



“UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO”



Facultad de Ingeniería Civil de Sistemas y Arquitectura

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

Trabajo de Suficiencia Profesional

Diseño estructural de canoas para el paso de flujo
hiperconcentrado en la quebrada Huascarán, distrito de
Virú - Virú - La Libertad

Para optar el título profesional de
Ingeniero Civil

Tarrillo Tarrillo Deybi
Autor

M. Sc. Ing. De La Rosa Ríos Emilio
Asesor

Lambayeque - Perú

2024



“UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO”



Facultad de Ingeniería Civil de Sistemas y Arquitectura

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

Trabajo de Suficiencia Profesional

Diseño estructural de canoas para el paso de flujo
hiperconcentrado en la quebrada Huascarán, distrito de
Virú - Virú - La Libertad

Para optar el título profesional de
Ingeniero Civil

Aprobado por los miembros del jurado

Dr. Ing. Nicolas Walter Morales Uchofen
Presidente

Dr. Ing. Hamilton Vladimir Cueva Campos
Secretario

Dra. Ing. Yrma del Carmen Capuñay Capuñay
Vocal

Lambayeque - Perú

2024



“UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO”



Facultad de Ingeniería Civil de Sistemas y Arquitectura

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

Trabajo de Suficiencia Profesional

Diseño estructural de canoas para el paso de flujo
hiperconcentrado en la quebrada Huascarán, distrito de
Virú - Virú - La Libertad

Para optar el título profesional de
Ingeniero Civil

Tarrillo Tarrillo Deybi

Autor

M. Sc. Ing. De La Rosa Ríos Emilio

Asesor

Lambayeque - Perú

2024

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres Segundo Tarrillo Efús y Rosa Tarrillo Dávila, que son mi más grande inspiración.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por haberme dado la vida y estar conmigo en todo momento, por las oportunidades y las fuerzas para salir adelante.

A mis padres Segundo y Rosa, por su amor incondicional y sabios consejos.

A mi asesor M.Sc. Ing. Emilio De La Rosa Ríos, por su apoyo y conocimientos impartidos.

Deybi Tarrillo

RESUMEN

El 2 de diciembre del 2021, la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo emite a mi nombre el grado de Bachiller en Ingeniería Civil, en este tiempo he venido laborando profesionalmente en entidades Públicas y Privadas, teniendo hasta la fecha un total de 28 meses de ejercicio profesional como Bachiller en Ingeniería Civil.

El presente informe "DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOAS PARA EL PASO DE FLUJO HIPERCONCENTRADO EN LA QUEBRADA HUASCARÁN, DISTRITO DE VIRÚ - VIRÚ - LA LIBERTAD", forma parte de la experiencia obtenida en la empresa Inypsa CW Infraestructuras SLU Sucursal Perú que desempeñe desde Diciembre del 2022 a Julio del 2023 en la elaboración del expediente técnico "ENTREGAS DE LAS DEFENSAS RIBEREÑAS DE LOS RÍOS CHICAMA Y VIRÚ (PAQUETE-06)".

Las canoas permitirán el paso del flujo hiperconcentrado que se genera por lluvias extraordinarias en la quebrada Huascarán, con la finalidad de evitar afectaciones en el canal Madre Chavimochic. En el informe se muestra el diseño estructural de los elementos que conforman las canoas, que son los siguientes:

- Superestructura: Conformado por vigas, losa, diafragmas, parapetos y neoprenos.
- Infraestructura: Conformado por estribos.
- Canales de entrada y salida: Conformado por muros de contención en voladizo.

Para esto se hizo uso de parámetros hidráulicos, geotécnicos y topográficos obtenidos de estudios previos. Además de criterios de diseño que se presentan en el Manual de Puentes (2018) y en la norma AASHTO LRFD (2020).

ABSTRACT

On December 2, 2021, the Pedro Ruiz Gallo National University issues the Bachelor's degree in Civil Engineering in my name. During this time I have been working professionally in Public and Private entities, having a total of 28 months of professional practice to date.

This report "STRUCTURAL DESIGN OF CANOES FOR THE PASSAGE OF HYPERCONCENTRATED FLOW IN THE HUASCARÁN QUEBRADA, DISTRICT OF VIRÚ - VIRÚ - LA LIBERTAD", is part of the experience obtained in the company Inypsa CW Infraestructures SLU Peru Branch that has been in operation since December 2022 to July 2023 in the preparation of the technical file "DELIVERS OF THE RIVERIAN DEFENSES OF THE CHICAMA AND VIRÚ RIVERS (PACKAGE-06)".

The canoes will allow the passage of the hyperconcentrated flow that is generated by extraordinary rains in the Huascarán ravine, in order to avoid damage to the Madre Chavimochic canal. The report shows the structural design of the elements that make up the canoes, which are as follows:

- Superstructure: Made up of beams, slab, diaphragms, parapets and neoprenes.
- Infrastructure: Made up of abutments.
- Entry and exit channels: Made up of cantilevered retaining walls.

For this, hydraulic, geotechnical and topographic parameters obtained from previous studies were used. In addition to design criteria presented in the Bridge Manual (2018) and in the AASHTO LRFD (2020).

ÍNDICE

CAPITULO 1: DATOS INFORMATIVOS	14
1.1. Título del trabajo de investigación	14
1.2. Autor	14
1.3. Asesor	14
1.4. Escuela profesional	14
1.5. Sustento de Suficiencia Laboral.....	14
1.5.1. Antecedentes generales.....	14
1.5.2. Aprendizaje en el proyecto	16
1.6. Localidad donde se desarrolla el proyecto	17
CAPITULO 2: GENERALIDADES	18
2.1. Introducción	18
2.2. Ubicación del proyecto	18
2.3. Objetivos	20
2.3.1. Objetivo general.....	20
2.3.2. Objetivos específicos	20
2.4. Topografía	21
2.5. Justificación e importancia.....	21
CAPITULO 3: MARCO TEÓRICO	22
3.1. Definiciones	22
3.1.1. Puente	22
3.1.2. Clasificación de puentes	23
3.1.3. Estudios básicos de ingeniería para el diseño de puentes.....	23
3.1.4. Canoa Hidráulica	23
3.1.5. Canal de entrada y salida	27

3.1.6.	Normativas.....	27
3.2.	Cargas	27
3.2.1.	Cargas permanentes	27
3.2.2.	Cargas hidráulicas (WA)	28
3.2.3.	Empujes de suelo	28
3.2.4.	Efectos sísmicos.....	28
3.3.	Factores de carga y combinaciones	28
3.3.1.	Estados Límites.....	29
3.3.2.	Modificador de carga.....	29
3.3.3.	Factores de carga y combinaciones	30
3.4.	Superestructura de canoa	31
3.4.1.	Puente viga-losa de concreto armado	31
3.4.2.	Peraltes mínimos de superestructuras de puentes.....	31
3.4.3.	Resistencia a la flexión	31
3.4.4.	Armadura de distribución	33
3.4.5.	Armadura de contracción y temperatura.....	33
3.4.6.	Limitación del fisuramiento.....	34
3.4.7.	Límites para el refuerzo	34
3.4.8.	Factores de resistencia	35
3.4.9.	Recubrimientos	37
3.4.10.	Resistencia al corte y torsión	37
3.5.	Dispositivos de apoyo.....	42
3.5.1.	Apoyos Elastoméricos Reforzados con Láminas de Acero – Método B	43
3.6.	Estribos y muros de contención.....	47
3.6.1.	Empuje del suelo.....	48
3.6.2.	Cargas de diseño	51

3.6.3.	Estabilidad	51
3.6.4.	Influencia del sismo	55
CAPITULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL		58
4.1.	Parámetros hidráulicos.....	58
4.2.	Parámetros geotécnicos	60
4.2.1.	Parámetros de resistencia.....	61
4.2.2.	Capacidad de carga	62
4.2.3.	Módulo de reacción de balasto vertical	64
4.2.4.	Peligro sísmico.....	65
4.3.	Información topográfica	68
4.4.	Características de los materiales	68
4.5.	Diseño estructural de Canoa	68
4.5.1.	Superestructura	69
4.5.2.	Neoprenos	102
4.5.3.	Estribos	108
4.6.	Diseño estructural del canal de entrada y salida	133
CAPITULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		156
5.1.	Conclusiones.....	156
5.2.	Recomendaciones	158
CAPITULO 6: BIBLIOGRAFÍA		159
CAPITULO 7: ANEXOS		161

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Experiencia laboral	15
Tabla 2.	Modificadores de carga (n).....	29
Tabla 3.	Combinaciones y factores de carga	30
Tabla 4.	Factores para cargas permanentes (γ_p).....	30
Tabla 5.	Peraltes mínimos en superestructuras de puentes con peralte constante	31
Tabla 6.	Recubrimiento en armaduras	37
Tabla 7.	Tipos de apoyos	43
Tabla 8.	Escalas de dureza de apoyos tipo PEP	44
Tabla 9.	Ángulo de fricción δ	49
Tabla 10.	Factores de resistencia	53
Tabla 11.	Parámetros hidráulicos de las Canoas.....	59
Tabla 12.	Parámetros de resistencia por canoa para muros y estribos.....	61
Tabla 13.	Capacidad de carga por canoa para estribos	62
Tabla 14.	Capacidad de carga por canoa para muros	63
Tabla 15.	Módulo de balasto por canoa para muros y estribos.....	64
Tabla 16.	Factor de zona “Z”	65
Tabla 17.	Factor de suelo “S”	66
Tabla 18.	Parámetros “T _P ” y “T _L ”	67
Tabla 19.	Clasificación de perfil de suelo.....	67
Tabla 20.	Rangos de temperatura	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación geográfica de la Cuenca de Virú.	19
Figura 2. Paquetes del proyecto Virú.	19
Figura 3. Canoas hidráulicas sobre el Canal Madre Chavimochic.	20
Figura 4. Vista en planta, elevación y transversal de un puente de concreto.	22
Figura 5. Canoa construida sobre el Canal Madre Chavimochic.	24
Figura 6. Vista en planta de la Canoa 06 propuesta sobre el Canal Madre.	24
Figura 7. Vista longitudinal de la Canoa 06 propuesta sobre el Canal Madre.	25
Figura 8. Sección transversal de una Canoa Hidráulica.	25
Figura 9. Junta de dilatación.	26
Figura 10. Sección transversal de un canal de ingreso.	27
Figura 11. Variación de \emptyset según la deformación por tensión neta.	36
Figura 12. Espaciamiento por agrietamiento S_x	41
Figura 13. Curvas de Esfuerzo-Deformación.	45
Figura 14. Tipos de estribos.	48
Figura 15. Parámetros para calcular el empuje lateral activo.	49
Figura 16. Aplicación de sobrecarga viva.	50
Figura 17. Aplicación de cargas.	51
Figura 18. Distribución de presiones en suelo no rocoso.	54
Figura 19. Distribución de presiones en suelo rocoso.	55
Figura 20. Fuerza sísmica.	55
Figura 21. Diagrama de fuerzas sísmicas por el método Mononobe-Okabe.	57
Figura 22. Canoas hidráulicas sobre el Canal Madre Chavimochic.	58
Figura 23. Vista en planta de la Canoa 03.	59
Figura 24. Vista longitudinal de la Canoa 03.	60
Figura 25. Ubicación de inspecciones geotécnicas.	60

Figura 26. Mapa de zonas sísmicas	65
Figura 27. Mapa de isoaceleraciones	66
Figura 28. Sección transversal de canoa	69
Figura 29. Sección longitudinal de canoa	69
Figura 30. Modelamiento de superestructura de canoa.....	71
Figura 31. Diagrama de momentos en viga – Resistencia I.....	72
Figura 32. Diagrama de momentos en viga – Servicio I.....	75
Figura 33. Posición de eje neutro en viga	76
Figura 34. Diagrama de cortantes en viga – Resistencia I	77
Figura 35. Diagrama de torsiones en viga – Resistencia I	78
Figura 36. Deflexiones en viga – Servicio I.....	83
Figura 37. Sección de viga con distribución de refuerzo	84
Figura 38. Momentos máximos en losa – Resistencia I.....	85
Figura 39. Momentos máximos en losa – Servicio I.....	87
Figura 40. Posición de eje neutro en losa.....	88
Figura 41. Cortantes máximos en losa – Resistencia I.....	89
Figura 42. Sección transversal de losa con distribución de refuerzo	90
Figura 43. Modelado de viga diafragma	91
Figura 44. Momentos máximos en viga diafragma – Resistencia I	91
Figura 45. Diagrama de cortantes en viga diafragma – Resistencia I.....	94
Figura 46. Sección de diafragma con distribución de refuerzo.....	96
Figura 47. Modelado de parapeto.....	98
Figura 48. Momentos máximos en parapeto – Resistencia I	98
Figura 49. Cortantes máximos en parapeto – Resistencia I	101
Figura 50. Sección transversal de parapeto con distribución de refuerzo	102
Figura 51. Determinación de deformaciones por compresión	106
Figura 52. Sección transversal de neopreno reforzado	107

Figura 53. Sección transversal de estribo.....	108
Figura 54. Aplicación de empuje activo del suelo en el estribo.....	111
Figura 55. Aplicación de empuje pasivo del suelo en el estribo	111
Figura 56. Aplicación de empuje por sobrecarga en el estribo	112
Figura 57. Aplicación de empuje por carga hidráulica a través del suelo en el estribo	112
Figura 58. Aplicación de empuje sísmico del suelo en el estribo	113
Figura 59. Aplicación de la fuerza inercial en el estribo.....	114
Figura 60. Aplicación de carga sísmica por peso de superestructura en el estribo	114
Figura 61. Posición de eje neutro en la pantalla del estribo	125
Figura 62. Posición de eje neutro en la cimentación del estribo	131
Figura 63. Sección transversal de estribo con distribución de refuerzo.....	132
Figura 64. Estructura de entrada y salida de la canoa 03	133
Figura 65. Sección transversal de muro de contención.....	134
Figura 66. Aplicación de empuje hidráulico en el muro	136
Figura 67. Aplicación de empuje activo del suelo en el muro	137
Figura 68. Aplicación de empuje pasivo del suelo en el muro	137
Figura 69. Aplicación de empuje por carga hidráulica a través del suelo en el muro	138
Figura 70. Aplicación de empuje sísmico del suelo en el muro.....	139
Figura 71. Aplicación de la fuerza inercial en el muro	140
Figura 72. Modelamiento del muro en voladizo	144
Figura 73. Momentos en el estado de Servicio I del muro.....	144
Figura 74. Envolvente de momentos del muro	145
Figura 75. Envolvente de cortantes del muro.....	145
Figura 76. Posición de eje neutro en la pantalla del muro	148
Figura 77. Posición de eje neutro en la cimentación del muro	153
Figura 78. Sección transversal de muro con distribución de refuerzo	155

CAPITULO 1: DATOS INFORMATIVOS

1.1. Título del trabajo de investigación

"DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOAS PARA EL PASO DE FLUJO HIPERCONCENTRADO EN LA QUEBRADA HUASCARÁN, DISTRITO DE VIRÚ - VIRÚ - LA LIBERTAD"

1.2. Autor

Nombre: Tarrillo Tarrillo, Deybi

Código: 020150481-E

1.3. Asesor

Nombre: M. Sc. Ing. De la Rosa Ríos, Emilio

1.4. Escuela profesional

Ingeniería Civil

1.5. Sustento de Suficiencia Laboral

1.5.1. Antecedentes generales

Bachiller de Ingeniería Civil desde el 02/12/2021, desde la fecha a la emisión del informe se tienen 29 meses de experiencia laboral. En la Tabla 1 se muestra el resumen de vida laboral, mencionando la empresa, cargo y tiempo trabajado.

Tabla 1.*Experiencia laboral*

Empresa o Entidad	Cargo	Fecha de inicio	Fecha de termino	Meses
Consorcio Hidráulico del Norte (DOHWA – TEC4)	Asistente de Ingeniería	Nov/2021	Nov/2022	13
Inypsa CW Infraestructures SLU Sucursal Perú (Airtificial)	Ingeniero Civil Junior	Dic/2022	Jul/2023	8
Gobierno Regional de Amazonas	Asistente de Ingeniería y Arquitectura	Ago/2023	Dic/2023	5
Gobierno Regional de Amazonas	Asistente de Ingeniería	Ene/2024	Actualidad	4
Total, en meses				30
Efectivo, en meses				29

Nota. Fuente (Elaboración propia).

Con fecha de 25/11/2022, el gerente de Inypsa CW Infraestructures SLU Sucursal Perú (Airtificial), me invita para pertenecer al equipo técnico de la empresa para el proyecto “ENTREGAS DE LAS DEFENSAS RIBEREÑAS DE LOS RÍOS CHICAMA Y VIRÚ (PAQUETE-06)” en el marco Gobierno a Gobierno (G2G) con Reino Unido de la Autoridad para la Reconstrucción con Cambios (ARCC), iniciando labores el 01/12/2022 hasta el 31/07/2023 en calidad de INGENIERO CIVIL JUNIOR, interviniendo en los siguientes Estudios Definitivos de Ingeniería:

- Virú - Paquete 01- Quebrada Huascarán: Diques de retención.
- Virú - Paquete 02 - Ciudad Carabamba: Encauzamiento.
- Virú - Paquete 03 - Quebrada Río Seco y Río Carabamba: Encauzamiento.
- Virú - Paquete 04 - Río Huacapongo: Encauzamiento.
- Virú - Paquete 05 - Quebrada El Niño: Encauzamiento.

- Virú - Paquete 06 - Quebrada Norte Verde: Diques de retención.
- Virú - Paquete 07 - Quebradas Norte Verde y Huascarán: Encauzamiento.
- Virú - Paquete 08 - Río Virú Tramo I: Encauzamiento.
- Virú - Paquete 09 - Río Virú Tramo II: Encauzamiento y Bocatoma Ramos.
- Chicama - Paquete 01- Quebrada León (Oso): Diques de retención.
- Chicama - Paquete 02 - Quebradas P. Hermosa y Quirripano: Diques de retención.
- Chicama - Paquete 03 - Quebrada Santanero: Diques de retención.
- Chicama - Paquete 04- Quebrada Alto Perú: Diques de retención.
- Chicama - Paquete 05- Quebrada Ascope: Diques de retención.

El presente informe se desarrolla según la experiencia obtenida el desarrollo del proyecto: “ENTREGAS DE LAS DEFENSAS RIBEREÑAS DE LOS RÍOS CHICAMA Y VIRÚ (PAQUETE-06)”.

1.5.2. Aprendizaje en el proyecto

Funciones:

- Diseño estructural de canoas con canales de ingreso y salida, muros de contención (longitudinales y deflectores), sifones, badenes, canales, alcantarillas, buzones, rápidas, aliviaderos, retornos, transiciones, gradas escalonadas, pavimentos rígidos y dados de anclaje para mallas geodinámicas. Utilizando los softwares Sap 2000, CSI Bridge, CSI Safe, Civil 3D y Excel.
- Diseño estructural de la Bocatoma Ramos y ampliaciones en las Bocatomas Ciruelo, Choloque, Vinzos Alto y San Nicolás. Utilizando los softwares Sap 2000 y CSI Safe, Civil 3D y Excel.

- Diseño hidráulico de alcantarillas, sifones y badenes para el paquete 03 (Quebrada Río Seco y Río Carabamba: Encauzamiento). Haciendo uso de Civil 3D y Excel.
- Elaboración de metrados de acero, encofrados y concreto.
- Apoyo en el desarrollo de Estudios definitivos de ingeniería (EDIs) para la etapa de Riba 4.

1.6. Localidad donde se desarrolla el proyecto

El proyecto se desarrolla en el distrito de Virú, Provincia de Virú, Departamento de La Libertad.

CAPITULO 2: GENERALIDADES

2.1. Introducción

El canal Madre Chavimochic transporta un caudal de 70 m³/s de agua, destinado a la producción agrícola en la provincia de Virú y en parte del departamento de La Libertad, siendo una infraestructura de gran importancia que necesita ser protegida en épocas de lluvia extraordinaria como la ocurrida en el año 2017 por el Fenómeno del Niño Costero. El informe "Diseño estructural de canoas para el paso de flujo hiperconcentrado en la quebrada Huascarán, distrito de Virú - Virú - La Libertad", contempla el diseño de 13 canoas que permitirán el paso de flujo hiperconcentrado sobre el Canal Madre Chavimochic. Las canoas constan de los siguientes elementos:

- Superestructura: Conformado por vigas, losa, diafragmas, parapetos y neoprenos.
- Infraestructura: Conformado por estribos.
- Canales de entrada y salida: Conformado por muros de contención en voladizo.

2.2. Ubicación del proyecto

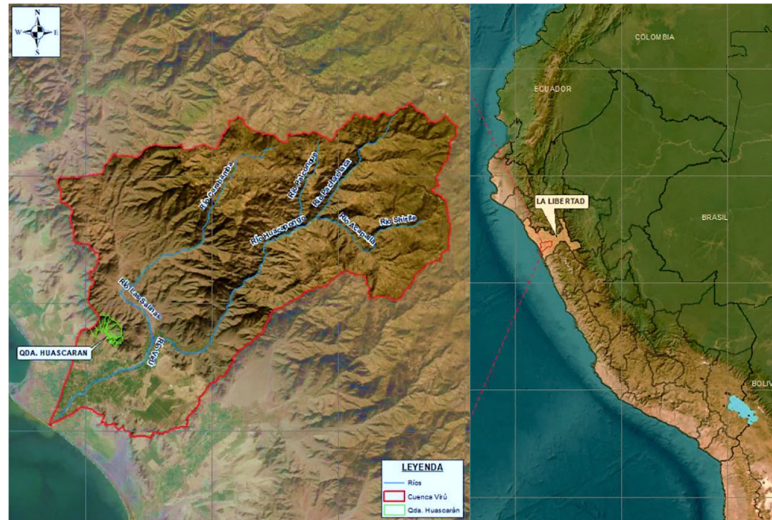
Ubicación política:

- Departamento: La Libertad
- Provincia: Virú
- Distrito: Virú
- Cuenca hidrográfica: Río Virú
- Ubicación geográfica: E9073200 – E9078150 por el oeste y N740500 – N745950 por el norte.

- Vías de acceso: Panamericana Norte, Lima – Virú (510 km) o Trujillo – Virú (55 km), después se continua por vías auxiliares con tramos asfaltados y de trocha hasta llegar a la quebrada.

Figura 1.

Ubicación geográfica de la Cuenca de Virú.



El Proyecto – Río Virú ha sido dividido en 9 paquetes, este informe forma parte del paquete 01 – Quebrada Huascarán.

Figura 2.

Paquetes del proyecto Virú.



2.3. Objetivos

2.3.1. Objetivo general

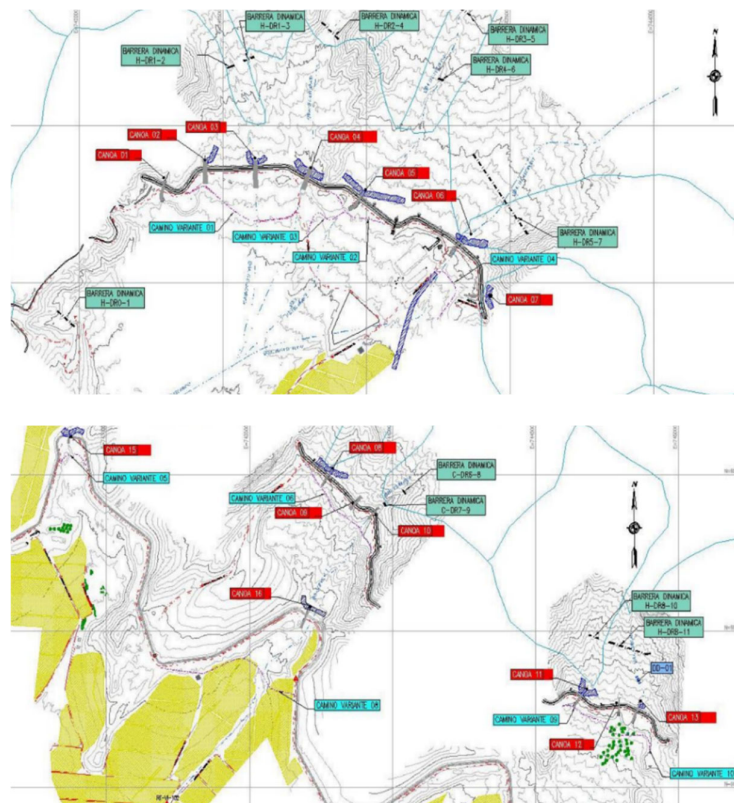
Realizar el diseño estructural de 13 canoas hidráulicas para el paso de flujo hiperconcentrado sobre el Canal Madre Chavimochic en la quebrada Huascarán, distrito de Virú, provincia de Virú, Departamento de La Libertad.

2.3.2. Objetivos específicos

- Realizar el diseño estructural de la superestructura de la canoa.
- Realizar el diseño estructural de la infraestructura de la canoa.
- Realizar el diseño estructural de los canales de entrada y salida.

Figura 3.

Canoas hidráulicas sobre el Canal Madre Chavimochic.



2.4. Topografía

La topografía del terreno en el área de estudio es ondulada y accidentada.

2.5. Justificación e importancia

Las estructuras diseñadas en este informe se justifican por formar parte del proyecto “MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL SERVICIO DE PROTECCIÓN CONTRA INUNDACIONES EN AMBAS MÁRGENES DEL RÍO VIRÚ Y AFLUENTES, DISTRITO DE CARABAMBA Y VIRÚ - PROVINCIAS DE JULCÁN Y VIRÚ - DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD”, que contribuye a cerrar brechas de protección a “Puntos Críticos Identificados No Atendidos” publicado en el portal institucional del MINAGRI. Formando parte del Sistema de Programación Multianual y Gestión de Inversiones del MEF en los diferentes sectores del Gobierno Nacional.

CAPITULO 3: MARCO TEÓRICO

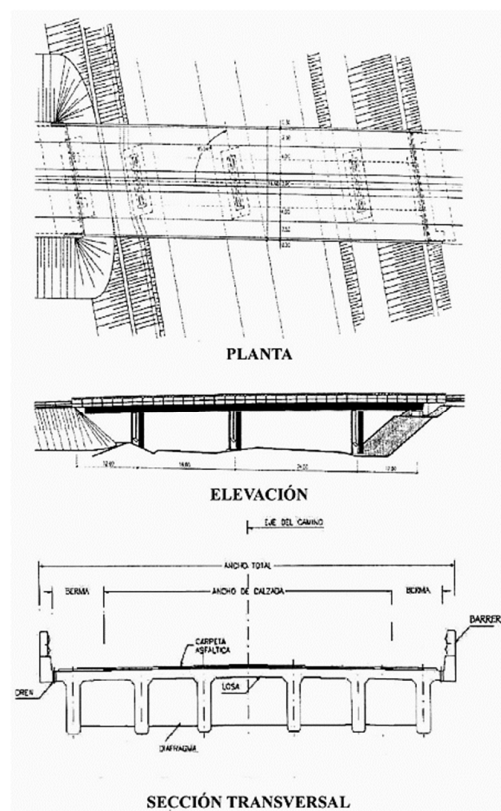
3.1. Definiciones

3.1.1. Puente

Obra que se construye para cruzar obstáculos físicos y brindar continuidad a una vía. Pueden ser utilizados en carreteras, vías férreas, líneas de distribución de energía, etc. Los puentes que transportan agua se llaman acueductos, en caso de que estén sobre suelo árido se llaman viaductos, si cruzan autopistas o vías de tren se llaman pasos elevados. (Rodríguez Serquén, 2023)

Figura 4.

Vista en planta, elevación y transversal de un puente de concreto.



Nota. Fuente (Rodríguez Serquén, 2023, pág. 7).

3.1.2. Clasificación de puentes

- Por su función: Peatonales, Carreteros, Ferroviarios, Acueductos, Viaductos.
- Según los materiales de construcción: Mampostería, madera, acero estructural, concreto armado, concreto presforzado, sección compuesta.
- Según el tipo de estructura: Simplemente apoyados, simples de tramos múltiples, continuos, en arco, colgantes, levadizos y pontones.
- Por el tiempo de vida: Definitivo (tiempo de servicio de 75 años) y temporal (tiempo de vida menor a 5 años).
- Por el tipo de geometría en planta: Rectos, Esviajados y Curvos.

3.1.3. Estudios básicos de ingeniería para el diseño de puentes

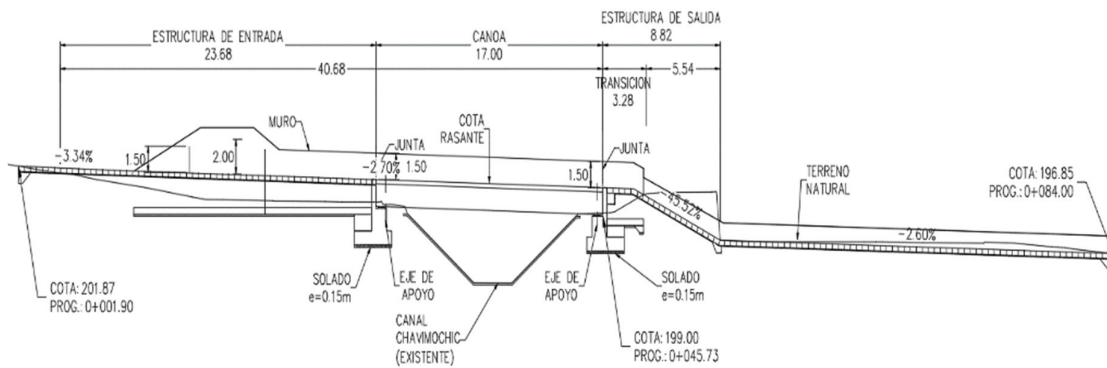
- Estudios topográficos.
- Estudios hidrológicos e hidráulicos.
- Estudios geotécnicos y geológicos.
- Estudios del peligro sísmico.
- Estudios de impacto ambiental.
- Estudios de tráfico (no aplica para canoas hidráulicas)
- Estudios de trazo y diseño de accesos.
- Estudios de alternativas a nivel de anteproyecto.
- Estudios complementarios.

3.1.4. Canoa Hidráulica

Estructura que sirve para el transporte de fluido y que se encuentran sobre un canal, consta de tres partes:

Figura 7.

Vista longitudinal de la Canoa 06 propuesta sobre el Canal Madre.

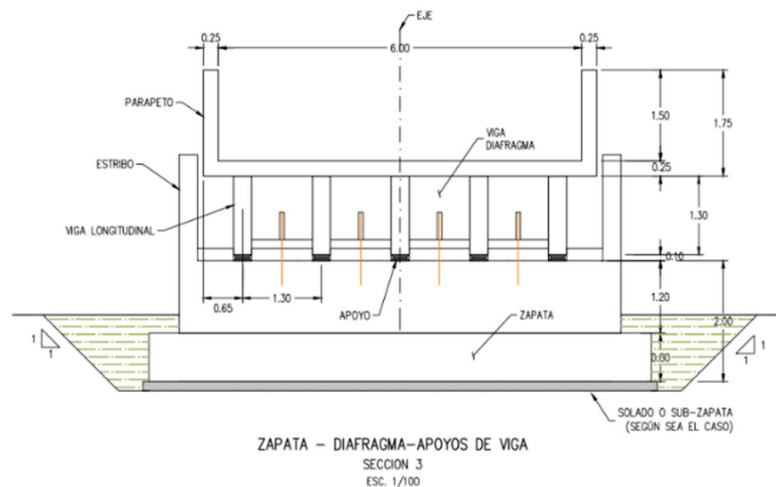


Sección transversal

La sección transversal de una canoa hidráulica no es muy diferente a la de un canal, por lo que sus elementos que los conforman son la solera y los parapetos. La canoa debe ser integrada completamente al diseño hidráulico de los canales de entrada y salida tanto en planta como en perfil.

Figura 8.

Sección transversal de una Canoa Hidráulica.



Solera

El ancho de solera se determina con el caudal que se quiere transportar, procurando que los tirantes no sean elevados para evitar es sobredimensionamiento de la estructura. Según el requerimiento puede ser hecho in situ o con elementos prefabricados.

Parapeto

La altura del parapeto se determina con el tirante de flujo que se quiere transportar, considerando como resguardo un borde libre (BL) no menor a 0.50m.

Gálibo

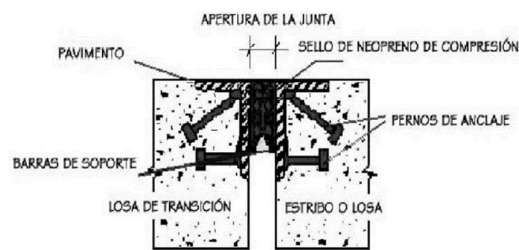
El gálibo vertical en puentes sobre cursos de agua será como mínimo una altura de 1.50m del nivel máximo de aguas. En caso de ríos que llevan palizadas y troncos será como mínimo una altura libre de 2.50 metros. (Rodríguez Serquén, 2023)

Juntas de dilatación

Los cambios de temperatura provocan la dilatación y contracción de la estructura, para esto se colocan juntas en los extremos y en secciones intermedias. Las juntas deben rellenarse con materiales impermeables y flexibles. (Rodríguez Serquén, 2023)

Figura 9.

Junta de dilatación.



Nota. Fuente (Rodríguez Serquén, 2023, pág. 14).

- EV: Presión vertical de suelos de relleno.

3.2.2. Cargas hidráulicas (WA)

- WA: Presión hidrostática que actúa de manera perpendicular a la superficie.

3.2.3. Empujes de suelo

- EH: Empuje horizontal de suelo.
- ES: Sobrecarga de suelo.
- LS: Sobrecarga viva.

3.2.4. Efectos sísmicos

- EQ: Fuerza sísmica

3.3. Factores de carga y combinaciones

Para el diseño por Factores de Carga y Resistencia se satisface:

$$\sum \eta \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Ecuación 1

AASHTO 1.3.2.1-1

- η : Modificador de cargas.
- γ_i : Factor de carga.
- Q_i : Solicitación.
- ϕ : Factor de resistencia.
- R_n : Resistencia nominal.
- R_r : Resistencia mayorada.

3.3.1. Estados Límites

- Resistencia I: Combinación básica de cargas
- Evento Extremo I: Combinación de cargas con influencia de sismos.
- Servicio I: Combinación de cargas en condiciones normales.

3.3.2. Modificador de carga

$$\eta = \eta_D * \eta_R * \eta_i \geq 0.95 \quad \text{Ecuación 2}$$

Tabla 2.

Modificadores de carga (n)

Modificador	Valor	Condición
Ductilidad (η_D)	1.00	Estructuras de concreto dúctiles, estructuras de acero y estructuras de madera.
	1.05	Estructuras de concreto no dúctiles
Redundancia (η_R)	1.00	Redundantes
	1.05	No redundantes
Importancia (η_i)	0.90	Puentes temporales
	0.95	ADT < 500
	1.00	500 < ADT < 40000
	1.05	Cruces en ríos mayores o con ADT > 40000 o en puentes de vías interestatales

Nota. Fuente (Rodríguez Serquén, 2023, pág. 30).

Se consideran estructuras redundantes cuando la superestructura tiene 4 o más vigas, en puentes comunes o convencionales se utiliza el $\eta_i = 1.00$.

3.3.3. Factores de carga y combinaciones

Tabla 3.

Combinaciones y factores de carga

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Tabla 3.4.1-1

Tabla 4.

Factores para cargas permanentes (γ_p)

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag	Load Factor	
	Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments	1.25	0.90
DC: Strength IV only	1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40
	Piles, λ Method	1.05
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25
DW: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure	• Active	1.50
	• At-Rest	1.35
	• AEP for anchored walls	1.35
EL: Locked-in Construction Stresses	1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure	• Overall Stability	1.00
	• Retaining Walls and Abutments	1.35
	• Rigid Buried Structure	1.30
	• Rigid Frames	1.35
	• Flexible Buried Structures	1.50
	o Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts	1.30
	o Thermoplastic Culverts	1.95
	o All others	1.50
ES: Earth Surcharge	1.50	0.75

Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Tabla 3.4.1-2

3.4. Superestructura de canoa

3.4.1. Puente viga-losa de concreto armado

Los puentes de concreto armado simplemente apoyados formados por vigas T se usan en luces de hasta 24m de longitud. El diseño de estos puentes recae principalmente en las vigas, debiendo tomar las solicitaciones de momentos que se producen en su longitud, variando desde el apoyo y alcanzando el máximo valor en el centro de la luz libre.

3.4.2. Peraltes mínimos de superestructuras de puentes

Tabla 5.

Peraltes mínimos en superestructuras de puentes con peralte constante

Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
		When variable depth members are used, values may be adjusted to account for changes in relative stiffness of positive and negative moment sections	
Material	Type	Simple Spans	Continuous Spans
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1.2(S+10)}{30}$	$\frac{S+10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$
	T-beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
Steel	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
	Overall Depth of Composite I-beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-beam Portion of Composite I-beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Tabla 2.5.2.6.3-1

3.4.3. Resistencia a la flexión

$$M_r = \phi M_n$$

Ecuación 3

AASHTO 5.6.3.2.1-1

– M_r : Resistencia mayorada.

- M_n : Resistencia nominal.
- ϕ : Factor de resistencia.

$$A_s f_y = 0.85 f_c a b ; a = c \beta_1$$

Ecuación 4

AASHTO 5.6.2.2

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right)$$

Ecuación 5

$$+ 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

AASHTO 5.6.3.2.1-1

- A_s : Área de acero en tracción.
- f_y : Fluencia del acero en tracción.
- d_s : Distancia de la armadura en tracción hacia la fibra extrema en compresión.
- a : Altura del bloque en compresión equivalente.
- b : Ancho de la cara comprimida.
- A'_s : Área de acero en compresión.
- f'_y : Fluencia del acero en compresión.
- d'_s : Distancia de la armadura en compresión hacia la fibra extrema en compresión.
- f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.
- b_w : Ancho del alma.
- β_1 : Factor para el diagrama de tensiones.
- h_f : Altura del ala en compresión para una sección Te.
- c : Distancia entre el eje neutro y la fibra extrema en compresión.

3.4.4. Armadura de distribución

La armadura inferior en la dirección secundaria se debe calcular como un porcentaje de la armadura principal.

Armadura principal en dirección del flujo

$$\frac{55}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

Ecuación 6

AASHTO 9.7.3.2

Armadura principal perpendicular al flujo

$$\frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Ecuación 7

AASHTO 9.7.3.2

- S: Para losas apoyadas sobre vigas se calcula como la distancia desde la punta extrema del ala hacia la cara del alma.

3.4.5. Armadura de contracción y temperatura

El área de refuerzo necesario por m² por efectos de contracción y temperatura será:

$$\frac{0.18bh}{2(b + h)} \leq A_s$$

Ecuación 8

AASHTO 5.10.6-1

$$2.33 \text{ cm}^2/\text{cm} \leq A_s \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Ecuación 9

AASHTO 5.10.6-2

- A_s : Área de refuerzo en la cara (cm²/cm).
- b: Ancho menor de la sección (cm).
- d_s : Espesor menor de la sección (cm).

3.4.6. Limitación del fisuramiento

Para el estado límite de servicio, la separación máxima del acero en la capa más cercana a la cara de tensión es determinado por la siguiente ecuación:

$$S_{\max} \leq \frac{125000\gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$$

Ecuación 10
AASHTO 5.6.7-1

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)}$$

Ecuación 11
AASHTO 5.6.7-2

- γ_e : Factor de exposición, para estructuras en condiciones normales utilizar 1.00 y en estructuras en contacto con fluido utilizar 0.75.
- d_c : Distancia entre el acero de flexión hacia la fibra extrema de tensión (cm).
- f_s : Fluencia del acero en tensión para el estado límite de servicio (kg/cm²).
- h : Altura total de la viga (cm).

$$A_{sk} \geq 0.1(d_l - 76) \leq \frac{A_s}{4}$$

Ecuación 12
AASHTO 5.6.7-3

- d_l : Distancia desde el centroide del acero en tracción hacia la fibra en compresión extrema. Si el valor supera a 0.90m, entonces se deberá colocar el área de armadura A_{sk} en las caras laterales de la viga en una distancia $d_l/2$ al refuerzo en tracción. El espaciamiento del refuerzo no excederá a $d_l/6$ o 30cm.

3.4.7. Límites para el refuerzo

Refuerzo máximo

Las normas AASHTO LRFD actuales no mencionan limitaciones de refuerzo máximo.

Refuerzo mínimo

La cantidad mínima de refuerzo a tracción será superior al mínimo valor obtenido de las siguientes ecuaciones:

$$A_{smin} \geq \min \{1.33M_u; M_{cr} = 1.1f_r S_c\}$$

Ecuación 13

AASHTO 5.6.3.3

$$f_r = 2\sqrt{f_c}$$

Ecuación 14

AASHTO 5.4.2.6.

- f_r : Módulo de ruptura del concreto (kg/cm^2).
- S_c : Módulo de sección de la viga (cm^3).

3.4.8. Factores de resistencia

Según el Artículo 5.5.4.2. de la norma AASHTO LRFD, tenemos los siguientes factores de resistencia en secciones de concreto armado no presforzado:

- Tensión controlada: $\phi = 0.90$
- Corte y torsión: $\phi = 0.90$
- Compresión: $\phi = 0.70$

En elementos no presforzados, la variación del factor de resistencia de tensión por compresión controlada depende de la deformación de tensión neta.

$$0.75 \leq \phi = 0.75 + \frac{0.15(\epsilon_t - \epsilon_{cl})}{(\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl})} \leq 0.90$$

Ecuación 15

AASHTO 5.5.4.2-2

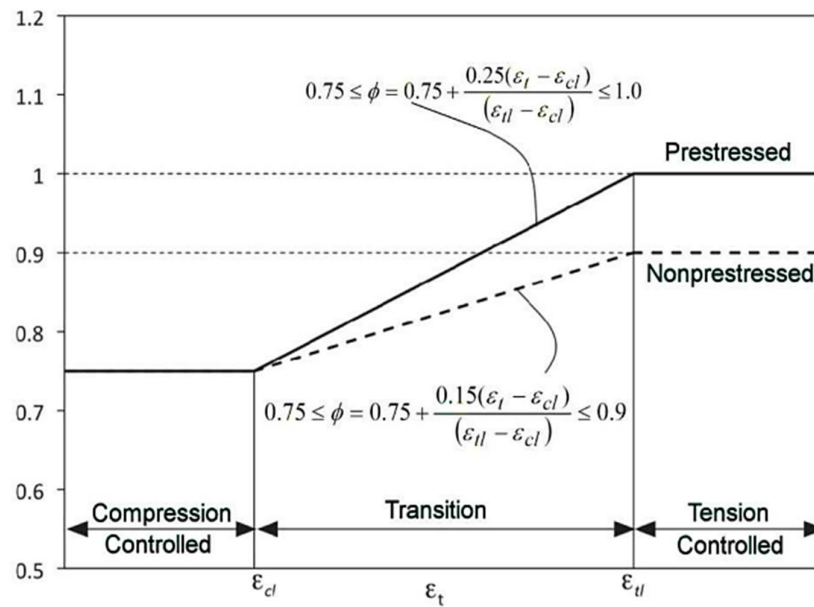
- ϵ_t : Deformación de tensión neta, en secciones rectangulares de concreto armado se puede utilizar la siguiente ecuación.

$$\varepsilon_t = 0.003 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \quad \text{Ecuación 16}$$

- ε_{cl} : Límite de deformación por compresión controlada del acero en tensión, 0.002 para acero Grado 60.
- ε_{tl} : Límite de deformación por tensión controlada del acero en tensión, 0.005 para acero Grado 60.
- d_t : Distancia entre el centroide del acero en tensión y la fibra más extrema en compresión.

Figura 11.

Variación de ϕ según la deformación por tensión neta



Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Figura C5.5.4.2-1

3.4.9. Recubrimientos

Tabla 6.

Recubrimiento en armaduras

Situation	Cover (in.)
Direct exposure to salt water	4.0
Cast against earth	3.0
Coastal	3.0
Exposure to deicing salts	2.5
Deck surfaces subject to tire stud or chain wear	2.5
Exterior other than above	2.0
Interior other than above	
• Up to No. 11 bar	1.5
• No. 14 and No. 18 bars	2.0
Bottom of cast-in-place slabs	
• Up to No. 11 bar	1.0
• No. 14 and No. 18 bars	2.0
Precast soffit form panels	0.8
Precast reinforced piles	
• Noncorrosive environments	2.0
• Corrosive environments	3.0
Precast prestressed piles	2.0
Cast-in-place piles	
• Noncorrosive environments	2.0
• Corrosive environments	
o General	3.0
o Protected	3.0
• Shells	2.0
• Auger-cast, tremie concrete, or slurry construction	3.0
Precast concrete box culverts	
• Top slabs used as a driving surface	2.5
• Top slabs with less than 2.0 ft of fill not used as a driving surface	2.0
• All other members	1.0

Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Tabla 5.10.1-1

3.4.10. Resistencia al corte y torsión

Se proveerá de refuerzo transversal si:

$$V_u > 0.5\phi(V_c)$$

Ecuación 17

AASHTO 5.7.2.3-1

$$T_u > 0.25\phi T_{cr}$$

Ecuación 18

AASHTO 5.7.2.1-3

$$V_c = 0.53\beta\sqrt{f'c}b_v d_v$$

Ecuación 19

AASHTO 5.7.3.3-3

$$T_{cr} = 0.125\sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_c}$$

Ecuación 20

AASHTO 5.7.2.1-4

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} \geq \max \{0.90 d_e ; 0.72h\}$$

Ecuación 21

AASHTO 5.7.2.8

- V_u : Fuerza cortante mayorada.
- V_c : Resistencia nominal al corte de la sección de concreto.
- b_v : Ancho del alma de la sección.
- d_v : Peralte de corte efectivo.
- d_e : Altura hasta el centroide del acero tensionado.
- T_u : Momento torsional mayorado.
- T_{cr} : Momento de fisuración torsional.
- A_{cp} : Área encerrada por el perímetro total de la sección.
- P_c : Perímetro total de la sección.

Mínima armadura transversal

$$A_{vmin} = \frac{0.27\sqrt{f'_c}b_wS}{f_y}$$

Ecuación 22

AASHTO 5.7.2.5

- A_v : Área de armadura trasversal para un espaciamiento determinado.
- S : Espaciamiento de la armadura transversal.

Máximo espaciamiento

$$V'_u < 0.125f'_c, \text{ entonces } S_{max} = 0.8d_v \leq 60\text{cm}$$

Ecuación 23

AASHTO 5.7.2.6-1

$$V'_u \geq 0.125f'_c, \text{ entonces } S_{\max} = 0.4d_v \leq 30\text{cm}$$

Ecuación 24

AASHTO 5.7.2.6-2

$$V'_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v}$$

Ecuación 25

AASHTO 5.7.2.8-1

- V'_u : Esfuerzo de corte en la sección.

Resistencia mayorada al cortante

$$V_r = \phi V_n$$

Ecuación 26

AASHTO 5.7.2.1-1

Resistencia nominal al cortante

Se determina con el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 27

AASHTO 5.7.3.3-1

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v$$

Ecuación 28

AASHTO 5.7.3.3-2

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

Ecuación 29

AASHTO 5.7.3.3-4

- V_s : Resistencia al corte proporcionado por el acero.
- θ : Ángulo de inclinación de la tensión de compresión diagonal.
- α : Ángulo de inclinación del refuerzo transversal.
- β : Factor de capacidad del concreto fisurado de transmitir tracciones.

Procedimiento simplificado para determinar β y θ

En secciones de concreto no pretensado que contienen al menos el mínimo refuerzo transversal que se especifica en el Artículo 5.7.2.5, se puede usar $\beta = 2$, $\theta = 45^\circ$ y $\alpha = 90^\circ$.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

Ecuación 30

AASHTO 5.7.3.3-3

$$V_s = \frac{A_v f_v d_v}{S}$$

Ecuación 31

AASHTO C5.7.3.3-1

Procedimiento general para determinar β y θ

Si la sección de concreto contine al menos la mínima cantidad de refuerzo transversal requerido, el coeficiente β se puede calcular de la siguiente manera:

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

Ecuación 32

AASHTO 5.7.3.4.2-1

Si la sección de concreto contine menos de la mínima cantidad de refuerzo transversal requerido, el coeficiente β se puede calcular de la siguiente manera:

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

Ecuación 33

AASHTO 5.7.3.4.2-2

$$S_{xe} = S_x \frac{1.38}{(a_g + 0.63)} \text{ pulg ; } 12'' \leq S_{xe} \leq 80''$$

Ecuación 34

AASHTO 5.7.3.4.2-7

El valor de θ en cualquier caso se calcula con:

$$\theta = 29 + 3500\epsilon_s$$

Ecuación 34

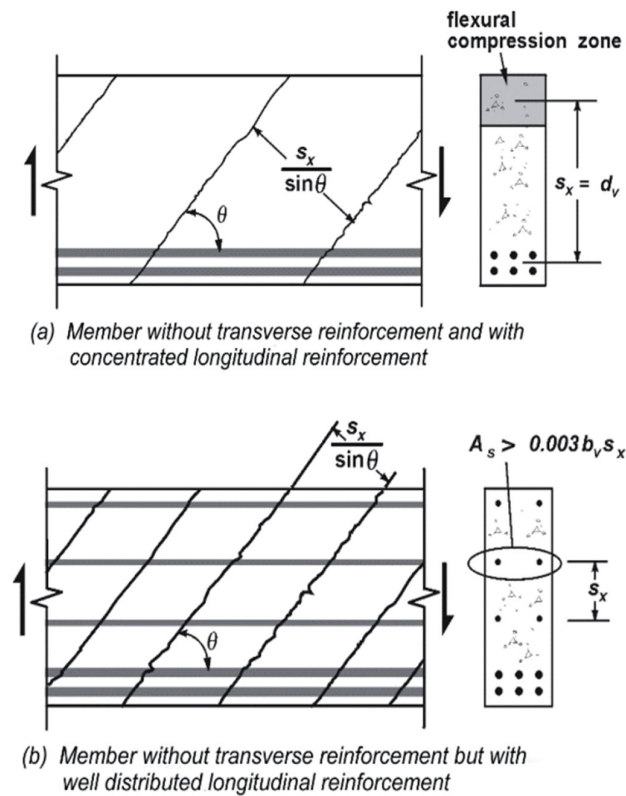
AASHTO 5.7.3.4.2-3

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u|}{E_s A_s}$$

Ecuación 35

AASHTO 5.7.3.4.2-4

- ϵ_s : Deformación por tensión longitudinal neta en la sección.
- a_g : Máximo tamaño del agregado (pulg).
- S_{xe} : Espaciamiento por agrietamiento.
- S_x : El menor valor entre d_v y la distancia entre capas de refuerzo para el control del agrietamiento longitudinal, el área de refuerzo por capa no será menor que $0.003b_v S_x$ (pulg).

Figura 12.*Espaciamiento por agrietamiento S_x* 

Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Figura 5.7.3.4.2-3

Resistencia mayorada a la torsión

$$T_r = \phi T_n$$

Ecuación 36

AASHTO 5.7.2.1-2

Resistencia nominal a la torsión

$$T_n = 2A_o A_t f_y \frac{\cot \theta}{S}$$

Ecuación 37

AASHTO 5.7.3.6.2-1

- A_o : Área encerrada por el acero transversal.
- A_t : Área de una rama de refuerzo transversal por torsión.

Verificación de refuerzo longitudinal

Para que el refuerzo longitudinal se considere correcto se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{\phi * d_v} + \cot \theta \sqrt{\left(\left|\frac{V_u}{\phi}\right| - 0.5V_s\right)^2 + \left(0.45P_h \frac{T_u}{2 * A_o * \phi}\right)^2}$$

Ecuación 38

AASHTO 5.7.3.6.3-1

- P_h : Perímetro del refuerzo transversal por torsión.

3.5. Dispositivos de apoyo

Los apoyos pueden ser móviles o fijos, dependiendo de los requerimientos del puente. Los apoyos móviles necesitan una guía para direccionar la traslación del puente. Ambos tipos de apoyos deben ser diseñados para resistir las cargas solicitadas y restringir las traslaciones inadecuadas.

El siguiente cuadro muestra los tipos de apoyos más usuales en el medio, tiene las terminologías:

- S: Apropriado
- U: No apropiado
- L: Apropriado para aplicaciones limitadas.
- R: Puede ser apropiado, pero se deben tener consideraciones adicionales.

Tabla 7.

Tipos de apoyos

Type of Bearing	Movement		Rotation about Bridge Axis Indicated			Resistance to Loads		
	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Vert.	Long.	Trans.	Vert.
Plain Elastomeric Pad	S	S	S	S	L	L	L	L
Fiberglass-reinforced Pad	S	S	S	S	L	L	L	L
Cotton-duck-reinforced Pad	U	U	U	U	U	L	L	S
Steel-reinforced Elastomeric Bearing	S	S	S	S	L	L	L	S
Plane Sliding Bearing	S	S	U	U	S	R	R	S
Curved Sliding Spherical Bearing	R	R	S	S	S	R	R	S
Curved Sliding Cylindrical Bearing	R	R	U	S	U	R	R	S
Disc Bearing	R	R	S	S	L	S	S	S
Double Cylindrical Bearing	R	R	S	S	U	R	R	S
Pot Bearing	R	R	S	S	L	S	S	S
Rocker Bearing	S	U	U	S	U	R	R	S
Knuckle Pinned Bearing	U	U	U	S	U	S	R	S
Single Roller Bearing	S	U	U	S	U	U	R	S
Multiple Roller Bearing	S	U	U	U	U	U	U	S

Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Tabla 14.6.2-1

3.5.1. Apoyos Elastoméricos Reforzados con Láminas de Acero – Método B

Factor de forma

Es la relación entre el área plana y el área del perímetro libre que sobresale.

$$S_i \geq \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)}$$

Ecuación 39

AASHTO 14.7.5.1-1

- L: Dimensión plana paralela al eje longitudinal del puente.
- W: Dimensión plana paralela al eje transversal del puente.
- h_{ri} : Espesor de la capa de elastómero considerada.

Dureza

Las escalas de dureza y el módulo de corte para los apoyos tipo PEP se especifican en la siguiente tabla:

Tabla 8.

Escalas de dureza de apoyos tipo PEP

	Hardness (Shore A)		
	50	60	70 ¹
Shear Modulus @ 73°F (ksi)	0.095–0.130	0.130–0.200	0.200–0.300
Creep deflection @ 25 yr divided by initial deflection	0.25	0.35	0.45

Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Tabla 14.7.6.2-1

Esfuerzos de compresión

$$\sigma_s \leq 1.25GS$$

Ecuación 40

AASHTO 14.7.6.3.2-1

$$\sigma_s \leq 1.25 \text{ ksi} = 87.9 \text{ kg/cm}^2$$

Ecuación 41

AASHTO 14.7.6.3.2-2

- σ_s : Esfuerzo de compresión debido a las combinaciones de cargas de servicio.
- S: Factor de forma

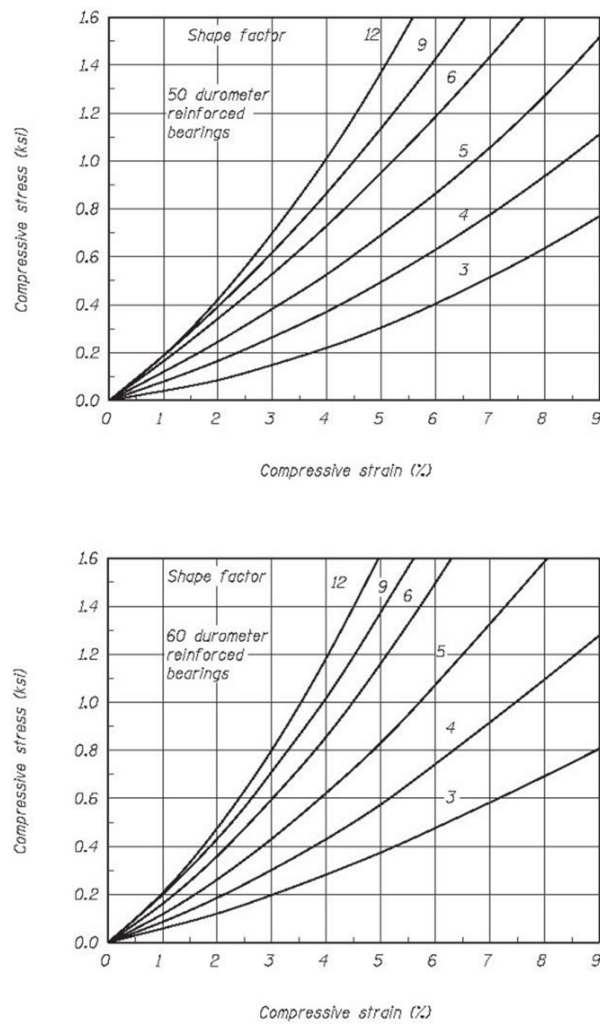
Deformación por compresión

La compresión por carga viva instantánea y carga muerta inicial produce deflexiones, en el estado límite de servicio no superara $0.09h_{ri}$.

Las cargas se considerarán en el estado límite de servicio. La Figura 13 ayuda a determinar la deformación de una capa de elastómero.

Figura 13.

Curvas de Esfuerzo-Deformación



Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Figura C14.7.6.3.3-1

La deflexión instantánea por carga viva se tomará como:

$$\delta_L \leq \sum \epsilon_{Li} h_{ri}$$

Ecuación 42

AASHTO 14.7.5.3.6-1

La deflexión inicial por carga muerta se tomará como:

$$\delta_d \leq \sum \epsilon_{di} h_{ri}$$

Ecuación 42

AASHTO 14.7.5.3.6-2

La deflexión por carga muerta a lo largo del tiempo, incluyendo los efectos del creep:

$$\delta_{lt} = \delta_d + a_{cr} \delta_d$$

Ecuación 43

AASHTO 14.7.5.3.6-3

- ϵ_{Li} : Deformación instantánea producida por la carga viva.
- ϵ_{di} : Deformación inicial producida por la carga muerta.
- a_{cr} : Deflexión por creep, puede utilizarse la Tabla 8.

