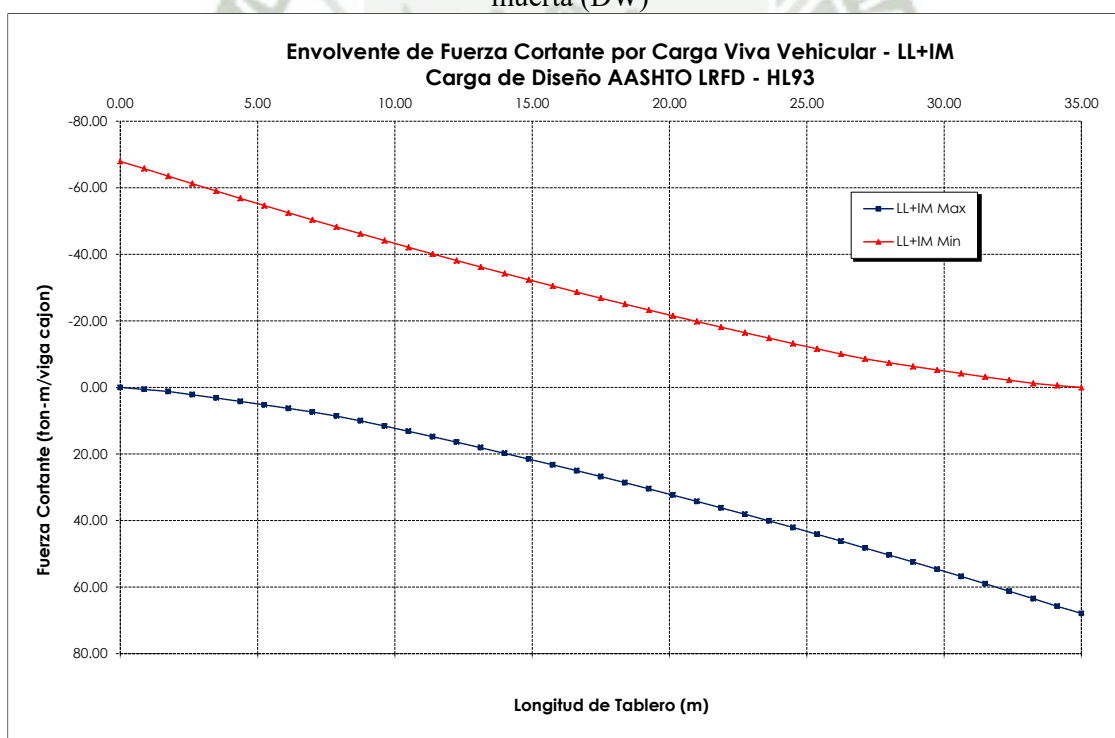


Figura 49.Diagrama de Fuerza Cortante debido a carga vehicular HL-93 (LL+IM)

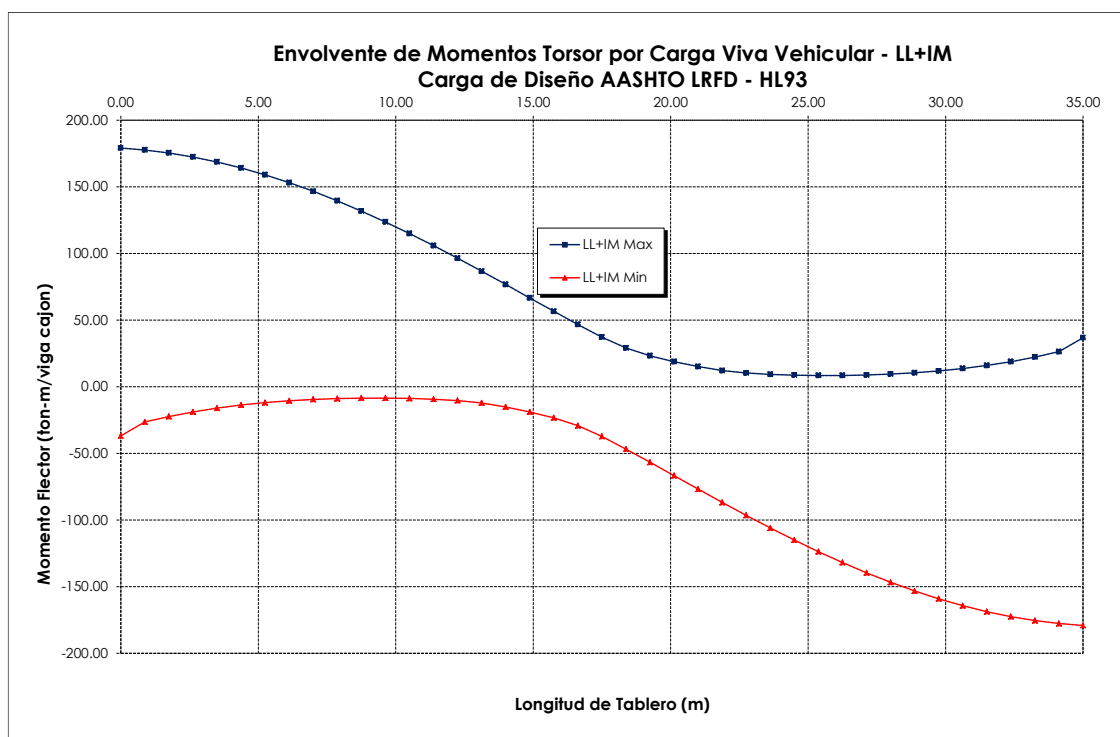


Figura 50.Diagrama de Momento Torsor debido a carga vehicular HL-93 (LL+IM)

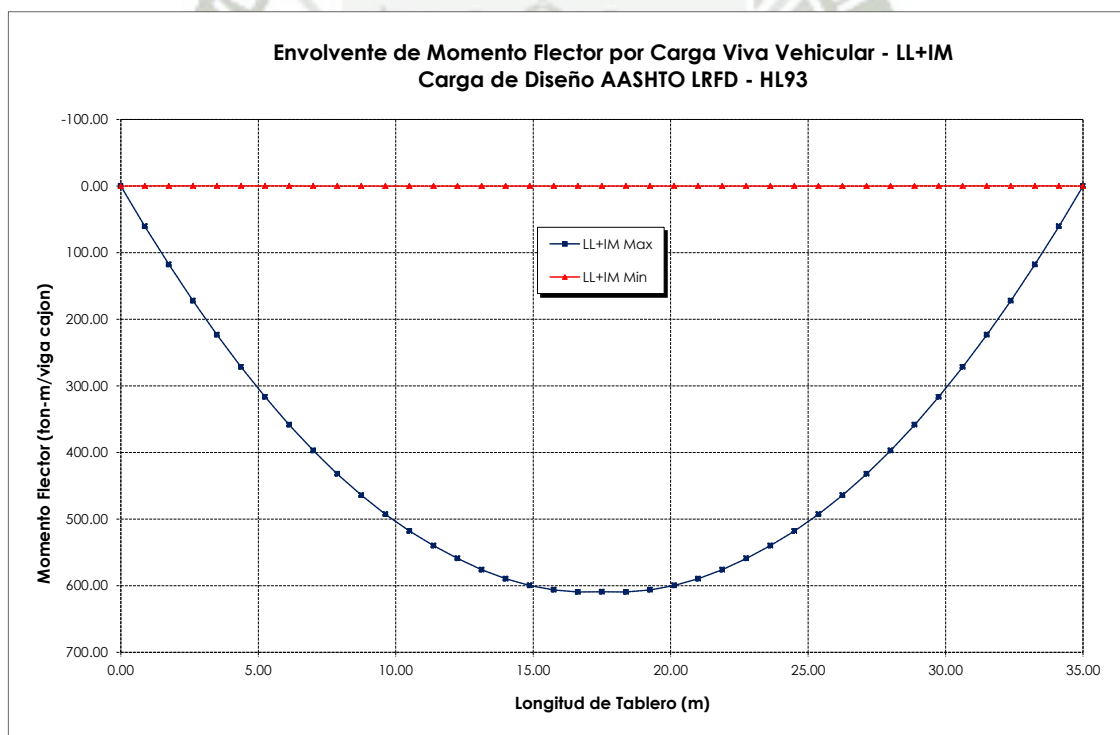


Figura 51.Diagrama de Momento Flector debido a carga vehicular HL-93 (LL+IM)

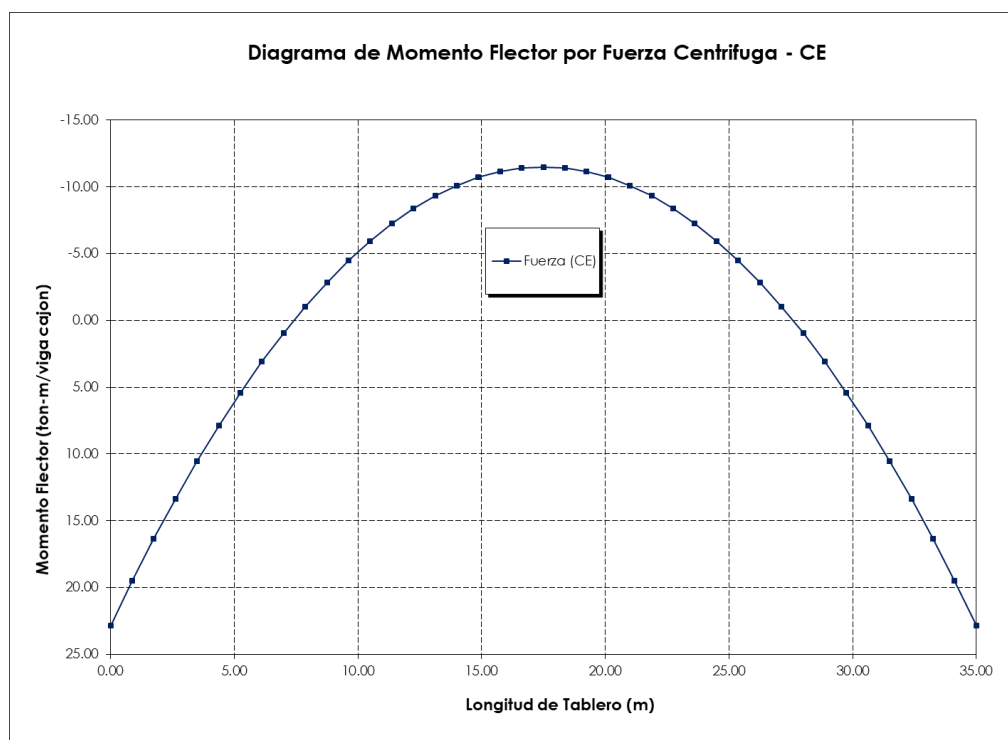


Figura 52. Diagrama de momento flector debido a fuerza centrífuga CE

Tabla 29. Resultados de V2, T y M debido a DC y DW

x (m)	DC			DW		
	V2 (Ton)	T (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton)	T (Ton-m)	M3 (Ton-m)
0.00	-159.71	342.67	0.00	-31.67	73.74	0.00
0.88	-151.72	341.43	142.24	-30.09	73.22	28.31
0.88	-151.72	341.43	142.24	-30.09	73.22	28.31
1.75	-143.74	337.76	277.45	-28.51	72.21	55.22
1.75	-143.74	337.76	277.45	-28.51	72.21	55.22
2.63	-135.75	331.78	405.59	-26.92	70.74	80.72
2.63	-135.75	331.78	405.59	-26.92	70.74	80.72
3.50	-127.77	323.62	526.62	-25.34	68.84	104.81
3.50	-127.77	323.62	526.62	-25.34	68.84	104.81
4.38	-119.78	313.41	640.50	-23.76	66.53	127.47
4.38	-119.78	313.41	640.50	-23.76	66.53	127.47
5.25	-111.80	301.27	747.20	-22.17	63.84	148.71
5.25	-111.80	301.27	747.20	-22.17	63.84	148.71
6.13	-103.81	287.32	846.68	-20.59	60.79	168.51
6.13	-103.81	287.32	846.68	-20.59	60.79	168.51
7.00	-95.83	271.70	938.92	-19.00	57.40	186.86
7.00	-95.83	271.70	938.92	-19.00	57.40	186.86
7.88	-87.84	254.52	1023.88	-17.42	53.70	203.77
7.88	-87.84	254.52	1023.88	-17.42	53.70	203.77
8.75	-79.86	235.92	1101.54	-15.84	49.73	219.23
8.75	-79.86	235.92	1101.54	-15.84	49.73	219.23
9.63	-71.87	216.03	1171.87	-14.25	45.49	233.23
9.63	-71.87	216.03	1171.87	-14.25	45.49	233.23
10.50	-63.88	194.97	1234.86	-12.67	41.02	245.76
10.50	-63.88	194.97	1234.86	-12.67	41.02	245.76
11.38	-55.90	172.87	1290.49	-11.09	36.35	256.83
11.38	-55.90	172.87	1290.49	-11.09	36.35	256.83
12.25	-47.91	149.87	1338.73	-9.50	31.49	266.43
12.25	-47.91	149.87	1338.73	-9.50	31.49	266.43
13.13	-39.93	126.08	1379.58	-7.92	26.48	274.56
13.13	-39.93	126.08	1379.58	-7.92	26.48	274.56
14.00	-31.94	101.65	1413.01	-6.33	21.34	281.22
14.00	-31.94	101.65	1413.01	-6.33	21.34	281.22
14.88	-23.96	76.69	1439.03	-4.75	16.09	286.40
14.88	-23.96	76.69	1439.03	-4.75	16.09	286.40
15.75	-15.97	51.34	1457.62	-3.17	10.77	290.09
15.75	-15.97	51.34	1457.62	-3.17	10.77	290.09
16.63	-7.99	25.74	1468.77	-1.58	5.40	292.32
16.63	-7.99	25.74	1468.77	-1.58	5.40	292.32
17.50	0.00	0.00	1472.49	0.00	0.00	293.06
17.50	0.00	0.00	1472.49	0.00	0.00	293.06
18.38	7.99	-25.74	1468.77	1.58	-5.40	292.32

18.38	7.99	-25.74	1468.77	1.58	-5.40	292.32
19.25	15.97	-51.34	1457.62	3.17	-10.77	290.09
19.25	15.97	-51.34	1457.62	3.17	-10.77	290.09
20.13	23.96	-76.69	1439.03	4.75	-16.09	286.40
20.13	23.96	-76.69	1439.03	4.75	-16.09	286.40
21.00	31.94	-101.65	1413.01	6.33	-21.34	281.22
21.00	31.94	-101.65	1413.01	6.33	-21.34	281.22
21.88	39.93	-126.08	1379.58	7.92	-26.48	274.56
21.88	39.93	-126.08	1379.58	7.92	-26.48	274.56
22.75	47.91	-149.87	1338.73	9.50	-31.49	266.43
22.75	47.91	-149.87	1338.73	9.50	-31.49	266.43
23.63	55.90	-172.87	1290.49	11.09	-36.35	256.83
23.63	55.90	-172.87	1290.49	11.09	-36.35	256.83
24.50	63.88	-194.97	1234.86	12.67	-41.02	245.76
24.50	63.88	-194.97	1234.86	12.67	-41.02	245.76
25.38	71.87	-216.03	1171.87	14.25	-45.49	233.23
25.38	71.87	-216.03	1171.87	14.25	-45.49	233.23
26.25	79.86	-235.92	1101.54	15.84	-49.73	219.23
26.25	79.86	-235.92	1101.54	15.84	-49.73	219.23
27.13	87.84	-254.52	1023.88	17.42	-53.70	203.77
27.13	87.84	-254.52	1023.88	17.42	-53.70	203.77
28.00	95.83	-271.70	938.92	19.00	-57.40	186.86
28.00	95.83	-271.70	938.92	19.00	-57.40	186.86
28.88	103.81	-287.32	846.68	20.59	-60.79	168.51
28.88	103.81	-287.32	846.68	20.59	-60.79	168.51
29.75	111.80	-301.27	747.20	22.17	-63.84	148.71
29.75	111.80	-301.27	747.20	22.17	-63.84	148.71
30.63	119.78	-313.41	640.50	23.76	-66.53	127.47
30.63	119.78	-313.41	640.50	23.76	-66.53	127.47
31.50	127.77	-323.62	526.62	25.34	-68.84	104.81
31.50	127.77	-323.62	526.62	25.34	-68.84	104.81
32.38	135.75	-331.78	405.59	26.92	-70.74	80.72
32.38	135.75	-331.78	405.59	26.92	-70.74	80.72
33.25	143.74	-337.76	277.45	28.51	-72.21	55.22
33.25	143.74	-337.76	277.45	28.51	-72.21	55.22
34.13	151.72	-341.43	142.24	30.09	-73.22	28.31
34.13	151.72	-341.43	142.24	30.09	-73.22	28.31
35.00	159.71	-342.67	0.00	31.67	-73.74	0.00

Tabla 30. Resultados de V2, T y M debido a LL+IM

x (m)	LL+IM					
	V2		T		M3	
	Max (Ton)	Min (Ton)	Max (Ton-m)	Min (Ton-m)	Max (Ton-m)	Min (Ton-m)
0.00	0.01	-67.91	179.09	-36.82	0.00	0.00
0.88	0.58	-65.76	177.64	-26.39	60.36	0.00
0.88	0.58	-65.76	177.64	-26.39	60.36	0.00
1.75	1.23	-63.48	175.43	-22.30	117.74	0.00
1.75	1.23	-63.48	175.43	-22.30	117.74	0.00
2.63	2.19	-61.23	172.45	-18.87	172.11	0.00
2.63	2.19	-61.23	172.45	-18.87	172.11	0.00
3.50	3.18	-59.00	168.72	-16.02	223.40	0.00
3.50	3.18	-59.00	168.72	-16.02	223.40	0.00
4.38	4.20	-56.80	164.23	-13.71	271.57	0.00
4.38	4.20	-56.80	164.23	-13.71	271.57	0.00
5.25	5.24	-54.63	159.04	-11.88	316.58	0.00
5.25	5.24	-54.63	159.04	-11.88	316.58	0.00
6.13	6.31	-52.48	153.14	-10.49	358.37	0.00
6.13	6.31	-52.48	153.14	-10.49	358.37	0.00
7.00	7.40	-50.35	146.65	-9.49	396.91	0.00
7.00	7.40	-50.35	146.65	-9.49	396.91	0.00
7.88	8.60	-48.25	139.55	-8.84	432.17	0.00
7.88	8.60	-48.25	139.55	-8.84	432.17	0.00
8.75	10.03	-46.18	131.85	-8.52	464.11	0.00
8.75	10.03	-46.18	131.85	-8.52	464.11	0.00
9.63	11.60	-44.13	123.68	-8.48	492.70	0.00
9.63	11.60	-44.13	123.68	-8.48	492.70	0.00
10.50	13.19	-42.10	115.00	-8.73	517.91	0.00
10.50	13.19	-42.10	115.00	-8.73	517.91	0.00
11.38	14.80	-40.10	105.94	-9.32	539.72	0.00
11.38	14.80	-40.10	105.94	-9.32	539.72	0.00
12.25	16.44	-38.13	96.45	-10.32	558.97	0.00
12.25	16.44	-38.13	96.45	-10.32	558.97	0.00
13.13	18.11	-36.18	86.74	-12.11	575.95	0.00
13.13	18.11	-36.18	86.74	-12.11	575.95	0.00
14.00	19.80	-34.25	76.77	-15.16	589.49	0.00
14.00	19.80	-34.25	76.77	-15.16	589.49	0.00
14.88	21.51	-32.35	66.67	-18.85	599.57	0.00
14.88	21.51	-32.35	66.67	-18.85	599.57	0.00
15.75	23.25	-30.48	56.61	-23.30	606.19	0.00
15.75	23.25	-30.48	56.61	-23.30	606.19	0.00
16.63	25.02	-28.63	46.75	-29.12	609.35	0.00
16.63	25.02	-28.63	46.75	-29.12	609.35	0.00
17.50	26.81	-26.81	37.23	-37.23	609.05	0.00
17.50	26.81	-26.81	37.23	-37.23	609.05	0.00

18.38	28.63	-25.02	29.12	-46.75	609.36	0.00
18.38	28.63	-25.02	29.12	-46.75	609.36	0.00
19.25	30.48	-23.25	23.30	-56.61	606.21	0.00
19.25	30.48	-23.25	23.30	-56.61	606.21	0.00
20.13	32.35	-21.51	18.86	-66.67	599.59	0.00
20.13	32.35	-21.51	18.86	-66.67	599.59	0.00
21.00	34.25	-19.79	15.16	-76.77	589.50	0.00
21.00	34.25	-19.79	15.16	-76.77	589.50	0.00
21.88	36.18	-18.10	12.12	-86.74	575.96	0.00
21.88	36.18	-18.10	12.12	-86.74	575.96	0.00
22.75	38.13	-16.44	10.32	-96.45	558.98	0.00
22.75	38.13	-16.44	10.32	-96.45	558.98	0.00
23.63	40.10	-14.80	9.33	-105.94	539.74	0.00
23.63	40.10	-14.80	9.33	-105.94	539.74	0.00
24.50	42.10	-13.18	8.73	-115.00	517.92	0.00
24.50	42.10	-13.18	8.73	-115.00	517.92	0.00
25.38	44.13	-11.59	8.49	-123.68	492.71	0.00
25.38	44.13	-11.59	8.49	-123.68	492.71	0.00
26.25	46.18	-10.03	8.52	-131.85	464.12	0.00
26.25	46.18	-10.03	8.52	-131.85	464.12	0.00
27.13	48.25	-8.60	8.84	-139.55	432.18	0.00
27.13	48.25	-8.60	8.84	-139.55	432.18	0.00
28.00	50.35	-7.40	9.49	-146.65	396.92	0.00
28.00	50.35	-7.40	9.49	-146.65	396.92	0.00
28.88	52.48	-6.30	10.49	-153.14	358.38	0.00
28.88	52.48	-6.30	10.49	-153.14	358.38	0.00
29.75	54.63	-5.24	11.88	-159.04	316.58	0.00
29.75	54.63	-5.24	11.88	-159.04	316.58	0.00
30.63	56.80	-4.20	13.72	-164.24	271.58	0.00
30.63	56.80	-4.20	13.72	-164.24	271.58	0.00
31.50	59.01	-3.18	16.03	-168.72	223.41	0.00
31.50	59.01	-3.18	16.03	-168.72	223.41	0.00
32.38	61.23	-2.19	18.87	-172.45	172.11	0.00
32.38	61.23	-2.19	18.87	-172.45	172.11	0.00
33.25	63.48	-1.22	22.31	-175.43	117.75	0.00
33.25	63.48	-1.22	22.31	-175.43	117.75	0.00
34.13	65.76	-0.58	26.40	-177.64	60.36	0.00
34.13	65.76	-0.58	26.40	-177.64	60.36	0.00
35.00	67.91	-0.01	36.82	-179.09	0.00	0.00

Tabla 31. Momento debido a fuerza centrífuga CE

CE		x	Max
M2		(m)	(Ton-m)
x	Max		
(m)	(Ton-m)		
0.00	22.83	16.63	-11.41
0.88	19.52	17.50	-11.49
0.88	19.52	17.50	-11.49
1.75	16.37	18.38	-11.41
1.75	16.37	18.38	-11.41
2.63	13.38	19.25	-11.15
2.63	13.38	19.25	-11.15
3.50	10.56	20.13	-10.71
3.50	10.56	20.13	-10.71
4.38	7.90	21.00	-10.11
4.38	7.90	21.00	-10.11
5.25	5.42	21.88	-9.33
5.25	5.42	21.88	-9.33
6.13	3.10	22.75	-8.37
6.13	3.10	22.75	-8.37
7.00	0.95	23.63	-7.25
7.00	0.95	23.63	-7.25
7.88	-1.03	24.50	-5.95
7.88	-1.03	24.50	-5.95
8.75	-2.84	25.38	-4.48
8.75	-2.84	25.38	-4.48
9.63	-4.48	26.25	-2.84
9.63	-4.48	26.25	-2.84
10.50	-5.95	27.13	-1.03
10.50	-5.95	27.13	-1.03
11.38	-7.25	28.00	0.95
11.38	-7.25	28.00	0.95
12.25	-8.37	28.88	3.10
12.25	-8.37	28.88	3.10
13.13	-9.33	29.75	5.42
13.13	-9.33	29.75	5.42
14.00	-10.11	30.63	7.90
14.00	-10.11	30.63	7.90
14.88	-10.71	31.50	10.56
14.88	-10.71	31.50	10.56
15.75	-11.15	32.38	13.38
15.75	-11.15	32.38	13.38
16.63	-11.41	33.25	16.37
		33.25	16.37
		34.13	19.52
		34.13	19.52
		35.00	22.83

6.4.6 Combinaciones de Carga Estado Límite de Resistencia y Servicio

Las combinaciones de carga especificadas en AASHTO Tabla 3.4.1-1:

- RESISTENCIA I = $1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL+IM)$
- SERVICIO I = $1.0 DC + 1.0 DW + 1.0 (LL+IM) + 1.0CE$
- SERVICIO III = $1.0 DC + 1.0 DW + 0.80 (LL+IM) + 0.80CE$



DISEÑO EN ESTADO LIMITE DE SERVICIO

1. Limite de esfuerzo para tendones de presfuerzo

$$f_{pu} := 270 \text{ ksi} \quad \text{Acero de presfuerzo de baja relajacion}$$

$$f_{pbt} := 0.75 f_{pu} = 202.5 \text{ ksi} \quad \text{Esfuerzo maximo antes de la transferencia}$$

2. Limite de esfuerzo para el concreto

$$f'_c := 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia a compresion a los 28 días}$$

$$f'_{ci} := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia a compresion minima en el momento del postensado}$$

$$f_{ci} := -0.6 f'_{ci} = -168 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Limite de esfuerzo de compresion antes de las perdidas}$$

$$f_{ti} := 0.0948 \sqrt{\frac{f'_{ci}}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi} = 13.301 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Limite de esfuerzo de traccion antes de las perdidas}$$

Esfuerzos para el Estado Limite de Servicio luego de ocurridas todas las perdidas

SERVICIO I

$$f_c := -0.45 f'_c = -157.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Limite de Esfuerzo de Compresion}$$

SERVICIO III

$$f_t := 0.19 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi} = 29.805 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Limite de Esfuerzo de Traccion}$$

3. Diseño para Momento Positivo (Centro del Vano)

$$h := 1.80 \text{ m}$$

$$A_g := 3.651 \text{ m}^2$$

$$I_g := 1.5109 \text{ m}^4$$

$$y_{top} := -0.65 \text{ m}$$

$$y_{bot} := 1.15 \text{ m}$$

$$S_{top} := \frac{I_g}{y_{top}} = -2.324 \text{ m}^3$$

$$S_{bot} := \frac{I_g}{y_{bot}} = 1.314 \text{ m}^3$$

$$M_{DC} := 1472.49 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{DW} := 293.06 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{LL_{IM}} := 609.36 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$e_g := 1.00 \text{ m}$$

Valores de prueba
Restricciones
Solver

$$F_f := 1 \text{ tonnef}$$

$$\frac{F_f}{A_g} + \frac{F_f \cdot e_g}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{0.8 \langle M_{LL_{IM}} \rangle}{S_{bot}} = f_t$$

$$F_{f,1} := \text{find} \langle F_f \rangle = -1.369 \cdot 10^3 \text{ tonnef}$$

$$F_{f,1} = -1.369 \cdot 10^3 \text{ tonnef}$$

Valores de prueba
Restricciones
Solver

$$F_f := 1 \text{ tonnef}$$

$$\frac{F_f}{A_g} + \frac{F_f \cdot e_g}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{0.8 \langle M_{LL_IM} \rangle}{S_{bot}} = 0 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$F_{f.1} := \text{find} \langle F_f \rangle = -1.657 \cdot 10^3 \text{ tonnef}$$

$$F_{f.1} = -1.657 \cdot 10^3 \text{ tonnef}$$

$$A_{ps.1} := \frac{|F_{f.1}|}{0.80 \cdot \langle 0.75 f_{pu} \rangle} = \langle 1.455 \cdot 10^4 \rangle mm^2$$

Suponiendo una perdida total de 20% de la fuerza inicial de presfuerzo.

$$N := 2 \cdot 4$$

Disposicion de 4 tendones por alma con 12 torones de 0.6" por tendon.

$$A_{ps} := N \langle 12 \cdot 140 mm^2 \rangle$$

$$A_{ps} = \langle 1.344 \cdot 10^4 \rangle mm^2$$

$$F_f := -\langle A_{ps} \cdot 0.80 \cdot \langle 0.75 f_{pu} \rangle \rangle$$

$$F_f = -1.531 \cdot 10^3 \text{ tonnef}$$

4. Calculo de Perdidas de la fuerza de presfuerzo

Perdidas por Friccion

$$f_{pj} := 0.75 f_{pu}$$

$$K := 0.002 \text{ m}^{-1} \quad \mu := 0.20$$

$$x := 17.5 \text{ m}$$

$$e_p := 1.0 \text{ m}$$

$$L_p := x$$

$$\alpha := \frac{2 e_p}{L_p} = 0.114 \text{ rad}$$

$$\Delta f_{pF} := f_{pj} \cdot (1 - e^{-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha)})$$

$$\Delta f_{pF} = 11.384 \text{ ksi}$$

Perdidas por Acuñaamiento de los Anclajes

$$\Delta_A := 6 \text{ mm} \quad E_p := 28500 \text{ ksi}$$

$$L := 35 \text{ m}$$

$$\Delta f_{pA} := \frac{\Delta_A}{L} \cdot E_p$$

$$\Delta f_{pA} = 4.886 \text{ ksi}$$

Perdidas por Acortamiento Elastico

$$A_{ps} = 20.832 \text{ in}^2 \quad A_g = 3.651 \text{ m}^2$$

$$E_{ci} := 15000 \cdot \sqrt{\frac{f'_{ci}}{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{ci} = (2.51 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$e_m := 1 \text{ m}$$

$$M_g := M_{DC} \quad I_g = 1.511 \text{ m}^4$$

$$f_{pi} := 0.9 (0.75 f_{pu}) \quad f_{pi} = 182.25 \text{ ksi}$$

$$F_i := f_{pi} \cdot A_{ps} \quad F_i = (3.797 \cdot 10^3) \text{ kip}$$

$$\Delta f_{pES} := \frac{N-1}{2 N} \cdot \left(\frac{A_{ps} \cdot f_{pbt} \cdot (I_g + e_m^2 \cdot A_g) - e_m \cdot M_g \cdot A_g}{A_{ps} \cdot (I_g + e_m^2 \cdot A_g) + \frac{E_{ci}}{E_p} \cdot A_g \cdot I_g} \right)$$

$$\Delta f_{pES} = 3.684 \text{ ksi}$$

Perdidas dependientes del tiempo o de largo plazo

$$H := 70 \quad f_{pi} := 0.75 f_{pu} \quad f_{pi} = 202.5 \text{ ksi}$$

$$f'_{ci} = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\gamma_h := 1.7 - 0.01 H \quad \gamma_h = 1$$

$$\gamma_{st} := \frac{5}{1 + \frac{f'_{ci}}{\text{ksi}}} \quad \gamma_{st} = 1.004$$

$$\Delta f_{pR} := 2.4 \text{ ksi}$$

$$\Delta f_{pLT} := 10 \cdot \frac{f_{pi} \cdot A_{ps}}{A_g} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + 12 \text{ ksi} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$

$$\Delta f_{pLT} = 21.923 \text{ ksi}$$

Perdidas Totales

$$\Delta f_{pT} := \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

$$\Delta f_{pT} = 41.875 \text{ ksi}$$

$$\frac{0.75 f_{pu} - \Delta f_{pT}}{0.75 \cdot f_{pu}} = 0.793$$

5. Calculo de la fuerza centrífuga CE

$$v := 30 \frac{km}{hr}$$

Velocidad de diseño

$$f := \frac{4}{3}$$

4/3 para todas las combinaciones de carga excepto fatiga y 01 para fatiga

$$R := 50 \text{ m}$$

Radio de curvatura del carril de circulación

$$g := 9.81 \cdot \frac{m}{s^2}$$

Aceleración de la gravedad

$$F_{ce} := f \cdot \frac{v^2}{g \cdot R}$$

$$F_{ce} = 0.189$$

$$P_{hl93} := 72 \cdot kip = 32.659 \text{ tonnef}$$

$$F_{CE} := 1.2 \cdot F_{ce} \cdot P_{hl93}$$

$$F_{CE} = 7.398 \text{ tonnef}$$

$$h_{CE} := 1.8 \cdot m$$

$$M_{CE} := F_{CE} \cdot h_{CE}$$

$$M_{CE} = 13.316 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$L = 35 \text{ m}$$

$$F_{CE1} := \frac{F_{CE}}{L}$$

$$F_{CE1} = 0.211 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

Carga distribuida por fuerza centrífuga.

$$M_{CE1} := \frac{M_{CE}}{L}$$

$$M_{CE1} = 0.38 \frac{\text{tonnef} \cdot m}{m}$$

Momento distribuido por fuerza centrífuga.

$$I_y := 13.23 \cdot m^4$$

$$y_{Tright} := 3.75 \cdot m$$

$$y_{Bright} := 1.78 \cdot m$$

$$S_{Tright} := \frac{I_y}{y_{Tright}}$$

Modulo de sección en fibra superior derecha

$$S_{Tright} = 3.528 \cdot m^3$$

$$S_{Bright} := \frac{I_y}{y_{Bright}}$$

Modulo de sección en fibra inferior derecha

$$S_{Bright} = 7.433 \cdot m^3$$

$$MCE := 11.49 \cdot \text{tonnef} \cdot m$$

$$\sigma_{Tright} := \frac{MCE}{S_{Tright}}$$

Esfuerzo de fuerza centrífuga en fibra superior

$$\sigma_{Tright} = 0.326 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{Bright} := \frac{MCE}{S_{Bright}}$$

Esfuerzo de fuerza centrífuga en fibra inferior

$$\sigma_{Bright} = 0.155 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

6. Verificación de esfuerzos en el concreto

SERVICIO I

$$f_{top} := \frac{F_f}{A_g} + \frac{F_f \cdot e_g}{S_{top}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} + \frac{M_{LL_IM}}{S_{top}} + \frac{MCE}{S_{Tright}}$$

$$f_{bot} := \frac{F_f}{A_g} + \frac{F_f \cdot e_g}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{M_{LL_IM}}{S_{bot}} + \frac{MCE}{S_{Bright}}$$

$$f_{top} = -77.917 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Compresion Maxima en fibra superior} \quad f_c = -157.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Limite de Esfuerzo de Compresion}$$

$$f_{bot} = 22.477 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

SERVICIO III

$$f_{top} := \frac{F_f}{A_g} + \frac{F_f \cdot e_g}{S_{top}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{top}} + \frac{0.8 \langle M_{LL_IM} \rangle}{S_{top}} + \frac{MCE}{S_{Tright}}$$

$$f_{bot} := \frac{F_f}{A_g} + \frac{F_f \cdot e_g}{S_{bot}} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_{bot}} + \frac{0.8 \langle M_{LL_IM} \rangle}{S_{bot}} + 0.8 \cdot \frac{MCE}{S_{Bright}}$$

$$f_{top} = -72.674 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{bot} = 13.17 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Traccion Maxima en fibra Inferior} \quad f_t = 29.805 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Limite de Esfuerzo de Traccion}$$

DISEÑO POR FLEXION ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

$x=L/2$ (punto medio del vano)

1. Propiedades de los Materiales

$\phi := 1.0$ Factor de reduccion en flexion en elementos presforzados

$f'_c := 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia a la compresion del concreto a los 28 dias

$f_{pu} := 270 \text{ ksi}$ Esfuerzo ultimo de tension del acero de presfuerzo

$f_{py} := 0.9 f_{pu}$ Esfuerzo limite de fluencia del acero de presfuerzo

$f_{py} = 243 \text{ ksi}$

$f_y := 60 \text{ ksi}$ Esfuerzo limite de fluencia del acero de refuerzo

2. Propiedades de Seccion

$b := 7.50 \text{ m}$

$b_w := 7.50 \text{ m}$

$h_f := 0.225 \text{ m}$

$N := 2 \cdot 4$

$A_{ps} := N (12 \cdot 140 \text{ mm}^2)$

$A_{ps} = (1.344 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$

$A_s := 0 \text{ mm}^2$

$A_s = 0 \text{ mm}^2$

$A'_s := 0 \text{ mm}^2$

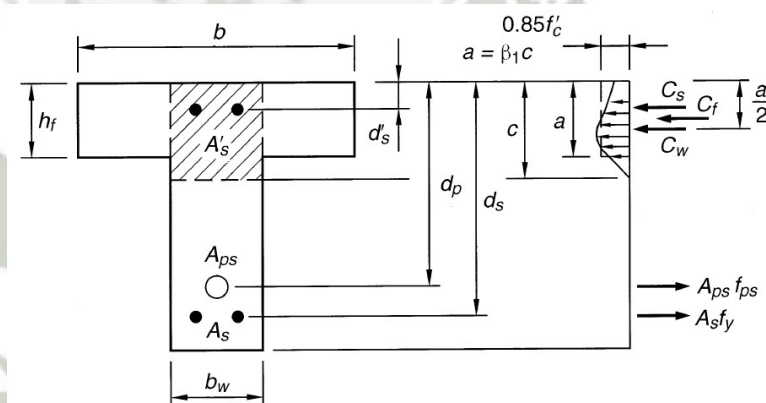
$d_p := 1.68 \text{ m}$

$d_s := 0 \text{ m}$

$d'_s := 0 \text{ m}$

$I_g := 1.5109 \text{ m}^4$

$y_t := 1.15 \text{ m}$



3. Verificación - Estado Límite de Resistencia

$$M_{DC} := 1472.49 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{DW} := 293.06 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{LL_{IM}} := 609.36 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\eta := 1.00$$

$$M_{u1} := \eta \cdot (1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{LL_{IM}})$$

$$M_{u1} = (3.347 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{Momento ultimo factorado}$$

$$S_{nc} := \frac{I_g}{y_t} \quad \text{Modulo de seccion en fibra extrema traccionada}$$

$$S_{nc} = (1.314 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

$$f_r := 0.24 \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi} \quad \text{Modulo de rotura a traccion}$$

$$f_r = 37.648 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{cpe} := 0 \text{ ksi}$$

$$M_{dnc} := 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$S_c := S_{nc}$$

$$\gamma_1 := 1.6$$

$$\gamma_2 := 1.1$$

$$\gamma_3 := 1.0$$

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \left((\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$$

$$M_{cr} = 791.411 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{Momento critico de agrietamiento}$$

$$1.33 \cdot M_{u1} = (4.451 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot m$$

Se debe de diseñar al menos para el menor de M_{cr} o $1.33M_u$

$$M_{u2} := \min \langle M_{cr}, 1.33 \cdot M_{u1} \rangle$$

$$M_{u2} = 791.411 \text{ tonnef} \cdot m$$

Por lo tanto el momento con el que se diseña sera el mayor de M_{u1} y M_{u2}

$$M_u := \max \langle M_{u1}, M_{u2} \rangle$$

$$M_u = (3.347 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot m$$

Calculo Momento Nominal

$$k := 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

$$k = 0.28 \quad \text{Coeficiente k para tendones de baja relajacion}$$

$$\beta_1 := \text{if} \left(f'_c \leq 4 \text{ ksi}, 0.85, \max \left(0.65, 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{\text{ksi}} \right) \right) \right)$$

$$\beta_1 = 0.801 \quad \text{Coeficiente de altura equivalente compresion uniforme}$$

$$c := \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_y - 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_w + k \cdot A_{ps} \cdot \left(\frac{f_{pu}}{d_p} \right)}$$

$$c = 139.419 \text{ mm} \quad \text{Distancia entre el eje neutro y la fibra extrema en compresion}$$

$$a := \beta_1 \cdot c = 111.687 \text{ mm} \quad \text{Distancia equivalente para compresion uniforme}$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right)$$

$$f_{ps} = 263.726 \text{ ksi} \quad \text{Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo especificado para la resistencia a la flexión nominal}$$

$$M_n := A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s \cdot f_y \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_n = (4.047 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento nominal resistente}$$

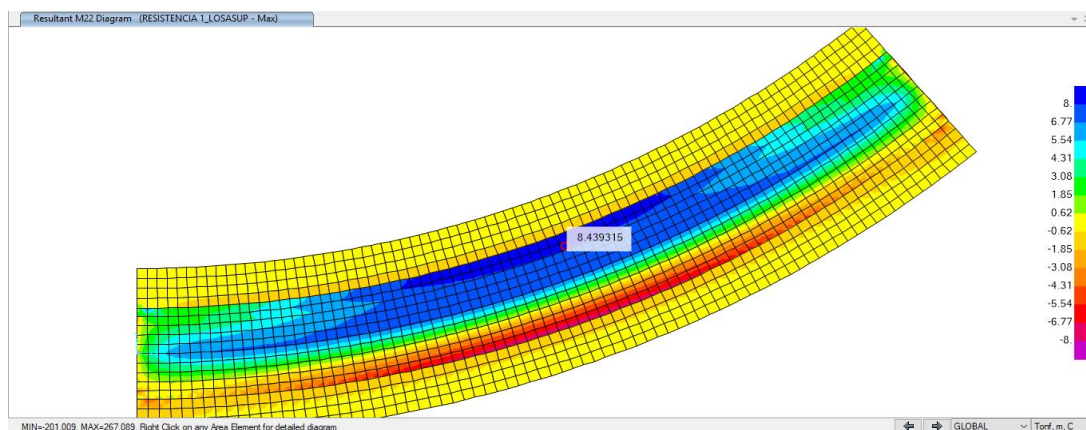
$$\phi \cdot M_n = (4.047 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Verificación momento último vs momento resistente

$$DC := \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 0.827$$



Diseño losa superior parte central



1. Datos

b =	100 cm	
h =	22.5 cm	
Ø =	0.9	
f'c =	350 kgf/cm ²	Esfuerzo a la compresión del Concreto
f _y =	4200 kgf/cm ²	Esfuerzo a la fluencia del Concreto
Mu ₁ =	8.44 ton.m/m	Momento Ultimo dato del modelamiento en elementos Finitos

2. Calculamos el momento para diseñar

El momento con el que se diseña es el menor valor del M_{cr} y 1.33 Mu

Hallando el Momento Critico "M_{cr}"

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

γ ₁	1.6	Factor de la variabilidad de la fisuración por flexión
γ ₂	0	Factor de la variabilidad para pretensado
γ ₃	0.67	Relacion dela resistencia a la fluencia minima
f _r =	37.65 kgf/cm ²	Modulo de rotura
f _{cpe} =	0 kgf/cm ³	Esfuerzo de pretensado en concreto
M _{dnc} =	8.44 ton.m/m	Momento total no factorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta
S _c	0.002	Modulo de Sección
S _{nc}	0.002	Módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

$$M_{cr} = 0.77 \text{ ton.m/m}$$

1.33Mu ₁ =	11.23 ton.m/m	Hallando la expresión "1.33 Mu"
Mu ₂ =	0.77	El Mu ₂ es el menor valor del M _{cr} y 1.33 Mu ₁

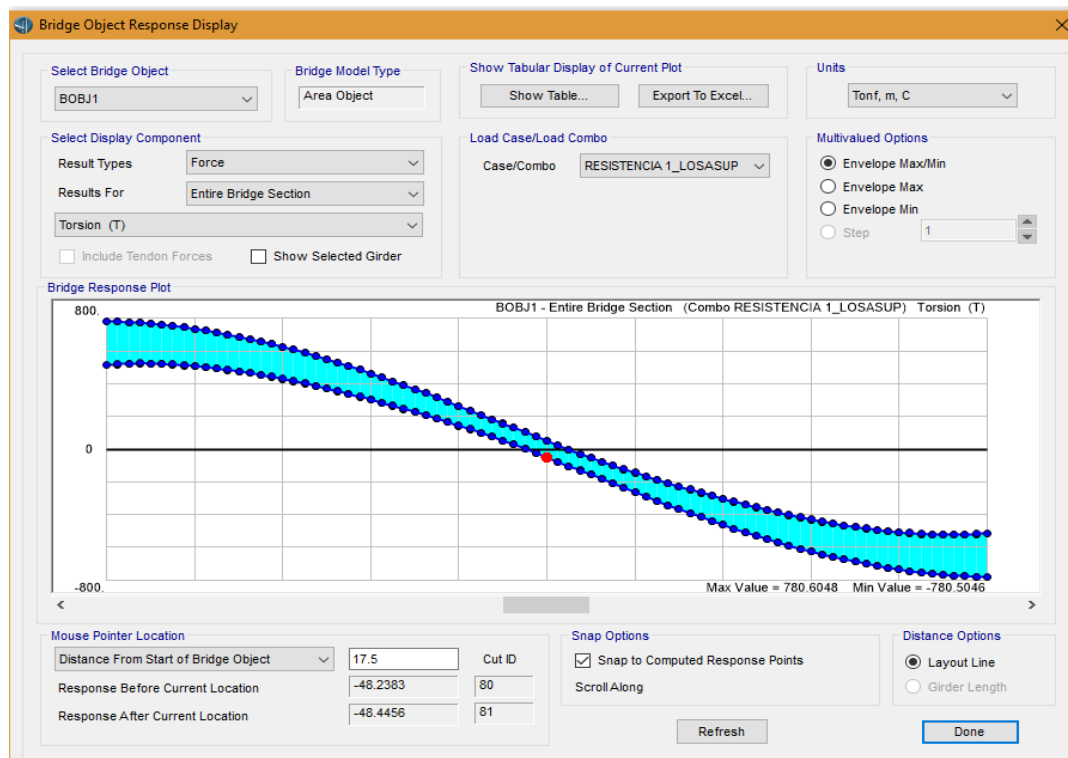
Diseñamos para = **8.44 ton.m/m** El momento final con el que se diseña es el mayor valor del Mu₁ y Mu₂

3. Calculamos Acero por Flexión

d =	19.205 cm
ku =	22.883 kgf/cm ²
ρ =	0.0063
As =	1.22 mm ² /mm

Acero	φ(mm ²)
3/8"	71
1/2"	129
5/8"	199
3/4"	284
1"	510
1 3/8"	1006

3. Calculamos Acero por Torsión



$$A_{t_{req}} := \frac{T_u}{\phi_t \cdot 2 A_o \cdot f_y \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)}$$

Tu= 48.45 ton.m

ϕ_t = 0.9

Ao= 1.125 m²

fy= 4200 kgf/cm²

θ = 29

Area encerrada en la ruta del corte incluyendo los huecos

A_{t_req}= 3.16 cm²/m

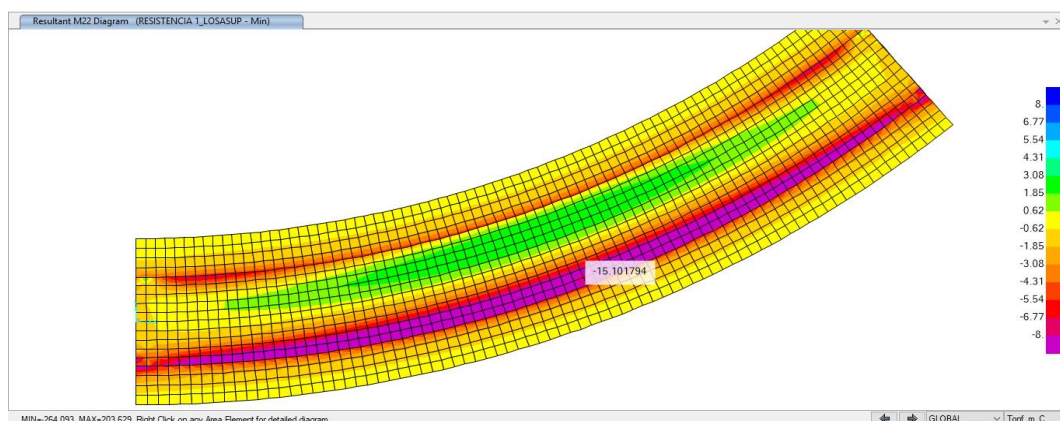
A_{t_req}= 0.32 mm²/mm

Atotal 1.53 mm²/mm

Disposición de Ø5/8" @0.125m

As = 1.59 mm²/mm ok!

Diseño losa superior parte central M(-)



1. Datos

b =	100 cm	
h =	32.5 cm	
Ø =	0.9	
f'c =	350 kgf/cm ²	Esfuerzo a la compresión del Concreto
f _y =	4200 kgf/cm ²	Esfuerzo a la fluencia del Concreto
Mu ₁ =	15.10 ton.m/m	Momento Ultimo dato del modelamiento en elementos Finitos

2. Calculamos el momento para diseñar

El momento con el que se diseña es el menor valor del M_{cr} y 1.33 Mu

Hallando el Momento Critico "M_{cr}"

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

γ ₁	1.6	Factor de la variabilidad de la fisuración por flexión
γ ₂	0	Factor de la variabilidad para pretensado
γ ₃	0.67	Relacion dela resistencia a la fluencia minima
f _r =	37.65 kgf/cm ²	Modulo de rotura
f _{cpe} =	0 kgf/cm ³	Esfuerzo de pretensado en concreto
M _{dnc} =	15.10 ton.m/m	Momento total no factorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta
S _c	0.006	Modulo de Sección
S _{nc}	0.006	Módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

M_{cr} = 2.31 ton.m/m

1.33Mu₁ = 20.09 ton.m/m Hallando la expresión "1.33 Mu"
Mu₂ = 2.31 El Mu₂ es el menor valor del M_{cr} y 1.33 Mu₁

Diseñamos para = **15.10 ton.m/m** El momento final con el que se diseña es el mayor valor del Mu₁ y Mu₂

3. Calculamos Acero por Flexión

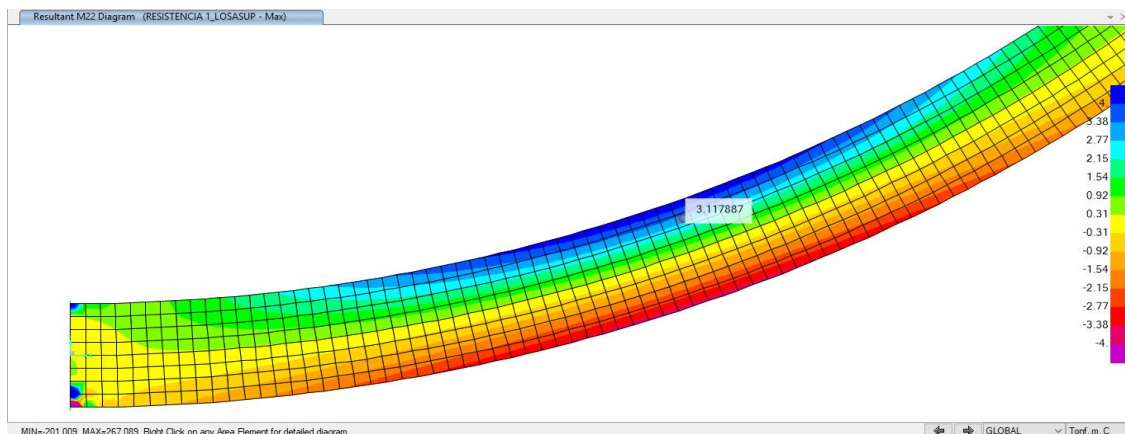
d = 29.205 cm
k_u = 17.706 kgf/cm²
ρ = 0.0049
A_s = 1.42 mm²/mm

Acero	φ(mm ²)
3/8"	71
1/2"	129
5/8"	199
3/4"	284
1"	510
1 3/8"	1006

Disposición de Ø5/8" @0.125m

A_s = 1.59 mm²/mm ok!