Corte

El desplazamiento máximo en la superestructura produce deformación por corte en el dispositivo de apoyo, para el estado límite de servicio.

$$h_{ri} = 2\Delta_s$$

Ecuación 44

AASHTO 14.7.6.3.4-1

Estabilidad

Para la estabilidad del dispositivo del apoyo, el grosor total no será superior al menor valor de $L/3$ o $W/4$.

Refuerzo

El grosor mínimo del acero debe cumplir los siguientes requerimientos:

- 1/16"
- Para estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{f_y}$$

Ecuación 45

AASHTO 14.7.5.3.5-1

Anclaje del dispositivo

Los dispositivos de apoyo deben ser anclados para prevenir su movimiento fuera del sitio de colocación durante la vida útil del puente. Fuerza producida por la deformación de un dispositivo:

$$H_{bu} \geq GA \frac{\Delta_u}{h_{rt}}$$

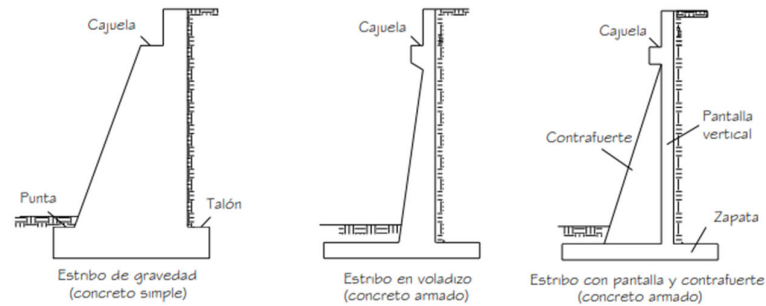
Ecuación 46

AASHTO 14.6.3.1-2

- G: Módulo de corte del elastómero.
- A: Área plana del dispositivo de apoyo.
- Δ_u : Deformación por corte para las combinaciones de Resistencia I y Evento Extremo.

3.6. Estribos y muros de contención

Estructuras de apoyo que se ubican en los extremos de un puente. Están sometidos a cargas verticales transmitidas por la superestructura del puente y también a cargas horizontales producidas por el suelo contenido lateralmente. Los estribos pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), concreto armado (muros en voladizo, muros con contrafuertes).

Figura 14.*Tipos de estribos*

Nota. Fuente (Rodríguez Serquen, 2023, pág. 240)

3.6.1. Empuje del suelo

Empuje lateral del suelo

La carga del suelo resultante se aplicará a una altura igual a $H/3$ desde la parte inferior del muro.

$$E = K\gamma_s H; P_a = \frac{K\gamma_s H^2}{2}$$

Ecuación 47

AASHTO 3.11.5.1-1

Coefficiente de Empuje lateral activo (Coulomb)

$$K_a = \frac{\sin(\theta + \phi')^2}{\sin(\theta)^2 \sin(\theta - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \alpha)}} \right)^2}$$

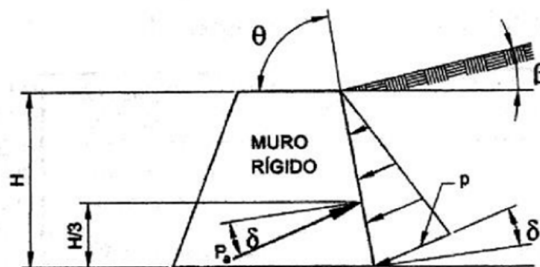
Ecuación 48

AASHTO 3.11.5.3-1

- γ_s : Peso específico del relleno.
- δ : Ángulo de fricción entre relleno y muro.
- β : Ángulo que forma la superficie de relleno con el eje horizontal.
- θ : Ángulo que forma la parte posterior del muro con el eje horizontal.
- ϕ' : Ángulo de fricción interna.

Figura 15.

Parámetros para calcular el empuje lateral activo



Nota. Fuente (Rodríguez Serquen, 2023, pág. 243)

El valor de δ puede tomarse entre 0° y ϕ' , por tema de seguridad se puede tomar como 0° , también se puede hacer uso de la Tabla 9.

Tabla 9.

Ángulo de fricción δ

Interface Materials	Friction Angle, δ (degrees)	Coefficient of Friction, $\tan \delta$ (dim.)
Mass concrete on the following foundation materials:		
• Clean sound rock	35	0.70
• Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	29 to 31	0.55 to 0.60
• Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	24 to 29	0.45 to 0.55
• Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	19 to 24	0.34 to 0.45
• Fine sandy silt, nonplastic silt	17 to 19	0.31 to 0.34
• Very stiff and hard residual or preconsolidated clay	22 to 26	0.40 to 0.49
• Medium stiff and stiff clay and silty clay	17 to 19	0.31 to 0.34
Masonry on foundation materials has same friction factors.		
Steel sheet piles against the following soils:		
• Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	22	0.40
• Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17	0.31
• Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	14	0.25
• Fine sandy silt, nonplastic silt	11	0.19
Formed or precast concrete or concrete sheet piling against the following soils:		
• Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls	22 to 26	0.40 to 0.49
• Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17 to 22	0.31 to 0.40
• Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	17	0.31
• Fine sandy silt, nonplastic silt	14	0.25
Various structural materials:		
• Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:		
○ dressed soft rock on dressed soft rock	35	0.70
○ dressed hard rock on dressed soft rock	33	0.65
○ dressed hard rock on dressed hard rock	29	0.55
• Masonry on wood in direction of cross grain	26	0.49
• Steel on steel at sheet pile interlocks	17	0.31

Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Tabla C3.11.5.3-1

Coefficiente de Empuje lateral pasivo (Coulomb)

$$K_p = \frac{\sin(\theta - \phi')^2}{\sin(\theta)^2 \sin(\theta + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \alpha)}} \right)^2} \quad \text{Ecuación 49}$$

$$P_p = K_p \gamma_s H + 2c \sqrt{K_p} \quad \text{Ecuación 50}$$

AASHTO 3.11.5.3-1

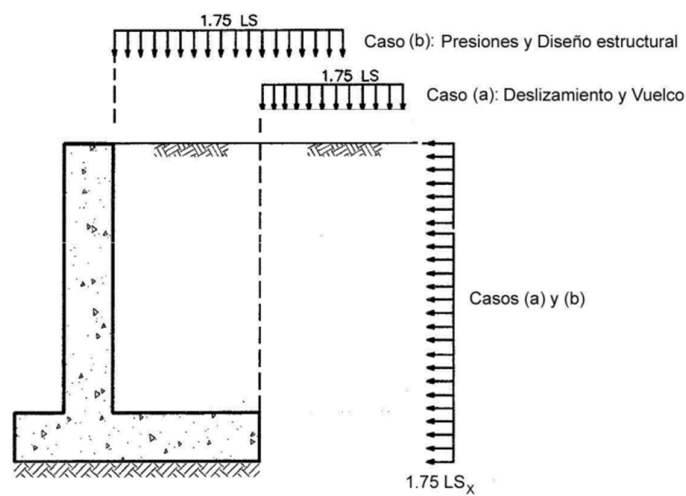
- P_p : Fuerza de empuje lateral pasivo del suelo.
- c : Cohesión del suelo.

Sobrecarga por carga de flujo

La sobrecarga que actúa a nivel de terreno en el caso de canoas hidráulicas se determina con la carga del fluido que transitará por los canales de entrada y salida. En la Figura 17 se muestra en qué casos se debe aplicar la carga.

Figura 16.

Aplicación de sobrecarga viva



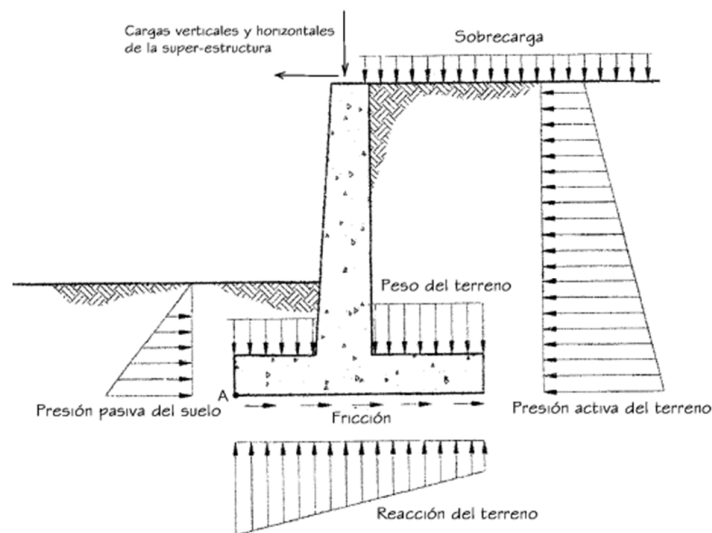
Nota. Fuente (Rodríguez Serquen, 2023, pág. 247)

3.6.2. Cargas de diseño

- Peso propio del estribo y relleno.
- Cargas verticales transmitidas por la superestructura del puente.
- Empujes laterales del terreno más el efecto de la sobrecarga.
- Fuerza sísmica.

Figura 17.

Aplicación de cargas



Nota. Fuente (Rodríguez Serquen, 2023, pág. 248)

3.6.3. Estabilidad

Vuelco

La excentricidad de la resultante de fuerzas con respecto al punto de volcamiento determina su estabilidad. Los factores de carga para fuerzas y momentos estabilizadores deben ser los mínimos, caso contrario para las fuerzas y momentos desestabilizadores.

En el estado límite de Resistencia, la resultante debe caer en los dos tercios centrales de la base ($e \leq B/3$), excepto en suelo rocoso donde la resultante debe caer en los nueve decimos centrales de la base ($e \leq 0.45B$).

En el estado límite de Evento extremo, para un $\gamma_{EQ} = 1.0$ la resultante de fuerzas debe caer en los ocho décimos centrales ($e \leq 0.40B$).

Deslizamiento

$$R_R \geq F_h$$

Ecuación 51

$$R_R = \phi_T R_T + \phi_{ep} R_{ep}$$

Ecuación 52

AASHTO 10.6.3.4-1

$$R_T = \mu C F_v ; \mu = \tan(\phi')$$

Ecuación 53

AASHTO 10.6.3.4-2

- R_R : Resistencia al deslizamiento.
- R_T : Resistencia de fuerzas verticales al deslizamiento.
- R_{ep} : Resistencia de fuerza pasiva al deslizamiento.
- F_h : Resultante de fuerzas horizontales.
- F_v : Resultante de fuerzas verticales.
- μ : Coeficiente de fricción.
- C : Para concreto hecho in situ se utiliza el valor de 1.0.
- ϕ_T : Factor de resistencia con valor de 1.0. (AASHTO Tabla 11.5.7-1)
- ϕ_{ep} : Factor de resistencia con valor de 0.5. (AASHTO Tabla 10.5.5.2.2-1)

Tabla 10.*Factores de resistencia*

Wall-Type and Condition		Resistance Factor
Nongravity Cantilevered and Anchored Walls		
Axial compressive resistance of vertical elements		Article 10.5 applies
Passive resistance of vertical elements		0.75
Pullout resistance of anchors ⁽¹⁾	<ul style="list-style-type: none"> • Cohesionless (granular) soils • Cohesive soils • Rock 	0.65 ⁽¹⁾ 0.70 ⁽¹⁾ 0.50 ⁽¹⁾
Pullout resistance of anchors ⁽²⁾	<ul style="list-style-type: none"> • Where proof tests are conducted 	1.0 ⁽²⁾
Tensile resistance of anchor tendon	<ul style="list-style-type: none"> • Mild steel (e.g., ASTM A615 bars) • High strength steel (e.g., ASTM A722 bars) 	0.90 ⁽³⁾ 0.80 ⁽³⁾
Flexural capacity of vertical elements		0.90
Mechanically Stabilized Earth Walls, Gravity Walls, and Semigravity Walls		
Bearing resistance	<ul style="list-style-type: none"> • Gravity and semigravity walls • MSE walls 	0.55 0.65
Sliding		1.0
Tensile resistance of metallic reinforcement and connectors	Strip reinforcements ⁽⁴⁾ <ul style="list-style-type: none"> • Static loading Grid reinforcements ⁽⁴⁾⁽⁵⁾ <ul style="list-style-type: none"> • Static loading 	0.75 0.65
Tensile resistance of geosynthetic reinforcement and connectors	<ul style="list-style-type: none"> • Static loading 	0.90
Prefabricated Modular Walls		
Bearing		Article 10.5 applies
Sliding		Article 10.5 applies
Passive resistance		Article 10.5 applies

Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Tabla 11.5.7-1

Presiones

$$q_{\text{máx}} \geq q_R \quad \text{Ecuación 54}$$

$$q_R = \phi_b q_n \quad \text{Ecuación 55}$$

AASHTO 10.6.3.1.1-1

- $q_{\text{máx}}$: Esfuerzo máximo.
- q_R : Capacidad resistente del suelo.
- q_n : Capacidad portante del suelo.
- ϕ_b : Factor de resistencia, para estado de límite de Resistencia se utiliza el factor de 0.55 (AASHTO Tabla 11.5.7-1) y para el estado límite de Evento Extremo se utiliza el factor de 1.00 (AASHTO Tabla 11.5.8).

Distribución de presiones en un suelo no rocoso:

$$q = \frac{F_v}{B - 2e}$$

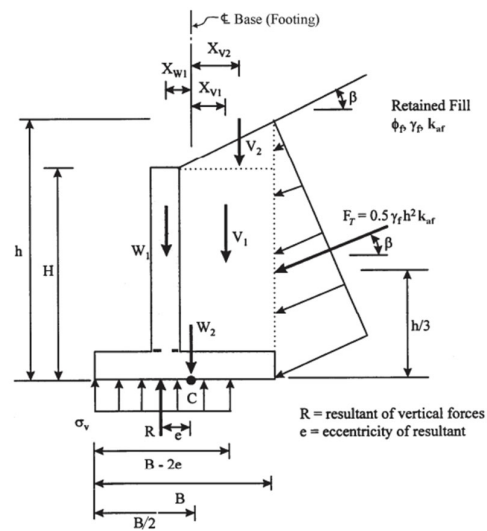
Ecuación 56

AASHTO 11.6.3.2-1

- B: Ancho de cimentación.
- e: Excentricidad.

Figura 18.

Distribución de presiones en suelo no rocoso.



Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Figura C11.6.3.2-1

Distribución de presiones en un suelo rocoso:

$$q = \frac{F_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

Ecuación 57

AASHTO 11.6.3.2-2

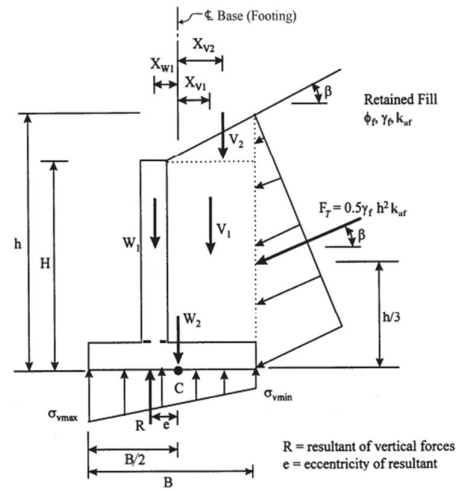
$$q = \frac{F_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Ecuación 58

AASHTO 11.6.3.2-3

Figura 19.

Distribución de presiones en suelo rocoso.



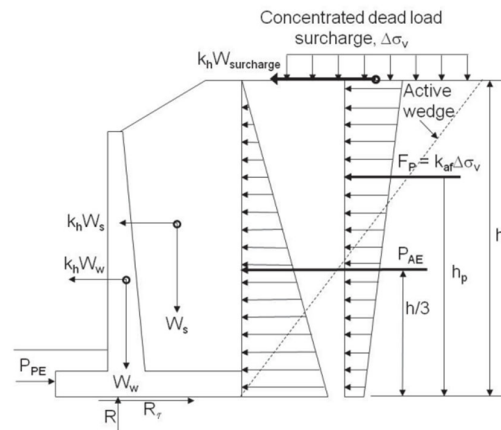
Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Figura C11.6.3.2-2

3.6.4. Influencia del sismo

La fuerza sísmica del terreno de relleno se determina con el método pseudo-estático de Mononobe-Okabe, la resultante se ubica a una altura $h_p \approx 0.6h$. Este método se aplica en muros que no están restringidos y que contienen relleno no cohesivo y no saturado.

Figura 20.

Fuerza sísmica



Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Figura 11.6.5.1-1

Coeficientes de aceleración

$$K_v = 0 ; K_h = 0.5K_{ho}$$

Ecuación 59

AASHTO 11.6.5.2.2

$$K_{ho} = (F_{pga})PGA$$

Ecuación 60

AASHTO 11.6.5.2.1

$$K_{ho} = 1.2(F_{pga})PGA, \text{ Roca dura o blanda}$$

Ecuación 61

AASHTO 11.6.5.2.1

- K_v : Coeficiente de aceleración vertical.
- K_h : Coeficiente de aceleración horizontal.
- F_{pga} : Factor de lugar
- PGA: Coeficiente de aceleración sísmico horizontal.

Coeficiente de presión activa sísmica

$$K_{ae} = \frac{\cos(\phi' - \theta' - \beta')^2}{\cos(\theta') \cos(\beta')^2 \cos(\delta + \beta' + \theta') \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}} \right)^2}$$

$$\theta' = \arctan\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$$

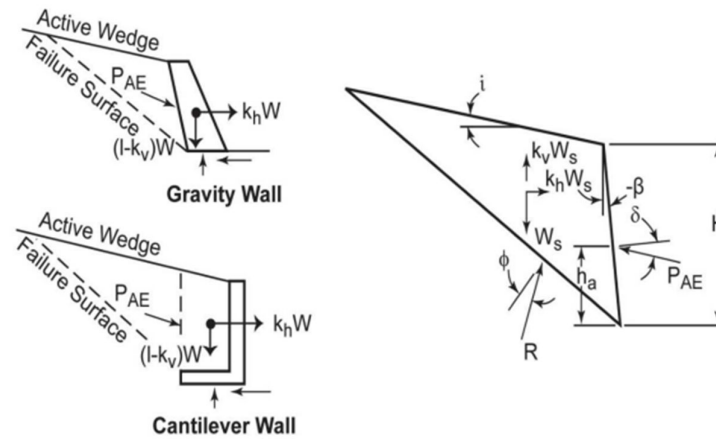
Ecuación 62

AASHTO A11.3.1-1

- β' : Ángulo de inclinación del muro con el eje vertical.
- i : Ángulo de inclinación del suelo con el eje horizontal.
- δ : Ángulo de fricción entre relleno y muro.
- ϕ' : Ángulo de fricción interna.

Figura 21.

Diagrama de fuerzas sísmicas por el método Mononobe-Okabe



Nota. Fuente (AASHTO, 2020). Figura A11.3.1-1

Fuerza del terreno incluyendo el sismo

$$P_{AE} = \frac{K_{ae} \gamma_s H^2 (1 - K_v)}{2}$$

Ecuación 63

AASHTO 11.6.5.3-2

Fuerza inercial

$$P_{IR} = K_h (W_w + W_s)$$

Ecuación 64

AASHTO 11.6.5.1-1

$$P_{AE} + 0.5P_{IR} > (0.5P_{AE} \geq P_a) + P_{IR}, \text{ se toma } 0.5P_{IR}$$

Ecuación 65

AASHTO 11.6.5.1

$$P_{AE} + 0.5P_{IR} < (0.5P_{AE} \geq P_a) + P_{IR}, \text{ se toma } P_{IR}$$

Ecuación 66

AASHTO 11.6.5.1

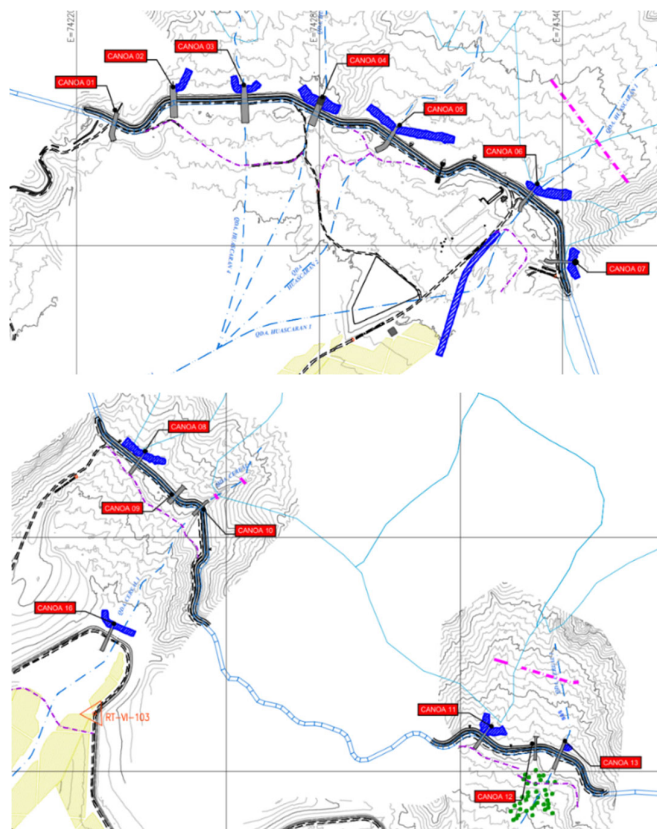
CAPITULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. Parámetros hidráulicos

Los parámetros hidráulicos fueron obtenidos del entregable “D4031 – Modelo hidráulico - Qdas. Huascarán: Diques de retención - Diseño - Río Virú”. Distribución de 13 canoas hidráulicas para el paso de flujo hiperconcentrado sobre el Canal Madre Chavimochic:

Figura 22.

Canoas hidráulicas sobre el Canal Madre Chavimochic



Para el dimensionamiento de las obras proyectadas se realizó una simulación hidráulica, considerando un flujo no Newtoniano y un periodo de retorno de 100 años. El peso específico del flujo hiperconcentrado es de 1.75 ton/m^3 .

Tabla 11.*Parámetros hidráulicos de las Canoas*

Estructura	Coordenadas		Velocidad máxima (m/s)	Pendiente S%	Tirante (m)	Ancho (m)	Longitud (m)	Altura (m)
	Este	Norte						
Canoa 1	742296	9075311	0.45	2.85%	0.30	10.00	17.00	1.50
Canoa 2	742440	9075365	0.55	1.00%	0.42	15.00	16.50	1.50
Canoa 3	742614	9075366	1.64	2.00%	0.95	15.00	17.00	1.50
Canoa 4	742796	9075333	2.80	2.00%	1.00	15.00	17.00	1.50
Canoa 5	742978	9075271	1.52	2.00%	1.00	10.00	16.50	1.50
Canoa 6	743315	9075122	2.40	2.70%	1.00	6.00	17.00	1.50
Canoa 7	743393	9074961	1.96	2.00%	0.63	6.00	17.00	1.50
Canoa 8	743775	9073994	0.60	2.00%	0.50	6.00	16.50	1.50
Canoa 9	743869	9073906	0.98	2.85%	0.73	10.00	16.50	1.50
Canoa 10	743937	9073881	0.20	2.00%	0.37	6.00	17.00	1.50
Canoa 11	744660	9073292	2.00	3.00%	1.00	6.00	17.30	1.50
Canoa 12	744794	9073265	0.10	3.25%	0.15	4.00	16.50	1.50
Canoa 13	744856	9073248	1.80	3.00%	0.76	6.00	16.50	1.50

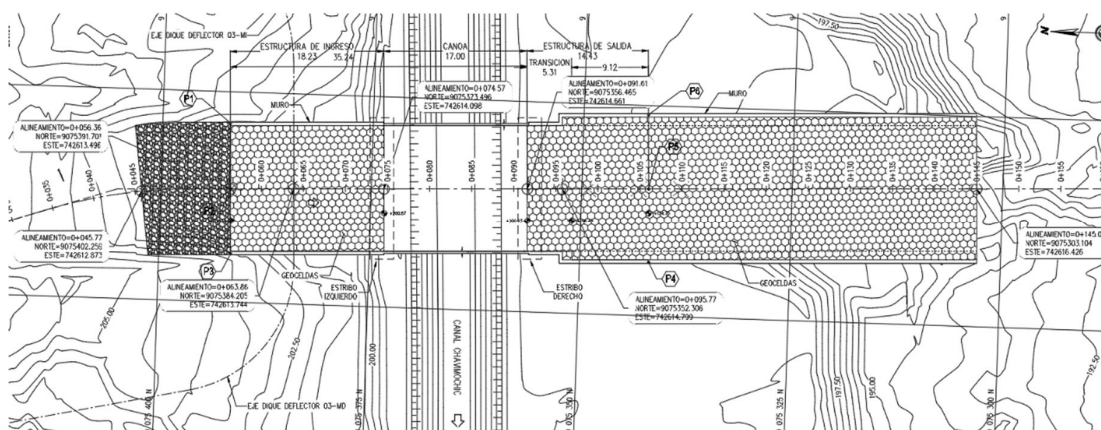
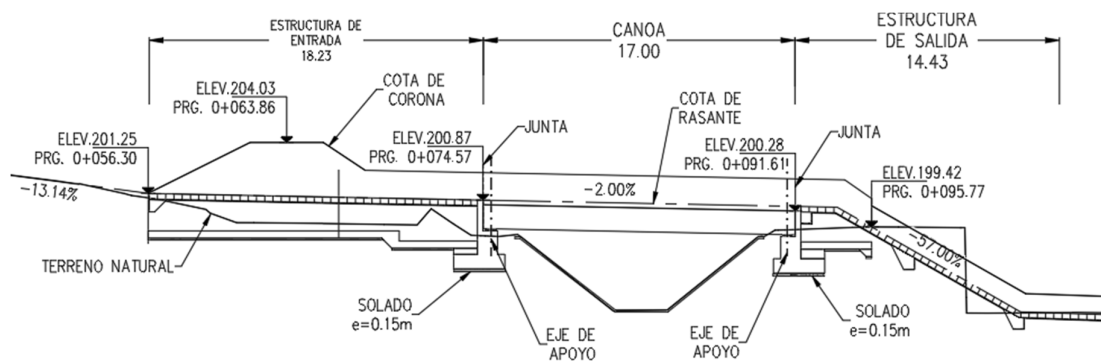
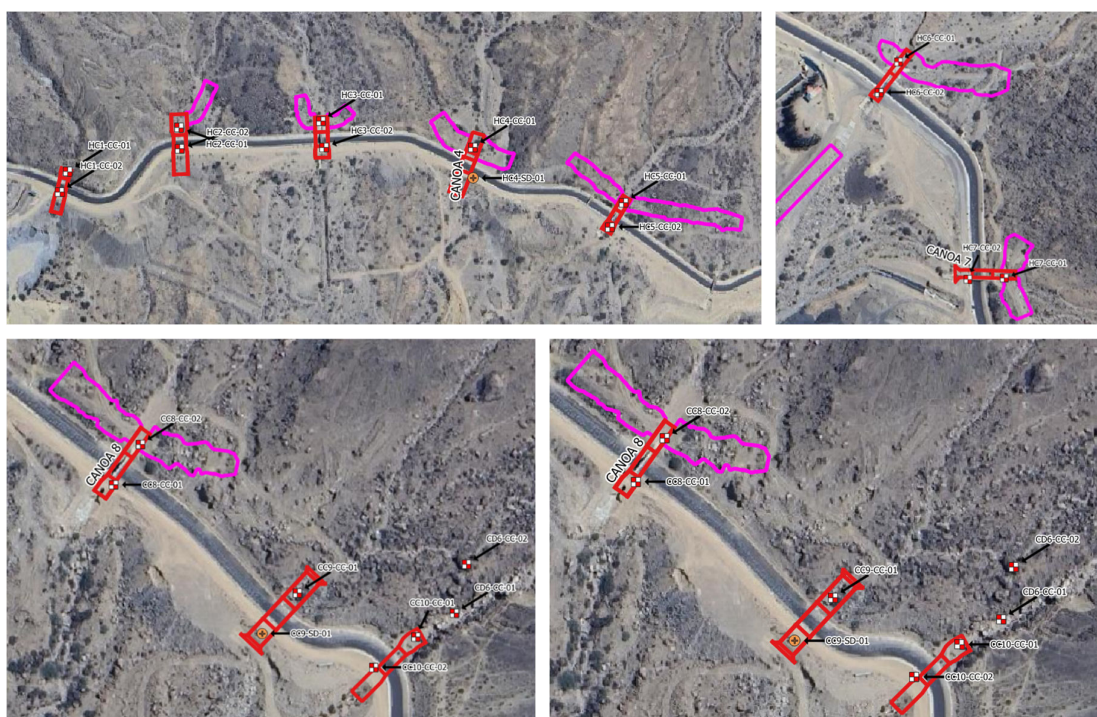
Figura 23.*Vista en planta de la Canoas 03*

Figura 24.*Vista longitudinal de la Canoa 03*

4.2. Parámetros geotécnicos

Los parámetros geotécnicos utilizados fueron obtenidos del entregable “D3041 – Geotecnia - Diseño - Río Virú”. Las inspecciones geotécnicas se realizaron en puntos a la entrada y salida de la canoa, donde se proyectan las estructuras hidráulicas.

Figura 25.*Ubicación de inspecciones geotécnicas*

4.2.1. Parámetros de resistencia

Tabla 12.

Parámetros de resistencia por canoa para muros y estribos

Canoa	Estribo y Muros	Código de ensayo	Corte Directo		Peso unitario de diseño
			Angulo Fricción (°)	Cohesión (kPa)	
Canoa 1	Ingreso	HC1-CC-01	30.5	7.7	1.74
Canoa 1	Salida	HC1-CC-02	32.3	8.5	1.86
Canoa 2	Ingreso	HC2-CC-01	34.7	8.6	1.86
Canoa 2	Salida	UG-05	30.0	7.0	1.80
Canoa 3	Ingreso	HC3-CC-01	29.9	8.5	1.81
Canoa 3	Salida	HC3-CC-02	28.5	7.7	1.87
Canoa 4	Ingreso	HC4-CC-01	31.4	4.7	1.72
Canoa 4	Salida	HC4-SD-01	30.0	7.6	1.84
Canoa 5	Ingreso	UG-01	31.0	10.0	1.70
Canoa 5	Salida	HC5-CC-02	31.1	14.1	1.80
Canoa 6	Ingreso	HC6-CC-01	31.6	5.4	1.83
Canoa 6	Salida	HC6-CC-02	29.5	7.8	1.82
Canoa 7	Ingreso	HC7-CC-01	29.5	8.5	1.82
Canoa 7	Salida	HC7-CC-02	29.8	10.9	1.74
Canoa 8	Ingreso	CC8-CC-02	30.1	15.2	1.71
Canoa 8	Salida	UG-05	30.0	7.0	1.80
Canoa 9	Ingreso	CC9-CC-01	30.8	4.7	1.78
Canoa 9	Salida	UG-05	30.0	7.0	1.80
Canoa 10	Ingreso	CC10-CC-01	29.8	11.6	1.83
Canoa 10	Salida	CC10-CC-02	34.3	8.4	1.71
Canoa 11	Ingreso	CC11-CC-01	30.2	5.5	1.82
Canoa 11	Salida	CC11-CC-02	28.2	14.7	1.73
Canoa 12	Ingreso	CC12-CC-01	31.4	11.8	1.75
Canoa 12	Salida	CC12-SD-01	28.1	12.4	1.68
Canoa 13	Ingreso	CC13-CC-01	30.0	8.9	1.82
Canoa 13	Salida	CC13-CC-02	29.7	18.1	1.75

4.2.2. Capacidad de carga

Tabla 13.

Capacidad de carga por canoa para estribos

Canoa	Estribo	Df (m)	B (m)	Qadm (kg/cm ²)
Canoa 1	Ingreso	2.00	3.00	4.21
Canoa 1	Salida	2.00	3.00	5.77
Canoa 2	Ingreso	2.00	3.00	8.20
Canoa 2	Salida	2.00	3.00	4.12
Canoa 3	Ingreso	2.00	3.00	4.10
Canoa 3	Salida	2.00	3.00	3.42
Canoa 4	Ingreso	2.00	3.00	4.72
Canoa 4	Salida	2.00	3.00	4.17
Canoa 5	Ingreso	2.00	3.00	4.51
Canoa 5	Salida	2.00	3.00	4.73
Canoa 6	Ingreso	2.00	3.00	5.15
Canoa 6	Salida	2.00	3.00	3.87
Canoa 7	Ingreso	2.00	3.00	3.88
Canoa 7	Salida	2.00	3.00	3.88
Canoa 8	Ingreso	2.00	3.00	4.07
Canoa 8	Salida	2.00	3.00	4.12
Canoa 9	Ingreso	2.00	3.00	4.40
Canoa 9	Salida	2.00	3.00	4.12
Canoa 10	Ingreso	2.00	3.00	4.09
Canoa 10	Salida	2.00	3.00	7.21
Canoa 11	Ingreso	2.00	3.00	4.24
Canoa 11	Salida	2.00	3.00	3.16
Canoa 12	Ingreso	2.00	3.00	4.85
Canoa 12	Salida	2.00	3.00	3.07
Canoa 13	Ingreso	2.00	3.00	4.16
Canoa 13	Salida	2.00	3.00	3.91

Tabla 14.*Capacidad de carga por canoa para muros*

Canoa	Muro	Df (m)	B (m)	Qadm (kg/cm ²)
Canoa 1	Ingreso	0.50	3.40	2.41
Canoa 1	Salida	0.50	3.40	3.42
Canoa 2	Ingreso	0.50	3.40	5.06
Canoa 2	Salida	0.50	3.40	2.33
Canoa 3	Ingreso	0.50	3.40	2.32
Canoa 3	Salida	0.50	3.40	2.91
Canoa 4	Ingreso	0.50	3.40	2.73
Canoa 4	Salida	0.50	3.40	2.37
Canoa 5	Ingreso	0.50	3.40	2.60
Canoa 5	Salida	0.50	3.40	2.79
Canoa 6	Ingreso	0.50	3.40	2.99
Canoa 6	Salida	0.50	3.40	2.18
Canoa 7	Ingreso	0.50	3.40	2.18
Canoa 7	Salida	0.50	3.40	2.21
Canoa 8	Ingreso	0.50	3.40	2.33
Canoa 8	Salida	0.50	3.40	2.33
Canoa 9	Ingreso	0.50	3.40	2.55
Canoa 9	Salida	0.50	3.40	2.33
Canoa 10	Ingreso	0.50	3.40	2.33
Canoa 10	Salida	0.50	3.40	4.38
Canoa 11	Ingreso	0.50	3.40	2.40
Canoa 11	Salida	0.50	3.40	1.76
Canoa 12	Ingreso	0.50	3.40	2.84
Canoa 12	Salida	0.50	3.40	1.69
Canoa 13	Ingreso	0.50	3.40	2.36
Canoa 13	Salida	0.50	3.40	2.25

4.2.3. Módulo de reacción de balasto vertical

Tabla 15.

Módulo de balasto por canoa para muros y estribos

Canoa	M. Poisson	M. Young (Mpa)	B (m)	M. Balasto (MN/m3)
Canoa 1	0.31	796.241	Estribo (3.0m)	338.29
Canoa 1	0.31	796.241	Muro (3.4m)	298.49
Canoa 2	0.31	796.241	Estribo (3.0m)	338.29
Canoa 2	0.31	796.241	Muro (3.4m)	298.49
Canoa 3	0.46	442.358	Estribo (3.0m)	215.47
Canoa 3	0.46	442.358	Muro (3.4m)	190.12
Canoa 4	0.41	506.288	Estribo (3.0m)	233.71
Canoa 4	0.46	795.192	Muro (3.4m)	341.76
Canoa 5	0.41	506.288	Estribo (3.0m)	233.71
Canoa 5	0.41	506.288	Muro (3.4m)	206.22
Canoa 6	0.43	1031.081	Estribo (3.0m)	485.78
Canoa 6	0.43	1031.081	Muro (3.4m)	428.63
Canoa 7	0.43	547.0444	Estribo (3.0m)	257.73
Canoa 7	0.43	547.0444	Muro (3.4m)	227.41
Canoa 8	0.33	679.199	Estribo (3.0m)	292.7
Canoa 8	0.33	679.199	Muro (3.4m)	258.27
Canoa 9	0.33	679.199	Estribo (3.0m)	292.7
Canoa 9	0.33	679.199	Muro (3.4m)	258.27
Canoa 10	0.48	446.232	Estribo (3.0m)	222.67
Canoa 10	0.48	446.232	Muro (3.4m)	196.47
Canoa 11	0.42	993.551	Estribo (3.0m)	463.27
Canoa 11	0.42	993.551	Muro (3.4m)	408.77
Canoa 12	0.39	601.716	Estribo (3.0m)	272.52
Canoa 12	0.39	601.716	Muro (3.4m)	240.46
Canoa 13	0.39	601.716	Estribo (3.0m)	272.52
Canoa 13	0.39	601.716	Muro (3.4m)	240.46

4.2.4. Peligro sísmico

Aceleración sísmica (PGA)

Según la Norma E.030 – Diseño Sismorresistente, se asigna un factor Z que se interpreta como la aceleración máxima del terreno con la probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Figura 26.

Mapa de zonas sísmicas



Nota. Fuente (MVCS, 2018, pág. 12)

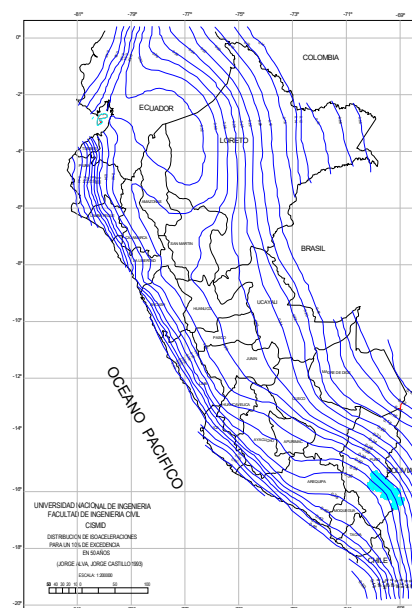
Tabla 16.

Factor de zona “Z”

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Nota. Fuente (MVCS, 2018, pág. 13)

El CISMID presenta un mapa de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10%.

Figura 27.*Mapa de isoaceleraciones*

Nota. Fuente (IGP, 2014, pág. 37)

En caso de utilizar métodos pseudoestáticos se recomienda un coeficiente sísmico entre 1/3 a 2/3 veces el valor del PGA máximo considerado.

Parámetros de sitio (S, TP y TL)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL mostrados en las siguientes tablas.

Tabla 17.

Factor de suelo “S”

SUELO ZONA	S₀	S₁	S₂	S₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota. Fuente (MVCS, 2018, pág. 16)

Tabla 18.Parámetros “ T_P ” y “ T_L ”

	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_P(s)$	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L(s)$	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota. Fuente (MVCS, 2018, pág. 16)

Perfiles de suelo

El perfil de suelo se clasifica de acuerdo con la velocidad promedio de propagación de ondas de corte (\bar{V}_s).

Tabla 19.

Clasificación de perfil de suelo

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

Nota. Fuente (MVCS, 2018, pág. 15)

V_s oscila entre los valores de 379 y 632 m/s, lo clasifica como un suelo tipo S_1 y S_2 . Para temas de diseño se usará el perfil de suelo S_2 .

Resumen de parámetros

- Factor de zona (Z): $Z = 0.45$ g
- Perfil de suelo tipo: S_2
- Periodo predominante: $T_P = 0.6$ s ; $T_L = 2.0$ s
- Factor de amplificación del suelo: $S = 1.05$

4.3. Información topográfica

La información topográfica fue obtenida del entregable “*D10131 – Topografía - Diseño - Río Virú*”. El modelo digital proviene de un vuelo Lidar, con una resolución de 0.25x0.25m.

4.4. Características de los materiales

Concreto armado (Elementos vaciados in situ):

- Resistencia a la compresión a los 28 días $f'_c = 280 \text{ kg /cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2509980.08 \text{ kg /cm}^2$
- Peso específico $\gamma_c = 2.50 \text{ ton/m}^3$

Concreto armado (Elementos prefabricados):

- Resistencia a la compresión a los 28 días $f'_c = 350 \text{ kg /cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2806243.04 \text{ kg /cm}^2$
- Peso específico $\gamma_c = 2.50 \text{ ton/m}^3$

Acero de refuerzo Grado 60:

- Resistencia nominal de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg /cm}^2$
- Módulo de elasticidad $E = 2040000 \text{ kg /cm}^2$
- Peso específico $\gamma_a = 7850.00 \text{ ton/m}^3$

4.5. Diseño estructural de Canoa

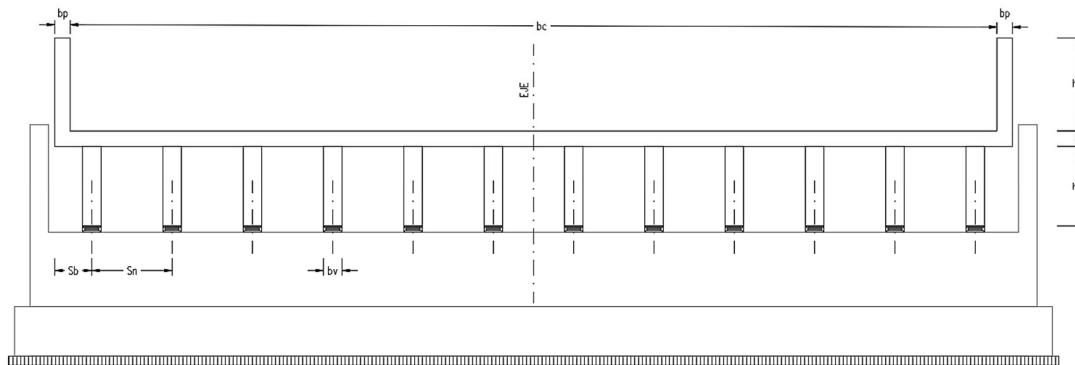
El diseño estructural se realizará de la Canoa 3, y se tomarán los parámetros más desfavorecedores para realizar un diseño típico.

4.5.1. Superestructura

4.5.1.1. Predimensionamiento

Figura 28.

Sección transversal de canoa



Ancho de canal (bc) = 15 m

Ancho de parapeto (bp) = 0.25 m

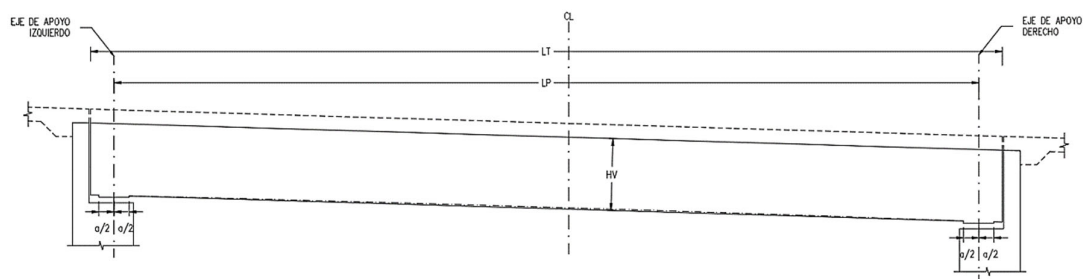
Tirante (y) = 1.00 m

Sn = 1.30 m (después del predimensionamiento de vigas)

Sb = 0.50 m (después del predimensionamiento de viga)

Figura 29.

Sección longitudinal de canoa



Luz total (La) = 17.30 m

Luz libre (Lp) = 16.50 m

Predimensionamiento de vigas

$$h_{\min} = 0.070L = 1.16 \text{ m, se utiliza } h = 1.55 \text{ m}$$

$$b = 0.0157\sqrt{S_n}L_p = 0.295 \text{ m, se utiliza } b_w = 0.30 \text{ m}$$

Predimensionamiento de losa

$$t_w = (S + 3)/30 = 0.13 \text{ m, se utiliza } h_l = 0.25 \text{ m}$$

Predimensionamiento de diafragma

$$\text{Peralte} = H_{\text{viga}} - 0.25 = 1.30 \text{ m}$$

4.5.1.2. CargasCarga muerta (DC)

$$\text{Viga} = 0.30 \times 1.30 \times 2.50 = 0.98 \text{ ton/m}$$

$$\text{Solera} = 0.25 \times 2.50 = 0.63 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Parapeto} = 0.25 \times 1.50 \times 2.50 = 0.94 \text{ ton/m}$$

$$\text{Diafragma} = 0.25 \times 1.05 \times 2.50 = 0.66 \text{ ton/m}$$

Carga hidráulica (WA)

$$\text{Fluido} = 1.00 \times 1.00 \times 1.75 = 1.75 \text{ ton/m}^2$$

4.5.1.3. Combinaciones de carga

$$\sum \eta \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r ; \eta = \eta_D \eta_R \eta_i \geq 0.95$$

Estados límites aplicables

Servicio I: DC + WA

Resistencia I: $1.25DC + 1.25WA$

Modificador de cargas

Factor de ductilidad (n_d) = 1.00

Factor de redundancia (n_R) = 1.00

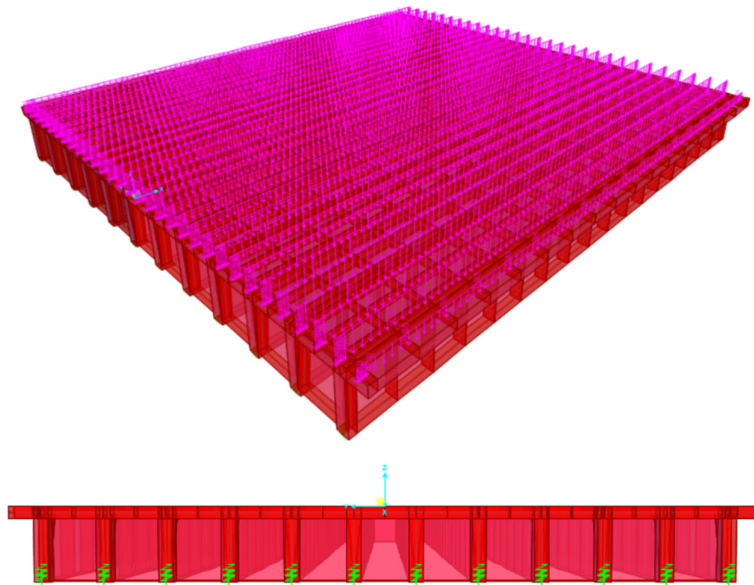
Factor de importancia (n_I) = 1.00

Factor de modificación (n) = $n_d \cdot n_R \cdot n_I = 1.00$

4.5.1.4. Modelamiento

Figura 30.

Modelamiento de superestructura de canoa.



Nota. Obtenido del software CSI Bridge V.24.

4.5.1.5. Vigas

Para el diseño se elegirá la viga más sobrecargada, según los resultados son las vigas exteriores.

Diseño por flexión

Figura 31.

Diagrama de momentos en viga – Resistencia I



Nota. Obtenido del software CSI Bridge V.24.

La viga es simplemente apoyada por lo que los momentos negativos en los apoyos son 0.00 tonm, el refuerzo será $(-)A_s \geq (+)A_s/3$ o el acero mínimo requerido en la sección.

Acero requerido

$$M_r \geq M_u ; M_r = \phi M_n ; A_s f_y = 0.85 f_c a b ; a = c \beta_1$$

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

Parámetro	Centro (+)
Resistencia del concreto (f'_c)	350 kg/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm ²
Factor de resistencia (ϕ)	0.90
Ancho inferior (b_w)	30.00 cm
Ancho superior (b)	130.00 cm
Altura (h)	155.00 cm
Recubrimiento (r)	5.00 cm

Diámetro de estribo (\emptyset es)	1/2 pulg
Centroide (c)	11.99 cm
Peralte (d)	143.02 cm
Momento ultimo (Mu)	186.63 tonm
Área en compresión (a)	3.80 cm
Acero necesario (Asnec)	34.99 cm ²

Acero propuesto

$$A_{s\text{colocado}} = n_1 * A_{s\text{capa1}} + n_2 * A_{s\text{capa2}} + \dots + n_n * A_{s_n}$$

$$S_{\text{capas}} = \text{mín}\{\text{Diam}_{\text{barra}} \text{ ó } 2.54 \text{ cm}\}$$

Parámetro	Centro (+)
Diam. de barra 1a capa (\emptyset)	1 pulg
Diam. de barra 2a capa (\emptyset)	1 pulg
Diam. de barra 3a capa (\emptyset)	1 pulg
Diam. de barra 4a capa (\emptyset)	0 pulg
1° capa (#barras)	3
2° capa (#barras)	3
3° capa (#barras)	2
4° capa (#barras)	0
Acero colocado (Ascol)	40.54 cm ²
Área en compresión (a)	4.40 cm
Momento resistente colocado (Mr)	215.77 tonm
Espaciamiento entre capas (Scapas)	2.54 cm
Verificación	Ok

El acero colocado produce un momento resistente superior al momento último, por lo que el refuerzo longitudinal es adecuado ($M_r \geq M_u$). El acero negativo por colocar será 3Ø 1 pulg. que es superior al acero mínimo requerido.

Parámetros límites

Acero mínimo:

$$A_{smin} \geq \min\{1.33M_u; M_{cr} = 1.1f_r S_c\}; f_r = 2\sqrt{f_c}; S = bh^2/6$$

$$A_{smin} \text{ Est. Hidráulicas} = 0.003bh \text{ (ambas caras)}$$

Parámetro	Centro (+)
Res. a la tracción del concreto (fr)	37.42 kg/cm ²
Módulo de sección (S)	120125.00 cm ³
1.1*Mcr	49.44 tonm
1.33*Mu	248.22 tonm
Asmin (Estructuras hidráulicas)	6.98 cm ²

Espaciamiento límite:

$$S_{minbarras} = 1.5Diam_{barra} \text{ ó } 2.54 \text{ cm}; S_{maxbarras} = 1.5d \text{ ó } 15 \text{ cm}$$

Parámetro	Centro (+)
Espaciamiento (S)	4.92 cm
Espaciam. mínimo permitido (Smin)	3.81 cm
Espaciam. máximo permitido (Smax)	15.00 cm
Verificación	Ok

Armadura por contracción y temperatura

$$A_{stemp} = \frac{0.18bh}{2(b+h)}; 2.33 \leq A_{stemp} \leq 12.70$$

Parámetro	Centro (+)
As temperatura (Astemp)	2.26 cm ²

As temperatura mínimo (Astmin)	2.33 cm ²
As temperatura máximo (Astmax)	12.70 cm ²
Diámetro de barra (Ø)	1/2 pulg
Espaciamiento (S)	20.00 cm
Acero colocado (Ascol)	7.34 cm ²
Verificación	Ok

El acero por contracción y temperatura se colocará en las paredes laterales.

Control de fisuramiento

Figura 32.

Diagrama de momentos en viga – Servicio I



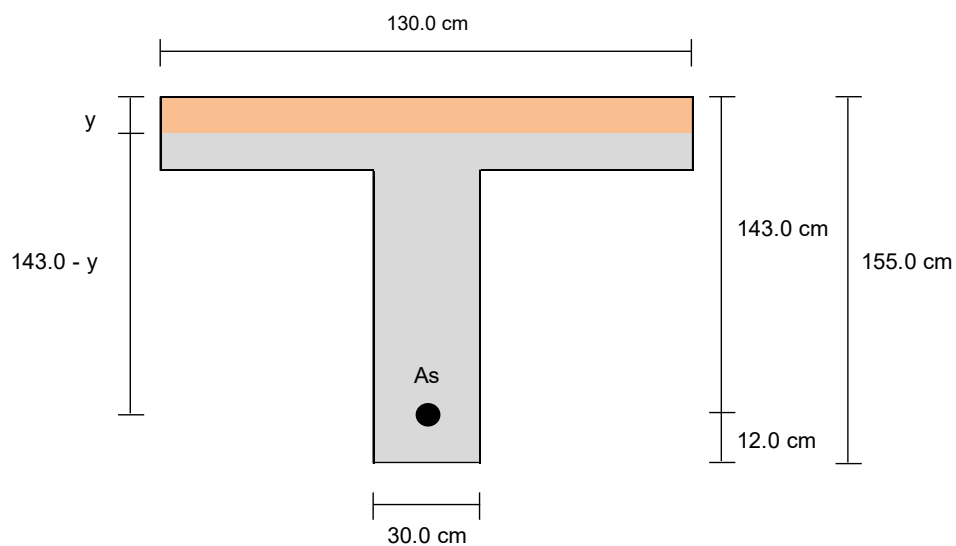
Nota. Obtenido del software CSI Bridge V.24.

$$n = \frac{E_s}{E_c} ; d_c = h - d ; f_s = \frac{M}{A_s * jd} ; jd = d - \frac{y}{3} ; S_{max} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_s} - 2 * d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)} ; \gamma_e = 0.75, \text{ estructuras hidráulicas}$$

Eje neutro

Parámetro	Centro (+)
Ancho inferior (bw)	30.0 cm
Ancho superior (b)	130.0 cm
Altura (h)	155.0 cm
Peralte (d)	143.0 cm
Resistencia del concreto ($f'c$)	350 kg/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm ²
Modulo elástico del acero E_s	2000000 kg/cm ²
Modulo elástico del concreto E_c	280624 kg/cm ²
Relación de módulos de elasticidad (n)	7.13
Acero colocado (A_{scol})	40.54 cm ²
Momento flector de servicio (M_s)	156.621 tonm
Rel. modular por área de acero (A_{st})	288.9 cm ²
Eje neutro (y)	23.1 cm

Figura 33.*Posición de eje neutro en viga*

Separación máxima de armadura

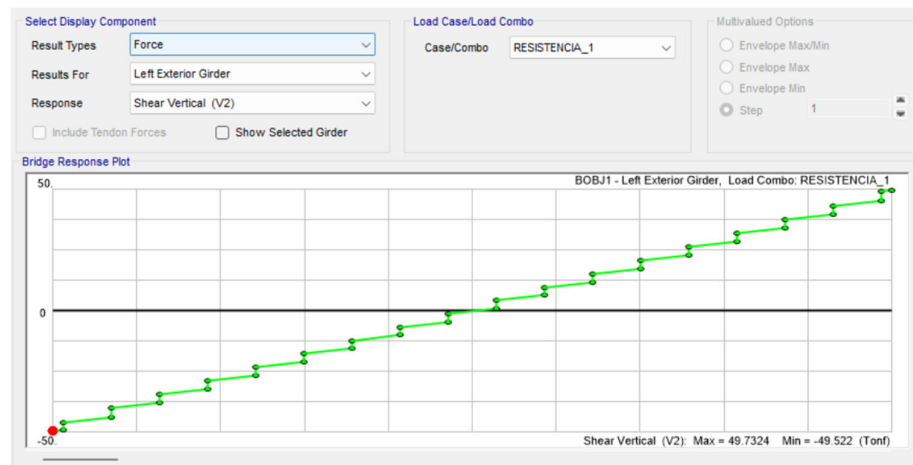
Parámetro	Centro (+)
Brazo de palanca (jd)	135.3 cm
Esf. a tracción bajo cargas de servicio (fs)	2520 kg/cm ²
dc	11.99 cm
β_s	1.12
γ_e	0.75
Separación máxima (Smax)	9.25 cm
Espaciamiento (S)	4.92 cm
Verificación	Ok

Diseño por corte y torsión

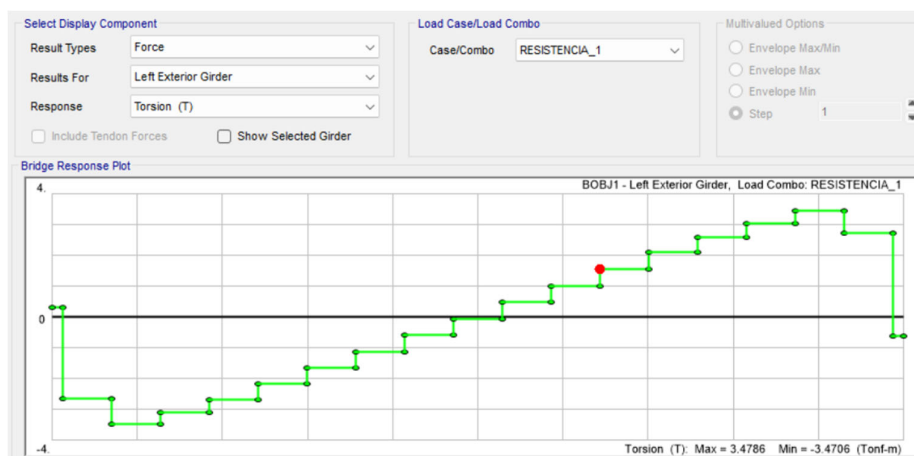
Las vigas extremas al tener parapetos generan efectos de torsión que deben verificarse.

Figura 34.

Diagrama de cortantes en viga – Resistencia I



Nota. Obtenido del software CSI Bridge V.24.

Figura 35.*Diagrama de torsiones en viga – Resistencia I*

Nota. Obtenido del software CSI Bridge V.24.

Cortantes últimos

Parámetro	Vu1	Vu2	Vu3
Distancia (x)	0.0 m	2.8 m	5.5 m
Cortante Ultimo (Vu)	49.73 ton	32.80 ton	16.20 ton

Cortante tomado por el concreto

$$V_u \leq \phi V_n ; V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_v d_v ; d_v = d_e - \frac{a}{2} \geq \max \{0.90 d_e ; 0.72h\}$$

Parámetro	Tramo1	Tramo2	Tramo3
Ancho (bw)	30.00 cm	30.00 cm	30.00 cm
Peralte efectivo por corte (dv)	141.12 cm	141.12 cm	141.12 cm
Resistencia del concreto (f'c)	350 kg/cm ²	350 kg/cm ²	350 kg/cm ²
Fluencia del acero (fy)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Factor de resistencia por corte (φ)	0.90	0.90	0.90

Cortante tomado por el concreto ($\emptyset V_c$)	37.78 ton	37.78 ton	37.78 ton
Cortante tomado por el acero ($\emptyset V_s$)	17.48 ton	-	-

Refuerzo por corte

Al ser una viga que se reforzará transversalmente con al menos el refuerzo mínimo requerido, se utilizará el método simplificado de diseño.