Diseño losa superior parte central



1. Datos

b =	100 cm	
h =	17.5 cm	
Ø =	0.9	
f'c =	350 kgf/cm ²	Esfuerzo a la compresión del Concreto
f _y =	4200 kgf/cm ²	Esfuerzo a la fluencia del Concreto
Mu ₁ =	3.12 ton.m/m	Momento Ultimo dato del modelamiento en elementos Finitos

2. Calculamos el momento para diseñar

El momento con el que se diseña es el menor valor del M_{cr} y 1.33 Mu

Hallando el Momento Critico "M_{cr}"

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

γ ₁	1.6	Factor de la variabilidad de la fisuración por flexión
γ ₂	0	Factor de la variabilidad para pretensado
γ ₃	0.67	Relacion dela resistencia a la fluencia minima
f _r =	37.65 kgf/cm ²	Modulo de rotura
f _{cpe} =	0 kgf/cm ³	Esfuerzo de pretensado en concreto
M _{dnc} =	3.12 ton.m/m	Momento total no factorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta
S _c	0.001	Modulo de Sección
S _{nc}	0.001	Módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción
M _{cr} =	0.36 ton.m/m	
1.33Mu ₁ =	4.15 ton.m/m	Hallando la expresión "1.33 Mu"
Mu ₂ =	0.36	El Mu ₂ es el menor valor del M _{cr} y 1.33 Mu ₁

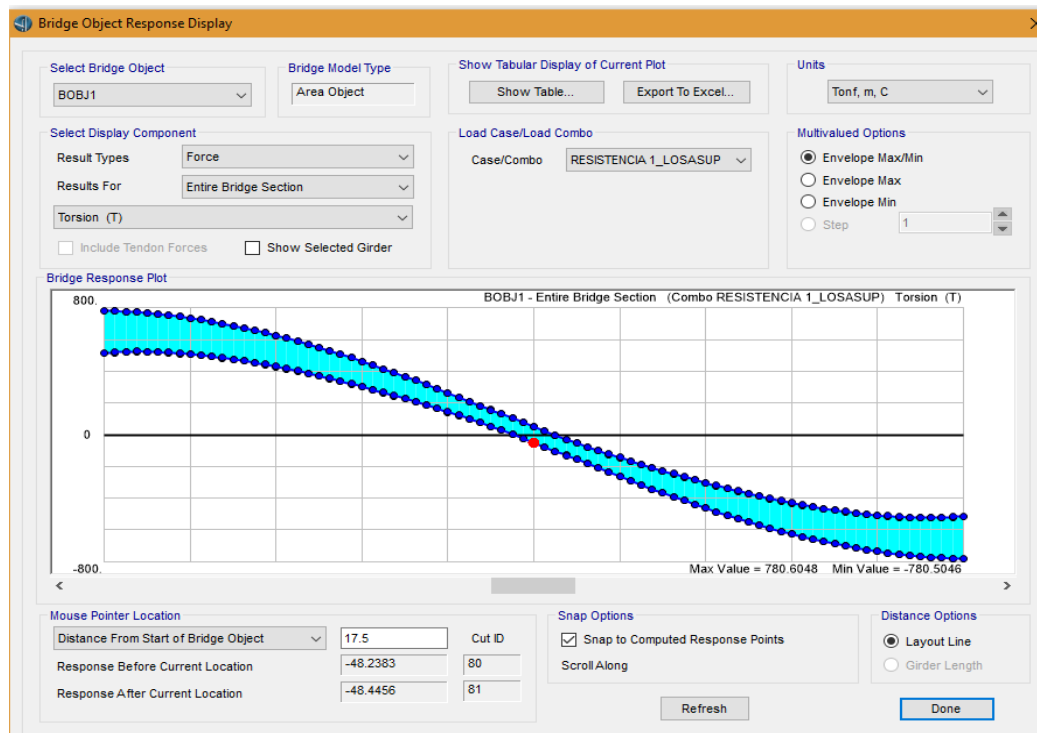
Diseñamos para = **3.12 ton.m/m** El momento final con el que se diseña es el mayor valor del Mu₁ y Mu₂

3. Calculamos Acero por Flexión

d =	14.205 cm
ku =	15.462 kgf/cm ²
ρ =	0.0042
As =	0.60 mm ² /mm

Acero	φ(mm ²)
3/8"	71
1/2"	129
5/8"	199
3/4"	284
1"	510
1 3/8"	1006

3. Calculamos Acero por Torsión



$$A_{t_{req}} := \frac{T_u}{\phi_t \cdot 2 A_o \cdot f_y \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)}$$

Tu= 48.45 ton.m
 ϕ_t = 0.9
 Ao= 1.125 m²
 fy= 4200 kgf/cm²
 θ= 29

Area encerrada en la ruta del corte incluyendo los huecos

A_{t_req}= 3.16 cm²/m
 A_{t_req}= 0.32 mm²/mm
 Atotal 0.91 mm²/mm

Disposición de Ø5/8" @0.20m

As = 1.00 mm²/mm ok!

DISEÑO A CORTANTE SEGUN AASHTO LRFD

Seccion con armadura transversal mayor a la armadura minima

1. Demandas Actuantes

$V_{u1} := 167.4 \text{ tonnef}$	Fuerza Cortante por alma	$\phi_v := 0.90$
$M_{u1} := 305.5 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento Flector por alma	$\phi_f := 1.00$
$T_u := 838.3 \text{ tonnef} \cdot m$	Momento Torsor viga cajon	$\phi_t := 0.90$
$N_u := 0 \text{ tonnef}$	Fuerza Axial (positivo si es tension)	$\phi_c := 1.00$
$V_p := 44.7 \text{ tonnef}$	Cortante por Post-tensado	

2. Propiedades de los Materiales

$f'_c := 5.0 \text{ ksi}$	Resistencia a la compresion del concreto a los 28 dias
$f_y := 60 \text{ ksi}$	Esfuerzo limite de fluencia del acero de refuerzo
$E_s := 29000 \text{ ksi}$	Modulo de elasticidad del acero de refuerzo
$E_p := 28500 \text{ ksi}$	Modulo de elasticidad del acero de preesfuerzo
$f_{pu} := 270 \text{ ksi}$	Limite de rotura acero de preesfuerzo
$f_{py} := 0.9 f_{pu}$	Esfuerzo limite de fluencia del acero de presfuerzo
$f_{po} := 0.7 f_{pu}$	Para niveles habituales de preesfuerzo

3. Propiedades de Seccion

$h := 1.80 \text{ m}$	Altura de Seccion
$b := 3.75 \text{ m}$	Ancho en compresion de la seccion
$b_v := 0.40 \text{ m}$	Ancho efectivo que resiste el corte
$d_p := 0.75 \text{ m}$	Distancia fibra en compresion a centroide del acero de presfuerzo
$A_s := 0 \text{ mm}^2$	Area de acero pasivo
$d_s := 1.71 \text{ m}$	Distancia fibra en compresion a centroide del acero pasivo

$$A_{ps} := 6672 \text{ mm}^2$$

Area de acero de preesfuerzo

$$A_{ct} := 1.5 \text{ m}^2$$

Area de concreto en el lado de tracción por flexión

$$A_o := 5.75 \text{ m}^2$$

Area encerrada en la ruta del corte incluyendo los huecos

$$A_{cp} := 7.22 \text{ m}^2$$

Area del perimetro exterior de la seccion cajon

$$p_c := 11.74 \text{ m}$$

Perimetro exterior de la seccion cajon

$$f_{pc} := 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

compresion en el baricentro de la seccion

4. Diseño por Corte - Estado Limite de Resistencia

$$E_c := 15000 \sqrt{\frac{f'_c}{\frac{kgf}{cm^2}}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = (2.812 \cdot 10^5) \frac{kgf}{cm^2}$$

$$k := 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

$$k = 0.28$$

Coeficiente k para tendones de baja relajacion

$$\beta_1 := \text{if} \left(f'_c \leq 4 \text{ ksi}, 0.85, \max \left(0.65, 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{\text{ksi}} \right) \right) \right)$$

$$\beta_1 = 0.8$$

Coeficiente de altura equivalente compresion uniforme

$$c := \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \left(\frac{f_{pu}}{d_p} \right)}$$

$$c = 0.134 \text{ m}$$

Distancia entre el eje neutro y la fibra extrema en compresion

$$a := \beta_1 \cdot c = 0.107 \text{ m}$$

Distancia equivalente para compresion uniforme

$$d_e := d_p$$

$$d_v := \max \left(d_e - \frac{a}{2}, 0.9 d_e, 0.72 h \right) = 1.296 \text{ m}$$

$$V_u := V_{u1} + \frac{T_u \cdot d_s}{2 A_o} = 292.052 \text{ tonnef}$$

$$M_u := \max \left(|M_{u1}|, |V_u - V_p| \cdot d_v \right)$$

$$M_u = 320.568 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\varepsilon_{s1} := \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5 N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}} = -2.931 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s2} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{s1} \leq 0 \\ \left| \frac{|M_u|}{d_v} + 0.5 N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} \cdot f_{po} \right| \\ \frac{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_{ct}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_{ct}} \\ \text{else} \\ \varepsilon_{s1} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{s2} = -9.004 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_s := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_{s2} \leq -0.40 \cdot 10^{-3} \\ -0.40 \cdot 10^{-3} \\ \text{else if } \varepsilon_{s2} \geq 6.0 \cdot 10^{-3} \\ 6.0 \cdot 10^{-3} \\ \text{else} \\ \varepsilon_{s2} \end{cases}$$

$$\varepsilon_s = -9.004 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta := \frac{4.8}{1 + 750 \varepsilon_s} = 5.148$$

$$\theta := 29 + 3500 \varepsilon_s = 28.685$$

$$V_c := 0.0316 \beta \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot b_v \cdot d_v = 132.569 \text{ tonnef}$$

$$V_{s_req} := \frac{V_{u1}}{\phi_v} - V_c - V_p = 8.731 \text{ tonnef}$$

$$A_{v_req} := \frac{V_{s_req}}{f_y \cdot d_v \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)}$$

$$A_{v_req} = 0.874 \frac{cm^2}{m}$$

5. Diseño por Torsion - Estado Limite de Resistencia

$$T_{cr} := 0.125 \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.125 \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi}}$$

$$T_{cr} = 872.569 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$0.25 \cdot \phi_t \cdot T_{cr} = 196.328 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$Torsion := \text{if}(T_u \geq 0.25 \cdot \phi_t \cdot T_{cr}, \text{"Considerar"}, \text{"No Considerar"})$$

$$Torsion = \text{"Considerar"}$$

$$A_{t_{req}} := \frac{T_u}{\phi_t \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_y \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)}$$

$$A_{t_{req}} = 10.505 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{v_{total}} := A_{v_{req}} + A_{t_{req}}$$

$$A_{v_{total}} = 11.379 \frac{cm^2}{m}$$

6. Dimensionamiento del acero transversal final

Con el acero calculado se dispone un distribucion adecuada: Estribos de 1/2" @0.15m

$$A_v := 2 \cdot 1.29 \text{ cm}^2$$

Area de acero transversal

$$s := 0.15 \text{ m}$$

Separacion entre aceros transversales

$$\frac{A_v}{s} = 17.2 \frac{cm^2}{m}$$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{s} = 171.864 \text{ tonnef}$$

$$V_c + V_s + V_p = 349.132 \text{ tonnef}$$

$$0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p = 500.289 \text{ tonnef}$$

$$V_n := \min(V_c + V_s + V_p, 0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p) = 349.132 \text{ tonnef}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 314.219 \text{ tonnef}$$

$$V_u = 292.052 \text{ tonnef}$$

$$DC := \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 0.929$$

$$Verificacion_Corte_Global := \text{if}(DC < 1, \text{"OK"}, \text{"Revisar"})$$

$$Verificacion_Corte_Global = \text{"OK"}$$



Capítulo 7

Diseño de la Subestructura

7.1 Análisis de estabilidad

El dimensionamiento de los estribos es obtenido a partir de un análisis de estabilidad en los estados límites de Resistencia, Evento Extremo y Servicio.

7.1.1 Estado límite de resistencia

Se debe garantizar que se cumplan las tres condiciones siguientes:

- Capacidad Portante: que la presión ejercida al terreno de fundación por la cimentación del estribo no exceda el esfuerzo máximo permitido.
- Excentricidad: que la excentricidad de la carga vertical resultante se encuentre dentro de los límites establecidos.
- Deslizamiento: que la fuerza resistente horizontal sea mayor que la fuerza de empuje actuante.

Los factores de carga para cada chequeo deben seleccionarse de tal manera que la combinación resultante represente el caso más desfavorable para el análisis en cuestión.

La figura 24 muestra la aplicación típica de factores de carga para el chequeo de capacidad portante en estado límite de Resistencia.

La figura 25 muestra la aplicación típica de factores de carga para los chequeos de excentricidad y deslizamiento en estado límite de Resistencia.

Los factores de resistencia para los chequeos de capacidad portante y deslizamiento seleccionados son 0.45 y 0.80 respectivamente.

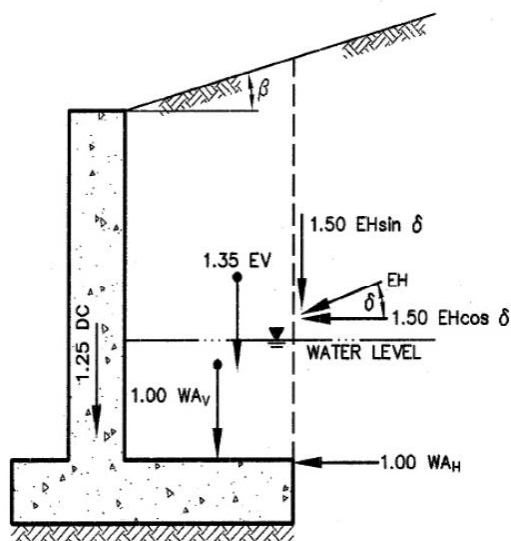


Figura 53. Factores de carga para chequeo de capacidad portante en estado límite de Resistencia

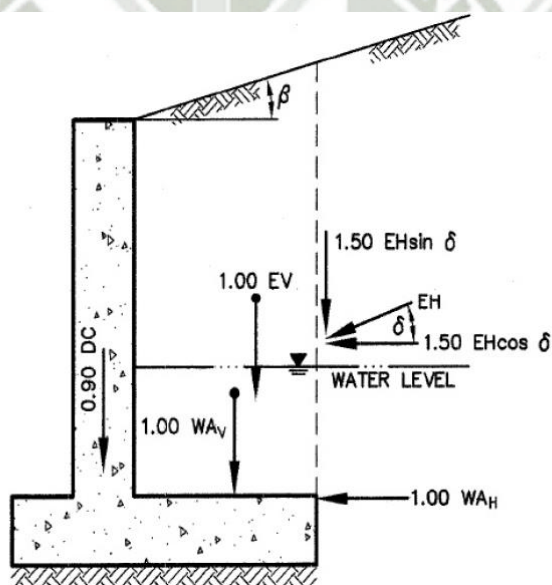


Figura 54. Factores de carga para chequeo de excentricidad y deslizamiento en estado límite de Resistencia

El tratamiento del estribo es similar al de un muro de contención puede fallar de las siguientes maneras:

- Puede voltearse alrededor de su punta. [10]
- Puede deslizarse a lo largo de su base. [10]
- Puede fallar debido a la pérdida de capacidad de carga del suelo que la sostiene. [10]
- Puede sufrir una falla de cizalla profundamente asentada[10]

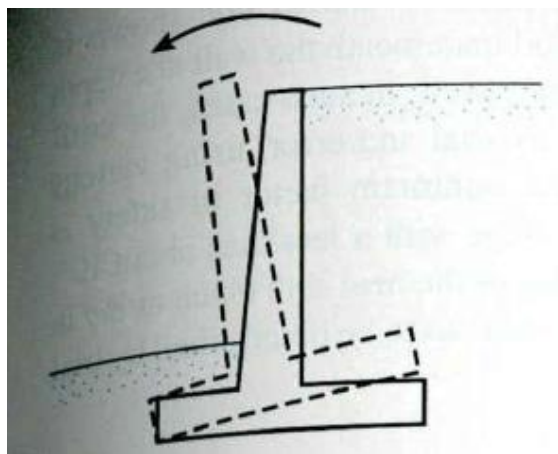


Figura 58.Figura (a) [10]

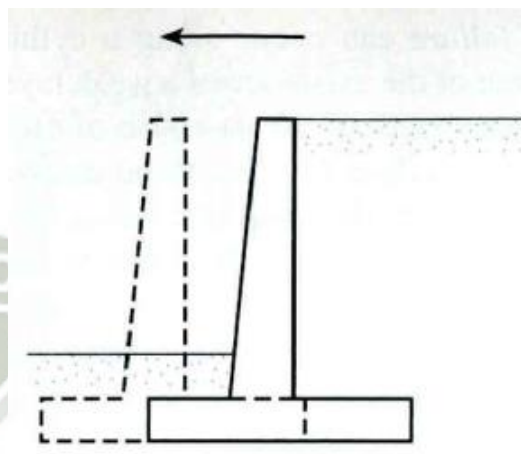


Figura 57.Figura (b) [10]

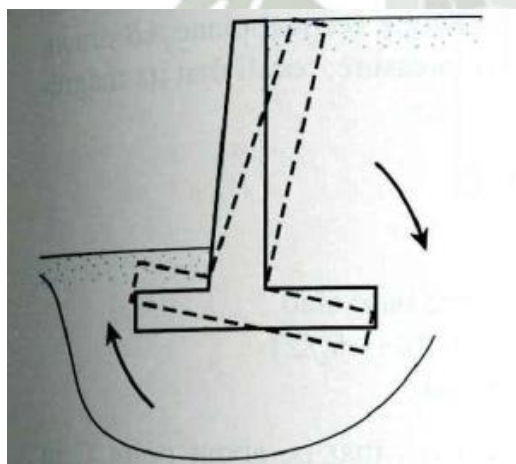


Figura 56. Figura (c) [10]

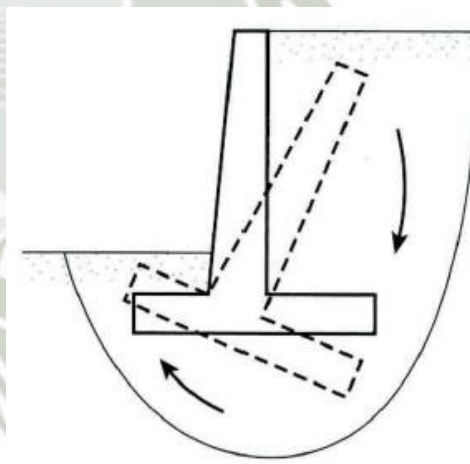


Figura 55.Figura (d) [10]

7.1.2 Estado límite de evento extremo

Se realizarán los mismos chequeos que en estado límite de Resistencia, la figura 26 muestra la aplicación típica de factores de carga para el chequeo de capacidad portante, excentricidad y deslizamiento en estado límite de Evento Extremo.

Los factores de resistencia para los chequeos de capacidad portante y deslizamiento son iguales a 1.0. Para la evaluación de excentricidad en cimentación sobre suelo o roca la localización de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro de los $\frac{2}{3}$ centrales del ancho de la base.

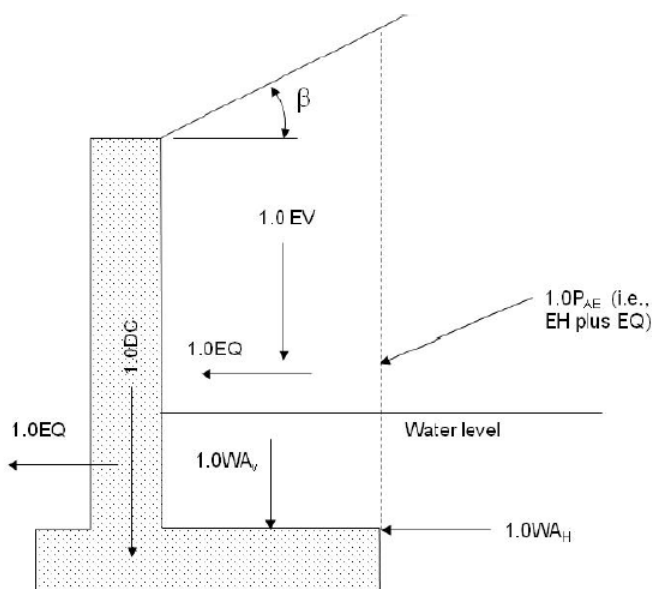


Figura 59. Factores de carga para chequeo de capacidad portante, excentricidad y deslizamiento en estado límite de Evento Extremo

7.1.3 Estado límite de servicio

Se hará un chequeo adicional en condiciones de servicio y verificando los factores de seguridad típicos no superen los límites establecidos en los según AASHTO Standard, la presión ejercida por el terreno de fundación sobre el estribo no exceder al esfuerzo admisible del terreno de fundación.

PUENTE HUASAMAYO

7.2 Análisis de estabilidad estribo izquierdo

ESTRIBO CON APOYOS MÓVILES - DATOS

Para la verificación de la estabilidad y deslizamiento se han utilizado los siguientes parámetros:

Características del Material de Relleno

$\gamma_s =$	2.00	t/m ³	Peso Específico del Relleno
$f =$	32	°	Ángulo de fricción interna (Relleno)
$\mu =$	0.60		Coefficiente de Fricción base de Estribo
$C =$	0.0	t/m ³	Cohesión
$d =$	0	°	Ángulo de fricción entre el Suelo y el Estribo
$b =$	0.0	°	Ángulo formado por la pared del Estribo y la Vertical
OCR =	1.0		Grado de Sobreconsolidación
$K_o =$	0.470		Coefficiente de Presión en Reposo del Terreno
$K_a =$	0.307		Coefficiente de Presión Activa Estática del Terreno
$K_p =$	3.255		Coefficiente de Presión Pasiva Estática del Terreno

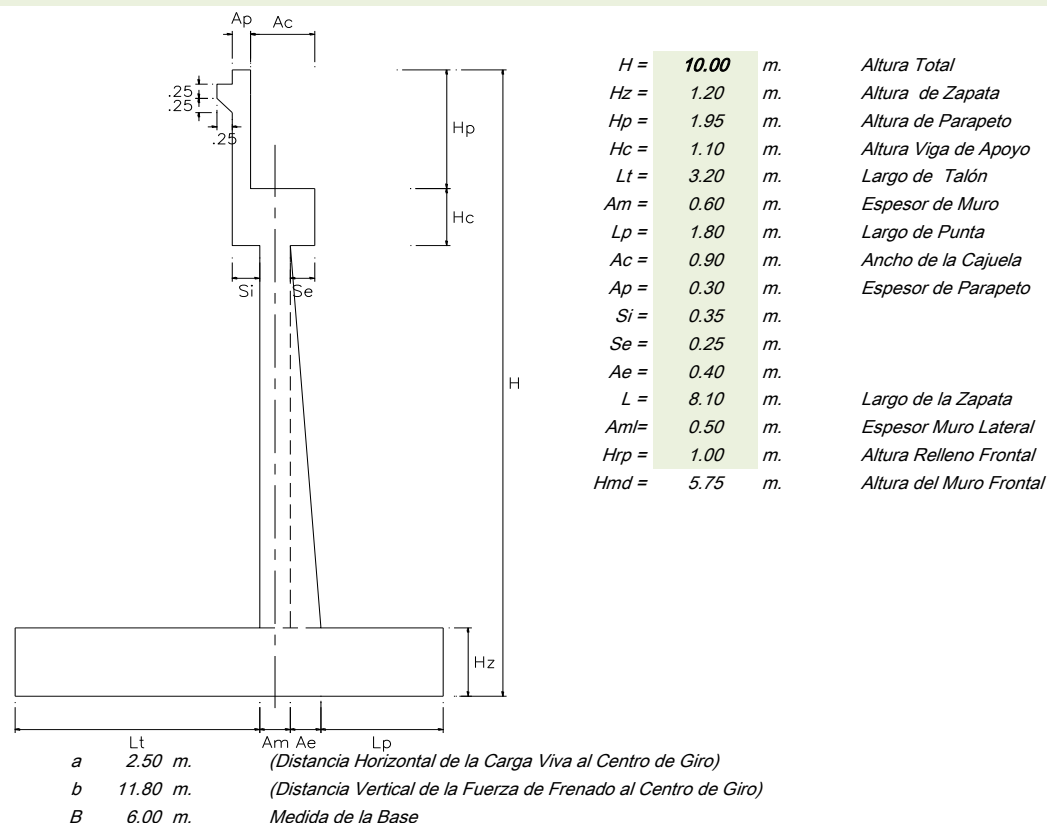
Factores de Resistencia AASHTO - LRFD tabla 11.5.6-1

$f_r =$	0.80	Factor de Resistencia por Deslizamiento en la base
$f_{ep} =$	0.50	Factor de Resistencia pasiva

Cargas :

$W_c :=$	2.50	t/m ³	(Peso Específico del Concreto)
$A :=$	7.50	m.	(Ancho del Cuerpo del Estribo)
$N_v =$	1		Número de vías
$L =$	35	m.	Luz del Puente

Geometría :



Cálculo de Pesos y Centros de Gravedad

	Estribo	Vol (m ³)	Peso (t.)	X_i (m)	M_i (t-m)
1	Zapata	58.32	145.80	3.000	437.40
2	Muro Delantero Am	25.88	64.69	2.500	161.72
3	Muro Delantero Ae	8.63	21.56	2.067	44.56
4	Viga Cabezal	9.90	24.75	2.550	63.11
5	Parapeto	4.39	10.97	3.000	32.91
6	Muros Laterales Inferior	18.40	46.00	4.400	202.40
7	Muros Laterales Superior	8.69	21.73	4.575	99.42
		335.5			1041.5

	Relleno	Vol (m3)	Peso(t.)	X_i (m)	$M_i(t-m)$
1	Relleno Inferior	119.60	239.20	4.400	1052.48
2	Relleno Superior	56.50	113.00	4.575	516.99
			352.2		1569.5
3	Relleno Delantero	14.58	29.16	0.900	26.24

A.- Fuerzas Verticales

	Fuerzas	Momentos
Peso del Estribo	$P(DC) := 335.5 \text{ t.}$	$M(DC) := 1041.5 \text{ t-m}$
Peso del Relleno	$P(EV) := 352.2 \text{ t.}$	$M(EV) := 1569.5 \text{ t-m}$
Trasmitidas por la Superestructura :		
Cargas por Peso Propio y Muertas	228.00 t.	570.00 t-m
Propio	$R(DC) := 190.00 \text{ t.}$	475.00 t-m
Muerta	$R(DW) := 38.00 \text{ t.}$	95.00 t-m
Carga Viva Vehicular (LL+IM)	$R(LL+IM) := 118.00 \text{ t.}$	295.00 t-m.
Carga Viva Peatonal	$R(PL) := 0.00 \text{ t.}$	0.00 t-m

B.- Fuerzas Horizontales AASHTO - LRFD

1.- Presión de Tierras (EH)

Empuje Activo del Suelo (EH,a) :

$$\begin{aligned} \text{Fact} &= \text{gs.L.H}^2 \cdot K_a / 2 & F(EH),a &= 230.44 \text{ t.} \\ \text{Distancia a la fuerza de Empuje (0.33H)} &= 3.33 \text{ m} \\ M(EH),a &= F(EH),a \cdot \text{Dist} & M(EH),a &= 768.06 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Empuje Pasivo del Suelo (EH,p) :

$$\begin{aligned} F_{pas} &= Ws.L.Hp^2 \cdot K_p / 2 & F_{pas} &= 118.14 \text{ t.} \\ M_{pas} &:= \text{Fact.Dist} & M_{pas} &= 86.64 \text{ t-m} \\ \text{Dist} &:= 1/3H & \text{Dist} &:= 0.73 \text{ m} \end{aligned}$$

2.- Sobrecarga por Carga Viva (LS)

$$\begin{aligned} \text{Altura de Estribo} &= 10.00 \text{ m.} \\ w &= 1.20 \text{ t/m}^2 & (\text{Sobrecarga por Carga Viva Vehicular}) \\ D_p &= 0.369 \text{ t/m}^2 & (\text{Presión Lateral por Sobrecarga}) \end{aligned}$$

Fuerzas debido a la Presión Horizontal de la Sobrecarga:

$$\begin{aligned} F_{LS} &:= k.w.L.Heq & F_{sc} &:= 27.65 \text{ t.} & F_{scv} &= 26.1 \\ M_{sc} &:= F_{sc} \cdot \text{Dist} & M_{sc} &:= 138.27 \text{ t-m} & M_{scv} &= 119.4075 \\ \text{Dist} &:= H/2 & \text{Dist} &:= 5.00 \text{ m} \end{aligned}$$

La altura equivalente (He) para el cálculo de la sobrecarga del suelo por carga viva se calcula interpolando este valor con la altura total del estribo según la tabla 3.11.6.2-1 AASHTO - LRFD.

3.- Frenado (BR)

$$\begin{aligned} F_{freno} &:= 0.00 \text{ t.} \\ M_{freno} &:= 0 \text{ t-m} \end{aligned}$$

4.- Empuje Dinámico del Suelo (EQ)

(Mononobe - Okabe)

$$\begin{aligned} PGA &:= 0.44 & \text{Coeficiente de aceleración} \\ kh &:= 0.22 & \text{Coeficiente de Aceleración Horizontal} \\ kv &:= 0 & \text{Coeficiente de Aceleración Vertical} \\ \theta &:= 12.41^\circ & \text{Angulo del sismo con respecto a la Vertical} \end{aligned}$$

4.1 Presión activa del Terreno :

$$\psi = \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cos(\beta - \alpha)} \right] \psi = 2.04 \quad K_{AE} := 0.457 \quad \text{Coeficiente Activo de Presión Dinámica}$$

$$P_{AE} := 342.93 \text{ t.} \quad M_{ae} = 1714.6581$$

4.2 Incremento Dinámico Δ (EH-EQ):

$$\begin{aligned} \text{Incremento de presión debido al Sismo} & DM_{AE} := 562.46 \text{ t-m.} & \text{Momento debido al incremento de Presión} \\ DP_{AE} &:= 112.49 \text{ t.} \end{aligned}$$

4.3 Presión del Relleno Pasivo :

$$\Gamma = 1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\beta - \alpha)} \quad \Gamma := 0.329 \quad K_{PE} := 2.83 \quad \text{Coef. de Presión Pasiva Dinámica}$$

$$P_{PE} := 30.56 \text{ t.} \quad \text{Presión Rectangular}$$

$$M_{PE} := 51.95 \text{ t-m.}$$

4.4 Fuerza Inercial del Estribo :

%P = 50% Porcentaje del Peso del Relleno

Peso Estribo := 512 t.

$P_{IR} := kh(P_{TPD} - \text{Pesopas})$

$P_{IM} := P_{IR} \cdot H/2$

$P_{IR} := 112.55$ t.

$M_{IR} := 323.59$ t-m.

5- Fuerza de Fricción por Sismo (FR)

Calculo de la Fuerza Sísmica transmitida por los apoyos debido a la fricción.

Coefficiente de Fricción = 0.10

Reaccion en apoyo 228.00

$F_f(EQ) = 22.80$ t.

$d = 8.05$ m.

(distancia del punto de giro al centro de aplicación de la fuerza)

$M(EQ) = 183.54$ t-m.

6- Fuerza por Sismo de Superestructura (EQsuper)

Calculo de la Fuerza Sísmica transmitida por los apoyos debido a la fricción.

PGA := 0.44

Reaccion en apoyo 0.00

$F(EQ) = 0.00$ t.

$d = 8.05$ m.

(distancia del punto de giro al centro de aplicación de la fuerza)

$M(EQ) = 0.00$ t-m.

RESUMEN DE FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL ESTRIBO

Fuerzas Resistentes (R)		Fuerza (t.)			Momentos (t-m)
Descripcion	Cod.	X	Z	Y	
Estribo (DC)	DC	0	-336	1042	
Relleno	EV	0	-352	1570	
Superestructura	DC	0	-190	475	
	DW	0	-38	95	
Carga Viva Superestructura	LL	0	-118	295	
Carga Viva en Relleno (LS)	LS	0	-26	119	
Carga Viva Peatonal	PL	0	0	0	
Empuje de Tierras (E) - Pasivo	EH	-118	0	87	
Relleno Delantero	EV	0	-29	26	
Fuerzas de Volteo (V)					
Empuje de Tierras (E) - Activo	EH	230	0	768	
Empuje de Tierras (E) - Reposo	EH	353	0	1175	
Empuje por Carga Viva (LS)	LS	28	0	138	
Empuje Dinamico (PAE)	EQ	343	0	1715	
Inercia	INERCI	113	0	324	
Fuerza de Friccion Sísmica (FR)	FR	23	0	184	
Fuerza de Frenado (BR)	BR	0	0	0	
Fuerza de Friccion Sísmica (EQsuper)	EQ	0	0	0	

CALCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD SEGÚN AASHTO - Estándar

C1: DC+EV+EH

CONSTRUCCION

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
F. Resistentes		-413	-688	2611
F. Volteo		230	0	768
$e =$	-0.32 m.	$\mu =$	0.60	
$B/6 =$	1.000 m.	$B =$	6.00 m.	
		$L =$	8.10 m.	
		$FSV =$	3.40 >2.00	
		$FSD =$	1.79 >1.50	
σ punta =	1.87 kg/cm ²			
σ Talon =	0.96 kg/cm ²			

C2 : DC+DW+(EH+EV)

PERMANENTE

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
<i>F. Resistentes</i>		-549	-916	3181
<i>F. Volteo</i>		230	0	768
$e =$		-0.36 m.		
$B/6 =$		1.000 m.		
$\mu =$		0.60		
$B =$		6.00 m.		
$L =$		8.10 m.		
$FSV =$		4.14	>2.00	
$FSD =$		2.38	>1.50	
σ punta =		2.57 kg/cm ²		
σ Talon =		1.20 kg/cm ²		

C3 : DC+DW+(EH+EV)+(LL+FR)+LS

*Se usa Ka, y Relleno Delantero

SERVICIO A

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
<i>F. Resistentes</i>		-772	-1089	3622
<i>F. Volteo</i>		281	0	906
$e =$		-0.51 m.		
$B/6 =$		1.000 m.		
$\mu =$		0.60		
$B =$		6.00 m.		
$L =$		8.10 m.		
$FSV =$		4.00	>2.00	
$FSD =$		2.75	>1.50	
σ punta =		3.38 kg/cm ²		
σ Talon =		1.11 kg/cm ²		

C4 : DC+DW+(EH+EV)+FR+LS

SERVICIO B

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
<i>F. Resistentes</i>		-549	-916	3181
<i>F. Volteo</i>		258	0	906
$e =$		-0.52 m.		
$B/6 =$		1.000 m.		
$\mu =$		0.60		
$B =$		6.00 m.		
$L =$		8.10 m.		
$FSV =$		3.51	>2.00	
$FSD =$		2.13	>1.50	
σ punta =		2.86 kg/cm ²		
σ Talon =		0.91 kg/cm ²		

C5 : DC+DW+EH+EV+EQ+INERCIA

*Se usa Relleno Delantero y Empuje Pasivo

SISMO

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
<i>F. Resistentes</i>		-685	-945	3294
<i>F. Volteo</i>		455	0	2038
$e =$		-1.67 m.		
$B/6 =$		1.000 m.		
$\mu =$		0.60		
$B =$		6.00 m.		
$L =$		8.10 m.		
$FSV =$		1.62	>1.50	
$FSD =$		1.50	>1.125	
σ punta =		5.85 kg/cm ²		
σ Talon =		0.00 kg/cm ²		

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SEGÚN AASHTO - LRFD

ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

C1 : 1.25 DC+1.50 DW+1.50 EH+1.35 EV+1.75 (LL+PL+LS+BR)

FACTORADA MAXIMA

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
Excentricity	F. Resistentes	-889	-1481	5035
e = -0.46 m.	F. Volteo	359	0	1279
B/6 = 1.000 m.	$\mu =$	0.60		
emax= 2 m.	B =	6.00 m.		
D/C= 0.23	L =	8.10 m.		

Bearing Capacity

		$\phi =$	0.45
σ punta =	4.46 kg/cm ²	qu=	9.85 kg/cm ²
σ Talon =	1.63 kg/cm ²	ϕ qu=	4.43 kg/cm ²
D/C=	1.01		

C2: 0.90 DC+0.65 DW+1.50 EH+1.00 EV+1.75 (LS+BR)

FACTORADA MINIMA

Sliding Check

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
F. Resistentes		-527	-879	
F. Volteo		359	0	
$\mu =$	0.60			
FR=	-481			
D/C=	0.75			

ESTADO LIMITE DE EVENTO EXTREMO (SISMO)

C3 : DC+DW+EH(EQ)+EV+EQ(SUPER)+INERCIA

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
Excentricity	F. Resistentes	-567	-945	3294
e = -1.67 m.	F. Volteo	455	0	2038
B/6 = 1.000 m.	$\mu =$	0.60		
emax= 2 m.	B =	6.00 m.		
D/C= 0.84	L =	8.10 m.		

Bearing Capacity

		$\phi =$	1.00
σ punta =	5.85 kg/cm ²	qu=	9.85 kg/cm ²
σ Talon =	0.00 kg/cm ²	ϕ qu=	9.85 kg/cm ²
D/C=	0.59		

Sliding Check

	Cod.	X	Z
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)
F. Resistentes		0	-945
F. Volteo		455	0
$\mu =$	0.60		
FR=	-685		
D/C=	0.66		

7.3 Diseño estructural de estribo izquierdo

7.3.1 Descripción de estribo

Características del estribo:

- Altura media : 10.00m
- Ancho Cuerpo Estribo : 7.50m
- Placas Cuerpo Estribo : $t = 0.60\text{m}$ (Sup), $t = 1.00\text{m}$ (Inf)
- Parapeto Superior : $t = 0.30\text{m}$
- Ala Lateral : $t = 0.50\text{m}$
- Cimentación : Cimentación directa Hz = 1.20m

Los siguientes parámetros fueron utilizados en el cálculo de las demandas por empuje de tierras:

- Peso Específico relleno: $\gamma_s = 2.00 \text{ ton/m}^3$
- Angulo de fricción del suelo: $\phi = 32^\circ$
- Coeficiente de Empuje en Reposo: $K_o = 0.470$
- Coeficiente de Empuje Activo: $K_a = 0.307$
- Coeficiente de Empuje Pasivo: $K_p = 3.255$
- Coeficiente Activo Presión Dinámica: $K_{ae} = 0.457$ (Mononobe-Okabe)

7.3.2 Cálculo de armadura de refuerzo en estribos

Para el cálculo de la armadura de refuerzo en los estribos se utilizaron los resultados de los modelos de análisis por elementos finitos tomando en consideración el comportamiento tri-dimensional de las estructuras y las componentes de fuerza, momento y cortante actuantes en las placas que conforman los estribos.

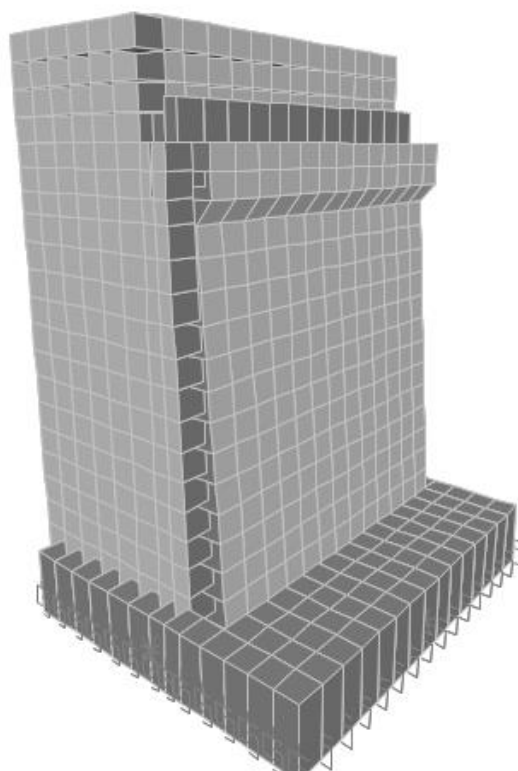


Figura 60. Modelo de análisis Estribo Izquierdo

A. Pantalla frontal

Análisis por metro de ancho:

$$b = 100\text{cm} \quad h=100\text{cm} \quad f_c=280\text{kg/cm}^2 \quad f_y=4200\text{kg/cm}^2 \quad f_{cr}=33.67\text{kg/cm}^2$$

a.1 Armadura Vertical – Capa Interior

Componente de Flexión: $M_u = 46.87 \text{ ton-m/m}$ (Evento Extremo – Sismo)

$$M_{cr} = 60.16 \text{ ton-m/m} \leftarrow \text{Controla!}$$

$$1.33 M_u = 62.34 \text{ ton-m/m}$$

$$A_s (M_{cr}) = 1.74 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de 1" @ .20m

$$\rightarrow A_s \text{ prov} = 1" @ .20\text{m} = 2.55 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \text{ ..Ok!}$$

a.2 Armadura Horizontal – Capa Exterior

$$A_{smin} = 0.0018 \times 1000\text{mm} \times 1000\text{mm} = 1800 \text{ mm}^2 = 1.80 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (2 caras)}$$

$$A_s \text{ req} = 0.90 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de 5/8" @ .20m

$$\rightarrow A_s \text{ prov} = 5/8" @ .20 = 0.99 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \text{ ..Ok!}$$

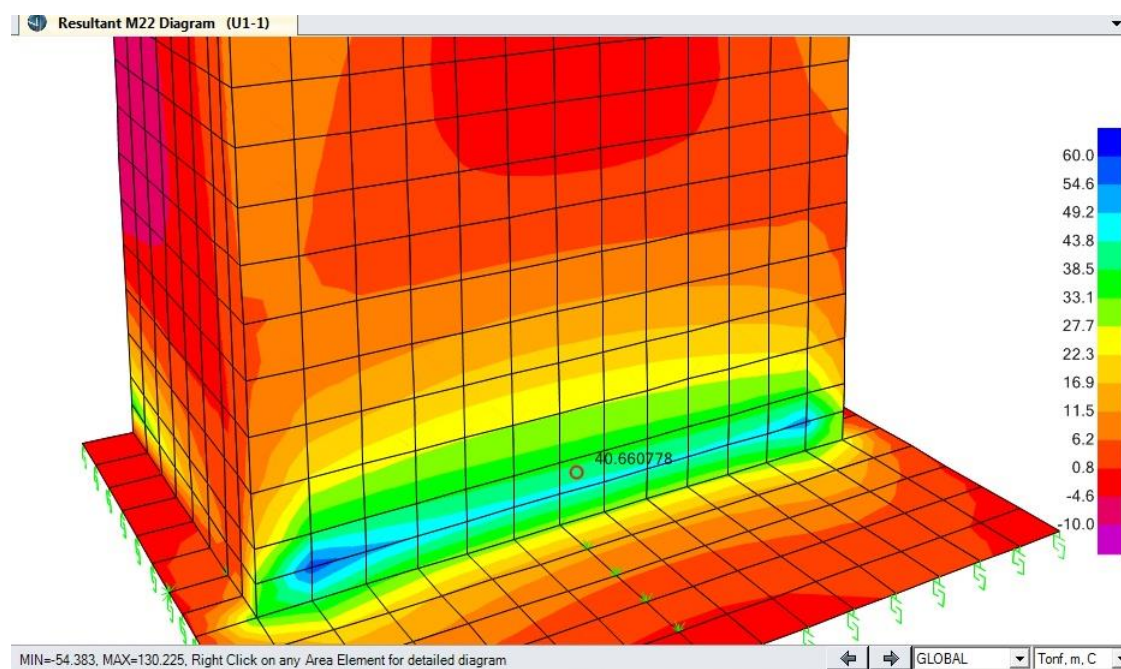


Figura 61. Pantalla Frontal – Campo de momentos vertical $M_{22} = 40.66 \text{ ton-m/m}$ (As int) Estado Límite de Resistencia

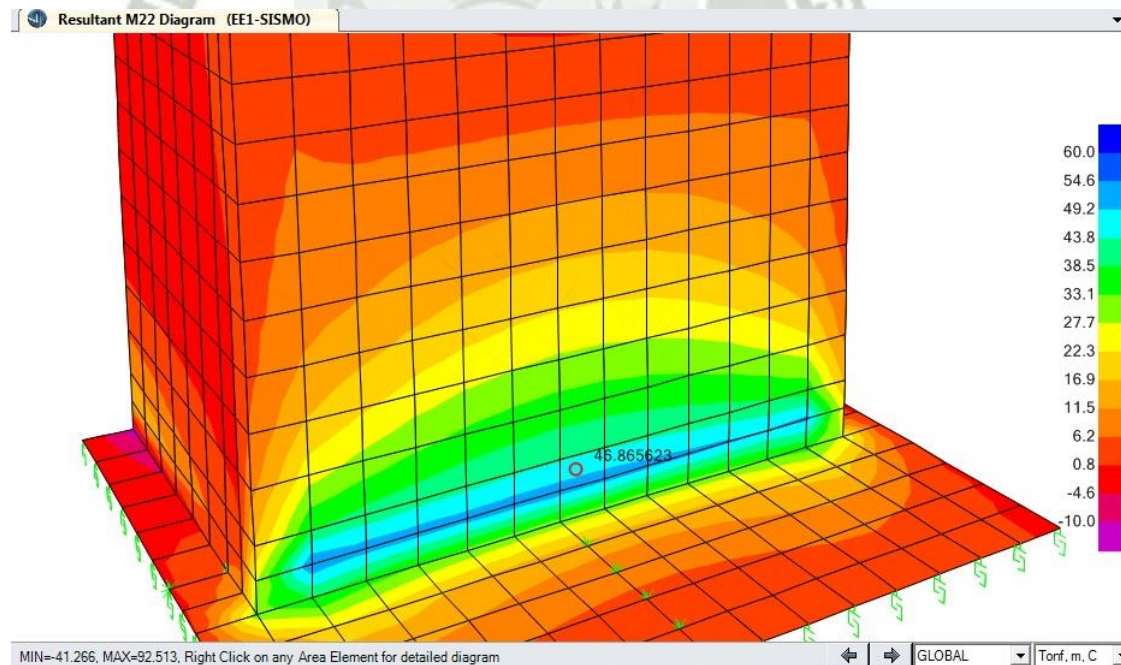


Figura 62. Pantalla Frontal – Campo de momentos vertical $M_{22} = 46.87 \text{ ton-m/m}$ (As int) Estado Límite de Evento Extremo - Sismo

B. Zapata talon

Análisis por metro de ancho:

$$b = 100\text{cm} \quad h=120\text{cm} \quad f'c=280\text{kg/cm}^2 \quad f_y=4200\text{kg/cm}^2 \quad f_{cr}=33.67\text{kg/cm}^2$$

b.1 Armadura Transversal – Capa Superior

La armadura requerida: $A_s \text{ req} = 1.51 \text{ mm}^2/\text{mm}$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de:

$$3/4'' @ .175\text{m} \quad \rightarrow A_s \text{ prov} = 1.63 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \text{ ..Ok!}$$

b.2 Armadura Transversal – Capa Inferior

La armadura requerida: $A_s \text{ req} = 1.61 \text{ mm}^2/\text{mm}$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de:

$$3/4'' @ .175\text{m} \quad \rightarrow A_s \text{ prov} = 1.63 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \text{ ..Ok!}$$

b.3 Armadura Longitudinal – Capa Superior

$$A_{smin} = 0.0018 \times 1000\text{mm} \times 1200\text{mm} = 2160 \text{ mm}^2 = 2.16 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (2 caras)}$$

$$A_s \text{ req} = 1.08 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de $3/4''$

$$@ .25\text{m}$$

$$\rightarrow A_s \text{ prov} = 3/4'' @ .25\text{m} = 1.14 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \text{ ..Ok!}$$

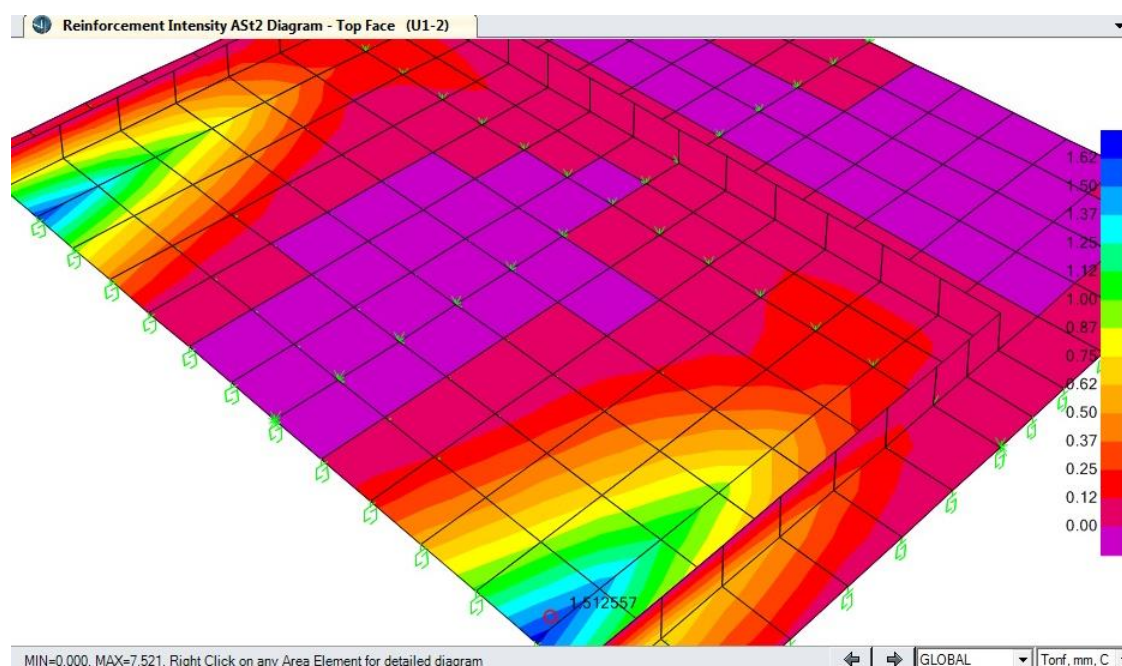


Figura 63. Zapata Talón – Campo de Refuerzo Dirección Transversal: Capa Superior
(mm²/mm) Estado Límite de Resistencia

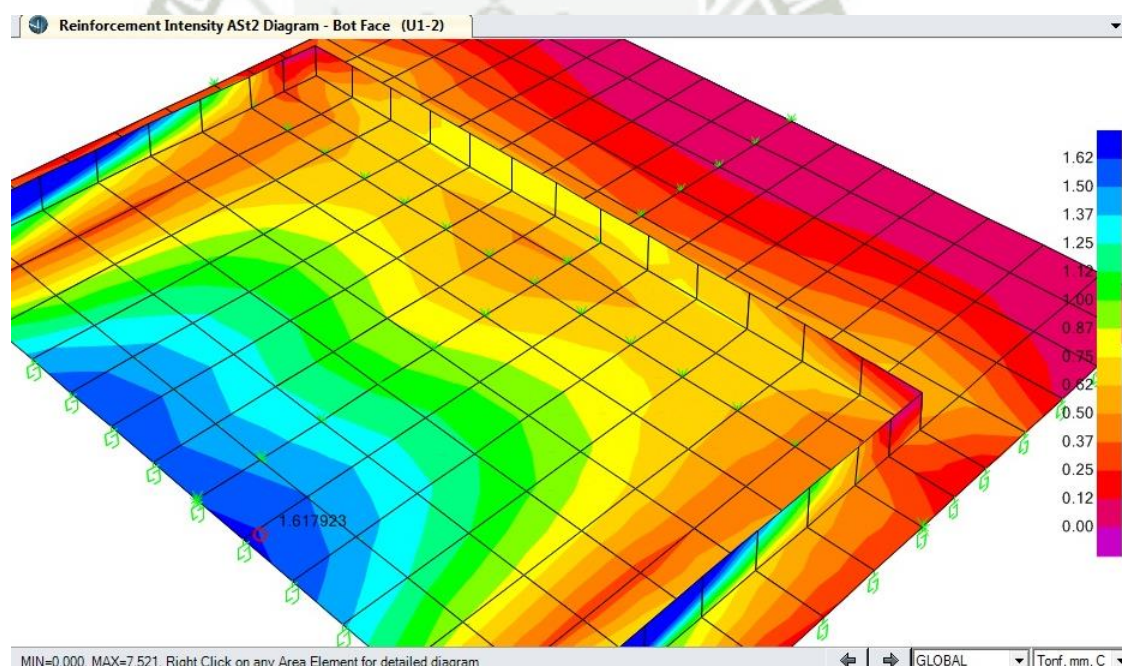


Figura 64. Zapata Talón – Campo de Refuerzo Dirección Transversal: Capa Inferior
(mm²/mm) Estado Límite de Resistencia

C. Zapata punta

Análisis por metro de ancho:

$$b = 100\text{cm} \quad h=120\text{cm} \quad f_c=280\text{kg/cm}^2 \quad f_y=4200\text{kg/cm}^2 \quad f_{cr}=33.67\text{kg/cm}^2$$

c.1 Armadura Longitudinal – Capa Interior

Componente de Flexión: $M_u = 77.14 \text{ ton-m/m}$ (Resistencia)

$$M_{cr} = 86.64 \text{ ton-m/m} \leftarrow \text{Controla!}$$

$$1.33 M_u = 102.60 \text{ ton-m/m}$$

$$A_s (1.33 M_u) = 2.10 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de 1" @ .15m

$$\rightarrow A_s \text{ prov} = 1" @ .15\text{m} = 3.40 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \text{ ..Ok!}$$

c.2 Armadura Transversal – Capa Inferior

$$A_{smin} = 0.0018 \times 1000\text{mm} \times 1200\text{mm} = 2160 \text{ mm}^2 = 2.16 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (2 caras)}$$

$$A_s \text{ req} = 1.08 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de 5/8" @ .20m

$$\rightarrow A_s \text{ prov} = 5/8" @ .20\text{m} = 1.00 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

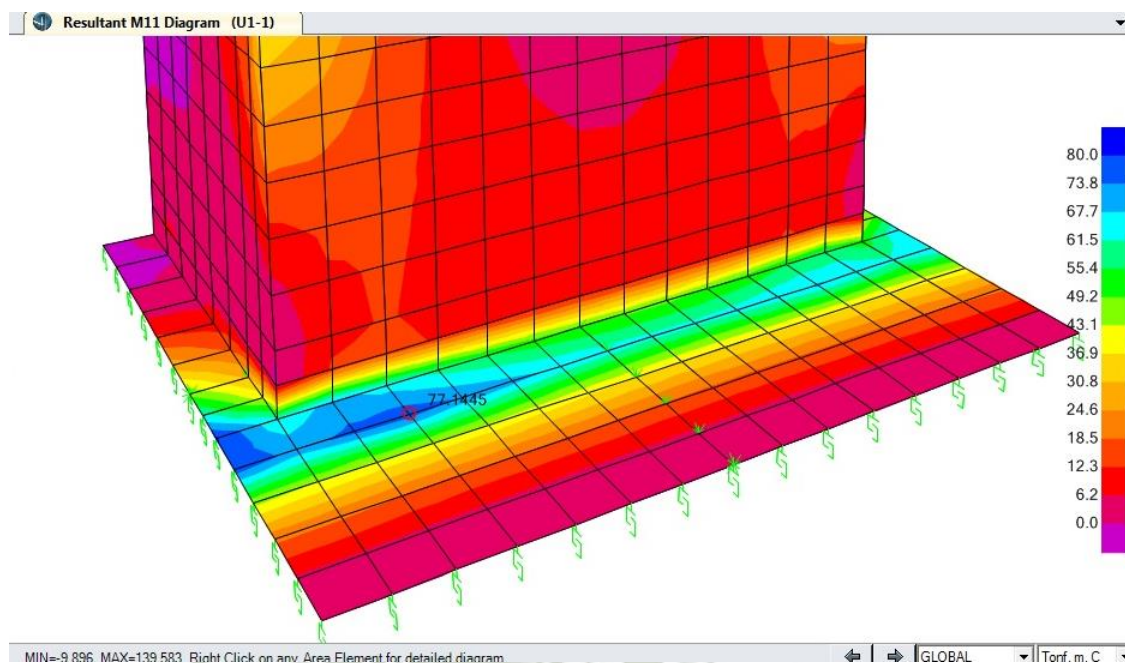


Figura 65. Zapata Punta – Campo de momentos longitudinal $M11 = 77.14 \text{ ton-m/m}$ (As inf) Estado Límite de Resistencia

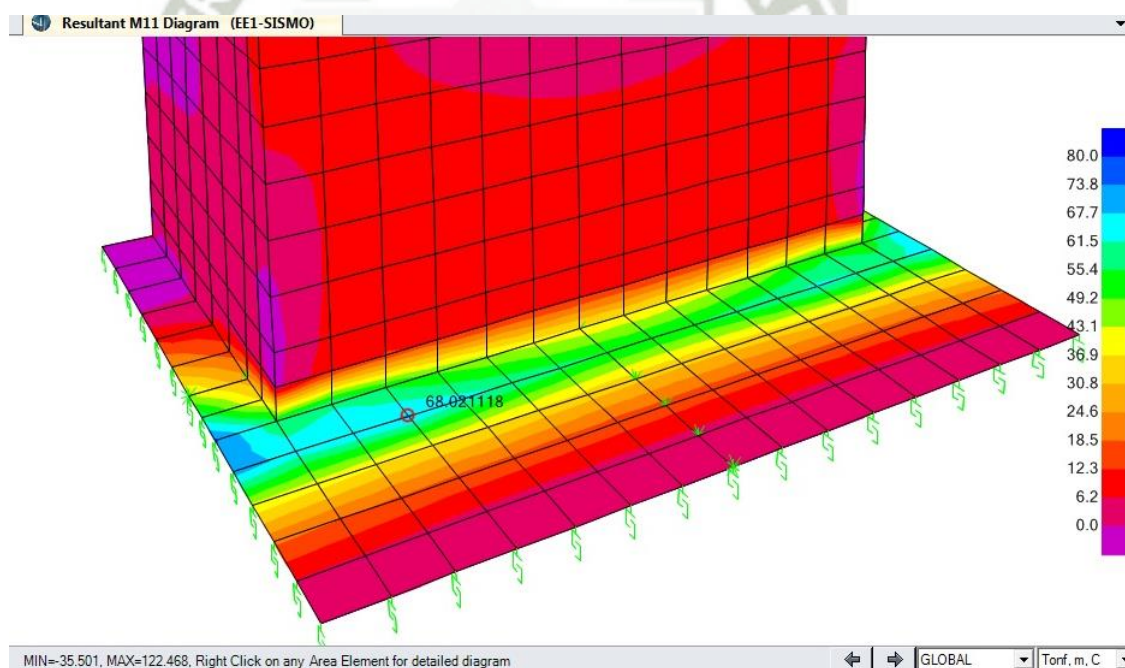


Figura 66. Zapata Punta – Campo de momentos longitudinal $M11 = 68.02 \text{ ton-m/m}$ (As inf) Estado Límite de Evento Extremo – Sismo

D. Alas laterales

Análisis por metro de ancho:

$$b = 100\text{cm} \quad h=50\text{cm} \quad f'c=280\text{kg/cm}^2 \quad f_y=4200\text{kg/cm}^2 \quad f_{cr}=33.67\text{kg/cm}^2$$

d.1 Armadura Vertical – Capa Interior (Zona Inferior)

- Componente de Flexión: $M_u = 22.98 \text{ ton-m/m}$ (Resistencia) ← Controla!

$$M_{cr} = 15.04 \text{ ton-m/m}$$

$$1.33 M_u = 30.56 \text{ ton-m/m}$$

$$A_s (M_u) = 1.39 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \dots(1)$$

- Componente de Tensión F22:

$$F_{22} = 94.12 \text{ ton/m} \quad \rightarrow \quad A_s f_{22} = 1.24 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \dots(2)$$

- Componente de Tensión F12:

$$F_{12} = 4.13 \text{ ton/m} \quad \rightarrow \quad A_s f_{12} = 0.05 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \dots(3)$$

Luego, la armadura total requerida: $A_s \text{ req} = (1) + (2) + (3) = 2.68 \text{ mm}^2/\text{mm}$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de 1" @ .25m corridas, y bastones 1" @ .25m

$$\rightarrow A_s \text{ prov} = 1" @ .25 + 1" @ .25 = 4.08 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \quad \dots\text{Ok!}$$

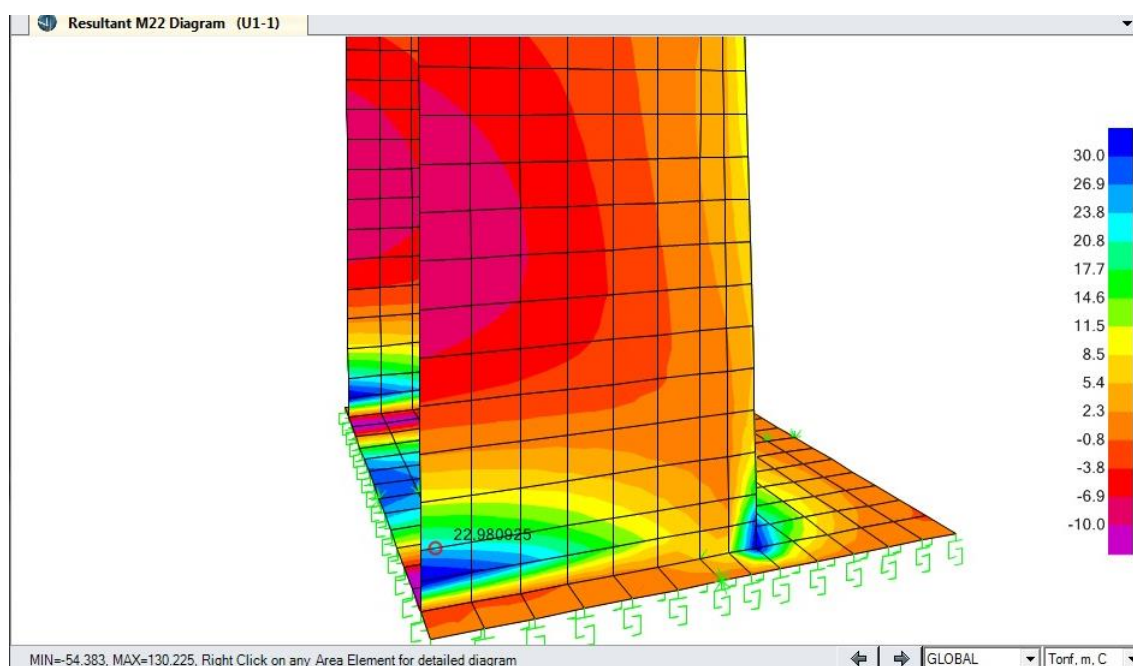


Figura 67.Ala lateral – Campo de momentos verticales $M22 = 22.98 \text{ ton-m/m}$ (As int) Estado Límite de Resistencia

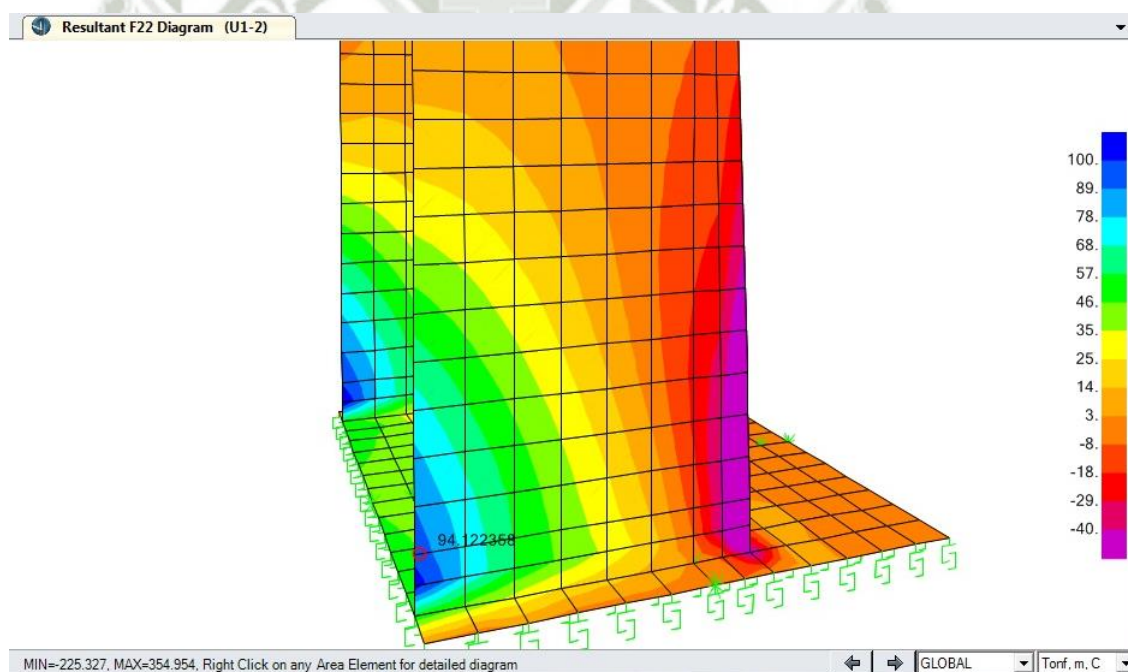


Figura 68.Ala lateral – Campo de fuerzas verticales $F22 = 94.12 \text{ ton/m}$ (As int) Estado Límite de Resistencia d.2 Armadura Horizontal – Capa Interior (Zona Superior)

- Componente de Flexión: $M_u = 24.45 \text{ ton-m/m}$ ← Controla!

$$M_{cr} = 15.04 \text{ ton-m/m}$$

$$1.33 \text{ Mu} = 32.52 \text{ ton-m/m}$$

$$A_s (\text{Mu}) = 1.48 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{..(1)}$$

- Componente de Tensión F11:

$$F11 = 14.10 \text{ ton/m} \quad \rightarrow \quad A_s f11 = 0.19 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{..(2)}$$

- Componente de Tensión F12:

$$F12 = 19.56 \text{ ton/m} \quad \rightarrow \quad A_s f12 = 0.26 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{..(3)}$$

Luego, la armadura total requerida: $A_s \text{ req} = (1) + (2) + (3) = 1.93 \text{ mm}^2/\text{mm}$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de $3/4'' @ .25\text{m}$ corridas, y bastones $3/4'' @ .25\text{m}$

$$\rightarrow A_s \text{ prov} = 3/4'' @ .25 + 3/4'' @ .25 = 2.27 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \quad \text{..Ok!}$$

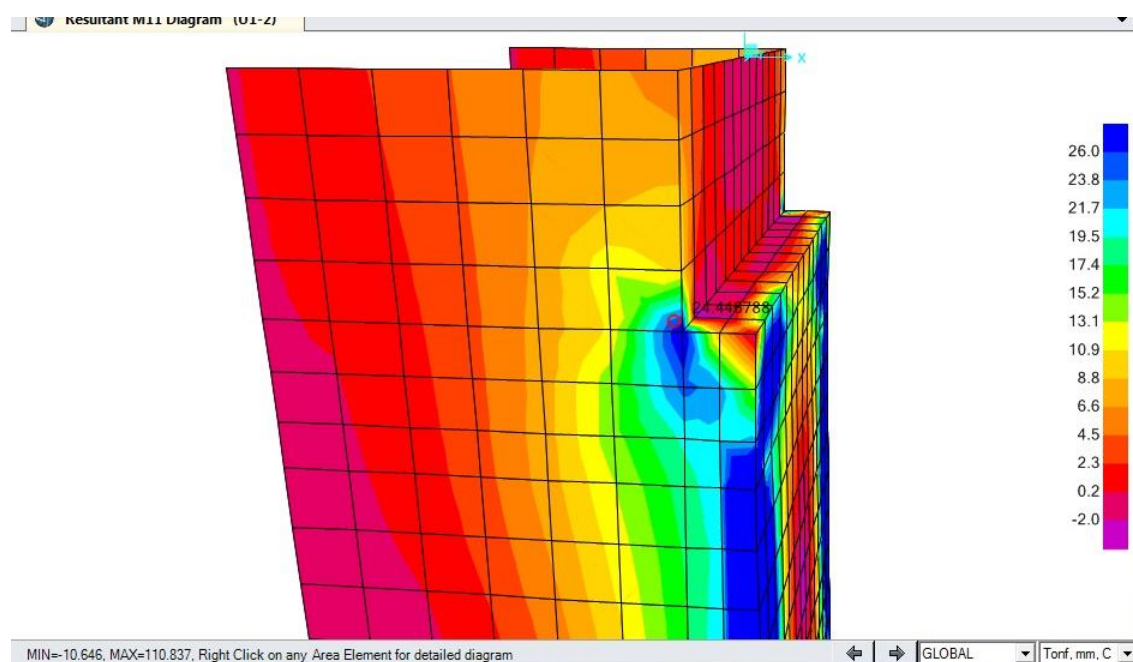


Figura 69.Ala lateral – Campo de momentos horizontales $M11 = 24.45$ ton-m/m (As int) Estado Límite de Resistencia

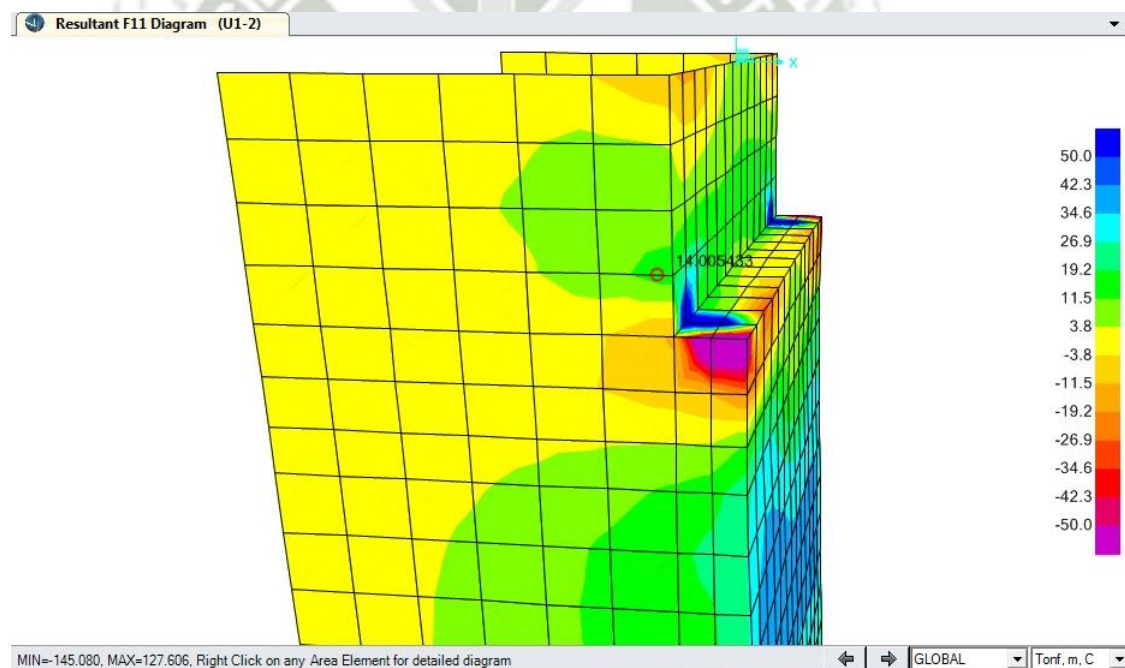


Figura 70.Ala lateral – Campo de fuerzas horizontales $F11 = 14.01$ ton/m (As int) Estado Límite de Resistencia

PUEBLO HUASAMAYO

7.2 Análisis de estabilidad estribo derecho

ESTRIBO CON APOYOS FIJOS - DATOS

Para la verificación de la estabilidad y deslizamiento se han utilizado los siguientes parámetros:

Características del Material de Relleno

$\gamma_s =$	2.00	t/m ³	Peso Específico del Relleno
$f =$	32	°	Ángulo de fricción interna (Relleno)
$\mu =$	0.60		Coefficiente de Fricción base de Estribo
$C =$	0.0	t/m ³	Cohesión
$\delta =$	0	°	Ángulo de fricción entre el Suelo y el Estribo
$b =$	0.0	°	Ángulo formado por la pared del Estribo y la Vertical
OCR =	1.0		Grado de Sobreconsolidación
$K_o =$	0.470		Coefficiente de Presión en Reposo del Terreno
$K_a =$	0.307		Coefficiente de Presión Activa Estática del Terreno
$K_p =$	3.255		Coefficiente de Presión Pasiva Estática del Terreno

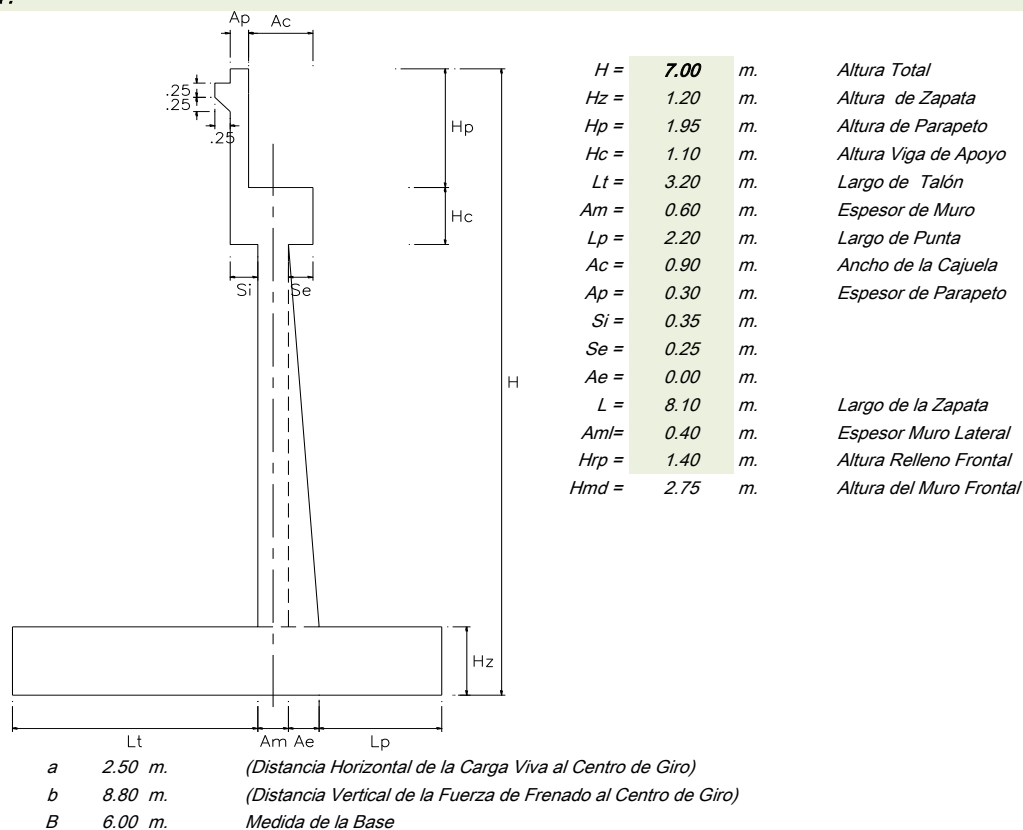
Factores de Resistencia AASHTO - LRFD tabla 11.5.6-1

$f_r =$	0.80	Factor de Resistencia por Deslizamiento en la base
$f_{ep} =$	0.50	Factor de Resistencia pasiva

Cargas :

$W_c =$	2.50	t/m ³	(Peso Específico del Concreto)
$A =$	7.50	m.	(Ancho del Cuerpo del Estribo)
$N_v =$	1		Número de vías
$L =$	35	m.	Luz del Puente

Geometría :



Cálculo de Pesos y Centros de Gravedad

	Estribo	Vol (m ³)	Peso (t.)	X_i (m)	M_i (t-m)
1	Zapata	58.32	145.80	3.000	437.40
2	Muro Delantero Am	12.38	30.94	2.500	77.34
3	Muro Delantero Ae	0.00	0.00	2.200	0.00
4	Viga Cabezal	9.90	24.75	2.550	63.11
5	Parapeto	4.39	10.97	3.000	32.91
6	Muros Laterales Inferior	7.04	17.60	4.400	77.44
7	Muros Laterales Superior	6.95	17.39	4.575	79.54
		247.4			767.7

	Relleno	Vol (m3)	Peso(t.)	X_i (m)	$M_i(t-m)$
1	Relleno Inferior	58.96	117.92	4.400	518.85
2	Relleno Superior	58.24	116.48	4.575	532.89
			234.4		1051.7
3	Relleno Delantero	24.95	49.90	1.100	54.89

A.- Fuerzas Verticales

	Fuerzas	Momentos
Peso del Estribo	$P(DC) := 247.4 \text{ t.}$	$M(DC) := 767.7 \text{ t-m}$
Peso del Relleno	$P(EV) := 234.4 \text{ t.}$	$M(EV) := 1051.7 \text{ t-m}$
Trasmitidas por la Superestructura :		
Cargas por Peso Propio y Muertas	228.00 t.	570.00 t-m
Propio	$R(DC) := 190.00 \text{ t.}$	475.00 t-m
Muerta	$R(DW) := 38.00 \text{ t.}$	95.00 t-m
Carga Viva Vehicular (LL+IM)	$R(LL+IM) := 118.00 \text{ t.}$	295.00 t-m.
Carga Viva Peatonal	$R(PL) := 0.00 \text{ t.}$	0.00 t-m

B.- Fuerzas Horizontales AASHTO - LRFD

1.- Presión de Tierras (EH)

Empuje Activo del Suelo (EH,a) :

$$Fact = g_s.L.H^2.K_a / 2 \quad F(EH),a = 112.92 \text{ t.}$$

$$Distancia a la fuerza de Empuje (0.33H) = 2.33 \text{ m}$$

$$M(EH),a = F(EH),a \times Dist = 263.44 \text{ t-m}$$

Empuje Pasivo del Suelo (EH,p) :

$$F_{pas} = W_s.L.Hp^2.K_p/2 \quad F_{pas} := 165.01 \text{ t.}$$

$$M_{pas} := Fact.Dist \quad M_{pas} := 143.01 \text{ t-m}$$

$$Dist := 1/3H \quad Dist := 0.87 \text{ m}$$

2.- Sobrecarga por Carga Viva (LS)

$$Altura de Estribo = 7.00 \text{ m.}$$

$$w = 1.20 \text{ t/m2} \quad (\text{Sobrecarga por Carga Viva Vehicular})$$

$$Dp = 0.369 \text{ t/m2} \quad (\text{Presión Lateral por Sobrecarga})$$

Fuerzas debido a la Presión Horizontal de la Sobrecarga:

$$F_{LS} := k.w.L.Heq \quad F_{sc} := 19.36 \text{ t.} \quad F_{scv} = 26.1$$

$$M_{sc} := F_{sc}.Dist \quad M_{sc} := 67.75 \text{ t-m} \quad M_{scv} = 119.41$$

$$Dist := H/2 \quad Dist := 3.50 \text{ m}$$

La altura equivalente (He) para el calculo de la sobrecarga del suelo por carga viva se calcula interpolando este valor con la altura total del estribo según la tabla 3.11.6.2-1 AASHTO - LRFD.

3.- Frenado (BR)

$$F_{freno} := 13.22 \text{ t.}$$

$$M_{freno} := 116.32 \text{ t-m}$$

4.- Empuje Dinámico del Suelo (EQ)

(Mononobe - Okabe)

$$PGA := 0.44 \quad \text{Coeficiente de aceleración}$$

$$kh := 0.22 \quad \text{Coeficiente de Aceleración Horizontal}$$

$$kv := 0 \quad \text{Coeficiente de Aceleración Vertical}$$

$$\theta := 12.41^\circ \quad \text{Angulo del sismo con respecto a la Vertical}$$

4.1 Presión activa del Terreno :

$$\psi = \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta)\cos(\beta - \alpha)} \right] \psi = 2.04 \quad K_{AE} := 0.457 \quad \text{Coeficiente Activo de Presion Dinámica}$$

$$P_{AE} := 168.04 \text{ t.} \quad Mae = 588.12774$$

4.2 Incremento Dinámico Δ (EH-EQ):

$$\text{Incremento de presión debido al Sismo} \quad DM_{AE} := 192.91 \text{ t-m.} \quad \text{Momento debido al incremento de Presión}$$

$$DP_{AE} := 55.12 \text{ t.}$$

4.3 Presión del Relleno Pasivo :

$$\Gamma = 1 - \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)\cos(\beta - \alpha)} \quad \Gamma := 0.329 \quad K_{PE} := 2.83 \quad \text{Coef. de Presión Pasiva Dinámica}$$

$$P_{PE} := 30.56 \text{ t.} \quad \text{Presión Rectangular}$$

$$M_{PE} := 58.06 \text{ t-m.}$$

4.4 Fuerza Inercial del Estribo :

%P = 50% Porcentaje del Peso del Relleno

Peso Estribo := 365 t.

$P_{IR} := kh(P_{TPD} - \text{Pesopas})$

$P_{IM} := P_{IR} H/2$

$P_{IR} := 80.22$ t.

$M_{IR} := 110.30$ t-m.

5- Fuerza de Fricción por Sismo (FR)

Calculo de la Fuerza Sísmica transmitida por los apoyos debido a la fricción.

Coefficiente de Fricción = 0.10

Reaccion en apoyo 228.00

$Ff(EQ) = 22.80$ t.

$d = 5.05$ m.

(distancia del punto de giro al centro de aplicación de la fuerza)

$M(EQ) = 115.14$ t-m.

6- Fuerza por Sismo de Superestructura (EQsuper)

Calculo de la Fuerza Sísmica transmitida por los apoyos debido a la fricción.

PGA := 0.44

Reaccion en apoyo 456.00

$F(EQ) = 200.64$ t.

$d = 5.05$ m.

(distancia del punto de giro al centro de aplicación de la fuerza)

$M(EQ) = 1013.23$ t-m.

RESUMEN DE FUERZAS ACTUANTES SOBRE EL ESTRIBO

Fuerzas Resistentes (R)		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
Descripcion	Cod.	X	Z	Y
Estribo (DC)	DC	0	-247	768
Relleno	EV	0	-234	1052
Superestructura	DC	0	-190	475
	DW	0	-38	95
Carga Viva Superestructura	LL	0	-118	295
Carga Viva en Relleno (LS)	LS	0	-26	119
Carga Viva Peatonal	PL	0	0	0
Empuje de Tierras (E) - Pasivo	EH	-165	0	143
Relleno Delantero	EV	0	-50	55
Fuerzas de Volteo (V)				
Empuje de Tierras (E) - Activo	EH	113	0	263
Empuje de Tierras (E) - Reposo	EH	173	0	403
Empuje por Carga Viva (LS)	LS	19	0	68
Empuje Dinamico (PAE)	EQ	168	0	588
Inercia	INERCIA	80	0	110
Fuerza de Friccion Sísmica (FR)	FR	23	0	115
Fuerza de Frenado (BR)	BR	13	0	116
Fuerza de Friccion Sísmica (EQsuper)	EQ	201	0	1013

CALCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD SEGÚN AASHTO - Estándar

C1: DC+EV+EH

CONSTRUCCION

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
F. Resistentes		-289	-482	1819
F. Volteo		113	0	263
$e =$	0.23 m.			
$B/6 =$	1.000 m.			
	$\mu =$	0.60		
	$B =$	6.00 m.		
	$L =$	8.10 m.		
	$FSV =$	6.91	>2.00	
	$FSD =$	2.56	>1.50	
σ punta =		1.22 kg/cm ²		
σ Talon =		0.76 kg/cm ²		

C2 : DC+DW+(EH+EV)

PERMANENTE

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
<i>F. Resistentes</i>		-426	-710	2389
<i>F. Volteo</i>		113	0	263
$\mu =$	0.60			
$B =$	6.00 m.			
$L =$	8.10 m.			
$FSV =$	9.07 >2.00			
$FSD =$	3.77 >1.50			
σ punta =	1.47 kg/cm ²			
σ Talon =	1.45 kg/cm ²			

C3 : DC+DW+(EH+EV)+(LL+BR)+LS

*Se usa Ka, y Relleno Delantero

SERVICIO A

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
<i>F. Resistentes</i>		-707	-904	2859
<i>F. Volteo</i>		145	0	448
$\mu =$	0.60			
$B =$	6.00 m.			
$L =$	8.10 m.			
$FSV =$	6.39 >2.00			
$FSD =$	4.86 >1.50			
σ punta =	2.48 kg/cm ²			
σ Talon =	1.24 kg/cm ²			

C4 : DC+DW+(EH+EV)+BR+LS

SERVICIO B

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
<i>F. Resistentes</i>		-426	-710	2389
<i>F. Volteo</i>		145	0	448
$\mu =$	0.60			
$B =$	6.00 m.			
$L =$	8.10 m.			
$FSV =$	5.34 >2.00			
$FSD =$	2.93 >1.50			
σ punta =	1.85 kg/cm ²			
σ Talon =	1.07 kg/cm ²			

C5 : DC+DW+EH+EV+EQ+INERCI

*Se usa Relleno Delantero y Empuje Pasivo

SISMO

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
<i>F. Resistentes</i>		-621	-760	2587
<i>F. Volteo</i>		449	0	1712
$\mu =$	0.60			
$B =$	6.00 m.			
$L =$	8.10 m.			
$FSV =$	1.51 >1.50			
$FSD =$	1.38 >1.125			
σ punta =	5.43 kg/cm ²			
σ Talon =	0.00 kg/cm ²			

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD SEGÚN AASHTO - LRFD

ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

C1 : 1.25 DC+1.50 DW+1.50 EH+1.35 EV+1.75 (LL+PL+LS+BR)

FACTORADA MÁXIMA

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
Excentricity	F. Resistentes	-744	-1240	4108
e = -0.23 m.	F. Volteo	209	0	678
B/6 = 1.000 m.	$\mu =$	0.60		
emax = 2 m.	B =	6.00 m.		
D/C = 0.12	L =	8.10 m.		

Bearing Capacity

	$\phi =$	0.45
σ punta = 3.15 kg/cm ²	qu =	30.25 kg/cm ²
σ Talon = 1.96 kg/cm ²	ϕ qu =	13.61 kg/cm ²
D/C = 0.23		

C2: 0.90 DC+0.65 DW+1.50 EH+1.00 EV+1.75 (LS+BR)

FACTORADA MÍNIMA

Sliding Check

	Cod.	X	Z
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)
F. Resistentes		-422	-703
F. Volteo		209	0
$\mu =$		0.60	
FR =		-420	
D/C =		0.50	

ESTADO LIMITE DE EVENTO EXTREMO (SISMO)

C3 : DC+DW+EH(EQ)+EV+EQ(SUPER)+INERCI

	Cod.	X	Z	Y
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)	Momentos (t-m)
Excentricity	F. Resistentes	-456	-760	2587
e = -1.85 m.	F. Volteo	449	0	1712
B/6 = 1.000 m.	$\mu =$	0.60		
emax = 2 m.	B =	6.00 m.		
D/C = 0.92	L =	8.10 m.		

Bearing Capacity

	$\phi =$	1.00
σ punta = 5.43 kg/cm ²	qu =	30.25 kg/cm ²
σ Talon = 0.00 kg/cm ²	ϕ qu =	30.25 kg/cm ²
D/C = 0.18		

Sliding Check

	Cod.	X	Z
		Fuerza (t.)	Fuerza (t.)
F. Resistentes		0	-760
F. Volteo		449	0
$\mu =$		0.60	
FR =		-621	
D/C =		0.72	

7.5 Diseño estructural de estribo derecho

7.5.1 Descripción de estribo

Características del estribo:

- Altura media : 7.00m
- Ancho Cuerpo Estribo : 7.50m
- Placas Cuerpo Estribo : $t = 0.60\text{m}$
- Parapeto Superior : $t = 0.30\text{m}$
- Ala Lateral : $t = 0.40\text{m}$
- Cimentación : Cimentación directa Hz = 1.20m

Los siguientes parámetros fueron utilizados en el cálculo de las demandas por empuje de tierras:

- Peso Específico Relleno: $\gamma_s = 2.00 \text{ ton/m}^3$
- Angulo de fricción del suelo: $\phi = 32^\circ$
- Coeficiente de Empuje en Reposo: $K_o = 0.470$
- Coeficiente de Empuje Activo: $K_a = 0.307$
- Coeficiente de Empuje Pasivo: $K_p = 3.255$
- Coeficiente Activo Presión Dinámica $K_{ae} = 0.457$ (Mononobe-Okabe)

7.5.3 Cálculo de armadura de refuerzo en estribos

Para el cálculo de la armadura de refuerzo en los estribos se utilizaron los resultados de los modelos de análisis por elementos finitos tomando en consideración el comportamiento tri-dimensional de las estructuras y las componentes de fuerza,

momento y cortante actuantes en las placas que conforman los estribos.

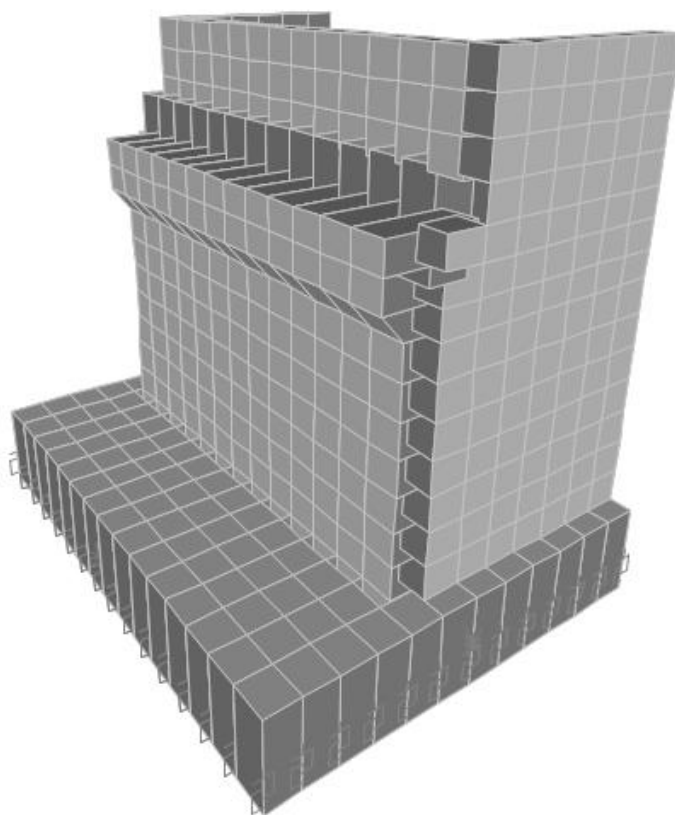


Figura 71.Modelo de análisis Estribo Derecho

A. Pantalla frontal

Análisis por metro de ancho:

$$b = 100\text{cm} \quad h=60\text{cm} \quad f'c=280\text{kg/cm}^2 \quad f_y=4200\text{kg/cm}^2 \quad f_{cr}=33.67\text{kg/cm}^2$$

a.1 Armadura Vertical – Capa Interior

Componente de Flexión: $M_u = 19.16 \text{ ton-m/m}$ (Evento Extremo – Sismo)

$$M_{cr} = 21.66 \text{ ton-m/m} \quad \leftarrow \text{Controla!}$$

$$1.33 M_u = 25.48 \text{ ton-m/m}$$

$$A_s (M_{cr}) = 1.09 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de 3/4"

@ .20m

→ $A_s \text{ prov} = 3/4" @ .20\text{m} = 1.42 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \text{ ..Ok!}$

a.2 Armadura Horizontal – Capa Exterior

$$A_{smin} = 0.0018 \times 1000\text{mm} \times 600\text{mm} = 1080 \text{ mm}^2 = 1.08 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (2 caras)}$$

$$A_s \text{ req} = 0.54 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de 5/8"

@ .25m

→ $A_s \text{ prov} = 5/8" @ .25 = 0.79 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \text{ ..Ok!}$

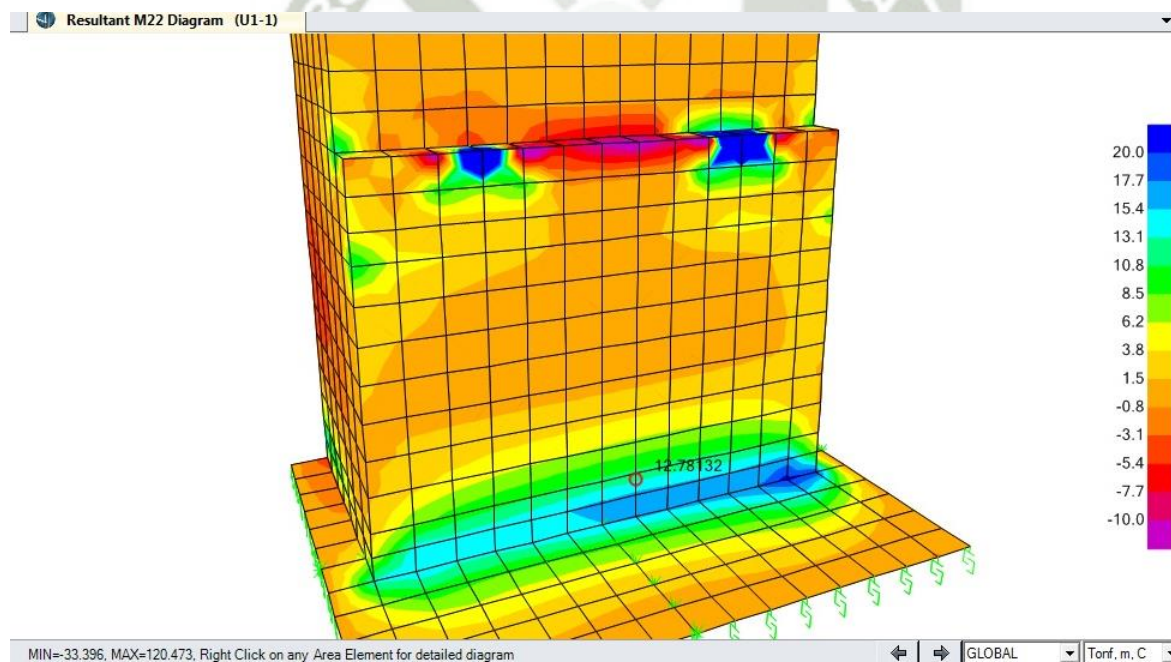


Figura 72. Pantalla Frontal – Campo de momentos vertical $M_{22} = 12.78 \text{ ton-m/m}$ ($A_s \text{ int}$) Estado Límite de Resistencia

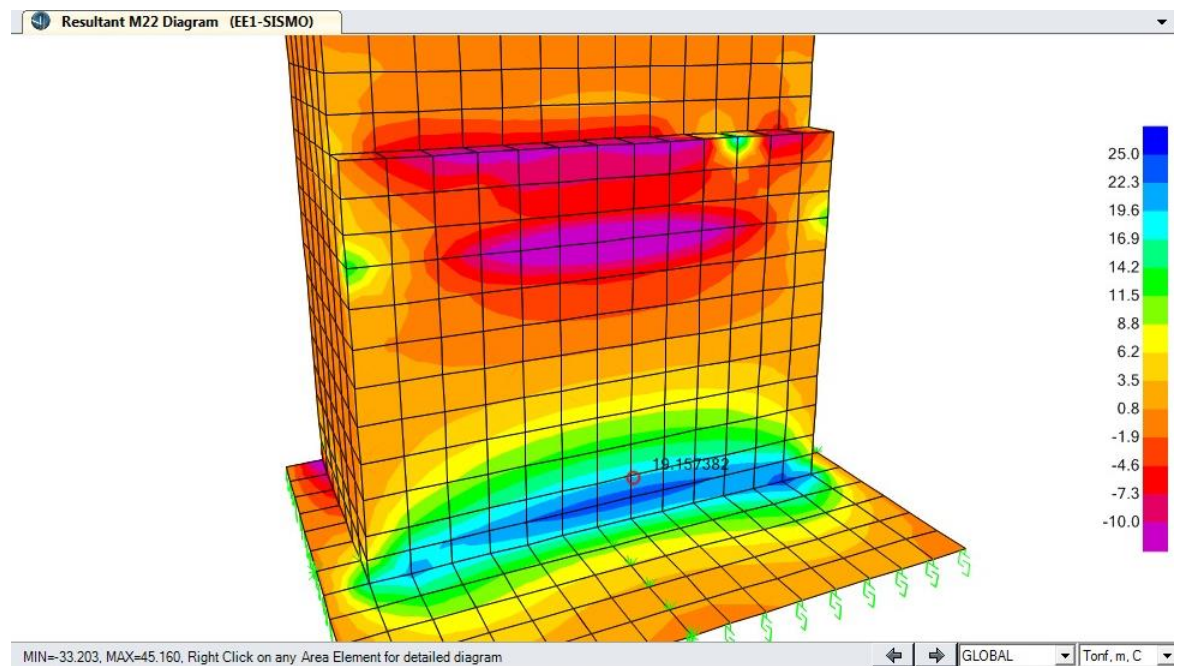


Figura 73. Pantalla Frontal – Campo de momentos vertical M22 = 19.16 ton-m/m (As int) Estado Límite de Evento Extremo - Sismo

B. Zapata talón

Análisis por metro de ancho:

$$b = 100\text{cm} \quad h = 120\text{cm} \quad f'_c = 280\text{kg/cm}^2 \quad f_y = 4200\text{kg/cm}^2 \quad f_{cr} = 33.67\text{kg/cm}^2$$

b.1 Armadura Transversal – Capa Superior

La armadura requerida: $A_s \text{ req} = 0.80 \text{ mm}^2/\text{mm}$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de:

$$3/4'' @ .20\text{m} \quad \rightarrow A_s \text{ prov} = 1.42 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \text{ ..Ok!}$$

b.2 Armadura Transversal – Capa Inferior

La armadura requerida: $A_s \text{ req} = 1.33 \text{ mm}^2/\text{mm}$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de:

$$3/4'' @ .20\text{m} \quad \rightarrow A_s \text{ prov} = 1.42 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \text{ ..Ok!}$$

b.3 Armadura Longitudinal – Capa Superior

$$A_{smin} = 0.0018 \times 1000\text{mm} \times 1200\text{mm} = 2160 \text{ mm}^2 = 2.16 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (2 caras)}$$

$$A_{s req} = 1.08 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de 3/4" @ .25m

$$\rightarrow A_{s prov} = 3/4" @ .25\text{m} = 1.14 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_{s req} \text{ ..Ok!}$$

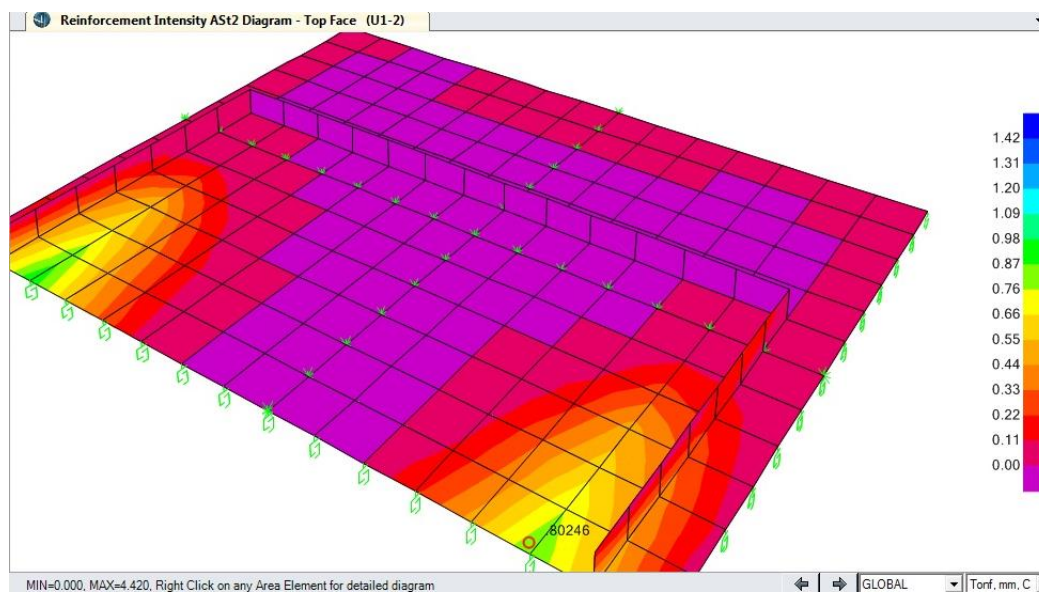


Figura 74. Zapata Talón – Campo de Refuerzo en Dirección Transversal: Capa Sup (mm²/mm) Estado Límite de Resistencia

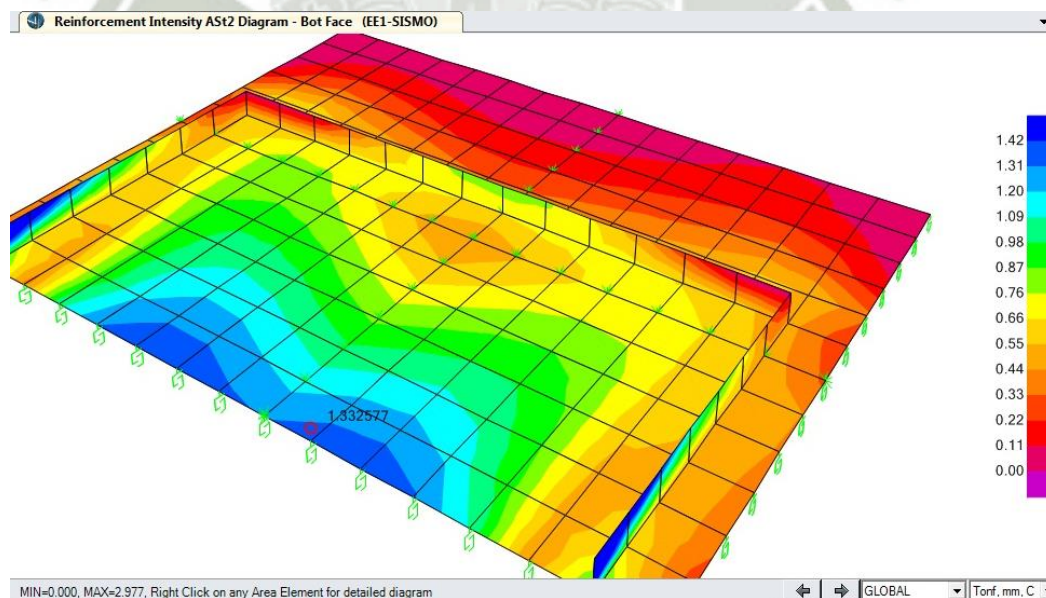


Figura 75. Zapata Talón – Campo de Refuerzo en Dirección Transversal: Capa Inferior (mm²/mm) Estado Límite de Evento Extremo - Sismo

C. Zapata punta

Análisis por metro de ancho:

$$b = 100\text{cm} \quad h=120\text{cm} \quad f_c=280\text{kg/cm}^2 \quad f_y=4200\text{kg/cm}^2 \quad f_{cr}=33.67\text{kg/cm}^2$$

c.1 Armadura Longitudinal – Capa Interior

Componente de Flexión: $M_u = 52.09 \text{ ton-m/m}$ (Resistencia)

$$M_{cr} = 86.64 \text{ ton-m/m}$$

$$1.33 M_u = 69.28 \text{ ton-m/m} \leftarrow \text{Controla!}$$

$$A_s (1.33 M_u) = 1.68 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de 1" @ .20m

$$\rightarrow A_s \text{ prov} = 1" @ .20\text{m} = 2.55 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_s \text{ req} \text{ ..Ok!}$$

c.2 Armadura Transversal – Capa Inferior

$$A_{smin} = 0.0018 \times 1000\text{mm} \times 1200\text{mm} = 2160 \text{ mm}^2 = 2.16 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (2 caras)}$$

$$A_s \text{ req} = 1.08 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de 5/8" @ .20m

$$\rightarrow A_s \text{ prov} = 5/8" @ .20\text{m} = 1.00 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

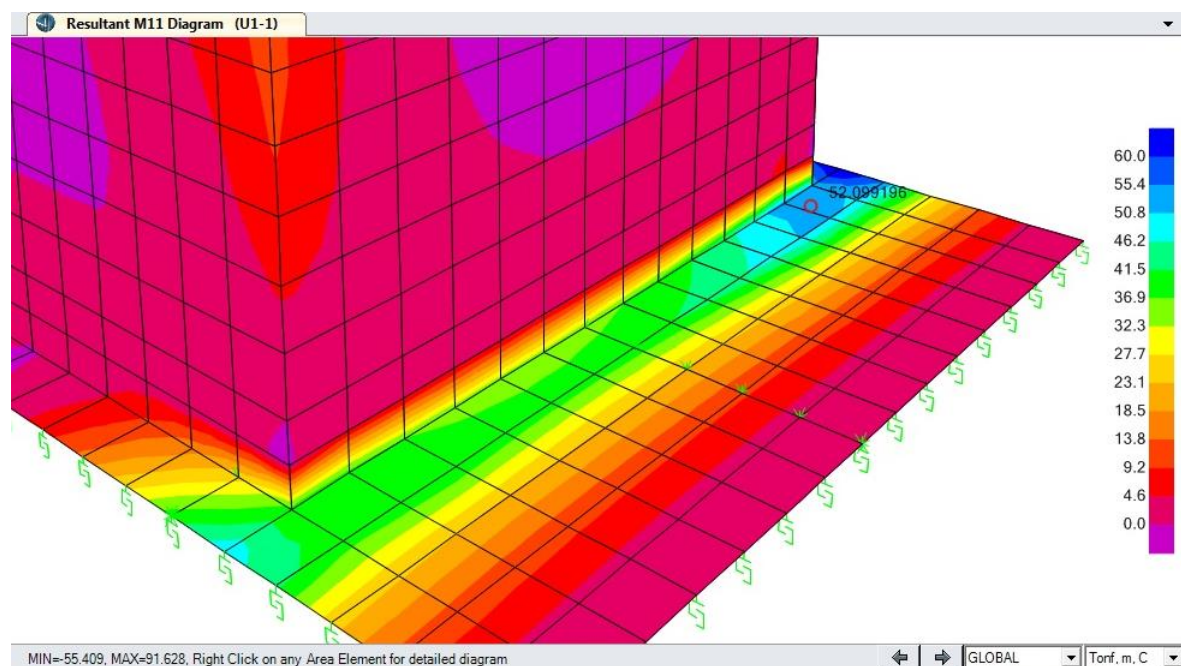


Figura 76. Zapata Punta – Campo de momentos longitudinal $M11 = 52.09 \text{ ton-m/m}$ (As inf) Estado Límite de Resistencia