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) * \sen \alpha}{s}; \theta = 45^\circ; \alpha = 90^\circ$$

Parámetro	Tramo1	Tramo2	Tramo3
A_v/s	0.029	0.000	0.000

Torsiones últimas

Parámetro	Tu1	Tu2	Tu3
Distancia (x)	0.00 m	2.75 m	5.50 m
Torsión ultima (Tu)	2.66 tonm	3.01 tonm	1.66 tonm

Torsión admisible

$$T_{cr} = 0.125 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_c}; T_u > 0.25 \emptyset T_{cr}; T_u > 0.25 \emptyset T_{cr}$$

Parámetro	Tu1	Tu2	Tu3
Resistencia del concreto (f'_c)	350 kg/cm ²	350 kg/cm ²	350 kg/cm ²
Área bruta de la sección (A_{cp})	7150.00 cm ²	7150.00 cm ²	7150.00 cm ²
Perímetro (P_c)	570.00 cm	570.00 cm	570.00 cm
Mom. de fisuración por torsión (T_{cr})	17.59 tonm	17.59 tonm	17.59 tonm
Factor de resistencia por torsión (ϕ)	0.90	0.90	0.90

0.25*φ*Ter	3.96 tonm	3.96 tonm	3.96 tonm
Verificación	Ok	Ok	Ok

Refuerzo por torsión

$$T_u \leq \phi T_n ; T_n = 2A_o A_t f_y \frac{\cot \theta}{s}$$

Parámetro	Tu1	Tu2	Tu3
Área neta encerrada por estribos (Ao)	2400.00 cm ²	2400.00 cm ²	2400.00 cm ²
Fluencia del acero (fy)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Θ	45.00	45.00	45.00
At/s	-	-	-

La torsión ultima es inferior a la resistencia a la torsión del elemento, por lo que no necesita refuerzo.

Refuerzo útil

$$\text{Area de acero transversal: } \frac{A_{est}}{s} = \frac{A_t + A_v}{s}$$

Parámetro	Tramo1	Tramo2	Tramo3
Aest/s	0.0141	0.0000	0.0000
Diam. de estribo (Ø)	1/2 pulg	1/2 pulg	1/2 pulg
Área de estribo (Aest)	1.27 cm	1.27 cm	1.27 cm
Numero de estribos por sección	1	1	1
Espaciamiento requerido (S)	44.05 cm	Máximo	Máximo
Espaciamiento utilizado (Sutil)	10.00 cm	15.00 cm	30.00 cm

Los espaciamientos que se requieren por refuerzo transversal son máximos. Se colocarán estribos dobles por motivo de montaje, su distribución será la siguiente:

Estribo doble Ø 1/2 pulg: 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, 14 @ 0.15, Rto. @ 0.30 m

Espaciamiento límite

$$V_u = \frac{V_u - \phi * V_p}{\phi * b_v * d_v} ; V'_u = \text{Min}\{\phi * (V_s + V_c) ; 0.25 * f'_c * b_v * d_v\}$$

Si: $V_u < 0.125f'_c$, entonces $S_{\max} = 0.8 * d_v \leq 60 \text{ cm}$

Si: $V_u \geq 0.125f'_c$, entonces $S_{\max} = 0.4 * d_v \leq 30 \text{ cm}$

Parámetro	Tramo1	Tramo2	Tramo3
Ancho (bw)	30.00 cm	30.00 cm	30.00 cm
Peralte efectivo por corte (dv)	141.12 cm	141.12 cm	141.12 cm
Resistencia del concreto (f'c)	350 kg/cm ²	350 kg/cm ²	350 kg/cm ²
Cortante tomado por el concreto (ØVc)	37.78 ton	37.78 ton	37.78 ton
Cortante propuesto por el acero (ØVs)	75.08 ton	37.54 ton	37.54 ton
Cortante ultimo propuesto (Vu')	112.86 ton	75.32 ton	75.32 ton
Cortante ultimo limite (Vu')	333.38 ton	333.38 ton	333.38 ton
Esfuerzo de corte (fcorte)	26.66 kg/cm ²	17.79 kg/cm ²	17.79 kg/cm ²
0.125*f'c	43.75 kg/cm ²	43.75 kg/cm ²	43.75 kg/cm ²
Espaciam. máximo permitido (Smax)	60.00 cm	60.00 cm	60.00 cm
Verificación	Ok	Ok	Ok

Área mínima

$$A_{vmin} = \frac{0.27\sqrt{f'_c}b_wS}{f_y}$$

Parámetro	Tramo1	Tramo2	Tramo3
Avmin	0.36 cm ²	0.72 cm ²	0.72 cm ²
Verificación	Ok	Ok	Ok

Verificación de refuerzo longitudinal

$$A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{\phi * d_v} + \cot(\theta) \sqrt{\left(\left|\frac{V_u}{\phi}\right| - 0.5V_s\right)^2 + \left(0.45P_h \frac{T_u}{2 * A_o * \phi}\right)^2}$$

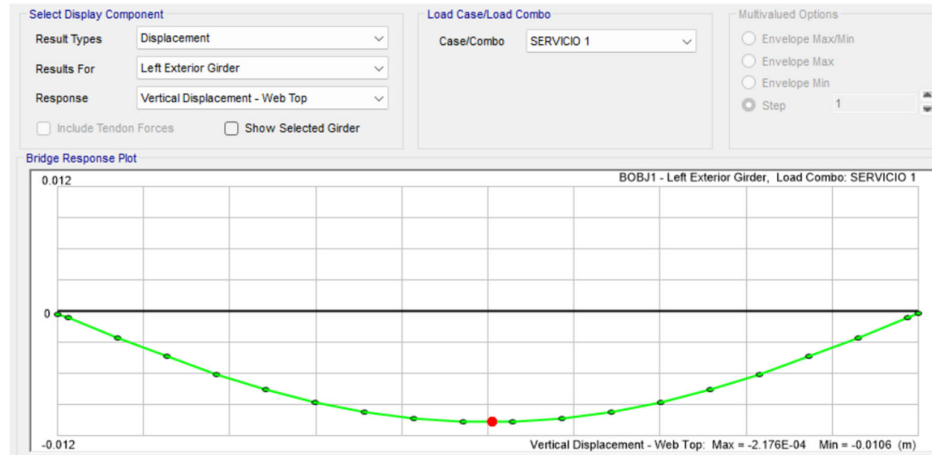
Parámetro	Tramo1	Tramo2	Tramo3
Área del refuerzo de tensión (As)	40.54 cm ²	40.54 cm ²	40.54 cm ²
Fluencia del acero (fy)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Momento último (Mu)	0.00 tonm	108.39 tonm	173.65 tonm
Factor de red. para momento (φ)	0.90	0.90	0.90
Peralte efectivo por corte (dv)	141.12 cm	141.12 cm	141.12 cm
Factor de red. para compresión (φ)	0.75	0.75	0.75
Θ	45.00	45.00	45.00
Cortante último (Vu)	49.73 ton	32.80 ton	16.20 ton
Factor de red. por corte (φ)	0.90	0.90	0.90
Cortante propuesto por el acero (Vs)	83.42 ton	41.71 ton	41.71 ton
Perímetro de refuerzo transversal (Ph)	570.00 cm	570.00 cm	570.00 cm
Torsión ultima (Tu)	2.66 tonm	3.01 tonm	1.66 tonm
Área neta encerrado por estribos (Ao)	2400 cm ²	2400 cm ²	2400 cm ²
Factor de resistencia por torsión (φ)	0.90	0.90	0.90
1era sumatoria	170.25 ton	170.25 ton	170.25 ton
2da sumatoria	20.79 ton	109.06 ton	146.96 ton
Verificación	No necesita refuerzo longitudinal adicional	No necesita refuerzo longitudinal adicional	No necesita refuerzo longitudinal adicional

No se requiere refuerzo longitudinal adicional, el refuerzo es adecuado.

Verificación de deflexiones

Figura 36.

Deflexiones en viga – Servicio I



Nota. Obtenido del software CSI Bridge V.24.

$$\Delta_i \geq \Delta_p = \frac{L}{1000}, \text{ Artículo 2.9.1.4.4.5.1. b – AASHTO LRFD}$$

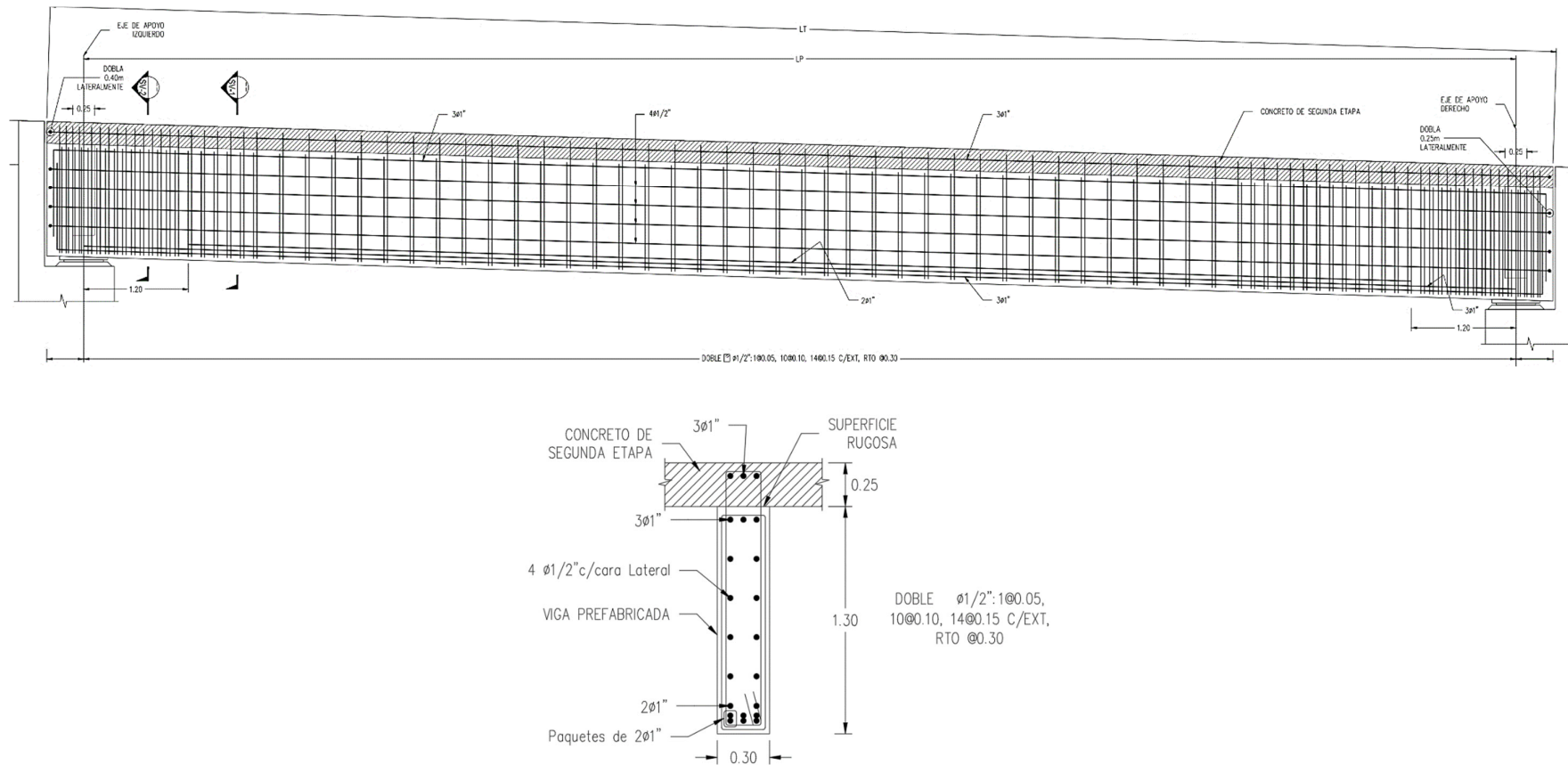
Luz libre (Lp):	16.5 m
Deflexión instantánea (Δ_i):	1.06 cm ↓
Deflexión permisible (Δ_p):	1.65 cm ↓
Verificación:	Ok

La viga cumple con las deflexiones permisibles.

Sección de viga con refuerzo

Figura 37.

Sección de viga con distribución de refuerzo

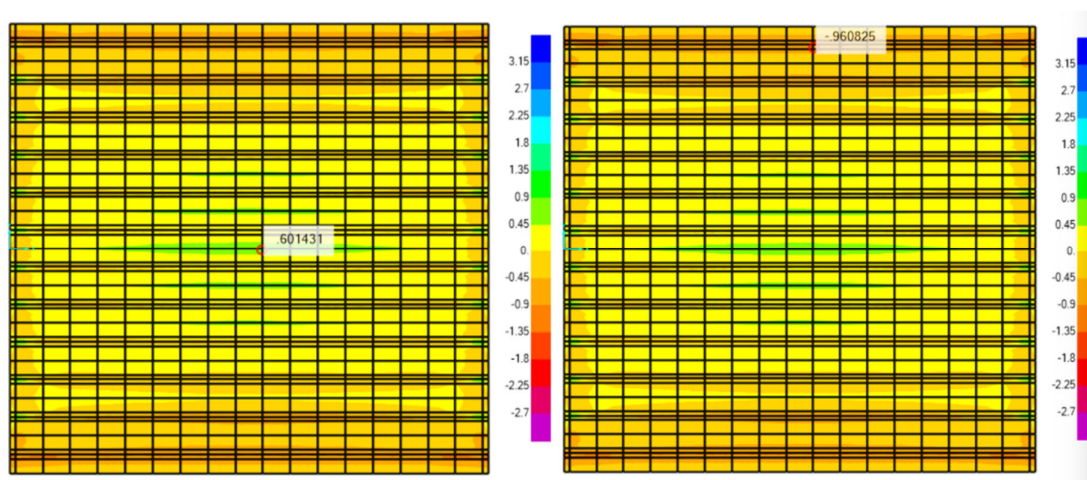


4.5.1.6. Losa

Diseño por flexión

Figura 38.

Momentos máximos en losa – Resistencia I



Nota. Obtenido del software CSI Bridge V.24.

La dirección más crítica de diseño es la YY, en la dirección XX solo se colocará refuerzo mínimo o por temperatura.

Acero requerido

$$M_r \geq M_u ; M_r = \phi M_n ; A_s f_y = 0.85 f_c a b_w ; a = c \beta_1$$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Parámetro	Centro (+)	Apoyos (-)
Resistencia del concreto (f'_c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Ancho (b_w)	100.00 cm	100.00 cm
Altura (h)	25.00 cm	25.00 cm

Recubrimiento	5.00 cm	5.00 cm
Centroide (c)	5.64 cm	5.64 cm
Peralte (d)	19.37 cm	19.37 cm
Momento ultimo (Mu)	0.60 tonm	0.96 tonm
Área en compresión (a)	0.15 cm	0.23 cm
Acero necesario (Asnec)	0.82 cm ²	1.32 cm ²

Acero propuesto

$$A_{s\text{colocado}} = \frac{A_{s\text{barra}} b_w}{S}$$

Parámetro	Centro	Apoyos
Diam. de barras	1/2 pulg	1/2 pulg
Espaciamiento (S)	0.20 m	0.20 m
Acero colocado (Ascol)	6.33 cm ²	6.33 cm ²
Área en compresión (a)	1.12 cm	1.12 cm
Momento resistente colocado (Mr)	4.50 tonm	4.50 tonm
Verificación	Ok	Ok

El acero colocado produce un momento resistente superior al momento último, por lo que el refuerzo longitudinal es adecuado. ($M_r \geq M_u$)

Acero mínimo

$$A_{s\min} \geq \min\{1.33M_u; M_{cr} = 1.1f_r S_c\}; f_r = 2\sqrt{f_c}; S = bh^2/6$$

$$A_{s\min} \text{ Est. Hidráulicas} = 0.003bh \text{ (ambas caras)}$$

Parámetro	Centro	Apoyos
Res. a la tracción del concreto (fr)	33.47 kg/cm ²	33.47 kg/cm ²
Módulo de sección (S)	10416.67 cm ³	10416.67 cm ³

1.1*Mc _r	3.83 tonm	3.83 tonm
1.33*Mu	0.80 tonm	1.28 tonm
As _{min} (Estructuras hidráulicas)	3.75 cm ²	3.75 cm ²

Armadura por contracción y temperatura (Dirección X-X)

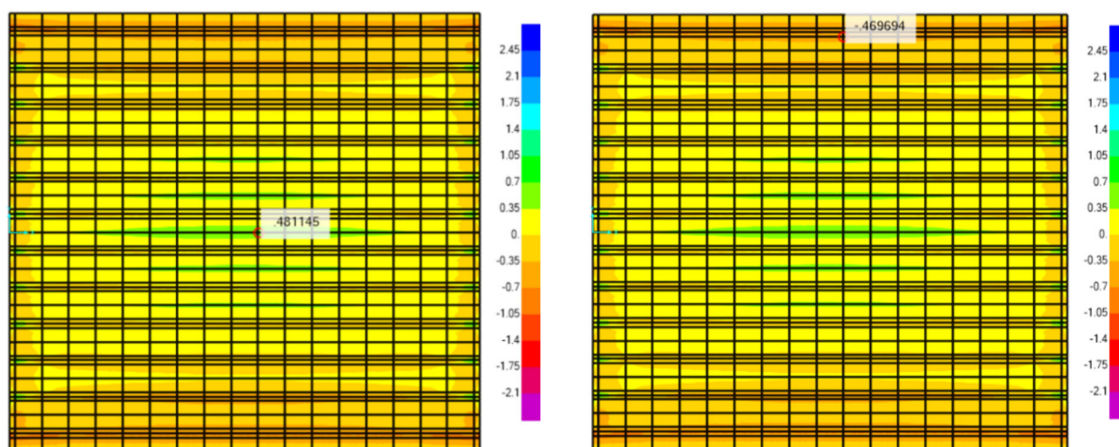
$$A_{\text{stemp}} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b + h)} ; 2.33 \leq A_{\text{stemp}} \leq 12.70$$

Parámetro	Centro	Apoyos
As temperatura (A _{stemp})	1.80 cm ²	1.80 cm ²
As temperatura mínimo (A _{stmin})	2.33 cm ²	2.33 cm ²
As temperatura máximo (A _{stmax})	12.70 cm ²	12.70 cm ²
Diámetro de barra (Ø)	1/2 pulg	1/2 pulg
Espaciamiento (S)	20.00 cm	20.00 cm
Acero colocado (A _{scol})	6.33 cm ²	6.33 cm ²
Verificación	Ok	Ok

Control de fisuramiento

Figura 39.

Momentos máximos en losa – Servicio I



Nota. Obtenido del software CSI Bridge V.24.

$$n = \frac{E_s}{E_c} ; d_c = h - d ; f_s = \frac{M}{A_s * jd} ; jd = d - \frac{y}{3} ; S_{max} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_s} - 2 * d_c$$

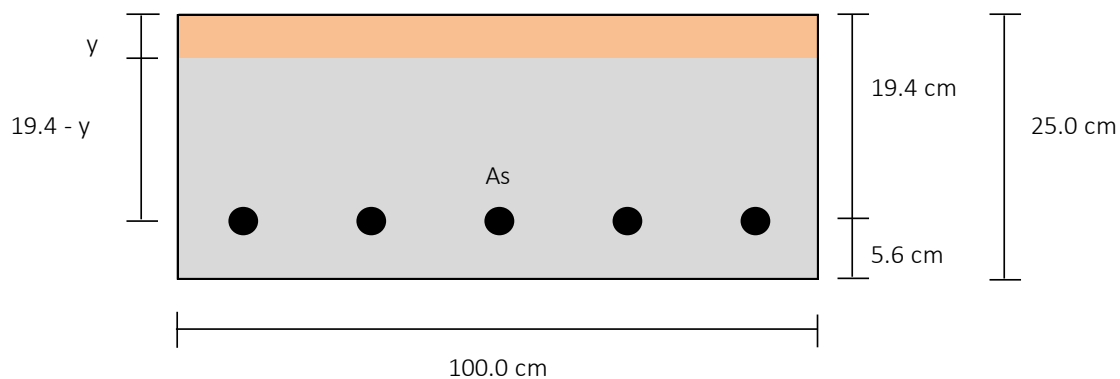
$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)} ; \gamma_e = 0.75, \text{estructuras hidráulicas}$$

Eje neutro

Parámetro	Centro (+)	Apoyos (-)
Ancho (bw)	100.00 cm	100.00 cm
Altura (h)	25.00 cm	25.00 cm
Peralte (d)	19.40 cm	19.40 cm
Resistencia del concreto (f'c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (fy)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Modulo elástico del acero (Es)	2000000 kg/cm ²	2000000 kg/cm ²
Modulo elástico del concreto (Ec)	250998 kg/cm ²	250998 kg/cm ²
Relación de módulos de elasticidad (n)	7.97	7.97
Acero colocado (Ascol)	6.33 cm ²	6.33 cm ²
Momento flector de servicio (Ms)	0.481 tonm	0.470 tonm
Rel. modular por área de acero (Ast)	50.50 cm ²	50.50 cm ²
Eje neutro (y)	3.90 cm	3.90 cm

Figura 40.

Posición de eje neutro en losa



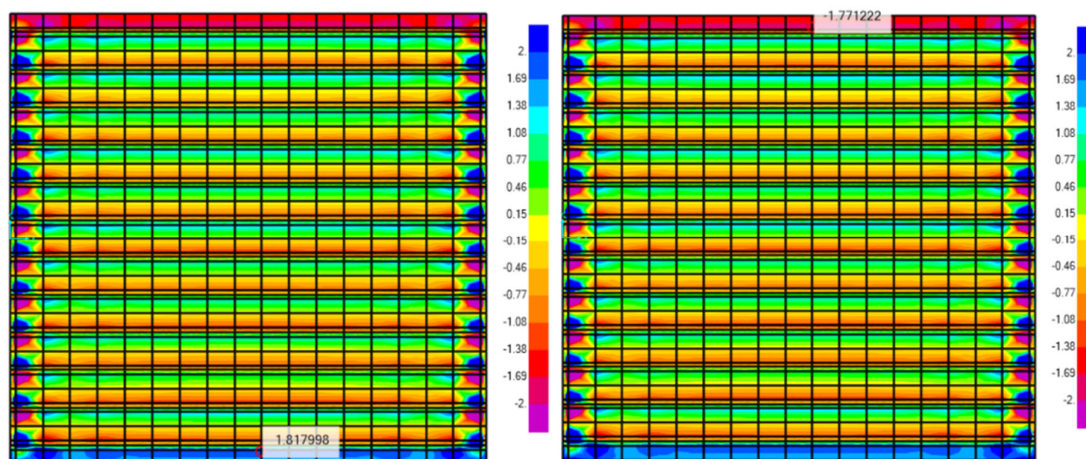
Separación máxima de armadura

Parámetro	Centro (+)	Apoyos (-)
Brazo de palanca (jd)	18.00 cm	18.00 cm
Esf. a tracción bajo cargas de servicio (fs)	421 kg/cm ²	411 kg/cm ²
dc	5.64 cm	5.64 cm
β_s	1.42	1.42
γ_e	0.75	0.75
Separación máxima (Smax)	146.08 cm	149.83 cm
Espaciamiento (S)	20.00 cm	20.00 cm
Verificación	Ok	Ok

Diseño por corte

Figura 41.

Cortantes máximos en losa – Resistencia I



Nota. Obtenido del software CSI Bridge V.24.

Cortantes últimos

Parámetro	Vu1 (+)	Vu2 (-)
Cortante Ultimo (Vu)	1.82 ton	1.77 ton

Cortante tomado por el concreto

$$V_u \leq \phi V_n ; V_n = V_c$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d_v ; d_v = d_e - \frac{a}{2} \geq \max \{0.90 d_e ; 0.72h\}$$

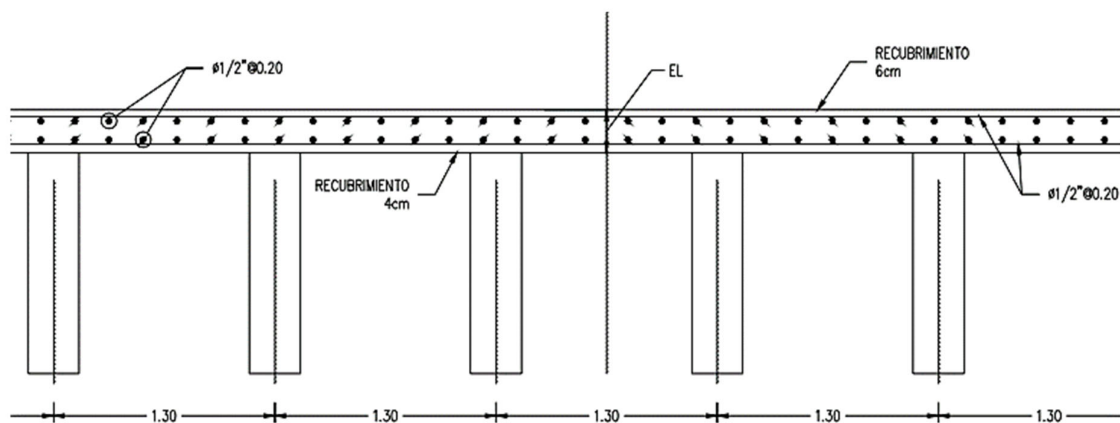
Parámetro	Tramo1	Tramo2
Ancho (bw)	100.00 cm	100.00 cm
Peralte efectivo por corte (dv)	19.29 cm	19.25 cm
Resistencia del concreto (f'c)	280 kg/cm2	280 kg/cm2
Fluencia del acero (fy)	4200 kg/cm2	4200 kg/cm2
Factor de resistencia por corte (Ø)	0.90	0.90
Cortante tomado por el concreto (ØVc)	15.40 ton	15.36 ton
Verificación	Ok	Ok

La sección de losa logra resistir la sollicitación por corte, por lo tanto, la sección es adecuada. $V_u \leq \phi V_c$

Sección de losa con refuerzo

Figura 42.

Sección transversal de losa con distribución de refuerzo

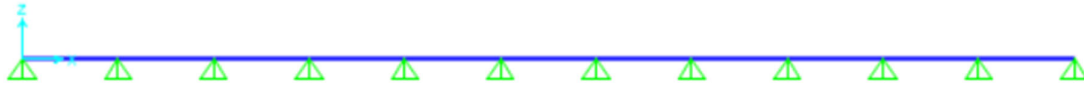


4.5.1.7. Diafragma

Modelamiento

Figura 43.

Modelado de viga diafragma

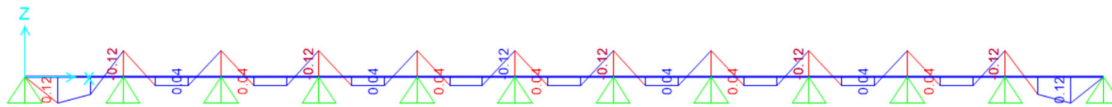


Nota. Obtenido del software SAP 2000 v.23

Diseño por flexión

Figura 44.

Momentos máximos en viga diafragma – Resistencia I



Nota. Obtenido del software SAP 2000 v.23

Acero requerido

$$M_r = \phi M_n ; A_s f_y = 0.85 f_c a b ; a = c \beta_1$$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Parámetro	Centro (+)	Apoyos (-)
Resistencia del concreto (f'_c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Factor de resistencia (ϕ)	0.90	0.90
Ancho (bw)	25.00 cm	25.00 cm

Altura (h)	105.00 cm	105.00 cm
Recubrimiento (r)	5.00 cm	5.00 cm
Diámetro de estribo (Øes)	3/8 pulg	3/8 pulg
Centroide (c)	6.91 cm	6.91 cm
Peralte (d)	98.10 cm	98.10 cm
Momento ultimo (Mu)	0.12 tonm	0.12 tonm
Área en compresión (a)	0.02 cm	0.02 cm
Acero necesario (Asnec)	0.03 cm ²	0.03 cm ²

Acero propuesto

$$A_{s\text{colocado}} = n_1 * A_{s\text{capa1}} + n_2 * A_{s\text{capa2}} + \dots + n_n * A_{s_n}$$

Parámetro	Centro (+)	Apoyos (-)
Diam. de barra (Ø)	3/4 pulg	3/4 pulg
#barras	2	2
Acero colocado (Ascol)	5.70 cm ²	5.70 cm ²
Área en compresión (a)	4.02 cm	4.02 cm
Momento resistente colocado (Mr)	20.70 tonm	20.70 tonm
Verificación	Ok	Ok

El acero colocado produce un momento resistente superior al momento último, por lo que el refuerzo longitudinal es adecuado. ($M_r \geq M_u$)

Parámetros límites

Acero mínimo:

$$A_{s\min} \geq \min\{1.33M_u; M_{cr} = 1.1f_r S_c\}; f_r = 2\sqrt{f_c}; S = bh^2/6$$

$$A_{s\min} \text{ Est. Hidráulicas} = 0.003bh \text{ (ambas caras)}$$

Parámetro	Centro (+)	Apoyos (-)
Res. a la tracción del concreto (fr)	33.47 kg/cm ²	33.47 kg/cm ²
Módulo de sección (S)	45937.50 cm ³	45937.50 cm ³
1.1*Mcr	16.91 tonm	16.91 tonm
1.33*Mu	0.16 tonm	0.16 tonm
Asmin (Estructuras hidráulicas)	3.94 cm ²	3.94 cm ²

Espaciamiento límite:

$$S_{\text{minbarras}} = 1.5 * \text{Diam}_{\text{barra}} \text{ ó } 2.54 \text{ cm} ; S_{\text{maxbarras}} = 1.5 * d \text{ ó } 15 \text{ cm}$$

Parámetro	Centro (+)	Apoyos (-)
Espaciamiento (S)	9.29 cm	9.29 cm
Espaciam. mínimo permitido (Smin)	2.86 cm	2.86 cm
Espaciam. máximo permitido (Smax)	15.00 cm	15.00 cm
Verificación	Ok	Ok

Armadura por contracción y temperatura

$$A_{\text{stemp}} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b + h)} ; 2.33 \leq A_{\text{stemp}} \leq 12.70$$

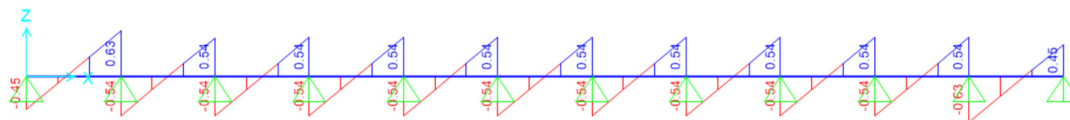
Parámetro	Centro (+)	Apoyos (-)
As temperatura (Astemp)	1.82 cm ²	1.82 cm ²
As temperatura mínimo (Astmin)	2.33 cm ²	2.33 cm ²
As temperatura máximo (Astmax)	12.70 cm ²	12.70 cm ²
Diámetro de barra (Ø)	1/2 pulg	1/2 pulg
Espaciamiento (S)	30.00 cm	30.00 cm
Acero colocado (Ascol)	3.27 cm ²	3.27 cm ²
Verificación	Ok	Ok

El acero por contracción y temperatura se colocará en las paredes laterales.

Diseño por corte

Figura 45.

Diagrama de cortantes en viga diafragma – Resistencia I



Nota. Obtenido del software SAP 2000 v.23

Cortantes últimos

Parámetro	Vu1	Vu2
Distancia (x)	0.0 m	1.30 m
Cortante Ultimo (Vu)	0.45 ton	0.63 ton

Cortante tomado por el concreto

$$V_u \leq \phi V_n ; V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_v d_v ; d_v = d_e - \frac{a}{2} \geq \max \{0.90 d_e ; 0.72h\}$$

Parámetro	Tramo1	Tramo2
Ancho (bw)	25.00 cm	25.00 cm
Peralte efectivo por corte (dv)	98.08 cm	98.08 cm
Resistencia del concreto (f'c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (fy)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Factor de resistencia por corte (φ)	0.90	0.90
Cortante tomado por el concreto (ØVc)	19.57 ton	19.57 ton
Cortante tomado por el acero (ØVs)	-	-

Refuerzo por corte

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha}{s} ; \theta = 45^\circ ; \alpha = 90^\circ$$

Parámetro	Tramo1	Tramo2
A_v/s	0.000	0.000

Refuerzo útil

$$\text{Area de acero transversal: } \frac{A_{est}}{s} = \frac{A_v}{s}$$

Parámetro	Tramo1	Tramo2
A_{est}/s	0.000	0.000
Diam. de estribo (\emptyset)	3/8 pulg	3/8 pulg
Área de estribo (A_{est})	0.71 cm	0.71 cm
Numero de estribos por sección	1	1
Espaciamiento requerido (S)	-	-
Espaciamiento utilizado (Sutil)	20.00 cm	20.00 cm

Los espaciamentos que se requieren por refuerzo transversal son máximos. Su distribución será la siguiente:

Estribos \emptyset 3/8 pulg @ 0.20 m

Espaciamiento límite

$$V_u = \frac{V_u - \emptyset \cdot V_p}{\emptyset \cdot b_v \cdot d_v} ; V'_u = \text{Min}\{\emptyset \cdot (V_s + V_c) ; 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v\}$$

Si: $V_u < 0.125f'_c$, entonces $S_{\max} = 0.8 \cdot d_v \leq 60 \text{ cm}$

Si: $V_u \geq 0.125f'_c$, entonces $S_{\max} = 0.4 \cdot d_v \leq 30 \text{ cm}$

Parámetro	Tramo1	Tramo2
Ancho (bw)	25.00 cm	25.00 cm
Peralte efectivo por corte (dv)	98.08 cm	98.08 cm
Resistencia del concreto (f'c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Cortante tomado por el concreto (ØVc)	19.57 ton	19.57 ton
Cortante propuesto por el acero (ØVs)	29.35 ton	29.35 ton
Cortante ultimo propuesto (Vu')	48.93 ton	34.25 ton
Cortante ultimo limite (Vu')	154.48 ton	154.48 ton
Esfuerzo de corte (fcorte)	19.95 kg/cm ²	19.95 kg/cm ²
0.125*f'c	35.00 kg/cm ²	35.00 kg/cm ²
Espaciam. máximo permitido (Smax)	60.00 cm	60.00 cm
Verificación	Ok	Ok

Área mínima

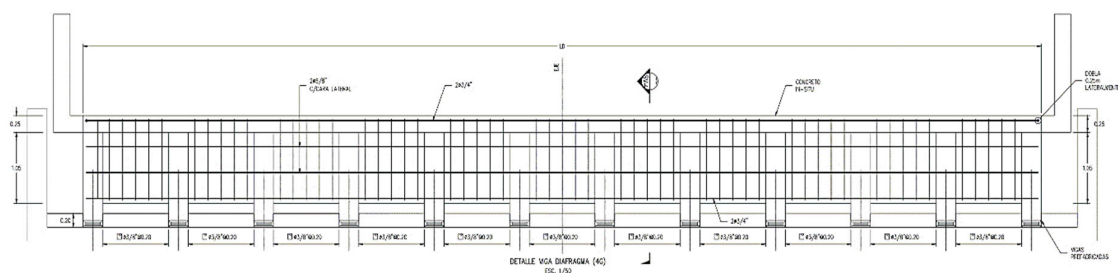
$$A_{vmin} = \frac{0.27\sqrt{f'_c}b_wS}{f_y}$$

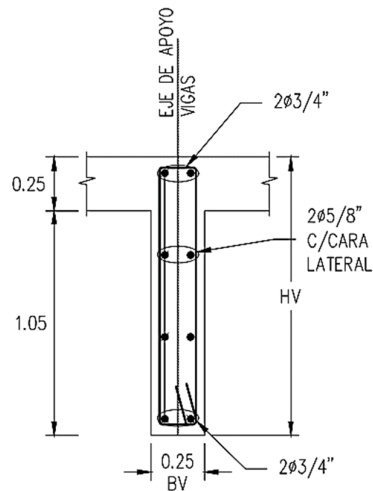
Parámetro	Tramo1	Tramo2	Tramo3
Avmin	0.27 cm ²	0.27 cm ²	0.27 cm ²
Verificación	Ok	Ok	Ok

Sección de viga diafragma con refuerzo

Figura 46.

Sección de diafragma con distribución de refuerzo





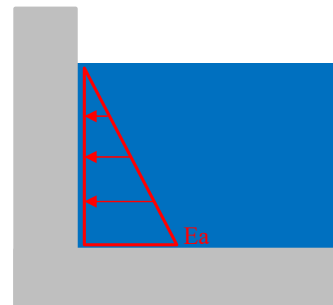
4.5.1.8. Parapetos

Cargas

Las cargas que intervienen directamente en el elemento son las presiones producidas por el fluido. A continuación, se muestra el cálculo por altura de tirante (y).

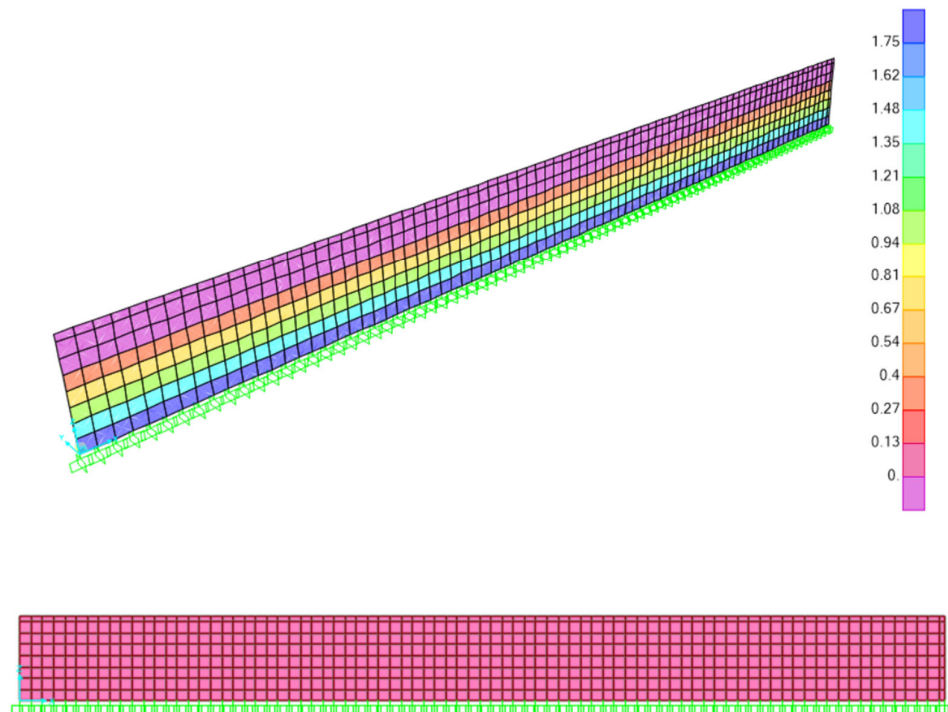
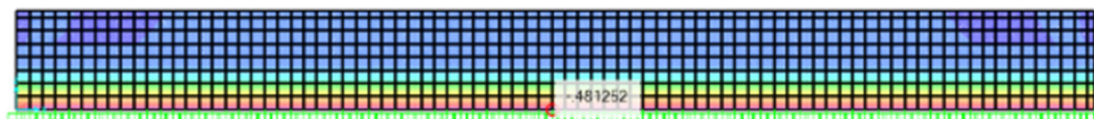
γ_f	y	E_f
1.75	0.00	0.00 ton/m ²
	0.20	0.35 ton/m ²
	0.40	0.70 ton/m ²
	0.60	1.05 ton/m ²
	0.80	1.40 ton/m ²
	1.00	1.75 ton/m ²

$$E_f = \gamma_f y$$



Modelamiento

Se considerará como empotrado en la base y las presiones de fluido actuando de manera perpendicular a la superficie del parapeto y hasta una altura máxima igual al tirante del fluido.

Figura 47.*Modelado de parapeto**Nota.* Obtenido del software SAP 2000 v.23**Diseño por flexión****Figura 48.***Momentos máximos en parapeto – Resistencia I**Nota.* Obtenido del software SAP 2000 v.23**Acero requerido**

$$M_r = \phi M_n ; A_s f_y = 0.85 f_c a b_w ; a = c \beta_1$$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Parámetro	Apoyo (-)
Resistencia del concreto ($f'c$)	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm ²
Ancho (b_w)	100.00 cm
Altura (h)	25.00 cm
Recubrimiento	5.00 cm
Centroide (c)	5.64 cm
Peralte (d)	19.37 cm
Momento ultimo (M_u)	0.48 tonm
Área en compresión (a)	0.12 cm
Acero necesario ($A_{s nec}$)	0.66 cm ²

Acero propuesto

$$A_{s colocado} = \frac{A_{s barra} b_w}{S}$$

Parámetro	Apoyo (-)
Diam. de barras	3/8 pulg
Espaciamiento (S)	0.125 m
Acero colocado ($A_{s col}$)	5.70 cm ²
Área en compresión (a)	1.01 cm
Momento resistente colocado (M_r)	4.10 tonm
Verificación	Ok

El acero colocado produce un momento resistente superior al momento último, por lo que el refuerzo longitudinal es adecuado. En la cara que no está en contacto con el fluido se colocará Ø 3/8 pulg @ 0.15 m.

Acero mínimo

$$A_{smin} \geq \min\{1.33M_u; M_{cr} = 1.1f_r S_c\}; f_r = 2\sqrt{f_c}; S = bh^2/6$$

$$A_{smin} \text{ Est. Hidráulicas} = 0.003bh \text{ (ambas caras)}$$

Parámetro	Apoyo (-)
Res. a la tracción del concreto (fr)	33.47 kg/cm ²
Módulo de sección (S)	10416.67 cm ³
1.1*Mcr	3.83 tonm
1.33*Mu	0.64 tonm
Asmin (Estructuras hidráulicas)	3.75 cm ²

El acero propuesto es superior al acero mínimo.

Armadura por contracción y temperatura (Dirección X-X)

$$A_{stemp} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b + h)}; 2.33 \leq A_{stemp} \leq 12.70$$

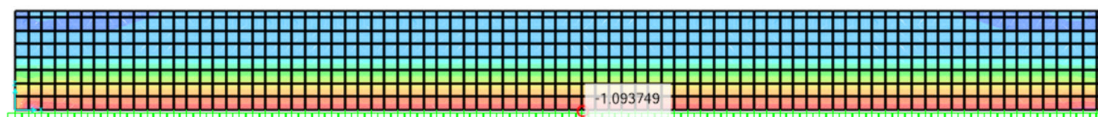
Parámetro	Apoyo (-)
As temperatura (Astemp)	1.80 cm ²
As temperatura mínimo (Astmin)	2.33 cm ²
As temperatura máximo (Astmax)	12.70 cm ²
Diámetro de barra (Ø)	3/8 pulg
Espaciamiento (S)	15.00 cm
Acero colocado (Ascol)	4.75 cm ²
Verificación	Ok

En la dirección X-X no se generan momentos significativos por lo que bastara con colocarle el refuerzo mínimo o por temperatura.

Diseño por corte

Figura 49.

Cortantes máximos en parapeto – Resistencia I



Nota. Obtenido del software CSI Bridge V.24.

Cortantes últimos

Parámetro	Apoyo
Cortante Ultimo (Vu)	1.09 ton

Cortante tomado por el concreto

$$V_u \leq \phi V_n ; V_n = V_c$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_w d_v ; d_v = d_e - \frac{a}{2} \geq \max \{0.90 d_e ; 0.72h\}$$

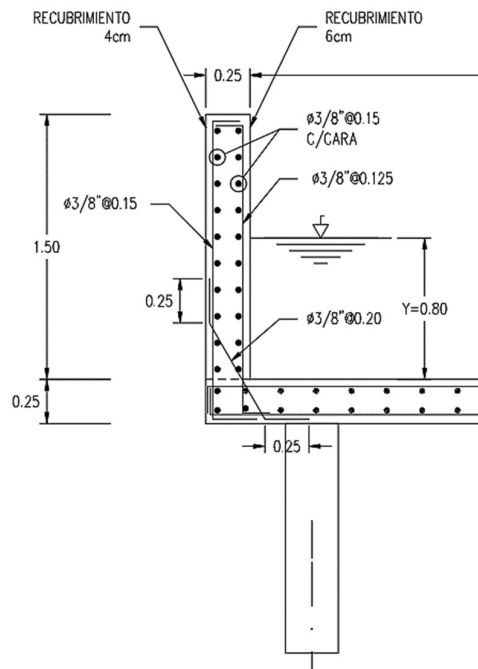
Parámetro	Apoyo
Ancho (bw)	100.00 cm
Peralte efectivo por corte (dv)	19.47 cm
Resistencia del concreto (f'c)	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (fy)	4200 kg/cm ²
Factor de resistencia por corte (φ)	0.90
Cortante tomado por el concreto (ØVc)	15.54 ton
Verificación	Ok

La sección de losa logra resistir la sollicitación por corte, por lo tanto, la sección es adecuada. $V_u \leq \phi V_c$

Sección de parapeto con refuerzo

Figura 50.

Sección transversal de parapeto con distribución de refuerzo



4.5.2. Neoprenos

Se realizará el diseño de los neoprenos ubicados en los extremos por el motivo de que reciben las mayores cargas.

Cargas

Carga muerta (CM)

$$\text{Peso de viga} = 0.30 \times 1.30 \times 17.30 \times 2.50 / 2 = 8.43 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de losa} = 1.20 \times 0.25 \times 17.30 \times 2.50 / 2 = 6.49 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de parapeto} = 0.25 \times 1.50 \times 17.30 \times 2.50 / 2 = 8.11 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de diafragmas} = 3 \times 0.25 \times 1.05 \times 0.5 \times 2.50 / 2 = 0.49 \text{ ton}$$

Carga hidráulica (WA)

$$\text{Peso del fluido} = 0.95 \times 1.00 \times 17.30 \times 1.75 / 2 = 14.38 \text{ ton}$$

Parámetros térmicos

Según la ubicación del proyecto se definen los rangos de temperatura, para la costa se utilizará:

$$\text{Temperatura máxima (Tsup)} = 40^\circ$$

$$\text{Temperatura mínima (Tmin)} = 10^\circ$$

$$\text{Coef. de dilatación térmica } (\alpha) = 1.08 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C} \text{ (Artículo 5.4.2.2 AASHTO)}$$

Tabla 20.

Rangos de temperatura

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto armado o preesforzado	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C
Acero	5° a 50°C	-20° a +50°C	10° a 60°C
Madera	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C

Nota. Fuente (MTC, 2018, pág. 108)

Diseño del neopreno

Deformaciones

$$\text{Def. por temp. } (\Delta_{\text{temp}}) = L\alpha(T_{\text{max}} - T_{\text{mín}}) = 1730 \times (1.08 \times 10^{-5}) \times (40 - 10) = 0.56 \text{ cm}$$

$$\gamma_{\text{TU}} = 1.20 \text{ (Tabla 3.4.1 – 1 AASHTO)}$$

$$\text{Acortamiento total } (\Delta_s) = \gamma_{\text{TU}} \Delta_{\text{temp}} = 1.20 \times 0.56 = 0.67 \text{ cm}$$

Espesor requerido de elastómero

$$h_{\text{rt}} \geq 2\Delta_s = 1.35 \text{ cm, se utilizará } h_{\text{rt}} = 3.50 \text{ cm}$$

Dimensiones de neopreno

$$\text{Carga de servicio (Ps)} = \text{CM} + \text{WA} = 37.90 \text{ ton}$$

$$\text{Esfuerzo de compresión del elastómero } (\sigma_s) < 87.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Area de neopreno (A)} < P_s / \sigma_s = 431.20 \text{ cm}^2$$

Elegimos una sección de 0.25x0.40 m.

Factor de forma

Se utilizará un elastómero con dureza 60.

$$\text{Módulo de corte (G)} = 9.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo de compresión del elastómero } (\sigma_s) = P_s / A = 37.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Factor de forma límite (Si)} \geq \sigma_s / (1.25G) = 3.32$$

Grosor de las capas interiores

$$h_{ri} \leq \frac{LB}{2S_i(L+B)} = \frac{25 \times 40}{2(3.32)(25+40)} = 2.32 \text{ cm ; se utilizará } h_{ri} = 1.00 \text{ cm}$$

$$\text{Factor de forma (Si)} \geq \frac{LB}{2h_{ri}(L+B)} = \frac{25 \times 40}{2(1.00)(25+40)} = 7.69$$

Grosor de capas exteriores

$$h_{re} \geq 0.7h_{ri} = 0.70 \text{ cm ; se utilizará } h_{re} = 0.50 \text{ cm}$$

$$\text{Factor de forma (Se)} \geq \frac{LB}{2h_{re}(L+B)} = \frac{25 \times 40}{2(0.70)(25+40)} = 15.38$$

Numero de capas interiores

$$n = 2.00 \text{ capas ; } \frac{S_i^2}{n} = \frac{(7.69)^2}{2.00} = 19.72 \leq 22, \text{ Cumple!}$$

Espesor total de elastómero

$$h_{rt} = 2h_{re} + nh_{ri} = 2(0.50) + 2(1.00) = 3.00 \text{ cm}$$

Espesor de placas de refuerzo

$$h_{max} = 1.00 \text{ cm}$$

$$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_s = 3h_{máx}\sigma_s/f_y = 3 \times 1.00(37.90/2530) = 0.04 \text{ cm}$$

Se utilizará un espesor de placa de refuerzo $h_s = 0.20 \text{ cm}$

Altura total de elastómero reforzado

$$H = h_{rt} + (n + 1)h_s = 3.00 + 3(0.20) = 3.60 \text{ cm}$$

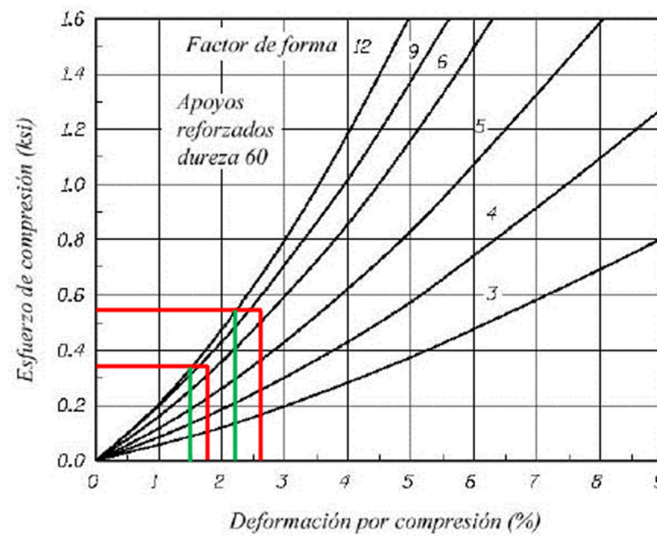
VerificacionesEstabilidad del dispositivo

$$h_{rt} = 3.00 \text{ cm} \leq \text{menor} \left\{ \frac{L}{3} = 13.33 \text{ cm} ; \frac{B}{3} = 8.33 \text{ cm} \right\}$$

El dispositivo es estable.

Deformación por compresión

Capa	Carga	S	P (ton)	σ (kg/cm ²)	σ (ksi)	% ϵ
Interior	Muerta	7.69	23.52	23.52	0.336	1.75
	Total	7.69	37.90	37.90	0.541	2.60
Exterior	Muerta	15.38	23.52	23.52	0.336	1.50
	Total	15.38	37.90	37.90	0.541	2.20

Figura 51.*Determinación de deformaciones por compresión*Deflexión por compresión inicial

$$\delta_{Ps} = nh_{ri}\epsilon_{int} + 2h_{re}\epsilon_{ext} = 2(1.00 \times 0.026) + 2(0.50 \times 0.022) = 0.074 \text{ cm}$$

Deflexión por compresión inicial por carga muerta

$$\delta_{DC} = nh_{ri}\epsilon_{int} + 2h_{re}\epsilon_{ext} = 2(1.00 \times 0.0175) + 2(0.50 \times 0.0150) = 0.050 \text{ cm}$$

Deflexión por carga de fluido

$$\delta_f = \delta_{Ps} - \delta_{DC} = 0.024 \text{ cm}$$

Deflexión por creep

$C_d = 0.35$, para un elastómero con dureza 60 (Tabla 14.7.6.2 -1 AASHTO)

$$\delta_{creep} = C_d \delta_{DC} = 0.35(0.050) = 0.018 \text{ cm}$$

Deflexión debido al creep y fluido

$$\delta_{creep} = \delta_{creep} + \delta_f = 0.042 \text{ cm} < 1/8 \text{ pulgada} = 0.32 \text{ cm. Cumple!}$$

Deflexión por compresión inicial en una capa interior

$$\delta_{\text{int}} = \varepsilon_{\text{int}} h_{\text{ri}} < 0.09 h_{\text{ri}}, 0.026 < 0.09. \text{ ¡Cumple!}$$

Anclaje del dispositivo

Fuerza cortante debido al desplazamiento

$$\Delta_u = \gamma_T \Delta_s = 1.20(0.67) = 0.81$$

$$H_u = G A \Delta_u / h_{\text{rt}} = 14.06(0.25 \times 0.40)(0.81) / 3.00 = 3783 \text{ kg}$$

Fuerza de fricción

$$u = 0.20 \text{ (C14.8.3.1. AASHTO)}$$

$$F_f = u P_{\text{DC}} = 0.20(23523) = 4705 \text{ kg}$$

Como $F_f > H_u$ el elemento no necesita anclajes, por tema de seguridad se reforzará.

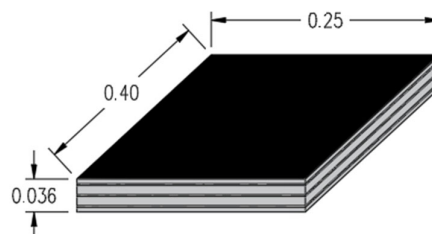
$$A_s = P_{\text{DC}} / f_y = 23523 / 4200 = 5.60 \text{ cm}^2$$

Se colocará 1 Ø 1 3/8 pulg. en cada apoyo de neopreno.

Sección de neopreno reforzado

Figura 52.

Sección transversal de neopreno reforzado



Nota. Neopreno conformado por capas exteriores de elastómero de 0.50 cm, 2 capas interiores de 1.00 cm y 3 placas de refuerzo de 0.20 cm.

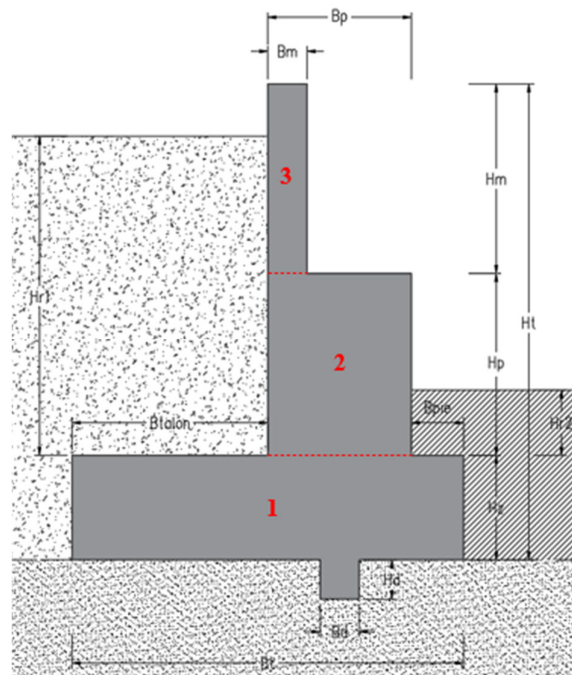
4.5.3. Estribos

Características geométricas

$B_p = 1.10$ m, $B_m = 0.30$ m, $B_{\text{talón}} = 1.50$ m, $B_{\text{pie}} = 0.40$ m, $B_t = 3.00$ m, $H_z = 0.80$ m, $H_p = 1.20$ m, $H_m = 1.65$ m, $H_t = 3.65$ m, $H_{r1} = 2.85$ m.

Figura 53.

Sección transversal de estribo



Características de los materiales

Capacidad portante del suelo (σ_s) = 3.07 kg/cm^2

Peso específico del suelo (γ_s) = 1.68 ton/m^3

Angulo de fricción interna del suelo (ϕ) = 29.50°

Resistencia del concreto (f_c) = 280 kg/cm^2

Peso específico del concreto (γ_c) = 2.5 ton/m^3

Cargas verticales

Considerando 1 m de longitud de muro como franja.

Peso de estribo (DC)

	b (m)	h (m)	Area (m ²)	γ_{ca} (ton/m ³)	Peso (ton/m)	CG	
						x (m)	y (m)
1	3.00	0.80	2.40	2.50	6.00	1.50	0.40
2	1.10	1.20	1.32	2.50	3.30	0.95	1.40
3	0.30	1.65	0.50	2.50	1.24	1.35	2.83
x = 1.31 y = 1.00							

Peso del terreno (EV)

	b (m)	h (m)	Area (m ²)	γ_{ca} (ton/m ³)	Peso (ton/m)	CG	
						x (m)	y (m)
1	1.50	2.85	4.28	1.68	7.18	2.25	2.23

Presión vertical de sobrecarga (LSy)

1er caso - Estribo sin superestructura: Se considerará una S/C = 0.50 ton/m².

	b (m)	h (m)	Area (m ²)	S/C (ton/m ²)	Peso (ton/m)	CG	
						x (m)	y (m)
1	1.50	-	1.50	0.50	0.75	2.25	-

Presión vertical por carga hidráulica (WAg)

2do caso - Estribo con superestructura: Cuando pase el flujo hiperconcentrado se considerará una carga hidráulica igual a 1.75 ton/m².

	b (m)	h (m)	Area (m ²)	γ_{fluido} (ton/m ²)	Peso (ton/m)	CG	
						x (m)	y (m)
1	1.50	-	1.50	1.75	2.63	2.25	-

Peso de la superestructura

2do caso - Estribo con superestructura: La carga que recibe cada estribo directamente de la superestructura. La longitud del estribo es 16.30 m.

Peso de canoa (DC) = 212.05 ton, entonces 13.01 ton/m.

Peso de fluido (WA) = 227.06 ton, entonces 13.93 ton/m.