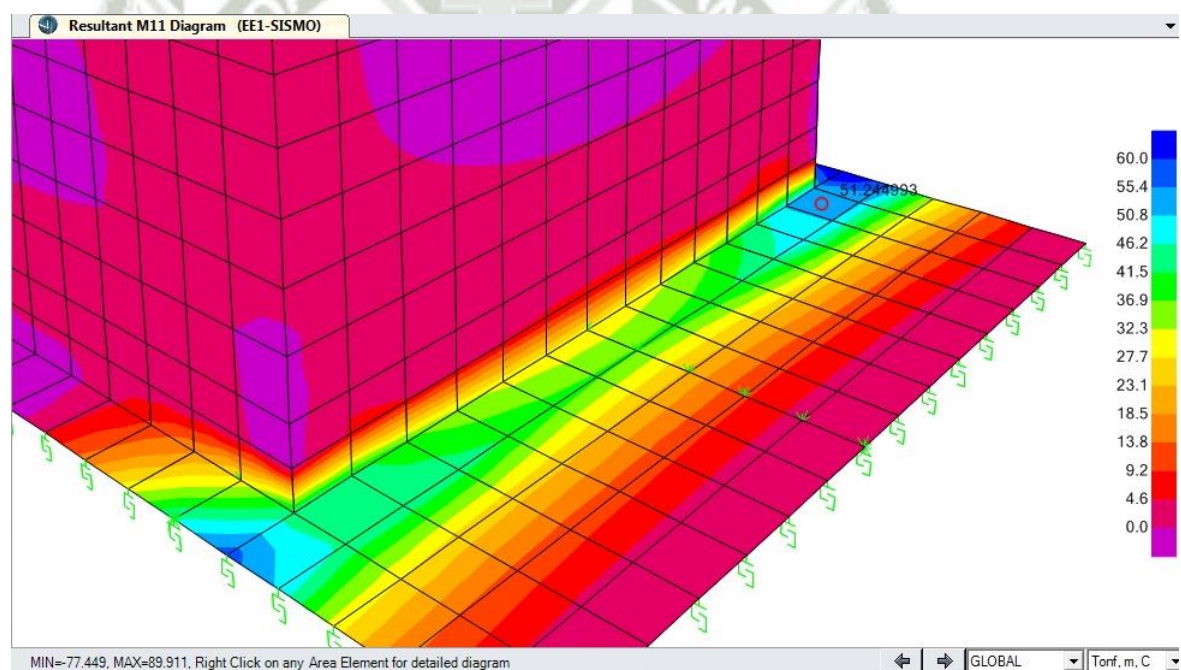


Figura 77. Zapata Punta – Campo de momentos longitudinal $M11 = 51.24 \text{ ton-m/m}$ (As inf) Estado Límite de Evento Extremo - Sismo

D. Alas laterales

Análisis por metro de ancho:

$$b = 100\text{cm} \quad h = 40\text{cm} \quad f'_c = 280\text{kg/cm}^2 \quad f_y = 4200\text{kg/cm}^2 \quad f_{cr} = 33.67\text{kg/cm}^2$$

d.1 Armadura Vertical – Capa Interior (Zona Inferior)

La armadura requerida: $As_{req} = 1.74 \text{ mm}^2/\text{mm}$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de:

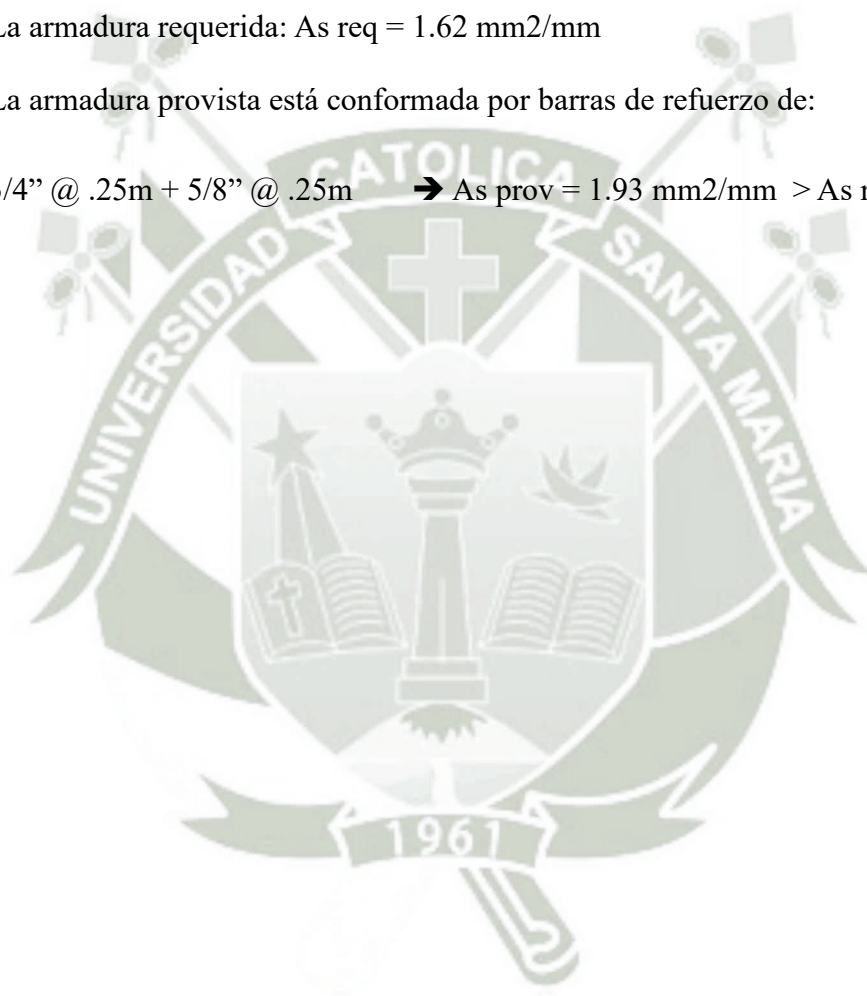
$3/4'' @ .125\text{m} \rightarrow As_{prov} = 2.27 \text{ mm}^2/\text{mm} > As_{req} \text{ ..Ok!}$

d.2 Armadura Horizontal – Capa Interior (Zona Superior)

La armadura requerida: $As_{req} = 1.62 \text{ mm}^2/\text{mm}$

La armadura provista está conformada por barras de refuerzo de:

$3/4'' @ .25\text{m} + 5/8'' @ .25\text{m} \rightarrow As_{prov} = 1.93 \text{ mm}^2/\text{mm} > As_{req} \text{ ..Ok!}$



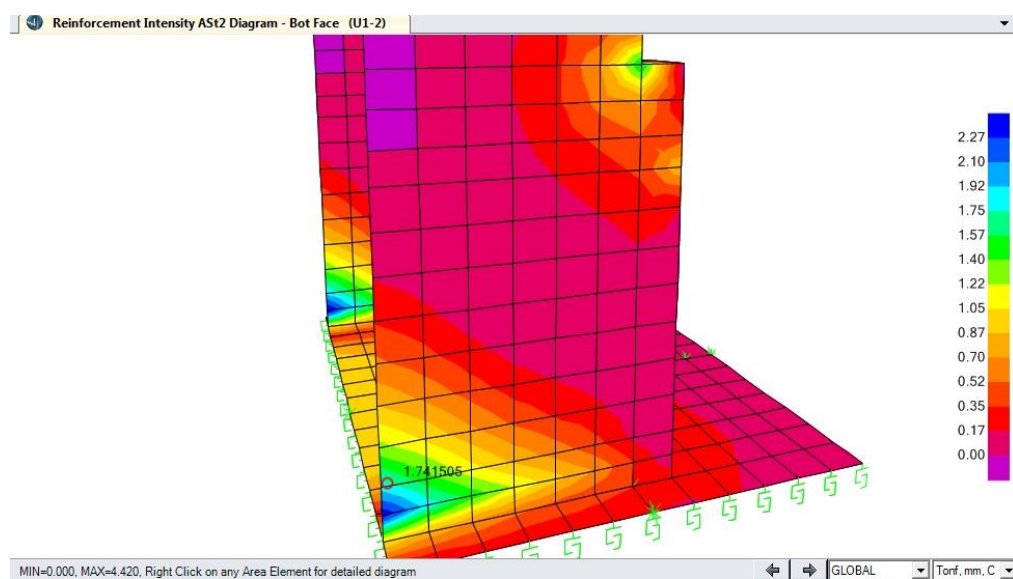


Figura 78.Ala lateral – Campo de refuerzo vertical en mm²/mm (As int) Estado Límite de Resistencia

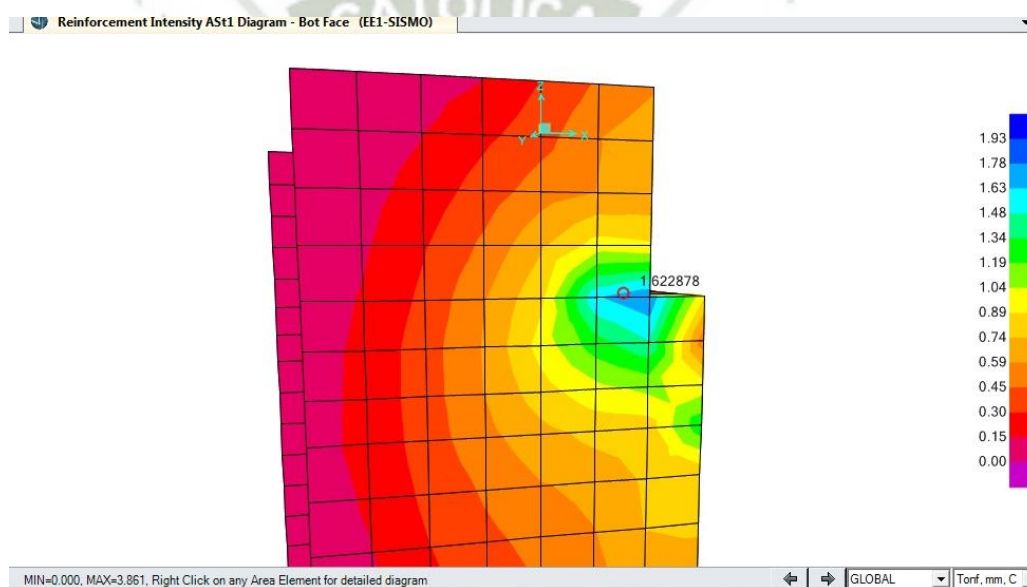
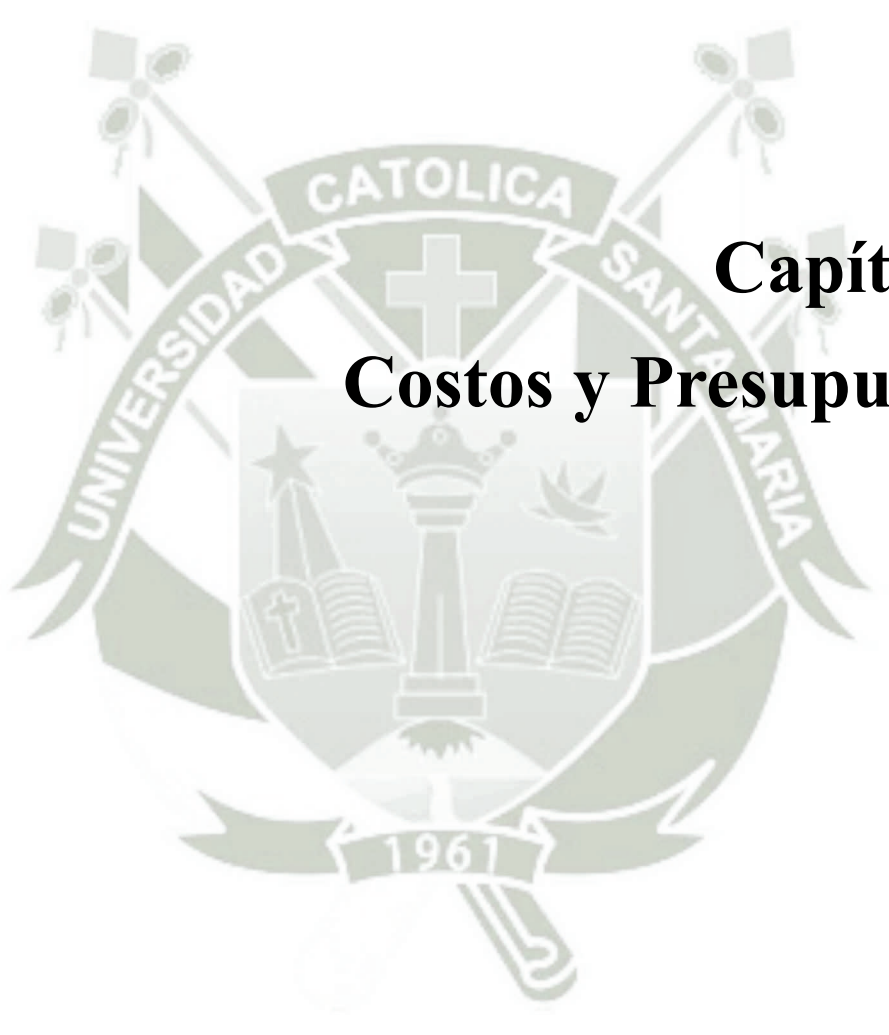


Figura 79.Ala lateral – Campo de refuerzo horizontal en mm²/mm (As int) Estado Límite de Evento Extremo - Sismo



Capítulo 8

Costos y Presupuestos

8.1 Costos Directos

El costo directo equivale a la suma de los costos de los materiales, mano de obra, equipos y herramientas que son requeridos para la ejecución de una obra

8.1.1 Mano de Obra

Es el parámetro más difícil de evaluar por tratarse del factor humano. Este costo está definido por dos parámetros:

- El costo de un obrero de construcción civil por hora o también llamado generalmente costo hora-hombre
- El rendimiento de un obrero o cuadrilla de obreros para ejecutar determinado trabajo, es un parámetro muy variable y que de no darse los criterios asumidos por el analista puede llevar al atraso o pérdida económica de una obra [11].

Se adjuntan en el **Anexo A**, Los costos de la federación de trabajadores de construcción civil, datos que sirvieron para el análisis de costos unitarios.

8.1.2 Materiales

En principio, para los precios de los materiales, la fuente de información ha sido las revista técnicas especializadas: COSTOS, la revista Construcción e Industria CAPECO y la revista Constructivo.

En el **Anexo B**, se encuentra las especificaciones técnicas del Acero ASTM A416 grado 270.

8.1.3 Equipo Mecánico

Existen diversas maquinarias y equipos según los tipos de obra, sin embargo el análisis del

costo del equipo tiene en consideración dos parámetros básicos:

- El Costo Hora-máquina, determinado a través del análisis del costo de alquiler de equipo por hora, siendo este costo variable en función al tipo de máquina, potencia del motor, si es sobre llantas o sobre orugas, antigüedad, etc.
- El rendimiento de la maquinaria, al igual que los rendimientos de mano de obra, los rendimientos de una máquina están en función de diversos factores, por ejemplo: capacidad del operador, visibilidad, escenario de trabajo, maniobra entre otros [11].

La maquinaria y equipo se han aplicado las tarifas de alquiler cotizados en el mercado actual para maquinaria nacional e importada respectivamente.

8.1.4 Herramientas

En el proceso constructivo de cada obra se requiere de herramientas menores de diversos tipos tales como lampas, picos, las cuales son suministradas por el contratista quien debe incluir su depreciación dentro de los costos diversos. La práctica usual establece el costo de herramientas como un porcentaje del costo de la mano de obra. Estos porcentajes son variables y a criterio del analista, sin embargo suelen ser del 3% del costo de la mano de obra [11].

8.1.5 Subcontratos

Debido al uso de acero de presfuerzo se ha previsto realizar el subcontrato de una empresa especializada en colocación de este tipo de acero de alta resistencia.

8.1.6 Partidas a considerar en el presupuesto

PUENTE CURVO POSTENSADO VIGA CAJON L=35M - YUNGA

01	<u>OBRAS PROVISIONALES</u>	
01.01	CONSTRUCCION DE CAMPAMENTO, ALMACEN PROVISIONAL	M2
01.02	TRANSPORTE DE MATERIALES Y HERRAMIENTAS	ton
01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	GLB

01.04	CARTEL DE OBRA DE 2.40m x 3.60m INCL. COLOCACIÓN	PZA
02	<u>TRABAJOS PRELIMINARES</u>	
02.01	DESBROCE Y LIMPIEZA DE TERRENO	M2
02.02	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2
02.03	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA EJECUCION	M2
02.04	SALUD Y SEGURIDAD EN OBRA	GLB
03	<u>SUB ESTRUCTURA - ESTRIBOS</u>	
03.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS	
03.01.01	EXCAVACION EN TERRENO	M3
03.01.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO SELECCIONADO	M3
03.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO	M3
03.02	ESTRIBOS	
03.02.01	SOLADO PARA ESTRIBO F'C=100 KGF/CM2	M2
03.02.02	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm2	KG
03.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA - ESTRIBOS	M2
03.02.04	CONCRETO F'C= 280 KG/CM2 - ESTRIBOS	M3
04	<u>SUPERESTRUCTURA</u>	
04.01	FALSO PUENTE	
04.01.01	MOVILIZACION DESMOVILIZACION DE FALSO PUENTE METALICO	GLB
04.01.02	MONTAJE Y DEMONTAJE DE FALSO PUENTE METALICO	M2
04.02	TABLERO VIGA CAJON	
04.02.01	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm2	KG
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA - VIGA CAJON	M2
04.02.03	CONCRETO F'C=350 KG/CM2 - VIGA CAJON	M3
04.02.04	POSTENSADO - VIGA CAJON	ton-m
05	<u>LOSA DE APROXIMACIÓN</u>	
05.01	SOLADO PARA LOSA DE APROXIMACION	M2
05.02	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm2	KG
05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSA DE APROXIMACION	M2
05.04	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN LOSA DE APROXIMACION	M3
06	<u>VEREDAS</u>	
06.01	VEREDAS	
06.01.01	ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm2	KG
06.01.02	ENCOFRADO CARAVISTA - VEREDAS	M2
06.01.03	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 - VEREDAS	M3
07	<u>VARIOS</u>	
07.01	JUNTA DE EXPANSION	M
07.02	DISPOSITIVOS DE APOYO ELASTOMERICOS	UND
07.03	DREN EN LOSA CON TUBO DE 3" PVC-SAP	UND
07.04	BARANDA METALICA DE TUBO D=2" E=2mm	M
08	<u>SEÑALIZACIÓN</u>	
08.01	SEÑAL INFORMATIVA	UND
09	<u>PROTECCION AMBIENTAL</u>	

8.1.7 Metrados

Los metrados utilizados en la elaboración del presupuesto son los siguientes:

SUSTENTO DE METRADOS

01 OBRAS PROVISIONALES

01.01 CONSTRUCCION DE CAMPAMENTO, ALMACEN PROVISIONAL

200.00 m2

Descripción	Area (m2)
Campamento, Almacen provisional	200.00

01.02 TRANSPORTE DE MATERIALES Y HERRAMIENTAS

15.00 ton

Descripción	Peso (ton)
Transporte de materiales y herramientas	200.00

01.03 MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO

1.00 glb

Descripción	Global
Movilizacion y desmovilizacion de equipo	1.00

01.04 CARTEL DE OBRA DE 2.40m x 3.60m INCL. COLOCACIÓN

1.00 pza

Descripción	Global
Cartel de obra de 2.40 m x 3.60m incluye colocacion	1.00

02 TRABAJOS PRELIMINARES

02.01 DESBROCE Y LIMPIEZA DE TERRENO

864.00 m2

Tipo	Longitud (m)	Ancho(m)	Area (m2)
Ingreso del puente	24	18	432.00
Salida del puente	24	18	432.00

02.02 TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO PRELIMINAR

864.00 m2

Tipo	Longitud (m)	Ancho(m)	Area (m2)
Ingreso del puente	24	18	432.00
Salida del puente	24	18	432.00

02.03 TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA EJECUCION

864.00 m²

Tipo	Longitud (m)	Ancho(m)	Area (m ²)
Ingreso del puente	24	18	432.00
Salida del puente	24	18	432.00

02.04 SALUD Y SEGURIDAD EN OBRA

1.00 glb

Descripción	Global
Salud y seguridad en obra	1.00

03 SUB ESTRUCTURA - ESTRIBOS

03.01 MOVIMIENTO DE TIERRAS

03.01.01 EXCAVACION EN TERRENO

1268.98 m³

Descripción	Largo(m)	Ancho(m)	Altura(m)	Esponjamiento	Volumen(m ³)
Estribo Izquierdo	8.7	6.6	10	1.3	746.46
Estribo Derecho	8.7	6.6	7	1.3	522.52

03.01.02 RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO SELECCIONADO

307.39 m³

Descripción	Largo(m)	Ancho(m)	Altura(m)	Volumen(m ³)
Estribo Izquierdo	6.5	3.2	8.8	183.04
Estribo Derecho	6.7	3.2	5.8	124.35

03.01.03 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO

869.37 glb

Descripción	Volumen(m ³)
Eliminacion de material excedente	869.37

03.02 ESTRIBOS

03.02.01 SOLADO PARA ESTRIBO F'C=100 KGF/CM²

97.20 m²

Descripción	Longitud (m)	Ancho(m)	Area (m ²)
Solado Estribo Izquierdo	8.1	6	48.60
Solado Estribo Derecho	8.1	6	48.60

03.02.02 ACERO DE REFUERZO $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

20914.42 kg

Descripción	Código	Ø Diámetro	Cantidad(und)	Longitud(m)	Peso (kg)
Estribo Izquierdo					11853.98
Zapata	E-1	1"	55	6.5	1420.35
Zapata	E-2	3/4"	41	8.96	821.05
Zapata	E-3	5/8"	28	8.96	389.37
Zapata	E-4	3/4"	39	6.56	571.80
Zapata	E-5	5/8"	31	1.01	48.59
Pantalla ambas caras	E-6	5/8"	60	8.96	834.36
Pantalla frontal	E-7	1"	10	6.56	260.63
Pantalla frontal	E-8	1"	37	8.28	1217.17
Pantalla frontal	E-9	1"	6	7.94	189.27
Pantalla frontal	E-10	3/4"	25	7.94	443.65
Pantalla frontal	E-11	3/4"	26	4.8	278.93
Pantalla frontal corona	E-12	5/8"	39	2.88	174.32
Pantalla frontal corona	E-13	5/8"	39	1.44	87.16
Pantalla frontal corona	E-14	1/2"	26	2.96	76.50
Pantalla frontal corona	E-15	5/8"	27	7.88	330.20
Pantalla frontal corona	E-16	5/8"	12	7.88	146.76
Alas de losa cajón	E-17	1"	6	10.23	243.86
Alas de losa cajón interior	E-18	5/8"	54	4.58	383.84
Alas de losa cajón	E-19	3/4"	54	3.62	436.90
Alas de losa cajón exterior	E-20	5/8"	68	4.58	483.35
Alas de losa cajón interior	E-21	1"	28	3.7	411.60
Alas de losa cajón interior	E-22	1"	28	10.23	1138.03
Alas de losa cajón exterior	E-23	3/4"	32	10.23	731.65
Alas de losa cajón exterior	E-24	3/4"	28	7	438.06
Alas de losa cajón exterior	E-25	3/4"	16	3.51	125.52
Alas de losa cajón exterior	E-26	3/4"	14	2.28	71.34
Alas de losa cajón exterior	E-27	1/2"	16	3.51	55.82
Pantalla frontal corona	E-28	3/8"	28	1.4	21.95
Pantalla frontal corona	E-29	3/8"	28	1.4	21.95
Estribo Derecho					9060.44
Zapata	D-1	1"	35	6.86	953.92
Zapata	D-2	3/4"	41	6.86	628.62
Zapata	D-3	5/8"	28	8.96	389.37
Zapata	D-4	3/4"	39	6.86	597.95
Zapata	D-5	5/8"	31	1.01	48.59
Pantalla ambas caras	D-6	5/8"	60	8.96	834.36
Pantalla frontal	D-7	1"	10	6.86	272.55
Pantalla frontal	D-8	1"	37	5.23	768.82
Pantalla frontal	D-9	1"	6	4.88	116.33
Pantalla frontal	D-10	3/4"	25	4.88	272.67
Pantalla frontal	D-11	3/4"	26	4.8	278.93
Pantalla frontal corona	D-12	5/8"	39	2.87	173.72
Pantalla frontal corona	D-13	5/8"	39	1.44	87.16
Pantalla frontal corona	D-14	1/2"	26	2.98	77.02
Pantalla frontal corona	D-15	5/8"	20	7.88	244.60
Pantalla frontal corona	D-16	5/8"	8	7.88	97.84
Alas de losa cajón	D-17	1"	4	10.23	162.58
Alas de losa cajón interior	D-18	5/8"	38	4.12	242.98
Alas de losa cajón	D-19	3/4"	38	3.24	275.17
Alas de losa cajón exterior	D-20	5/8"	68	4.12	434.81
Alas de losa cajón interior	D-21	1"	26	3.14	324.36
Alas de losa cajón interior	D-22	1"	26	7.37	761.31
Alas de losa cajón exterior	D-23	3/4"	32	7.37	527.10
Alas de losa cajón exterior	D-24	3/4"	26	3.94	228.95
Alas de losa cajón exterior	D-25	3/4"	14	3.52	110.14
Alas de losa cajón exterior	D-26	3/4"	12	2.21	59.27
Alas de losa cajón exterior	D-27	1/2"	14	3.41	47.45
Pantalla frontal corona	D-28	3/8"	28	1.4	21.95
Pantalla frontal corona	D-29	3/8"	28	1.4	21.95

Ø	Peso(kg/m)
3/8"	0.56
1/2"	0.994
5/8"	1.552
3/4"	2.235
1"	3.973

03.02.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA - ESTRIBOS

470.64 m2

Tipo	Longitud (m)	Ancho(m)	Cantidad(und)	Peso (m2)
Estribo Izquierdo				276.72
Zapata cara lateral	8.1	1.2	2	19.44
Zapata cara lateral	6	1.2	2	14.40
Pantalla frontal	7.5	5.75	1	43.13
Pantalla frontal	7.5	0.35	1	2.63
Pantalla frontal	7.5	0.75	1	5.63
Pantalla frontal	7.5	1.95	1	14.63
Pantalla Posterior	8.8	6.5	1	57.20
Alas de losa cajon	8.8	0.5	2	8.80
Alas de losa cajon	8.8	3.15	4	110.88
Estribo Derecho				193.92
Zapata cara lateral	8.1	1.2	2	19.44
Zapata cara lateral	6	1.2	2	14.40
Pantalla frontal	7.5	2.75	1	20.63
Pantalla frontal	7.5	0.35	1	2.63
Pantalla frontal	7.5	1.5	1	11.25
Pantalla frontal	7.5	1.2	1	9.00
Pantalla Posterior	5.8	6.5	1	37.70
Alas de losa cajon	5.8	0.5	2	5.80
Alas de losa cajon	5.8	3.15	4	73.08

03.02.04 CONCRETO F'C= 280 KG/CM2 - ESTRIBOS

265.80 m3

Descripción	Area (m2)	Largo(m)	Cantidad(und)	Volumen(m3)
Estribo Izquierdo				153.14
Zapata	9.72	6	1	58.32
Alas de losa cajón	27.72	0.5	2	27.72
Pantalla interior	57.2	0.3	1	17.16
Pantalla exterior	6.165	8.1	1	49.94
Estribo Derecho				112.66
Zapata	9.72	6	1	58.32
Alas de losa cajón	18.27	0.4	2	14.62
Pantalla interior	38.86	0.3	1	11.66
Pantalla exterior	3.465	8.1	1	28.07

04 SUPERESTRUCTURA

04.01 FALSO PUENTE

04.01.01 MOVILIZACION DESMOVILIZACION DE FALSO PUENTE METALICO

1.00 glb

Descripción	Global
Movilizacion desmovilizacion de falso puente metalico	1.00

04.01.02 MONTAJE Y DEMONTAJE DE FALSO PUENTE METALICO

262.50 m2

Tipo	Longitud (m)	Ancho(m)	Area (m2)
Montaje y desmontaje de falso puen	35	7.5	262.50

04.02 TABLERO VIGA CAJON

04.02.01 ACERO DE REFUERZO $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

15874.28 kg

Descripción	Codigo	Ø Diametro	Cantidad(und)	Longitud(m)	Peso (kg)
Acero Longitudinal					5454.85
Losa superior - alas	L-7	3/8"	16	35.6	318.98
Losa superior - alas	L-5	1/2"	4	35.6	141.55
Losa superior - alas	L-6	1/2"	16	35.6	566.18
LS - parte central superior	L-8	3/8"	18	35.6	358.85
LS - parte central inferior	L-4	1/2"	22	35.6	778.50
Alma - caras	L-12	3/8"	16	35.6	318.98
Alma - capa sup.inf.	L-11	3/4"	12	35.6	954.79
LI-capa superior	L-10	1/2"	28	35.6	990.82
LI-capa inferior	L-11	1/2"	29	35.6	1026.21
Acero Transversal					9787.28
LS-capa superior	L-3	5/8"	137	2.43	516.68
LS-capa superior	L-9	5/8"	143	7.52	1668.96
LS-capa superior	L-3	5/8"	149	2.43	561.93
LS-capa inferior	L-2	1/2"	137	2.75	374.49
LS-capa inferior	L-1	5/8"	283	4.11	1805.18
LS-capa inferior	L-2	1/2"	149	2.75	407.29
Alma - estribo(02 almas)	L-15	1/2"	314	8.72	2721.65
LI-capa superior	L-14	5/8"	143	3.9	865.55
LI-capa inferior	L-13	5/8"	143	3.9	865.55
Diafragmas					632.16
LS-capa superior			120	5.268	632.16

04.02.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA - VIGA CAJON

580.64 m2

Tipo	Longitud (m)	Ancho(m)	Cantidad(und)	Area (m2)
Losa inferior	35.6	3.56	1	126.74
Almas caras laterales	35.6	1.52	2	108.22
Almas caras interiores	35.6	1.33	2	94.70
Losa superior- capa inferior	35.6	3.45	1	122.82
Alas capa inferior	35.6	1.6	2	113.92
Alas caras laterales	35.6	0.2	2	14.24

04.02.03 CONCRETO F'C=350 KG/CM2 - VIGA CAJON

133.05 m3

Descripción	Area (m2)	Largo(m)	Volumen(m3)
Viga Cajon	3.651	35	127.785
Diafragma	4.39	1.2	5.268

04.02.04 POSTENSADO - VIGA CAJON

54503.6 ton.m

Descripción	Fuerza(ton)	Largo(m)	Volumen(ton.m)
Toron de presfuerzo 270 ksi	1531	35.6	54503.6

05 LOSA DE APROXIMACIÓN

05.01 SOLADO PARA LOSA DE APROXIMACION

40.00 m2

Descripción	Longitud (m)	Ancho(m)	Cantidad(und)	Area (m2)
Losa de aproximacion	4	5	2	40.00

05.02 ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2

600.00 kg

Descripción	Ratio(kg/m3)	Vol.(m3)	Peso (kg)
Losa de aproximacion	60	10	600.00

05.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSA DE APROXIMACION

6.50 m2

Tipo	Longitud (m)	Ancho(m)	Cantidad(und)	Peso (m2)
Caras laterales	4	0.25	4	4.00
Caras laterales	5	0.25	2	2.50

05.04 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN LOSA DE APROXIMACION

10.00 m3

Descripción	Largo(m)	Ancho(m)	Espesor(m)	Cantidad(und)	Volumen(m3)
Losa de aproximacion	4	5	0.25	2	10.00

06 VEREDAS

06.01 VEREDAS

06.01.01 ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2

1312.50 kg

Descripción	Ratio(kg/m3)	Vol.(m3)	Peso (kg)
Losa de aproximacion	60	21.88 m3	1312.50

06.01.02 ENCOFRADO CARAVISTA - VEREDAS

18.75 m2

Tipo	Longitud (m)	Ancho(m)	Cantidad(und)	Peso (m2)
Caras laterales	35	0.25	2	17.50
Caras laterales	1.25	0.25	4	1.25

06.01.03 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 - VEREDAS

21.88 m3

Descripción	Largo(m)	Ancho(m)	Espesor(m)	Cantidad(und)	Volumen(m3)
Concreto f'c 210 veredas	35	1.25	0.25	2	21.88

07 VARIOS

07.01 JUNTA DE EXPANSION

15.00 m

Descripción	Longitud(m)
Junta de expansión	15.00

07.02 DISPOSITIVOS DE APOYO ELASTOMERICOS

4.00 und

Descripción	Cantidad(und)
Apoyos elastomericos	4.00

07.03 DREN EN LOSA CON TUBO DE 2" PVC-SAP L=0.3 m

20.00 und

Descripción	Cantidad(und)
Junta de expansión	20.00

07.04 BARANDA METALICA DE TUBO D=2" E=2mm

70.00 m

Descripción	Longitud(m)
Baranda metalica	70.00

08 SEÑALIZACIÓN

08.01 SEÑAL INFORMATIVA

1.00 und

Descripción	Cantidad(und)
Señal informativa	1.00

09 PROTECCION AMBIENTAL

09.01 PROGRAMA DE MITIGACION AMBIENTAL

1.00 glb

Descripción	Global
Programa de mitigacion ambiental	1.00

8.1.8 Análisis de Precios Unitarios

Análisis de Costos Unitarios

Proyecto PUENTE CURVO POST-TENSADO YUNGA

Sub Presupuesto 01 - PUENTE CURVO POSTENSADO VIGA CAJON L=35M - YUNGA

Cliente "DISEÑO DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO L=35M"

Ubicación YUNGA - GENERAL SANCHEZ CERRO - MOQUEGUA

Costo a : Abril - 2018

Partida	01.01	CONSTRUCCION DE CAMPAMENTO, ALMACEN PROVISIONAL	Rend:	60.0000	M2/DIA	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00002	OPERARIO	HH	3.000	0.4000	20.70	8.28
47 00003	OFICIAL	HH	2.000	0.2667	16.91	4.51
47 00004	PEON	HH	5.000	0.6667	15.27	10.18
						22.97
	Materiales					
02 00007	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	5.20	0.52
02 00006	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.1500	4.24	0.64
26 00009	BISAGRA DE FIERRO 3"	UND		0.0780	5.00	0.39
26 00010	CERRADURA DE 2 GOLPES	UND		0.0200	65.00	1.30
43 00005	MADERA TORNILLO	P2		3.5000	4.50	15.75
44 00008	TRIPLAY LUPUNA 6mm x 4' x 8'	UND		0.5000	45.00	22.50
61 00011	CALAMINA GALVANIZADA 3.60 x 0.81 m e=0.18 mm	PLN		0.3920	32.50	12.74
						53.84
	Equipo					
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	22.97	0.69
						0.69
						Costo Unitario por M2 : 77.50
Partida	01.02	TRANSPORTE DE MATERIALES Y HERRAMIENTAS	Rend:	30.0000	ton/DIA	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Materiales					
32 00143	FLETE MOQUEGUA - YUNGA	ton		1.0000	120.00	120.00
						120.00
						Costo Unitario por ton : 120.00
Partida	01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	Rend:	1.0000	GLB/DIA	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Materiales					
39 00071	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB		1.0000	15,000.00	15,000.00
						15,000.00
						Costo Unitario por GLB : 15,000.00
Partida	01.04	CARTEL DE OBRA DE 2.40m x 3.60m INCL. COLOCACIÓN	Rend:	1.0000	PZA/DIA	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra					
47 00002	OPERARIO	HH	1.000	8.0000	20.70	165.60
47 00004	PEON	HH	2.000	16.0000	15.27	244.32
						409.92
	Materiales					
02 00067	CARTEL DE OBRA EN BANER	UND		1.0000	350.00	350.00
02 00006	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.5000	4.24	2.12
43 00005	MADERA TORNILLO	P2		35.0000	4.50	157.50
44 00008	TRIPLAY LUPUNA 6mm x 4' x 8'	UND		3.0000	45.00	135.00
						644.62
	Equipo					
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	409.92	12.30
						12.30
						Costo Unitario por PZA : 1,066.84

Partida	02.01	DESBROCE Y LIMPIEZA DE TERRENO				Rend:	500.0000 M2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00016	CAPATAZ	HH	1.000	0.0160	26.60	0.43
	47 00004	PEON	HH	4.000	0.0640	15.27	0.98
							1.41
		Materiales					
	37 00051	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.41	0.07
							0.07
		Equipo					
	49 00054	TRACTOR DE ORUGAS DE 140-160 HP	HM	1.000	0.0160	250.00	4.00
							4.00
							Costo Unitario por M2 : 5.48

Partida	02.02	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO PRELIMINAR				Rend:	60.0000 M2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.0133	26.60	0.35
	47 00025	TOPOGRAFO	HH	1.000	0.1333	20.70	2.76
	47 00004	PEON	HH	3.000	0.4000	15.27	6.11
							9.22
		Materiales					
	02 00006	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.0100	4.24	0.04
	30 00026	CORDEL	M		0.1900	0.30	0.06
	30 00028	YESO (BOLSA DE 28 Kg)	BOL		0.0150	33.60	0.50
	43 00005	MADERA TORNILLO	P2		0.0200	4.50	0.09
							0.69
		Equipo					
	37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	9.22	0.28
	49 00029	NIVEL TOPOGRAFICO INC. MIRAS	HM	1.000	0.1333	10.00	1.33
	49 00027	TEODOLITO Y MIRA	HM	1.000	0.1333	12.00	1.60
							3.21
							Costo Unitario por M2 : 13.12

Partida	02.03	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA EJECUCION				Rend:	50.0000 M2/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.0160	26.60	0.43
	47 00025	TOPOGRAFO	HH	1.000	0.1600	20.70	3.31
	47 00004	PEON	HH	3.000	0.4800	15.27	7.33
							11.07
		Materiales					
	02 00006	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.0100	4.24	0.04
	30 00026	CORDEL	M		0.2000	0.30	0.06
	30 00028	YESO (BOLSA DE 28 Kg)	BOL		0.0200	33.60	0.67
	54 00030	PINTURA ESMALTE	GLN		0.0070	45.00	0.32
							1.09
		Equipo					
	37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	11.07	0.33
	49 00031	ESTACION TOTAL INC. PRISMAS	HM	1.000	0.1600	17.50	2.80
							3.13
							Costo Unitario por M2 : 15.29

Partida	02.04	SALUD Y SEGURIDAD EN OBRA				Rend:	1.0000	GLB/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Sub partidas								
SP 00107	EQUIPOS DE PROTECCION INDIVIDUAL	und		50.0000	239.00	11,950.00		
SP 00108	SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	GLB		1.0000	2,320.00	2,320.00		
SP 00110	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD	MES		5.0000	4,000.00	20,000.00		
SP 00109	RECURSOS PARA RESPUESTA ANTE EMERGENCIAS Y SAL	GLB		1.0000	430.00	430.00		
						34,700.00		
Costo Unitario por GLB :						34,700.00		
Sub Partida	00107	EQUIPOS DE PROTECCION INDIVIDUAL				Rend:	1.0000	und/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Equipo								
37 00085	ARNES DE CUERPO ENTERO Y LINEA DE ENGANCHE	und		0.2000	250.00	50.00		
37 00082	CASCO SEGURIDAD	und		1.0000	15.00	15.00		
37 00089	CHALECOS REFLECTIVOS	pza		1.0000	25.00	25.00		
37 00088	ESCUDO FACIAL	und		0.2500	50.00	12.50		
37 00086	GUANTES DE CUERO	PAR		1.5000	8.00	12.00		
37 00087	GUANTES DE JEBE	PAR		1.5000	7.00	10.50		
37 00091	PROTECTORES DE AUDICION	und		1.0000	10.00	10.00		
37 00090	PROTECTORES DE VISTA	und		1.0000	15.00	15.00		
37 00084	RESPIRADORES	und		1.0000	9.00	9.00		
37 00083	ZAPATOS	PAR		1.0000	80.00	80.00		
						239.00		
Costo Unitario por und :						239.00		
Sub Partida	00108	SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD				Rend:	-	GLB/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Equipo								
30 00092	CONOS REFLECTIVOS	und		5.0000	30.00	150.00		
30 00096	SEÑALES PREVENTIVAS DE 40 X 40 CM	und		15.0000	10.00	150.00		
37 00093	ALARMA AUDILES	GLB		1.0000	600.00	600.00		
37 00097	CINTAS DE SEÑALIZACION	GLB		1.0000	200.00	200.00		
37 00095	VALLAS DE SEGURIDAD	und		6.0000	120.00	720.00		
39 00094	CARTELES DE SEGURIDAD	GLB		1.0000	500.00	500.00		
						2,320.00		
Costo Unitario por GLB :						2,320.00		
Sub Partida	00110	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD				Rend:	-	MES/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Mano de Obra								
47 00099	ESPECIALISTA EN SEGURIDAD	MES		1.0000	4,000.00	4,000.00		
						4,000.00		
Costo Unitario por MES :						4,000.00		
Sub Partida	00109	RECURSOS PARA RESPUESTA ANTE EMERGENCIAS Y SALUD DURANTE EL TRAE				Rend:	1.0000	GLB/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Materiales								
37 00098	MEDICINAS PRIMEROS AUXILIOS P/BOTIQUIN SEGUN NOF	GLB		1.0000	430.00	430.00		
						430.00		
Costo Unitario por GLB :						430.00		

Partida	03.01.01	EXCAVACION EN TERRENO				Rend:	60.0000	M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00016	CAPATAZ	HH	0.200	0.0267	26.60		0.71
	47 00002	OPERARIO	HH	1.000	0.1333	20.70		2.76
	47 00003	OFICIAL	HH	0.500	0.0667	16.91		1.13
	47 00004	PEON	HH	4.000	0.5333	15.27		8.14
								12.74
		Materiales						
	37 00051	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	12.74		0.64
								0.64
		Equipo						
	48 00052	MOTOBOMBA 17 HP 6"	HM	1.000	0.1333	30.00		4.00
	49 00055	RETROEXCAVADORA S/O 75-110 HP, 50-1.3Y3	HM	1.000	0.1333	235.00		31.33
								35.33
								Costo Unitario por M3 :
								48.71

Partida	03.01.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO SELECCIONADO				Rend:	6.0000	M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.1333	26.60		3.55
	47 00002	OPERARIO	HH	1.000	1.3333	20.70		27.60
	47 00004	PEON	HH	4.000	5.3333	15.27		81.44
								112.59
		Equipo						
	37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	112.59		5.63
	48 00052	MOTOBOMBA 17 HP 6"	HM	0.500	0.6667	30.00		20.00
	49 00053	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	1.000	1.3333	25.00		33.33
								58.96
								Costo Unitario por M3 :
								171.55

Partida	03.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO				Rend:	180.0000	M3/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.0044	26.60		0.12
	47 00003	OFICIAL	HH	1.000	0.0444	16.91		0.75
								0.87
		Equipo						
	37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.87		0.03
	48 00056	CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 15 M3.	HM	4.000	0.1778	120.00		21.34
	49 00057	CARGADOR S/LLANTAS 125-155 HP 2.5 YD3.	HM	1.000	0.0444	225.00		9.99
								31.36
								Costo Unitario por M3 :
								32.23

Partida	03.02.01	SOLADO PARA ESTRIBO F'C=100 KGF/CM2				Rend:	20.0000	M2/DIA
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra								
47 00016	CAPATAZ		HH	0.100	0.0400	26.60	1.06	
47 00002	OPERARIO		HH	2.000	0.8000	20.70	16.56	
47 00004	PEON		HH	5.000	2.0000	15.27	30.54	
47 00036	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO		HH	2.000	0.8000	20.70	16.56	
							64.72	
Materiales								
21 00014	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)		BOL		0.2500	21.19	5.30	
							5.30	
Equipo								
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		0.0300	64.72	0.02	
48 00037	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9 -11P3		HM	1.000	0.4000	18.00	7.20	
							7.22	
Sub partidas								
SP 00071	HORMIGON ZARANDEADO, CARGUIO Y TRANSPORTE		M3		0.1500	54.17	8.13	
SP 00072	AGUA PARA CONSTRUCCION (LOCAL)		M3		0.0250	27.84	0.70	
							8.83	
Costo Unitario por M2 :							86.07	
Sub Partida	00071	HORMIGON ZARANDEADO, CARGUIO Y TRANSPORTE				Rend:	35.0000	M3/DIA
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra								
47 00016	CAPATAZ		HH	0.100	0.0229	26.60	0.61	
47 00004	PEON		HH	4.000	0.9143	15.27	13.96	
47 00032	OPERADOR DE EQUIPO PESADO		HH	1.000	0.2286	20.70	4.73	
							19.30	
Equipo								
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	19.30	0.58	
48 00033	CAMION VOLQUETE 10 M3.		HM	1.000	0.2286	150.00	34.29	
							34.87	
Costo Unitario por M3 :							54.17	
Sub Partida	00072	AGUA PARA CONSTRUCCION (LOCAL)				Rend:	50.0000	M3/DIA
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra								
47 00004	PEON		HH	1.000	0.1600	15.27	2.44	
47 00032	OPERADOR DE EQUIPO PESADO		HH	1.000	0.1600	20.70	3.31	
							5.75	
Equipo								
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	5.75	0.17	
48 00034	CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 2,000 GAL.		HM	1.000	0.1600	115.00	18.40	
48 00035	MOTOBOMBA 4" INCL. MANGUERA Y ACCS.		HM	1.000	0.1600	22.00	3.52	
							22.09	
Costo Unitario por M3 :							27.84	
Partida	03.02.02	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2				Rend:	220.0000	KG/DIA
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra								
47 00016	CAPATAZ		HH	0.200	0.0073	26.60	0.19	
47 00002	OPERARIO		HH	1.000	0.0364	20.70	0.75	
47 00003	OFICIAL		HH	1.000	0.0364	16.91	0.62	
							1.56	
Materiales								
02 00007	ALAMBRE NEGRO N°16		KG		0.0600	5.20	0.31	
03 00024	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60		kg		1.0700	3.00	3.21	
							3.52	
Equipo								
37 00023	CIZALLA P/FIERRO CONST. HASTA 1"		UND		0.0005	200.00	0.10	
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	1.56	0.05	
							0.15	
Costo Unitario por KG :							5.23	

Partida	03.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA - ESTRIBOS				Rend:	12.0000	M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Mano de Obra								
47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.0667	26.60	1.77		
47 00002	OPERARIO	HH	1.000	0.6667	20.70	13.80		
47 00003	OFICIAL	HH	1.000	0.6667	16.91	11.27		
						26.84		
Materiales								
02 00038	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2100	4.24	0.89		
02 00006	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.1500	4.24	0.64		
02 00073	PERNO DE ANCLAJE P. ENCOF. 1/2"	PZA		1.0000	7.20	7.20		
30 00048	ADITIVO DESMOLDEADOR P/ ENCOFRADOS	GLN		0.2000	41.30	8.26		
44 00047	TRIPLAY LUPUNA 19mm x 4' x 8'	UND		0.0500	105.00	5.25		
45 00039	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	P2		3.5000	4.80	16.80		
72 00072	TUB. PVC SAP PRESION C-10 R. 1/2" x 5m	UND		0.0200	16.00	0.32		
						39.36		
Equipo								
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	26.84	0.81		
						0.81		
Costo Unitario por M2 :						67.01		

Partida	03.02.04	CONCRETO F'C= 280 KG/CM2 - ESTRIBOS				Rend:	15.0000	M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Mano de Obra								
47 00016	CAPATAZ	HH	0.200	0.1067	26.60	2.84		
47 00002	OPERARIO	HH	2.000	1.0667	20.70	22.08		
47 00003	OFICIAL	HH	1.000	0.5333	16.91	9.02		
47 00004	PEON	HH	10.000	5.3333	15.27	81.44		
						115.38		
Materiales								
04 00042	ARENA GRUESA	M3		0.4900	84.75	41.53		
05 00045	PIEDRA CHANCADA DE 1/2" A 3/4"	M3		0.6800	84.75	57.63		
21 00014	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		11.0000	21.19	233.09		
30 00046	ADITIVO ACELERANTE DE FRAGUA	GLN		0.1200	50.00	6.00		
30 00044	ADITIVO INCORPORADOR DE AIRE	GLN		0.1700	29.65	5.04		
						343.29		
Equipo								
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	115.38	3.46		
48 00037	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9 -11P3	HM	1.000	0.5333	18.00	9.60		
49 00043	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.50"	HM	0.500	0.2667	15.00	4.00		
						17.06		
Sub partidas								
SP 00075	AGUA CARGUIO Y TRANSPORTE	M3		0.1700	5.12	0.87		
						0.87		
Costo Unitario por M3 :						476.60		

Sub Partida	00075	AGUA CARGUIO Y TRANSPORTE				Rend:	200.0000	M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Mano de Obra								
47 00004	PEON	HH	2.000	0.0800	15.27	1.22		
						1.22		
Equipo								
48 00040	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 122 HP 2,000	HM	1.000	0.0400	94.30	3.77		
48 00041	MOTOBOMBA 12 HP 4" INC. MANGUERA DE 10M	HM	0.500	0.0200	6.50	0.13		
						3.90		
Costo Unitario por M3 :						5.12		

Partida	04.01.01	MOVILIZACION DESMOVILIZACION DE FALSO PUENTE METALICO				Rend:	- GLB/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00004	PEON	HH		10.0000	15.27	152.70	
47 00021	CONTROLADOR OFICIAL	HH		1.0000	16.91	16.91	
						169.61	
	Equipo						
48 00022	CAMION PLATAFORMA 6X4 ,260-300 HP, 19 TN	HM		70.0000	200.00	14,000.00	
						14,000.00	
	Costo Unitario por GLB :					14,169.61	

Partida	04.01.02	MONTAJE Y DEMONTAJE DE FALSO PUENTE METALICO				Rend:	45.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.0178	26.60	0.47	
						0.47	
	Equipo						
48 00074	ALQUILER DE FALSO PUENTE METALICO A TODO COSTO	M2		1.0500	470.00	493.50	
						493.50	
	Costo Unitario por M2 :					493.97	

Partida	04.02.01	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2				Rend:	220.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00016	CAPATAZ	HH	0.200	0.0073	26.60	0.19	
47 00002	OPERARIO	HH	1.000	0.0364	20.70	0.75	
47 00003	OFICIAL	HH	1.000	0.0364	16.91	0.62	
						1.56	
	Materiales						
02 00007	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	5.20	0.31	
03 00024	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21	
						3.52	
	Equipo						
37 00023	CIZALLA P/FIERRO CONST. HASTA 1"	UND		0.0005	200.00	0.10	
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.56	0.05	
						0.15	
	Costo Unitario por KG :					5.23	

Partida	04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA - VIGA CAJON				Rend:	10.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	26.60	2.13	
47 00002	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	20.70	16.56	
47 00003	OFICIAL	HH	1.000	0.8000	16.91	13.53	
						32.22	
	Materiales						
02 00038	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2100	4.24	0.89	
02 00006	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.1500	4.24	0.64	
30 00048	ADITIVO DESMOLDEADOR P/ ENCOFRADOS	GLN		0.2000	41.30	8.26	
44 00047	TRIPLAY LUPUNA 19mm x 4' x 8'	UND		0.0500	105.00	5.25	
45 00039	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	P2		3.7000	4.80	17.76	
72 00049	TUBERIA PVC SAP PRESION C-10 EC 3" X 5M	UND		0.0200	95.00	1.90	
						34.70	
	Equipo						
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.22	0.97	
						0.97	
	Costo Unitario por M2 :					67.89	

Partida	04.02.03	CONCRETO F'C=350 KG/CM2 - VIGA CAJON				Rend:	15.0000	M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Mano de Obra								
47 00016	CAPATAZ	HH	0.200	0.1067	26.60	2.84		
47 00002	OPERARIO	HH	2.000	1.0667	20.70	22.08		
47 00003	OFICIAL	HH	1.000	0.5333	16.91	9.02		
47 00004	PEON	HH	10.000	5.3333	15.27	81.44		
47 00036	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	HH	1.000	0.5333	20.70	11.04		
						126.42		
Materiales								
04 00042	ARENA GRUESA	M3		0.4700	84.75	39.83		
05 00045	PIEDRA CHANCADA DE 1/2" A 3/4"	M3		0.6700	84.75	56.78		
21 00014	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		13.0000	21.19	275.47		
30 00050	ADITIVO PLASTIFICANTE/REDUCTOR DE AGUA	GLN		0.0760	19.80	1.50		
						373.58		
Equipo								
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	126.42	6.32		
48 00037	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9 -11P3	HM	1.000	0.5333	18.00	9.60		
49 00043	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.50"	HM	1.000	0.5333	15.00	8.00		
						23.92		
Sub partidas								
SP 00078	AGUA PARA CONSTRUCCION (LOCAL)	M3		0.1700	27.84	4.73		
						4.73		
Costo Unitario por M3 :						528.65		

Sub Partida	00078	AGUA PARA CONSTRUCCION (LOCAL)				Rend:	50.0000	M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Mano de Obra								
47 00004	PEON	HH	1.000	0.1600	15.27	2.44		
47 00032	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	1.000	0.1600	20.70	3.31		
						5.75		
Equipo								
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	5.75	0.17		
48 00034	CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 2,000 GAL.	HM	1.000	0.1600	115.00	18.40		
48 00035	MOTOBOMBA 4" INCL. MANGUERA Y ACCS.	HM	1.000	0.1600	22.00	3.52		
						22.09		
Costo Unitario por M3 :						27.84		

Partida	04.02.04	POSTENSADO - VIGA CAJON				Rend:	1.0000	ton-m/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial		
Equipo								
47 00141	SUB CONTRATO	GLB		1.0000	3.50	3.50		
						3.50		
Costo Unitario por ton-m :						3.50		

Partida	05.01	SOLADO PARA LOSA DE APROXIMACION				Rend:	20.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.0400	26.60	1.06	
47 00002	OPERARIO	HH	2.000	0.8000	20.70	16.56	
47 00004	PEON	HH	5.000	2.0000	15.27	30.54	
47 00036	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	HH	2.000	0.8000	20.70	16.56	
						64.72	
Materiales							
21 00014	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.2500	21.19	5.30	
						5.30	
Equipo							
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0300	64.72	0.02	
48 00037	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9 -11P3	HM	1.000	0.4000	18.00	7.20	
						7.22	
Sub partidas							
SP 00071	HORMIGON ZARANDEADO, CARGUIO Y TRANSPORTE	M3		0.1500	54.17	8.13	
SP 00072	AGUA PARA CONSTRUCCION (LOCAL)	M3		0.0250	27.84	0.70	
						8.83	
Costo Unitario por M2 :						86.07	

Sub Partida	00071	HORMIGON ZARANDEADO, CARGUIO Y TRANSPORTE				Rend:	35.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.0229	26.60	0.61	
47 00004	PEON	HH	4.000	0.9143	15.27	13.96	
47 00032	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	1.000	0.2286	20.70	4.73	
						19.30	
Equipo							
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	19.30	0.58	
48 00033	CAMION VOLQUETE 10 M3.	HM	1.000	0.2286	150.00	34.29	
						34.87	
Costo Unitario por M3 :						54.17	

Sub Partida	00072	AGUA PARA CONSTRUCCION (LOCAL)				Rend:	50.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00004	PEON	HH	1.000	0.1600	15.27	2.44	
47 00032	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	1.000	0.1600	20.70	3.31	
						5.75	
Equipo							
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	5.75	0.17	
48 00034	CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 2,000 GAL.	HM	1.000	0.1600	115.00	18.40	
48 00035	MOTOBOMBA 4" INCL. MANGUERA Y ACCS.	HM	1.000	0.1600	22.00	3.52	
						22.09	
Costo Unitario por M3 :						27.84	

Partida	05.02	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2				Rend:	250.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00016	CAPATAZ	HH	0.200	0.0064	26.60	0.17	
47 00002	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	20.70	0.66	
47 00003	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	16.91	0.54	
						1.37	
Materiales							
02 00007	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	5.20	0.31	
03 00024	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21	
						3.52	
Equipo							
37 00023	CIZALLA P/FIERRO CONST. HASTA 1"	UND		0.0005	200.00	0.10	
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.37	0.04	
						0.14	
Costo Unitario por KG :						5.03	

Partida	05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSA DE APROXIMACION				Rend:	14.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.0571	26.60	1.52	
47 00002	OPERARIO	HH	1.000	0.5714	20.70	11.83	
47 00003	OFICIAL	HH	2.000	1.1429	16.91	19.33	
47 00004	PEON	HH	1.000	0.5714	15.27	8.73	
						41.41	
Materiales							
02 00038	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2200	4.24	0.93	
02 00006	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.1000	4.24	0.42	
45 00039	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	P2		2.5000	4.80	12.00	
						13.35	
Equipo							
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	41.41	1.24	
						1.24	
Costo Unitario por M2 :						56.00	

Partida	05.04	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN LOSA DE APROXIMACION				Rend:	13.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.0615	26.60	1.64	
47 00002	OPERARIO	HH	2.000	1.2308	20.70	25.48	
47 00003	OFICIAL	HH	1.000	0.6154	16.91	10.41	
47 00004	PEON	HH	3.000	1.8462	15.27	28.19	
						65.72	
Materiales							
04 00042	ARENA GRUESA	M3		0.4700	84.75	39.83	
05 00045	PIEDRA CHANCADA DE 1/2" A 3/4"	M3		0.7000	84.75	59.33	
21 00014	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.0000	21.19	190.71	
						289.87	
Equipo							
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	65.72	3.29	
48 00037	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9 -11P3	HM	1.000	0.6154	18.00	11.08	
49 00043	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.50"	HM	1.000	0.6154	15.00	9.23	
						23.60	
Sub partidas							
SP 00072	AGUA PARA CONSTRUCCION (LOCAL)	M3		0.2500	27.84	6.96	
						6.96	
Costo Unitario por M3 :						386.15	

Sub Partida	00072	AGUA PARA CONSTRUCCION (LOCAL)				Rend:	50.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00004	PEON	HH	1.000	0.1600	15.27	2.44	
47 00032	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	1.000	0.1600	20.70	3.31	
						5.75	
Equipo							
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	5.75	0.17	
48 00034	CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 2,000 GAL.	HM	1.000	0.1600	115.00	18.40	
48 00035	MOTOBOMBA 4" INCL. MANGUERA Y ACCS.	HM	1.000	0.1600	22.00	3.52	
						22.09	
Costo Unitario por M3 :						27.84	

Partida	06.01.01	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2				Rend:	250.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00016	CAPATAZ	HH	0.200	0.0064	26.60	0.17	
47 00002	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	20.70	0.66	
47 00003	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	16.91	0.54	
						1.37	
Materiales							
02 00007	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	5.20	0.31	
03 00024	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	3.00	3.21	
						3.52	
Equipo							
37 00023	CIZALLA P/FIERRO CONST. HASTA 1"	UND		0.0005	200.00	0.10	
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.37	0.04	
						0.14	
Costo Unitario por KG :						5.03	

Partida	06.01.02	ENCOFRADO CARAVISTA - VEREDAS				Rend:	10.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	26.60	2.13	
47 00002	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	20.70	16.56	
47 00003	OFICIAL	HH	1.000	0.8000	16.91	13.53	
						32.22	
Materiales							
02 00075	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	KG		0.2600	3.30	0.86	
02 00077	CLAVOS Fo No C/C 3/4"	KG		0.1300	4.50	0.59	
43 00076	MADERA NACIONAL P/ENCOFRADO-CARP	P2		4.8300	4.80	23.18	
						24.63	
Equipo							
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	32.22	0.97	
						0.97	
Costo Unitario por M2 :						57.82	

Partida	06.01.03	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 - VEREDAS				Rend:	13.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.0615	26.60	1.64	
47 00002	OPERARIO	HH	2.000	1.2308	20.70	25.48	
47 00003	OFICIAL	HH	1.000	0.6154	16.91	10.41	
47 00004	PEON	HH	3.000	1.8462	15.27	28.19	
						65.72	
Materiales							
04 00042	ARENA GRUESA	M3		0.4700	84.75	39.83	
05 00045	PIEDRA CHANCADA DE 1/2" A 3/4"	M3		0.7000	84.75	59.33	
21 00014	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.0000	21.19	190.71	
						289.87	
Equipo							
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	65.72	3.29	
48 00037	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9 -11P3	HM	1.000	0.6154	18.00	11.08	
49 00043	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.50"	HM	1.000	0.6154	15.00	9.23	
						23.60	
Sub partidas							
SP 00072	AGUA PARA CONSTRUCCION (LOCAL)	M3		0.2500	27.84	6.96	
						6.96	
Costo Unitario por M3 :						386.15	
Sub Partida	00072	AGUA PARA CONSTRUCCION (LOCAL)				Rend:	50.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00004	PEON	HH	1.000	0.1600	15.27	2.44	
47 00032	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	1.000	0.1600	20.70	3.31	
						5.75	
Equipo							
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	5.75	0.17	
48 00034	CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 2,000 GAL.	HM	1.000	0.1600	115.00	18.40	
48 00035	MOTOBOMBA 4" INCL. MANGUERA Y ACCS.	HM	1.000	0.1600	22.00	3.52	
						22.09	
Costo Unitario por M3 :						27.84	
Partida	07.01	JUNTA DE EXPANSION				Rend:	1.0000 M/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.8000	26.60	21.28	
47 00002	OPERARIO	HH	2.000	16.0000	20.70	331.20	
47 00004	PEON	HH	2.000	16.0000	15.27	244.32	
						596.80	
Materiales							
30 00078	JUNTA FLEXIBLE NEOPRENE	M		1.1000	87.00	95.70	
37 00051	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	596.80	11.94	
						107.64	
Costo Unitario por M :						704.44	

Partida	07.02	DISPOSITIVOS DE APOYO ELASTOMERICOS				Rend:	1.0000 UND/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.8000	26.60	21.28
	47 00002	OPERARIO	HH	2.000	16.0000	20.70	331.20
	47 00004	PEON	HH	2.000	16.0000	15.27	244.32
							596.80
		Materiales					
	29 00079	NEOPRENE	M2		4.0000	240.00	960.00
	39 00080	SUM. E INST. ACCES. METALICOS P/ APOYO DE PUENTE	UND		1.0000	87.00	87.00
							1,047.00
		Equipo					
	37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	596.80	11.94
							11.94
							Costo Unitario por UND : 1,655.74

Partida	07.03	DREN EN LOSA CON TUBO DE 3" PVC-SAP				Rend:	5.0000 UND/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.1600	26.60	4.26
	47 00002	OPERARIO	HH	1.000	1.6000	20.70	33.12
							37.38
		Materiales					
	72 00142	TUBERIA PVC SAP 3"	M		1.0000	16.50	16.50
							16.50
		Equipo					
	37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		10.0000	37.38	3.74
							3.74
							Costo Unitario por UND : 57.62

Partida	07.04	BARANDA METALICA DE TUBO D=2" E=2mm				Rend:	5.0000 M/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
		Mano de Obra					
	47 00016	CAPATAZ	HH	0.100	0.1600	26.60	4.26
	47 00002	OPERARIO	HH	1.000	1.6000	20.70	33.12
	47 00004	PEON	HH	1.000	1.6000	15.27	24.43
							61.81
		Materiales					
	29 00102	SOLDADURA	KG		1.0000	13.00	13.00
	39 00105	HOJA DE SIERRA	UND		0.1000	3.81	0.38
	53 00103	THINER	GLN		0.0500	25.00	1.25
	54 00101	PINTURA ANTICORROSIVA	GLN		0.0500	33.90	1.70
	54 00030	PINTURA ESMALTE	GLN		0.0500	45.00	2.25
	65 00106	TUB. FIERRO NEGRO DE D=2" E=2.00 mm X 6.0M	M		0.6000	48.22	28.93
							47.51
		Equipo					
	37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	61.81	3.09
	49 00104	SOLDADORA A GASOLINA	HM	0.500	0.8000	21.32	17.06
							20.15
							Costo Unitario por M : 129.47

Partida	08.01	SEÑAL INFORMATIVA				Rend:	1.0000	UND/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Materiales						
	43 00107	SEÑALES INFORMATIVAS DE 90 X 150 CM C/POSTE DE FIJA	EST		1.0000	5,400.00	5,400.00	
							5,400.00	
					Costo Unitario por UND :			5,400.00

Partida	09.01	PROGRAMA DE MITIGACION AMBIENTAL				Rend:	1.0000	glb/DIA
	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
		Mano de Obra						
	47 00140	Mitigacion ambiental	glb		1.0000	10,000.00	10,000.00	
							10,000.00	
					Costo Unitario por glb :			10,000.00

8.2 Costos Indirectos

Los costos indirectos son todos aquellos costos que no han sido considerados como costos directos, pero que son indispensables para la ejecución de la obra tales como dirección técnica y administrativa, utilidad del contratista, entre otros.

Para este proyecto se considera 10% de gastos generales y 10% de utilidad, del costo directo.

8.3 Presupuesto

Una vez calculado los metrados y haber realizado el análisis de precios unitarios de cada partida, obtenemos el presupuesto consolidado, el cual se muestra a continuación:

Presupuesto

Proyecto PUENTE CURVO POST-TENSADO YUNGA

Cliente "DISEÑO DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO L=35M"

Ubicación YUNGA - GENERAL SANCHEZ CERRO - MOQUEGUA

Costo a :
Abril - 2018

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
<u>PUENTE CURVO POSTENSADO VIGA CAJON L=35M - YUNGA</u>							
01	<u>OBRAS PROVISIONALES</u>						33,366.84
01.01	CONSTRUCCION DE CAMPAMENTO, ALMACEN PROVI	M2	200.00	77.50	15,500.00		
01.02	TRANSPORTE DE MATERIALES Y HERRAMIENTAS	ton	15.00	120.00	1,800.00		
01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	GLB	1.00	15,000.00	15,000.00		
01.04	CARTEL DE OBRA DE 2.40m x 3.60m INCL. COLOCACI	PZA	1.00	1,066.84	1,066.84		
02	<u>TRABAJOS PRELIMINARES</u>						63,980.96
02.01	DESBROCE Y LIMPIEZA DE TERRENO	M2	864.00	5.48	4,734.72		
02.02	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	864.00	13.12	11,335.68		
02.03	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA EJEC	M2	864.00	15.29	13,210.56		
02.04	SALUD Y SEGURIDAD EN OBRA	GLB	1.00	34,700.00	34,700.00		
03	<u>SUB ESTRUCTURA - ESTRIBOS</u>						418,530.86
03.01	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>					142,564.57	
03.01.01	EXCAVACION EN TERRENO	M3	1,268.98	48.71	61,812.02		
03.01.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	M3	307.39	171.55	52,732.75		
03.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQU	M3	869.37	32.23	28,019.80		
03.02	<u>ESTRIBOS</u>					275,966.29	
03.02.01	SOLADO PARA ESTRIBO F'C=100 KG/CM2	M2	97.20	86.07	8,366.00		
03.02.02	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	20,914.42	5.23	109,382.42		
03.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA - ES	M2	470.64	67.01	31,537.59		
03.02.04	CONCRETO F'C= 280 KG/CM2 - ESTRIBOS	M3	265.80	476.60	126,680.28		
04	<u>SUPERESTRUCTURA</u>						527,378.35
04.01	<u>FALSO PUENTE</u>					143,836.74	
04.01.01	MOVILIZACION DESMOVILIZACION DE FALSO PUEN	GLB	1.00	14,169.61	14,169.61		
04.01.02	MONTAJE Y DEMONTAJE DE FALSO PUENTE MET/	M2	262.50	493.97	129,667.13		
04.02	<u>TABLERO VIGA CAJON</u>					383,541.61	
04.02.01	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	15,874.28	5.23	83,022.48		
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARA VISTA - VIC	M2	580.64	67.89	39,419.65		
04.02.03	CONCRETO F'C=350 KG/CM2 - VIGA CAJON	M3	133.05	528.65	70,336.88		
04.02.04	POSTENSADO - VIGA CAJON	ton-m	54,503.60	3.50	190,762.60		
05	<u>LOSA DE APROXIMACIÓN</u>						10,686.30
05.01	SOLADO PARA LOSA DE APROXIMACION	M2	40.00	86.07	3,442.80		
05.02	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	600.00	5.03	3,018.00		
05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSA DE APROXIMAC	M2	6.50	56.00	364.00		
05.04	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN LOSA DE APROXIMAC	M3	10.00	386.15	3,861.50		

06	VEREDAS						16,134.97
06.01	VEREDAS						16,134.97
06.01.01	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 kg/cm2	KG	1,312.50	5.03	6,601.88		
06.01.02	ENCOFRADO CARAVISTA - VEREDAS	M2	18.75	57.82	1,084.13		
06.01.03	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 - VEREDAS	M3	21.88	386.15	8,448.96		
07	VARIOS						27,404.86
07.01	JUNTA DE EXPANSION	M	15.00	704.44	10,566.60		
07.02	DISPOSITIVOS DE APOYO ELASTOMERICOS	UND	4.00	1,655.74	6,622.96		
07.03	DREN EN LOSA CON TUBO DE 3" PVC-SAP	UND	20.00	57.62	1,152.40		
07.04	BARANDA METALICA DE TUBO D=2" E=2mm	M	70.00	129.47	9,062.90		
08	SEÑALIZACIÓN						10,800.00
08.01	SEÑAL INFORMATIVA	UND	2.00	5,400.00	10,800.00		
09	PROTECCION AMBIENTAL						10,000.00
09.01	PROGRAMA DE MITIGACION AMBIENTAL	glb	1.00	10,000.00	10,000.00		
COSTO DIRECTO							1,118,283.14
GASTOS GENERALES							10 % 111,828.31
UTILIDAD							10 % 111,828.31
SUB TOTAL							1,341,939.76
IGV.							18 % 241,549.16
PRESUPUESTO TOTAL							1,583,488.92

Son : UN MILLON QUINIENTOS OCHENTA Y TRES MIL CUATROCIENTOS OCHENTA Y OCHO CON 92/100 NUEVOS SOLES

8.3.1 Listado total de insumos

Listado Total de Insumos

Proyecto	PUENTE CURVO POST-TENSADO YUNGA				
Cliente	"DISEÑO DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO L=35M"				
Ubicación	YUNGA - GENERAL SANCHEZ CERRO - MOQUEGUA				
Costo a :				Abril - 2018	
IU Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA					
47 00016	CAPATAZ	HH	557.55	26.60	14,830.83
47 00025	TOPOGRAFO	HH	253.36	20.70	5,244.55
47 00002	OPERARIO	HH	3,880.38	20.70	80,323.87
47 00003	OFICIAL	HH	2,619.68	16.91	44,298.79
47 00004	PEON	HH	6,199.14	15.27	94,660.87
47 00021	CONTROLADOR OFICIAL	HH	1.00	16.91	16.91
47 00099	ESPECIALISTA EN SEGURIDAD	MES	5.00	4,000.00	20,000.00
47 00140	Mitigacion ambiental	glb	1.00	10,000.00	10,000.00
47 00036	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	HH	180.72	20.70	3,740.90
47 00032	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	10.15	20.70	210.11
					273,326.83

Listado Total de Insumos

Proyecto PUENTE CURVO POST-TENSADO Y UNGA

Cliente "DISEÑO DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO L=35M"

Ubicación Y UNGA - GENERAL SANCHEZ CERRO - MOQUEGUA

Costo a :

Abril - 2018

IU Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
MATERIALES					
02 00007	ALAMBRE NEGRO N°16	KG	2,327.19	5.20	12,101.39
02 00038	ALAMBRE NEGRO N°8	KG	222.09	4.24	941.66
02 00075	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	KG	4.89	3.30	16.14
02 00067	CARTEL DE OBRA EN BANER	UND	1.00	350.00	350.00
02 00006	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG	206.32	4.24	874.80
02 00077	CLAVOS Fo No C/C 3/4"	KG	2.46	4.50	11.07
02 00073	PERNO DE ANCLAJE P. ENCOF. 1/2"	PZA	470.64	7.20	3,388.61
03 00024	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	41,410.28	3.00	124,230.84
04 00042	ARENA GRUESA	M3	207.76	84.75	17,607.66
05 00045	PIEDRA CHANCADA DE 1/2" A 3/4"	M3	292.20	84.75	24,763.95
21 00014	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL	4,974.69	21.19	105,413.68
26 00009	BISAGRA DE FIERRO 3"	UND	15.60	5.00	78.00
26 00010	CERRADURA DE 2 GOLPES	UND	4.00	65.00	260.00
29 00079	NEOPRENE	M2	16.00	240.00	3,840.00
29 00102	SOLDADURA	KG	70.00	13.00	910.00
30 00046	ADITIVO ACELERANTE DE FRAGUA	GLN	31.90	50.00	1,595.00
30 00048	ADITIVO DESMOLDEADOR P/ ENCOFRADOS	GLN	210.26	41.30	8,683.74
30 00044	ADITIVO INCORPORADOR DE AIRE	GLN	45.18	29.65	1,339.59
30 00050	ADITIVO PLASTIFICANTE/REDUCTOR DE AGUA	GLN	10.08	19.80	199.58
30 00026	CORDEL	M	345.60	0.30	103.68
30 00078	JUNTA FLEXIBLE NEOPRENE	M	16.50	87.00	1,435.50
30 00028	YESO (BOLSA DE 28 Kg)	BOL	30.09	33.60	1,011.02
32 00143	FLETE MOQUEGUA - YUNGA	ton	15.00	120.00	1,800.00
37 00051	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			1,051.73
37 00098	MEDICINAS PRIMEROS AUXILIOS P/BOTQUIN SEGUN NORMA C	GLB	1.00	430.00	430.00
39 00105	HOJA DE SIERRA	UND	6.98	3.81	26.59
39 00071	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB	1.00	15,000.00	15,000.00
39 00080	SUM. E INST. ACCES. METALICOS P/ APOYO DE PUENTE	UND	4.00	87.00	348.00
43 00076	MADERA NACIONAL P/ENCOFRADO-CARP	P2	90.55	4.80	434.64
43 00005	MADERA TORNILLO	P2	752.28	4.50	3,385.26
43 00107	SEÑALES INFORMATIVAS DE 90 X 150 CM C/POSTE DE FIJACION	EST	2.00	5,400.00	10,800.00
44 00047	TRIPLAY LUPUNA 19mm x 4' x 8'	UND	52.56	105.00	5,518.80
44 00008	TRIPLAY LUPUNA 6mm x 4' x 8'	UND	103.00	45.00	4,635.00
45 00039	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	P2	3,811.86	4.80	18,296.93
53 00103	THINER	GLN	3.50	25.00	87.50
54 00101	PINTURA ANTICORROSIVA	GLN	3.51	33.90	118.99
54 00030	PINTURA ESMALTE	GLN	9.64	45.00	433.80
61 00011	CALAMINA GALVANIZADA 3.60 x 0.81 m e=0.18 mm	PLN	78.40	32.50	2,548.00
65 00106	TUB. FIERRO NEGRO DE D=2" E=2.00 mm X 6.0M	M	42.00	48.22	2,025.24
72 00072	TUB. PVC SAP PRESION C-10 R. 1/2" x 5m	UND	9.41	16.00	150.56
72 00142	TUBERIA PVC SAP 3"	M	20.00	16.50	330.00
72 00049	TUBERIA PVC SAP PRESION C-10 EC 3" X 5M	UND	11.61	95.00	1,102.95
					377,679.90

Listado Total de Insumos

Proyecto PUENTE CURVO POST-TENSADO Y UNGA

Cliente "DISEÑO DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO L=35M"

Ubicación Y UNGA - GENERAL SANCHEZ CERRO - MOQUEGUA

Costo a :

Abril - 2018

IU Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
EQUIPO					
30 00092	CONOS REFLECTIVOS	und	5.00	30.00	150.00
30 00096	SEÑALES PREVENTIVAS DE 40 X 40 CM	und	15.00	10.00	150.00
37 00093	ALARMA AUDILES	GLB	1.00	600.00	600.00
37 00085	ARNES DE CUERPO ENTERO Y LINEA DE ENGANCHE	und	10.00	250.00	2,500.00
37 00082	CASCO SEGURIDAD	und	50.00	15.00	750.00
37 00089	CHALECOS REFLECTIVOS	pza	50.00	25.00	1,250.00
37 00097	CINTAS DE SEÑALIZACION	GLB	1.00	200.00	200.00
37 00023	CIZALLA P/PIERRO CONST. HASTA 1"	UND	19.35	200.00	3,870.00
37 00088	ESCUDO FACIAL	und	12.50	50.00	625.00
37 00086	GUANTES DE CUERO	PAR	75.00	8.00	600.00
37 00087	GUANTES DE JEBE	PAR	75.00	7.00	525.00
37 00001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			7,544.56
37 00091	PROTECTORES DE AUDICION	und	50.00	10.00	500.00
37 00090	PROTECTORES DE VISTA	und	50.00	15.00	750.00
37 00084	RESPIRADORES	und	50.00	9.00	450.00
37 00095	VALLAS DE SEGURIDAD	und	6.00	120.00	720.00
37 00083	ZAPATOS	PAR	50.00	80.00	4,000.00
39 00094	CARTELES DE SEGURIDAD	GLB	1.00	500.00	500.00
47 00141	SUB CONTRATO	GLB	54,503.60	3.50	190,762.60
48 00074	ALQUILER DE FALSO PUENTE METALICO A TODO COSTO	M2	275.63	470.00	129,546.10
48 00040	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 122 HP 2,000	HM	1.81	94.30	170.68
48 00034	CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 2,000 GAL.	HM	5.44	115.00	625.60
48 00022	CAMION PLATAFORMA 6X4 ,260-300 HP, 19 TN	HM	70.00	200.00	14,000.00
48 00033	CAMION VOLQUETE 10 M3.	HM	4.71	150.00	706.50
48 00056	CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 15 M3.	HM	154.60	120.00	18,552.00
48 00037	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9 -11P3	HM	287.22	18.00	5,169.96
48 00041	MOTOBOMBA 12 HP 4" INC. MANGUERA DE 10M	HM	0.90	6.50	5.85
48 00052	MOTOBOMBA 17 HP 6"	HM	374.12	30.00	11,223.60
48 00035	MOTOBOMBA 4" INCL. MANGUERA Y ACCS.	HM	5.44	22.00	119.68
49 00057	CARGADOR S/LLANTAS 125-155 HP 2.5 YD3.	HM	38.60	225.00	8,685.00
49 00053	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	409.81	25.00	10,245.25
49 00031	ESTACION TOTAL INC. PRISMAS	HM	138.24	17.50	2,419.20
49 00029	NIVEL TOPOGRAFICO INC. MIRAS	HM	114.91	10.00	1,149.10
49 00055	RETROEXCAVADORA S/O 75-110 HP, 50-1.3Y3	HM	169.18	235.00	39,757.30
49 00104	SOLDADORA A GASOLINA	HM	56.01	21.32	1,194.13
49 00027	TEODOLITO Y MIRA	HM	115.20	12.00	1,382.40
49 00054	TRACTOR DE ORUGAS DE 140-160 HP	HM	13.82	250.00	3,455.00
49 00043	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.50"	HM	161.46	15.00	2,421.90
					467,276.41
COSTO DIRECTO					1,118,283.14
GASTOS GENERALES				10 %	111,828.31
UTILIDAD				10 %	111,828.31
SUB TOTAL					1,341,939.76
IGV.				18 %	241,549.16
PRESUPUESTO TOTAL					1,583,488.92

Son : UN MILLON QUINIENTOS OCHENTA Y TRES MIL CUATROCIENTOS OCHENTA Y OCHO CON 92/100 NUEVOS SOLES

8.3.2 Resumen del presupuesto

Resumen del Presupuesto

Proyecto	PUENTE CURVO POST-TENSADO YUNGA		
Cliente	"DISEÑO DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO L=35M"		
Ubicación	YUNGA - GENERAL SANCHEZ CERRO - MOQUEGUA		
Costo a :			Mayo - 2018
COSTO DIRECTO			1,118,283.14
GASTOS GENERALES	10 %		111,828.31
UTILIDAD	10 %		111,828.31
SUB TOTAL			1,341,939.76
IGV.	18 %		241,549.16
PRESUPUESTO TOTAL			1,583,488.92
TOTAL COSTO DIRECTO			1,118,283.14
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			465,205.78
MONTO TOTAL PRESUPUESTO			1,583,488.92

Formula polinomica - Puente Curvo Postensado Viga Cajón L=35m - Yunga

Detalle

Monomio	Factor	Porcentaje %	IU	Descripcion Indice Unificado
MO	0.335	100.00 %	47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES
IG	0.179	100.00 %	39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR
AC	0.113	100.00 %	03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO
CE	0.099	100.00 %	21	CEMENTO PORTLAND TIPO I
HM	0.058	100.00 %	37	HERRAMIENTA MANUAL
ME	0.216	100.00 %	48	MAQUINARIA Y EQUIPO NACIONAL

$$K = 0.335*(MO_r/MO_o) + 0.179*(IG_r/IG_o) + 0.113*(AC_r/AC_o) + 0.099*(CE_r/CE_o) + 0.058*(HM_r/HM_o) + 0.216*(ME_r/ME_o)$$

8.3.3 Plazo de ejecución

El plazo considerado para la ejecución del puente es de 131 días calendarios, en el **Anexo C**, se muestra el diagrama Gantt:

Conclusiones y Recomendaciones



Conclusiones

1. En cuanto a la configuración de la vía se ha propuesto un puente curvo; por cuanto este se adapta al diseño geométrico de la carretera, a fin de brindar al usuario mayor seguridad y comodidad al momento de transitar por la misma.
2. El resultado de la fuerza de presfuerzo es de 1531 ton, por lo que se usó una configuración de 4 tendones por alma con 12 torones de 0.6"; lo que garantiza que en casi toda la sección del puente se desarrollen esfuerzos de compresión; minimizando así los esfuerzos de tracción.
3. El incremento de la fuerza centrífuga a comparación de las demás cargas aplicadas es mínimo para la verificación de tracción y compresión en el centro de la viga, se analizó este tipo de fuerza en el puente al ser de configuración curva.
4. En el diseño de la subestructura, en el estribo con apoyo móvil, la fuerza de frenado (BR) y la fuerza por sismo de la superestructura (EQsuper), no se consideran en el cálculo, esto es debido a que al ser apoyo móvil se tiene libertad de desplazamiento del tablero.
5. Las solicitaciones por torsión en la viga cajón del puente, representan un alto porcentaje para el diseño de los refuerzos transversales en las almas, esto se debe al hecho de la curvatura del puente, que genera altos esfuerzos de torsión.
6. Al estar los esfuerzos normales de la sección transversal del puente muy por debajo del límite de agrietamiento del concreto, se toma como efectiva toda la sección transversal del puente para todos los cálculos efectuados; logrando así maximizar el aprovechamiento total del material.

Recomendaciones

1. Antes de realizar el diseño estructural de un puente se debe llevar a cabo todos los Estudios de Ingeniería Básica, a fin de contar con los datos topográficos, hidráulicos, hidrológicos y geotécnicos.
2. Se recomienda respetar el diseño geométrico de la carretera, al momento de plantear la construcción de un puente nuevo, éste se debe acomodar a la configuración de la vía, como se realizó en esta tesis y no viceversa.
3. Para puentes con longitudes de 25 a 300 m, se recomienda el uso de concreto presforzado, debido a que económicamente resulta más conveniente, ya que permiten el empleo de materiales de alta resistencia, reducir las dimensiones de la sección transversal y también no se requieren mayores gastos en mantenimiento a diferencia de otro tipo de puentes.
4. Se recomienda que una vez diseñados los tendones de presfuerzo, es importante que al momento de la ejecución se vuelva a verificar el cumplimiento de la fuerza de los cables de presfuerzo según lo diseñado, esta información es indispensable porque si no se cumple lo requerido no se garantizará el diseño planteado.
5. Para el diseño de la superestructura y subestructura, se recomienda adoptar una sola metodología de diseño como se realizó en esta tesis, de tal forma que no tratemos de combinar métodos en el transcurso del diseño, debemos tener en cuenta que todo los factores usados están pensados de acuerdo al tipo de metodología que usemos.

Bibliografía

- MTC (Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones), Manual de Diseño de Puentes, Edición - Diciembre 2016. [1]
- MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén, PUENTES Con AASHTO-LRFD 2014,(7th Edición). [2]
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition 2014 U.S. Customary Units, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. [3]
- Barker Richard and Puckett Jay, Design of highway bridges, An LRFD Approach, 3th Edition 2007. [4]
- Manual de Carretera Hidrología, Hidráulica y Drenaje [5].
- Manual de Carreteras Diseño Geométrico DG-2014 [6]
- PCI Industry Handbook Committee et al. Pci design handbook: Precast and prestressed concrete, 2004. [7]
- Reinoso, E., Rodríguez, M. y Betancourt, R, “Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas”, ANIPPAC. México (2000). [8]
- Wai Fah Chen Lian Duan, Bridge Engineering Handbook, CRC Press 2014. [9]
- Braja M. Das, Principles of Foundation Engineering, Seventh Edition 2011 [10]
- Planeamiento Integral de la Construcción de un edificio de veintitrés pisos con cinco sótanos destinado a oficinas, Claudia M. Ríos Pacheco [11].

Páginas Web:

- <http://blog.360gradosenconcreto.com/caracteristicas-mas-relevantes-del-concreto-postensado/> [10]

“Universidad Católica de Santa María”

Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil y del Ambiente

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**“DISEÑO DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO, COMO
PROPUESTA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE SOBRE EL RIO
HUASAMAYO, DISTRITO DE YUNGA, PROVINCIA DE GENERAL. SÁNCHEZ
CERRO - MOQUEGUA”**

TOMO II

Tesis presentada por la Bachiller:

Mojo Quispe, Susan Elisa

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERA CIVIL

Asesor de Tesis: Rosas Espinoza, Jorge

Arequipa - Perú

2018



Planos

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA



TESIS

“Diseño de un Puente viga cajón curvo post-tensado, como propuesta para la construcción de un Puente sobre el río Huasamayo, Distrito de Yunga, Provincia de General. Sánchez Cerro - Moquegua”

INDICE DE PLANOS

- P-00 INDICE DE PLANOS
- P-01 PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35 m - PLANTA TOPOGRAFICA
- P-02 PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35 m - EJE PROPUESTO
- P-03 PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35 m - SECCIONES TRANSVERSALES
- P-04 PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35 m - VISTA GENERAL
- P-05 PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35 m - ESTRIBO IZQUIERDO GEOMETRIA
- P-06 PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35 m - ESTRIBO IZQUIERDO ARMADURA
- P-07 PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35 m - ESTRIBO DERECHO GEOMETRIA
- P-08 PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35 m - ESTRIBO DERECHO ARMADURA
- P-09 PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35 m - TABLERO GEOMETRIA
- P-10 PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35 m - TABLERO ARMADURA I
- P-11 PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35 m - TABLERO ARMADURA II

Tesis: “DISEÑO DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO, COMO PROPUESTA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO, DISTRITO DE YUNGA, PROVINCIA DE GENERAL. SÁNCHEZ CERRO - MOQUEGUA”

Tesista: SUSAN ELISA MOJO QUISPE

Plano:

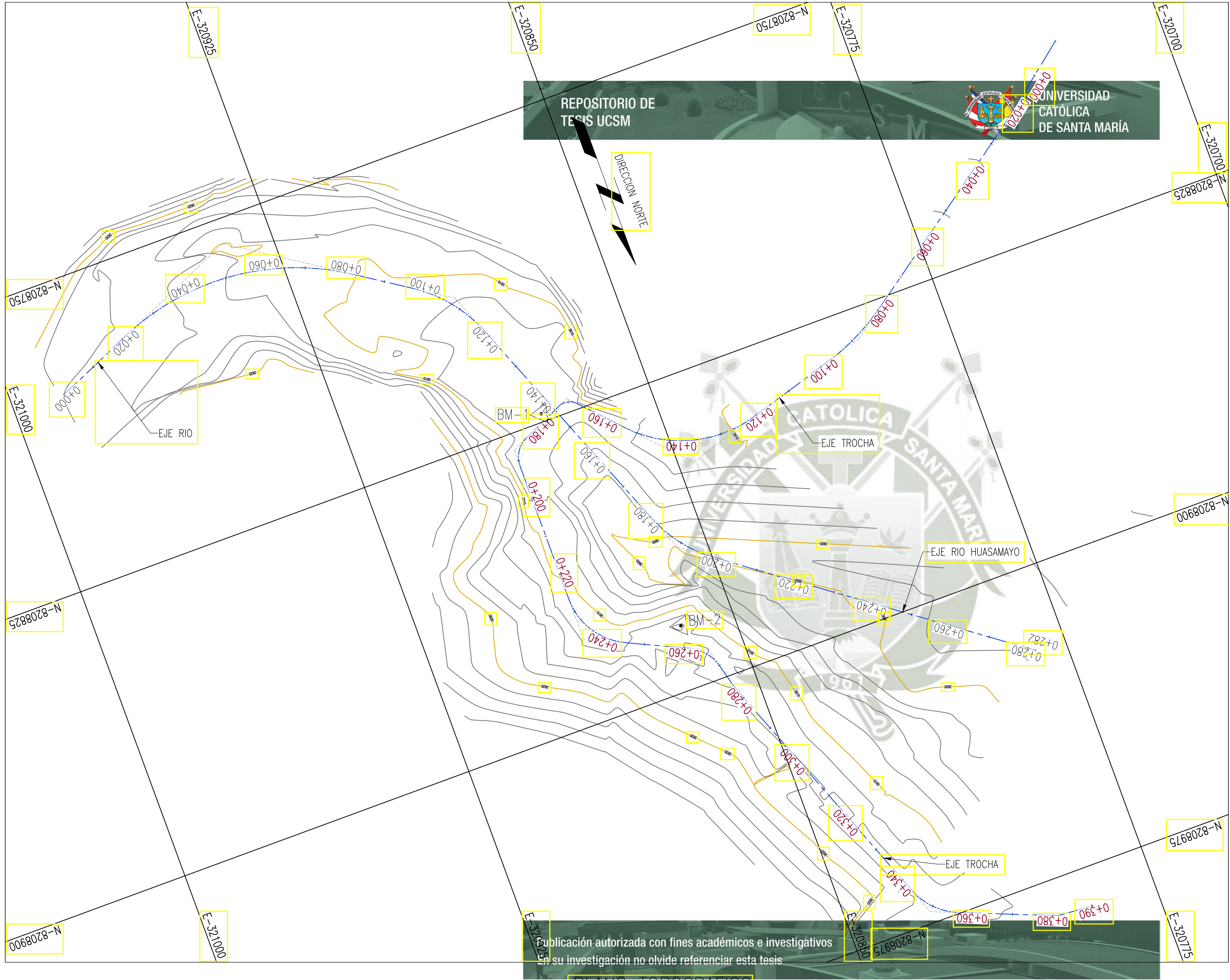
PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35M
INDICE DE PLANOS

ESCALA: INDICADA - A4

FECHA: MAYO 2018

PLANO:

P-00



- NOTAS:
- 1.- EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO ESTA REFERIDO AL DATUM WGS-84.
 - 2.- ELEVACIONES EN MSNM.
 - 3.- TODAS LAS DIMENSIONES Y ELEVACIONES ESTÁN EN METROS (S.I.C).
 - 4.- LA EQUIDISTANCIA ENTRE CURVAS DE NIVEL ES DE UN METRO.

CUADRO DE COORDENADAS DE BMS			
CODIGO	ESTE	NORTE	COTA
BM-1	320877.5584	8208822.9560	3606.782
BM-2	320863.1983	8208884.2380	3614.466

LEYENDA	
	CURVA DE NIVEL MAESTRA
	CURVA DE NIVEL SECUNDARIA
	ACCESO
	ESTACION TOPOGRAFICA

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

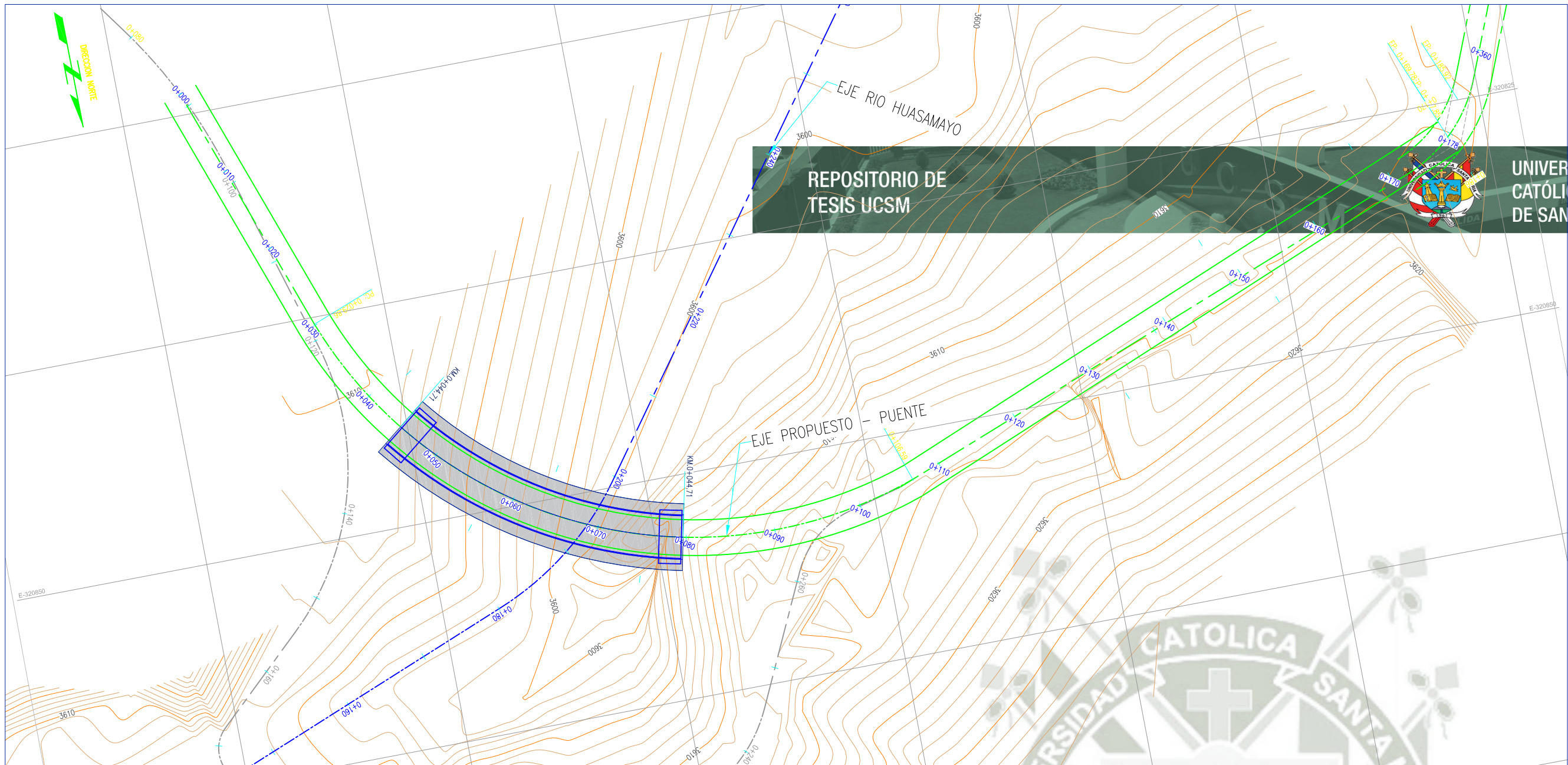
PLANO TOPOGRAFICO
ESC : 1/1000

Region: MOQUEGUA
Provincia: GENERAL SANCHEZ CERRO
Distrito: YUNGA

Tesis: "DISEÑO DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO, COMO PROPUESTA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO, DISTRITO DE YUNGA, PROVINCIA DE GENERAL. SÁNCHEZ CERRO - MOQUEGUA"
Tesisista: SUSAN ELISA MOJO QUISPE

Plano: PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35M
PLANTA TOPOGRAFICA

ESCALA: INDICADA -- A2
FECHA: MAYO 2018
PLANO:



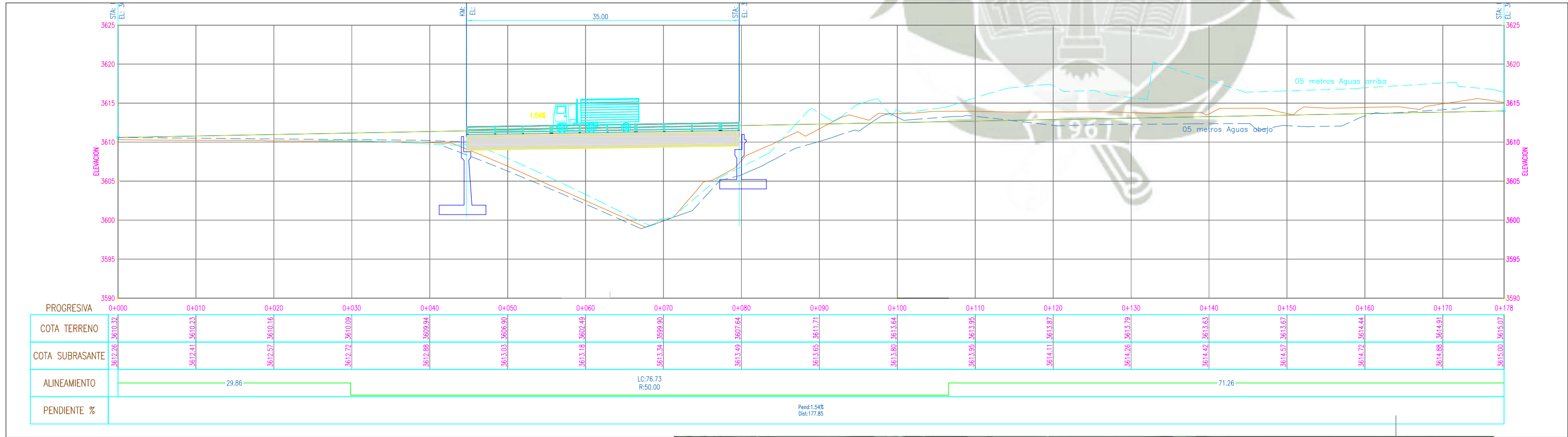
PLANTA EJE PUENTE HUASAMAYO
SC: 1/500

NOTAS:

- 1.- EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO ESTA REFERIDO AL DATUM WGS-84.
- 2.- ELEVACIONES EN MSNM.
- 3.- TODAS LAS DIMENSIONES Y ELEVACIONES ESTÁN EN METROS (S.I.C).
- 4.- LA EQUIDISTANCIA ENTRE CURVAS DE NIVEL ES DE DOS METROS.