Punto de aplicación: x = 0.75 m

Cargas horizontales

Considerando 1 m de longitud de muro como franja.

Empuje activo del suelo (EH)

Angulo de fricción interna del suelo (ϕ') = 29.50°

Angulo de fricción entre relleno y muro (δ) = 0°

Angulo que forma la superficie de relleno con el eje horizontal (β) = 0°

Ángulo que forma la parte posterior del muro con el eje horizontal (θ) = 90°

$$K_a = \frac{\sin(\theta + \phi')^2}{\sin(\theta)^2 \sin(\theta - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \alpha)}} \right)^2} = 0.340$$

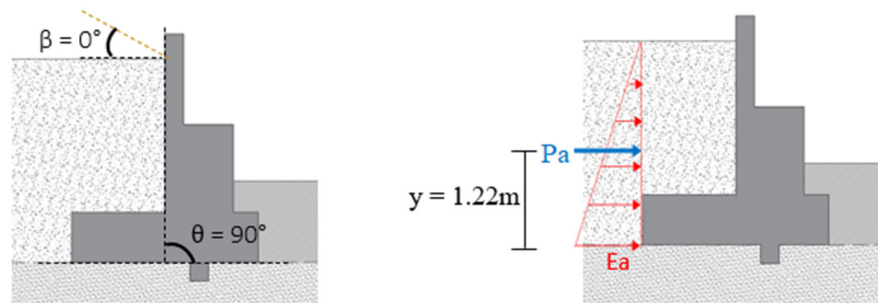
$$E_a = K_a \gamma_s H_t = 0.34 \times 1.68 \times 3.65 = 2.09 \text{ ton/m}$$

$$P_a = 0.5 K_a \gamma_s H_t^2 = 0.5 \times 0.34 \times 1.68 \times (3.65^2) = 3.81 \text{ ton}$$

$$\text{Punto de aplicación: } y = \frac{H_t}{3} = \frac{3.65}{3} = 1.22 \text{ m}$$

Figura 54.

Aplicación de empuje activo del suelo en el estribo



Empuje pasivo del suelo (EP)

$$K_p = \frac{\text{sen}(\theta - \phi')^2}{\text{sen}(\theta)^2 \text{sen}(\theta + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \text{sen}(\phi' + \beta)}{\text{sen}(\theta + \delta) \text{sen}(\theta + \alpha)}} \right)^2} = 2.94$$

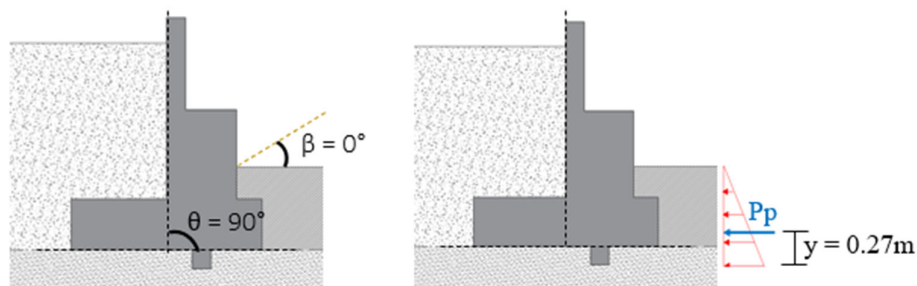
$$E_p = K_p \gamma_s H_z = 2.94 \times 1.68 \times 0.80 = 3.95 \text{ ton/m}$$

$$P_p = 0.5 K_p \gamma_s H_z^2 = 0.5 \times 2.94 \times 1.68 \times (0.80^2) = 1.58 \text{ ton}$$

$$\text{Punto de aplicación: } y = \frac{H_z}{3} = \frac{0.80}{3} = 0.27 \text{ m}$$

Figura 55.

Aplicación de empuje pasivo del suelo en el estribo



Empuje por sobrecarga - Caso 1 (LSx)

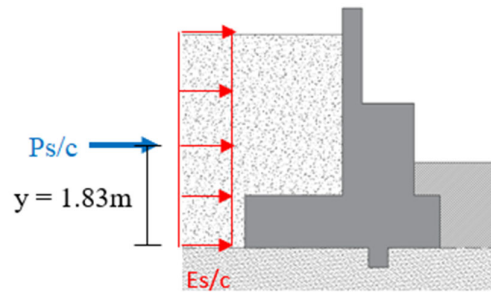
$$E_{s/c} = K_a q_{s/c} = 0.34 \times 0.50 = 0.17 \text{ ton/m}$$

$$P_{s/c} = K_a q_{s/c} H_t = 0.34 \times 0.50 \times 3.65 = 0.62 \text{ ton}$$

$$\text{Punto de aplicación: } y = \frac{H_z}{2} = \frac{3.65}{2} = 1.83 \text{ m}$$

Figura 56.

Aplicación de empuje por sobrecarga en el estribo



Empuje por carga hidráulica a través del suelo - Caso 2 (WAx)

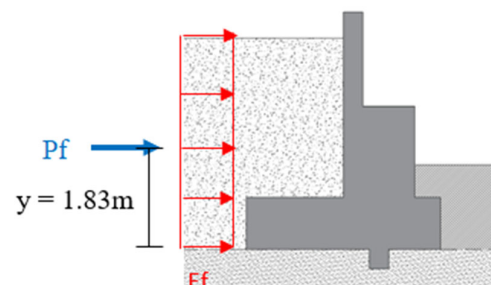
$$E_f = K_a q_f = 0.34 \times 1.75 = 0.60$$

$$P_f = K_a q_f H_t = 0.34 \times 0.50 \times 3.65 = 2.17 \text{ ton}$$

$$\text{Punto de aplicación: } y = \frac{H_t}{2} = \frac{3.65}{2} = 1.83 \text{ m}$$

Figura 57.

Aplicación de empuje por carga hidráulica a través del suelo en el estribo



Empuje sísmico del suelo (EQ)

Aceleración PGA = 0.45

Fpga = 1.05 (suelo S2)

Aceleración horizontal (Kh) = 0.5(FpgaPGA) = 0.50x1.05x0.45 = 0.236

Aceleración vertical (Kv) = 0

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] = 13.29^\circ$$

Angulo de fricción entre relleno y muro (δ) = 0°

Ángulo de inclinación del suelo con el eje horizontal (i) = 0°

Ángulo que forma la parte posterior del muro con el eje horizontal (β') = 90°

$$K_{AE} = \frac{\cos(\phi' - \theta' - \beta')^2}{\cos \theta' \cos \beta'^2 \cos(\delta + \beta' + \theta') \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}} \right)^2} = 0.514$$

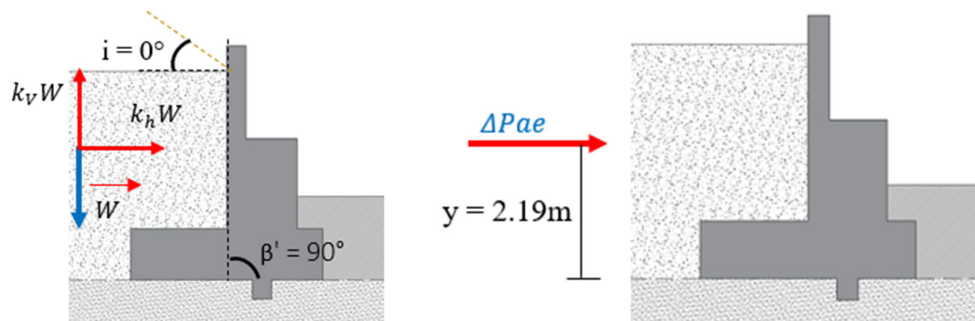
$$P_{AE} = 0.5 K_{AE} \gamma_s H_t^2 (1 - k_v) = 0.5 \times 0.51 \times 1.68 \times (3.65^2) = 5.76 \text{ ton}$$

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_a = 5.76 - 3.81 = 1.95 \text{ ton}$$

$$\text{Punto de aplicación: } y = 0.6 H_t = 0.6 \times 3.65 = 2.19 \text{ m}$$

Figura 58.

Aplicación de empuje sísmico del suelo en el estribo



Fuerza inercial del muro (EQinercial)

$$P_{IR} = K_h(P_{muro} + P_{suelo}) = 0.236(9.30 + 7.18) = 3.89 \text{ ton}$$

$$E1: P_{AE} + 0.5P_{IR} = 5.76 + 0.5(3.89) = 7.71$$

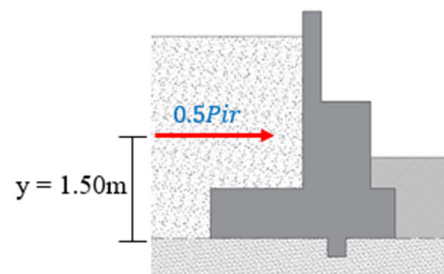
$$E2: \max\{0.5P_{AE}; P_a\} + P_{IR} = \max\{0.5(5.76); 3.81\} + 3.89 = 3.81 + 3.89 = 7.70$$

Como $E1 > E2$ se tomará el $0.5P_{IR} = 1.95 \text{ ton}$

$$\text{Punto de aplicación: } y = \frac{1.00 \times 10.54 + 2.23 \times 7.18}{10.54 + 7.18} = 1.50 \text{ m}$$

Figura 59.

Aplicación de la fuerza inercial en el estribo



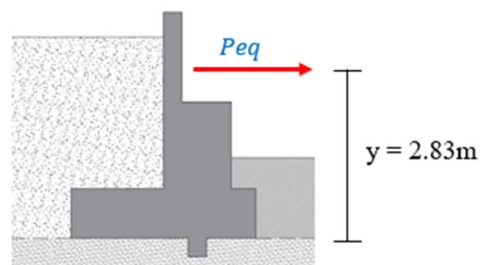
Carga sísmica por peso de superestructura (EQsup)

$$P_{EQ} = K_h(P_{sup}) = 0.236(13.17) = 3.11 \text{ ton}$$

$$\text{Punto de aplicación: } y_g = H_z + H_p + \frac{H_m}{2} = 2.83 \text{ m}$$

Figura 60.

Aplicación de carga sísmica por peso de superestructura en el estribo



Combinaciones de carga

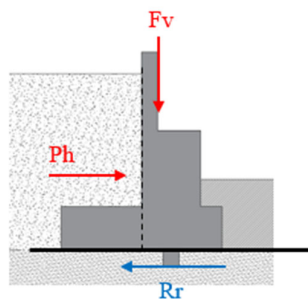
Carga	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	Extremo 1
DC	1.00	1.25	0.90	1.00
EV	1.00	1.35	1.00	1.00
EH	1.00	1.50	1.50	1.00
WA	1.00	1.25	1.25	1.00
LSy	1.00	1.75	-	0.50
LSx	1.00	1.75	1.75	0.50
EP	0.50	0.50	0.50	0.50
EQ	-	-	-	1.00

Estabilidad – 1er caso (Estribo sin superestructura)Cargas aplicadas

Carga	Fuerza	Distancia	Momento
DC	10.54 ton	1.31 m	13.81 tonm
EV	7.18 ton	2.25 m	16.16 tonm
EH	3.81 ton	1.22 m	4.63 tonm
LSy	0.75 ton	2.25 m	1.69 tonm
LSx	0.62 ton	1.83 m	1.13 tonm
EP	1.58 ton	-	-
EQ	1.95 ton	2.19 m	4.27 tonm
EQinercial	3.89 ton	1.53 m	5.97 tonm

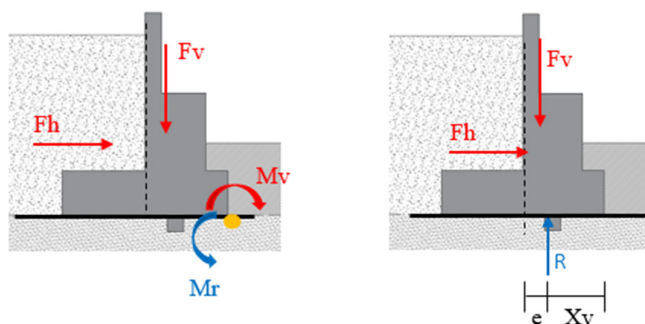
El empuje pasivo solo se tendrá en consideración como fuerza estabilizadora para el deslizamiento.

Deslizamiento



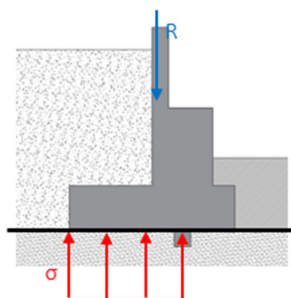
Carga	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	Extremo 1
DC	10.54 ton	13.17 ton	9.48 ton	10.54 ton
EV	7.18 ton	9.70 ton	7.18 ton	7.18 ton
EH	3.81 ton	5.71 ton	5.71 ton	3.81 ton
LSy	0.75 ton	1.31 ton	0.00 ton	0.38 ton
LSx	0.62 ton	1.09 ton	1.09 ton	0.31 ton
EP	0.79 ton	0.79 ton	0.79 ton	0.79 ton
EQ	0.00 ton	0.00 ton	0.00 ton	1.95 ton
EQinercial	0.00 ton	0.00 ton	0.00 ton	4.19 ton
$F_V = R_T$	18.47 ton	24.18 ton	16.67 ton	18.09 ton
F_H	4.43 ton	6.80 ton	6.80 ton	10.25 ton
ϕ'	29.5°	29.5°	29.5°	29.5°
$\mu = \tan(\phi') = \phi_T$	0.57	0.57	0.57	0.57
$R_R = \phi_T R_T + \phi_{EP} R_{EP}$	11.24 ton	14.47 ton	10.22 ton	11.03 ton
Verificación ($R_R \geq F_H$)	Ok	Ok	Ok	Ok

Volteo



Carga	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	Extremo 1
DC	13.81 tonm	17.26 tonm	12.43 tonm	13.81 tonm
EV	16.16 tonm	21.82 tonm	16.16 tonm	16.16 tonm
EH	4.63 tonm	6.95 tonm	6.95 tonm	4.63 tonm
LSy	1.69 tonm	2.95 tonm	0.00 tonm	0.84 tonm
LSx	1.13 tonm	1.98 tonm	1.98 tonm	0.57 tonm
EP	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm
EQ	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	4.27 tonm
EQinercial	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	6.26 tonm
M_V	5.76 tonm	8.93 tonm	8.93 tonm	15.73 tonm
M_R	31.65 tonm	42.03 tonm	28.58 tonm	30.81 tonm
$X_V = (M_V - M_R)/F_V$	1.40 m	1.37 m	1.18 m	0.83 m
B_t	3.00 m	3.00 m	3.00 m	3.00 m
$e = B_t/2 - X_V$	0.10 m	0.13 m	0.32 m	0.67 m
$e_{\text{máx}} = B_t/3 \text{ o } 2B_t/5$	1.00 m	1.00 m	1.00 m	1.20 m
Verificación ($e < e_{\text{máx}}$)	Ok	Ok	Ok	Ok

Presiones



	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	Extremo 1
F_V	18.47 ton	24.18 ton	16.67 ton	18.09 ton
B_t	3.00 m	3.00 m	3.00 m	3.00 m
e	0.10 m	0.13 m	0.32 m	0.67 m
$\sigma = F_V/(B_t - 2e)$	6.59 ton/m ²	8.83 ton/m ²	7.07 ton/m ²	10.85 ton/m ²
θ_b	-	0.55	0.55	1.00

σ_{adm}	30.70 ton/m ²	30.70 ton/m ²	30.70 ton/m ²	30.70 ton/m ²
FS	-	3.00	3.00	3.00
$\sigma_R = FS(\theta_b \sigma_{adm})$	30.70 ton/m ²	50.66 ton/m ²	50.66 ton/m ²	92.10 ton/m ²
Verificación ($\sigma < \sigma_R$)	Ok	Ok	Ok	Ok

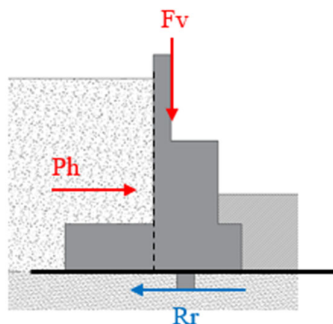
Estabilidad – 2do caso (Estribo con superestructura)

Cargas y momentos aplicados

Carga	Fuerza	Distancia	Momento
DC	23.55 ton	1.00 m	23.56 tonm
EV	7.18 ton	2.25 m	16.16 tonm
EH	3.81 ton	1.22 m	4.63 tonm
WAY	17.08 ton	1.00 m	17.06 tonm
WAX	2.17 ton	1.83 m	3.96 tonm
EP	1.58 ton	-	-
EQ	1.95 ton	2.19 m	4.27 tonm
EQinercial	7.26 ton	1.71 m	12.41 tonm
EQsup	3.11 ton	2.83 m	8.79 tonm

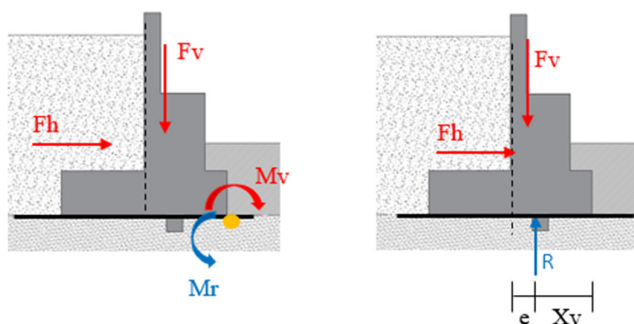
El empuje pasivo solo se tendrá en consideración como fuerza estabilizadora para el deslizamiento.

Deslizamiento



Carga	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	Extremo 1
DC	23.55 ton	29.43 ton	21.19 ton	23.55 ton
EV	7.18 ton	9.70 ton	7.18 ton	7.18 ton
EH	3.81 ton	5.71 ton	5.71 ton	3.81 ton
WAY	16.56 ton	20.69 ton	20.69 ton	16.56 ton
WAX	2.17 ton	2.72 ton	2.72 ton	2.17 ton
EP	0.79 ton	0.79 ton	0.79 ton	0.79 ton
EQ	0.00 ton	0.00 ton	0.00 ton	1.95 ton
EQinercial	0.00 ton	0.00 ton	0.00 ton	7.26 ton
EQsup	0.00 ton	0.00 ton	0.00 ton	3.11 ton
$F_V = R_T$	47.28 ton	59.82 ton	49.07 ton	47.81 ton
F_H	5.98 ton	8.42 ton	8.42 ton	18.30 ton
ϕ'	29.5°	29.5°	29.5°	29.5°
$\mu = \tan(\phi') = \phi_T$	0.57	0.57	0.57	0.57
$R_R = \phi_T R_T + \phi_{EP} R_{EP}$	27.54 ton	34.64 ton	28.55 ton	27.54 ton
Verificación ($R_R \geq F_H$)	Ok	Ok	Ok	Ok

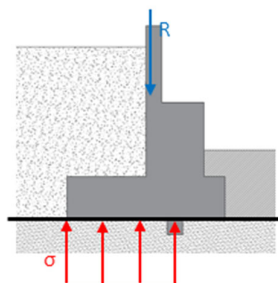
Volteo



Carga	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	Extremo 1
DC	23.56 tonm	29.45 tonm	21.21 tonm	23.56 tonm
EV	16.16 tonm	21.82 tonm	16.16 tonm	16.16 tonm
EH	4.63 tonm	6.95 tonm	6.95 tonm	4.63 tonm
WAY	15.96 tonm	19.95 tonm	19.95 tonm	15.96 tonm

W _{Ax}	3.96 tonm	4.96 tonm	4.96 tonm	3.96 tonm
EP	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm
EQ	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	4.27 tonm
EQ _{inercial}	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	12.41 tonm
EQ _{sup}	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	8.79 tonm
M _V	8.60 tonm	11.90 tonm	11.90 tonm	34.06 tonm
M _R	55.68 tonm	71.22 tonm	57.32 tonm	55.68 tonm
$X_V = (M_V - M_R)/F_V$	1.00 m	0.99 m	0.93 m	0.46 m
B _t	3.00 m	3.00 m	3.00 m	3.00 m
$e = B_t/2 - X_V$	0.50 m	0.51 m	0.57 m	1.04 m
$e_{\text{máx}} = B_t/3 \text{ o } 2B_t/5$	1.00 m	1.00 m	1.00 m	1.20 m
Verificación ($e < e_{\text{máx}}$)	Ok	Ok	Ok	Ok

Presiones

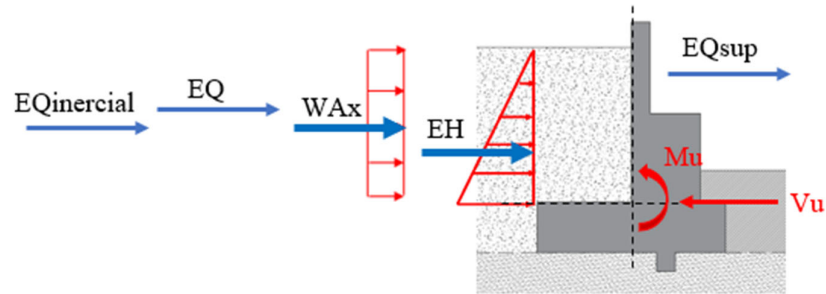


	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	Extremo 1
F _V	47.28 ton	59.82 ton	49.07 ton	47.28 ton
B _t	3.00 m	3.00 m	3.00 m	3.00 m
e	0.50 m	0.51 m	0.57 m	1.04 m
$\sigma = F_V/(B_t - 2e)$	23.74 ton/m ²	30.17 ton/m ²	26.51 ton/m ²	51.71 ton/m ²
θ_b	-	0.55	0.55	1.00
σ_{adm}	30.70 ton/m ²	30.70 ton/m ²	30.70 ton/m ²	30.70 ton/m ²
FS	-	3.00	3.00	3.00
$\sigma_R = FS(\theta_b \sigma_{\text{adm}})$	30.70 ton/m ²	50.66 ton/m ²	50.66 ton/m ²	92.10 ton/m ²
Verificación ($\sigma < \sigma_R$)	Ok	Ok	Ok	Ok

Diseño de pantalla

Se realizará el diseño para el caso de estribo con superestructura por ser el más desfavorable.

Cargas aplicadas



Carga	Fuerza	Distancia	Momento
EH	2.32 ton	0.95 m	2.20 tonm
WAx	6.19 ton	1.43 m	8.82 tonm
EQ	1.19 ton	1.71 m	2.03 tonm
EQinercial	1.07 ton	0.99 m	1.06 tonm
EQsup	3.11 ton	2.03 m	6.30 tonm

Momentos de diseño

Carga	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	E. Ext. 1A
EH	2.20 tonm	3.31 tonm	3.31 tonm	2.20 tonm
WAx	8.82 tonm	11.03 tonm	11.03 tonm	8.82 tonm
EQ	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	2.03 tonm
EQinercial	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	1.06 tonm
EQsup	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	6.30 tonm
Mu	11.03 tonm	14.34 tonm	14.34 tonm	20.42 tonm

Cortantes de diseño

Carga	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	E. Ext. 1A
EH	2.32 ton	3.48 ton	3.48 ton	2.32 ton
WAx	6.19 ton	7.74 ton	7.74 ton	6.19 ton
EQ	0.00 ton	0.00 ton	0.00 ton	1.19 ton
EQinercial	0.00 ton	0.00 ton	0.00 ton	1.07 ton
EQsup	0.00 ton	0.00 ton	0.00 ton	3.11 ton
Vu	8.51 ton	11.22 ton	11.22 ton	13.88 ton

Acero requerido por flexión

La pantalla esta empotrada en la cimentación y el momento en la cara sin contacto con el suelo es 0.00 tonm y para motivos de diseño se considerará como mínimo un momento ultimo igual a:

$$(+)\text{ Mapoyos} = (-)\text{ M}/3 = 6.81\text{ tonm}$$

$$M_r \geq M_u ; M_r = \emptyset M_n ; A_s f_y = 0.85 f_c a b_w ; a = c \beta_1 ; M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Parámetro	Izquierdo	Derecho
Resistencia del concreto (f'_c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Ancho (bw)	100.00 cm	100.00 cm
Altura (h)	110.00 cm	110.00 cm
Recubrimiento	7.50 cm	7.50 cm
Centroide (c)	8.77 cm	8.45 cm
Peralte (d)	101.23 cm	101.55 cm
Momento ultimo (Mu)	20.42 tonm	6.81 tonm
Área en compresión (a)	0.95 cm	0.31 cm
Acero necesario (Asnec)	5.36 cm ²	1.78 cm ²

Acero propuesto

$$A_{S_{\text{colocado}}} = \frac{A_{S_{\text{barra}}} b_w}{S}$$

Parámetro	Izquierdo	Derecho
Diam. de barras	1 pulg	3/4 pulg
Espaciamiento (S)	0.25 m	0.175 m
Acero colocado (Ascol)	20.27 cm ²	16.29 cm ²
Área en compresión (a)	3.58 cm	2.87 cm
Momento resistente colocado (Mr)	76.19 tonm	61.63 tonm
Verificación	Ok	Ok

El acero colocado produce un momento resistente superior al momento último, por lo que el refuerzo longitudinal es adecuado. ($M_r \geq M_u$)

Acero mínimo

$$A_{s_{\min}} \geq \min\{1.33M_u; M_{cr} = 1.1f_r S_c\}; f_r = 2\sqrt{f_c}; S = bh^2/6$$

$$A_{s_{\min}} \text{ Est. Hidráulicas} = 0.003bh \text{ (ambas caras)}$$

Parámetro	Izquierdo	Derecho
Res. a la tracción del concreto (fr)	33.47 kg/cm ²	33.47 kg/cm ²
Módulo de sección (S)	201667 cm ³	201667 cm ³
1.1*Mcr	74.24 tonm	74.24 tonm
1.33*M _u	27.16 tonm	9.05 tonm
Asmin (Estructuras hidráulicas)	16.50 cm ²	16.50 cm ²

Armadura por contracción y temperatura (Dirección X-X)

$$A_{\text{stemp}} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b + h)}; 2.33 \leq A_{\text{stemp}} \leq 12.70$$

Parámetro	Izquierdo	Derecho
As temperatura (Astemp)	4.71 cm ²	4.71 cm ²
As temperatura mínimo (Astmin)	2.33 cm ²	2.33 cm ²
As temperatura máximo (Astmax)	12.70 cm ²	12.70 cm ²
Diámetro de barra (Ø)	3/4 pulg	3/4 pulg
Espaciamento (S)	17.50 cm	17.50 cm
Acero colocado (Ascol)	16.29 cm ²	16.29 cm ²
Verificación	Ok	Ok

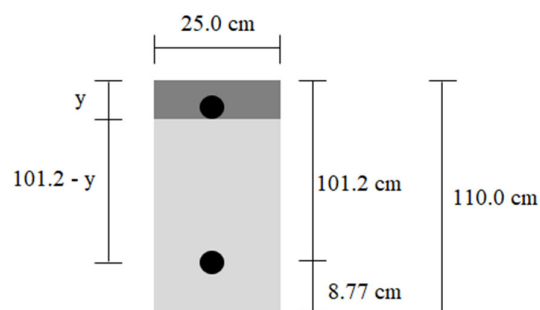
Control de fisuramiento

$$n = \frac{E_s}{E_c} ; d_c = h - d ; f_s = \frac{M}{A_s * jd} ; jd = d - \frac{y}{3} ; S_{max} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_s} - 2 * d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)} ; \gamma_e = 0.75, \text{estructuras hidráulicas}$$

Eje neutro:

Parámetro	Izquierdo	Derecho
Ancho (bw)	100.00 cm	100.00 cm
Altura (h)	110.00 cm	110.00 cm
Peralte (d)	101.2 cm	101.5 cm
Resistencia del concreto (f'c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (fy)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Modulo elástico del acero (Es)	2000000 kg/cm ²	2000000 kg/cm ²
Modulo elástico del concreto (Ec)	250998 kg/cm ²	250998 kg/cm ²
Relación de módulos de elasticidad (n)	7.97	7.97
Diámetro de barra (Ø)	1 pulg	3/4 pulg
Espaciamento (S)	25.00 cm	17.50 cm
Momento flector de servicio (Ms)	2.76 tonm	0.64 tonm
Rel. modular por área de acero (Ast)	40.40 cm ²	22.70 cm ²
Eje neutro (y)	16.50 cm	15.00 cm

Figura 61.*Posición de eje neutro en la pantalla del estribo*

Separación máxima de armadura:

Parámetro	Izquierdo	Derecho
Brazo de palanca (jd)	95.70 cm	96.60 cm
Esf. a tracción bajo cargas de servicio (fs)	568 kg/cm ²	234 kg/cm ²
dc	8.77 cm	8.45 cm
βs	1.12	1.12
γe	0.75	0.75
Separación máxima (Smax)	129.23 cm	341.55 cm
Verificación	Ok	Ok

Diseño por corte

$$V_u \leq \phi V_n ; V_n = V_c$$

$$V_c = 0.53\beta\sqrt{f'c}b_wd_v ; d_v = d_e - \frac{a}{2} \geq \max \{0.90 d_e ; 0.72h\}$$

Ancho (bw)	100.00 cm
Área en compresión (a)	0.95 cm
Peralte efectivo por corte (dv)	100.8 cm
Resistencia del concreto (f'c)	280 kg/cm ²

Fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm ²
Factor de resistencia por corte (ϕ)	0.90
Cortante tomado por el concreto (ϕV_c)	75.95 ton
Cortante último (V_u)	13.88 ton
Verificación	Ok

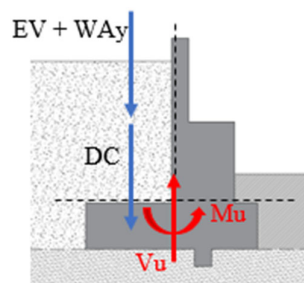
La sección de losa logra resistir la solicitación por corte, por lo tanto, la sección es adecuada. $V_u \leq \phi V_c$

Diseño de cimentación

Se realizará el diseño para el caso de estribo con superestructura por ser el más desfavorable.

Cargas aplicadas – cara superior

Los cortantes y momentos máximos en la cara superior se obtendrán suponiendo el volteo inminente en el estribo.



Carga	Fuerza	Distancia	Momento
EV	7.18 ton	0.75 m	5.39 tonm
W Ay	2.10 ton	0.75 m	1.58 tonm
DC	3.00 ton	0.75 m	2.25 tonm

Momentos de diseño:

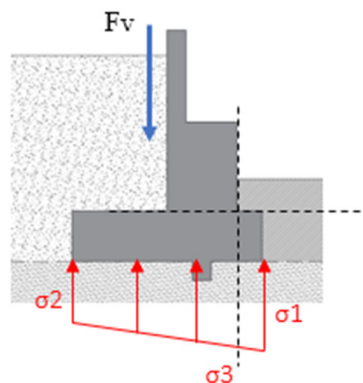
Carga	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	E. Ext. 1A
EV	5.39 tonm	7.27 tonm	5.39 tonm	5.39 tonm
W _{Ay}	1.58 tonm	1.97 tonm	1.97 tonm	1.58 tonm
DC	2.25 tonm	2.81 tonm	2.03 tonm	2.25 tonm
Mu	9.21 tonm	12.05 tonm	9.38 tonm	9.21 tonm

Cortantes de diseño:

Carga	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	E. Ext. 1A
EV	7.18 ton	9.70 ton	7.18 ton	7.18 ton
W _{Ay}	2.10 ton	2.63 ton	2.63 ton	2.10 ton
DC	3.00 ton	3.75 ton	2.70 ton	3.00 ton
Vu	12.28 ton	16.07 ton	12.51 ton	12.28 ton

Cargas aplicadas – cara inferior

Los cortantes y momentos máximos en la cara inferior se obtendrán suponiendo el diagrama de presiones triangular o trapezoidal y desestimando las cargas sobre la punta.



Momentos y cortantes de diseño:

Presión	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	E. Ext. 1A
σ_1	31.65 ton/m ²	40.22 ton/m ²	35.15 ton/m ²	48.63 ton/m ²
σ_2	-0.13 ton/m ²	-0.34 ton/m ²	-2.44 ton/m ²	-17.11 ton/m ²
σ_3	27.42 ton/m ²	34.81 ton/m ²	30.14 ton/m ²	39.87 ton/m ²
Vu	11.81 ton	15.01 ton	13.06 ton	17.70 ton
Distancia	0.205 m	0.205 m	0.205 m	0.207 m
Mu	2.42 tonm	3.07 tonm	2.68 tonm	3.66 tonm

Acero requerido por flexión

$$M_r \geq M_u ; M_r = \phi M_n ; A_s f_y = 0.85 f_c a b_w ; a = c \beta_1$$

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Parámetro	Superior	Inferior
Resistencia del concreto (f'_c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Ancho (b_w)	100.00 cm	100.00 cm
Altura (h)	80.00 cm	80.00 cm
Recubrimiento	7.50 cm	7.50 cm
Centroide (c)	8.77 cm	8.45 cm
Peralte (d)	71.23 cm	71.55 cm
Momento ultimo (M_u)	12.05 tonm	3.66 tonm
Área en compresión (a)	0.79 cm	0.24 cm
Acero necesario ($A_{s\text{nec}}$)	4.50 cm ²	1.35 cm ²

Acero propuesto

$$A_{s\text{colocado}} = \frac{A_{s\text{barra}} b_w}{S}$$

Parámetro	Superior	Inferior
Diam. de barras	1 pulg	3/4 pulg
Espaciamiento (S)	0.25 m	0.175 m
Acero colocado (Ascol)	20.27 cm ²	16.29 cm ²
Área en compresión (a)	3.58 cm	2.87 cm
Momento resistente colocado (Mr)	53.20 tonm	43.16 tonm
Verificación	Ok	Ok

El acero colocado produce un momento resistente superior al momento último, por lo que el refuerzo longitudinal es adecuado. ($M_r \geq M_u$)

Acero mínimo

$$A_{smin} \geq \min\{1.33M_u; M_{cr} = 1.1f_r S_c\}; f_r = 2\sqrt{f_c}; S = bh^2/6$$

$$A_{smin} \text{ Est. Hidráulicas} = 0.003bh \text{ (ambas caras)}$$

Parámetro	Superior	Inferior
Res. a la tracción del concreto (fr)	33.47 kg/cm ²	33.47 kg/cm ²
Módulo de sección (S)	106668 cm ³	106668 cm ³
1.1*Mcr	39.27 tonm	39.27 tonm
1.33*M _u	15.51 tonm	4.86 tonm
Asmin (Estructuras hidráulicas)	12.00 cm ²	12.00 cm ²

Armadura por contracción y temperatura (Dirección X-X)

$$A_{stemp} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b + h)}; 2.33 \leq A_{stemp} \leq 12.70$$

Parámetro	Superior	Inferior
As temperatura (Astemp)	4.00 cm ²	4.00 cm ²

As temperatura mínimo (Astmin)	2.33 cm ²	2.33 cm ²
As temperatura máximo (Astmax)	12.70 cm ²	12.70 cm ²
Diámetro de barra (Ø)	3/4 pulg	3/4 pulg
Espaciamiento (S)	20.00 cm	20.00 cm
Acero colocado (Ascol)	14.25 cm ²	14.25 cm ²
Verificación	Ok	Ok

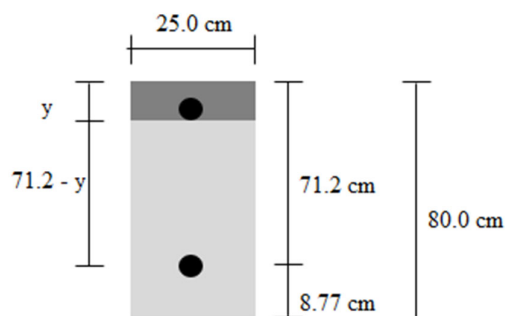
Control de fisuramiento

$$n = \frac{E_s}{E_c} ; d_c = h - d ; f_s = \frac{M}{A_s * jd} ; jd = d - \frac{y}{3} ; S_{max} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_s} - 2 * d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)} ; \gamma_e = 0.75, \text{ estructuras hidráulicas}$$

Eje neutro:

Parámetro	Superior	Inferior
Ancho (bw)	100.00 cm	100.00 cm
Altura (h)	80.00 cm	80.00 cm
Peralte (d)	71.2 cm	71.5 cm
Resistencia del concreto (f'c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (fy)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Modulo elástico del acero (Es)	2000000 kg/cm ²	2000000 kg/cm ²
Modulo elástico del concreto (Ec)	250998 kg/cm ²	250998 kg/cm ²
Relación de módulos de elasticidad (n)	7.97	7.97
Diámetro de barra (Ø)	1 pulg	3/4 pulg
Espaciamiento (S)	25.00 cm	17.50 cm
Momento flector de servicio (Ms)	2.30 tonm	0.42 tonm
Rel. modular por área de acero (Ast)	40.40 cm ²	22.70 cm ²
Eje neutro (y)	13.60 cm	12.40 cm

Figura 62.*Posición de eje neutro en la cimentación del estribo*

Separación máxima de armadura:

Parámetro	Superior	Inferior
Brazo de palanca (jd)	66.70 cm	67.40 cm
Esf. a tracción bajo cargas de servicio (fs)	682 kg/cm ²	220 kg/cm ²
dc	8.77 cm	8.45 cm
βs	1.18	1.17
γe	0.75	0.75
Separación máxima (Smax)	99.44 cm	347.14 cm
Verificación	Ok	Ok

Diseño por corte

$$V_u \leq \phi V_n ; V_n = V_c$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_wd_v ; d_v = d_e - \frac{a}{2} \geq \max \{0.90 d_e ; 0.72h\}$$

Ancho (bw)	100.00 cm
Área en compresión (a)	0.24 cm
Peralte efectivo por corte (dv)	71.40 cm
Resistencia del concreto (f'c)	280 kg/cm ²

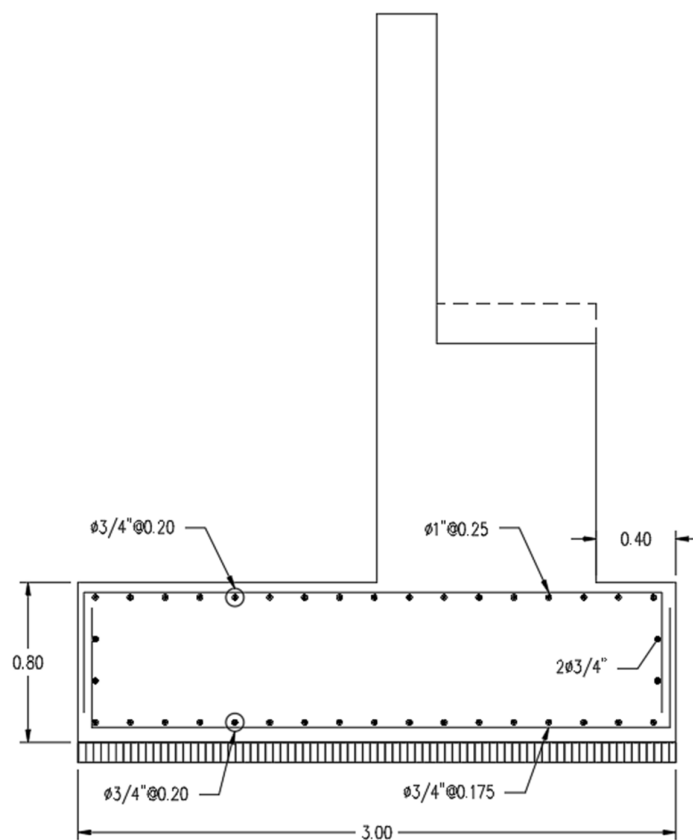
Fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm ²
Factor de resistencia por corte (ϕ)	0.90
Cortante tomado por el concreto (ϕV_c)	57.01 ton
Cortante último (V_u)	17.70 ton
Verificación	Ok

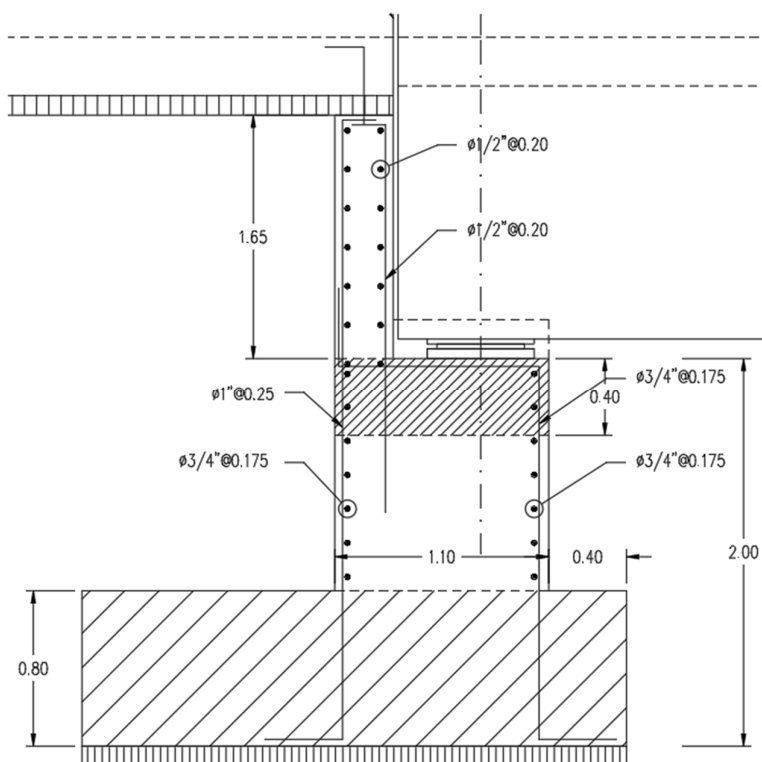
La sección de losa logra resistir la sollicitación por corte, por lo tanto, la sección es adecuada. $V_u \leq \phi V_c$.

Sección de estribo con refuerzo

Figura 63.

Sección transversal de estribo con distribución de refuerzo



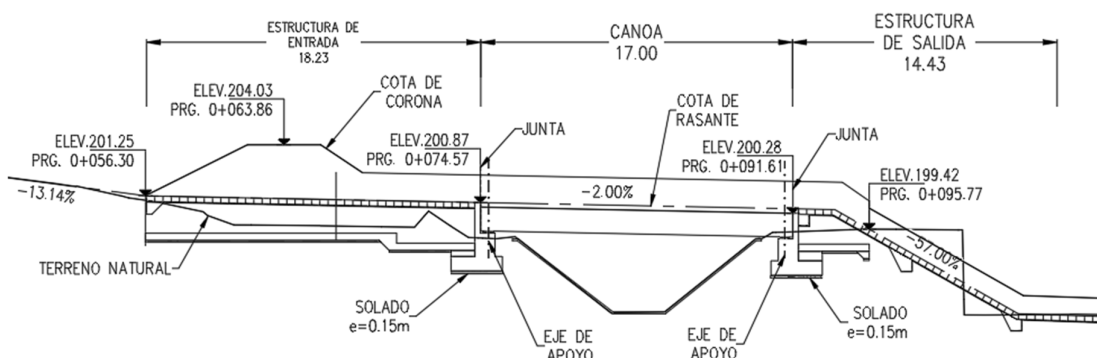


4.6. Diseño estructural del canal de entrada y salida

Los muros de contención que conforman las estructuras de entrada y salida deben estar emplazadas en una profundidad mínima de 0.70m del terreno natural. Se uniformizará el diseño de los muros para su máxima altura que es de 4.40m.

Figura 64.

Estructura de entrada y salida de la canoa 03



Cargas verticales

Considerando 1 m de longitud de muro como franja.

Peso de estribo (DC)

	b (m)	h (m)	Area (m ²)	γ_{ca} (ton/m ³)	Peso (ton/m)	CG	
						x (m)	y (m)
1	3.40	0.40	1.36	2.50	3.40	1.70	0.20
2	0.40	4.00	1.60	2.50	4.00	0.90	2.40
x = 1.27 y = 1.39							

Peso del terreno (EV)

	b (m)	h (m)	Area (m ²)	γ_{ca} (ton/m ³)	Peso (ton/m)	CG	
						x (m)	y (m)
1	2.30	2.50	5.75	1.68	9.66	2.25	1.65
2	0.70	0.30	0.21	1.68	0.35	0.35	0.15

Presión vertical por carga hidráulica (W_{Ay})

2do caso - Estribo con superestructura: Cuando pase el flujo hiperconcentrado se considerará una carga hidráulica igual a 1.75 ton/m².

	b (m)	h (m)	Area (m ²)	γ_{fluido} (ton/m ²)	Peso (ton/m)	CG	
						x (m)	y (m)
1	2.30	-	2.30	1.75	4.03	2.25	3.40

Cargas horizontales

Considerando 1 m de longitud de muro como franja.

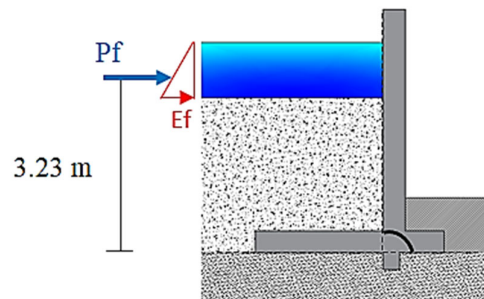
Empuje hidráulico (WA)

$$E_f = \gamma_f y = 1.75 \times 1.00 = 1.75 \text{ ton/m}$$

$$P_f = 0.5 \gamma_f y^2 = 0.5 \times 1.75 \times (1.00^2) = 0.88 \text{ ton}$$

$$\text{Punto de aplicación: } y_g = H_z + H_{r1} + \frac{y}{3} = 0.40 + 2.50 + \frac{1.00}{3} = 3.23 \text{ m}$$

Figura 66. Aplicación de empuje hidráulico en el muro



Empuje activo del suelo (EH)

Angulo de fricción interna del suelo (ϕ') = 29.50°

Angulo de fricción entre relleno y muro (δ) = 0°

Angulo que forma la superficie de relleno con el eje horizontal (β) = 0°

Ángulo que forma la parte posterior del muro con el eje horizontal (θ) = 90°

$$K_a = \frac{\text{sen}(\theta + \phi')^2}{\text{sen}(\theta)^2 \text{sen}(\theta - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \text{sen}(\phi' - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \text{sen}(\theta + \alpha)}} \right)^2} = 0.340$$

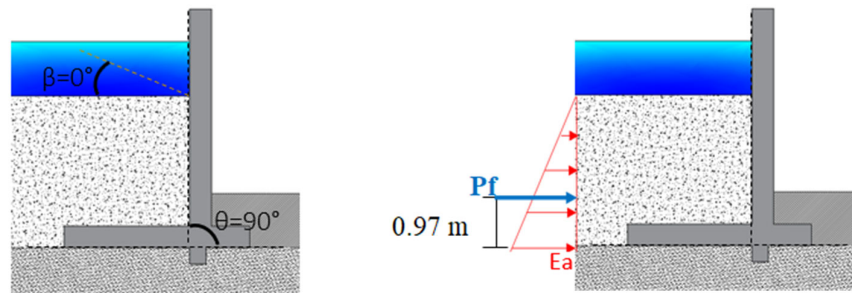
$$E_a = K_a \gamma_s H_t = 0.34 \times 1.68 \times 2.90 = 1.66 \text{ ton/m}$$

$$P_a = 0.5 K_a \gamma_s H_t^2 = 0.5 \times 0.34 \times 1.68 \times (2.90^2) = 2.40 \text{ ton}$$

$$\text{Punto de aplicación: } y = \frac{H_z + H_{r1}}{3} = \frac{2.90}{3} = 0.97 \text{ m}$$

Figura 67.

Aplicación de empuje activo del suelo en el muro



Empuje pasivo del suelo (EP)

$$K_p = \frac{\sin(\theta - \phi')^2}{\sin(\theta)^2 \sin(\theta + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \alpha)}} \right)^2} = 2.94$$

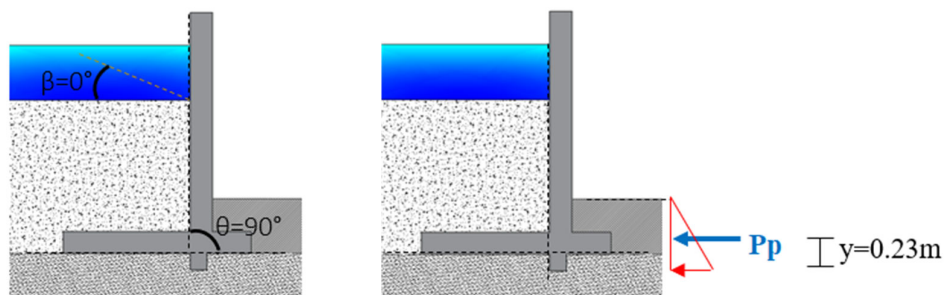
$$E_p = K_p \gamma_s H_z = 2.94 \times 1.68 \times 0.70 = 3.46 \text{ ton/m}$$

$$P_p = 0.5 K_p \gamma_s H_z^2 = 0.5 \times 2.94 \times 1.68 \times (0.70^2) = 1.21 \text{ ton}$$

$$\text{Punto de aplicación: } y = \frac{H_{r2}}{3} = \frac{0.70}{3} = 0.23 \text{ m}$$

Figura 68.

Aplicación de empuje pasivo del suelo en el muro



Empuje por carga hidráulica a través del suelo (WAx)

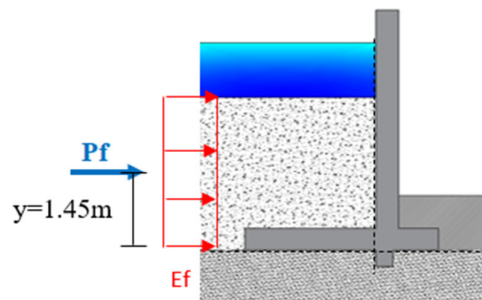
$$E_f = K_a q_f = 0.34 \times 1.75 = 0.60$$

$$P_f = K_a q_f H_t = 0.34 \times 1.75 \times 2.90 = 1.73 \text{ ton}$$

$$\text{Punto de aplicación: } y = \frac{H_{r1}}{2} = \frac{2.90}{2} = 1.45 \text{ m}$$

Figura 69.

Aplicación de empuje por carga hidráulica a través del suelo en el muro



Empuje sísmico del suelo (EQ)

$$\text{Aceleración PGA} = 0.45$$

$$F_{pga} = 1.05 \text{ (suelo S2)}$$

$$\text{Aceleración horizontal (Kh)} = 0.5(F_{pga} \text{PGA}) = 0.50 \times 1.05 \times 0.45 = 0.236$$

$$\text{Aceleración vertical (Kv)} = 0$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] = 13.29^\circ$$

$$\text{Angulo de fricción entre relleno y muro } (\delta) = 0^\circ$$

$$\text{Ángulo de inclinación del suelo con el eje horizontal } (i) = 0^\circ$$

$$\text{Ángulo que forma la parte posterior del muro con el eje horizontal } (\beta') = 90^\circ$$

$$K_{AE} = \frac{\cos(\phi' - \theta' - \beta')^2}{\cos \theta' \cos \beta'^2 \cos(\delta + \beta' + \theta') \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}} \right)^2} = 0.514$$

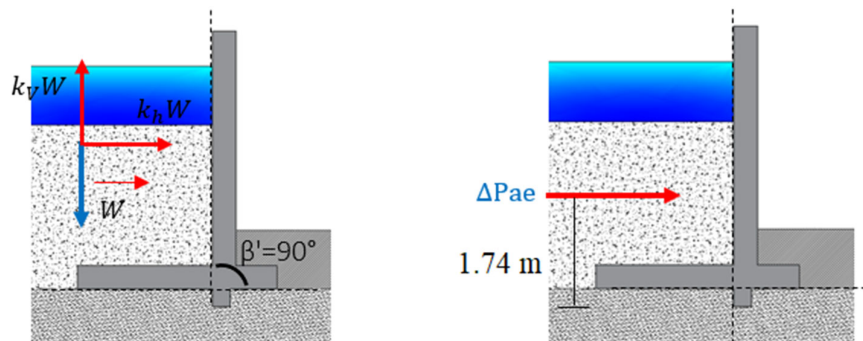
$$P_{AE} = 0.5 K_{AE} \gamma_s (H_z + H_{r1})^2 (1 - k_v) = 0.5 \times 0.51 \times 1.68 \times (2.90)^2 = 3.63 \text{ ton}$$

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_a = 3.63 - 2.40 = 1.23 \text{ ton}$$

$$\text{Punto de aplicación: } y = 0.6(H_z + H_{r1}) = 0.6 \times 2.90 = 1.74 \text{ m}$$

Figura 70.

Aplicación de empuje sísmico del suelo en el muro



Fuerza inercial del muro (EQinercial)

$$P_{IR} = K_h (P_{muro} + P_{suelo}) = 0.236(7.40 + 10.01) = 4.11 \text{ ton}$$

$$E1: P_{AE} + 0.5P_{IR} = 3.63 + 0.5(4.11) = 5.69$$

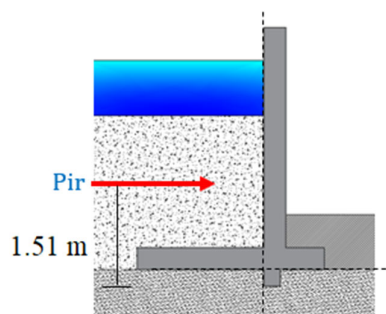
$$E2: \max\{0.5P_{AE}; P_a\} + P_{IR} = \max\{0.5(3.63); 2.40\} + 4.11 = 2.40 + 4.11 = 6.52$$

Como $E1 < E2$ se tomará el $P_{IR} = 4.11 \text{ ton}$

$$\text{Punto de aplicación: } y_g = \frac{1.39 \times 7.40 + 1.60 \times 10.01}{7.40 + 10.01} = 1.51 \text{ m}$$

Figura 71.

Aplicación de la fuerza inercial en el muro



Combinaciones de carga

Carga	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	Extremo 1
DC	1.00	1.25	0.90	1.00
EV	1.00	1.35	1.00	1.00
EH	1.00	1.50	1.50	1.00
WA	1.00	1.25	1.25	1.00
EP	0.50	0.50	0.50	0.50
EQ	-	-	-	1.00

Estabilidad

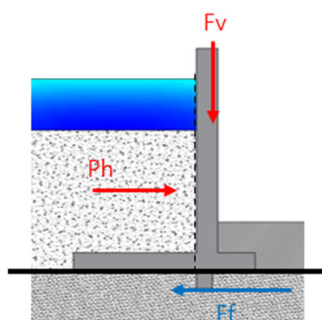
Cargas aplicadas

Carga	Fuerza	Distancia	Momento
DC	7.40 ton	1.27 m	9.38 tonm
EV	10.01 ton	2.18 m	21.86 tonm
EH	2.40 ton	0.97 m	2.32 tonm
WA	0.88 ton	3.23 m	2.83 tonm
W _{Ay}	4.03 ton	2.25 m	9.06 tonm
W _{Ax}	1.73 ton	1.45 m	2.50 tonm
EP	1.21 ton	-	-

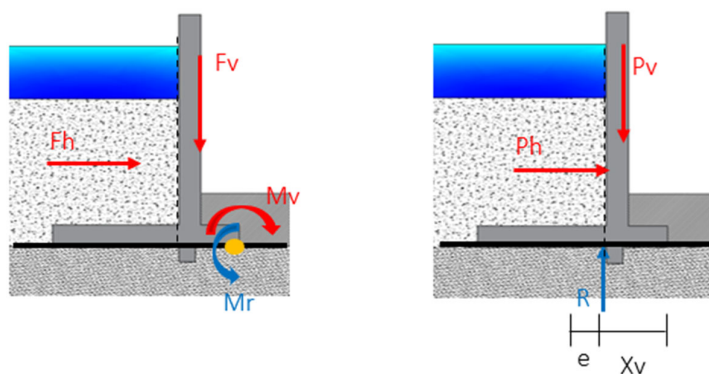
EQ	1.23 ton	1.74 m	2.14 tonm
EQinercial	4.11 ton	1.51 m	6.21 tonm

El empuje pasivo solo se tendrá en consideración como fuerza estabilizadora para el deslizamiento.

Deslizamiento

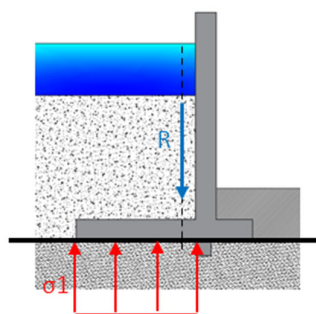


Carga	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	Extremo 1
DC	7.40 ton	9.25 ton	6.66 ton	7.40 ton
EV	10.01 ton	13.52 ton	10.01 ton	10.01 ton
EH	2.40 ton	3.60 ton	3.60 ton	2.40 ton
WA	0.88 ton	1.09 ton	1.09 ton	0.88 ton
WAY	4.03 ton	5.03 ton	5.03 ton	4.03 ton
WAX	1.73 ton	2.16 ton	2.16 ton	1.73 ton
EP	0.61 ton	0.61 ton	0.61 ton	0.61 ton
EQ	0.00 ton	0.00 ton	0.00 ton	1.23 ton
EQinercial	0.00 ton	0.00 ton	0.00 ton	4.11 ton
$F_V = R_T$	21.44 ton	27.80 ton	21.70 ton	21.44 ton
F_H	5.00 ton	6.86 ton	6.86 ton	10.35 ton
ϕ'	29.5°	29.5°	29.5°	29.5°
$\mu = \tan(\phi') = \phi_T$	0.57	0.57	0.57	0.57
$R_R = \phi_T R_T + \phi_{EP} R_{EP}$	12.73 ton	16.33 ton	12.88 ton	12.73 ton
Verificación ($R_R \geq F_H$)	Ok	Ok	Ok	Ok

Volteo

Carga	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	Extremo 1
DC	9.40 tonm	11.70 tonm	8.40 tonm	9.40 tonm
EV	21.90 tonm	29.50 tonm	21.90 tonm	21.90 tonm
EH	2.30 tonm	3.50 tonm	3.50 tonm	2.30 tonm
WA	2.80 tonm	3.50 tonm	3.50 tonm	2.80 tonm
WAY	9.10 tonm	11.30 tonm	11.30 tonm	9.10 tonm
WAX	2.50 tonm	3.10 tonm	3.10 tonm	2.50 tonm
EP	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm
EQ	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	2.14 tonm
EQinercial	0.00 tonm	0.00 tonm	0.00 tonm	6.21 tonm
M_V	7.70 tonm	10.10 tonm	10.10 tonm	16.00 tonm
M_R	40.30 tonm	52.60 tonm	41.60 tonm	40.30 tonm
$X_v = (M_V - M_R)/F_v$	1.52 m	1.53 m	1.45 m	1.13 m
B_t	3.40 m	3.40 m	3.40 m	3.40 m
$e = B_t/2 - X_v$	0.18 m	0.17 m	0.25 m	0.57 m
$e_{m\acute{a}x} = B_t/3 \text{ o } 2B_t/5$	1.13 m	1.13 m	1.13 m	1.36 m
Verificación ($e < e_{m\acute{a}x}$)	Ok	Ok	Ok	Ok

Presiones



	Servicio 1	Resist. 1A	Resist. 1B	Extremo 1
F_V	21.44 ton	27.80 ton	16.67 ton	18.09 ton
B_t	3.40 m	3.40 m	3.40 m	3.40 m
e	0.18 m	0.17 m	0.25 m	0.57 m
$\sigma = F_V / (B_t - 2e)$	7.04 ton/m ²	9.11 ton/m ²	7.48 ton/m ²	9.46 ton/m ²
θ_b	-	0.55	0.55	1.00
σ_{adm}	16.90 ton/m ²	16.90 ton/m ²	16.90 ton/m ²	16.90 ton/m ²
FS	-	3.00	3.00	3.00
$\sigma_R = FS(\theta_b \sigma_{adm})$	16.90 ton/m ²	27.89 ton/m ²	27.89 ton/m ²	50.70 ton/m ²
Verificación ($\sigma < \sigma_R$)	Ok	Ok	Ok	Ok

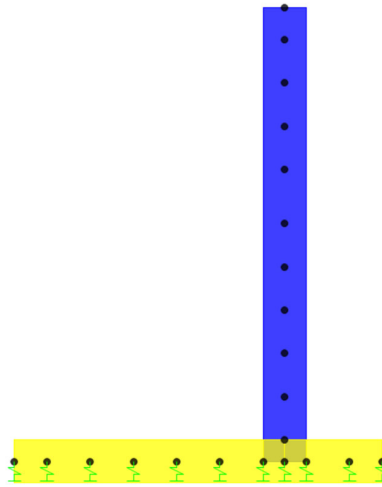
Modelamiento

Los muros de contención en voladizo al ser esbeltos y al estar en contacto con suelo arenoso se comportan como una estructura flexible, por este motivo se ha considerado la interacción suelo-estructura por el método Winkler que nos brindará resultados más acordes a la realidad. El coeficiente de balasto a utilizar es $K_b = 2.20 \text{ kg/cm}^3$.

El modelamiento de la estructura se realizó en el programa SAP 2000 V.23, colocando manualmente las cargas que intervienen, para el caso de la fuerza inercial (P_{ir}) se ha considerado la aceleración sísmica horizontal $K_h = 0.236$. Para el diseño se ha utilizado la envolvente de momentos y cortantes.

Figura 72.

Modelamiento del muro en voladizo



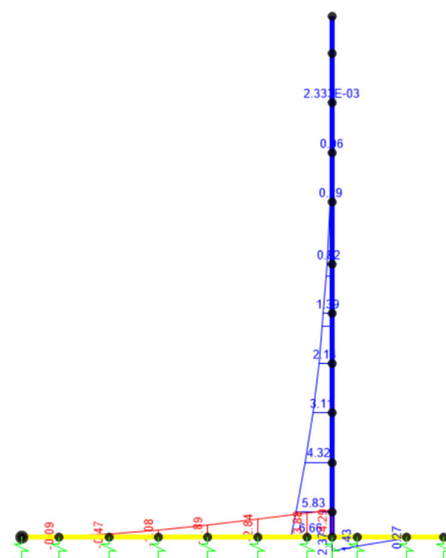
Nota. Obtenido del software SAP 2000 v.23

Diagramas

Momentos (Servicio I)

Figura 73.

Momentos en el estado de Servicio I del muro

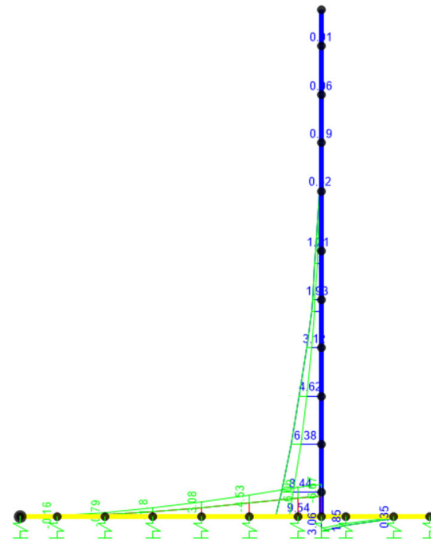


Nota. Obtenido del software SAP 2000 v.23

Momentos (Resistencia I)

Figura 74.

Envolvente de momentos del muro

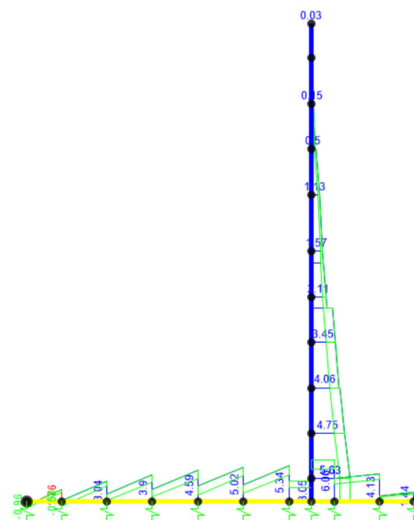


Nota. Obtenido del software SAP 2000 v.23

Cortantes (Resistencia I)

Figura 75.

Envolvente de cortantes del muro



Nota. Obtenido del software SAP 2000 v.23

Diseño de pantalla

Acero requerido por flexión

La pantalla esta empotrada en la cimentación y el momento en la cara sin contacto con el suelo es 0.00 tonm y para motivos de diseño se considerará como mínimo un momento ultimo igual a:

$$(+)\text{ Mapoyos} = (-)\text{ M}/3 = 8.44/3 = 2.81\text{ tonm}$$

$$M_r \geq M_u ; M_r = \phi M_n ; A_s f_y = 0.85 f_c a b_w ; a = c \beta_1 ; M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Parámetro	Izquierdo	Derecho
Resistencia del concreto (f'_c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Ancho (b_w)	100.00 cm	100.00 cm
Altura (h)	110.00 cm	110.00 cm
Recubrimiento	7.50 cm	7.50 cm
Centroide (c)	8.29 cm	8.14 cm
Peralte (d)	31.71 cm	31.87 cm
Momento ultimo (M_u)	8.44 tonm	2.81 tonm
Área en compresión (a)	1.27 cm	0.41 cm
Acero necesario ($A_{s\text{nec}}$)	7.19 cm ²	2.35 cm ²

Acero propuesto

$$A_{s\text{colocado}} = \frac{A_{s\text{barra}} b_w}{S}$$

Parámetro	Izquierdo	Derecho
Diam. de barras	5/8 pulg	1/2 pulg
Espaciamiento (S)	0.15 m	0.15 m

Acero colocado (Ascol)	13.20 cm ²	8.45 cm ²
Área en compresión (a)	2.33 cm	1.49 cm
Momento resistente colocado (Mr)	15.23 tonm	9.93 tonm
Verificación	Ok	Ok

El acero colocado produce un momento resistente superior al momento último, por lo que el refuerzo longitudinal es adecuado. ($M_r \geq M_u$)

Acero mínimo

$$A_{smin} \geq \min\{1.33M_u; M_{cr} = 1.1f_r S_c\}; f_r = 2\sqrt{f_c}; S = bh^2/6$$

$$A_{smin} \text{ Est. Hidráulicas} = 0.003bh \text{ (ambas caras)}$$

Parámetro	Izquierdo	Derecho
Res. a la tracción del concreto (fr)	33.47 kg/cm ²	33.47 kg/cm ²
Módulo de sección (S)	26666.67 cm ³	26666.67 cm ³
1.1*Mcr	9.82 tonm	9.82 tonm
1.33*M _u	11.23 tonm	3.74 tonm
Asmin (Estructuras hidráulicas)	6.00 cm ²	6.00 cm ²

Armadura por contracción y temperatura (Dirección X-X)

$$A_{stemp} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b + h)}; 2.33 \leq A_{stemp} \leq 12.70$$

Parámetro	Izquierdo	Derecho
As temperatura (Astemp)	2.57 cm ²	2.57 cm ²
As temperatura mínimo (Astmin)	2.33 cm ²	2.33 cm ²
As temperatura máximo (Astmax)	12.70 cm ²	12.70 cm ²
Diámetro de barra (Ø)	1/2 pulg	1/2 pulg
Espaciamento (S)	20.00 cm	20.00 cm

Acero colocado (Ascol)	6.33 cm ²	6.33 cm ²
Verificación	Ok	Ok

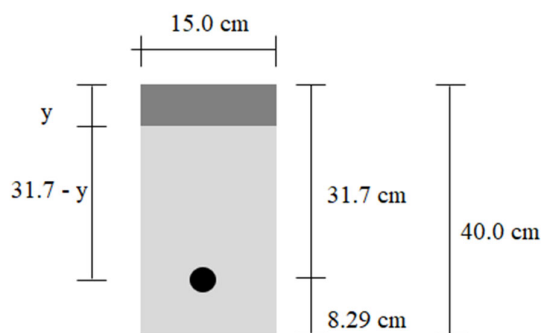
Control de fisuramiento

$$n = \frac{E_s}{E_c} ; d_c = h - d ; f_s = \frac{M}{A_s * jd} ; jd = d - \frac{y}{3} ; S_{\max} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_s} - 2 * d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)} ; \gamma_e = 0.75, \text{ estructuras hidráulicas}$$

Figura 76.

Posición de eje neutro en la pantalla del muro



Eje neutro:

Parámetro	Izquierdo	Derecho
Ancho (bw)	100.00 cm	100.00 cm
Altura (h)	40.00 cm	40.00 cm
Peralte (d)	31.7 cm	31.9 cm
Resistencia del concreto (f'c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (fy)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Modulo elástico del acero (Es)	2000000 kg/cm ²	2000000 kg/cm ²
Modulo elástico del concreto (Ec)	250998 kg/cm ²	250998 kg/cm ²
Relación de módulos de elasticidad (n)	7.97	7.97

Diámetro de barra (\emptyset)	5/8 pulg	1/2 pulg
Espaciamiento (S)	15.00 cm	15.00 cm
Momento flector de servicio (M_s)	0.88 tonm	0.29 tonm
Rel. modular por área de acero (A_{st})	15.80 cm ²	10.10 cm ²
Eje neutro (y)	7.20 cm	5.20 cm

Separación máxima de armadura:

Parámetro	Izquierdo	Derecho
Brazo de palanca (j_d)	29.30 cm	29.90 cm
Esf. a tracción bajo cargas de servicio (f_s)	1507 kg/cm ²	770 kg/cm ²
d_c	8.29 cm	8.14 cm
β_s	1.37	1.36
γ_e	0.75	0.75
Separación máxima (S_{max})	28.69 cm	72.98 cm
Verificación	Ok	Ok

Diseño por corte

En este caso realizaremos la verificación por cortante según el procedimiento general, se podría utilizar el procedimiento simplificado por motivo de las bajas solicitaciones de corte en la cimentación ($V_u = 5.52$ ton).

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u|}{A_s * E_s} ; \beta = \frac{4.8}{1 + 750 * \epsilon_s} * \left(\frac{51}{39 + S_{xe}} \right) ; S_{xe} = S_x * \frac{1.38}{a_g + 0.63} \text{ (pulg)}$$

$$12 \text{ pulg} \leq S_{xe} \leq 80 \text{ pulg} ; S_x = \text{menor}[d_v; S_{barras}]$$

$$V_u \leq \emptyset V_n ; V_n = V_c ; V_c = 0.265 \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v ; d_v = d_e - \frac{a}{2} \geq \max \{0.90 d_e ; 0.72 h\}$$

Momento Ultimo (Mu):	8.44 tonm
Peralte (dv)	31.07 cm
Cortante ultimo (Vu):	5.52 ton
Módulo de elasticidad del refuerzo (Es):	2040000 kg/cm ²
Acero utilizado (As):	13.20 cm ²
Deformación longitudinal por tracción (εs):	0.0012
Sx:	5.91 pulg
Tamaño máx. de agregado (ag):	3/4 pulg
Sxe:	12.00 pulg
Factor de capacidad (β):	2.51
Resistencia del concreto (f'c):	280 kg/cm ²
Espesor (base):	0.40 m
Ancho tributario (bw):	1.00 m
Resistencia del concreto al corte (Vc):	29.42 ton
Verificación:	Ok

La sección de losa logra resistir la sollicitación por corte, por lo tanto, la sección es adecuada. $V_u \leq \phi V_c$

Diseño de cimentación

Acero requerido por flexión

$$M_r \geq M_u ; M_r = \phi M_n ; A_s f_y = 0.85 f_c a b_w ; a = c \beta_1 ; M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Parámetro	Superior	Inferior
Resistencia del concreto (f'c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (fy)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Ancho (bw)	100.00 cm	100.00 cm
Altura (h)	40.00 cm	40.00 cm
Recubrimiento	7.50 cm	7.50 cm
Centroide (c)	8.29 cm	8.45 cm

Peralte (d)	31.71 cm	31.87 cm
Momento ultimo (Mu)	6.06 tonm	1.85 tonm
Área en compresión (a)	0.91 cm	0.27 cm
Acero necesario (Asnec)	5.13 cm ²	1.54 cm ²

Acero propuesto

$$A_{scolocado} = \frac{A_{sbarra}b_w}{S}$$

Parámetro	Superior	Inferior
Diam. de barras	5/8 pulg	1/2 pulg
Espaciamiento (S)	0.15 m	0.15 m
Acero colocado (Ascol)	13.20 cm ²	8.45 cm ²
Área en compresión (a)	2.33 cm	1.49 cm
Momento resistente colocado (Mr)	15.23 tonm	9.93 tonm
Verificación	Ok	Ok

El acero colocado produce un momento resistente superior al momento último, por lo que el refuerzo longitudinal es adecuado. ($M_r \geq M_u$)

Acero mínimo

$$A_{smin} \geq \min\{1.33M_u; M_{cr} = 1.1f_r S_c\}; f_r = 2\sqrt{f_c}; S = bh^2/6$$

$$A_{smin} \text{ Est. Hidráulicas} = 0.003bh \text{ (ambas caras)}$$

Parámetro	Superior	Inferior
Res. a la tracción del concreto (fr)	33.47 kg/cm ²	33.47 kg/cm ²
Módulo de sección (S)	26666.67 cm ³	26666.7 cm ³
1.1*Mcr	9.82 tonm	9.82 tonm
1.33*Mu	8.06 tonm	2.46 tonm
Asmin (Estructuras hidráulicas)	6.00 cm ²	6.00 cm ²

Armadura por contracción y temperatura (Dirección X-X)

$$A_{\text{stemp}} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b + h)} ; 2.33 \leq A_{\text{stemp}} \leq 12.70$$

Parámetro	Superior	Inferior
As temperatura (Astemp)	2.57 cm ²	2.57 cm ²
As temperatura mínimo (Astmin)	2.33 cm ²	2.33 cm ²
As temperatura máximo (Astmax)	12.70 cm ²	12.70 cm ²
Diámetro de barra (Ø)	1/2 pulg	1/2 pulg
Espaciamiento (S)	20.00 cm	20.00 cm
Acero colocado (Ascol)	6.33 cm ²	6.33 cm ²
Verificación	Ok	Ok

Control de fisuramiento

$$n = \frac{E_s}{E_c} ; d_c = h - d ; f_s = \frac{M}{A_s * jd} ; jd = d - \frac{y}{3} ; S_{\text{max}} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_s} - 2 * d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)} ; \gamma_e = 0.75, \text{ estructuras hidráulicas}$$

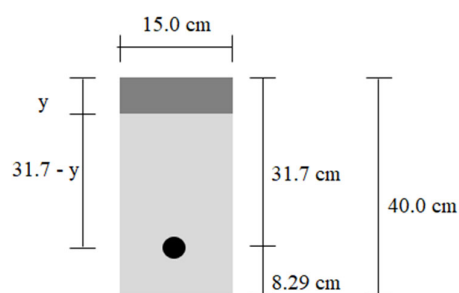
Eje neutro:

Parámetro	Superior	Inferior
Ancho (bw)	100.00 cm	100.00 cm
Altura (h)	40.00 cm	40.00 cm
Peralte (d)	31.70 cm	31.90 cm
Resistencia del concreto (f'c)	280 kg/cm ²	280 kg/cm ²
Fluencia del acero (fy)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Modulo elástico del acero (Es)	2000000 kg/cm ²	2000000 kg/cm ²
Modulo elástico del concreto (Ec)	250998 kg/cm ²	250998 kg/cm ²
Relación de módulos de elasticidad (n)	7.97	7.97

Diámetro de barra (\emptyset)	5/8 pulg	1/2 pulg
Espaciamiento (S)	15.00 cm	15.00 cm
Momento flector de servicio (M_s)	0.58 tonm	0.215 tonm
Rel. modular por área de acero (A_{st})	15.80 cm ²	10.10 cm ²
Eje neutro (y)	7.20 cm	5.90 cm

Figura 77.

Posición de eje neutro en la cimentación del muro



Separación máxima de armadura:

Parámetro	Superior	Inferior
Brazo de palanca (j_d)	29.30 cm	29.90 cm
Esf. a tracción bajo cargas de servicio (f_s)	1003 kg/cm ²	566 kg/cm ²
d_c	8.29 cm	8.14 cm
β_s	1.37	1.36
γ_e	0.75	0.75
Separación máxima (S_{max})	51.45 cm	105.01 cm
Verificación	Ok	Ok

Diseño por corte

Realizaremos la verificación por cortante según el procedimiento general, se podría utilizar el procedimiento simplificado por motivo de las bajas solicitaciones de corte en la cimentación ($V_u = 6.06$ ton).

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u|}{A_s * E_s} ; \beta = \frac{4.8}{1 + 750 * \varepsilon_s} * \left(\frac{51}{39 + S_{xe}} \right) ; S_{xe} = S_x * \frac{1.38}{a_g + 0.63} \text{ (pulg)}$$

$$12 \text{ pulg} \leq S_{xe} \leq 80 \text{ pulg} ; S_x = \text{menor}[d_v; S_{barras}]$$

$$V_u \leq \phi V_n ; V_n = V_c ; V_c = 0.265 \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v ; d_v = d_e - \frac{a}{2} \geq \max \{0.90 d_e ; 0.72 h\}$$

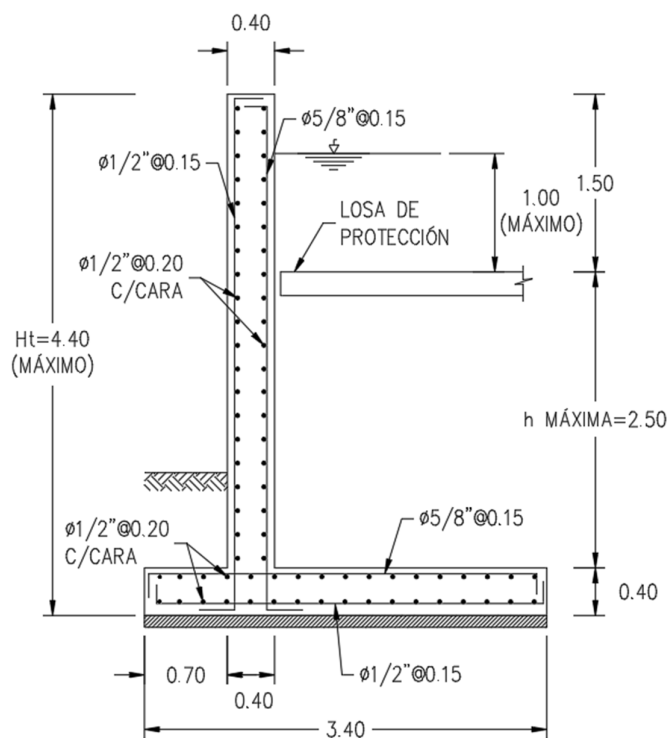
Momento Ultimo (Mu):	6.06 tonm
Peralte (dv)	31.73 cm
Cortante ultimo (Vu):	6.06 ton
Módulo de elasticidad del refuerzo (Es):	2040000 kg/cm2
Acero utilizado (As):	8.45 cm2
Deformación longitudinal por tracción (εs):	0.0015
Sx:	5.91 pulg
Tamaño máx. de agregado (ag):	3/4 pulg
Sxe:	12.00 pulg
Factor de capacidad (β):	2.29
Resistencia del concreto (f'c):	280 kg/cm2
Espesor (base):	0.40 m
Ancho tributario (bw):	1.00 m
Resistencia del concreto al corte (Vc):	27.14 ton
Verificación:	Ok

La sección de losa logra resistir la sollicitación por corte, por lo tanto, la sección es adecuada. $V_u \leq \phi V_c$.

Sección de estribo con refuerzo

Figura 78.

Sección transversal de muro con distribución de refuerzo



CAPITULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Se realizó el diseño estructural de canoas para el paso de flujo hiperconcentrado sobre el canal Madre Chavimochic. La canoa diseñada fue la N° 3 que es la que recibe las mayores solicitaciones de diseño, teniendo los siguientes parámetros hidráulicos y geotécnicos:

- ❖ Ancho de solera = 15.00 m
- ❖ Longitud de canoa = 17.00 m
- ❖ Tirante = 1.00 m
- ❖ Suelo Granular tipo SP - SM
- ❖ Angulo de fricción interna del suelo (ϕ) = 29.50°

Los estribos y muros de contención se emplazaron según la topografía una profundidad mínima de 0.70m con respecto al terreno natural.

- El análisis y los criterios de diseño de las estructuras (vigas, losa, diafragma, parapetos, neoprenos, estribos y muros de contención) se realizaron según los lineamientos del Manual de Puentes (2018) y de la norma AASHTO LRFD (2020).
- Se usaron vigas prefabricadas (No preesforzado) de concreto armado con la finalidad de producir las mínimas afectaciones sobre el canal Madre Chavimochic durante su colocación. Para todas las canoas las vigas tienen las mismas dimensiones en su sección transversal, con un ancho de 0.30m y altura de 1.55 m, variando únicamente en la longitud según el número de canoa.
- La solera, diafragmas y parapetos son de concreto armado construido in situ, para todas las canoas se utilizarán las siguientes dimensiones:

- ❖ Espesor de solera = 0.25 m
 - ❖ Base de diafragma = 0.25 m
 - ❖ Altura de diafragma = 1.05 m
 - ❖ Base de parapeto = 0.25 m
 - ❖ Altura de parapeto = 1.50 m
- Los neoprenos serán reforzados y de dureza 60, la sección es de 0.25x0.40 m, con capas exteriores de elastómero de 0.50 cm, 2 capas interiores de 1.00 cm y 3 placas de refuerzo de 0.20 cm.
- Los estribos de concreto armado fueron analizados para dos condiciones de estabilidad donde no se tuvieron en consideración el efecto del empuje pasivo como fuerza estabilizadora, evitando ejercer presiones sobre las paredes laterales del canal Madre Chavimochic. La sección transversal tendrá las siguientes dimensiones:
- ❖ Longitud de cimentación = 3.00 m
 - ❖ Espesor de cimentación = 0.80 m
 - ❖ Altura de pantalla = 2.85 m
 - ❖ Espesor de pantalla = 1.10 m

Obteniendo una estructura estable con resultados que se muestran a continuación:

❖ Estribo sin superestructura

$$\text{Deslizamiento: } F_H = 10.25 \text{ ton} \leq R_R = 11.03 \text{ ton}$$

$$\text{Volteo: } e = 0.67 \text{ m} \leq e_{\text{máx}} = 1.20 \text{ m}$$

$$\text{Presiones: } \sigma = 6.59 \text{ ton/m}^2 \leq \sigma_R = 30.70 \text{ ton/m}^2$$

❖ Estribo con superestructura

$$\text{Deslizamiento: } F_H = 18.30 \text{ ton} \leq R_R = 27.54 \text{ ton}$$

$$\text{Volteo: } e = 1.04 \text{ m} \leq e_{\text{máx}} = 1.20 \text{ m}$$

$$\text{Presiones: } \sigma = 23.74 \text{ ton/m}^2 \leq \sigma_R = 30.70 \text{ ton/m}^2$$

- Los muros de entrada y salida son variables en altura en toda su longitud, siendo la mejor opción utilizar muros de contención en voladizo con un espesor constante de pantalla. La sección transversal tendrá las siguientes dimensiones:
 - ❖ Longitud de cimentación = 3.40 m
 - ❖ Espesor de cimentación = 0.40 m
 - ❖ Altura de pantalla = 4.00 m
 - ❖ Espesor de pantalla = 0.40 m

Obteniendo una estructura estable con resultados que se muestran a continuación:

$$\text{Deslizamiento: } F_H = 10.35 \text{ ton} \leq R_R = 12.73 \text{ ton}$$

$$\text{Volteo: } e = 0.57 \text{ m} \leq e_{\text{máx}} = 1.36 \text{ m}$$

$$\text{Presiones: } \sigma = 7.04 \text{ ton/m}^2 \leq \sigma_R = 16.90 \text{ ton/m}^2$$

Estas estructuras al ser esbeltas se comportan de manera flexible por lo que en la etapa de diseño fue necesario considerar la interacción suelo-estructura, utilizando el método Winkler y el coeficiente de balasto vertical del suelo natural $K_b = 2.20 \text{ kg/cm}^3$.

5.2. Recomendaciones

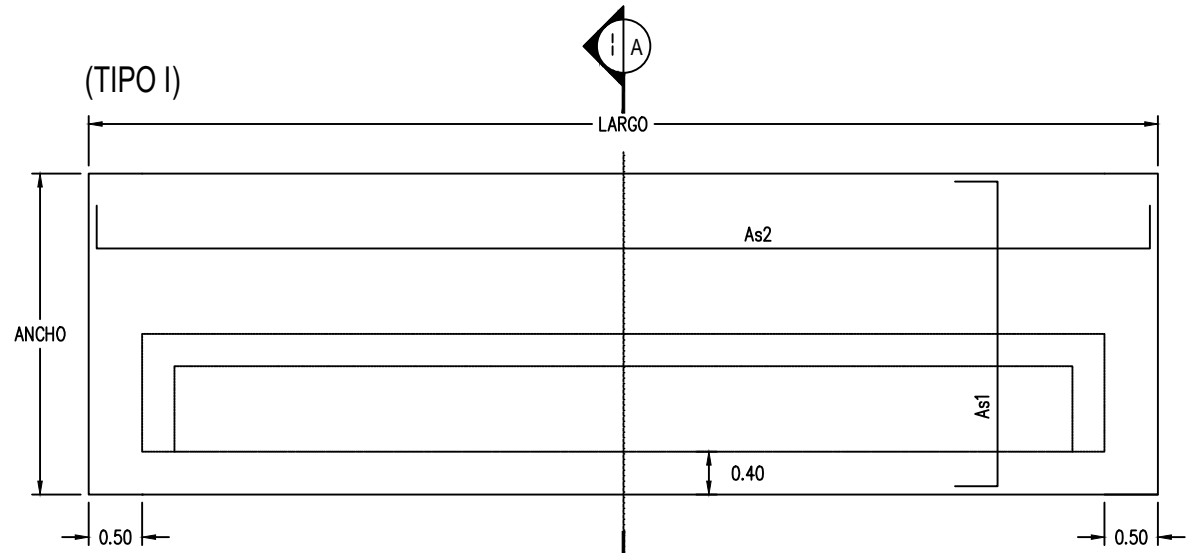
- Se recomienda realizar el análisis de estabilidad global para los estribos y muros de contención, teniendo en cuenta que el proyecto se encuentra en etapa de definición del expediente técnico.
- Es importante que adicionalmente al diseño estructural se realice un manual donde se indique el método constructivo y también un manual de mantenimiento.

CAPITULO 6: BIBLIOGRAFÍA

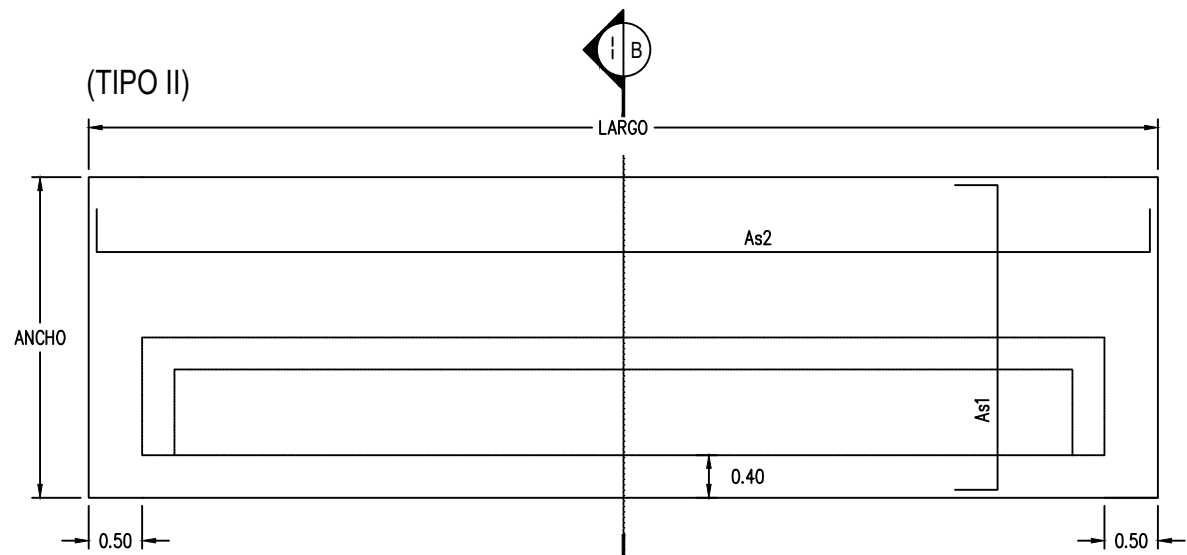
- AASHTO. (2020). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (Novena ed.). Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- IGP. (2014). *Evaluación de Peligro Sísmico en Perú*. Lima: Instituto Geofísico del Perú.
- MTC. (2018). *Manual de puentes*. Lima: Ministerio de Transporte y Comunicaciones.
- MVCS. (2018). *NTE E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Rodriguez Serquen, A. (2023). *Puentes con AASHTO LRFD* (Primera ed.). Chiclayo, Perú: Prometeo Desencadenado.
- Obrascón Huarte Lain [OHLA]. (2022). D3031 – Informe - Hidrología – Diseño - Río Virú. Lima.
- Obrascón Huarte Lain [OHLA]. (2022). D10131 – Topografía - Diseño - Río Virú. Lima.
- Obrascón Huarte Lain [OHLA]. (2022). D6031 – Definición de Soluciones Mejoradas - Qdas. Huascarán: Diques de retención - Diseño - Río Virú. Lima.
- Obrascón Huarte Lain [OHLA]. (2022). D4031 – Modelo hidráulico - Qdas. Huascarán: Diques de retención - Diseño - Río Virú. Lima.

- Obrascón Huarte Lain [OHLA]. (2022). D3041 – Geotecnia - Diseño - Río Virú. Lima.

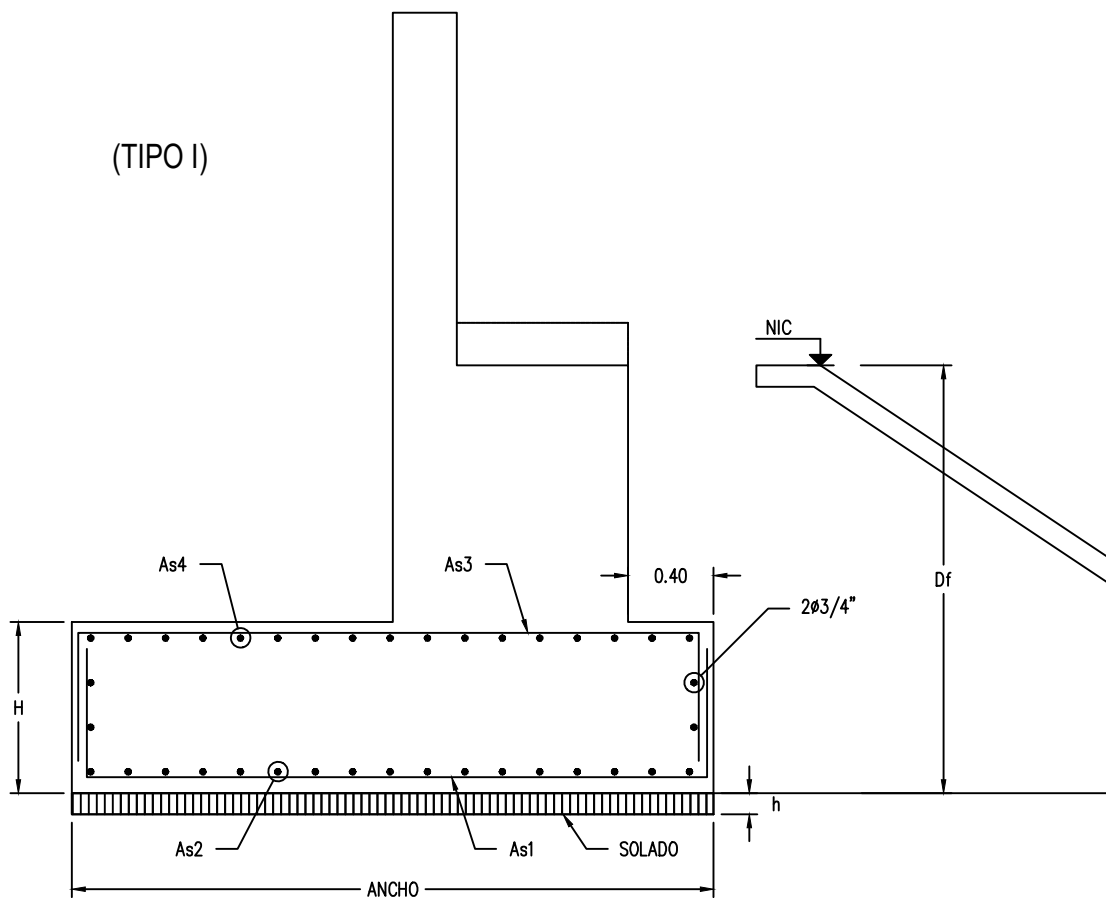
CAPITULO 7: ANEXOS



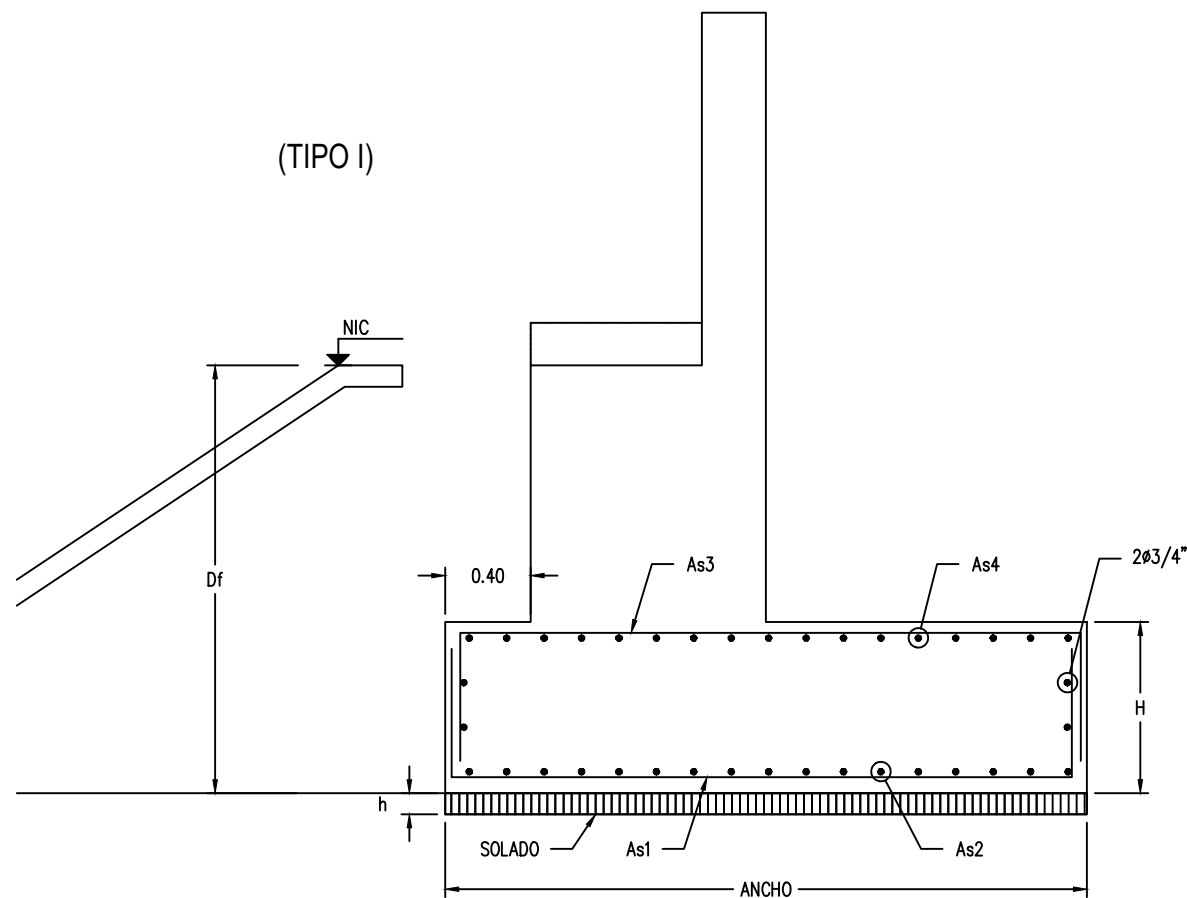
PLANTA ZAPATA
ESC. 1/100



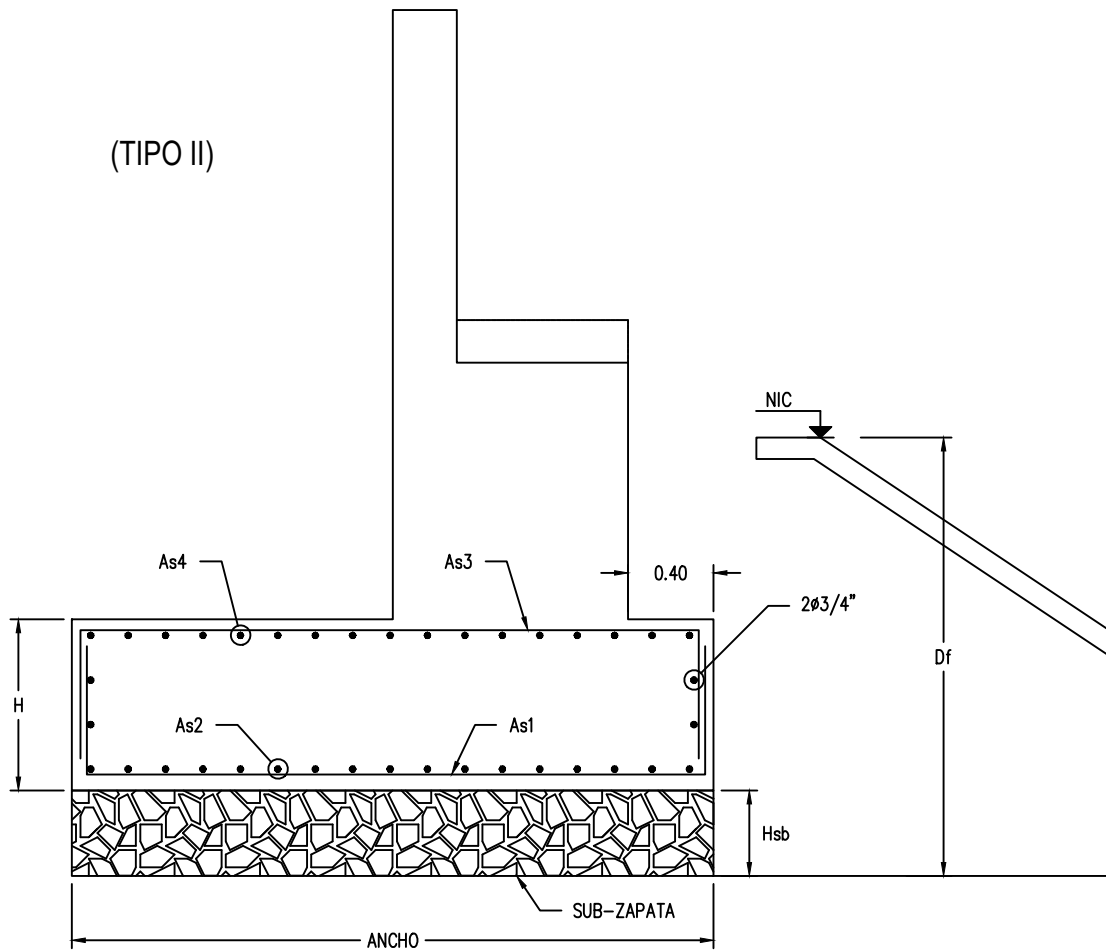
PLANTA ZAPATA
ESC. 1/100



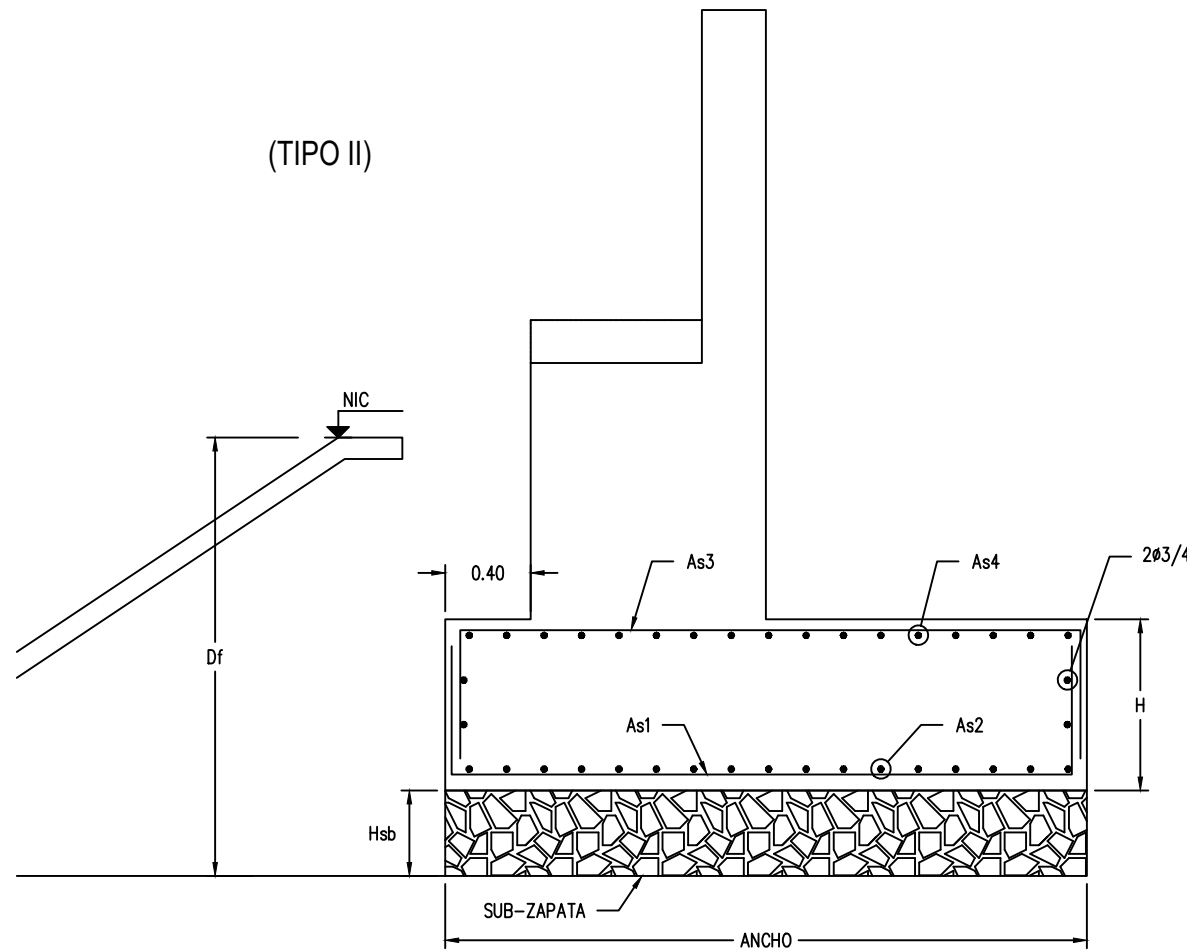
IZQUIERDO
SECCION (A)
ESC. 1/50



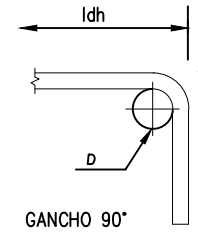
DERECHO
SECCION (A)
ESC. 1/50



IZQUIERDO
SECCION (B)
ESC. 1/50



DERECHO
SECCION (B)
ESC. 1/50



#	Ø	D (cm.)	A (cm.)	Idh (cm.)
3	3/8"	6	20	25
4	1/2"	7.5	25	30
5	5/8"	10	30	35
6	3/4"	11.5	35	45
8	1"	15.5	40	60

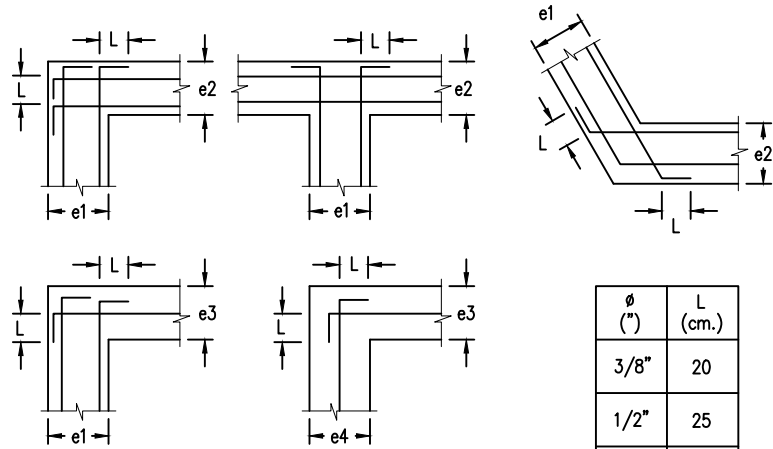
TRASLAPE "E" PARA LOSAS,
MUROS Y CIMENTACIÓN

NOTAS:

1. NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA SECCIÓN.
2. EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

VALORES DE "E" (mm)			
F'c Kg/cm2	210	280	350
Refuerzo	RS	RS	RS
Ø			
3/8"	450	450	450
1/2"	650	550	500
5/8"	750	650	600
3/4"	900	800	715
1"	1500	1300	1150

RS = REFUERZO

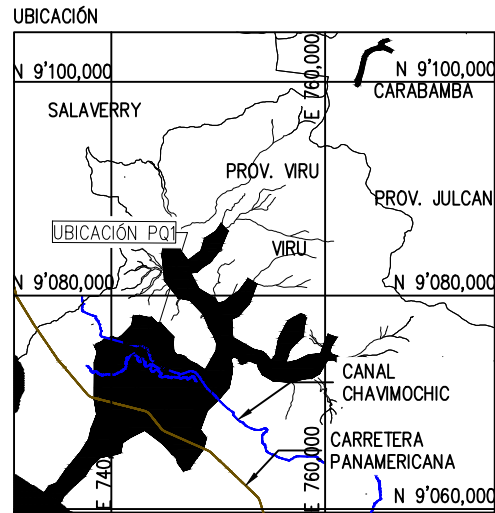


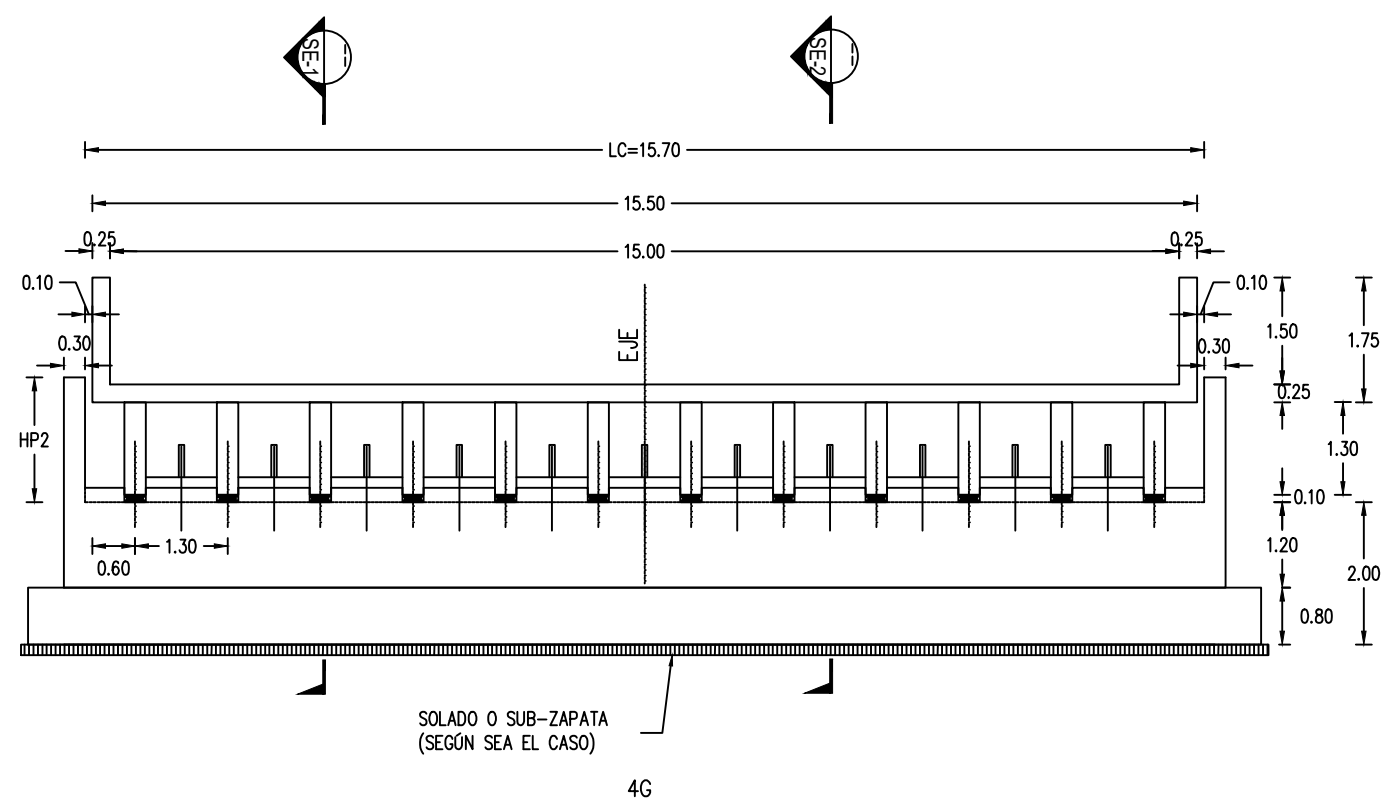
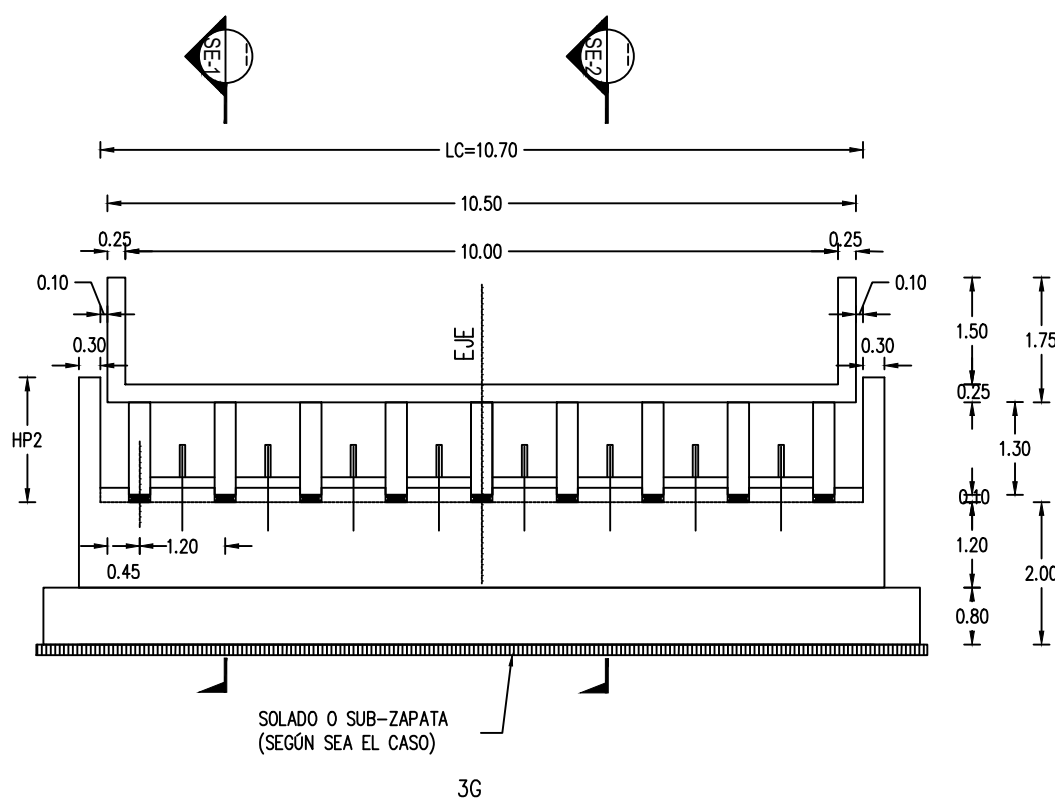
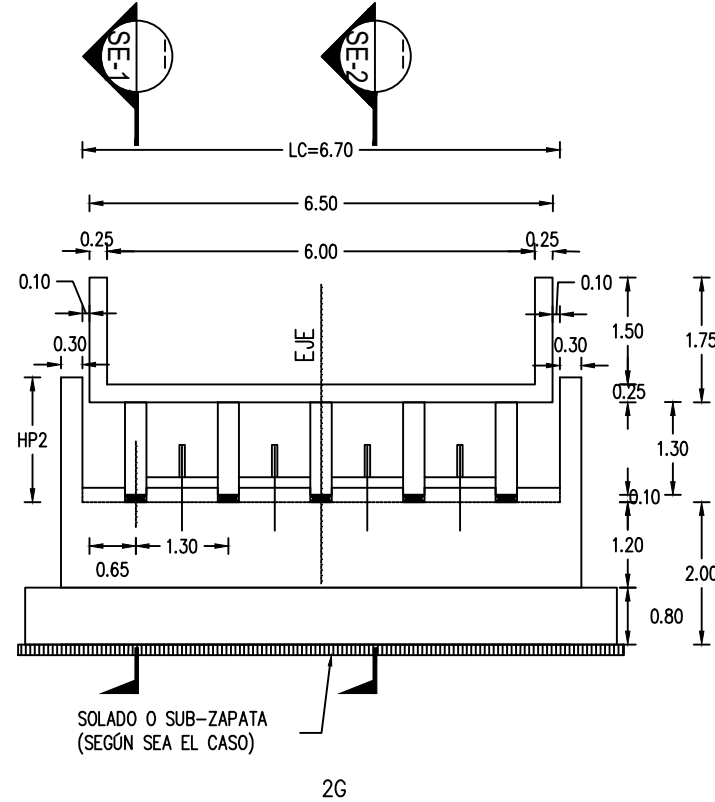
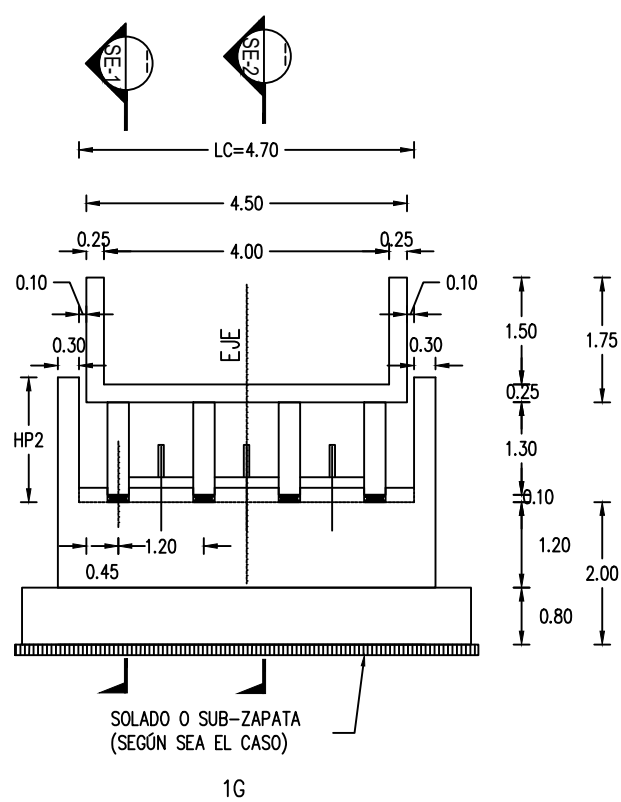
DETALLE DE ENCUENTRO CON MUROS
(VISTA EN PLANTA)

- SOLO SE MUESTRA REFUERZO HORIZONTAL, PARA REFUERZO VERTICAL VER DETALLE EN SECCIÓN DE MURO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

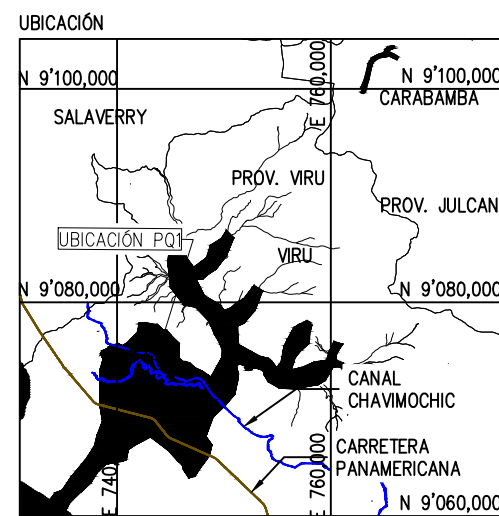
1. SOLADO:
 - CONCRETO f'c = 100 kg/cm2
2. SUB-ZAPATA:
 - CONCRETO f'c = 140 kg/cm2 + 30% PIEDRA TAMAÑO MÁX. 0.25
3. CIMENTACION, MURO, VIGA Y LOSA:
 - CONCRETO f'c = 280 kg/cm2
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): fy = 4200 kg/cm2
4. VIGAS PREFABRICADAS:
 - CONCRETO f'c = 350 kg/cm2
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): fy = 4200 kg/cm2
5. RECUBRIMIENTOS LIBRES :
EXCEPTO SE INDIQUE EN EL PLANO, SE UTILIZARÁ LOS SIGUIENTES:
 - CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL 7.5 cm
 - CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE 5.0 cm
6. CARGA TRANSITORIA:
PARA CANOAS: 1.75 Ton/m2 (PESO DE DETRITO Y=1.0m)
7. CIMENTACIÓN:
 - CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.