CUADRO DE COORDENADAS DE BMS			
CODIGO	ESTE	NORTE	COTA
BM-1	320877.5584	8208822.9560	3606.782
BM-2	320863.1983	8208884.2380	3614.466

LEYENDA	
	CURVA DE NIVEL MAESTRA
	CURVA DE NIVEL SECUNDARIA
	ACCESO
	ESTACION TOPOGRAFICA



PERFIL LONGITUDINAL PUENTE HUASAMAYO
SC: 1/500

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

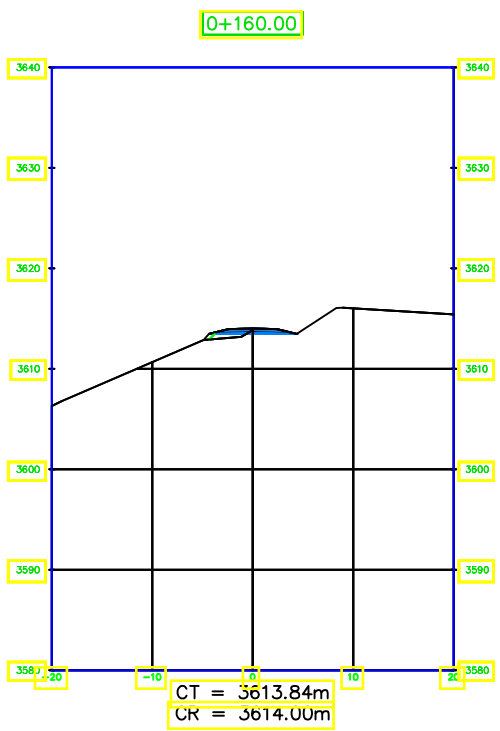
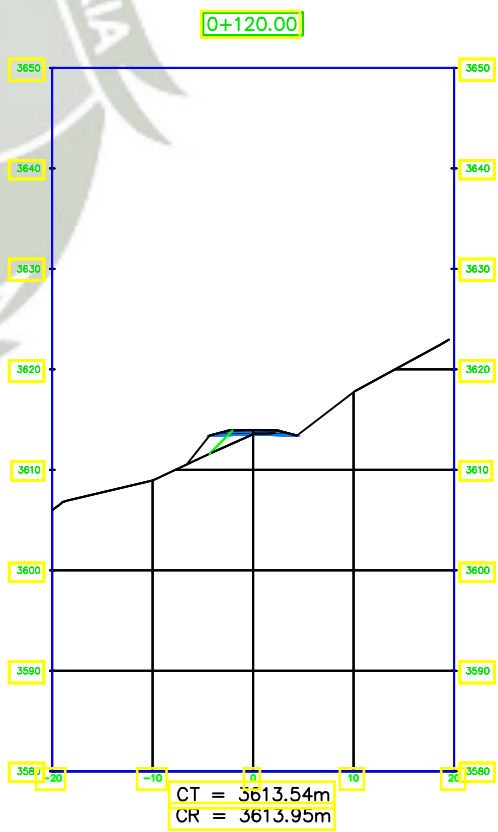
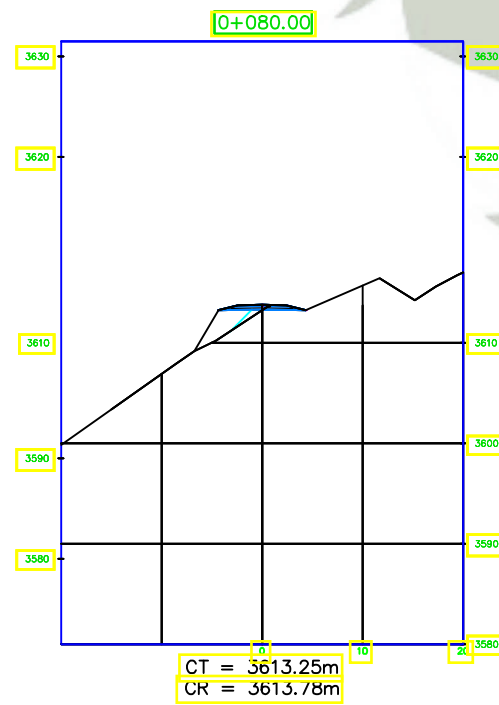
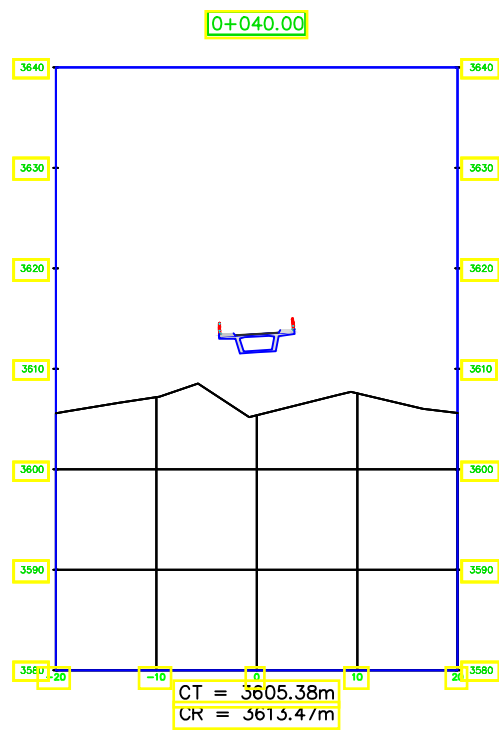
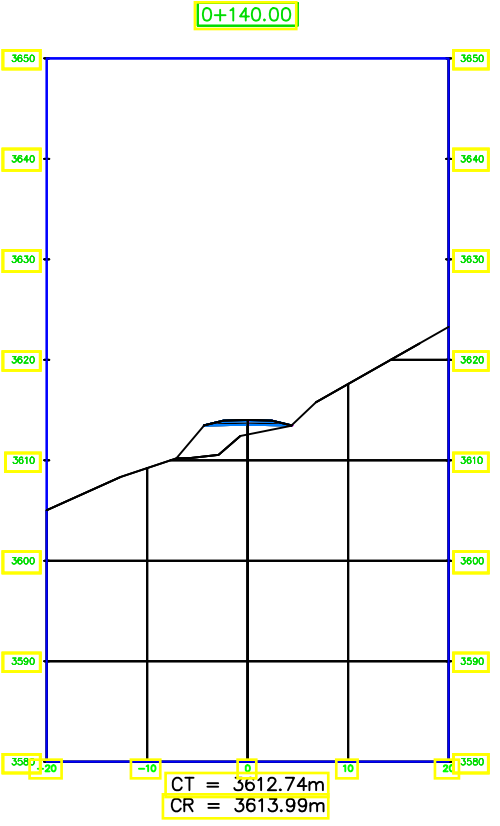
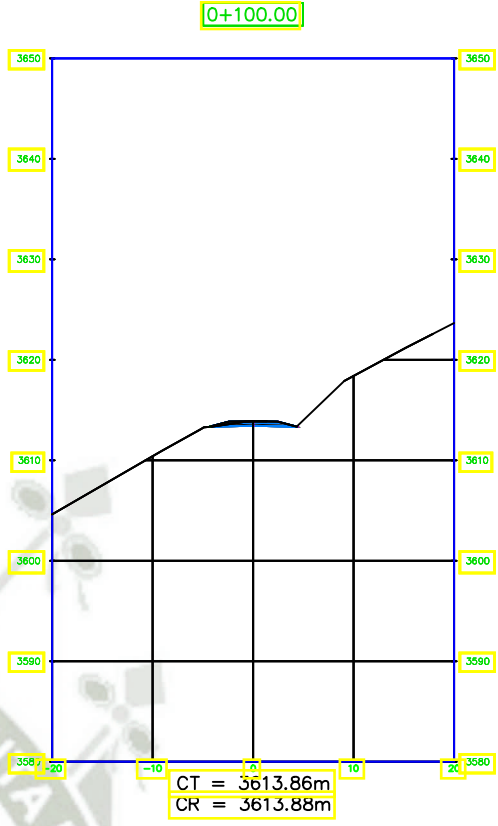
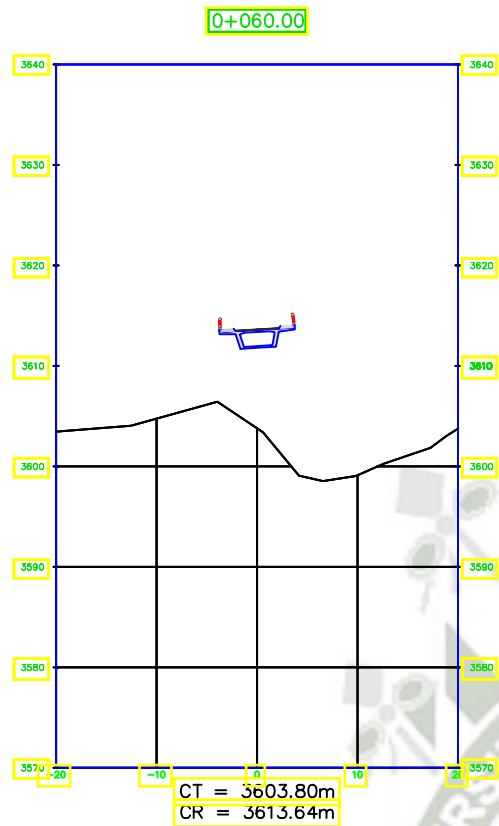
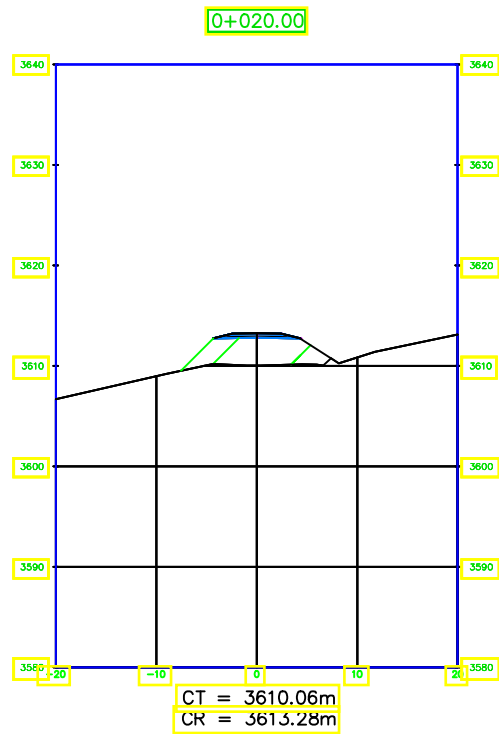
SECCIONES TRANSVERSALES

Escala:1/750

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA



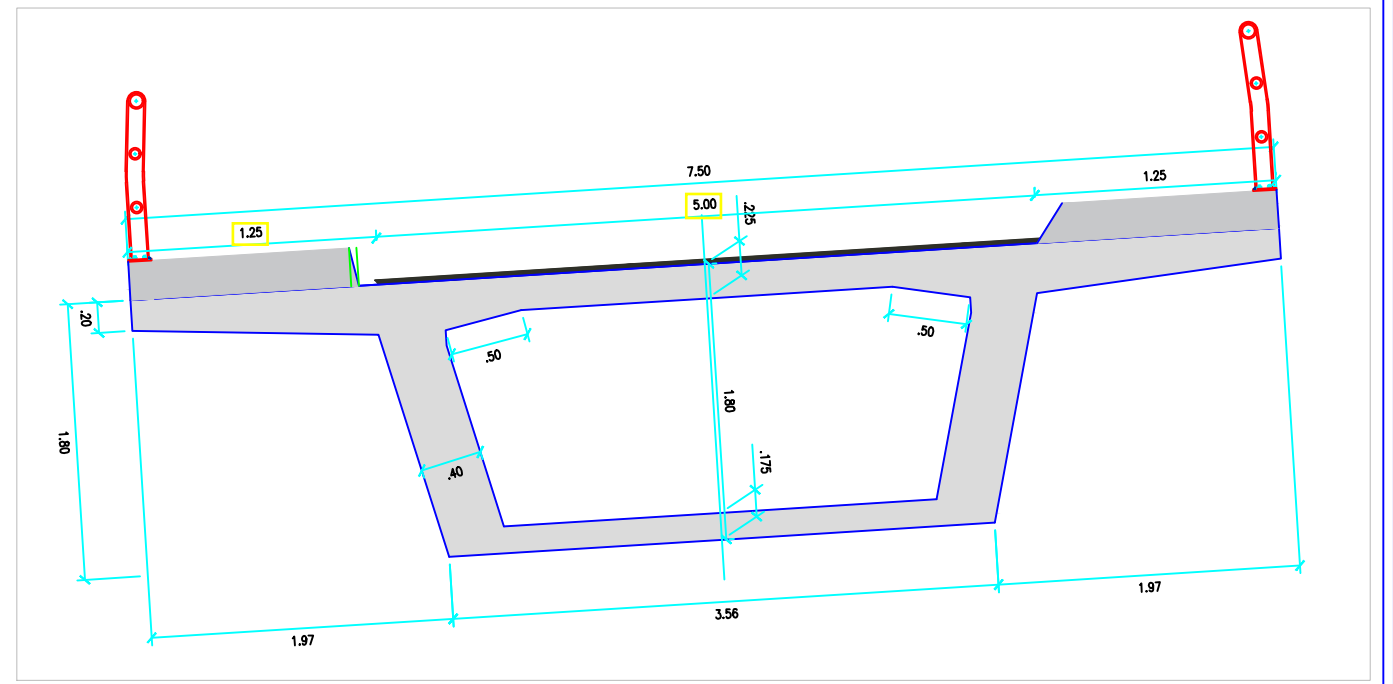
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Tesis: "DISEÑO DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO, COMO PROPUESTA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE SOBRE EL RÍO HUASAMAYO, DISTRITO DE YUNGA, PROVINCIA DE GENERAL SÁNCHEZ CERRO - MOQUEGUA"
Tesis: SUSAN ELISA MOJO QUISPE

Plano: PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35M
SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA: INDICADA - A2
FECHA: MAYO 2018
PLANO:

P-03



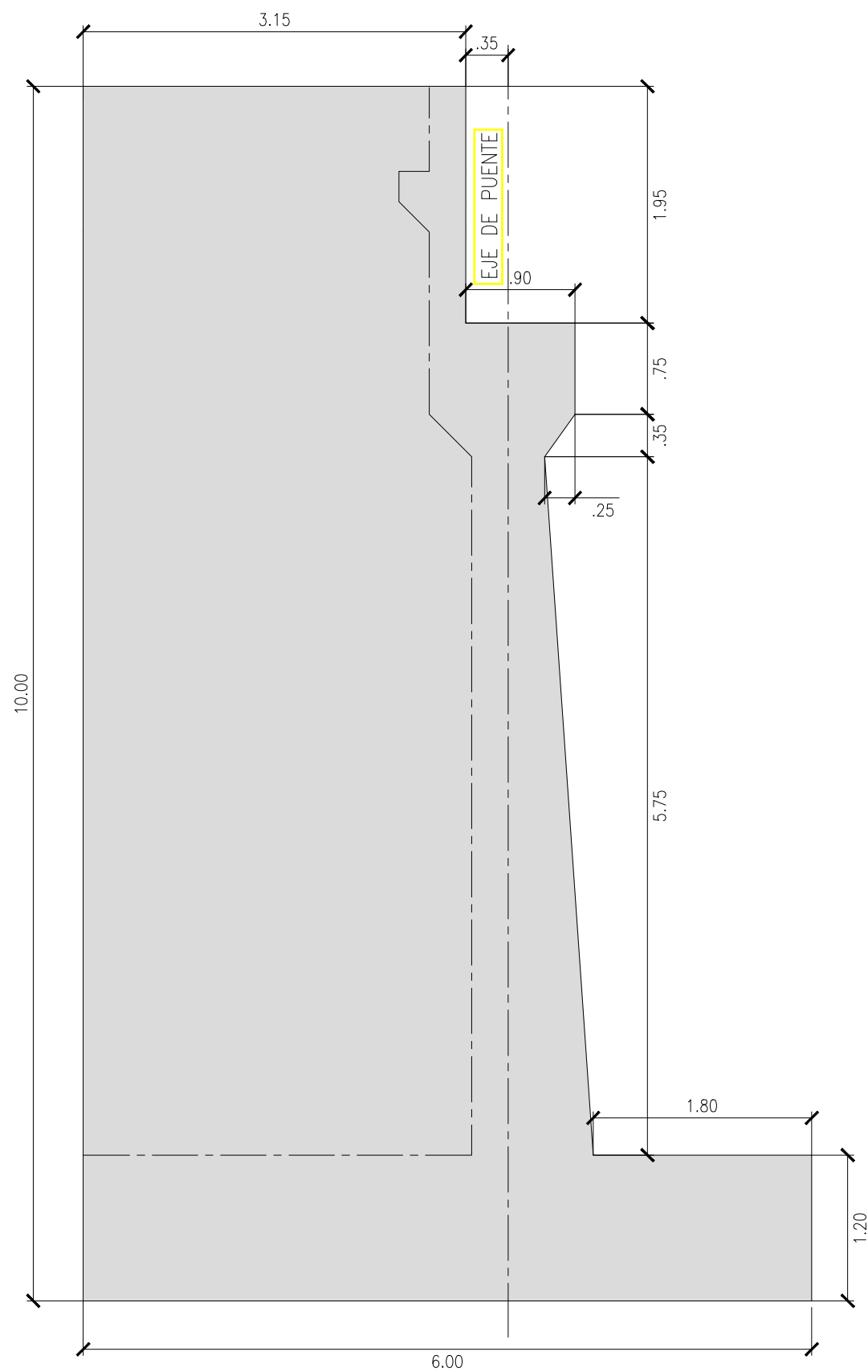
R	MOQUEGUA	Tesis: “DISEÑO DE UN PUNTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO, COMO PROPUESTA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUNTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO, DISTRITO DE YUNGA, PROVINCIA DE GENERAL. SÁNCHEZ CERRO - MOQUEGUA” Tesisto: SUSAN ELISA MOJO QUISPE
Pr	GENERAL SAN	
D	YUNGA	

Plano:

PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35M

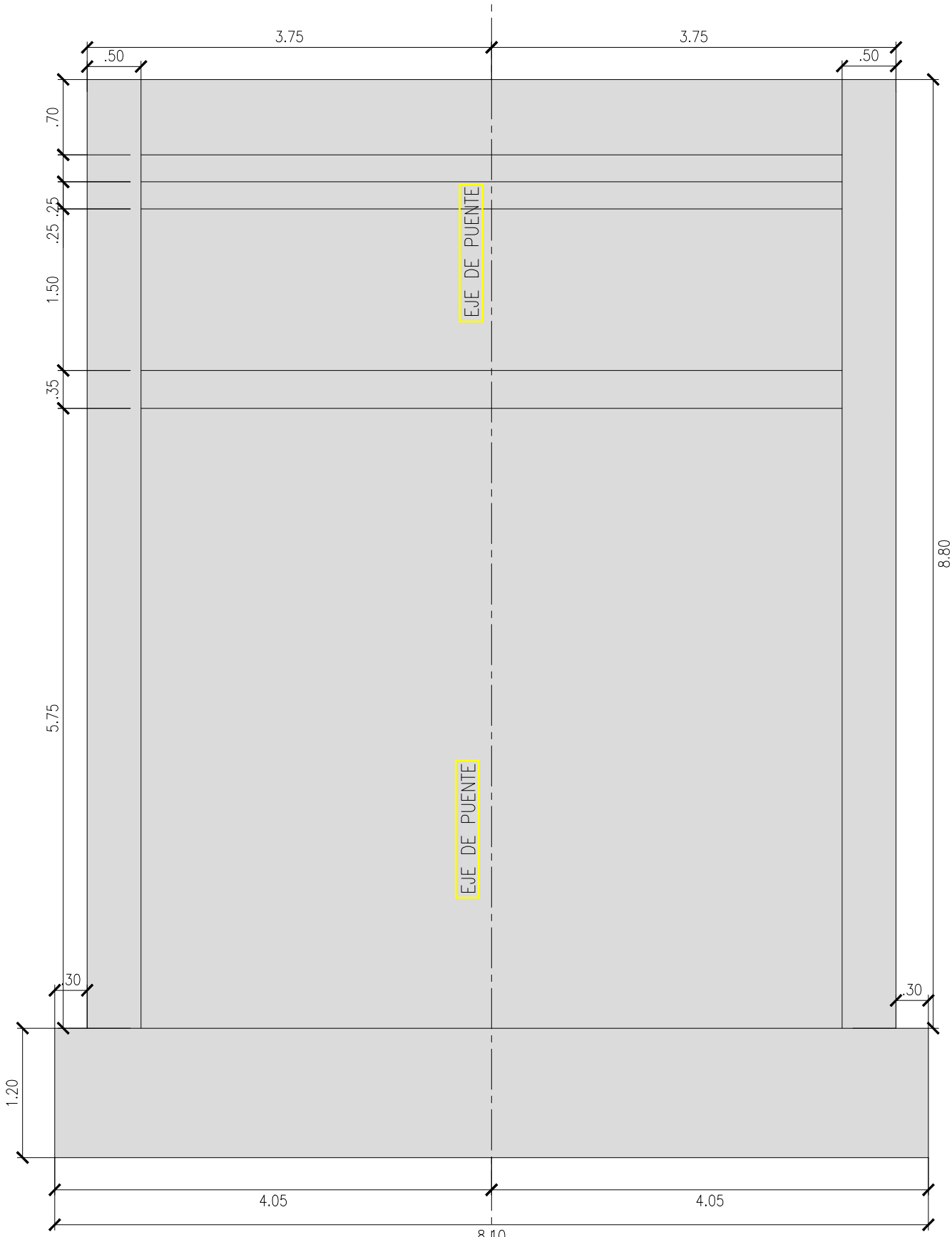
□ ISTA GENERAL

ESCALA:	INDICADA — A2
FECHA:	MAYO 2018
PLANO:	P-04



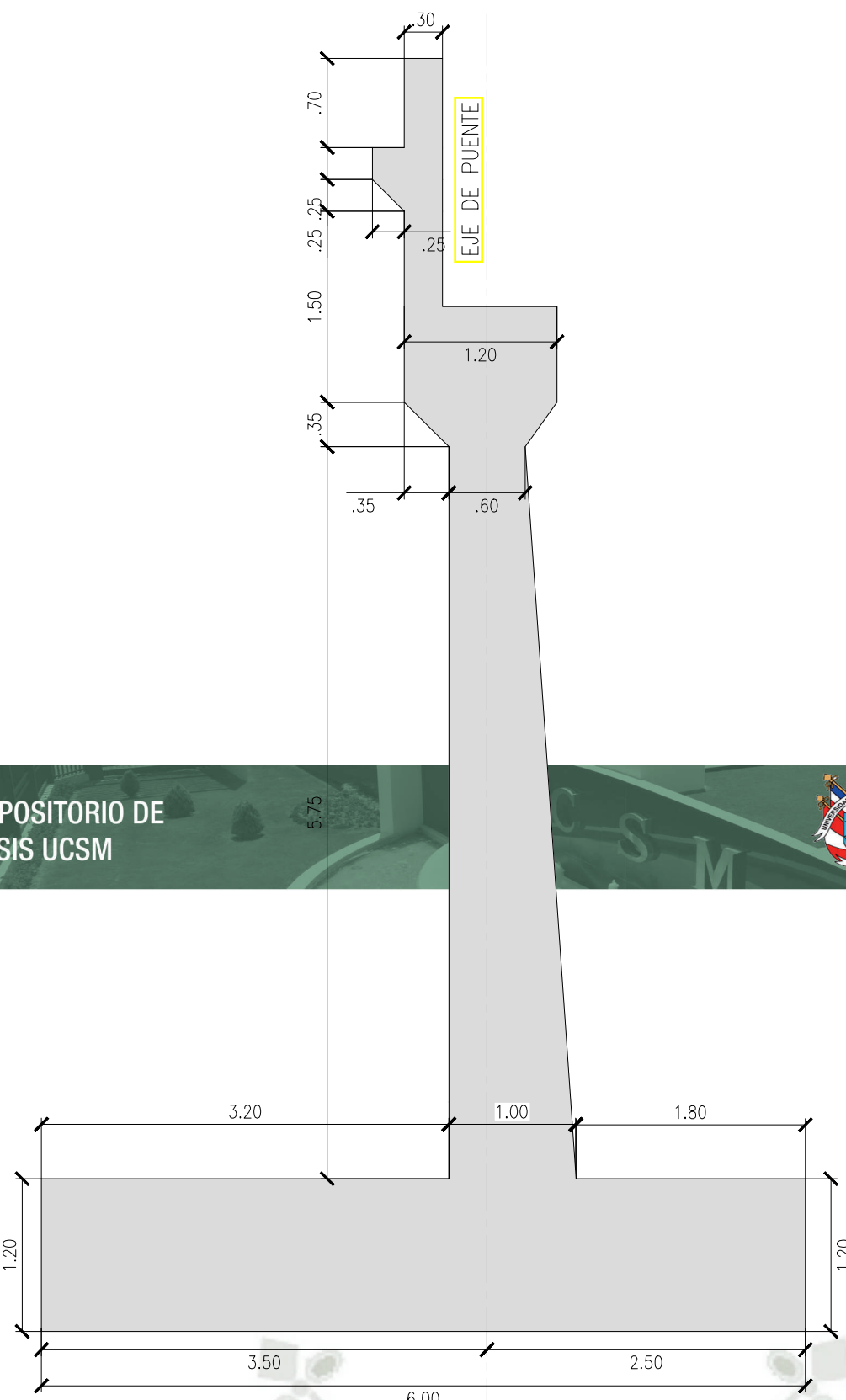
ELEVACIÓN LATERAL ESTRIBO IZQUIERDO

ESC. 1/50



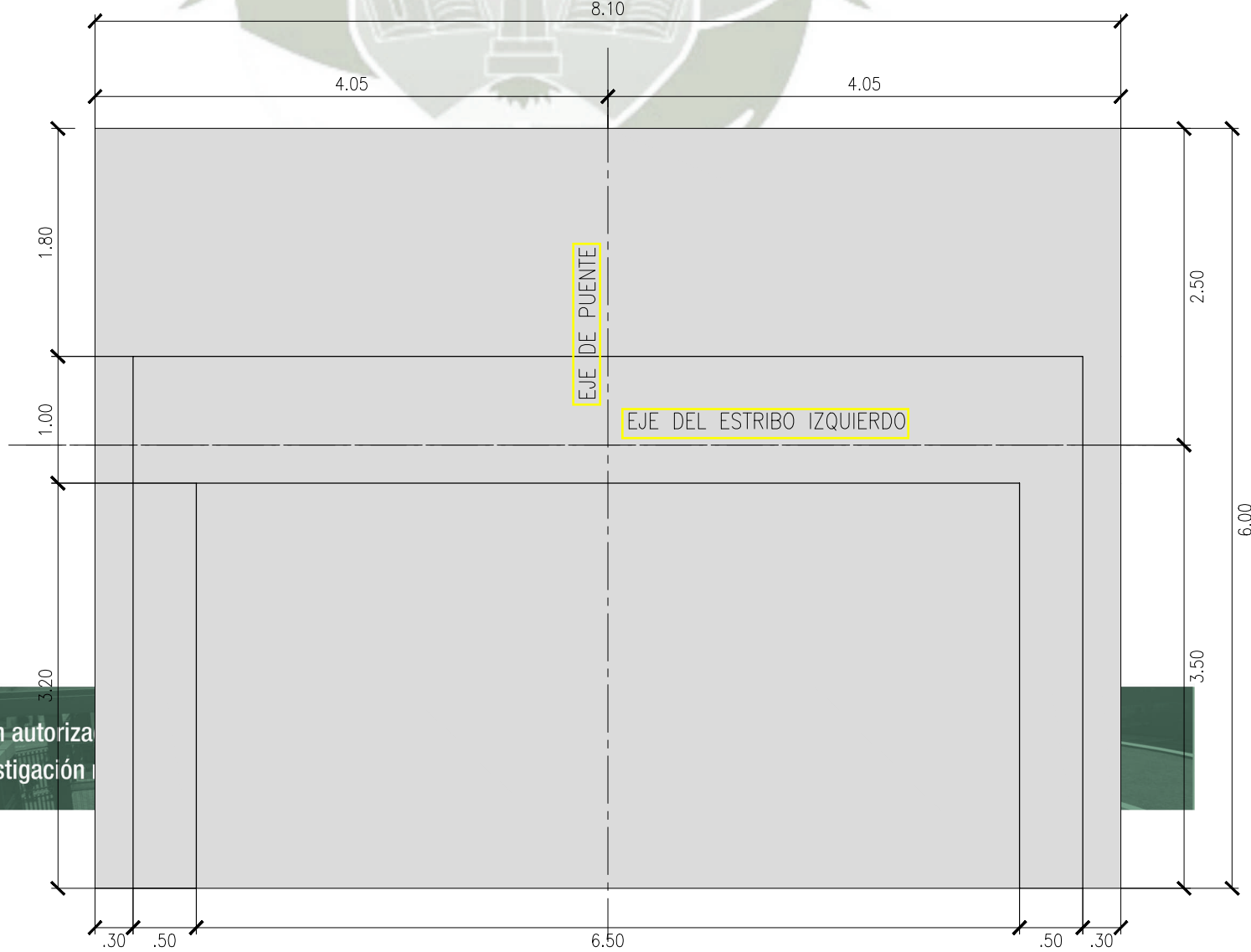
VISTA TRASERA ESTRIBO IZQUIERDO

ESC. 1/50



CORTE A-A

ESO. 1/50

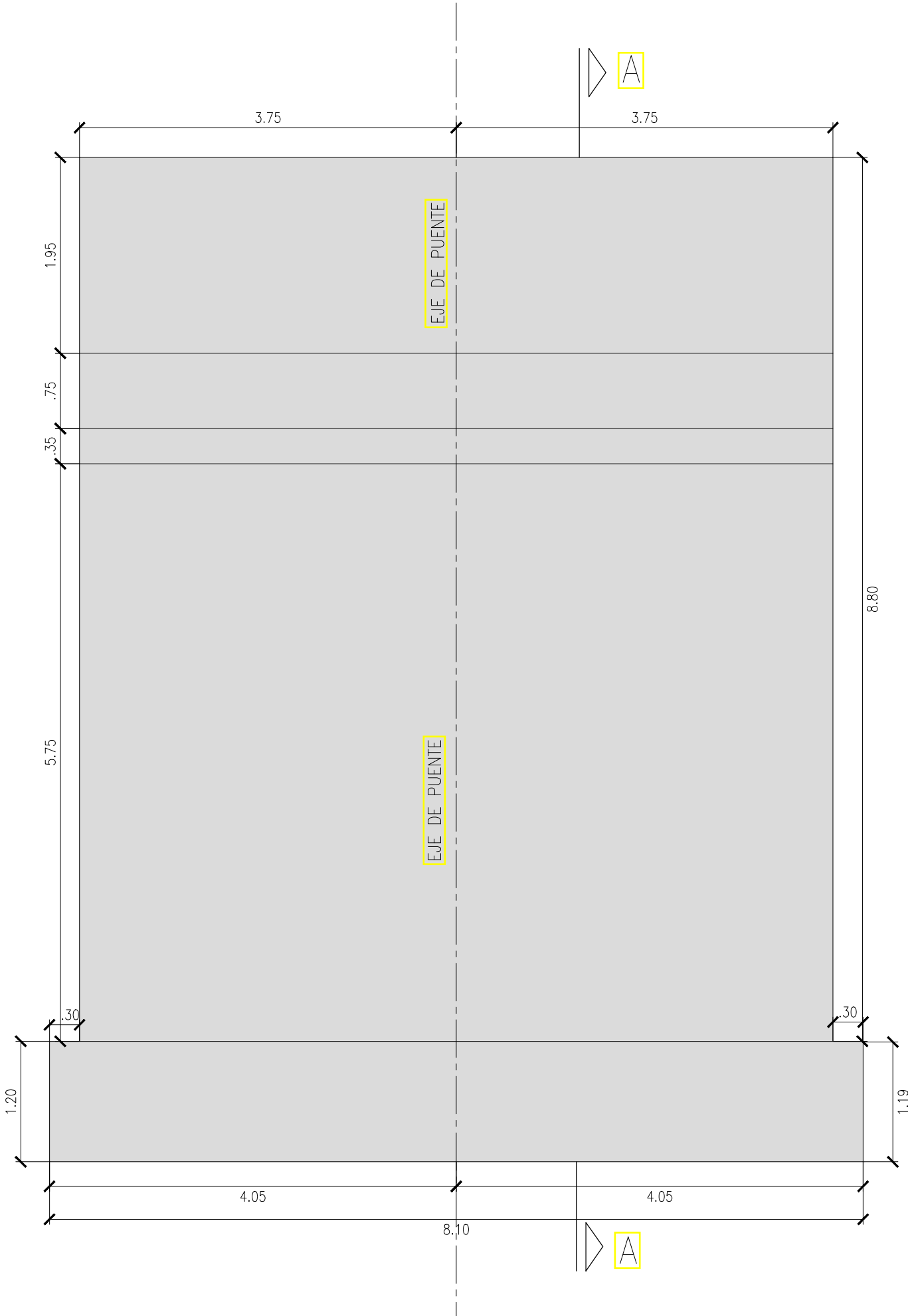


PLANTA DE CIMENTACIÓN ESTRIBO IZQUIERDO

ESC. 1/50

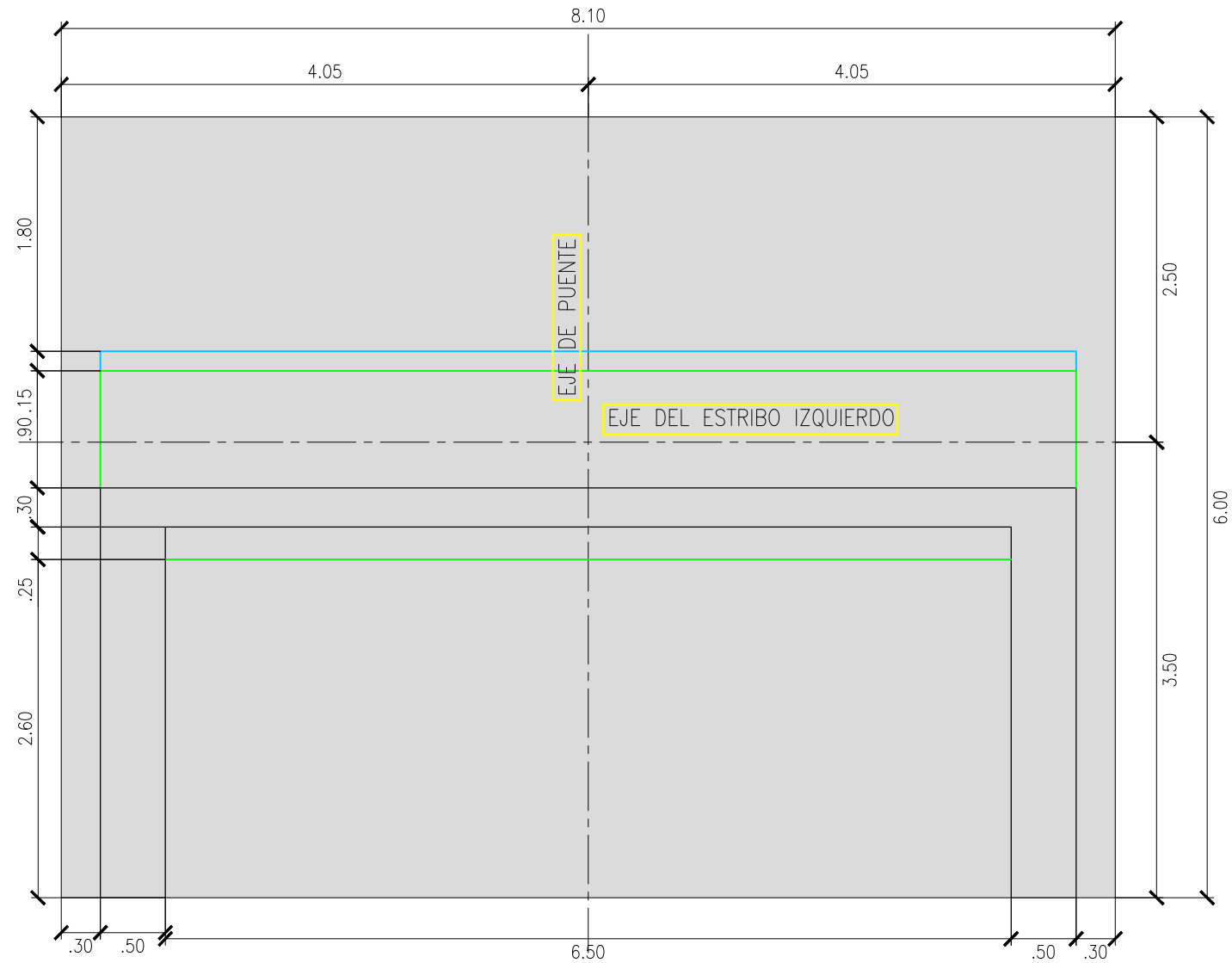
NOTAS:

1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.



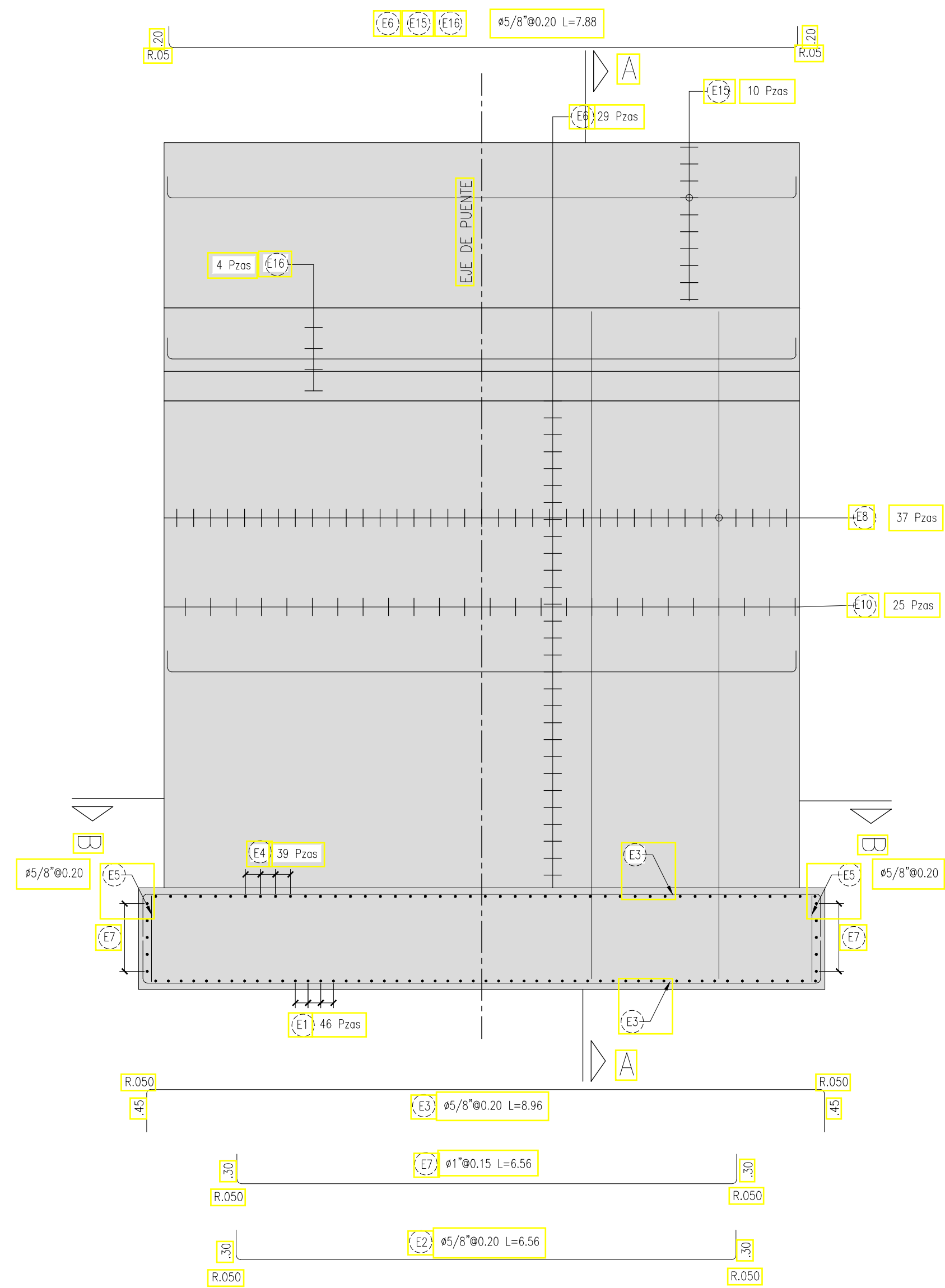
VISTA FRONTAL ESTRIBO IZQUIERDO

ESC. 1/50

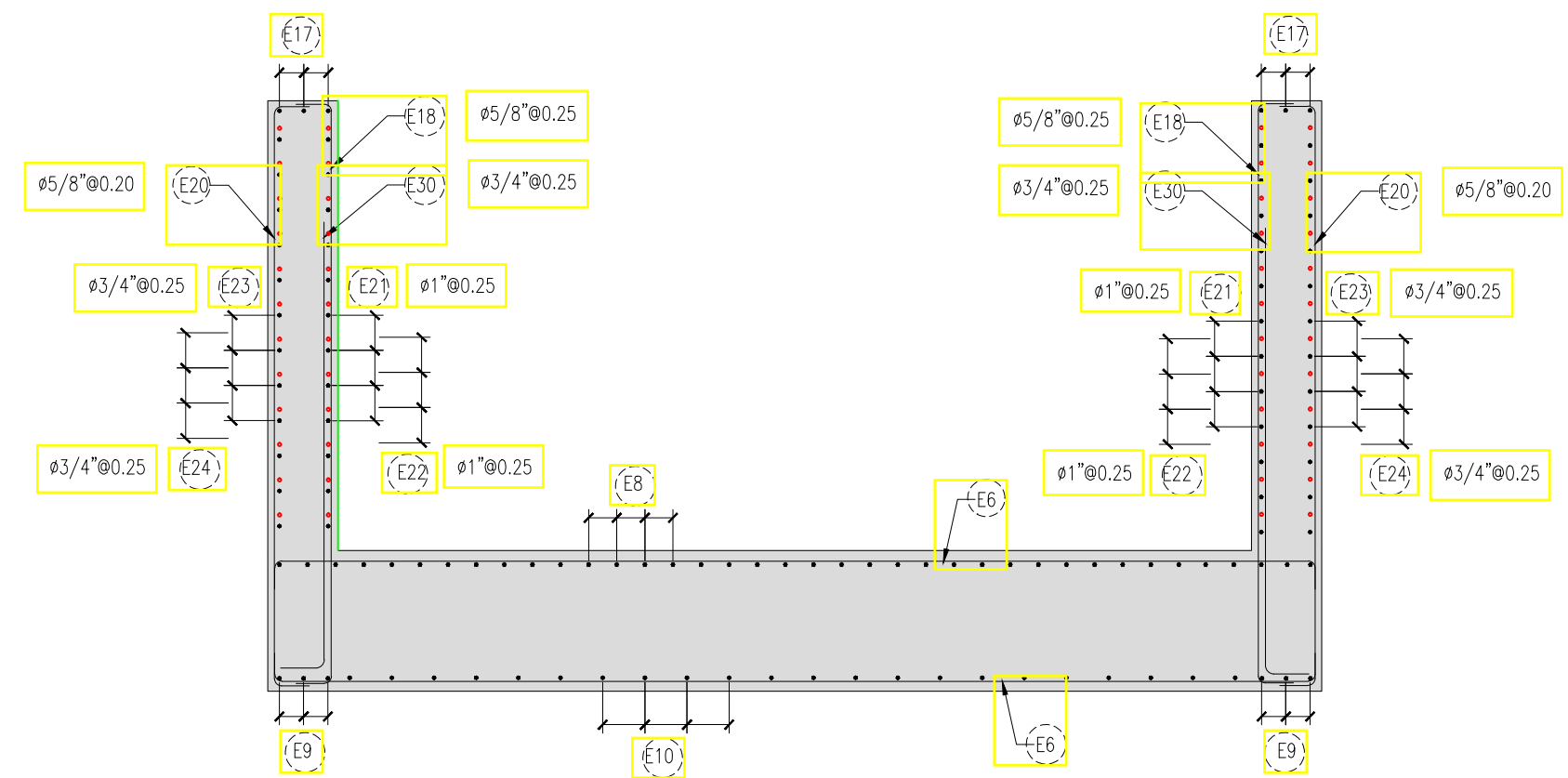


PLANTA ESTRIBO IZQUIERDO

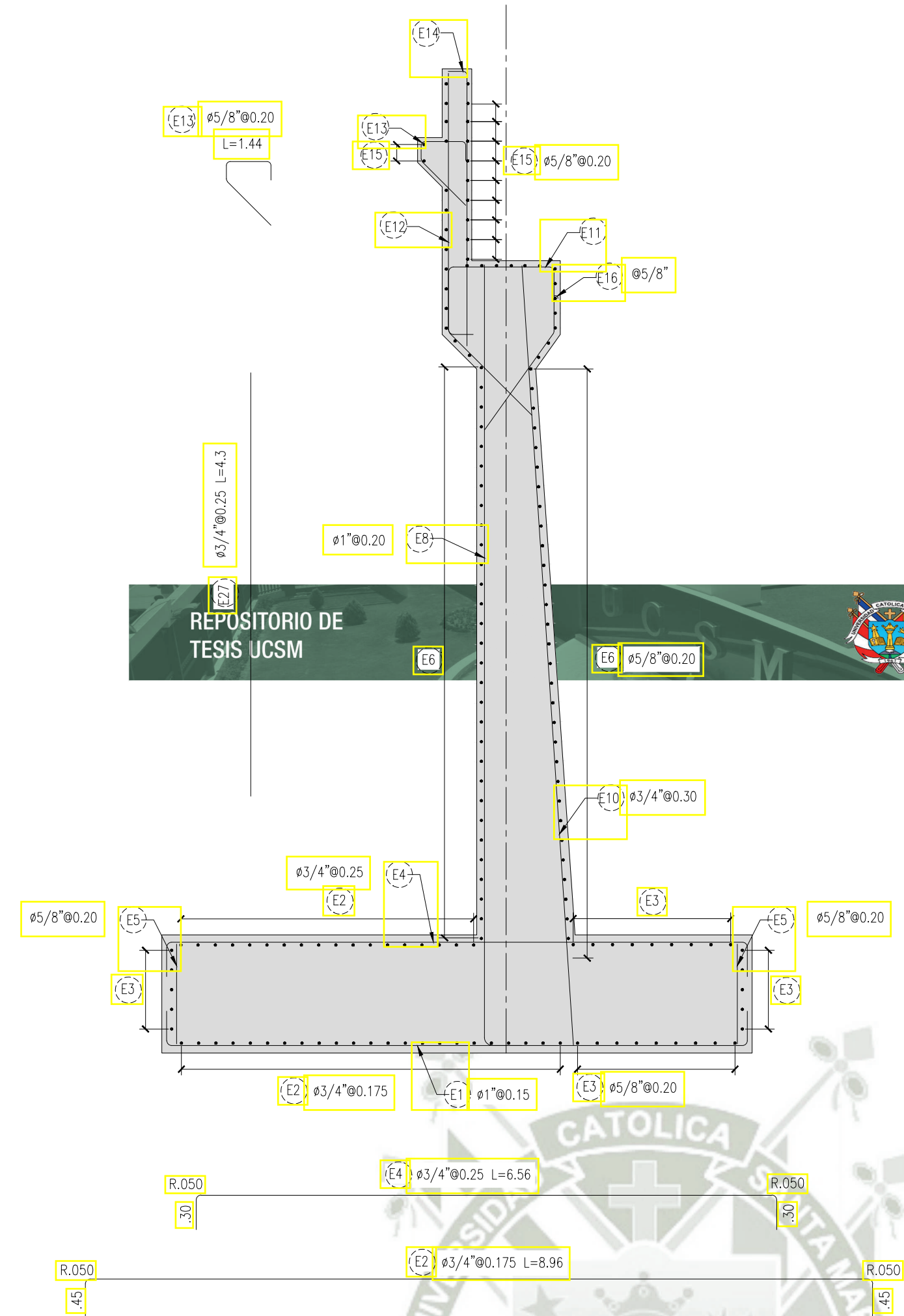
ESC. 1/50



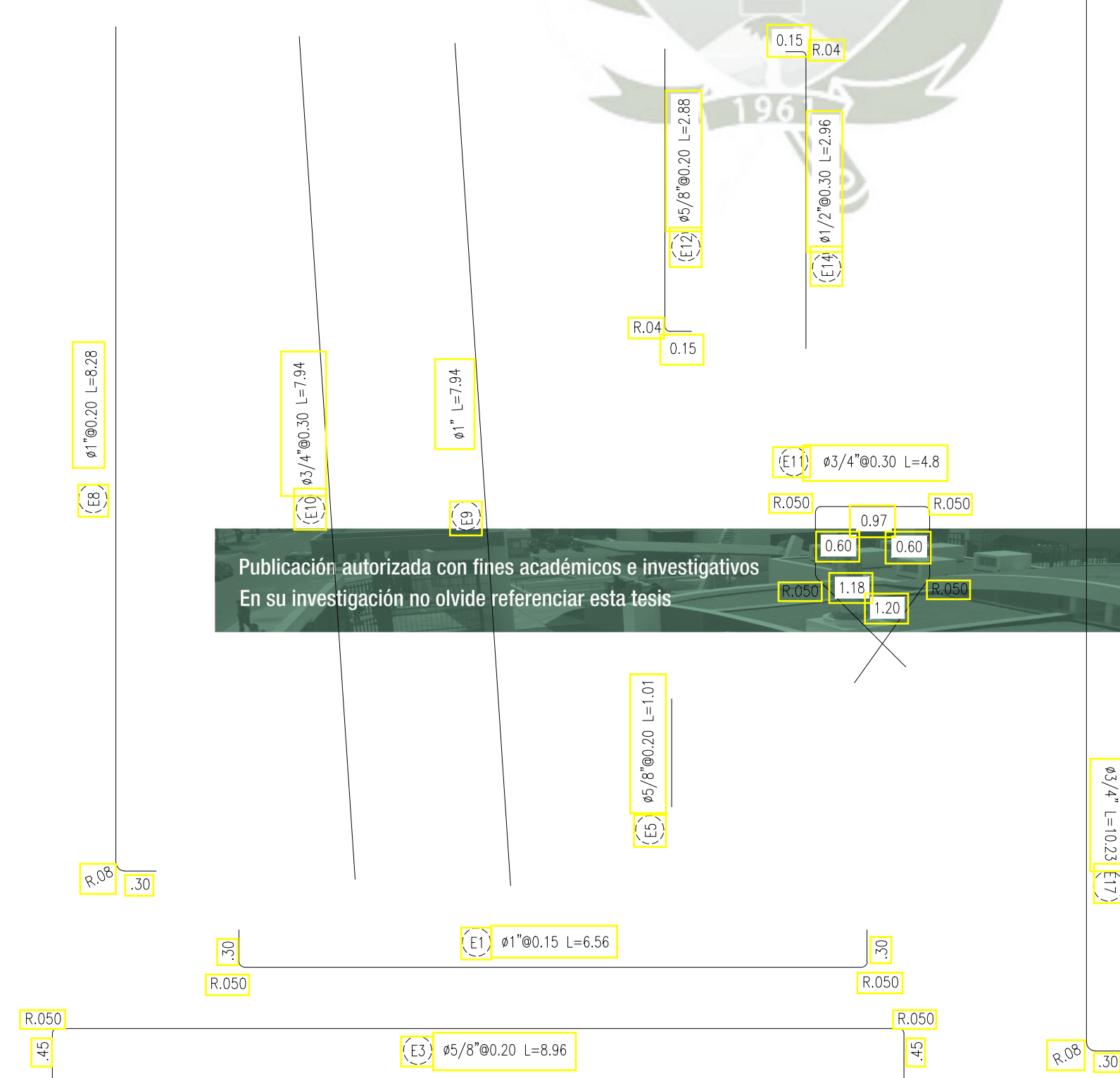
ARMADURA EN PANTALLA FRONTAL IZQUIERDO
ESC. 1/50



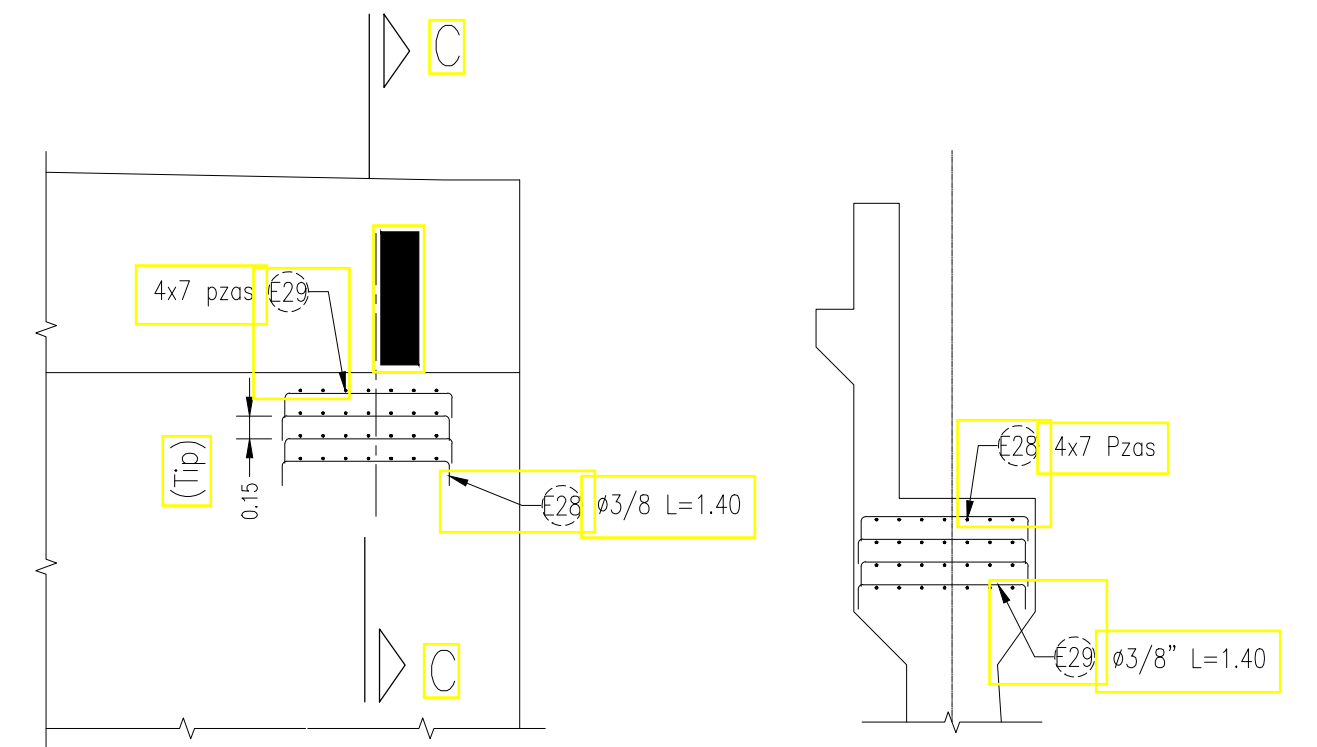
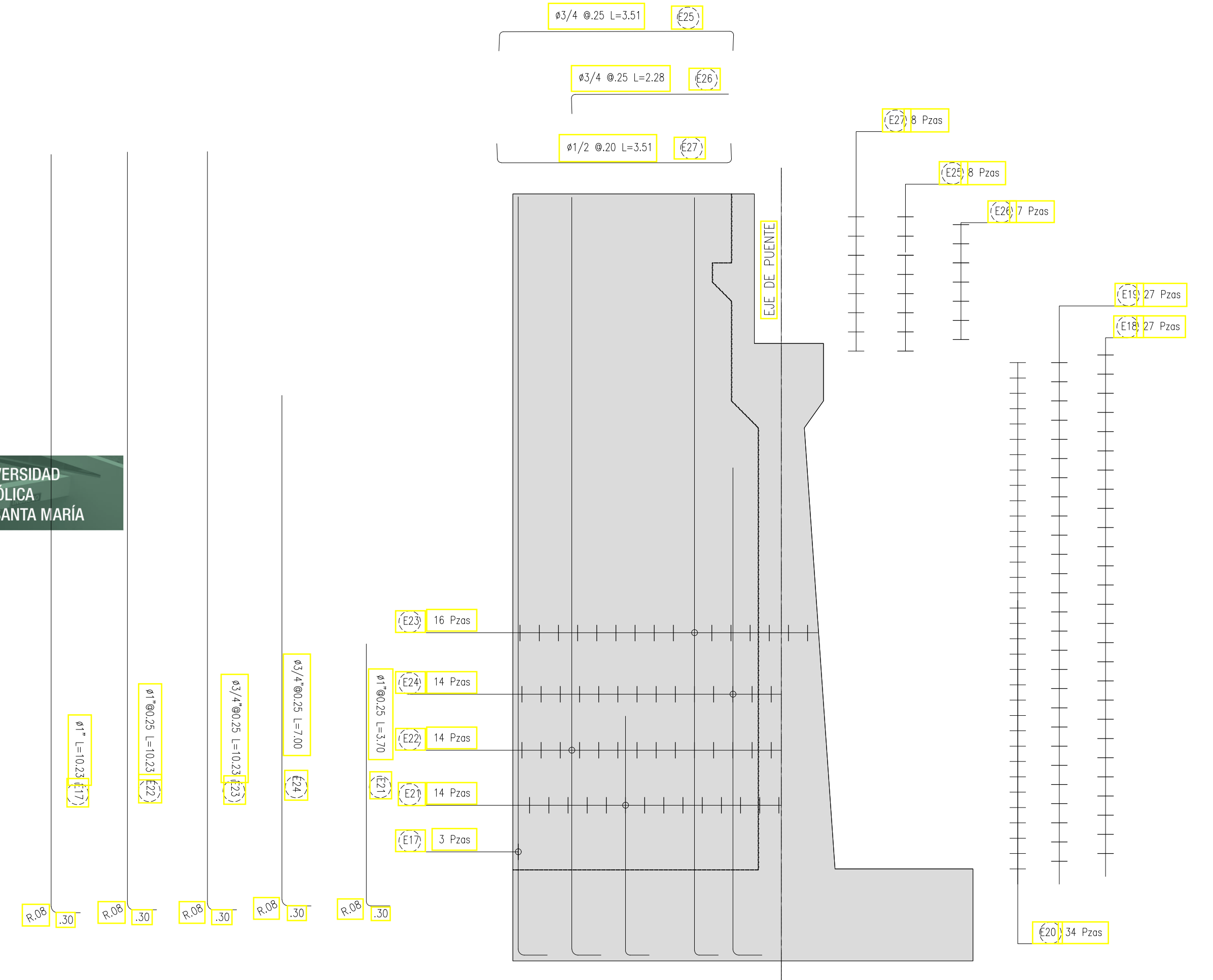
CORTE B-B
ESC. 1/50