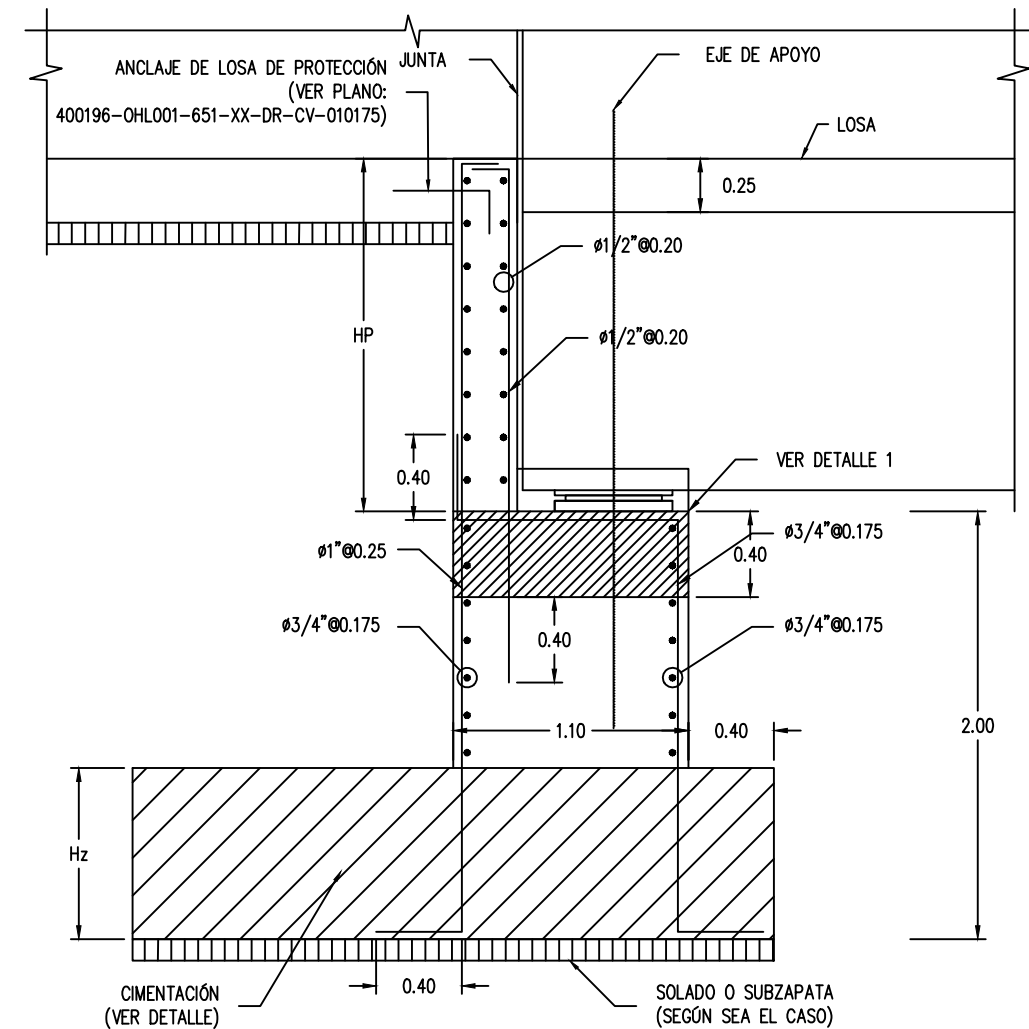




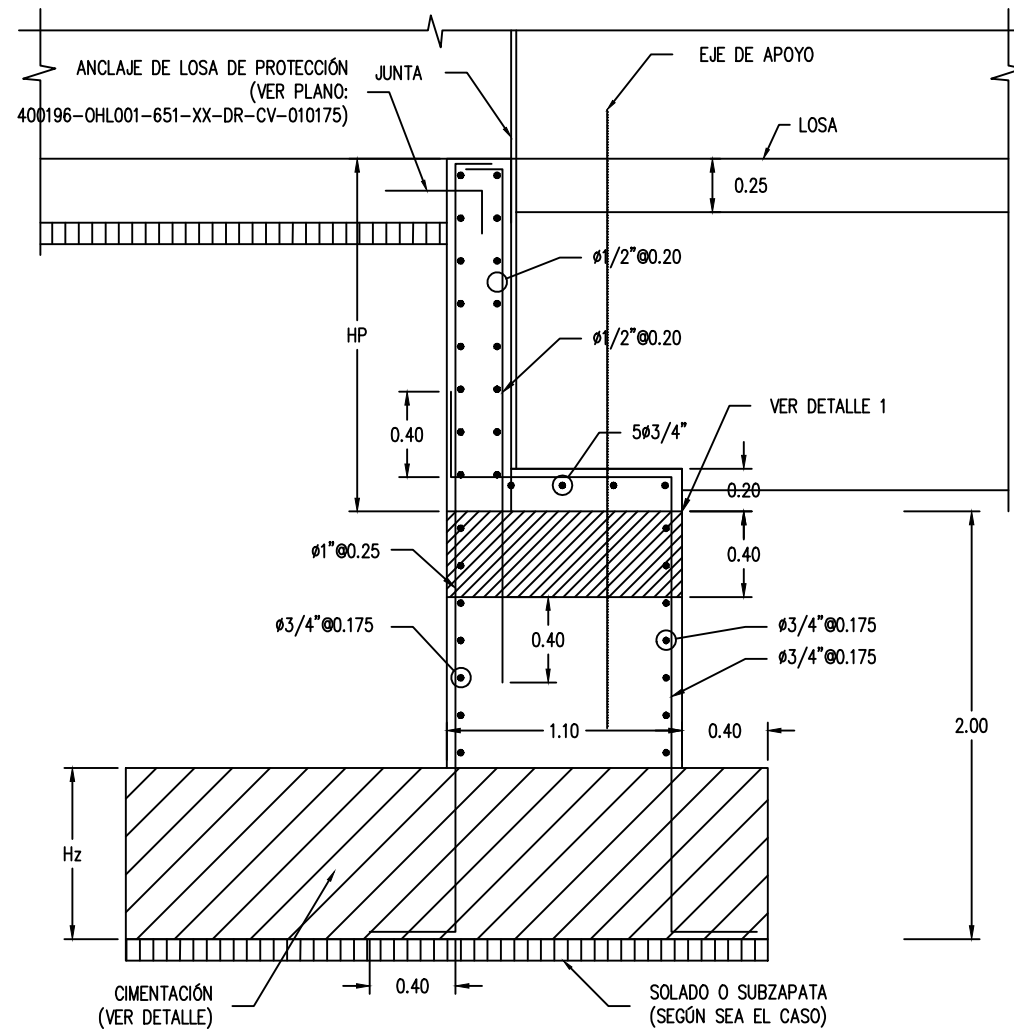
ELEVACIÓN FRONTAL ESTRIBOS TIPO G
ESC. 1/150

NOTA:
1- $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (mínimo).
2- RELACIÓN AGUA/CEMENTO A/C NO MÁS DE $A/C=0.45$.
3- h: ALTURA DE SOLADO (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN).
4- Hsb: ALTURA DE SUBZAPATA (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN).
5- NIC: NIVEL DE CORONA DE CANAL EXISTENTE.
6- Df: PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (VER ELEVACIÓN).
7- SE DEBERÁ TOMAR EN CUENTA TODAS LAS RECOMENDACIONES
SEÑALADAS EN LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO.

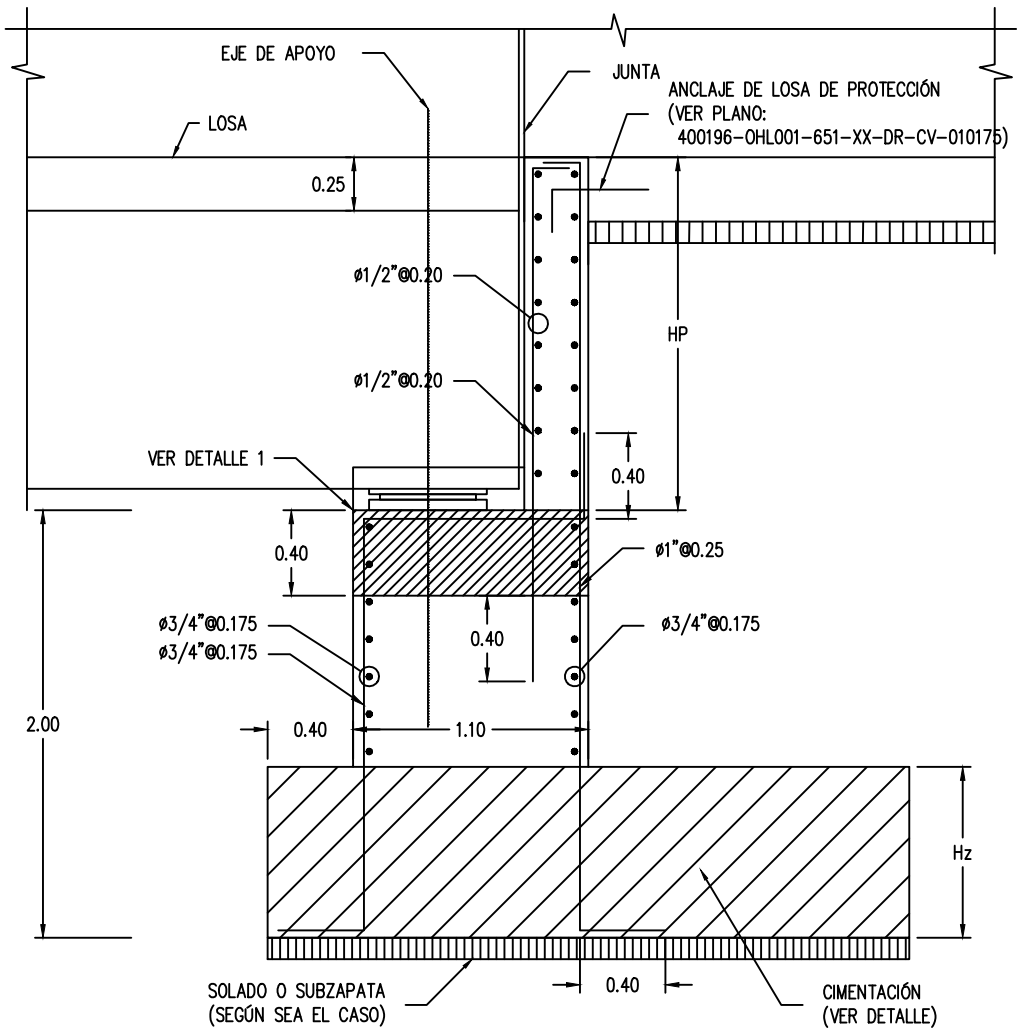




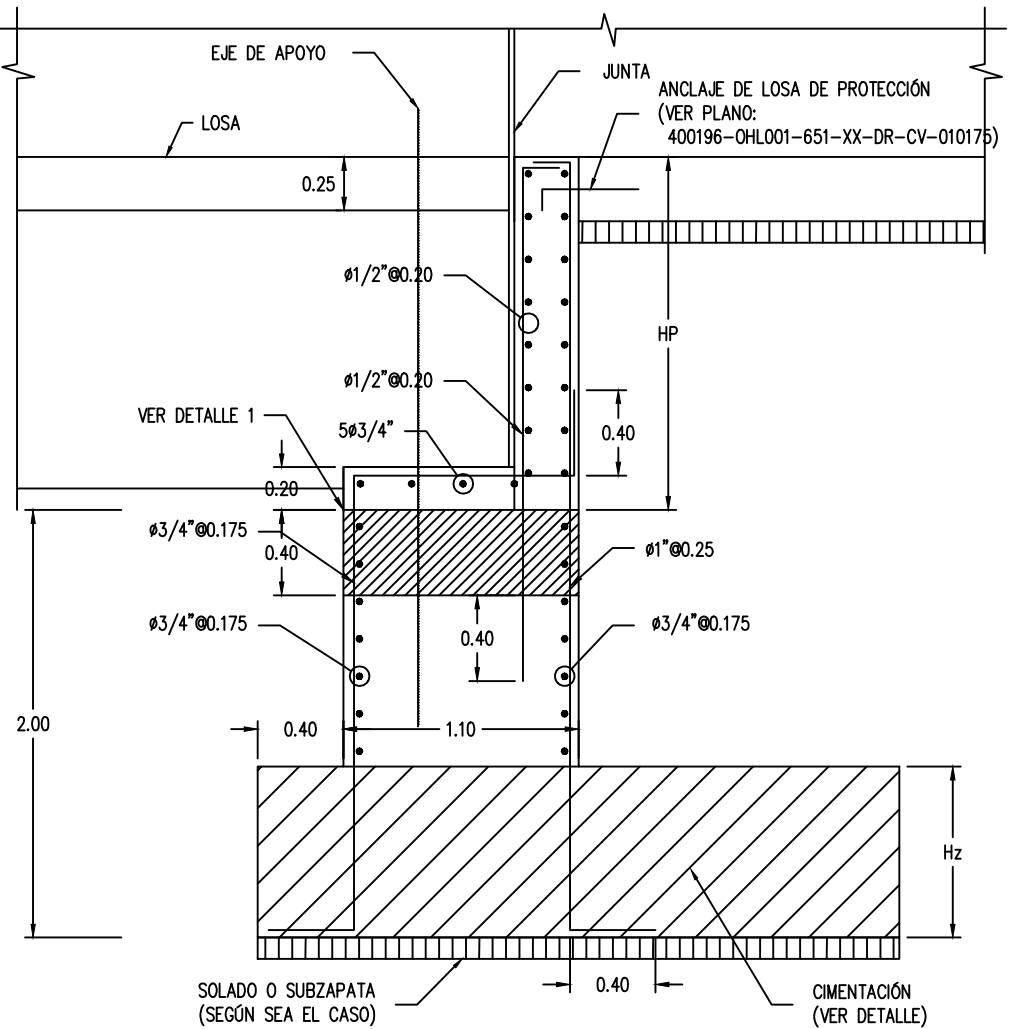
ESTRIBO IZQUIERDO
SECCION ARMADO SE-1
ESC. 1/50



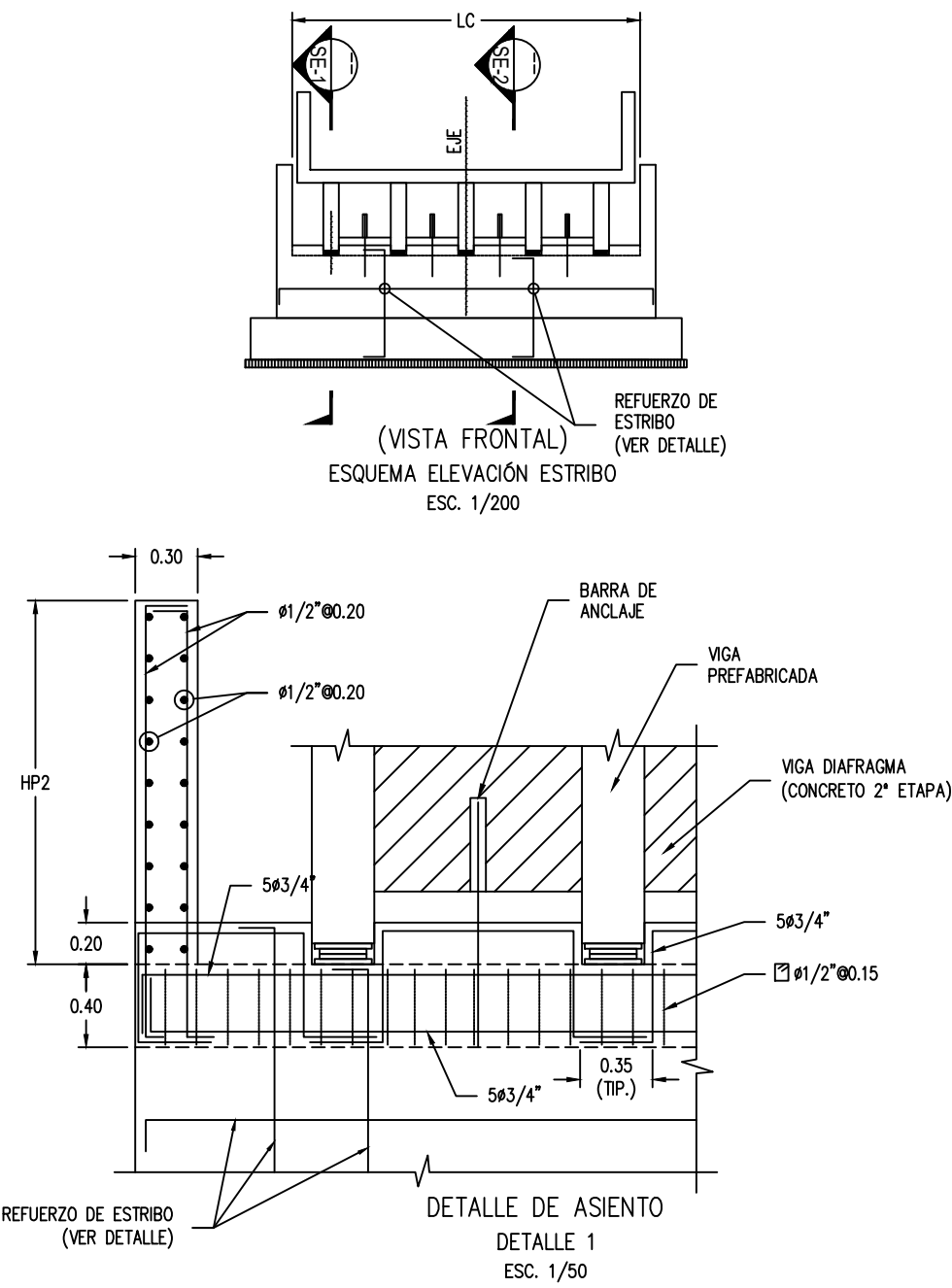
ESTRIBO IZQUIERDO
SECCION ARMADO SE-2
ESC. 1/50



ESTRIBO DERECHO
SECCION ARMADO SE-1
ESC. 1/50



ESTRIBO DERECHO
SECCION ARMADO SE-2
ESC. 1/50



DETALLE DE ASIENTO
DETALLE 1
ESC. 1/50

GANCHOS DE LOS ESTRIBOS			
Ø	L1(mm)	L2(mm)	r(mm)
3/8"	80	80	29
1/2"	105	105	39
5/8"	130	130	48
3/4"	155	155	58
1"	205	205	77

NOTA:
ESTAS DISTANCIAS SON LAS
MÍNIMAS PERMITIDAS.

#	Ø	D (cm.)	A (cm.)	ldh (cm.)
3	3/8"	6	20	25
4	1/2"	7.5	25	30
5	5/8"	10	30	35
6	3/4"	11.5	35	45
8	1"	15.5	40	60

CUADRO DE ESTRIBOS							
NOMBRE	ESTRIBO	TIPO	LC(m)	HP(m)	HP2(m)	REFUERZO LONGITUDINAL	REFUERZO TRANSVERSAL
CANOA 1	INGRESO	3G	10.70	1.68	1.78	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 1	SALIDA	3G	10.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 2	INGRESO	4G	15.70	1.66	1.76	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 2	SALIDA	4G	15.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 3	INGRESO	4G	15.70	1.67	1.77	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 3	SALIDA	4G	15.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 4	INGRESO	4G	15.70	1.67	1.77	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 4	SALIDA	4G	15.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 5	INGRESO	3G	10.70	1.67	1.77	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 5	SALIDA	3G	10.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 6	INGRESO	2G	6.70	1.68	1.78	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 6	SALIDA	2G	6.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 7	INGRESO	2G	6.70	1.67	1.77	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 7	SALIDA	2G	6.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 8	INGRESO	2G	6.70	1.67	1.77	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 8	SALIDA	2G	6.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 9	INGRESO	3G	10.70	1.68	1.78	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 9	SALIDA	3G	10.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 10	INGRESO	2G	6.70	1.67	1.77	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 10	SALIDA	2G	6.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 11	INGRESO	2G	6.70	1.68	1.78	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 11	SALIDA	2G	6.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 12	INGRESO	1G	4.70	1.67	1.77	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 12	SALIDA	1G	4.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 13	INGRESO	2G	6.70	1.68	1.78	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 13	SALIDA	2G	6.70	1.65	1.75	Ver detalle	Ver detalle

TRASLAPE "E" PARA LOSAS,
MUROS Y CIMENTACIÓN

NOTAS:

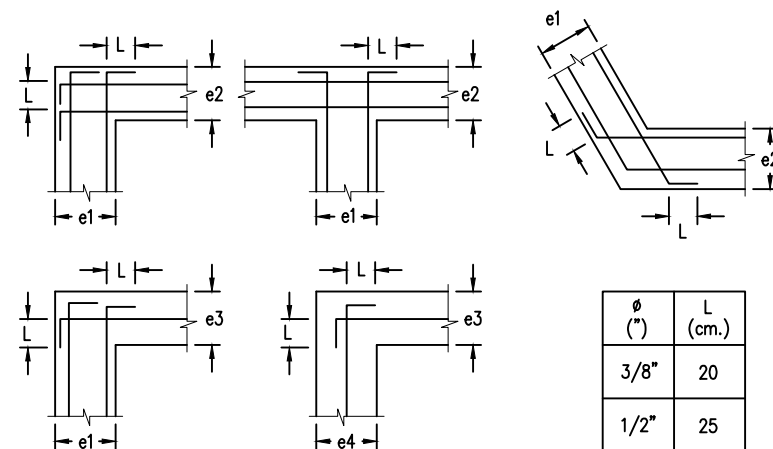
1. NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA SECCIÓN.
2. EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

VALORES DE "E" (mm)			
F'c Kg/cm2	210	280	350
Refuerzo	RS	RS	RS
Ø			
3/8"	450	450	450
1/2"	650	550	500
5/8"	750	650	600
3/4"	900	800	715
1"	1500	1300	1150

RS = REFUERZO

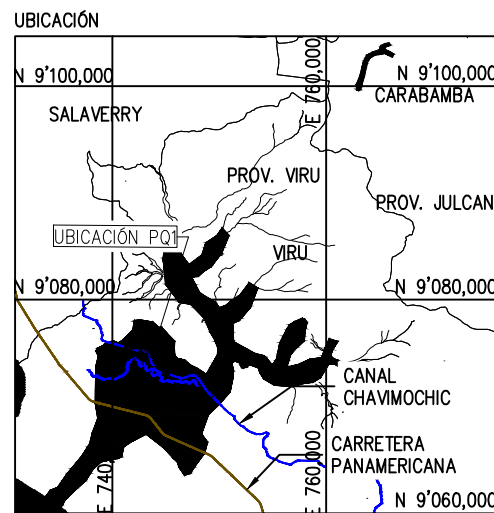
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

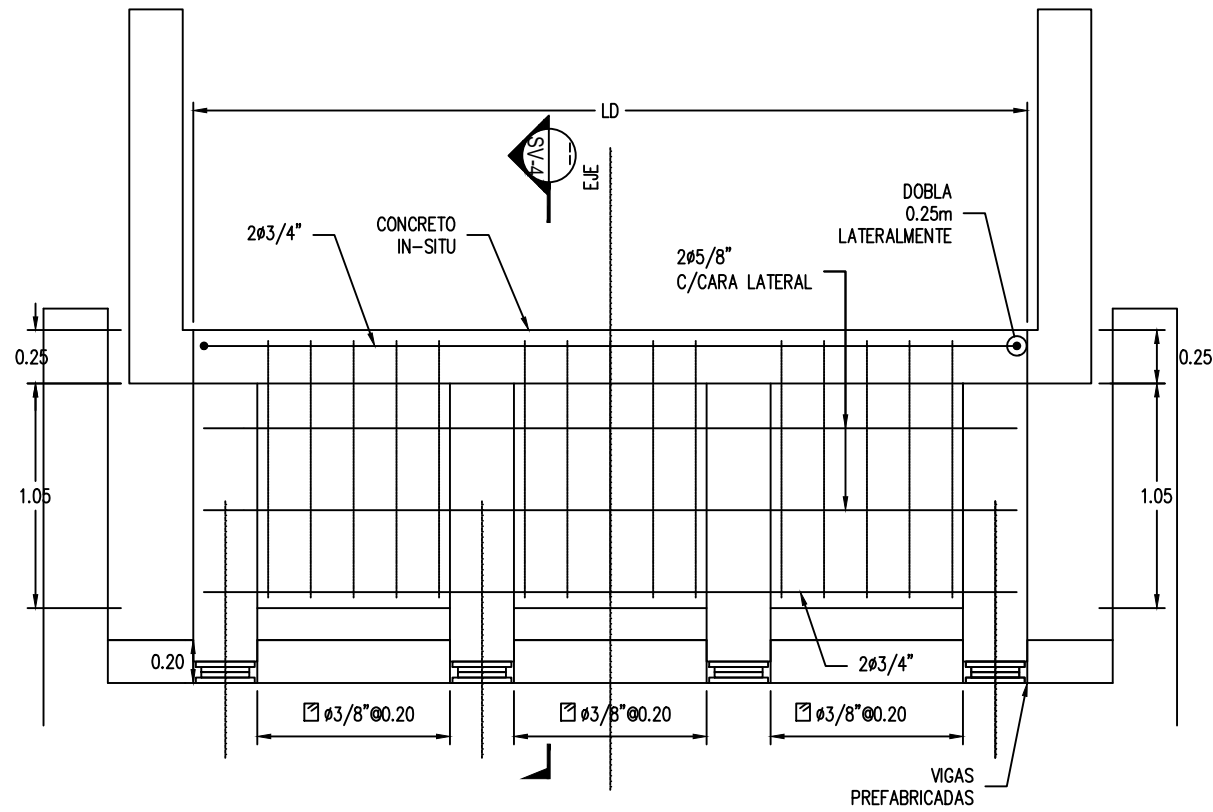
1. SOLADO:
- CONCRETO $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$
2. SUB-ZAPATA:
- CONCRETO $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PIEDRA TAMAÑO MÁX. } 0.25$
3. CIMENTACION, MURO, VIGA Y LOSA
- CONCRETO $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
4. VIGAS PREFABRICADAS
- CONCRETO $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
5. RECUBRIMIENTOS LIBRES :
EXCEPTO SE INDIQUE EN EL PLANO, SE UTILIZARÁ LOS SIGUIENTES:
- CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL 7.5 cm
- CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE 5.0 cm
6. CARGA TRANSITORIA:
PARA CANOAS: 1.75 Ton/m2 (PESO DE DETRITO $\gamma=1.0\text{m}$)
7. CIMENTACIÓN:
- CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.



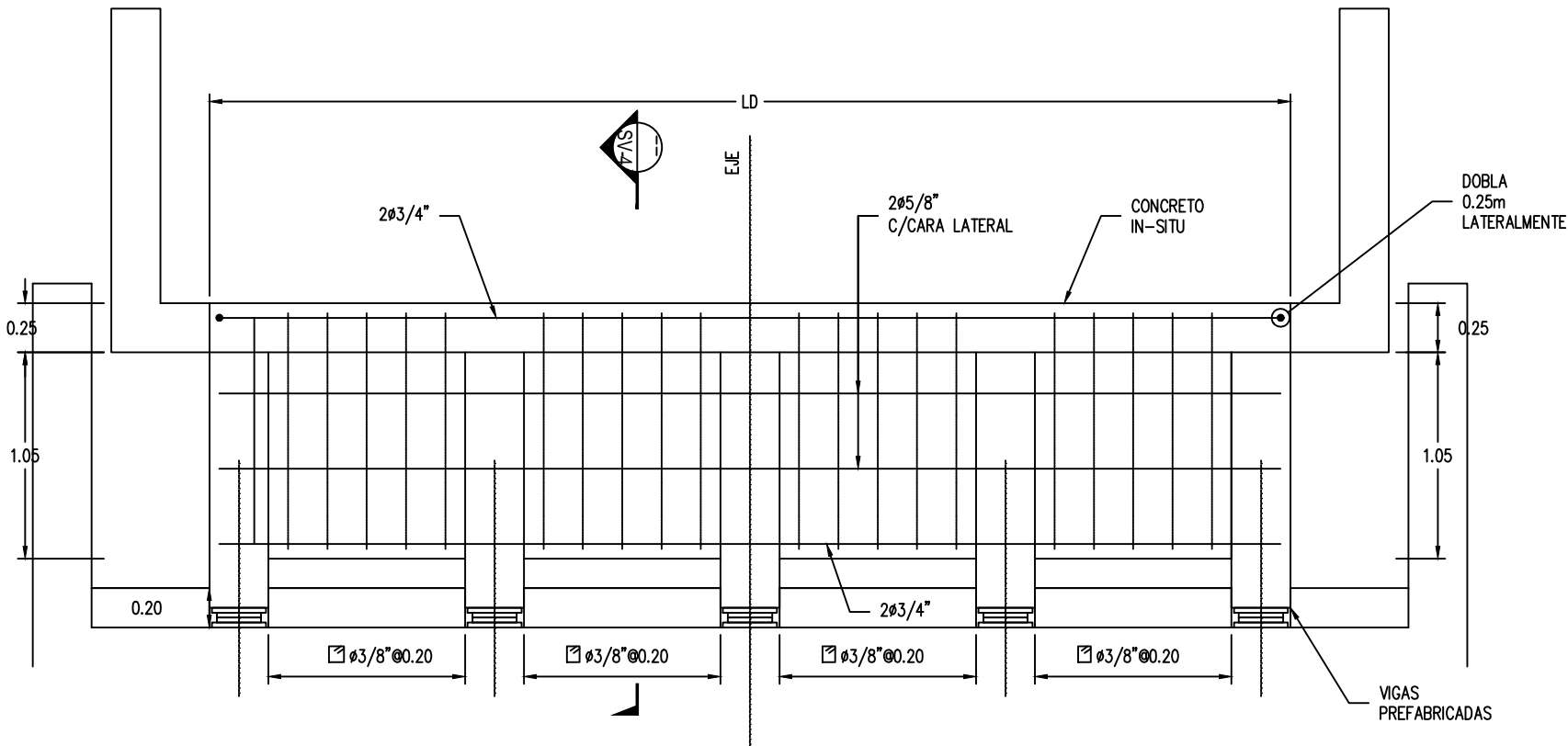
DETALLE DE ENCUENTRO CON MUROS
(VISTA EN PLANTA)

* SOLO SE MUESTRA REFUERZO HORIZONTAL, PARA REFUERZO VERTICAL VER DETALLE EN SECCIÓN DE MURO

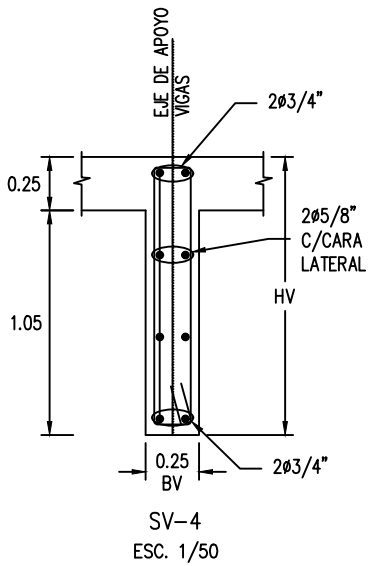




DETALLE VIGA DIAFRAGMA (1G)
ESC. 1/50



DETALLE VIGA DIAFRAGMA (2G)
ESC. 1/50



SV-4
ESC. 1/50

CUADRO DE VIGAS DIAFRAGMA							
NOMBRE	VIGA DIAFRAGMA	TIPO	LD(m)	BV(m)	HV(m)	REFUERZO LONGITUDINAL	DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS
CANOA 1		3G	9.90	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 2		4G	14.60	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 3		4G	14.60	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 4		4G	14.60	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 5		3G	9.90	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 6		2G	5.50	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 7		2G	5.50	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 8		2G	5.50	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 9		3G	9.90	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 10		2G	5.50	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 11		2G	5.50	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 12		1G	3.90	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 13		2G	5.50	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle

GANCHOS DE LOS ESTRIBOS

Ø	L1(mm)	L2(mm)	r(mm)
3/8"	80	80	29
1/2"	105	105	39
5/8"	130	130	48
3/4"	155	155	58
1"	205	205	77

NOTA:
ESTAS DISTANCIAS SON LAS
MÍNIMAS PERMITIDAS.

#	Ø	D (cm.)	A (cm.)	ldh (cm.)
3	3/8"	6	20	25
4	1/2"	7.5	25	30
5	5/8"	10	30	35
6	3/4"	11.5	35	45
8	1"	15.5	40	60

GANCHO 90°

TRASLAPES "E" PARA LOSAS,
MUROS Y CIMENTACIÓN

NOTAS:

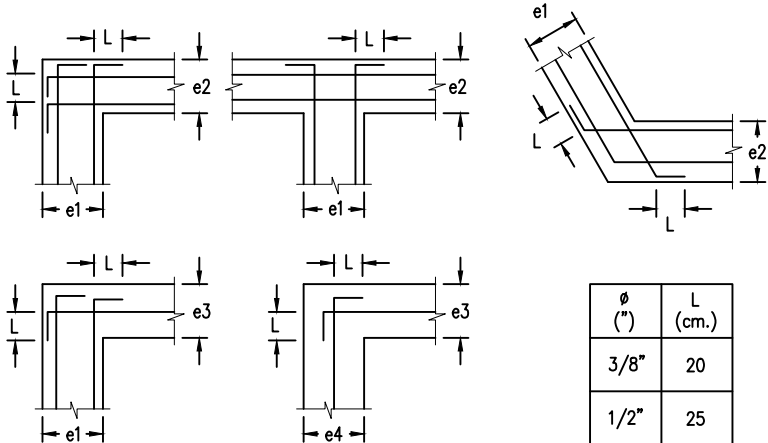
- 1- NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA SECCIÓN.
- 2- EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- 3- RELACIÓN AGUA/CEMENTO A/C NO MÁS DE A/C=0.45
- 4- TODAS LAS VIGAS TENDRÁN CONTRA FLECHA CF (VER DETALLE)
- 5- LOS GANCHOS DEL IZAJE, SU UBICACIÓN Y REFUERZO ADICIONAL, SERÁ PROVISTA POR EL FABRICANTE.
- 6- PARA UNIR CONCRETO DE PRIMERA ETAPA CON CONCRETO DE SEGUNDA ETAPA SE DEBERÁ USAR ADHESIVO EPOXICO O SIMILAR.
- 7- LOS PASES EN LAS VIGAS PREFABRICADAS PARA EL REFUERZO DE LAS VIGAS DIAFRAGMA, SERÁN 1/8" MAYOR AL DIÁMETRO DEL REFUERZO.
- 8- SE DEBERÁ TOMAR EN CUENTA TODAS LAS RECOMENDACIONES SEÑALADAS EN LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO.

VALORES DE "e" (mm)			
F'c Kg/cm2	210	280	350
Ø Refuerzo	RS	RS	RS
3/8"	450	450	450
1/2"	650	550	500
5/8"	750	650	600
3/4"	900	800	715
1"	1500	1300	1150

RS = REFUERZO

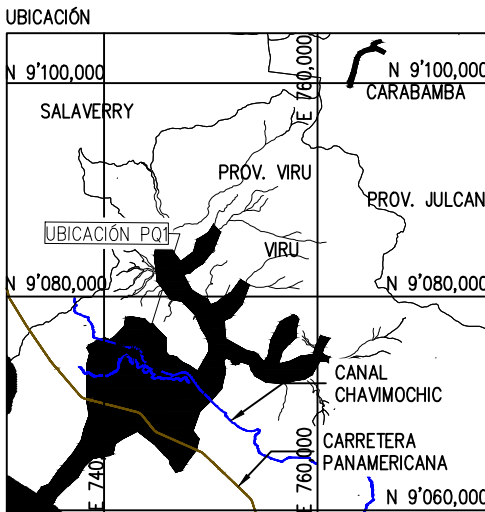
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

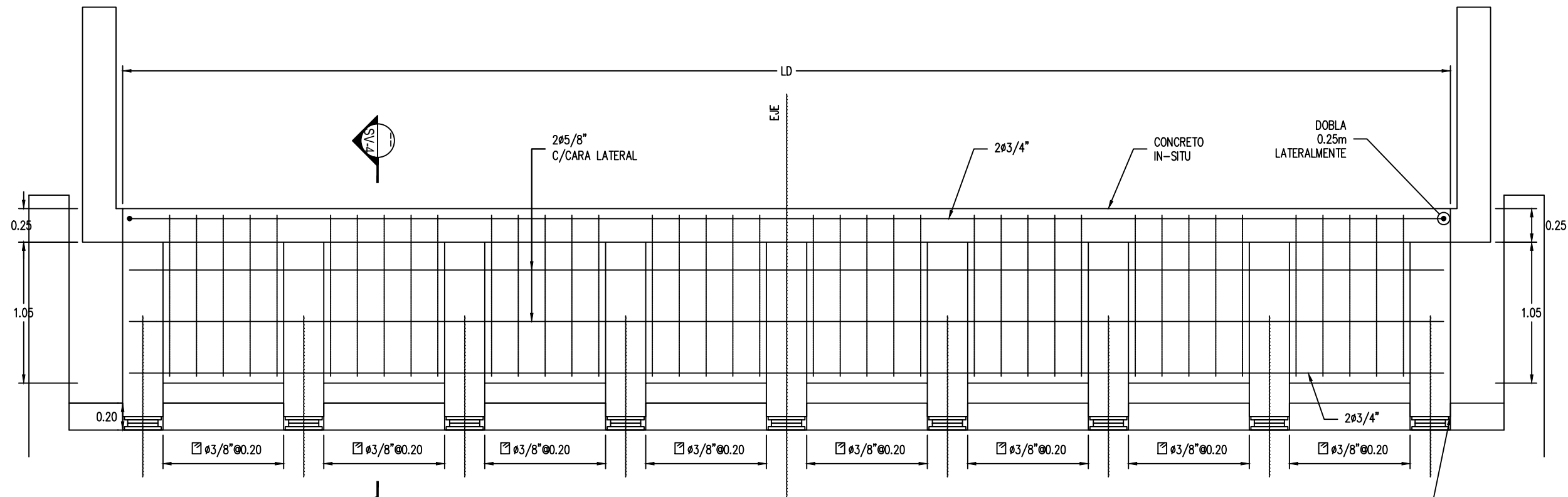
1. SOLADO:
 - CONCRETO f'c = 100 kg/cm2
2. SUB-ZAPATA:
 - CONCRETO f'c = 140 kg/cm2 + 30% PIEDRA TAMAÑO MÁX. 0.25
3. CIMENTACIÓN, MURO, VIGA Y LOSA:
 - CONCRETO f'c = 280 kg/cm2
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): fy = 4200 kg/cm2
4. VIGAS PREFABRICADAS:
 - CONCRETO f'c = 350 kg/cm2
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): fy = 4200 kg/cm2
5. RECUBRIMIENTOS LIBRES :
 - EXCEPTO SE INDIQUE EN EL PLANO, SE UTILIZARÁ LOS SIGUIENTES:
 - CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL 7.5 cm
 - CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE 5.0 cm
6. CARGA TRANSITORIA:
 - PARA CANOAS: 1.75 ton/m2 (PESO DE DETRITO Y=1.0m)
7. CIMENTACIÓN:
 - CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.



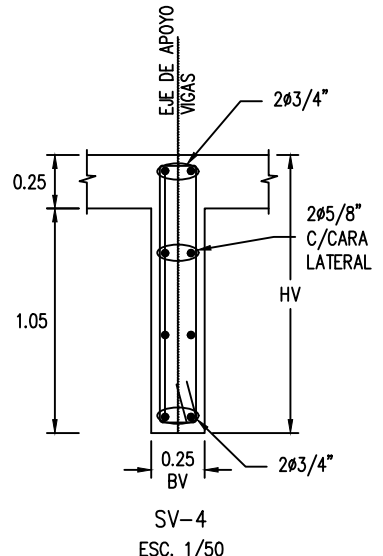
DETALLE DE ENCUENTRO CON MUROS
(VISTA EN PLANTA)

- * SOLO SE MUESTRA REFUERZO HORIZONTAL, PARA REFUERZO VERTICAL VER DETALLE EN SECCIÓN DE MURO

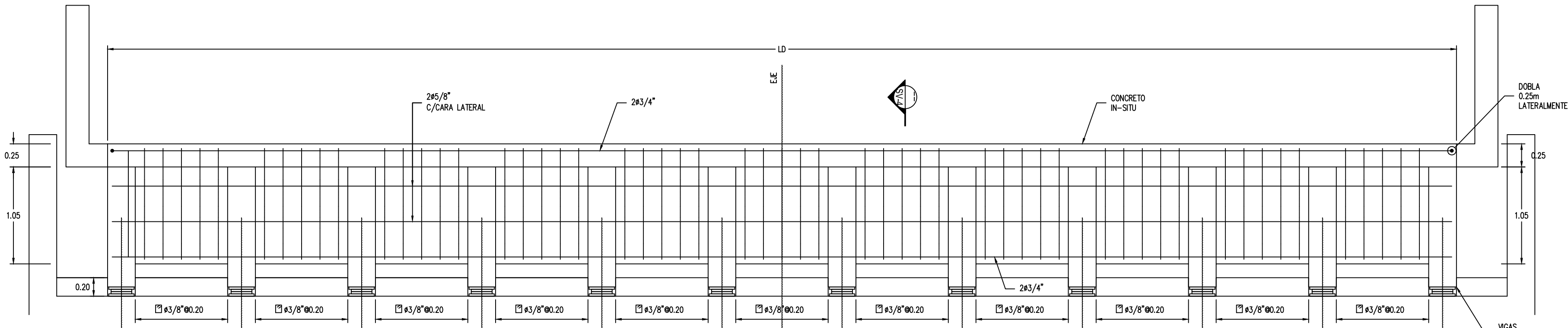




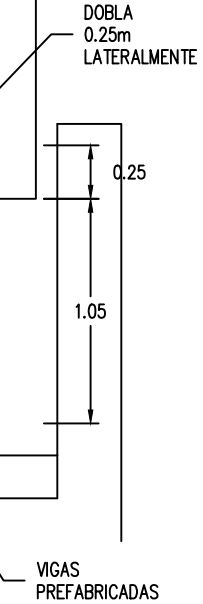
DETALLE VIGA DIAFRAGMA (3G)
ESC. 1/50



SV-4
ESC. 1/50

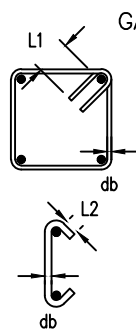


DETALLE VIGA DIAFRAGMA (4G)
ESC. 1/50



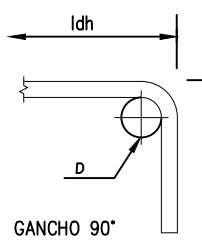
CUADRO DE VIGAS DIAFRAGMA						
NOMBRE	VIGA DIAFRAGMA	TIPO	LD(m)	BV(m)	HV(m)	REFUERZO LONGITUDINAL DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS
CANOA 1	3G	9.90	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 2	4G	14.60	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 3	4G	14.60	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 4	4G	14.60	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 5	3G	9.90	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 6	2G	5.50	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 7	2G	5.50	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 8	2G	5.50	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 9	3G	9.90	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 10	2G	5.50	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 11	2G	5.50	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 12	1G	3.90	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 13	2G	5.50	0.25	1.30	Ver detalle	Ver detalle

GANCHOS DE LOS ESTRIBOS



Ø	L1(mm)	L2(mm)	r(mm)
3/8"	80	80	29
1/2"	105	105	39
5/8"	130	130	48
3/4"	155	155	58
1"	205	205	77

NOTA:
ESTAS DISTANCIAS SON LAS
MÍNIMAS PERMITIDAS.



#	Ø	D (cm.)	A (cm.)	Ldh (cm.)
3	3/8"	6	20	25
4	1/2"	7.5	25	30
5	5/8"	10	30	35
6	3/4"	11.5	35	45
8	1"	15.5	40	60

TRASLAPE "E" PARA LOSAS,
MUROS Y CIMENTACIÓN

NOTAS:

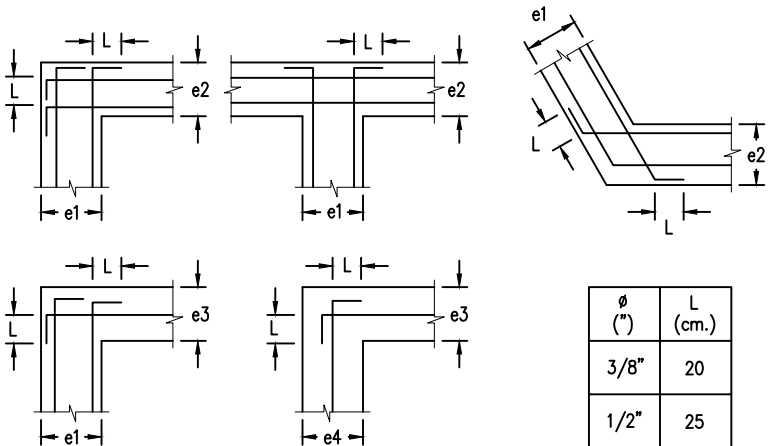
- 1- NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA SECCIÓN.
- 2- EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- 3- LOS GANCHOS DEL IZAJE, SU UBICACION Y REFUERZO ADICIONAL, SERÁ PROVISTA POR EL FABRICANTE.
- 4- PARA UNIR CONCRETO DE PRIMERA ETAPA CON CONCRETO DE SEGUNDA ETAPA SE DEBERÁ USAR ADHESIVO EPÓXICO O SIMILAR.
- 5- LOS PASES EN LAS VIGAS PREFABRICADAS PARA EL REFUERZO DE LAS VIGAS DIAFRAGMA, SERÁN 1/8" MAYOR AL DIÁMETRO DEL REFUERZO.
- 6- SE DEBERÁ TOMAR EN CUENTA TODAS LAS RECOMENDACIONES SEÑALADAS EN LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO.

VALORES DE "E" (mm)			
F'c Kg/cm2	210	280	350
Refuerzo Ø	RS	RS	RS
3/8"	450	450	450
1/2"	650	550	500
5/8"	750	650	600
3/4"	900	800	715
1"	1500	1300	1150

RS = REFUERZO

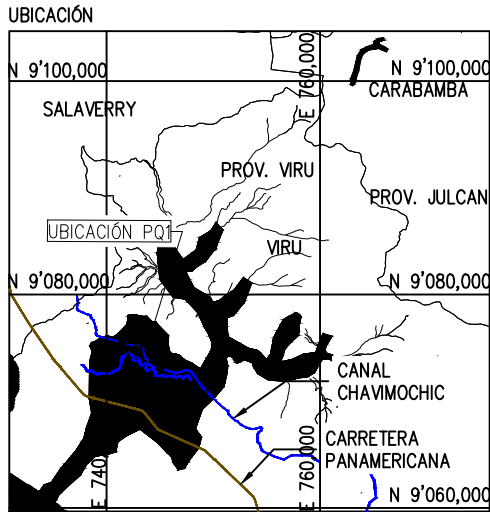
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

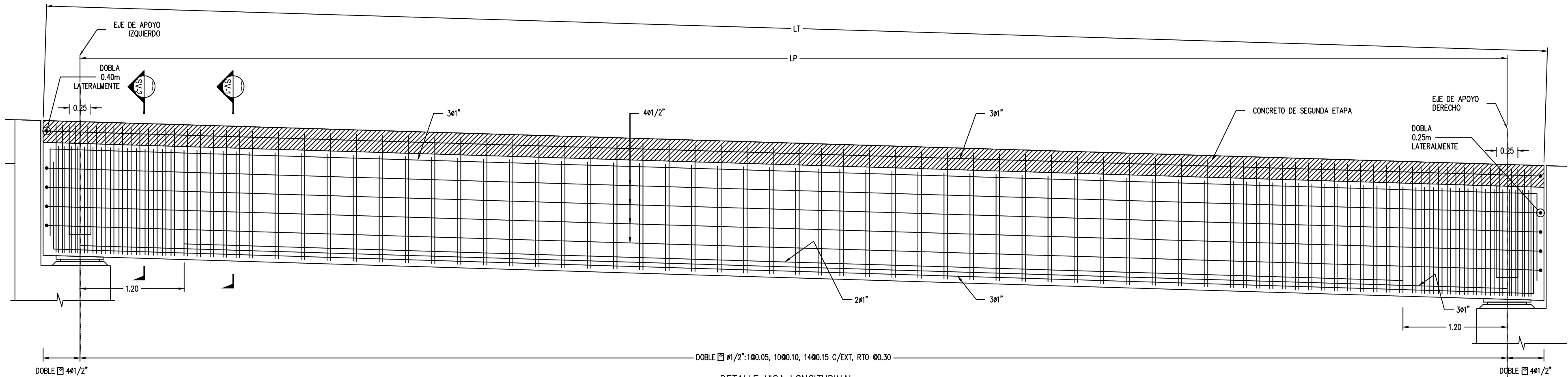
1. SOLADO:
 - CONCRETO f'c = 100 kg/cm2
2. SUB-ZAPATA:
 - CONCRETO f'c = 140 kg/cm2 + 30% PIEDRA TAMAÑO MÁX. 0.25
3. CIMENTACION, MURO, VIGA Y LOSA
 - CONCRETO f'c = 280 kg/cm2
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): fy = 4200 kg/cm2
4. VIGAS PREFABRICADAS
 - CONCRETO f'c = 350 kg/cm2
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): fy = 4200 kg/cm2
5. RECUBRIMIENTOS LIBRES :
EXCEPTO SE INDIQUE EN EL PLANO, SE UTILIZARÁ LOS SIGUIENTES:
 - CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL 7.5 cm
 - CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE 5.0 cm
6. CARGA TRANSITORIA:
PARA CANOAS: 1.75 Ton/m2 (PESO DE DETRITO Y=1.0m)
7. CIMENTACIÓN:
 - CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.



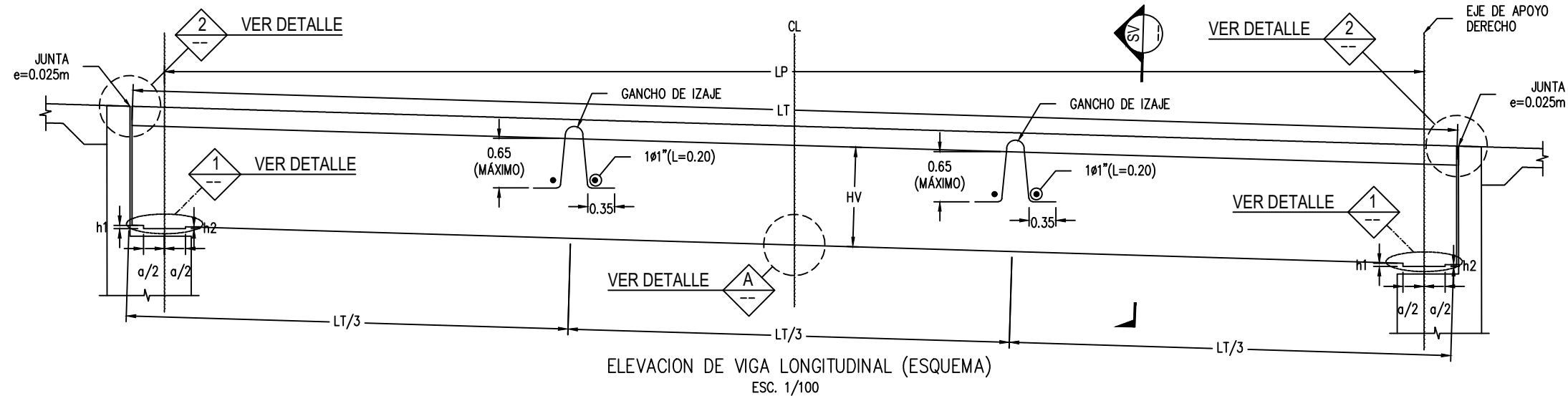
DETALLE DE ENCUENTRO CON MUROS
(VISTA EN PLANTA)

* SOLO SE MUESTRA REFUERZO HORIZONTAL, PARA REFUERZO VERTICAL VER DETALLE EN SECCIÓN DE MURO





DETALLE VIGA LONGITUDINAL
ESC. 1/50



ELEVACION DE VIGA LONGITUDINAL (ESQUEMA)
ESC. 1/100

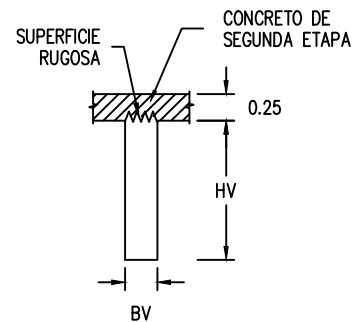
GANCHOS DE LOS ESTRIBOS

#	L1(mm)	L2(mm)	r(mm)
3/8"	80	80	29
1/2"	105	105	39
5/8"	130	130	48
3/4"	155	155	58
1"	205	205	77

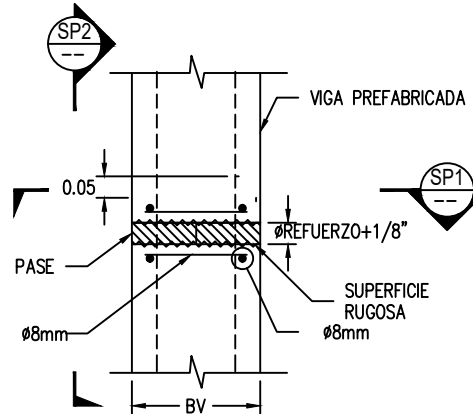
NOTA:
ESTAS DISTANCIAS SON LAS
MÍNIMAS PERMITIDAS.

#	#	D (cm.)	A (cm.)	Idh (cm.)
3	3/8"	6	20	25
4	1/2"	7.5	25	30
5	5/8"	10	30	35
6	3/4"	11.5	35	45
8	1"	15.5	40	60

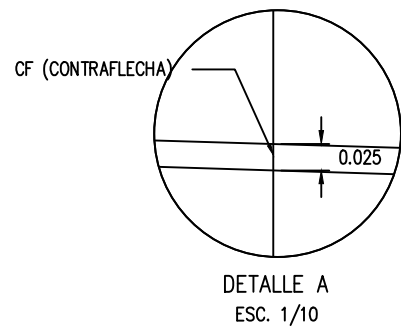
GANCHO 90°



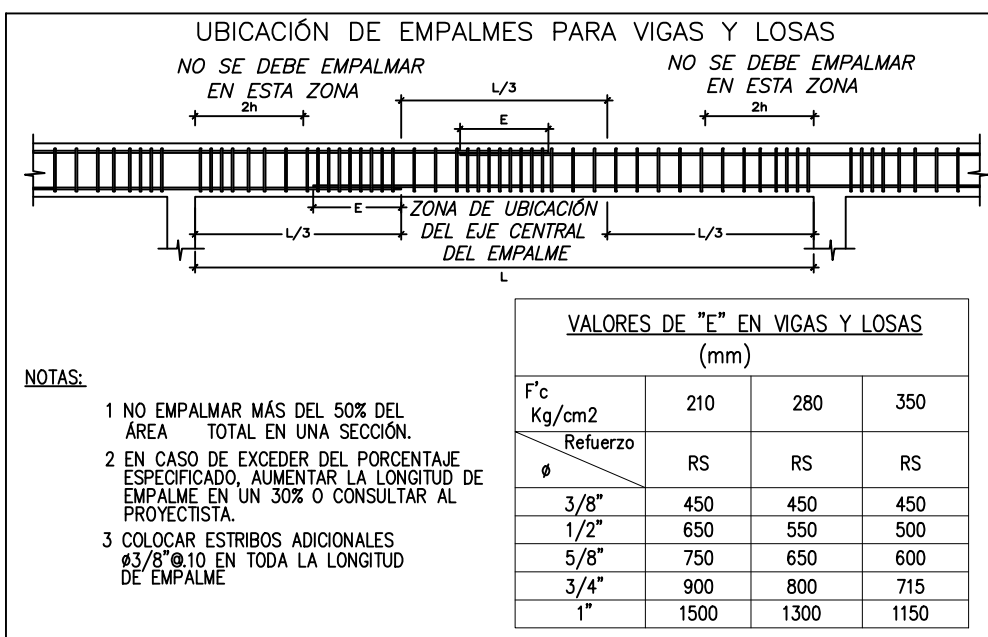
SECCION SV
ESC. 1/100



ELEVACION
ESC. 1/25



DETALLE A
ESC. 1/10



NOTAS:

- 1 NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA SECCIÓN.
- 2 EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- 3 COLOCAR ESTRIBOS ADICIONALES 3/8" Ø 10 EN TODA LA LONGITUD DE EMPALME

VALORES DE "E" EN VIGAS Y LOSAS (mm)

F _c Kg/cm ²	210	280	350
Refuerzo	RS	RS	RS
3/8"	450	450	450
1/2"	650	550	500
5/8"	750	650	600
3/4"	900	800	715
1"	1500	1300	1150

CUADRO DE VIGAS PREFABRICADAS - CANOAS TIPO G

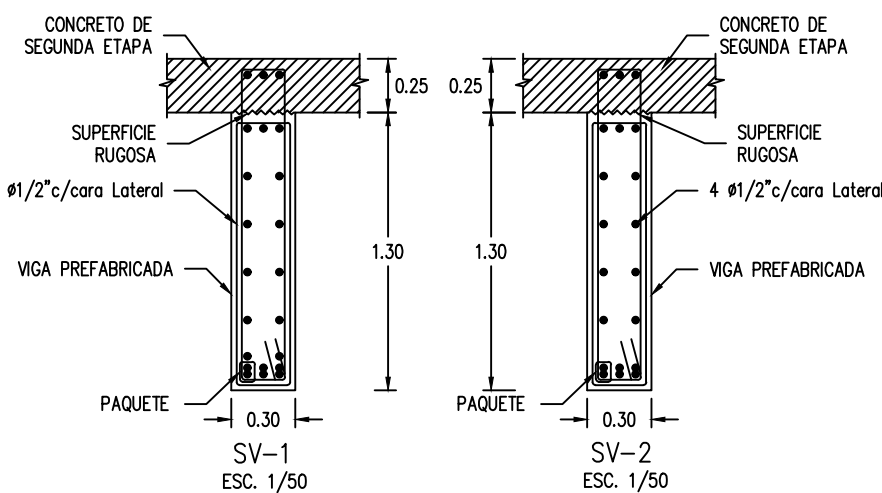
NOMBRE	ALMOHADILLA	TIPO	LP(m)	LT(m)	BV(m)	HV(m)	h1(m)	h2(m)	a(m)	REFUERZO LONGITUDINAL	DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS
CANOA 11	INGRESO	G	16.45	17.30	0.30	1.30	0.042	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 11	SALIDA	G	16.45	17.30	0.30	1.30	0.042	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle

NOMBRE	ALMOHADILLA	TIPO	LP(m)	LT(m)	BV(m)	HV(m)	h1(m)	h2(m)	a(m)	REFUERZO LONGITUDINAL	DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS
CANOA 1	INGRESO	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.041	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 1	SALIDA	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.041	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 3	INGRESO	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 3	SALIDA	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 4	INGRESO	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 4	SALIDA	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 6	INGRESO	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.041	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 6	SALIDA	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.041	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 7	INGRESO	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 7	SALIDA	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 8	INGRESO	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 8	SALIDA	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 10	INGRESO	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 10	SALIDA	G	16.15	17.00	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle

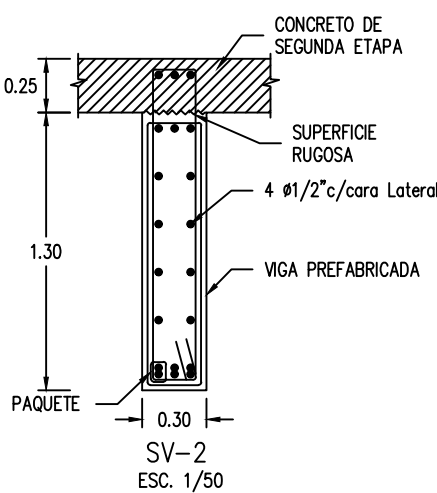
NOMBRE	ALMOHADILLA	TIPO	LP(m)	LT(m)	BV(m)	HV(m)	h1(m)	h2(m)	a(m)	REFUERZO LONGITUDINAL	DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS
CANOA 2	INGRESO	G	15.65	16.50	0.30	1.30	0.031	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 2	SALIDA	G	15.65	16.50	0.30	1.30	0.031	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 5	INGRESO	G	15.65	16.50	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 5	SALIDA	G	15.65	16.50	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 9	INGRESO	G	15.65	16.50	0.30	1.30	0.041	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 9	SALIDA	G	15.65	16.50	0.30	1.30	0.041	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 12	INGRESO	G	15.65	16.50	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 12	SALIDA	G	15.65	16.50	0.30	1.30	0.036	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 13	INGRESO	G	15.65	16.50	0.30	1.30	0.042	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 13	SALIDA	G	15.65	16.50	0.30	1.30	0.042	0.025	0.55	Ver detalle	Ver detalle

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

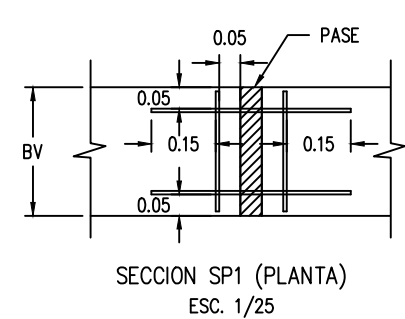
1. SOLADO:
- CONCRETO $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
2. SUB-ZAPATA:
- CONCRETO $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2 + 30\%$ PIEDRA TAMAÑO MÁX. 0.25
3. CIMENTACION, MURO, VIGA Y LOSA
- CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO (ASTM A615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
4. VIGAS PREFABRICADAS
- CONCRETO $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
5. RECUBRIMIENTOS LIBRES :
EXCEPTO SE INDIQUE EN EL PLANO, SE UTILIZARÁ LOS SIGUIENTES:
- CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL 7.5 cm
- CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE 5.0 cm
6. CARGA TRANSITORIA:
PARA CANOAS: 1.75 Ton/m² (PESO DE DETRITO Y=1.0m)
7. CIMENTACIÓN:
- CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.



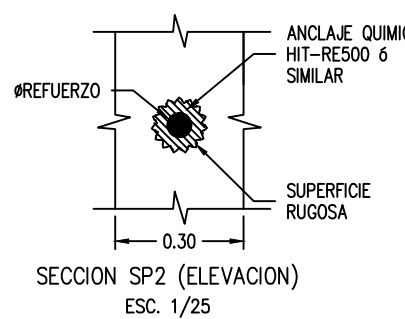
SV-1
ESC. 1/50



SV-2
ESC. 1/50

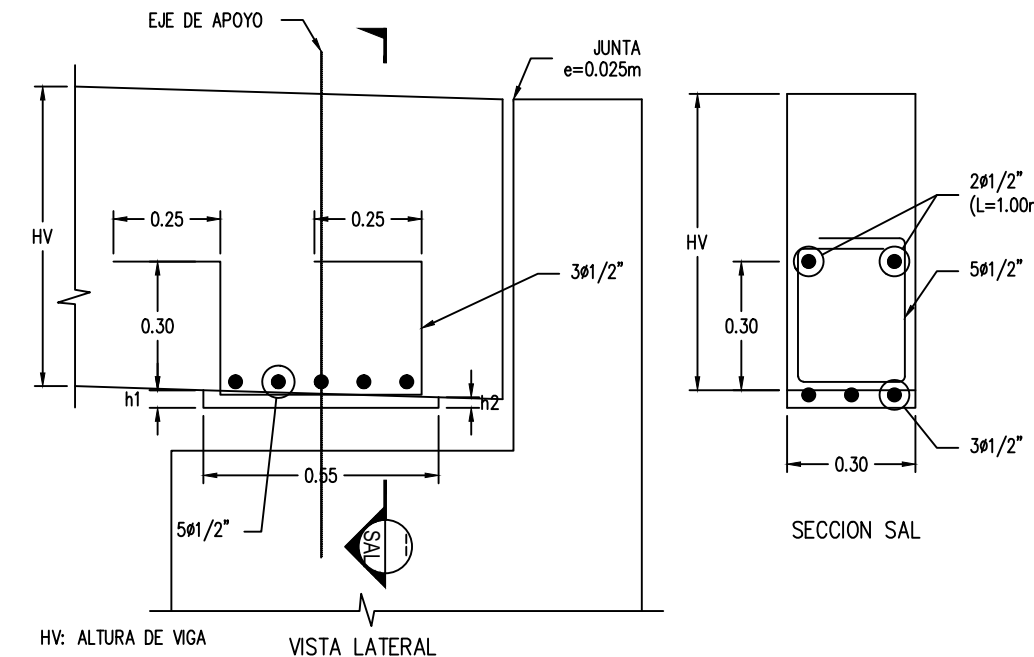


SECCION SP1 (PLANTA)
ESC. 1/25



SECCION SP2 (ELEVACION)
ESC. 1/25

DETALLE DE PASE EN VIGA PREFABRICADA

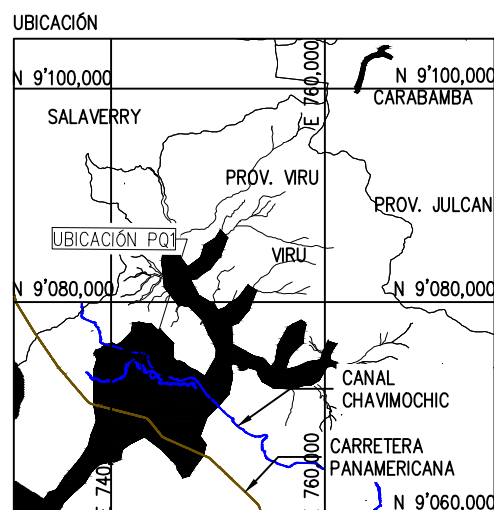


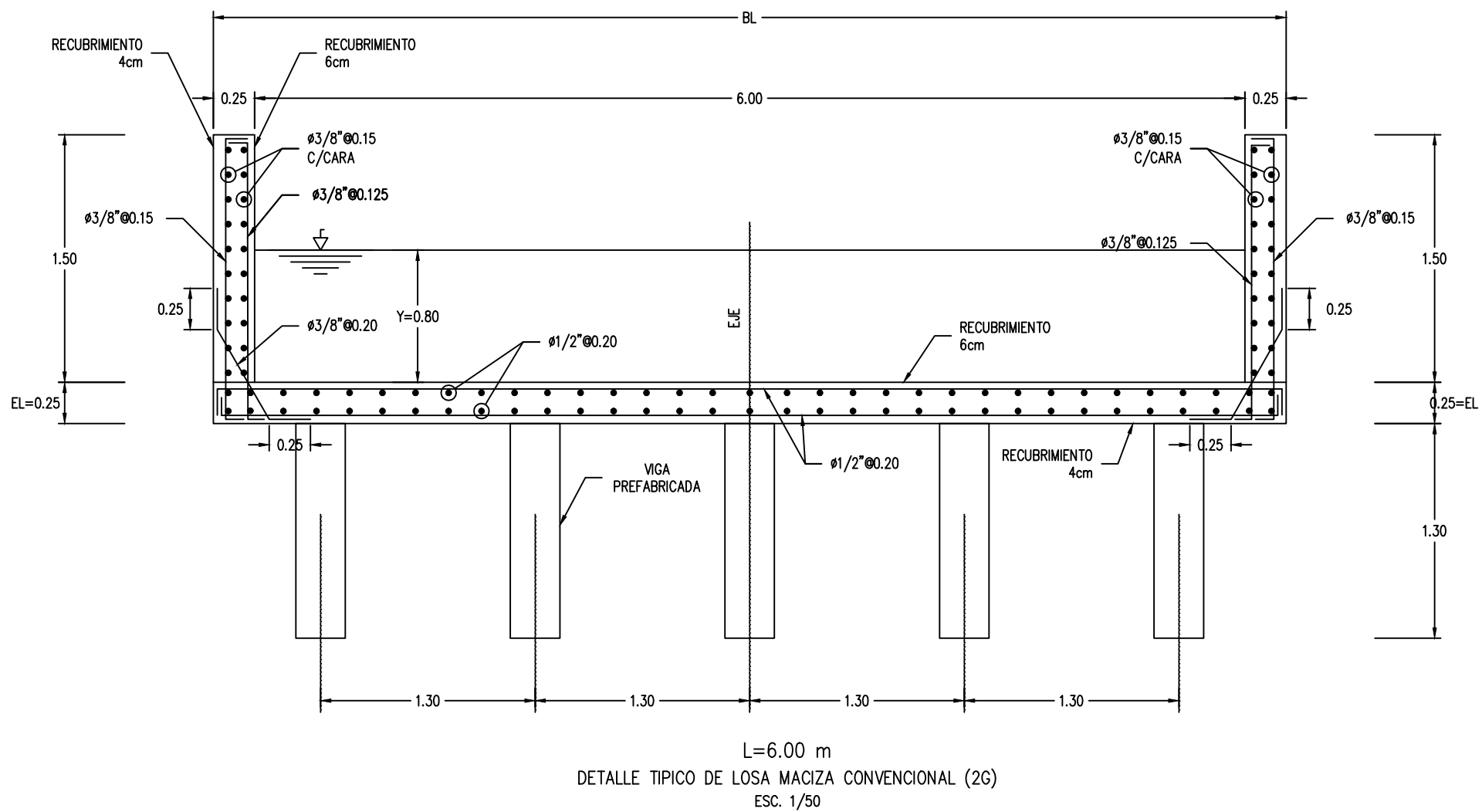
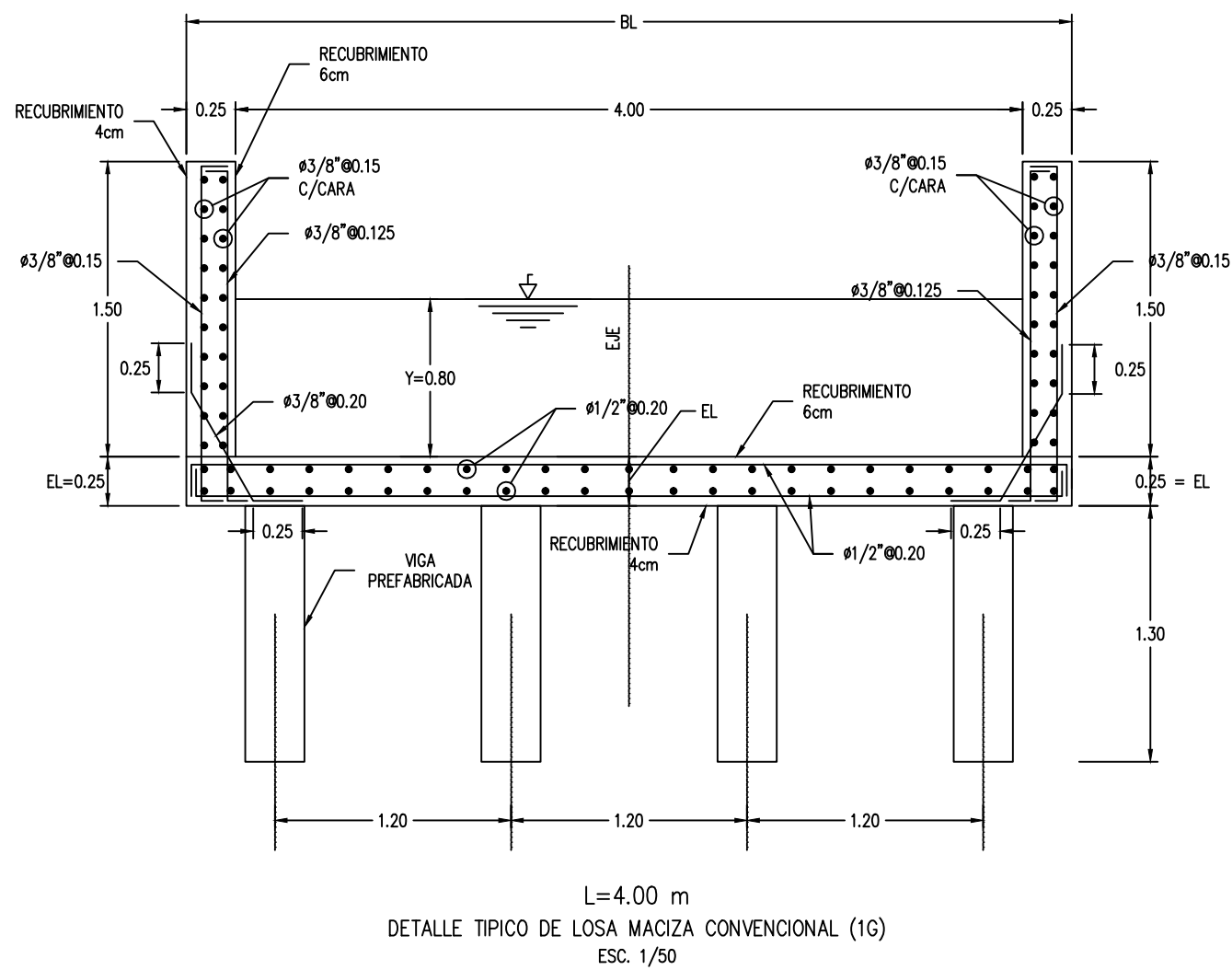
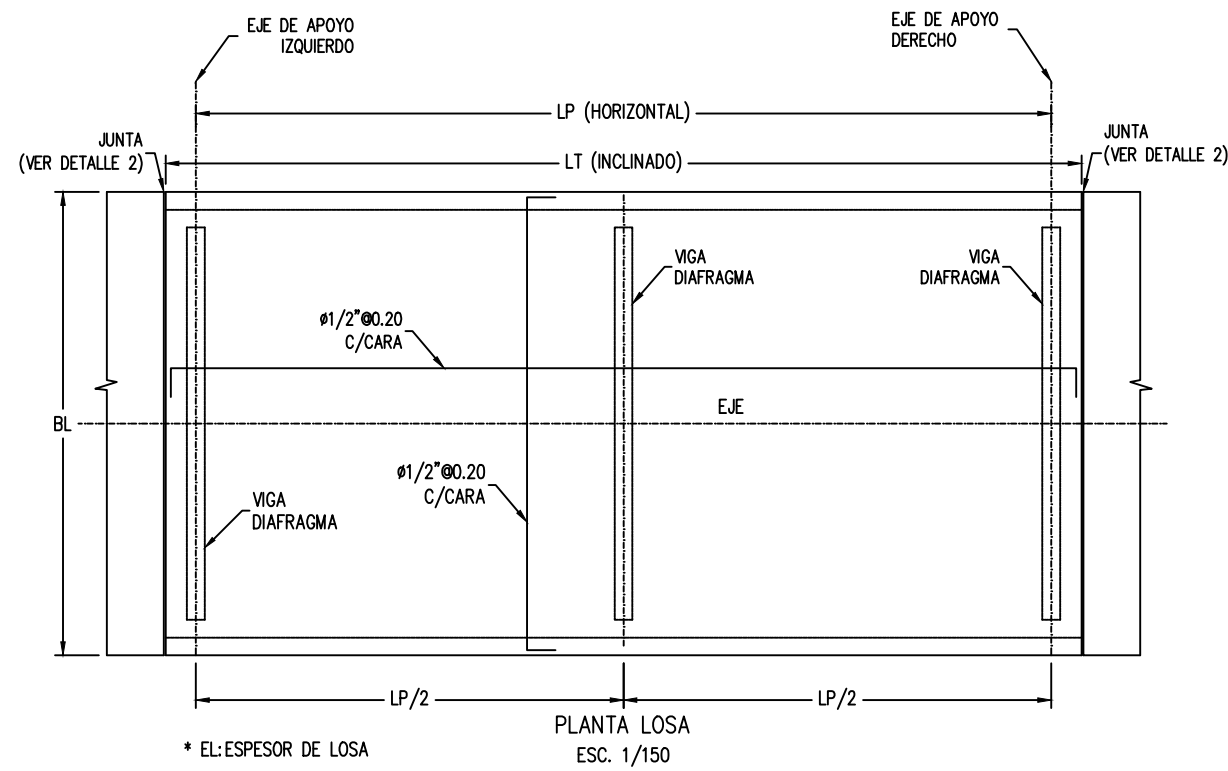
HV: ALTURA DE VIGA

VISTA LATERAL

DETALLE DE ALMOHADILLA SUPERIOR

DETALLE 1
ESC. 1/25





CUADRO DE LOSAS Y PARAPETO LATERAL								
NOMBRE	LOSA	TIPO	BL(m)	LT(m)	LP(m)	EL(m)	REFUERZO LONGITUDINAL	REFUERZO TRANSVERSAL
CANOA 1		3G	10.50	17.30	16.45	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 2		4G	15.50	16.50	15.65	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 3		4G	15.50	17.00	16.15	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 4		4G	15.50	17.00	16.15	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 5		3G	10.50	16.50	15.65	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 6		2G	6.50	17.00	16.15	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 7		2G	6.50	17.00	16.15	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 8		2G	6.50	17.00	16.15	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 9		3G	10.50	16.50	15.65	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 10		2G	6.50	17.00	16.15	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 11		2G	6.50	17.30	16.45	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 12		1G	4.50	16.50	15.65	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 13		2G	6.50	16.50	15.65	0.25	Ver detalle	Ver detalle

GANCHOS DE LOS ESTRIBOS

Ø	L1(mm)	L2(mm)	r(mm)
3/8"	80	80	29
1/2"	105	105	39
5/8"	130	130	48
3/4"	155	155	58
1"	205	205	77

NOTA:
ESTAS DISTANCIAS SON LAS
MÍNIMAS PERMITIDAS.

#	Ø	D (cm.)	A (cm.)	ldh (cm.)
3	3/8"	6	20	25
4	1/2"	7.5	25	30
5	5/8"	10	30	35
6	3/4"	11.5	35	45
8	1"	15.5	40	60

GANCHO 90°

TRASLAP "E" PARA LOSAS,
MUROS Y CIMENTACIÓN

NOTAS:

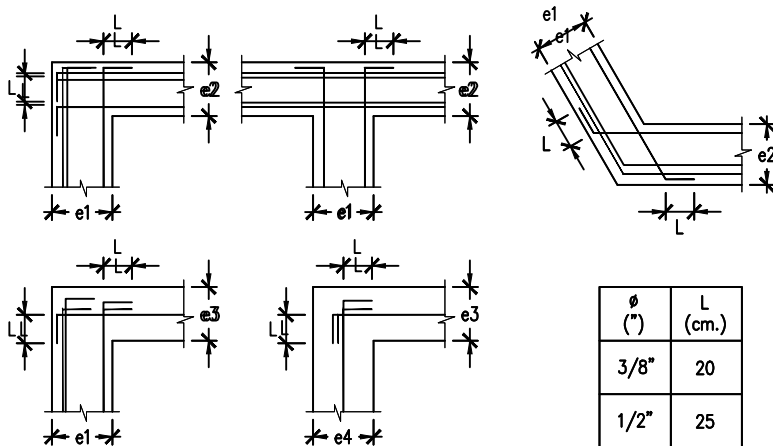
- 1- NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA SECCIÓN.
- 2- EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- 3- RELACIÓN AGUA/CEMENTO A/C NO MÁS DE A/C=0.45
- 4- TODAS LAS VIGAS TENDRÁN CONTRA FLECHA CF (VER DETALLE)
- 5- LOS GANCHOS DEL IZAJE SERÁN PROVISTOS POR EL FABRICANTE.
- 6- PARA UNIR CONCRETO DE PRIMERA ETAPA CON SEGUNDA ETAPA SE DEBERÁ USAR ADHESIVO EPOXÍCO O SIMILAR.
- 7- LOS PASES EN LAS VIGAS PREFABRICADAS PARA EL REFUERZO DE LAS VIGAS DIAFRAGMA, SERÁN 1/8" MAYOR AL DIÁMETRO DEL REFUERZO.
- 8- SE DEBERÁ TOMAR EN CUENTA TODAS LAS RECOMENDACIONES SEÑALADAS EN LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO.

VALORES DE "E" (mm)			
F'c Kg/cm2	210	280	350
Ø Refuerzo	RS	RS	RS
3/8"	450	450	450
1/2"	650	550	500
5/8"	750	650	600
3/4"	900	800	715
1"	1500	1300	1150

RS = REFUERZO

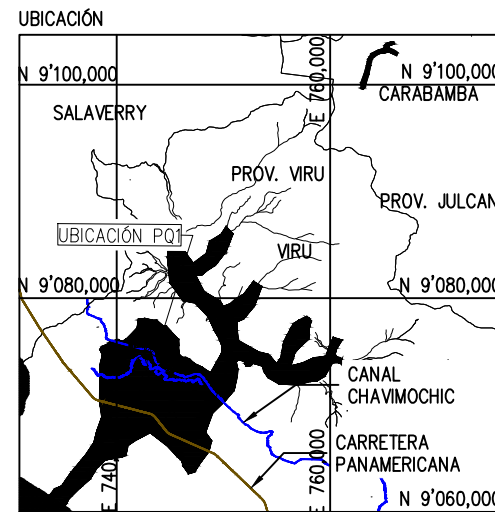
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

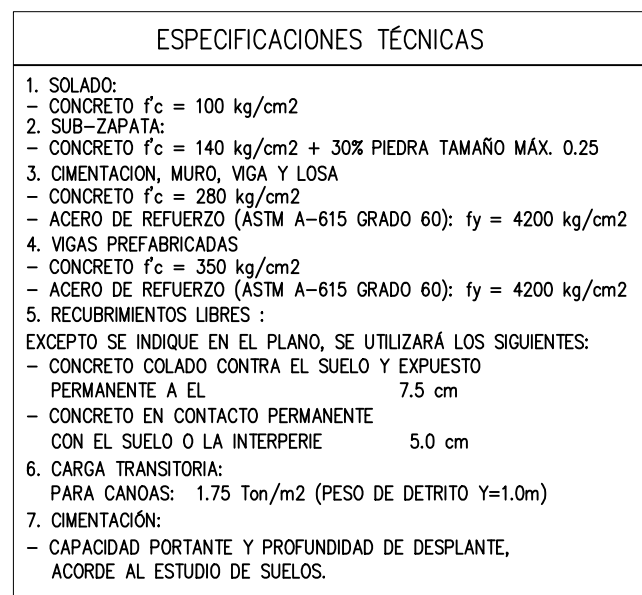
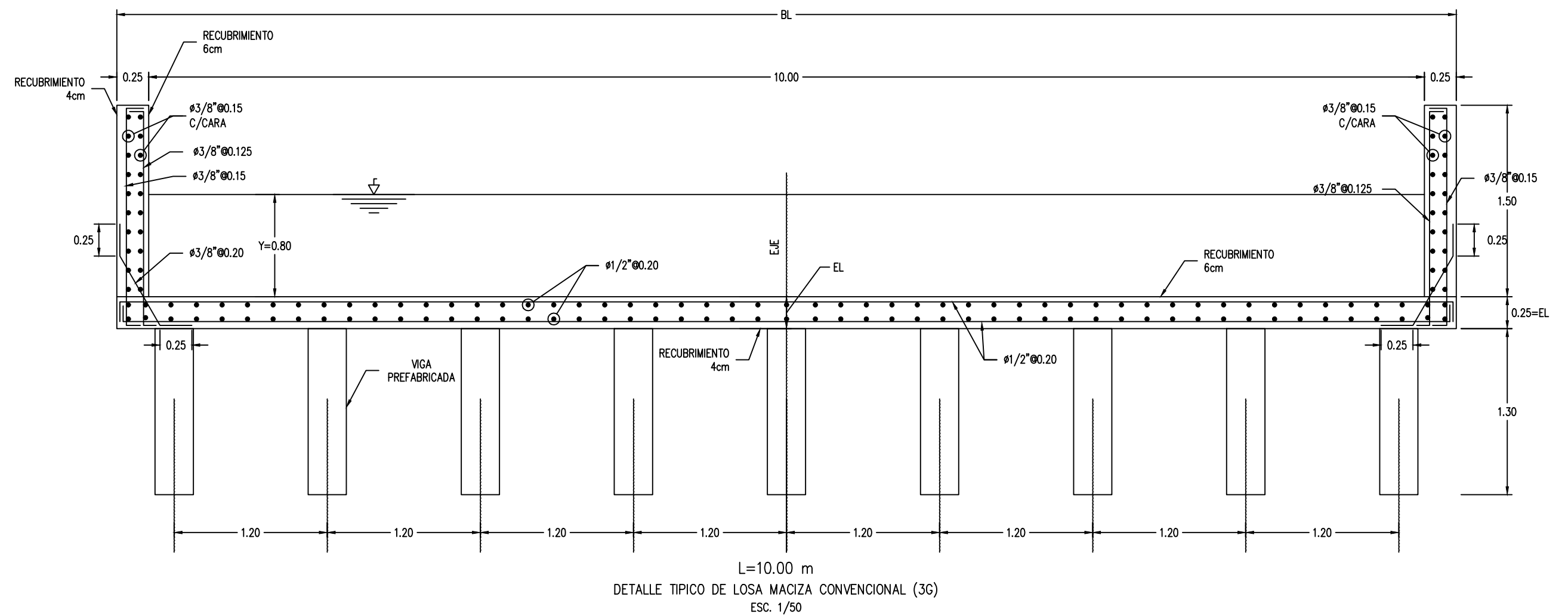
1. SOLADO:
- CONCRETO $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
2. SUB-ZAPATA:
- CONCRETO $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PIEDRA TAMAÑO MÁX. } 0.25$
3. CIMENTACIÓN, MURO, VIGA Y LOSA
- CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
4. VIGAS PREFABRICADAS
- CONCRETO $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
5. RECUBRIMIENTOS LIBRES :
EXCEPTO SE INDIQUE EN EL PLANO, SE UTILIZARÁ LOS SIGUIENTES:
- CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL 7.5 cm
- CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE 5.0 cm
6. CARGA TRANSITORIA:
PARA CANOAS: 1.75 Ton/m2 (PESO DE DETRITO $Y=1.0\text{m}$)
7. CIMENTACIÓN:
- CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.



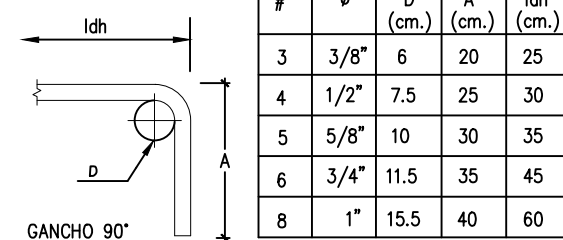
DETALLE DE ENCUENTRO CON MUROS
(VISTA EN PLANTA)

* SOLO SE MUESTRA REFUERZO HORIZONTAL, PARA REFUERZO VERTICAL VER DETALLE EN SECCIÓN DE MURO





CUADRO DE LOSAS Y PARAPETO LATERAL								
NOMBRE	LOSA	TIPO	BL(m)	LT(m)	LP(m)	EL(m)	REFUERZO LONGITUDINAL	REFUERZO TRANSVERSAL
CANOA 1		3G	10.50	17.30	16.45	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 2		4G	15.50	16.50	15.65	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 3		4G	15.50	17.00	16.15	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 4		4G	15.50	17.00	16.15	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 5		3G	10.50	16.50	15.65	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 6		2G	6.50	17.00	16.15	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 7		2G	6.50	17.00	16.15	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 8		2G	6.50	17.00	16.15	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 9		3G	10.50	16.50	15.65	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 10		2G	6.50	17.00	16.15	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 11		2G	6.50	17.30	16.45	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 12		1G	4.50	16.50	15.65	0.25	Ver detalle	Ver detalle
CANOA 13		2G	6.50	16.50	15.65	0.25	Ver detalle	Ver detalle



Ø	L1(mm)	L2(mm)	r(mm)
3/8"	80	80	29
1/2"	105	105	39
5/8"	130	130	48
3/4"	155	155	58
1"	205	205	77

NOTA:
ESTAS DISTANCIAS SON LAS
MÍNIMAS PERMITIDAS.

NOTA:

- 1- RELACIÓN AGUA/CEMENTO A/C NO MÁS DE $A/C=0.45$
- 2- TODAS LAS VIGAS TENDRÁN CONTRA FLECHA CF (VER DETALLE)
- 3- LOS GANCHOS DEL IZAJE SERÁN PROVISTOS POR EL FABRICANTE.
- 4- PARA UNIR CONCRETO DE PRIMERA ETAPA CON SEGUNDA ETAPA SE DEBERÁ USAR ADHESIVO EPÓXICO O SIMILAR.
- 5- LOS PASES EN LAS VIGAS PREFABRICADAS PARA EL REFUERZO DE LAS VIGAS DIAFRAGMA, SERÁN 1/8" MAYOR AL DIÁMETRO DEL REFUERZO.
- 6- SE DEBERÁ TOMAR EN CUENTA TODAS LAS RECOMENDACIONES SEÑALADAS EN LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO.

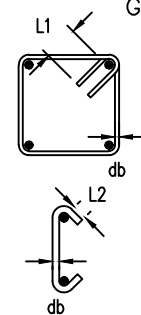
TRASLAPPE "E" PARA LOSAS, MUROS Y CIMENTACIÓN

NOTAS:

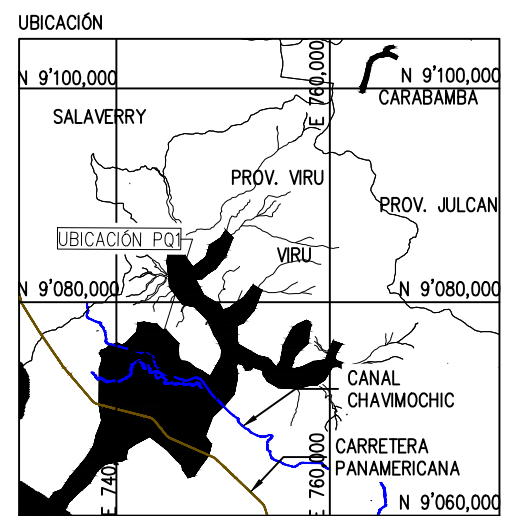
1. NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA SECCIÓN.
2. EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

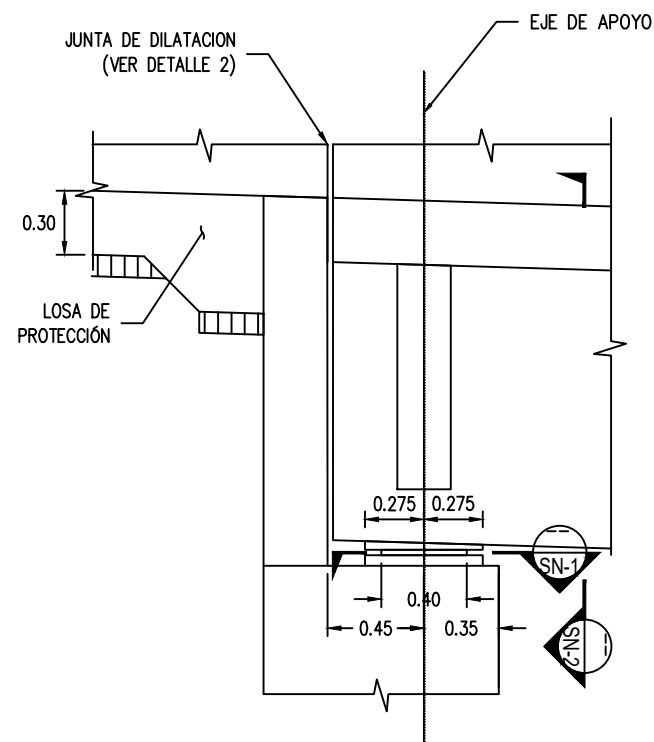
VALORES DE "E" (mm)			
F ^c Kg/cm2	210	280	350
Refuerzo Ø	RS	RS	RS
3/8"	450	450	450
1/2"	650	550	500
5/8"	750	650	600
3/4"	900	800	715
1"	1500	1300	1150

RS = REFUERZO

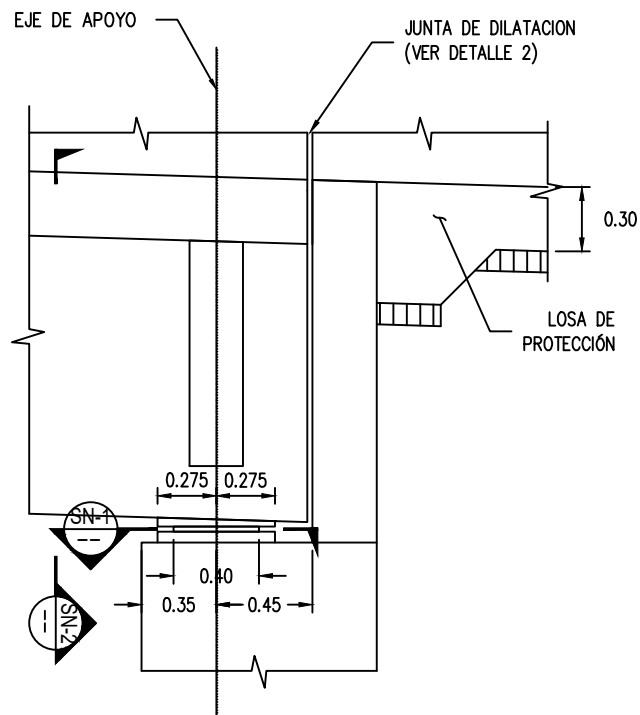


GANCHOS DE LOS ESTRIBOS

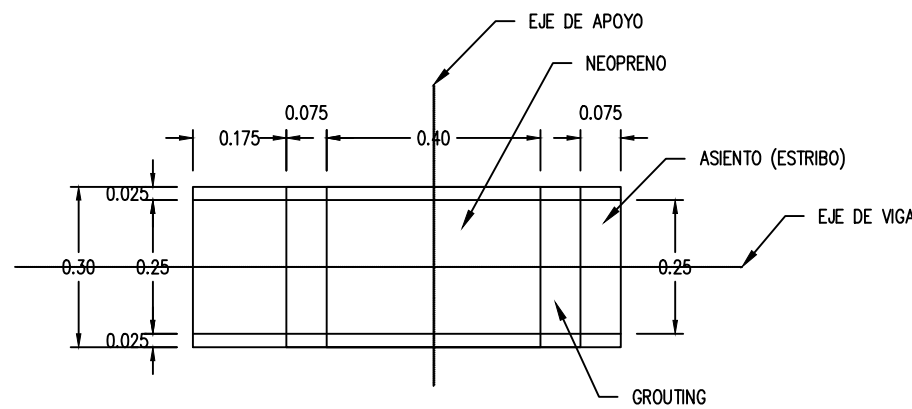




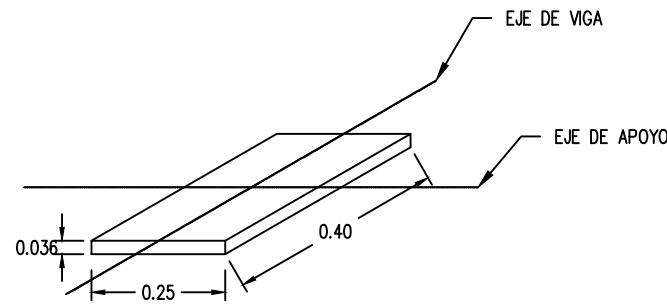
DETALLE DE APOYO IZQUIERDO
ESC. 1/50



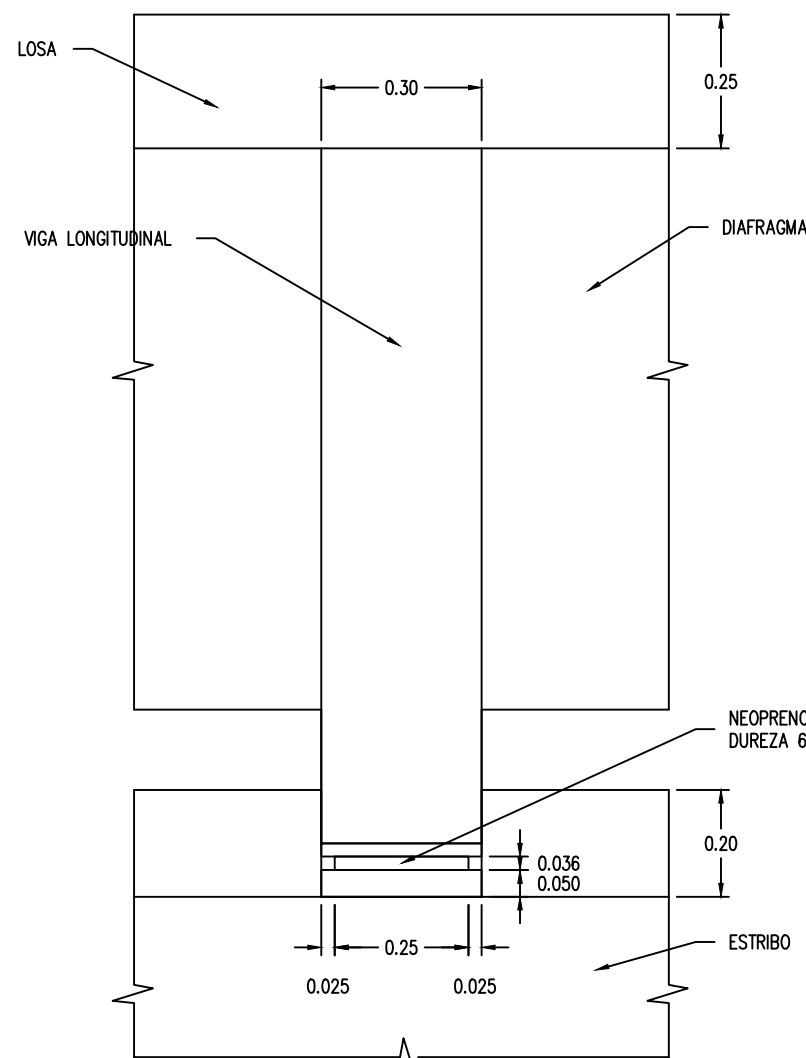
DETALLE DE APOYO DERECHO
ESC. 1/50



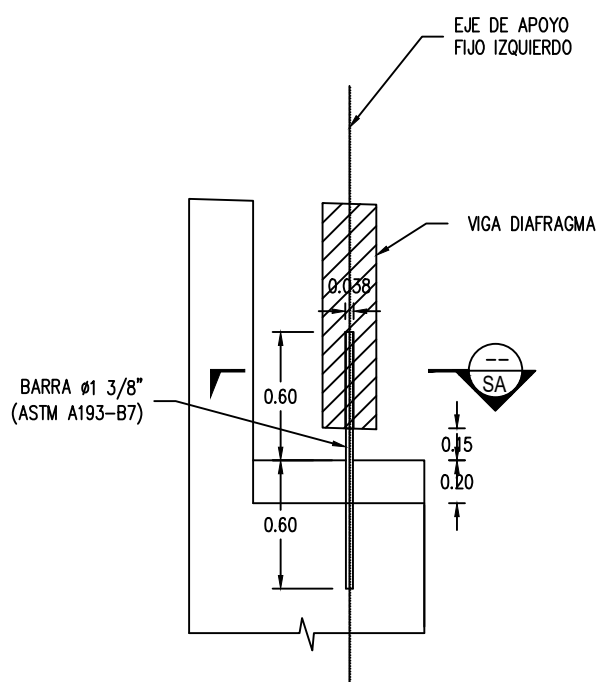
SECCIÓN SN-1 (Planta)
ESC. 1/20



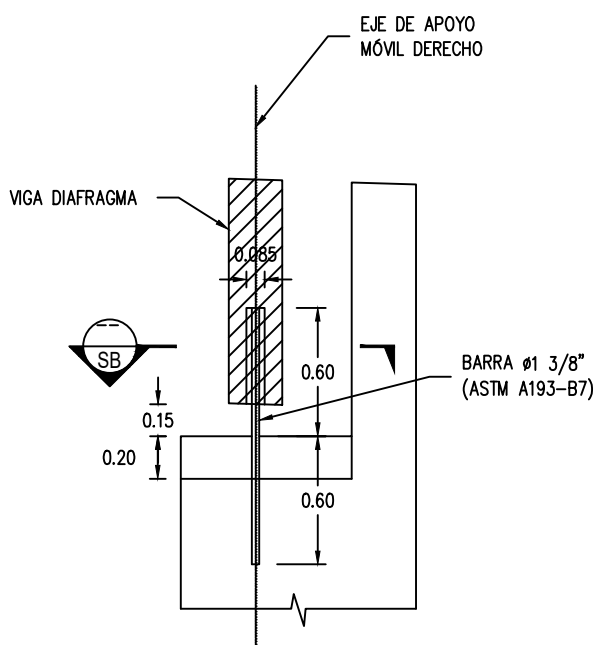
NEOPRENO DUREZA 60
ESC. 1/20



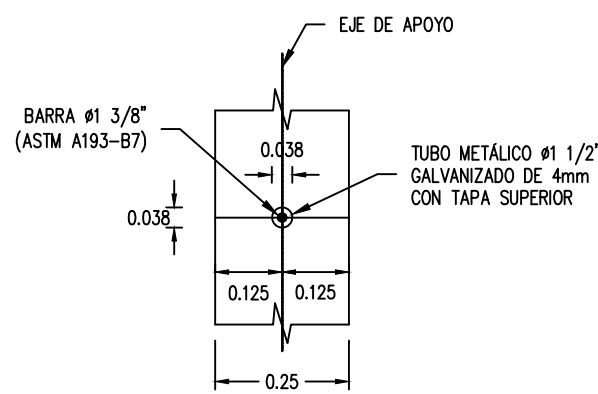
SECCIÓN SN-2 (Elevación)
ESC. 1/10



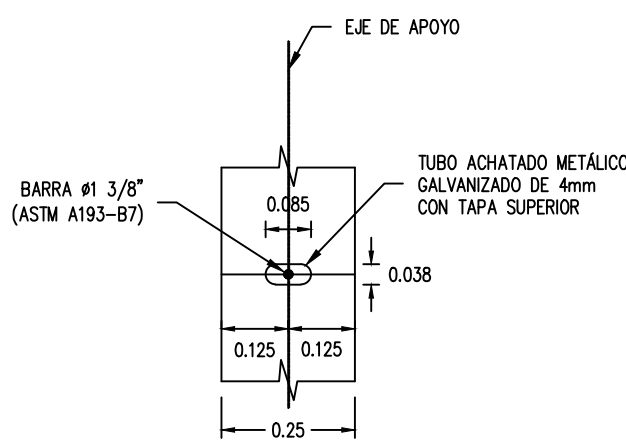
(APOYO FIJO – ELEVACION)
DETALLE DE ANCLAJE DE APOYO IZQUIERDO
ESC. 1/50



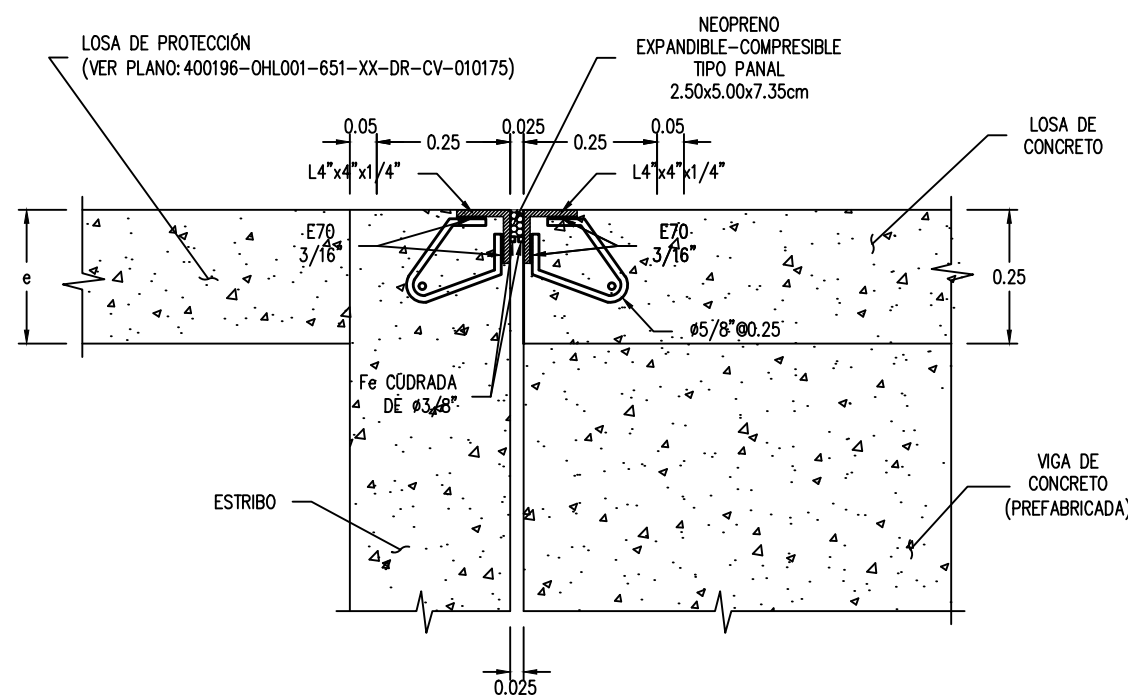
(APOYO MOVIL – ELEVACION)
DETALLE DE ANCLAJE DE APOYO DERECHO
ESC. 1/50



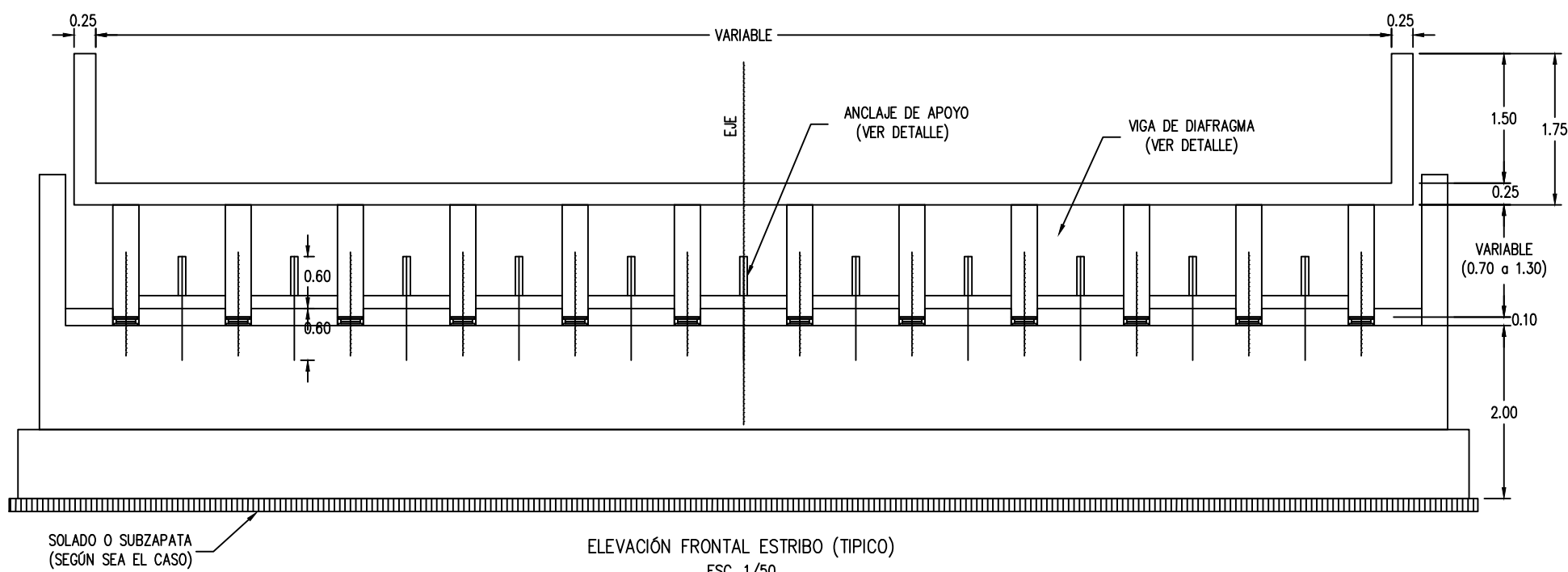
SECCIÓN SA (Planta)
ESC. 1/20



SECCIÓN SB (Planta)
ESC. 1/20



JUNTA DE DILATACION
DETALLE 2
ESC. 1/20

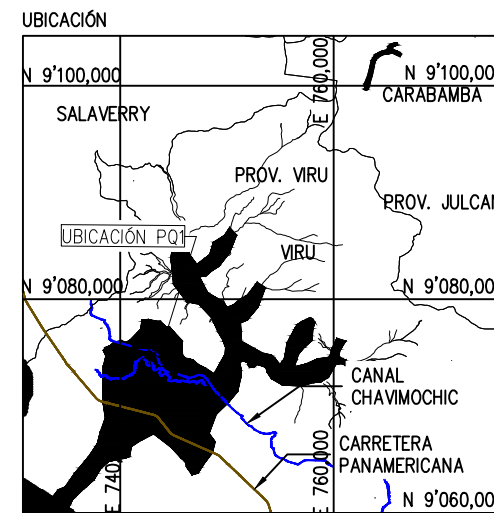


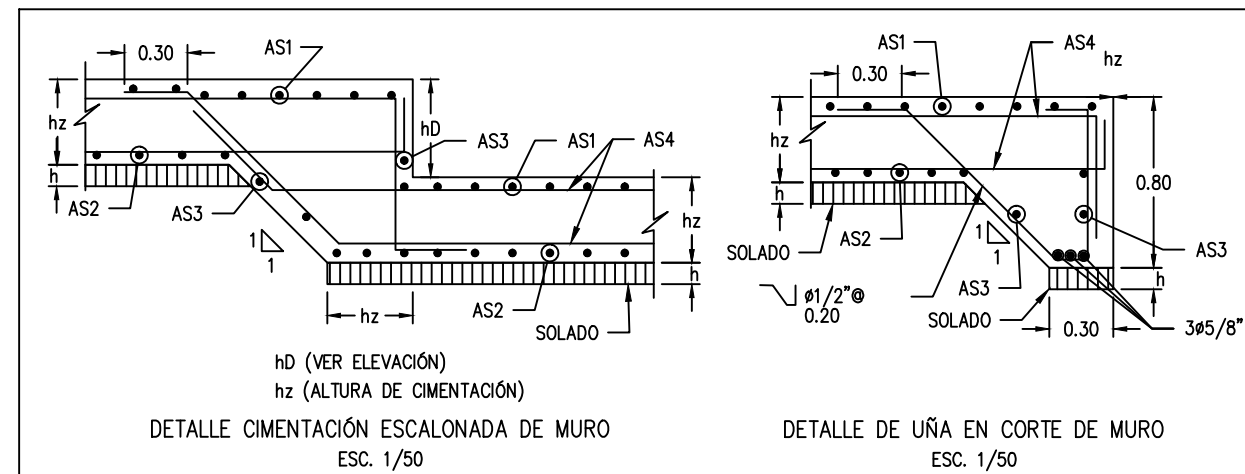
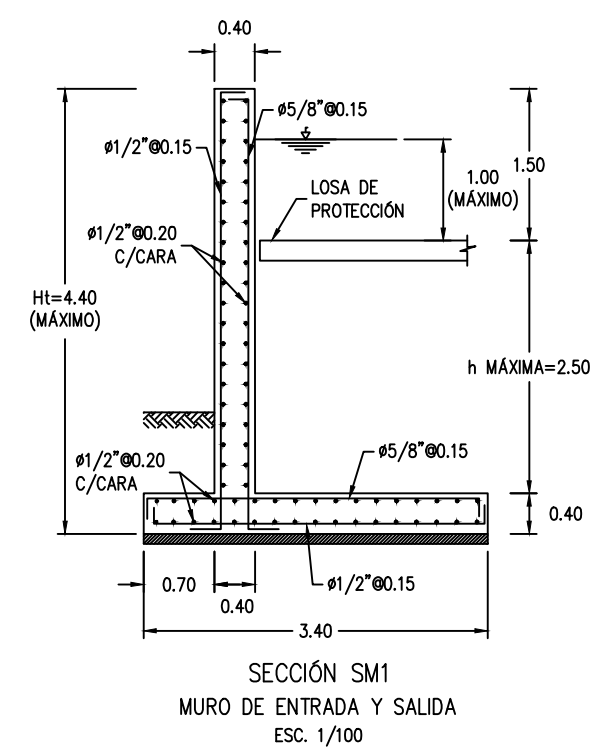
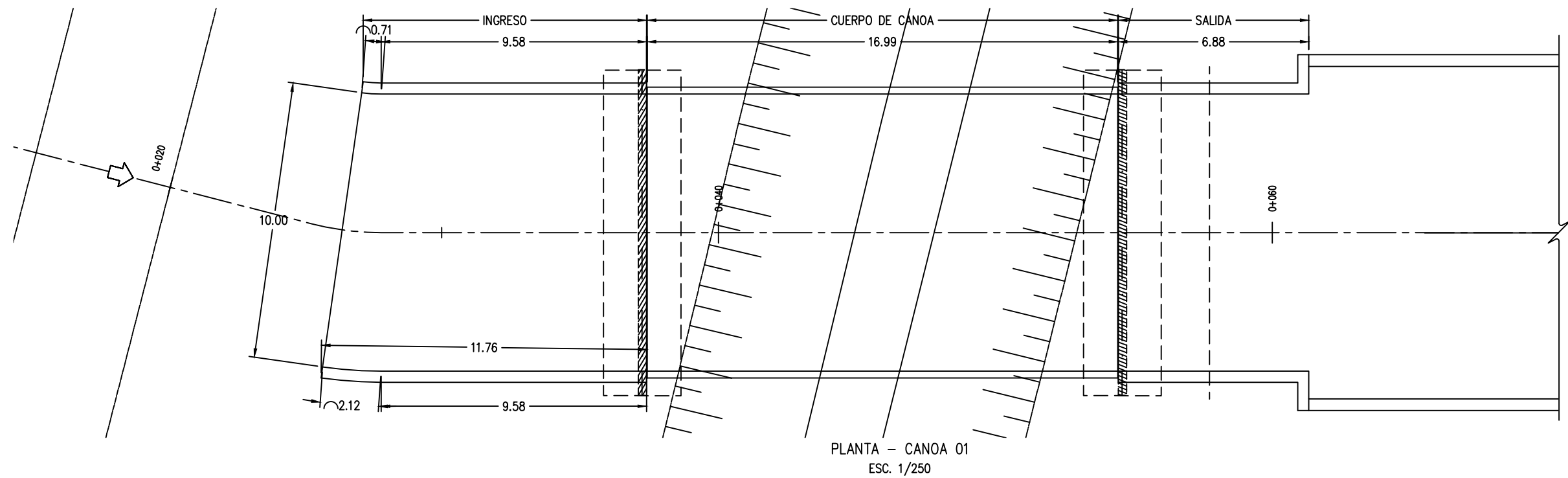
ELEVACIÓN FRONTAL ESTRIBO (TÍPICO)
ESC. 1/50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

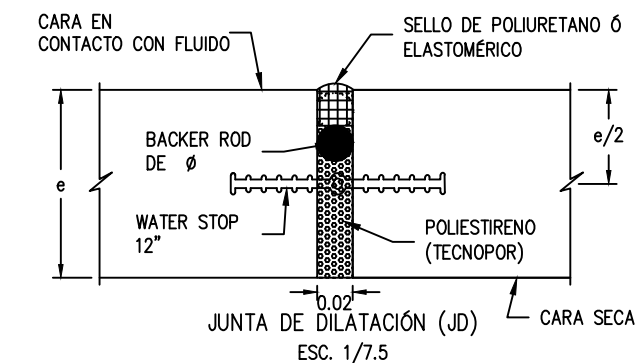
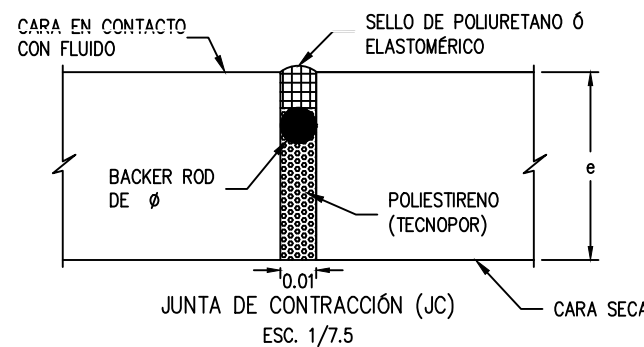
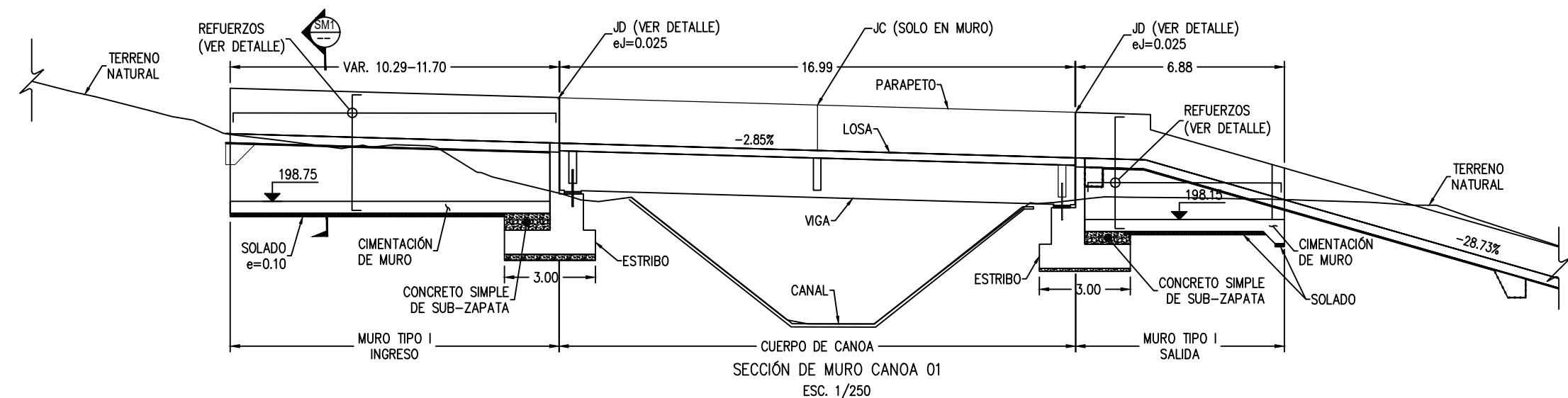
- SOLADO:
- CONCRETO $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$
- SUB-ZAPATA:
- CONCRETO $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PIEDRA TAMAÑO MÁX. } 0.25$
- CIMENTACION, MURO, VIGA Y LOSA
- CONCRETO $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- VIGAS PREFABRICADAS
- CONCRETO $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- RECUBRIMIENTOS LIBRES :
EXCEPTO SE INDIQUE EN EL PLANO, SE UTILIZARÁ LOS SIGUIENTES:
- CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL 7.5 cm
- CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE 5.0 cm
- CARGA TRANSITORIA:
PARA CANOAS: 1.75 Ton/m2 (PESO DE DETRITO $\gamma=1.0\text{m}$)
- CIMENTACIÓN:
- CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.