ARMADURA EN PANTALLA LATERAL ESTRIBO IZQUIERDO
ESC. 1/50

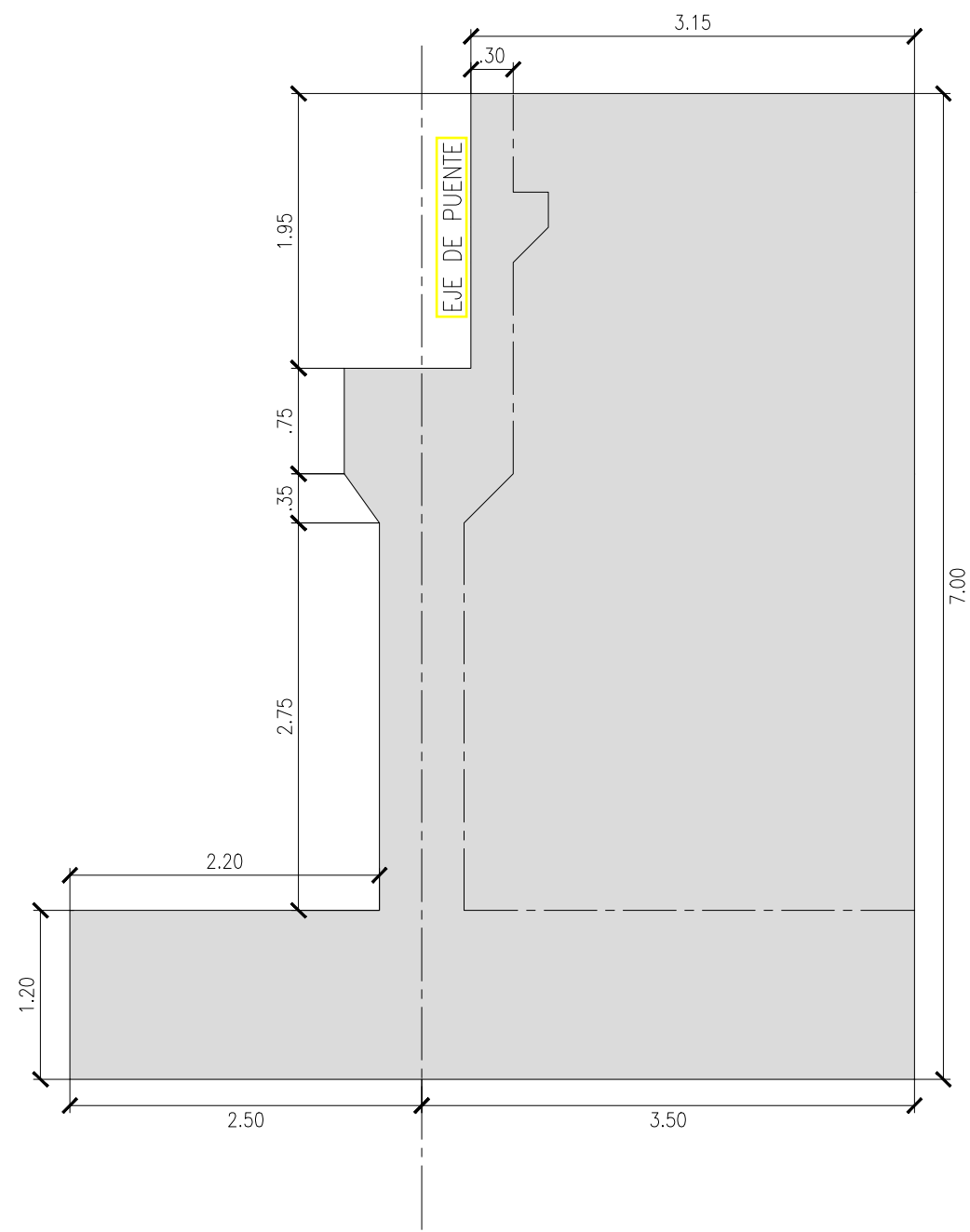


CORTE C-C
ESC. 1/50



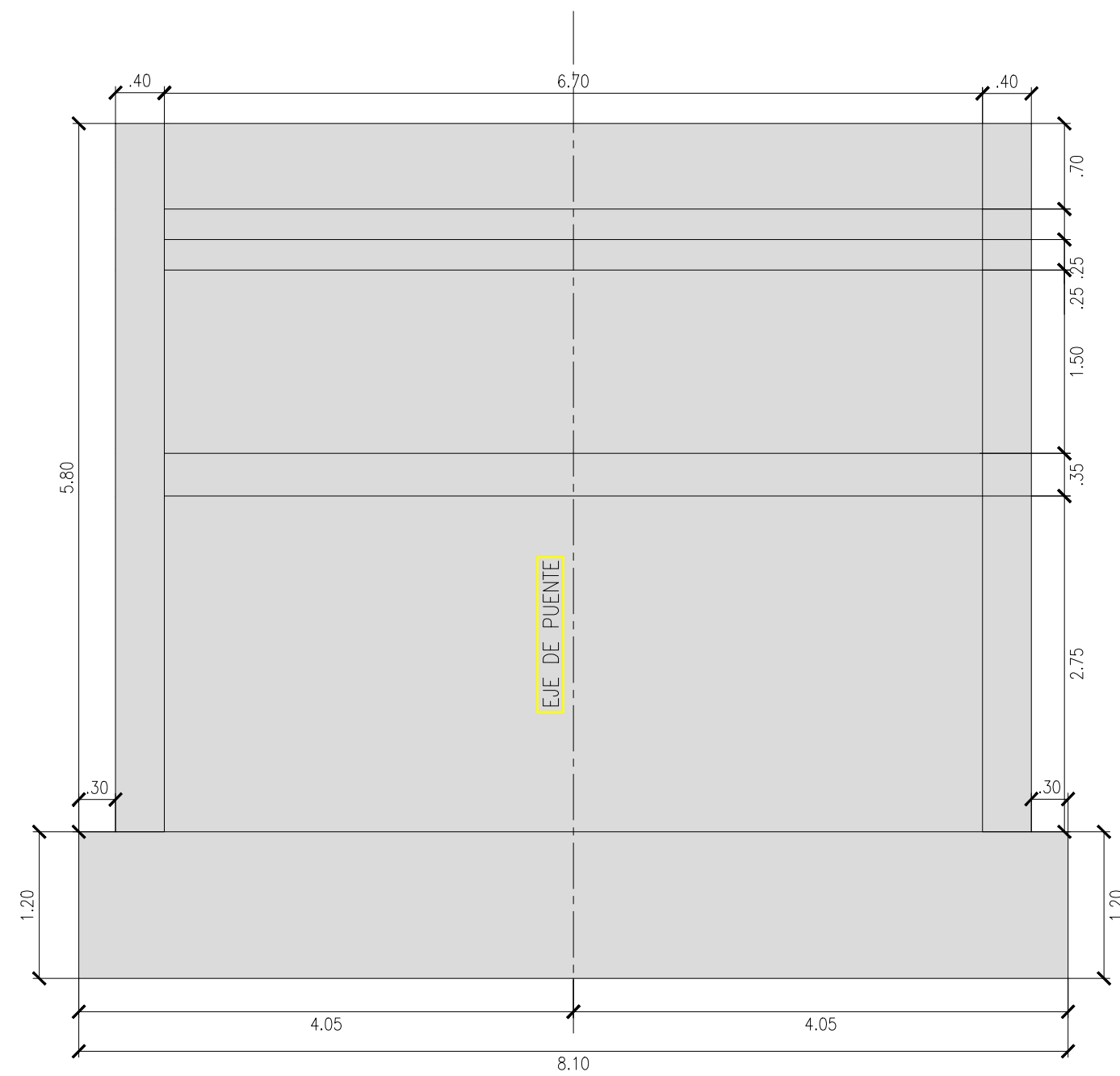
ARMADURA LOCAL EN APOYOS
ESC. 1/50

NOTAS:
1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.



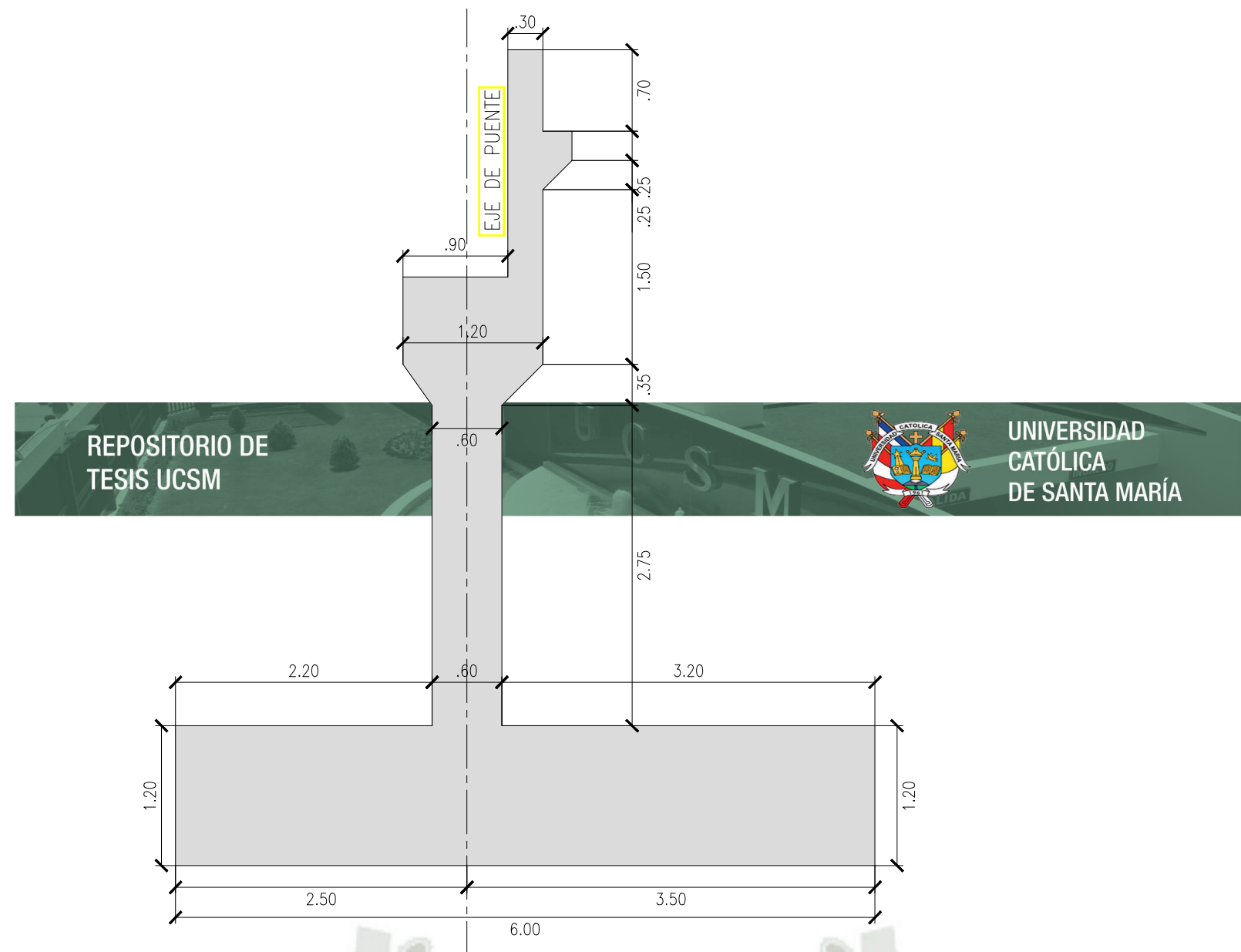
ELEVACIÓN LATERAL ESTRIBO DERECHO

ESC. 1/30



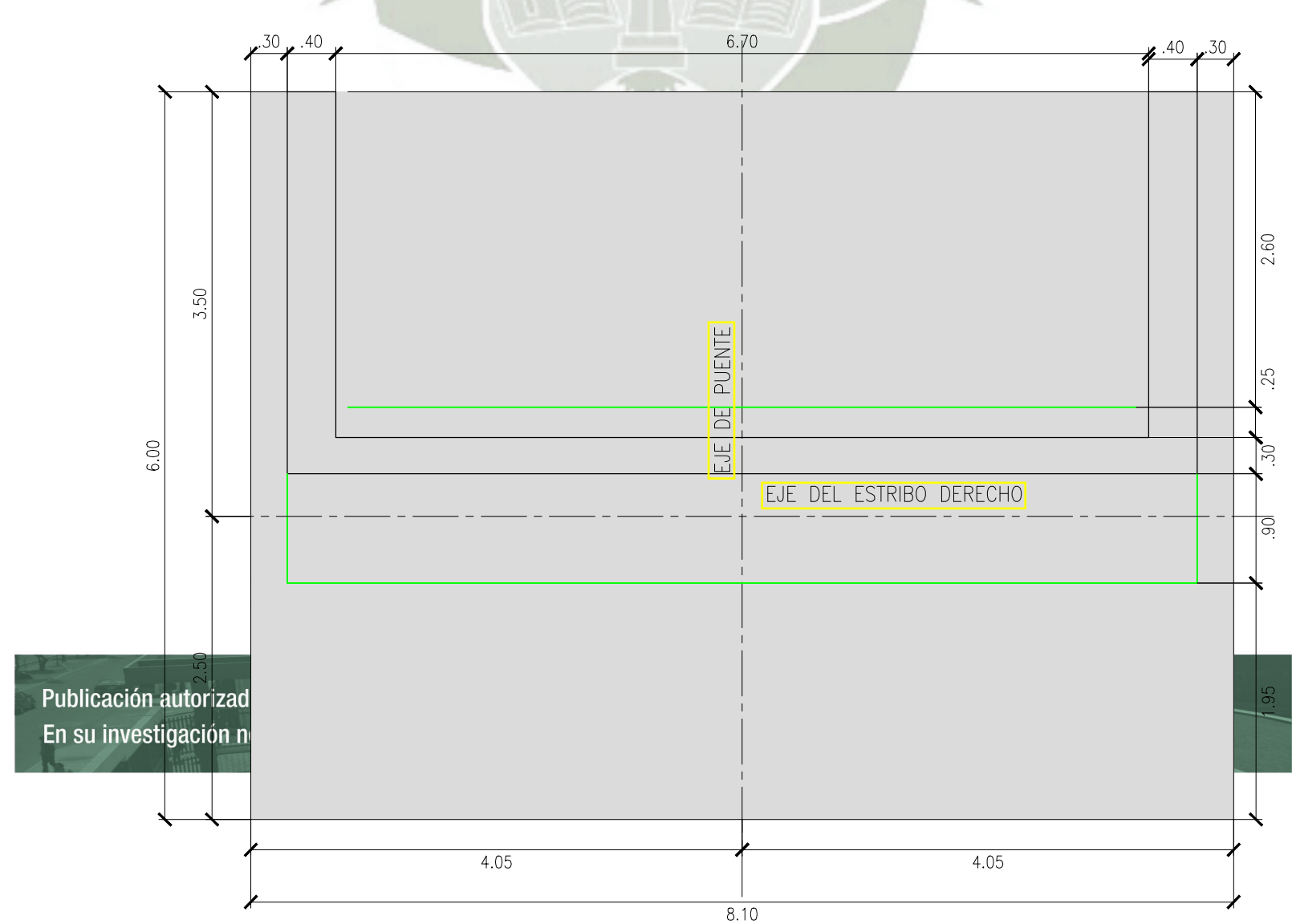
VISTA TRASERA ESTRIBO DERECHO

ESC. 1/50



CORTE A-A

ESC. 1/50

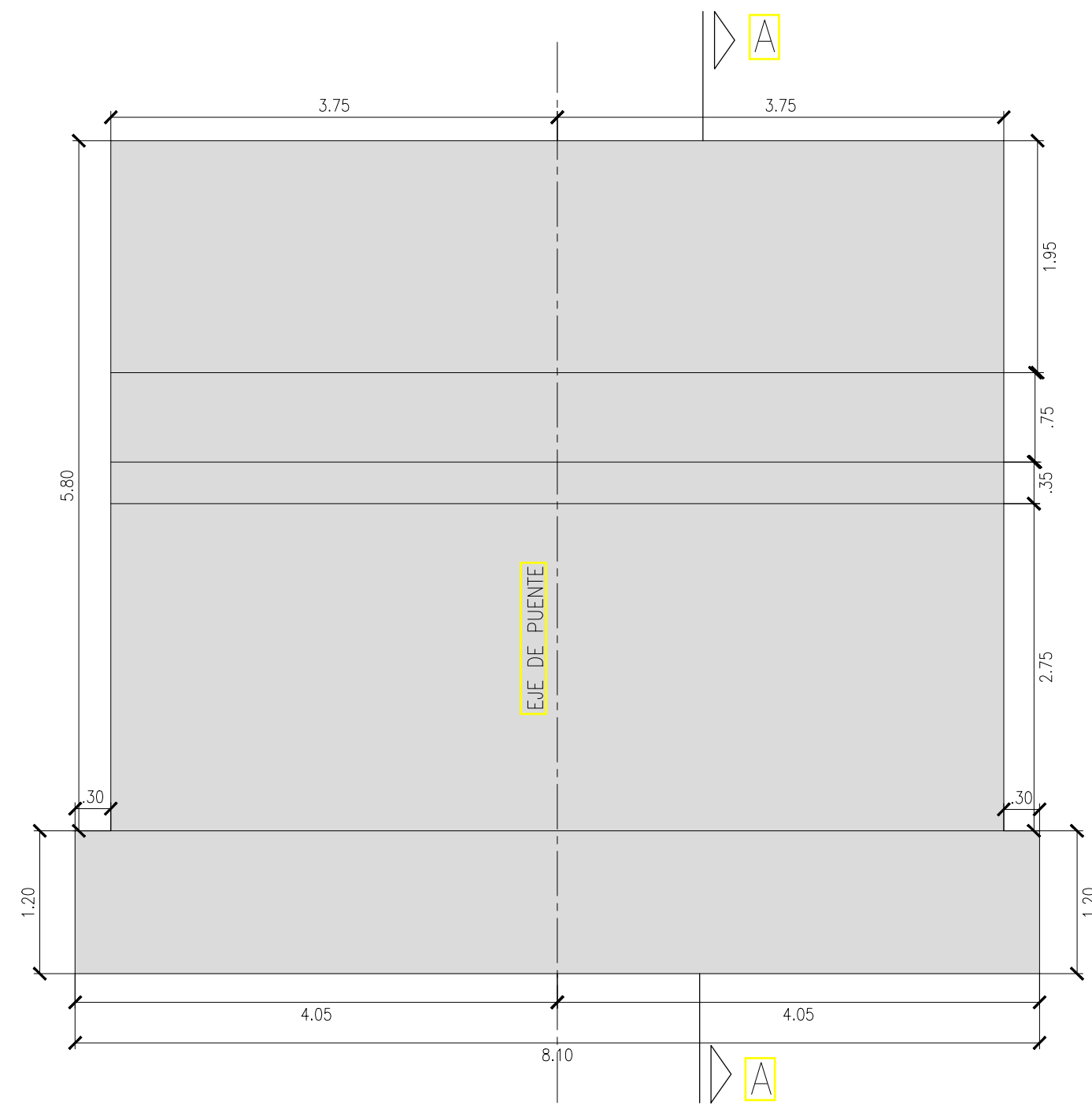


PLANTA DE CIMENTACIÓN ESTRIBO DERECHO

ESC. 1/50

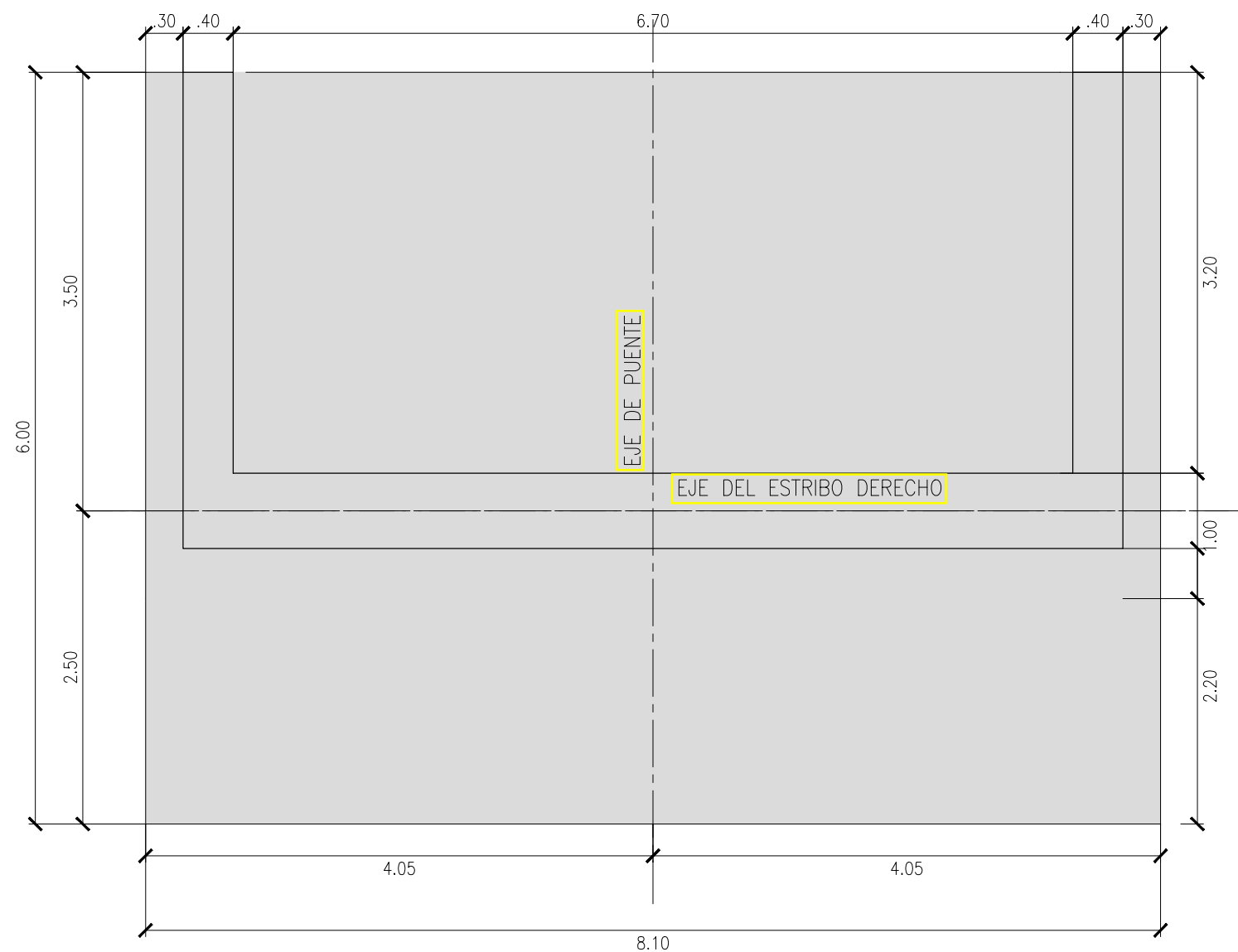
NOTAS:

1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.



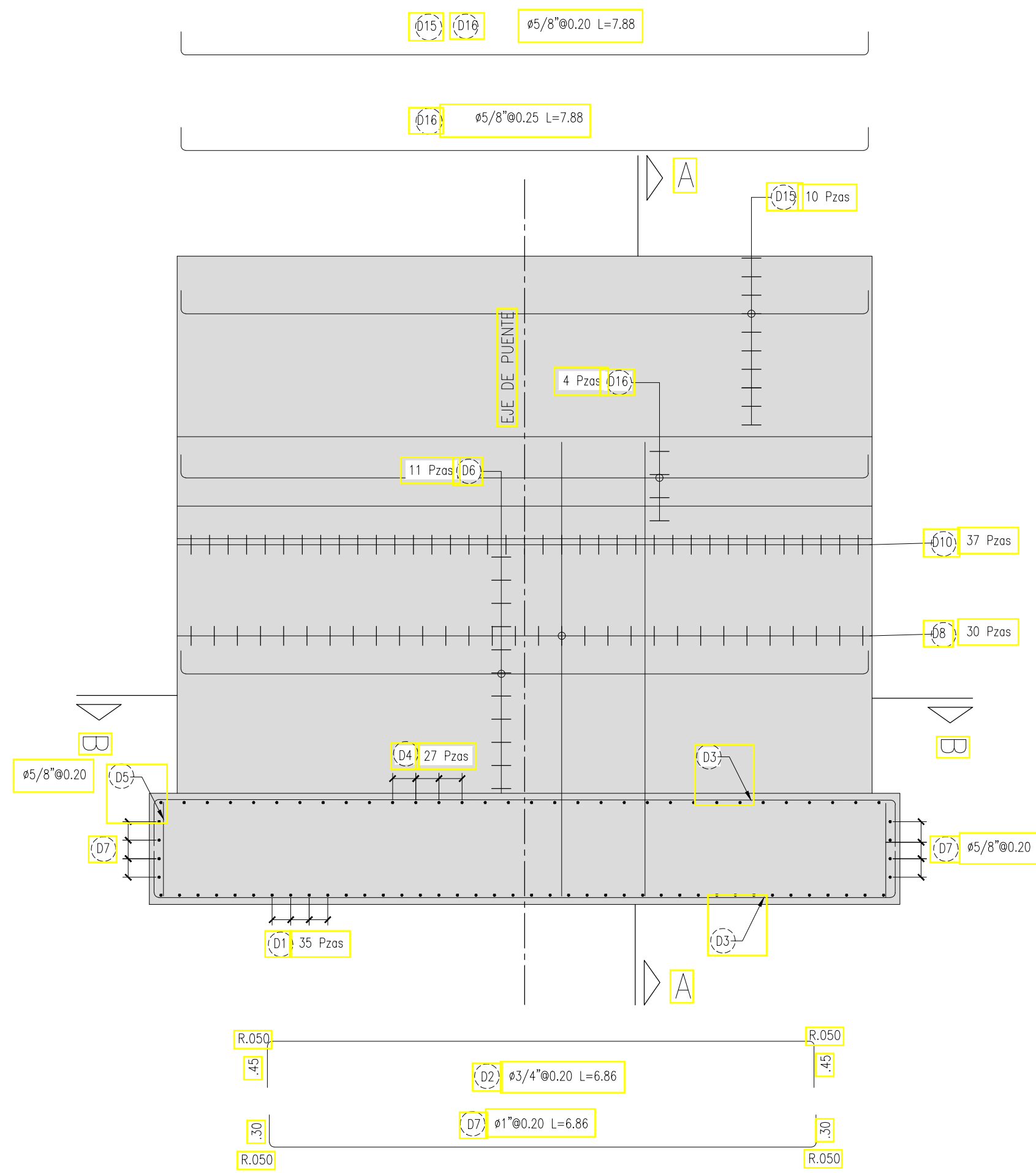
VISTA FRONTAL ESTRIBO DERECHO

ESC. 1/50

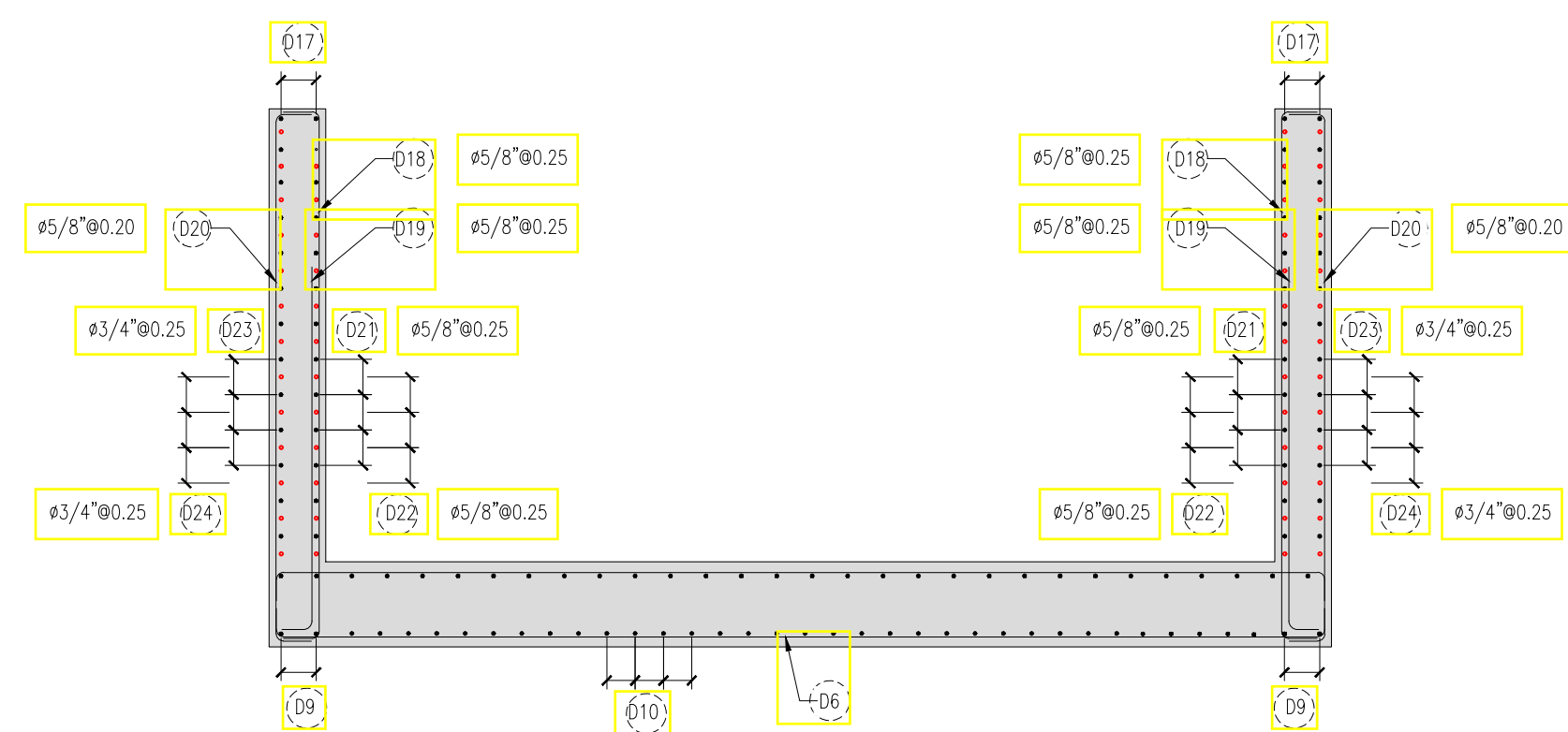


PLANTA ESTRIBO DERECHO

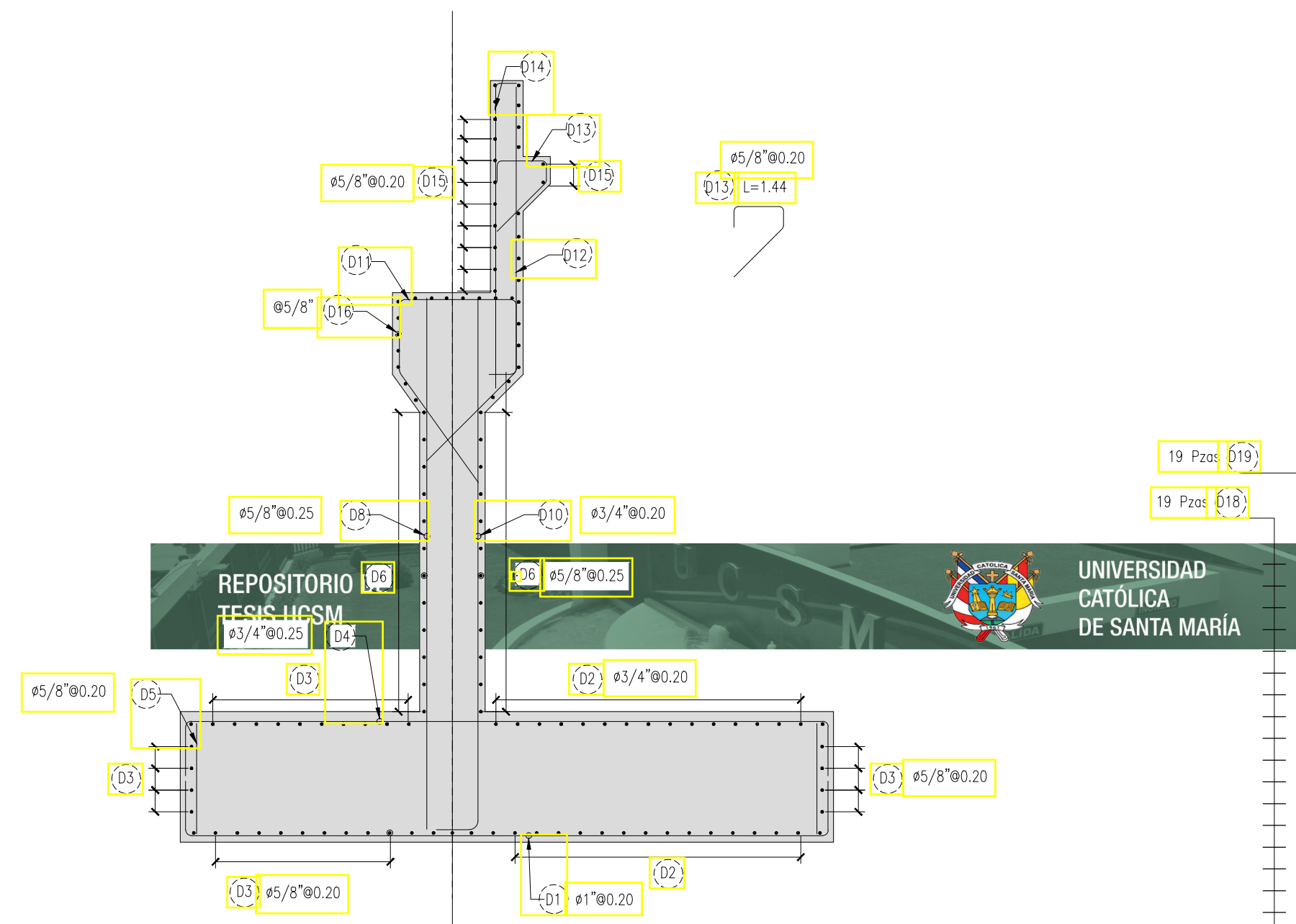
ESC. 1/50



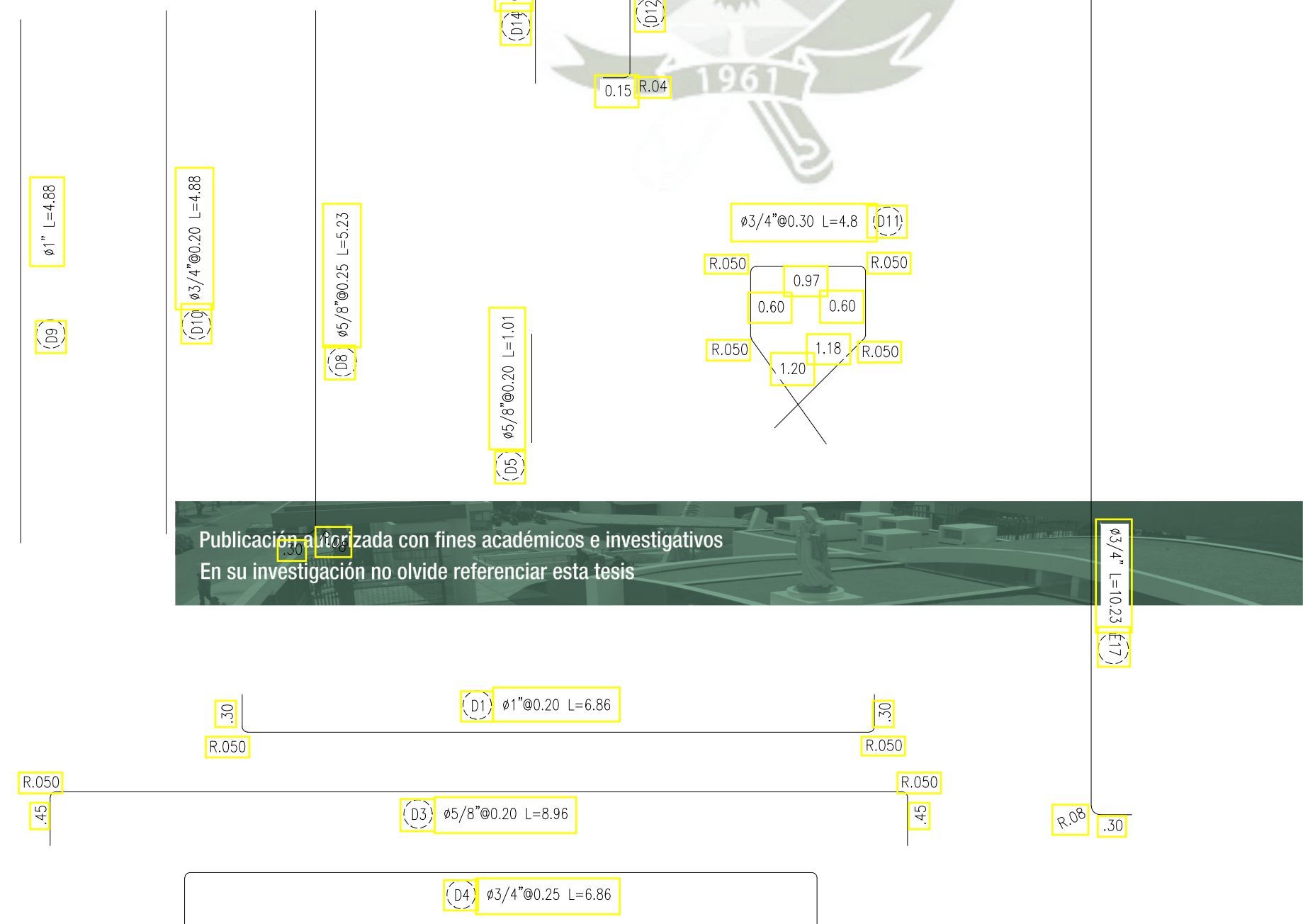
ARMADURA EN PANTALLA FRONTAL DERECHO
ESC. 1/50



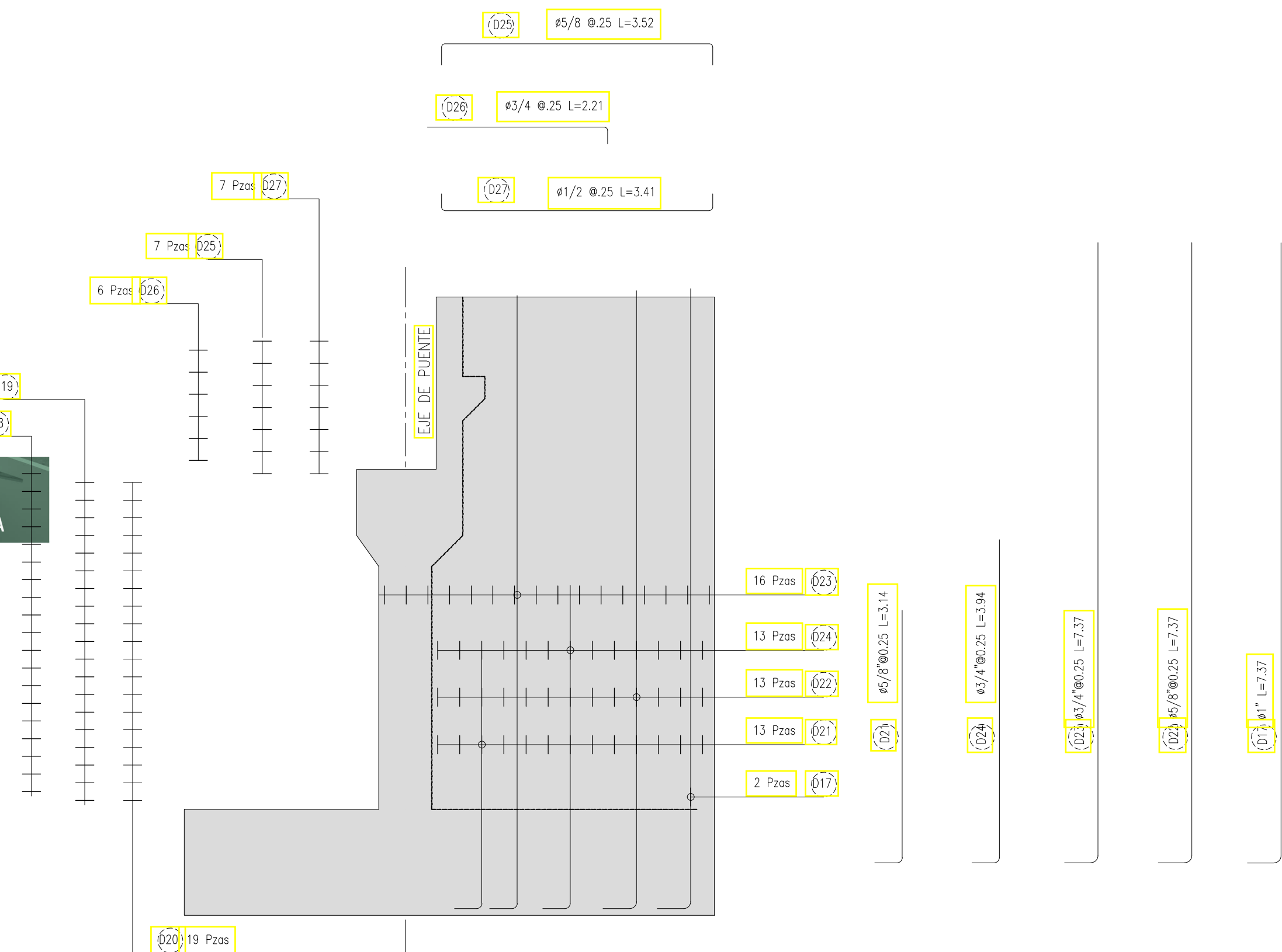
CORTE B-B
ESC. 1/50



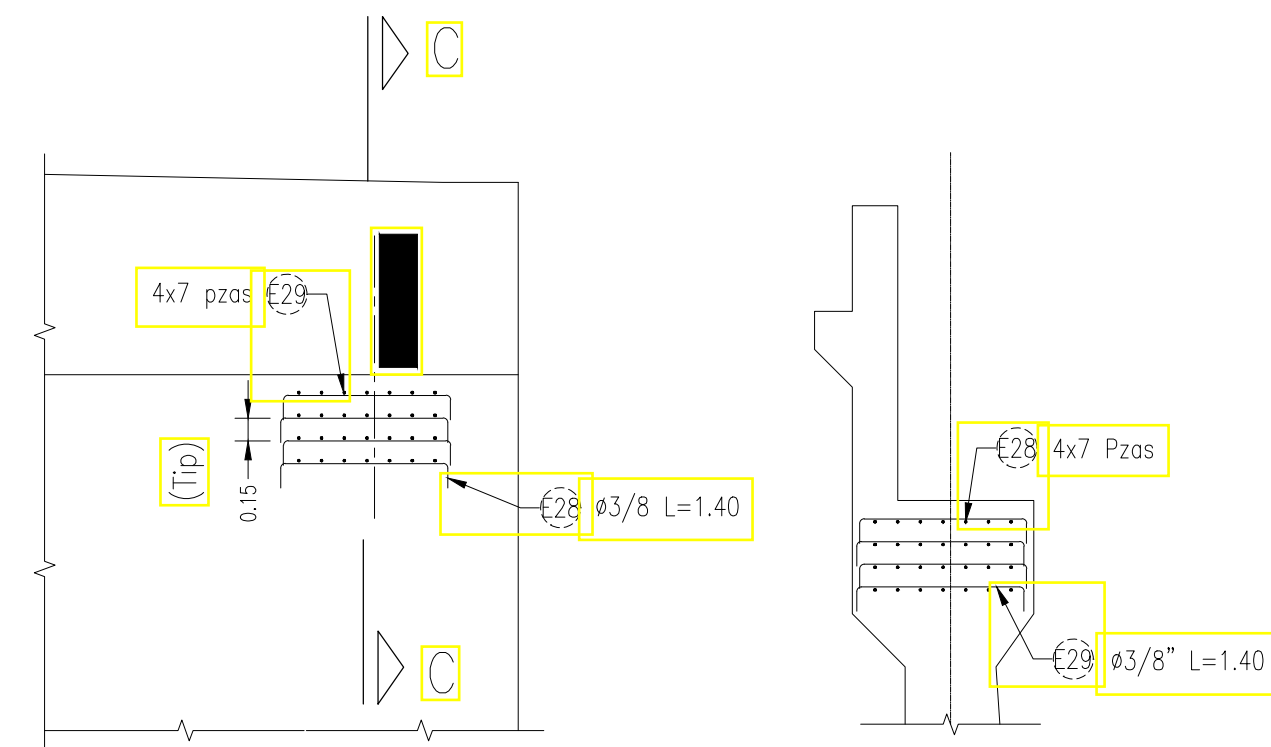
CORTE A-A
ESC. 1/50



CORTE C-C
ESC. 1/50

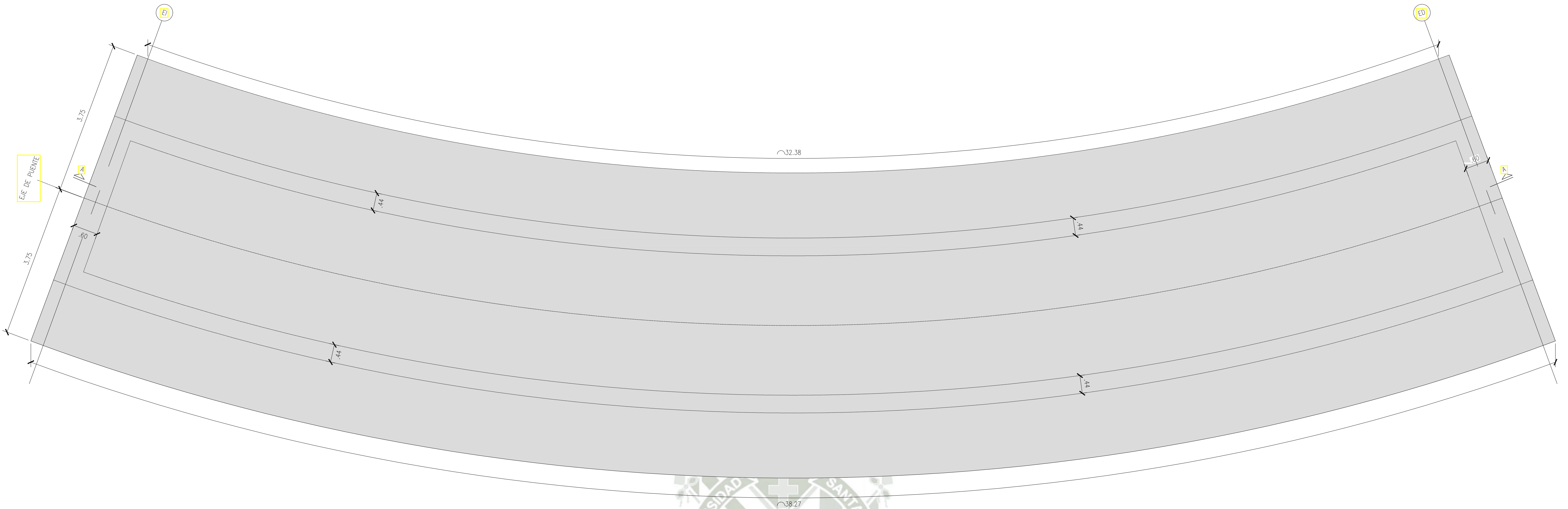


ARMADURA EN PANTALLA LATERAL ESTRIBO IZQUIERDO
ESC. 1/50



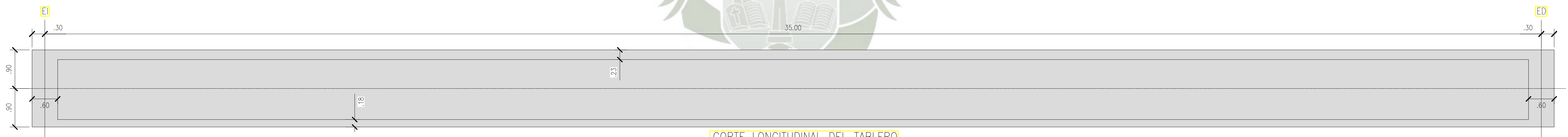
ARMADURA LOCAL EN APOYOS
ESC. 1/50

NOTAS:
1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.



PLANTA DE TABLERO

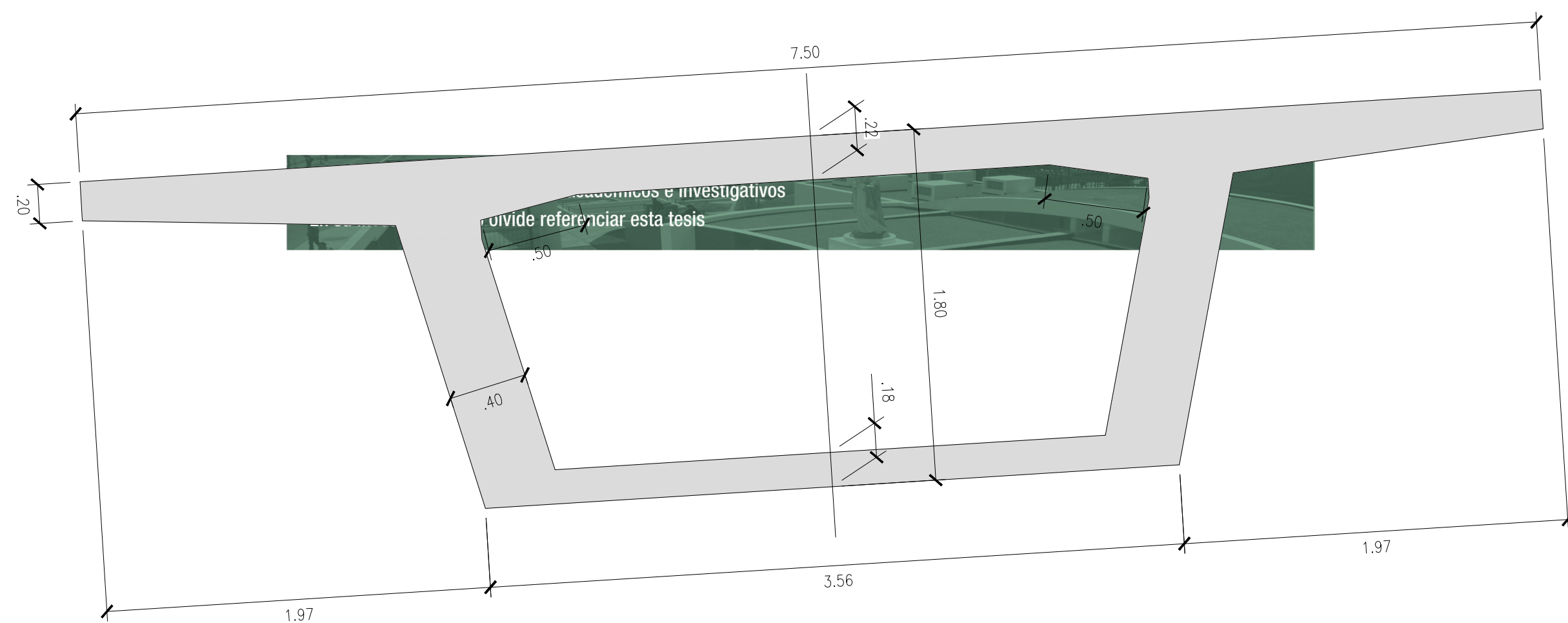
ESC. 1/50



CORTE LONGITUDINAL DEL TABLERO

A-A

ESC. 1/50



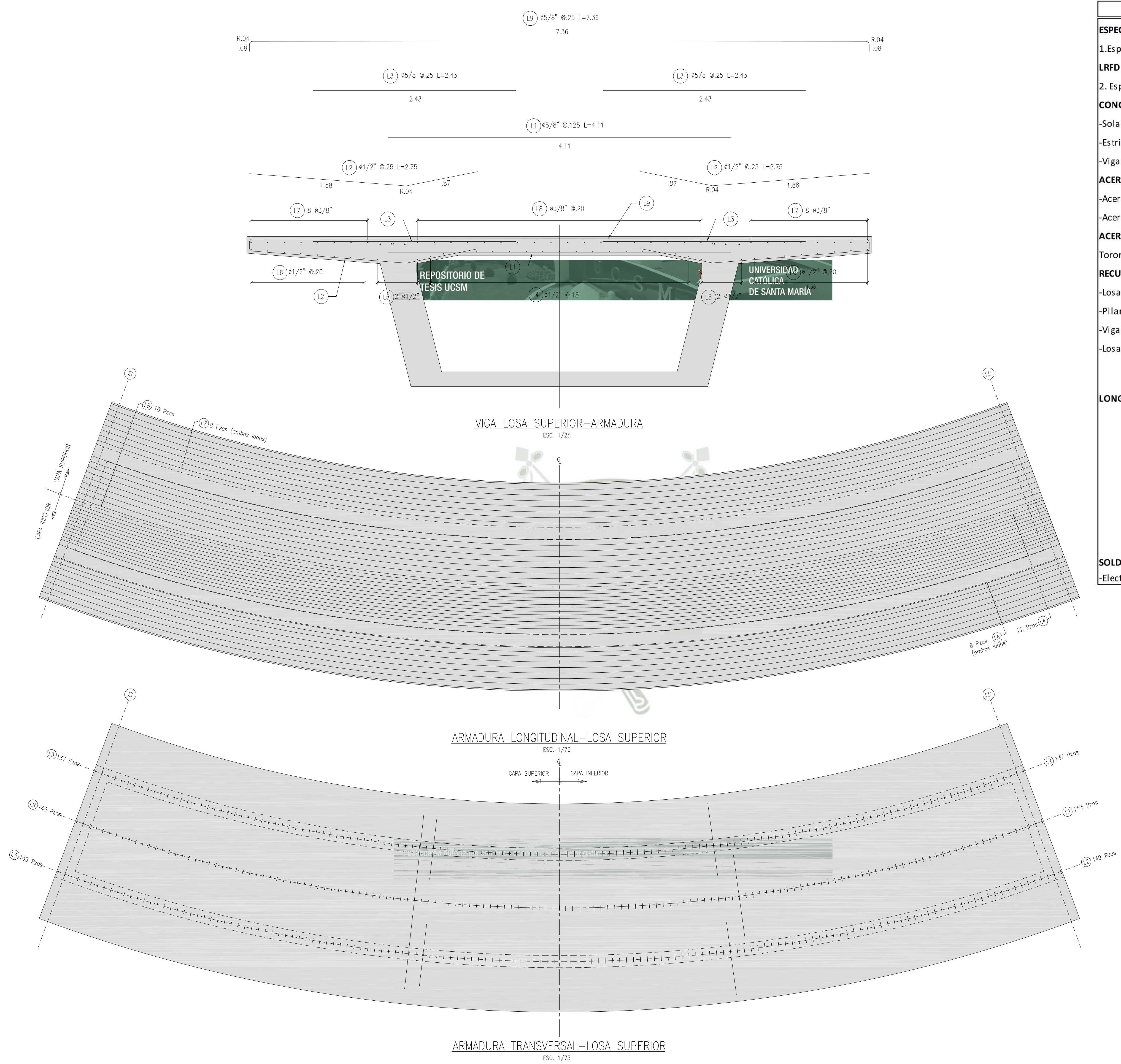
VIGA-GEOMETRIA

ESC. 1/25

NOTAS:
1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.

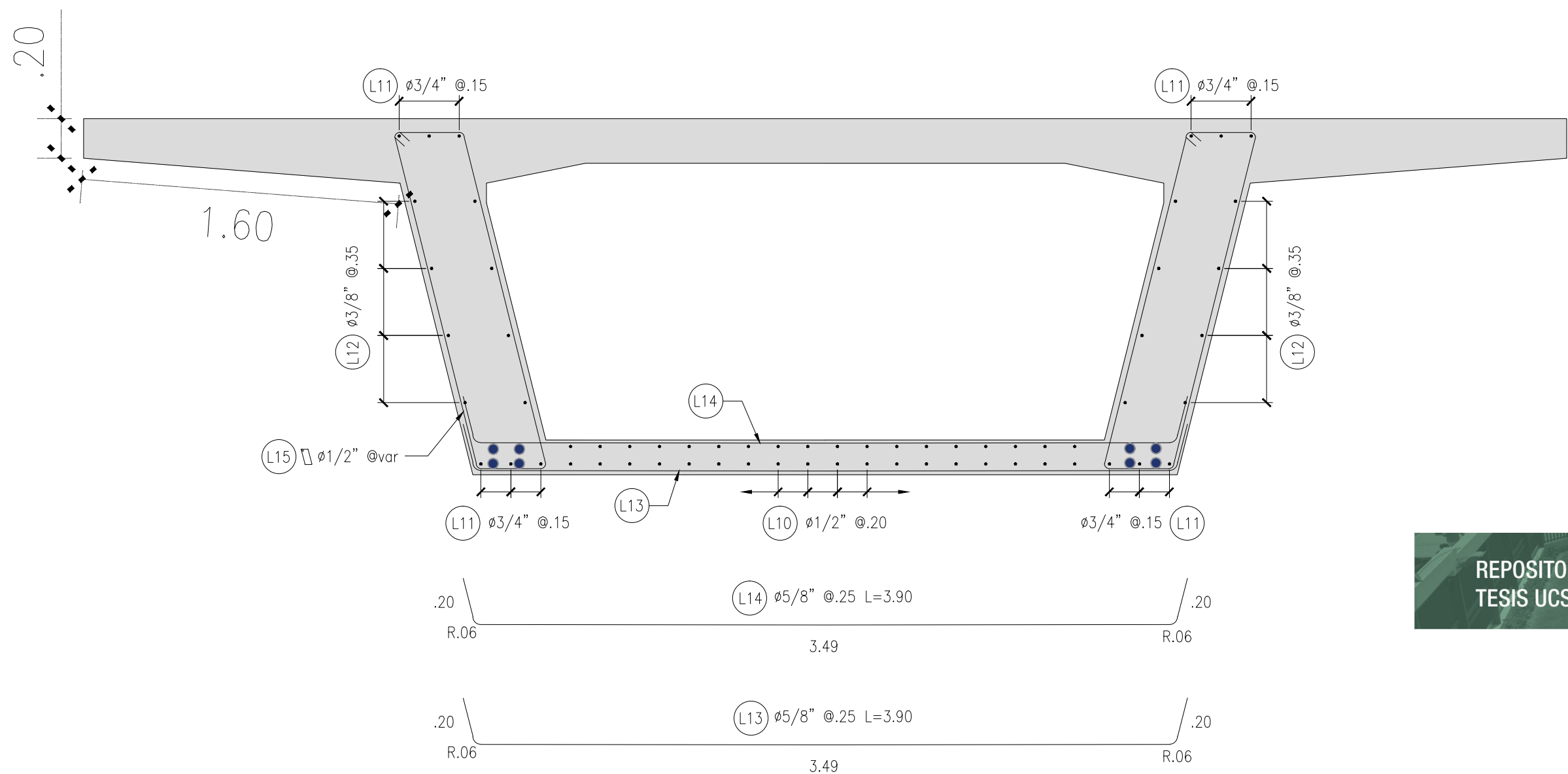
Tesis: "DISEÑO DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CURVO POST-TENSADO, COMO PROPUESTA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO, DISTRITO DE YUNGA, PROVINCIA DE GENERAL. SÁNCHEZ CERRO - MOQUEGUA"
Tesisista: SUSAN ELISA MOJO QUISPE

Plano: PUENTE SOBRE EL RIO HUASAMAYO L=35M
TABLERO GEOMETRIA
ESCALA: INDICADA - A1
FECHA: MAYO 2018
PLANOS: P-09

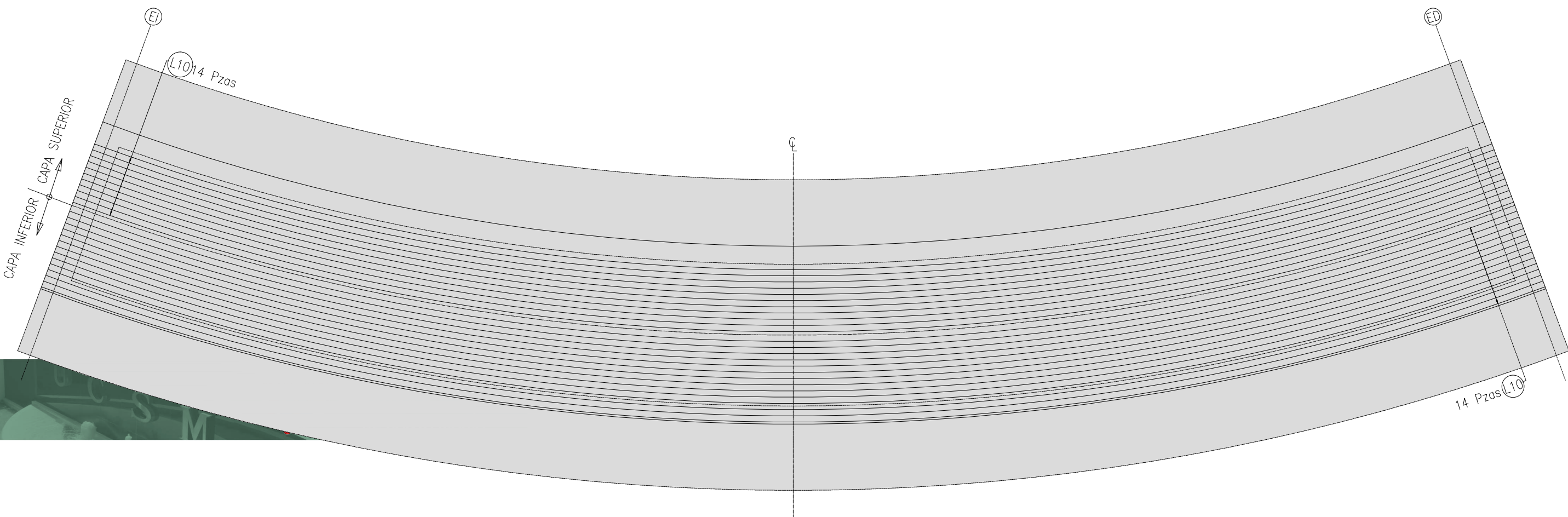


ESPECIFICACIONES TECNICAS																															
ESPECIFICAICONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN																															
1.Especificaciones generales																															
LRFD ESPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES AASHTO 2014																															
2. Especificaciones particulares																															
CONCRETO:																															
-Solados y subzapatas		f'c=210 kg/cm2																													
-Estribos		f'c=280 kg/cm2																													
-Vigas losas y diafragmas4		f'c= 350 kg/cm2																													
ACERO DE REFUERZO																															
-Acero corrugado ASTM A 615 grado60		f'y=4,200 kg/cm2																													
-Acero corrugado soldable ASTM A706		f'y=4,200 kg/cm2																													
ACERO DE POSTENSADO																															
Torones de 07 alambres 0.6" diam		FPu=270 ksi																													
RECUBRIMIENTOS MINIMOS																															
-Losa de cimentación		75 mm																													
-Pilares		50 mm																													
-Vigas postensada		30 mm																													
-Losa:	Capa Superior	30 mm																													
	Capa inferior	25 mm																													
LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPE DE ARMADURAS																															
<table><tr><th colspan="4">LONGITUDES DE ABNCLAJE,EMPALMES Y GANCHOS</th></tr><tr><th>(Pulg)</th><th>Anclaje (cm)</th><th>Empalme</th><th>Ganchos(cm)</th></tr><tr><td>1"</td><td>100</td><td>120</td><td>40</td></tr><tr><td>3/4"</td><td>75</td><td>75</td><td>35</td></tr><tr><td>5/8"</td><td>60</td><td>50</td><td>25</td></tr><tr><td>1/2"</td><td>45</td><td>40</td><td>20</td></tr><tr><td>3/8"</td><td>30</td><td>35</td><td>15</td></tr></table>				LONGITUDES DE ABNCLAJE,EMPALMES Y GANCHOS				(Pulg)	Anclaje (cm)	Empalme	Ganchos(cm)	1"	100	120	40	3/4"	75	75	35	5/8"	60	50	25	1/2"	45	40	20	3/8"	30	35	15
LONGITUDES DE ABNCLAJE,EMPALMES Y GANCHOS																															
(Pulg)	Anclaje (cm)	Empalme	Ganchos(cm)																												
1"	100	120	40																												
3/4"	75	75	35																												
5/8"	60	50	25																												
1/2"	45	40	20																												
3/8"	30	35	15																												
*salva indicación especifica en el plano																															
SOLDADURA																															
-Electrodos AWS E8018 (Soldadura de barras corrugadas)																															

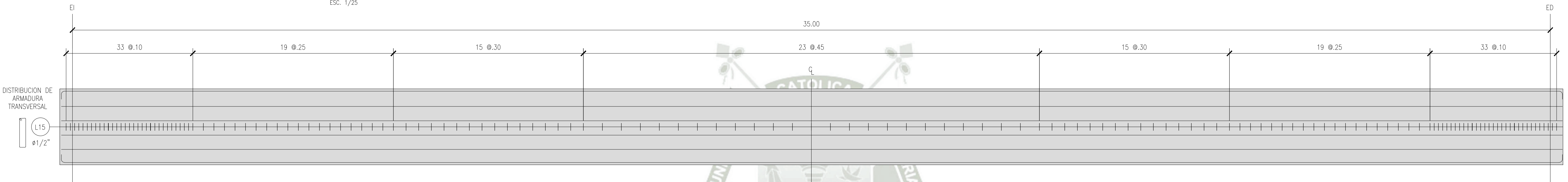
NOTA:
1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.



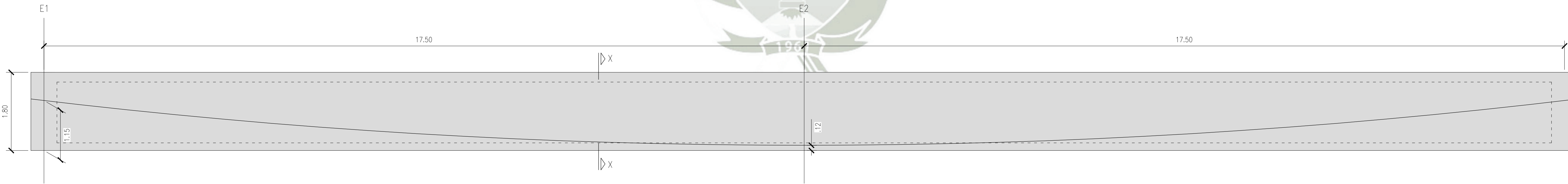
VIGA LOSA INFERIOR-ARMADURA
ESC. 1/25



ARMADURA LONGITUDINAL LOSA INFERIOR
ESC. 1/100



ARMADURA EN VIGA CAJON
ESC. 1/50



CORTE X-X
ESC. 1/25

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

NOTAS PARA POST-TENSADO

Fuerza de Tensado: Pjack = 1531 ton
Concreto Viga Post-Tensado: f'c = 350 kg/cm2
Resistencia mínima al momento del tensado: fci = 280 kg/cm2
Armadura de refuerzo: fy = 4200 kg/cm2
Cables de Post-tensado 15mm/fpu = 270 ksi
Perdidas de Post-Tensado
u = 0.20 * 1/rad
k = 0.002 * 1/m
Asiento de cuña = 6mm
Perdidas a largo plazo = 20ksi
El tensado se afetuara a ambos extremos

NOTAS:
1. Todas las dimensiones en metros (m) salvo se indique lo contrario.



Anexos



Anexo A .Tabla salarier de la federación de trabajadores en construcción civil en el Perú



FEDERACIÓN DE TRABAJADORES EN CONSTRUCCIÓN CIVIL DEL PERÚ

Reconocido Oficialmente el 23-08-1962 por Resolución Sub-Directorial N° 56
Afiliado a la CGTP - FLEMACON - UIS

Sede Institucional: Prolongación Cangallo N° 670 - La Victoria

Telefax: 312-2034 / 201-2370 / 325-5495 Cel.: 987515423

E-mail: secretaria@ftccperu.com

Web: www.ftccperu.com

TABLA SALARIAL CON BENEFICIOS SOCIALES REGIMEN DE CONSTRUCCION CIVIL (Del 01.06.2017 al 31.05.2018)

OPERARIO						
Jornal Basico	64.30	*	6	días	385.80	
D.S.O	10.72	*	6	días	64.30	
BUC 32 %	20.58	*	6	días	123.46	
Bonificación Por Movilidad	7.20	*	6	días	43.20	
Indemnización 15%	9.65	*	6	días	57.87	
Vacaciones 10%	6.43	*	6	días	38.58	
Gratificación Navidad	17.15	*	7	días	120.03	
B. Extraordinaria Ley 29351	1.54	*	7	días	10.80	
Total Salarios					844.04	
Descto. SNP 13%					79.58	
Descto. CONAFOVICER 2%					9.00	
Pago Neto Semanal					755.46	
OFICIAL						
Jornal Basico	52.00	*	6	días	312.00	
D. S. O.	8.67	*	6	días	52.00	
BUC 30 %	15.60	*	6	días	93.60	
Bonif. Por Movilidad	7.20	*	6	días	43.20	
Indem. 15%	7.80	*	6	días	46.80	
Vacac. 10%	5.20	*	6	días	31.20	
Gratificación Navidad	13.87	*	7	días	97.07	
B. Extraordinaria Ley 29351	1.25	*	7	días	8.74	
Total Salarios					684.60	
Descto. SNP 13%					63.54	
Dscto. CONAFOVICER 2%					7.28	
Pago Neto Semanal					613.78	
PEON						
Jornal Basico	46.50	*	6	días	279.00	
Jornal Dominical	7.75	*	6	días	46.50	
BUC 30 %	13.95	*	6	días	83.70	
Bonif. Por Movilidad	7.20	*	6	días	43.20	
Indem. 15%	6.98	*	6	días	41.85	
Vacac. 10%	4.65	*	6	días	27.90	
Gratificación Navidad	12.40	*	7	días	86.80	
B. Extraordinaria Ley 29351	1.12	*	7	días	7.81	
Total Salarios					616.76	
Dscto. SNP 13%					56.82	
Dscto. CONAFOVICER 2%					6.51	
Pago Neto Semanal					553.43	
El que tiene hijos estudiando y trabaja horas extras sumara						
Asignación Escolar por un hijo			Horas Extras			
Categorías	Diario	Mensual	Simples	60%	100%	Indem. 15%
Operario	5.36	160.75	8.04	12.86	16.08	1.21
Oficial	4.33	130.00	6.50	10.40	13.00	0.98
Peón	3.88	116.25	5.81	9.30	11.63	0.87

Anexo B .Ficha técnica acero de presfuerzo





Designación: A 416/A416M-06

Especificación Normalizada para Torón de Acero, de Siete Alambres Sin Recubrimiento para Concreto Preesforzado¹

Esta norma ha sido publicada bajo la designación fija A 416/A 416M; el número inmediatamente siguiente a la designación indica el año de adopción inicial o, en caso de revisión, el año de la última revisión. Un número entre paréntesis indica el año de la última reaprobación. Una epsilon (ε) como superíndice indica una modificación editorial desde la última revisión o reaprobación.

Esta norma ha sido aprobada para su utilización por agencias del Department of Defense.

1. Alcance*

1.1 Esta especificación trata sobre dos tipos y dos grados de torones de acero de siete alambres sin recubrimiento, para utilizar en la construcción de concreto preesforzado pretensado y postensado. Los dos tipos de torones son de baja relajación y aliviado de esfuerzos (relajación normal). El torón de baja relajación debe ser considerado como el tipo estándar. El torón aliviado de esfuerzos (relajación normal) no será suministrado a menos que sea específicamente ordenado, o por acuerdo entre el comprador y el proveedor. El Grado 1725 [250] y el grado 1860 [270] tienen resistencias últimas mínimas de 1725 MPa [250 ksi] y 1860 MPa [270 ksi], respectivamente, basadas en el área nominal del torón.

1.2 Los valores indicados en unidades pulgada-libra o en unidades SI deben ser considerados como los estándares. Dentro del texto, las unidades pulgada-libra se muestran entre corchetes. Los valores indicados en cada sistema no son exactamente equivalentes; por eso, cada sistema debe ser utilizado independientemente del otro. La combinación de valores de los dos sistemas puede resultar en una no conformidad con esta especificación.

1.3 Los requisitos suplementarios en S1 deben ser especificados para torón de acero de siete alambres sin recubrimiento de 15.2-mm [0.600-in.] de diámetro si se necesita para aplicaciones en anclajes al terreno preesforzados.

2. Documentos Citados

2.1 Normas ASTM:²

A 370 Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products

A 981 Test Method for Evaluating Bond Strength for 15.2 mm (0.6 in.) Diameter Prestressing Steel Strand, Grade 270, Uncoated, Used in Prestressed Ground Anchors

E 328 Test Methods for Stress Relaxation for Materials and Structures

2.2 Normas Militares de U.S.A.:

MIL-STD-129 Marking for Shipment and Storage³

MIL-STD-163 Steel Mill Products Preparation for Shipment and Storage³

2.3 Norma Federal de U.S.A.:

Fed. Std. No. 123 Marking for Shipments (Civil Agencies)³

¹Esta especificación está bajo la jurisdicción del Committee A01 on Steel, Stainless Steel, and Related Alloys de la ASTM y es responsabilidad directa del Subcommittee A01.05 on Steel Reinforcement.

Versión actual aprobada el 1 de abril de 2006. Publicada en abril de 2006. Aprobada inicialmente en 1957. Última versión previa aprobada en 2005 como A 416 – 05.

²Para consultar las normas ASTM citadas, visite el sitio web de ASTM, www.astm.org, o contacte el Servicio de Atención al Cliente de ASTM en service@astm.org. Para obtener información sobre *Annual Book of ASTM Standards*, consulte la página titulada *Document Summary* en el sitio web de ASTM.

³Disponible en *Standardization Documents Order Desk*, Bldg. 4, Section D, 700 Robbins Ave., Philadelphia, PA 19111-5094.

*Al final de esta norma aparece una sección de Resumen de Cambios.



3. Terminología

3.1 Definiciones de Términos Específicos para Esta Norma:

3.1.1 *torón, n*—un grupo de alambres que tiene un alambre central encerrado firmemente por seis alambres exteriores colocados en forma helicoidal con una pendiente de no menos de 12 y no más de 16 veces el diámetro nominal del torón.

3.2 *Discusión*—La dirección de cableado puede ser según mano derecha o mano izquierda, sin embargo los torones de diferentes cableados no deberían ser empalmados juntos.

4. Información de la Orden de Compra

4.1 Las órdenes de compra para torón de siete alambres de baja relajación o aliviado de esfuerzos (relajación normal) bajo esta especificación deberían incluir la siguiente información:

- 4.1.1 Cantidad (metros [pies]),
- 4.1.2 Diámetro de torón,
- 4.1.3 Grado de torón,
- 4.1.4 Tipo de torón,
- 4.1.5 Embalaje,
- 4.1.6 Designación de ASTM y año de publicación, y
- 4.1.7 Requisitos especiales, si los hay.

NOTA 1—Una descripción típica de una orden de compra es la siguiente: 25 600 m [84 000 ft], 13 mm [0.5 in.], torón de baja relajación Grado 1860 [270], en paquetes sin carrete de 3600-m [12 000-ft] según ASTM A 416/A 416M—_____.

5. Materiales y Fabricación

5.1 *Metal de Base*—El metal de base debe ser acero al carbono de una calidad tal que cuando se estire el alambre, fabricado como torón, y luego se trate térmicamente, debe tener las propiedades y características prescritas en esta especificación.

5.2 *Alambre*—El alambre del cual va a fabricarse el torón debe ser redondo y tener un acabado estirado seco.

NOTA 2—Este producto es un compuesto de siete alambres y es producido solo atendiendo a propiedades mecánicas. La composición química de todos los alambres o de cualquier alambre individual no es pertinente a esta aplicación, y la identidad de la hornada no es necesariamente mantenida. Es posible que en un carrete o paquete se utilice alambre de más de una hornada. La trazabilidad se basa en la identidad del paquete mantenida e informada por el fabricante.

5.3 *Tratamiento*—Después del trenzado, el torón de baja relajación debe someterse a un tratamiento continuo térmico-mecánico para producir las propiedades mecánicas prescritas. Para torón aliviado de esfuerzos (relajación normal), solo es necesario el tratamiento térmico. Los colores de recocido que resultan de la operación de alivio de esfuerzos son considerados normales para la apariencia acabada de este torón.

6. Propiedades Mecánicas

6.1 Los Métodos de ensayo para propiedades mecánicas están descritos en el Anexo A7 de los Métodos de Ensayo y Definiciones **A 370**. El torón de baja relajación debe además ser ensayado como se prescribe en los Métodos **E 328**.

6.2 *Resistencia a la Rotura*—La resistencia a la rotura del torón acabado debe cumplir con los requisitos prescritos en la **Tabla 1**.

6.3 *Límite de Fluencia*—El límite de fluencia en kN [pounds] debe ser medido a una extensión del 1 % bajo carga. El límite de fluencia mínimo debe ser el 90 % para torón de baja relajación y el 85 % para torón aliviado de esfuerzos (relajación normal) de la resistencia a la rotura listada en la **Tabla 1**. Las cargas iniciales para el ensayo y los límites de fluencia mínimos están listados en la **Tabla 2**.

6.3.1 La extensión bajo carga debe ser medida por un extensómetro calibrado con las divisiones más pequeñas no mayores que 0.0001 mm/mm [0.0001 in./in.] de la longitud de calibre.

6.4 *Elongación*—La elongación total bajo carga no debe ser menor que el 3.5 % utilizando una longitud de calibre de no menos de 600 mm [24 in.]. Debe ser admisible determinar el valor de elongación total agregando, a la extensión de fluencia del 1.0 %, el porcentaje de extensión o movimiento entre las mordazas que agarran el torón después de la determinación de fluencia. El porcentaje es calculado sobre la nueva longitud de base de la distancia de mordaza a mordaza.



6.5 *Propiedades de Relajación*—El torón de baja relajación debe tener pérdidas por relajación de no más de 2.5 % cuando inicialmente es cargado al 70 % de la resistencia de rotura mínima especificada o no más de 3.5 % cuando es cargado a 80 % de la resistencia de rotura mínima especificada del torón después de ser ensayado 1000 h bajo las condiciones listadas en 6.5.1 a 6.5.7.

6.5.1 Si es requerido se debe proveer evidencia de relajación a partir de los registros del fabricante de los ensayos sobre torón de dimensionado similar y del mismo grado.

6.5.2 La temperatura del espécimen de ensayo debe ser mantenida a $20 \pm 2^\circ\text{C}$ [$68 \pm 3.5^\circ\text{F}$].

6.5.3 Los especímenes de ensayo no deben estar sujetos a carga antes del ensayo de relajación.

6.5.4 La carga inicial debe ser aplicada uniformemente durante un período de no menos de 3 min y no más de 5 min, y la longitud de calibre debe ser mantenida constante; las lecturas de relajación de carga deben comenzar 1 min después de la aplicación de la carga total.

6.5.5 El sobreesfuerzo del espécimen de ensayo durante la operación de carga no debe estar permitido.

6.5.6 La duración el ensayo debe ser de 1000 h o un período más corto de al menos 200 h, siempre que se pueda demostrar a través de los registros que una extrapolación de los resultados de ensayo de un período más corto que 1000 h proveerá valores similares de relajación al ensayo completo de 1000 h.

6.5.7 La longitud de calibre de ensayo debe ser al menos 60 veces el diámetro nominal. Si la longitud de calibre excede la capacidad del extensómetro o máquina de ensayo, entonces debe estar permitido sustituir por una longitud de calibre de 40 veces el diámetro nominal del torón.

7. Dimensiones y Variaciones Admisibles

7.1 El tamaño del torón acabado debe ser expresado como el diámetro nominal del torón en milímetros [pulgadas].

7.2 El diámetro del alambre central de cualquier torón debe ser mayor que el diámetro de cualquier alambre externo de acuerdo con la **Tabla 3**.

7.3 *Variaciones Admisibles en Diámetro:*

7.3.1 Todos los torones Grado 1725 [250] deben cumplir con una tolerancia de tamaño de ± 0.40 mm [± 0.016 in.] respecto al diámetro nominal medido a través de las coronas de los alambres.

7.3.2 Todos los torones Grado 1860 [270] deben cumplir con una tolerancia de tamaño de $+0.65$, -0.15 mm [$+0.026$, -0.006 in.] respecto al diámetro nominal medido a través de las coronas de los alambres.

TABLA 1 Requisitos de Resistencia a la Rotura

Designación de Torón N°	Diámetro de Torón, mm [in.]	Resistencia a la Rotura Mínima del Torón, kN [lbf]	Área de Acero del Torón, mm ² [in. ²]	Peso del Torón kg/1000 m [lb/1000 ft]
Grado 1725 [250]				
6	6.4 [0.250]	40.0 [9 000]	23.2 [0.036]	182 [122]
8	7.9 [0.313]	64.5 [14 500]	37.4 [0.058]	294 [197]
9	9.5 [0.375]	89.0 [20 000]	51.6 [0.080]	405 [272]
11	11.1 [0.438]	120.1 [27 000]	69.7 [0.108]	548 [367]
13	12.7 [0.500]	160.1 [36 000]	92.9 [0.144]	730 [490]
15	15.2 [0.600]	240.2 [54 000]	139.4 [0.216]	1094 [737]
Grado 1860 [270]				
9	9.53 [0.375]	102.3 [23 000]	54.8 [0.085]	432 [290]
11	11.11 [0.438]	137.9 [31 000]	74.2 [0.115]	582 [390]
13	12.70 [0.500]	183.7 [41 300]	98.7 [0.153]	775 [520]
13a	13.20 [0.520]	200.2 [45 000]	107.7 [0.167]	844 [568]
14	14.29 [0.563]	230.0 [51 700]	123.9 [0.192]	970 [651]
15	15.24 [0.600]	260.7 [58 600]	140.0 [0.217]	1102 [740]
18	17.78 [0.700]	353.2 [79 400]	189.7 [0.294]	1487 [1000]



A 416/A416M - 06

TABLA 2 Requisitos de Límite de Fluencia

Designación de Torón N ^o	Diámetro Nominal de Torón, mm [in.]	Carga inicial, kN [lbf]	Mínima Carga a Extensión de 1 %, kN [lbf]	
			Baja Relajación	Relajación Normal
			Grado 1725 [250]	
6	6.4 [0.250]	4.0 [900]	36.0 [8 100]	34.0 [7 650]
8	7.9 [0.313]	6.5 [1 450]	58.1 [13 050]	54.7 [12 300]
9	9.5 [0.375]	8.9 [2 000]	80.1 [18 000]	75.6 [17 000]
11	11.1 [0.438]	12.0 [2 700]	108.1 [24 300]	102.3 [23 000]
13	12.7 [0.500]	16.0 [3 600]	144.1 [32 400]	136.2 [30 600]
15	15.2 [0.600]	24.0 [5 400]	216.2 [48 600]	204.2 [45 900]
Grado 1860 [270]				
9	9.53 [0.375]	10.2 [2 300]	92.1 [20 700]	87.0 [19 550]
11	11.11 [0.438]	13.8 [3 100]	124.1 [27 900]	117.2 [26 350]
13	12.70 [0.500]	18.4 [4 130]	165.3 [37 170]	156.1 [35 100]
13a	13.20 [0.520]	20.0 [4 500]	180.1 [40 500]	170.1 [38 250]
14	14.29 [0.563]	23.0 [5 170]	207.0 [46 530]	195.5 [43 950]
15	15.24 [0.600]	26.1 [5 860]	234.6 [52 740]	221.5 [49 800]
18	17.78 [0.700]	35.3 [7 940]	318.0 [71 500]	300.2 [67 500]

TABLA 3 Relación de Diámetro entre el Alambre Central y los Alambres Externos

Designación de Torón N°	Diámetro Nominal de los Torones, mm [in.]	Mínima Diferencia Entre el Diámetro del Alambre Central y el Diámetro de Cualquier Alambre Externo, mm [in.]
Grado 1725 [250]		
6	6.4 [0.250]	0.025 [0.001]
8	7.9 [0.313]	0.038 [0.0015]
9	9.5 [0.375]	0.051 [0.002]
11	11.1 [0.438]	0.064 [0.0025]
13	12.7 [0.500]	0.076 [0.003]
15	15.2 [0.600]	0.102 [0.004]
Grado 1860 [270]		
9	9.53 [0.375]	0.0508 [0.002]
11	11.11 [0.438]	0.0635 [0.0025]
13	12.70 [0.500]	0.0762 [0.003]
13a	13.20 [0.520]	0.0762 [0.003]
14	14.29 [0.563]	0.0889 [0.0035]
15	15.24 [0.600]	0.1016 [0.004]
18	17.78 [0.700]	0.1143 [0.0045]

7.3.3 La variación en el área de sección transversal y en el esfuerzo unitario resultante de ello no debe ser causa de rechazo siempre que las diferencias de diámetro de alambres individuales y los diámetros del torón estén dentro de las tolerancias especificadas.

7.4 Debe estar permitido suministrar, bajo esta especificación, torones especialmente dimensionados de baja relajación o aliviados de esfuerzos (relajación normal) con diámetros nominales de hasta 19 mm [0.750 in.]. La resistencia a la rotura debe ser definida, y el fímite de fluencia, definido en 6.3, no debe ser menor que 90 % y 85 % de la resistencia a la rotura mínima especificada para torones de baja relajación y aliviados de esfuerzos (relajación normal), respectivamente. Todos los otros requisitos deben aplicarse.



8. Ejecución, Acabado y Apariencia

8.1 Juntas:

8.1.1 No deben haber juntas de torones o empalmes de torones en ninguna longitud del torón completado a menos que sea específicamente permitido por el comprador.

8.1.2 Durante el proceso de fabricación de los alambres individuales para trenzar, la soldadura eléctrica debe ser permitida solo antes o en la medida del último tratamiento térmico, por ejemplo, enfriamiento patentado o controlado. No debe haber soldaduras en el alambre después de que haya sido estirado a través de la primera cuña en el estiramiento del alambre excepto como se dispone en 8.1.3.

8.1.3 Durante la fabricación del torón, las juntas a tope electrosoldadas están permitidas en alambres individuales, siempre que no deben haber más que una de tales juntas en cualquier sección de 45-m [150-ft] del torón completado.

8.1.4 Cuando se ordene específicamente como "Sin Soldadura", se debe suministrar un producto libre de soldaduras. Cuando se especifique "Sin Soldadura", el torón es producido como una longitud continua sin ninguna soldadura de las permitidas en 8.1.3.

8.2 El torón acabado debe ser uniforme en diámetro y debe estar libre de imperfecciones no coherentes con las buenas prácticas comerciales de torones.

8.3 Cuando el torón es cortado sin barbetar, el alambre no debe volar fuera de posición. Si algún alambre vuela fuera de posición y puede ser recolocado a mano, el torón debe ser considerado como satisfactorio.

8.4 El torón no debe ser aceitado o engrasado. El óxido ligero, siempre que no sea suficiente para causar picaduras visibles a simple vista, no debe ser causa de rechazo.

NOTA 3—Una guía para evaluar el grado de oxidación sobre torones de preesfuerzo es presentada en *Sason*.⁴

9. Muestreo

9.1 Los especímenes cortados a partir de cualquier extremo del paquete de torón están permitidos. Todo espécimen que se halle que contiene una junta de alambre debe ser descartado y un nuevo espécimen debe ser obtenido.

10. Número de Ensayos

10.1 Se debe tomar un espécimen para ensayo de cada lote de producción de 18-Mg [20-ton] de torón acabado, y debe ser ensayado para resistencia a la rotura, límite de fluencia y elongación.

11. Inspección

11.1 Si es requerida una inspección externa, el fabricante debe proporcionar al inspector que representa al comprador todas las instalaciones razonables para satisfacer al inspector en que el material está siendo suministrado de acuerdo con esta especificación. Todos los ensayos e inspecciones deben ser hechos en el lugar de fabricación antes del embarque, a menos que se acuerde de otra manera al momento de la compra, y deben ser conducidos de modo de no interferir innecesariamente con la operación de los trabajos.

NOTA 4—El comprador debería indicar, en el momento de la orden, si la inspección externa es requerida o dejada de lado.

12. Rechazo

12.1 El fracaso de cualquier espécimen de ensayo en cumplir con los requisitos de la especificación debe constituir motivo para el rechazo del lote representado por el espécimen.

12.2 El lote debe ser sometido nuevamente a inspección ensayando un espécimen de cada carrete o paquete y sacando el material no conforme.

⁴Sason, A.S., "Evaluation of Degree of Rusting on Prestressed Concrete Strand," PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, Vol. 37, No. 3, May-June 1992, pp 25-30. Reimpresiones de este documento están disponibles en el Precast/Prestressed Concrete Institute, 209 West Jackson Blvd., Suite 500, Chicago, IL 60606.



A 416/A416 M - 06

12.3 En caso de que haya una duda razonable en el ensayo inicial respecto a la habilidad del torón de cumplir cualquier requisito de esta especificación, deben realizarse dos ensayos adicionales sobre un espécimen de torón del mismo carrete o paquete, y si fracasa en alguno de estos ensayos, el torón debe ser rechazado.

13. Certificación

13.1 Si la inspección externa es dejada de lado, una certificación del fabricante declarando que el material ha sido ensayado de acuerdo con los requisitos de esta especificación y que cumple con ellos, debe ser la base de aceptación del material. La certificación debe incluir el número de especificación, fecha y año de publicación, y carta de revisión, si la hay.

13.2 El fabricante debe, cuando se requiera en la orden, suministrar una curva representativa de carga-elongación para cada tamaño y grado de torón embarcado.

13.3 Cuando el módulo de elasticidad de un torón de siete alambres es suministrado, el área de sección transversal utilizada para calcular ese módulo también debe ser provista. El área provista en la certificación debe ser el área utilizada para calcular el módulo de elasticidad.

13.4 Se debe considerar que un informe de ensayo de material, certificado de inspección o documento similar impreso o utilizado en forma electrónica a partir de una transmisión de intercambio de datos electrónicos (EDI) tiene la misma validez que un homólogo impreso en las instalaciones del certificador. El contenido del documento transmitido EDI debe cumplir con los requisitos de la(s) norma(s) ASTM invocadas y cumplir con los acuerdos existentes de EDI entre el comprador y el fabricante. A pesar de la falta de firma, la organización que presenta la transmisión EDI es responsable del contenido del informe.

NOTA.5— La definición de industria invocada aquí es: EDI es el intercambio de información comercial de computadora a computadora en un formato normalizado como el ANSI ASC X12.

14. Embalaje y Marca

14.1 El torón debe ser suministrado en carretes o en paquetes sin carretes con un diámetro de núcleo mínimo de 610 mm [24 in.], a menos que el comprador lo especifique de otra manera. Las longitudes en los carretes o en paquetes sin carretes debe ser la acordada al momento de la compra. El torón debe estar bien protegido contra daño mecánico en el embarque como se haya acordado en el momento de la compra. Cada carrete o paquete sin carrete debe tener dos etiquetas fijadas en forma segura mostrando la longitud, tamaño, tipo, grado, designación ASTM A 416/A 416M, y el nombre o marca del fabricante. Una etiqueta debe ser ubicada donde no se pierda inadvertidamente durante el tránsito, tal como el núcleo de un paquete sin carrete. La otra etiqueta debe ser ubicada afuera para una fácil identificación.

14.2 *Solo para Aprovevisionamiento del Gobierno de U.S.A.*— Cuando se especifique en el contrato o en la orden de compra, y para aprovisionamiento directo o para embarque directo para el gobierno de U.S.A., el material debe ser preservado, embalado y empaquetado de acuerdo con los requisitos de **MIL-STD-163**. Los niveles aplicables deben ser los especificados en el contrato. El marcado para el embarque de tal material debe ser de acuerdo con **Fed. Std. No. 123** para agencias civiles y de acuerdo con **MIL-STD-129** para agencias militares.

15. Palabras clave

15.1 concreto preesforzado; torón de siete alambres (tendón); alambre de acero



REQUISITOS SUPLEMENTARIOS

Los requisitos suplementarios deben aplicarse solo a torones de 15.2-mm [0.600-in.] de diámetro, Grado 270 utilizados en anclajes al terreno preesforzados o aplicaciones similares y deben ser especificados en el momento de colocación de la orden. Estos requisitos no son aplicables a torones utilizados en aplicaciones de concreto preesforzado.

S1. Capacidad de Adherencia

S1.1 Los resultados de ensayos de capacidad de adherencia realizados de acuerdo con el Método de Ensayo **A 981** deben ser presentados al comprador. Los especímenes de torón, sobre los cuales se realicen los ensayos, deben ser de lotes diferentes y deben ser representativos del torón ordenado.

S1.2 La fuerza de arrancamiento media de seis ensayos de arrancamiento, realizados de acuerdo con el Método de Ensayo **A 981**, requerida para alcanzar un desplazamiento de 0.25-mm [0.01-in.] descrito allí debe ser al menos de 35.6 kN [8000 lbf], con el valor mínimo de ensayo individual no menor a 30.2 kN [6800 lbf]. Para cualquier reensayo futuro, sin cambios en el método de fabricación y los materiales utilizados, se debe considerar como adecuado tres ensayos.

S1.3 *Reensayo* —Si los especímenes de ensayo fracasan en satisfacer S1.2, se deben realizar seis ensayos adicionales, y los resultados deben satisfacer los criterios de aceptación. El torón que fracase en el reensayo no debe ser considerado aceptable para su utilización en anclajes al terreno preesforzados.

S1.4 *Ensayos Anuales*—Los ensayos de arrancamiento deben ser realizados anualmente como mínimo o repetidos cuando, según la opinión del productor, se hace un cambio de proceso que se cree puede aminorar la capacidad de adherencia del torón.

RESUMEN DE CAMBIOS

El *Committee A01* ha identificado la ubicación de los siguientes cambios seleccionados para esta especificación desde la última publicación, (A 416/A 416M–05) que pueden impactar en la utilización de esta especificación. (Aprobado el 1 de abril de 2006.)

- (1) Las secciones **6.4**, **7.4**, y **13.2** fueron revisadas para eliminar el lenguaje permisivo.
- (2) Revisadas **Tabla 1**, **Tabla 2**, y **Tabla 3** para incluir la designación de torón N° 14 y N° 18.
- (3) Fueron hechos cambios editoriales en toda la norma.

El *Committee A01* ha identificado la ubicación de los siguientes cambios seleccionados para esta especificación desde la última publicación, (A 416/A 416M–02) que pueden impactar en la utilización de esta especificación. (Aprobado el 1 de junio de 2005.)

- (1) Revisadas **Tabla 1**, **Tabla 2**, y **Tabla 3** para incluir la Designación de Torón N° 13a.

ASTM International no toma posición respecto a la validez de los derechos de patente declarados en relación con cualquiera de los artículos mencionados en esta norma. Los usuarios de esta norma están expresamente avisados de que la determinación de la validez de cualquiera de esos derechos de propiedad industrial, y el riesgo de infringirlos, son enteramente su propia responsabilidad.

Esta norma está sujeta a revisión en todo momento por el comité técnico responsable y debe ser reexaminada cada cinco años y si no es revisada, debe ser reprobada o retirada. Lo invitamos a realizar comentarios para la revisión de esta norma o para normas adicionales, le pedimos que los haga llegar a las oficinas de ASTM International. Sus comentarios serán atentamente examinados en una reunión del comité técnico responsable, a la que usted puede asistir. Si usted estima que sus comentarios no han recibido una audiencia justa comuníquese con el ASTM Committee on Standards, a la dirección indicada debajo.

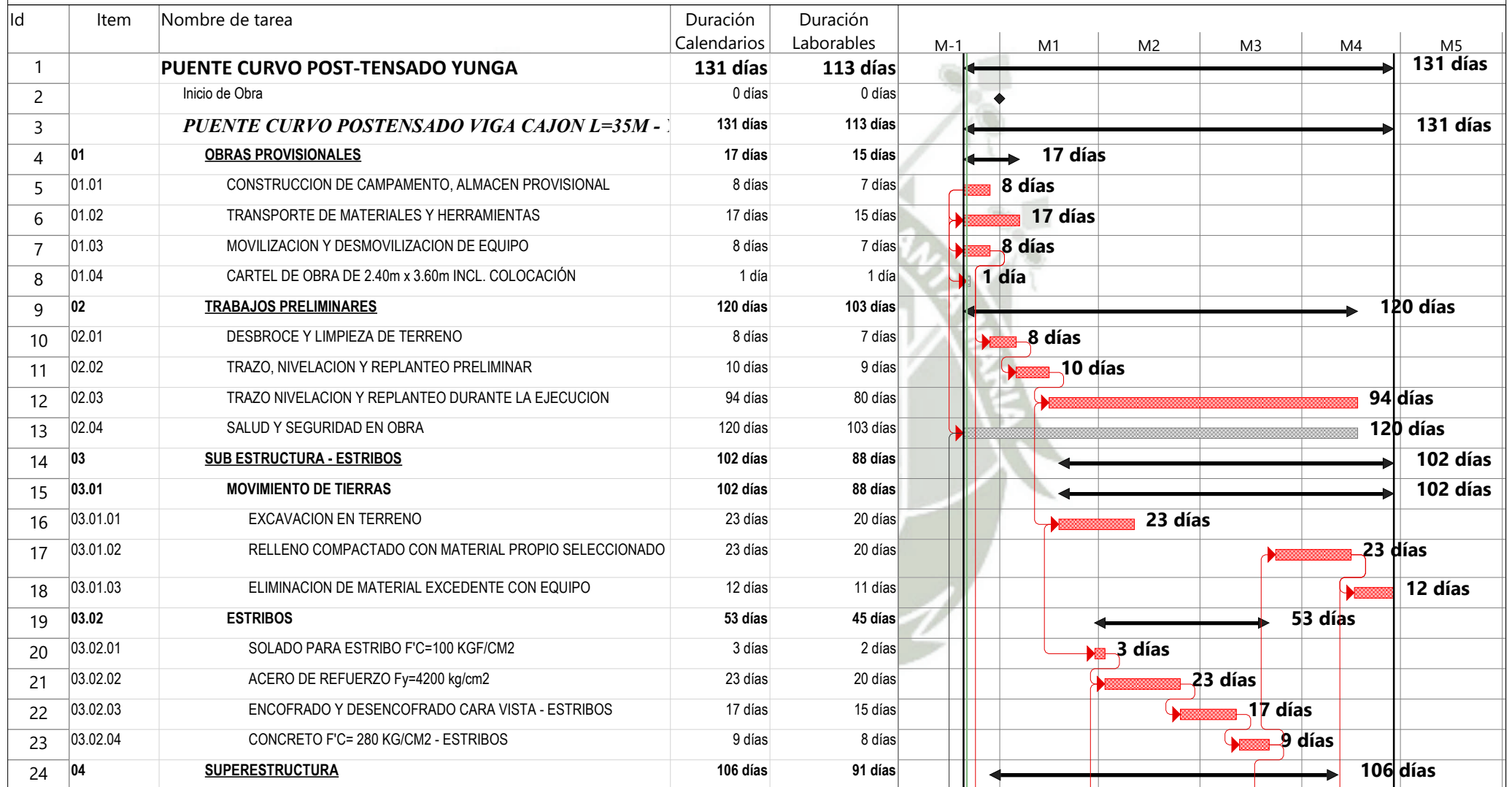
Esta norma está protegida por los derechos de autor de la ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, USA. Es posible obtener copias (simples o múltiples) de esta norma contactando a ASTM en la dirección dada o al 610-832-9585 (teléfono), 610-832-9555 (fax), o service@astm.org (e-mail); o a través del sitio web de la ASTM (www.astm.org).

Anexo C .Programación de obra.



PROGRAMACION DE OBRA - DIAGRAMA GANTT

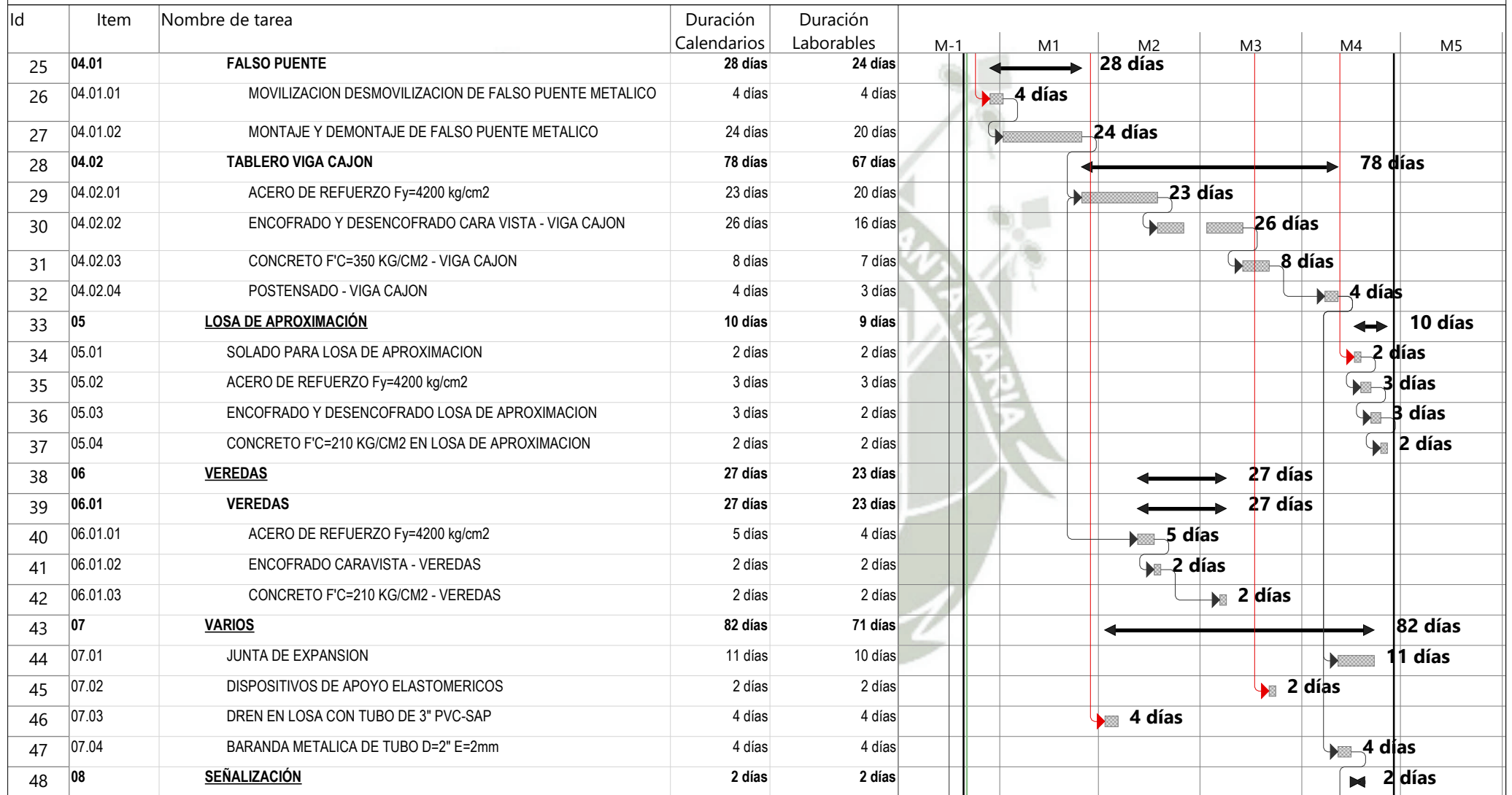
Obra: PUENTE CURVO POST-TENSADO YUNGA



Tarea Progreso Resumen
Tarea Critica Hito

PROGRAMACION DE OBRA - DIAGRAMA GANTT

Obra: PUENTE CURVO POST-TENSADO YUNGA



Tarea Progreso Resumen
Tarea Crítica Hito

PROGRAMACION DE OBRA - DIAGRAMA GANTT

Obra: PUENTE CURVO POST-TENSADO YUNGA

Id	Item	Nombre de tarea	Duración Calendarios	Duración Laborables	M-1	M1	M2	M3	M4	M5
49	08.01	SEÑAL INFORMATIVA	2 días	2 días						
50	09	PROTECCION AMBIENTAL	120 días	103 días						
51	09.01	PROGRAMA DE MITIGACION AMBIENTAL	120 días	103 días						
52		Termino de Obra	0 días	0 días						



Tarea Progreso Resumen Tarea Critica Hito