- NOTA:
- 1- RELACIÓN AGUA/CEMENTO A/C NO MÁS DE $A/C=0.45$
 - 2- TODAS LAS VIGAS TENDRÁN CONTRA FLECHA CF (VER DETALLE)
 - 3- LOS GANCHOS DEL IZAJE SERÁN PROVISITOS POR EL FABRICANTE.
 - 4- PARA UNIR CONCRETO DE PRIMERA ETAPA CON SEGUNDA ETAPA SE DEBERÁ USAR ADHESIVO EPOXICO O SIMILAR.
 - 5- LOS PASES EN LAS VIGAS PREFABRICADAS PARA EL REFUERZO DE LAS VIGAS DIAFRAGMA, SERÁN $1/8"$ MAYOR AL DIÁMETRO DEL REFUERZO.
 - 6- SE DEBERÁ TOMAR EN CUENTA TODAS LAS RECOMENDACIONES SEÑALADAS EN LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO.



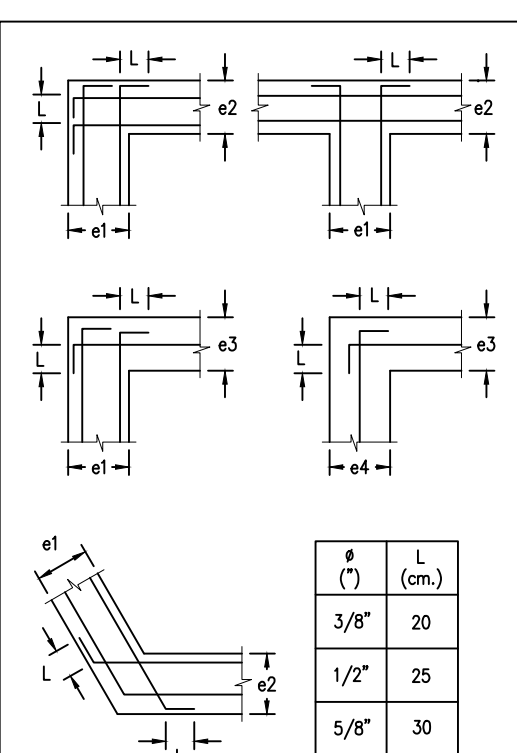


CUADRO DE REFUERZO EN DETALLE ESCALONADO Y UÑA					
ESTRUCTURA	AS1	AS2	AS3	AS4	h (m)
MURO TIPO I	Ø5/8"@0.15	Ø1/2"@0.15	Ø5/8"	Ø1/2"@0.20	0.1



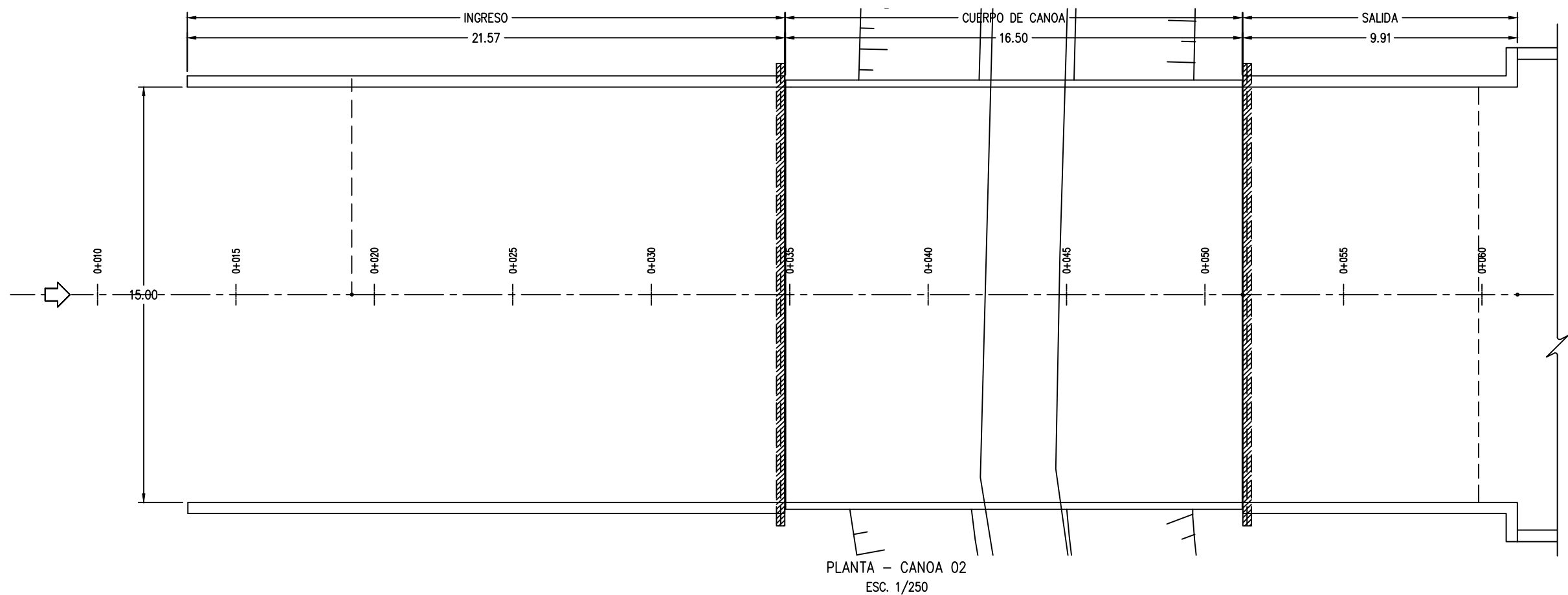
BACKER ROD	
eJ (m)	(φ)
0.01	1/2"
0.02	1"
0.025	1 1/2"

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**
- SOLADO:
 - CONCRETO $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$
 - SUB-ZAPATA:
 - CONCRETO $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PIEDRA TAMAÑO MÁX. } 0.25$
 - CIMENTACIÓN, MURO, VIGA Y LOSA:
 - CONCRETO $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - VIGAS PREFABRICADAS:
 - CONCRETO $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - RECUBRIMIENTOS LIBRES:
 - EXCEPTO SE INDIQUE EN EL PLANO, SE UTILIZARÁ LOS SIGUIENTES:
 - CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL: 7.5 cm
 - CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE: 5.0 cm
 - CARGA TRANSITORIA:
 - PARA CANOAS: 1.75 Ton/m² (PESO DE DETRITO $\gamma = 1.0 \text{ m}$)
 - CIMENTACIÓN:
 - CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.



φ (")	L (cm.)
3/8"	20
1/2"	25
5/8"	30

*SOLO SE MUESTRA REFUERZO HORIZONTAL, PARA REFUERZO VERTICAL VER DETALLE EN SECCIÓN DE MURO



NOTA:

- $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (mínimo).
- RELACION AGUA/CEMENTO A/C NO MÁS DE $A/C = 0.45$
- h: ALTURA DE SOLADO (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN)
- Hsb: ALTURA DE SUBZAPATA (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN)
- NIC: NIVEL DE CORONA DE CANAL EXISTENTE.
- DI: PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (VER SECCIÓN DE MURO)
- SE DEBERÁ TOMAR EN CUENTA TODAS LAS RECOMENDACIONES SEÑALADAS EN LOS ESTUDIOS GEOLOGICO-GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO.
- EL ESPESOR DE LA JUNTA DE DILATACIÓN (JD) SERÁ: $eJ = 0.02 \text{ m}$, CUANDO NO SE INDIQUE EN EL PLANO.

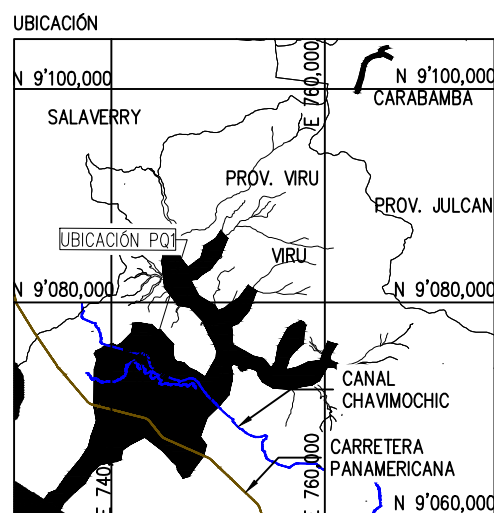
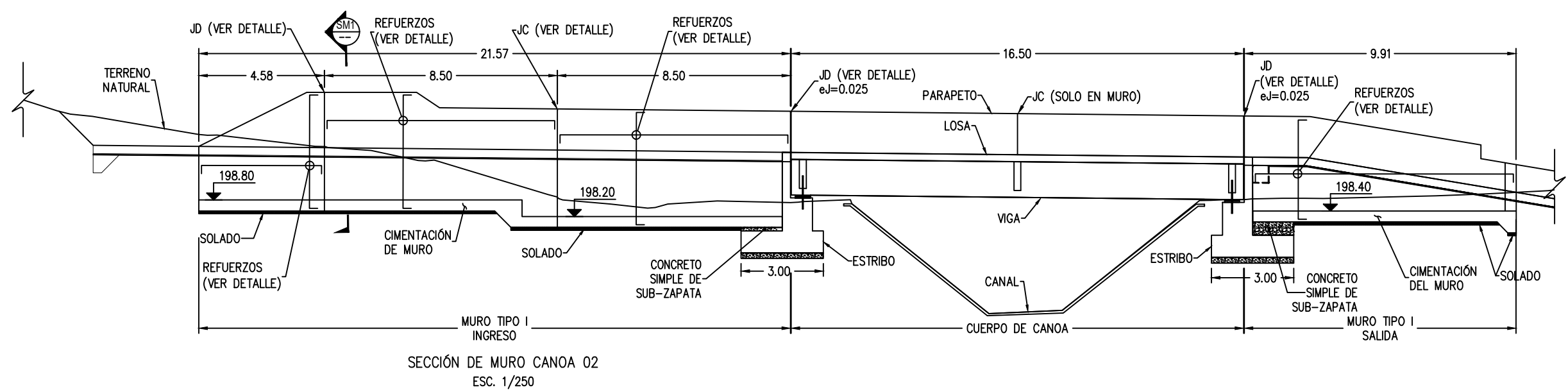
TRASLAPE "E" PARA LOSAS, MUROS Y CIMENTACIÓN

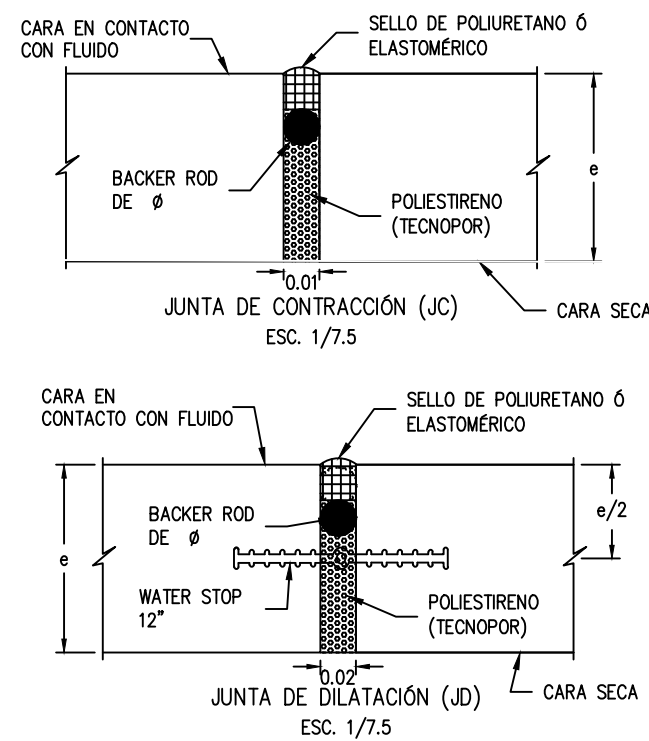
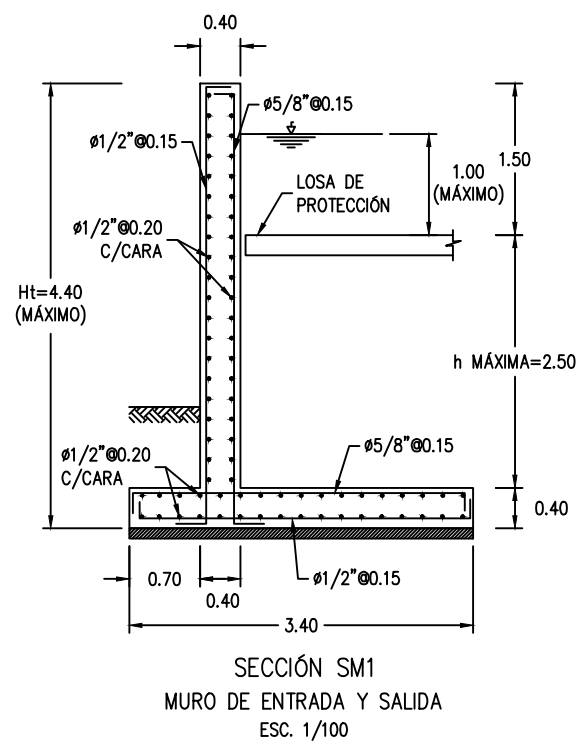
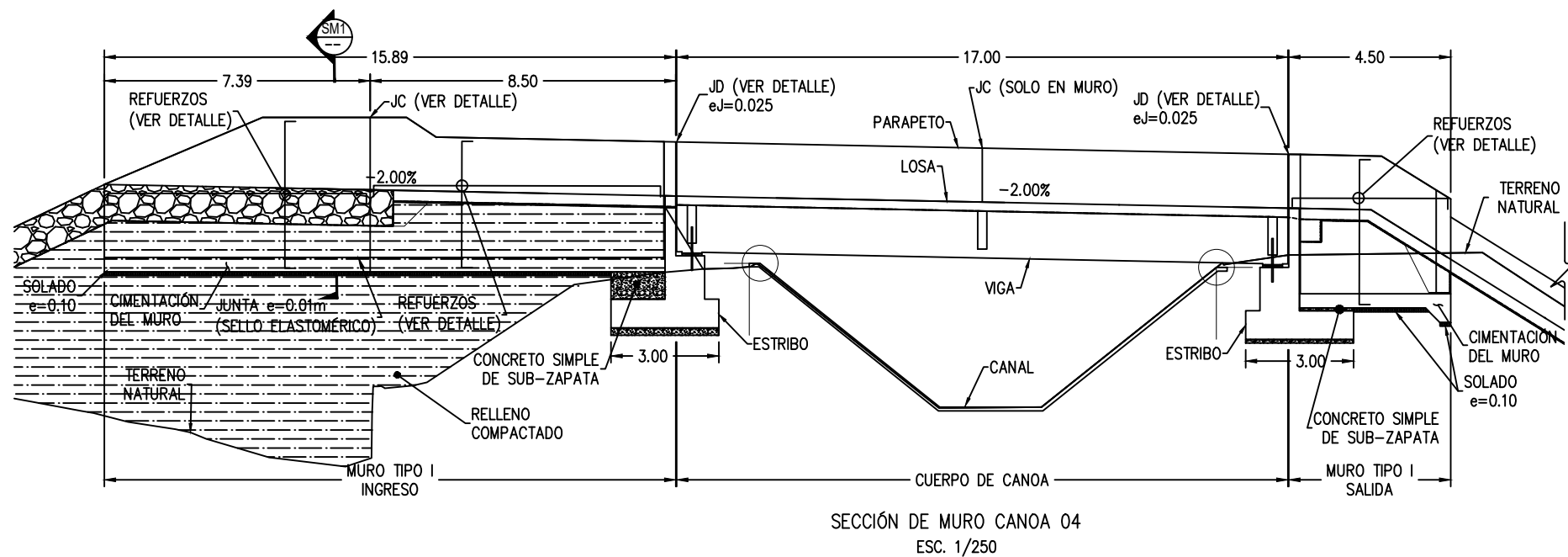
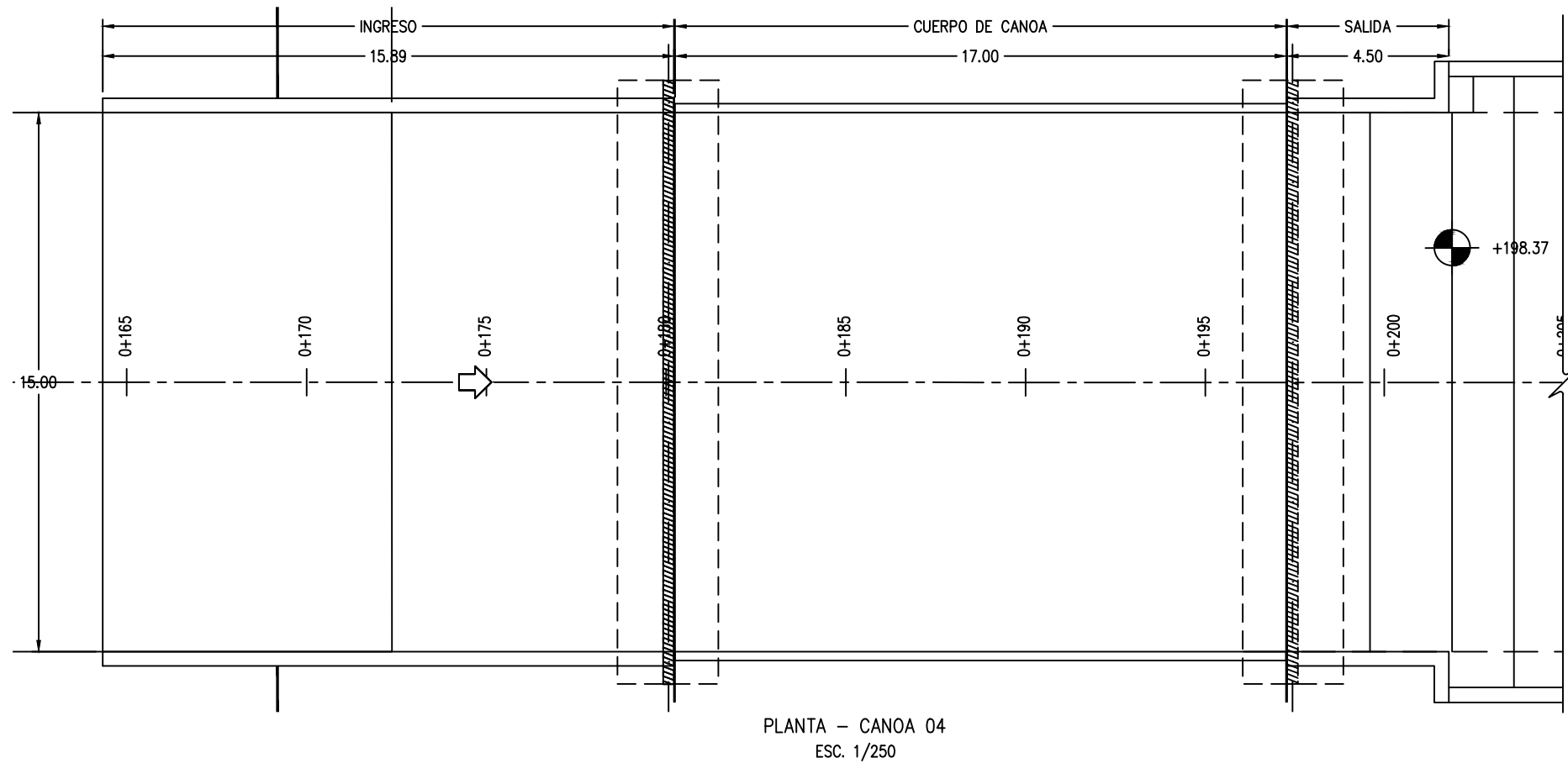
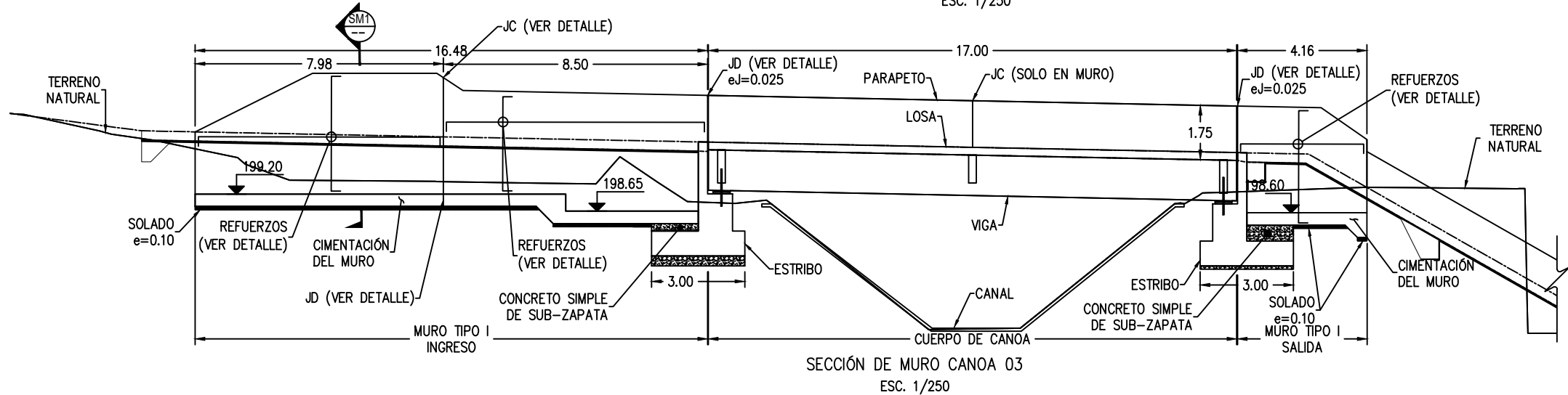
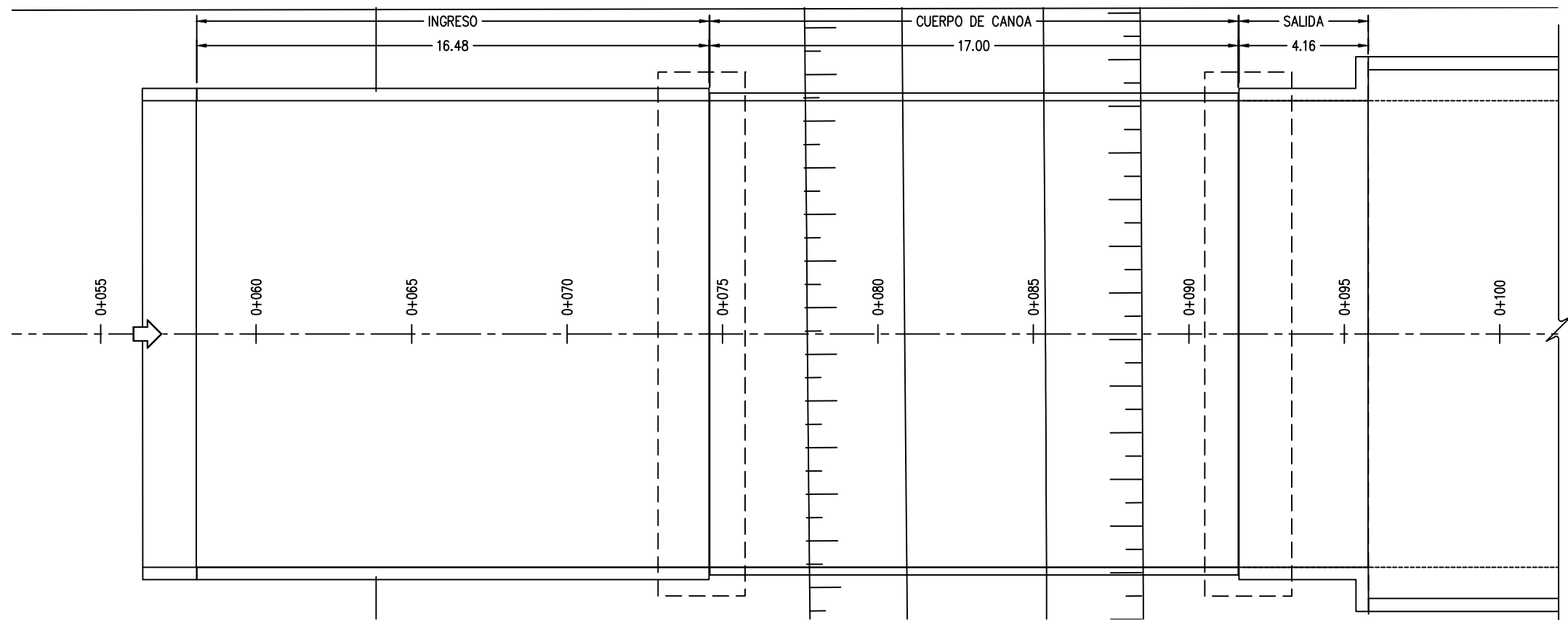
NOTAS:

- NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA SECCIÓN.
- EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

VALORES DE "E" (mm)			
$F'c$ Kg/cm ²	210	280	350
Refuerzo φ	RS	RS	RS
3/8"	450	450	450
1/2"	650	550	500
5/8"	750	650	600
3/4"	900	800	715
1"	1500	1300	1150

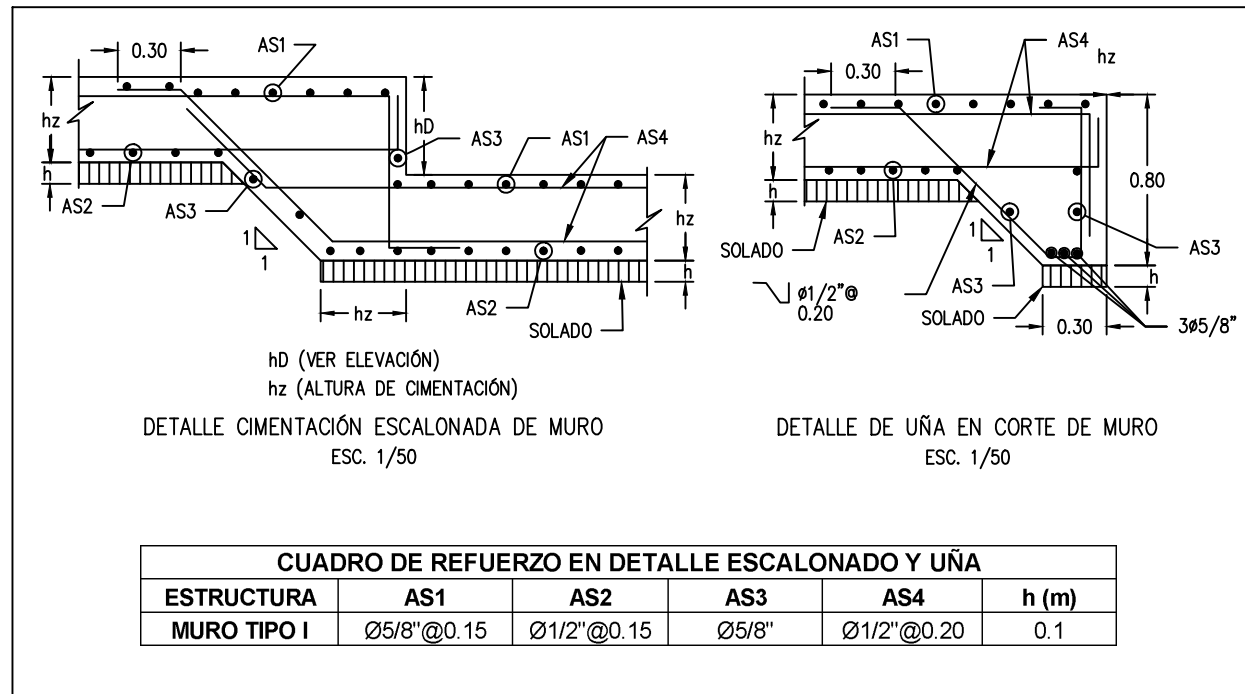
RS = REFUERZO





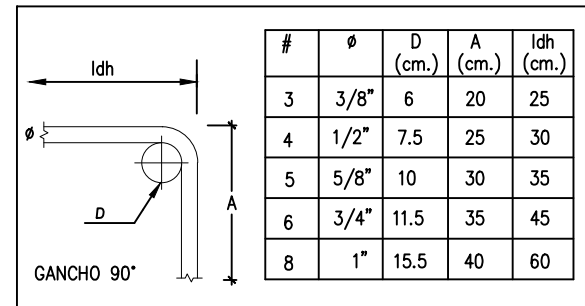
BACKER ROD	
eJ (m)	(φ)
0.01	1/2"
0.02	1"
0.025	1 1/2"

NOTA:
 1- F'C= 280 kg/cm² (mínimo).
 2- RELACIÓN AGUA/CEMENTO A/C NO MÁS DE A/C=0.45
 3- h: ALTURA DE SOLADO (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN)
 4- Hsb: ALTURA DE SUBZAPATA (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN).
 5- NIC: NIVEL DE CORONA DE CANAL EXISTENTE.
 6- Df: PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (VER SECCIÓN DE MURO).
 7- SE DEBERÁ TOMAR EN CUENTA TODAS LAS RECOMENDACIONES SEÑALADAS EN LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO.
 8- EL ESPESOR DE LA JUNTA DE DILATACIÓN (JD) SERÁ: eJ=0.02m, CUANDO NO SE INDIQUE EN EL PLANO.

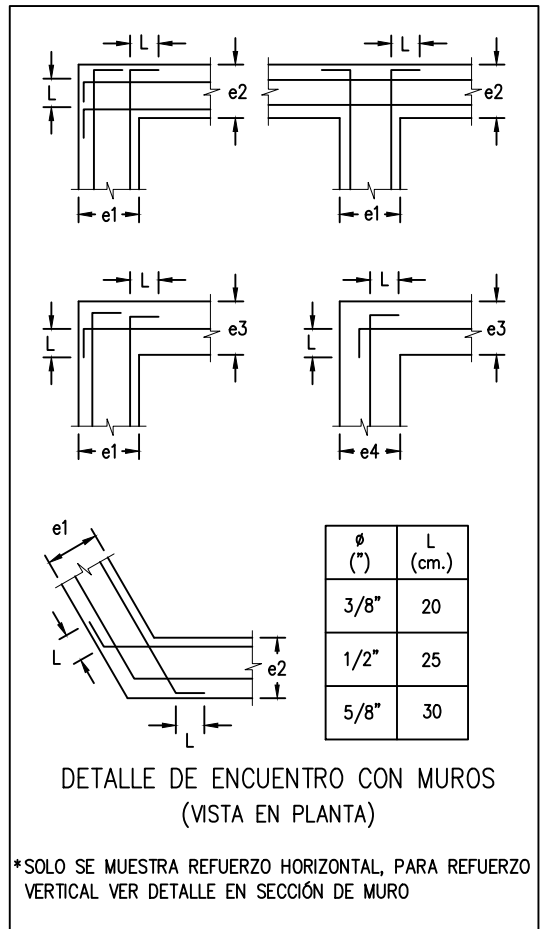


CUADRO DE REFUERZO EN DETALLE ESCALONADO Y UÑA					
ESTRUCTURA	AS1	AS2	AS3	AS4	h (m)
MURO TIPO I	Ø5/8"@0.15	Ø1/2"@0.15	Ø5/8"	Ø1/2"@0.20	0.1

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
- SOLADO:
- CONCRETO f'c = 100 kg/cm²
 - SUB-ZAPATA:
- CONCRETO f'c = 140 kg/cm² + 30% PIEDRA TAMAÑO MÁX. 0.25
 - CIMENTACION, MURO, VIGA Y LOSA
- CONCRETO f'c = 280 kg/cm²
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): fy = 4200 kg/cm²
 - VIGAS PREFABRICADAS
- CONCRETO f'c = 350 kg/cm²
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): fy = 4200 kg/cm²
 - RECUBRIMIENTOS LIBRES :
EXCEPTO SE INDIQUE EN EL PLANO, SE UTILIZARÁ LOS SIGUIENTES:
- CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL 7.5 cm
- CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE 5.0 cm
 - CARGA TRANSITORIA:
PARA CANOAS: 1.75 Ton/m² (PESO DE DETRITO Y=1.0m)
 - CIMENTACIÓN:
- CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.



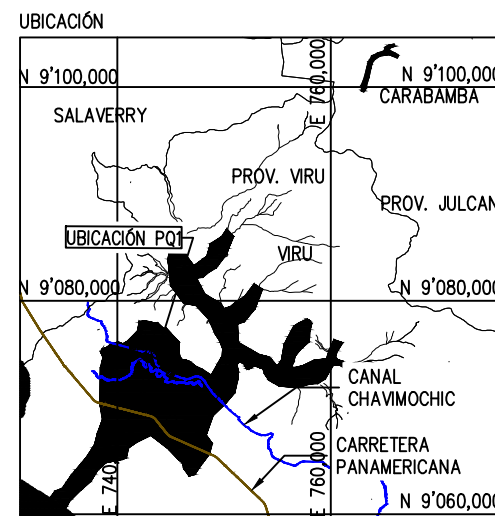
#	φ	D (cm.)	A (cm.)	Ldh (cm.)
3	3/8"	6	20	25
4	1/2"	7.5	25	30
5	5/8"	10	30	35
6	3/4"	11.5	35	45
8	1"	15.5	40	60

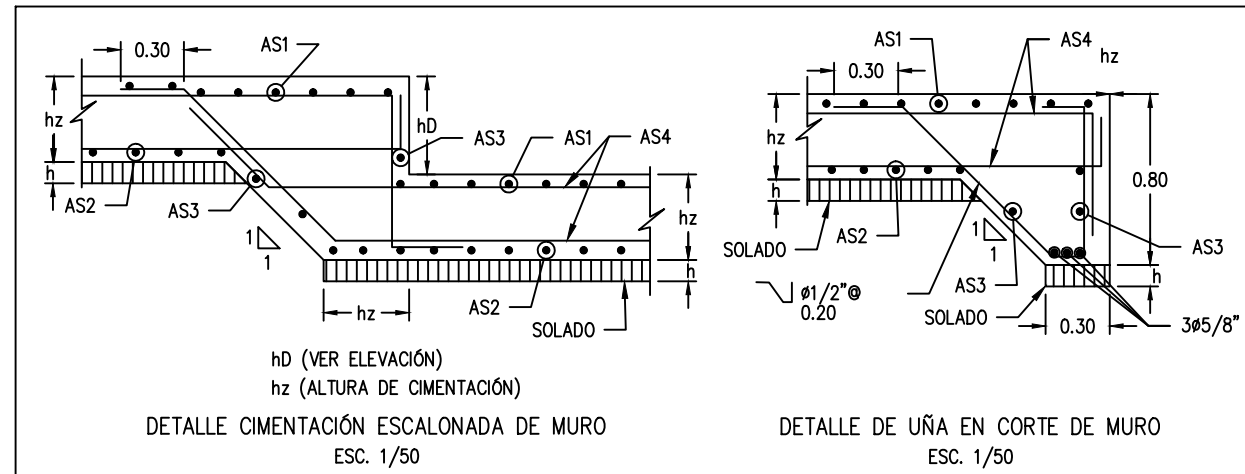
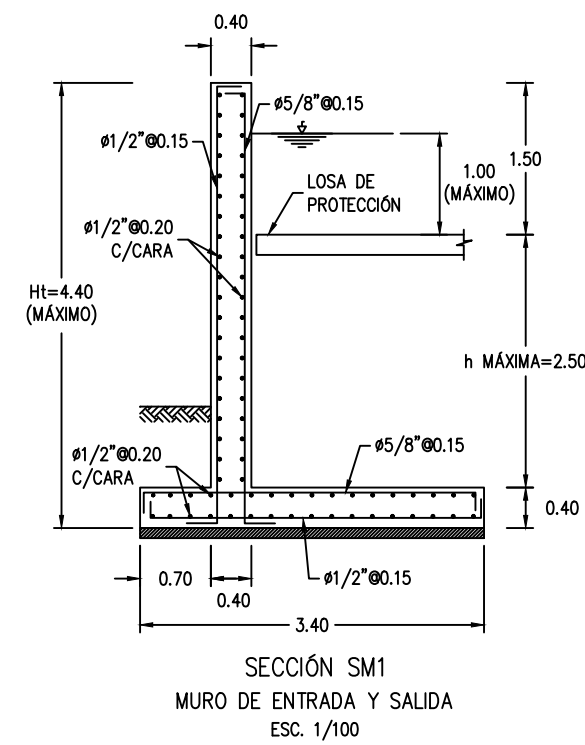
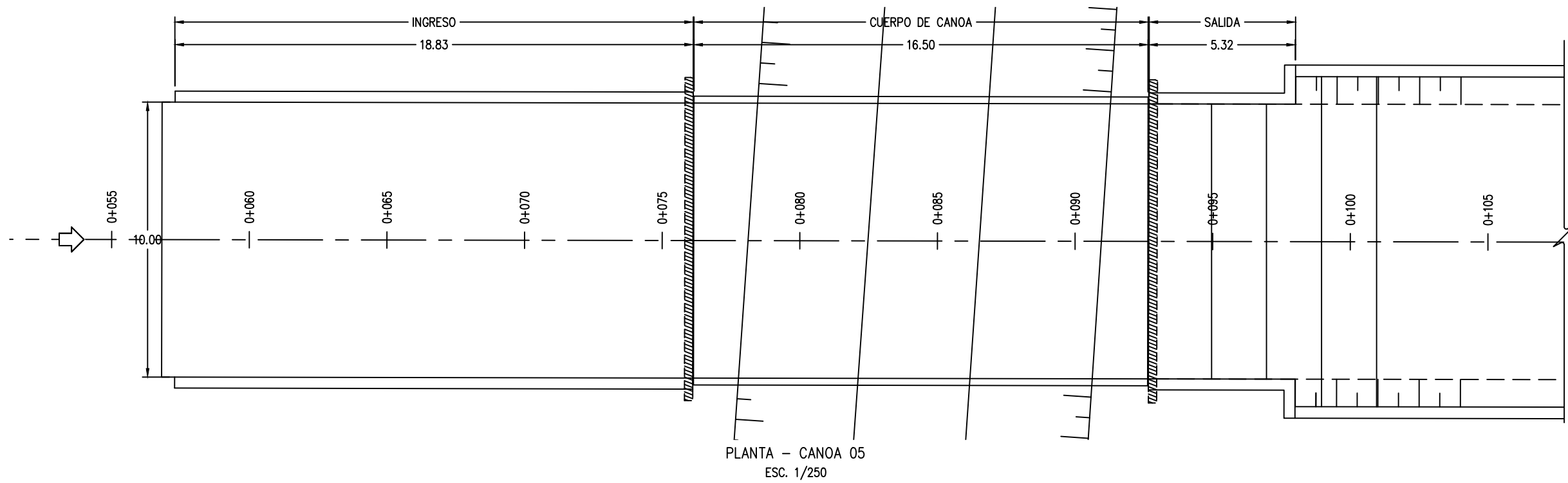


TRASLAP "E" PARA LOSAS, MUROS Y CIMENTACIÓN		VALORES DE "E" (mm)		
F'c Kg/cm ²	Refuerzo φ	210	280	350
3	3/8"	450	450	450
	1/2"	650	550	500
	5/8"	750	650	600
	3/4"	900	800	715
	1"	1500	1300	1150

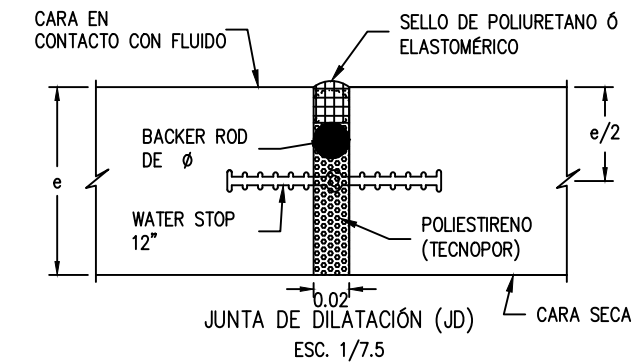
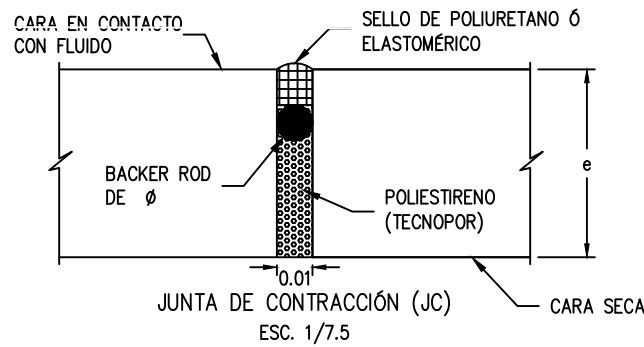
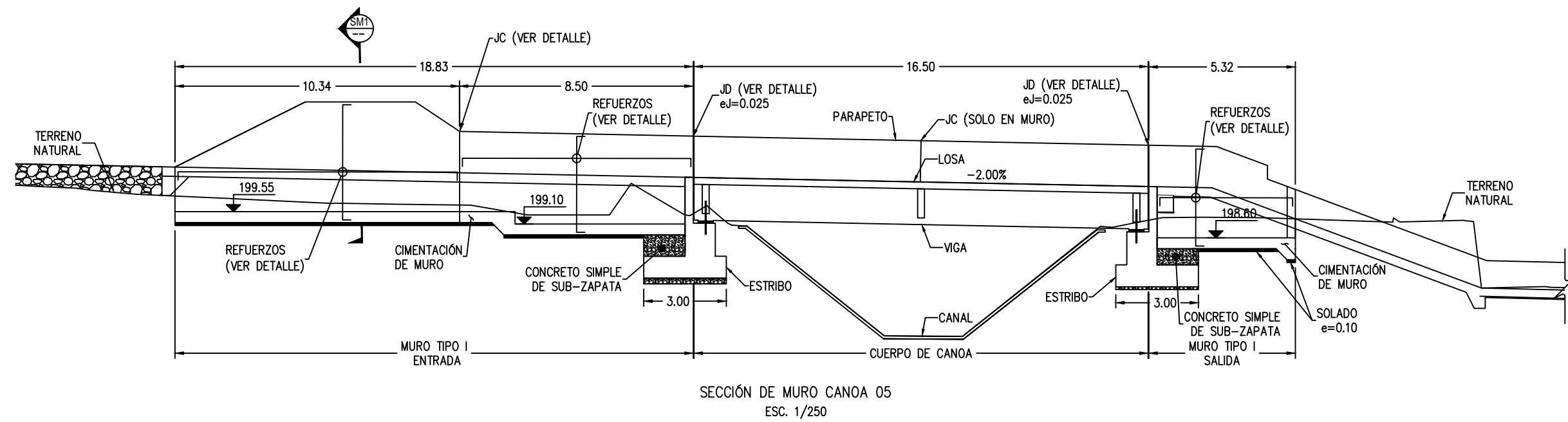
RS = REFUERZO

NOTAS:
 1. NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA SECCIÓN.
 2. EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.





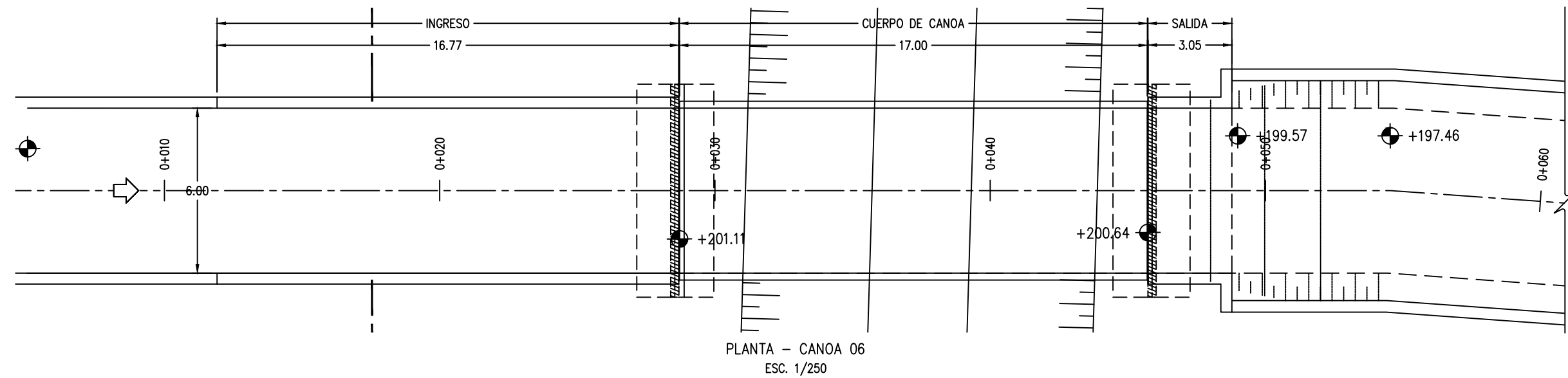
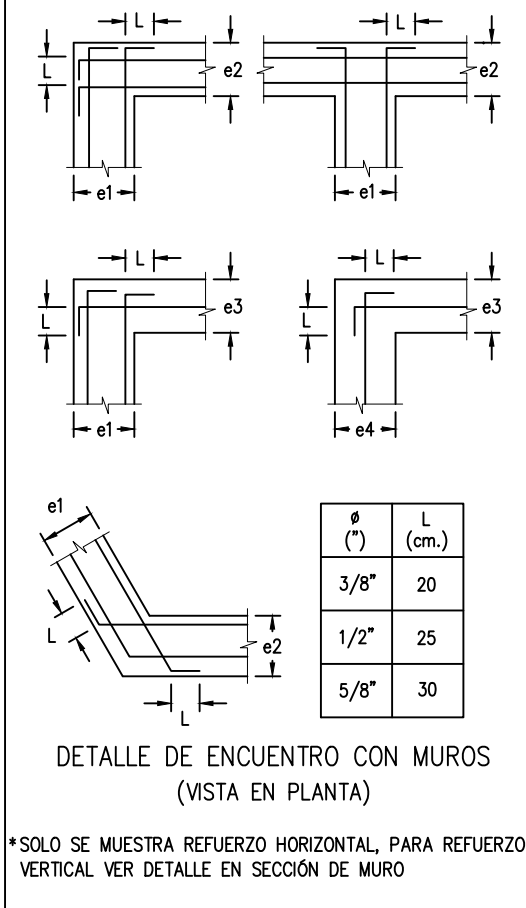
CUADRO DE REFUERZO EN DETALLE ESCALONADO Y UÑA					
ESTRUCTURA	AS1	AS2	AS3	AS4	h (m)
MURO TIPO I	Ø5/8"@0.15	Ø1/2"@0.15	Ø5/8"	Ø1/2"@0.20	0.1



BACKER ROD	
eJ (m)	(φ)
0.01	1/2"
0.02	1"
0.025	1 1/2"

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
- SOLADO:
 - CONCRETO $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
 - SUB-ZAPATA:
 - CONCRETO $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PIEDRA TAMAÑO MÁX. } 0.25$
 - CIMENTACIÓN, MURO, VIGA Y LOSA:
 - CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - VIGAS PREFABRICADAS:
 - CONCRETO $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - RECUBRIMIENTOS LIBRES:
 - EXCEPTO SE INDIQUE EN EL PLANO, SE UTILIZARÁ LOS SIGUIENTES:
 - CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL: 7.5 cm
 - CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE: 5.0 cm
 - CARGA TRANSITORIA:
 - PARA CANOAS: 1.75 Ton/m2 (PESO DE DETRITO $\gamma=1.0\text{m}$)
 - CIMENTACIÓN:
 - CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.

#	φ	D (cm.)	A (cm.)	ldh (cm.)
3	3/8"	6	20	25
4	1/2"	7.5	25	30
5	5/8"	10	30	35
6	3/4"	11.5	35	45
8	1"	15.5	40	60



- NOTA:
- $F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (mínimo).
 - RELACIÓN AGUA/CEMENTO A/C NO MÁS DE $A/C=0.45$
 - h: ALTURA DE SOLADO (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN)
 - Hsb: ALTURA DE SUBZAPATA (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN)
 - NIC: NIVEL DE CORONA DE CANAL EXISTENTE.
 - DF: PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (VER SECCIÓN DE MURO).
 - SE DEBERÁ TOMAR EN CUENTA TODAS LAS RECOMENDACIONES SEÑALADAS EN LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO.
 - EL ESPESOR DE LA JUNTA DE DILATACIÓN (JD) SERÁ: $eJ=0.02\text{m}$, CUANDO NO SE INDIQUE EN EL PLANO.

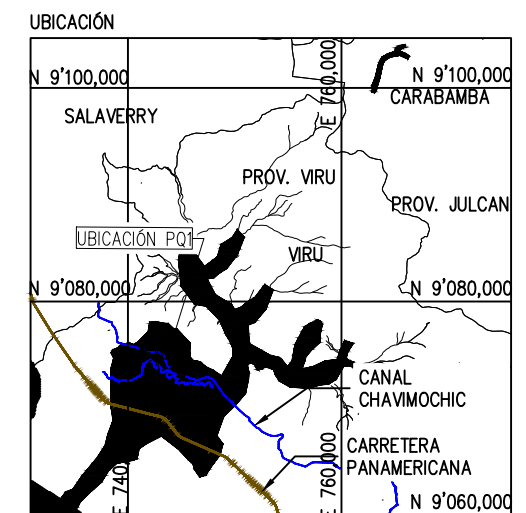
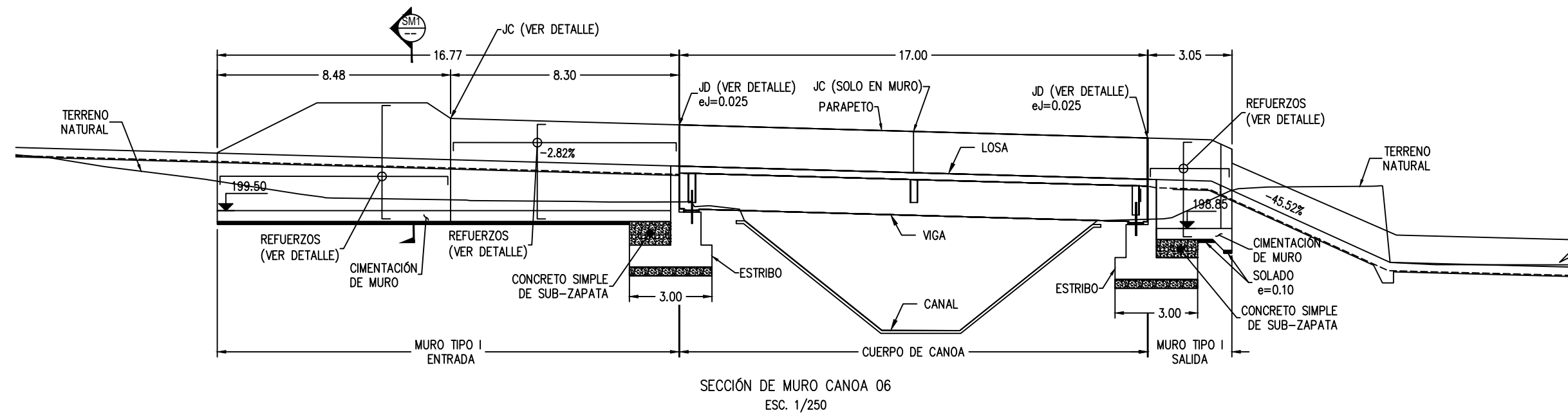
TRASLAPE "E" PARA LOSAS, MUROS Y CIMENTACIÓN

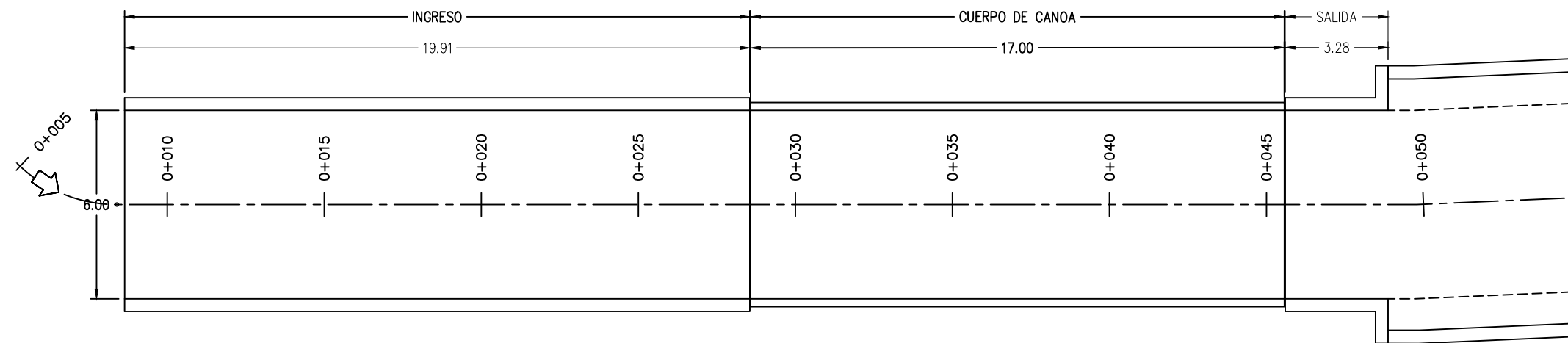
NOTAS:

- NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA SECCIÓN.
- EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

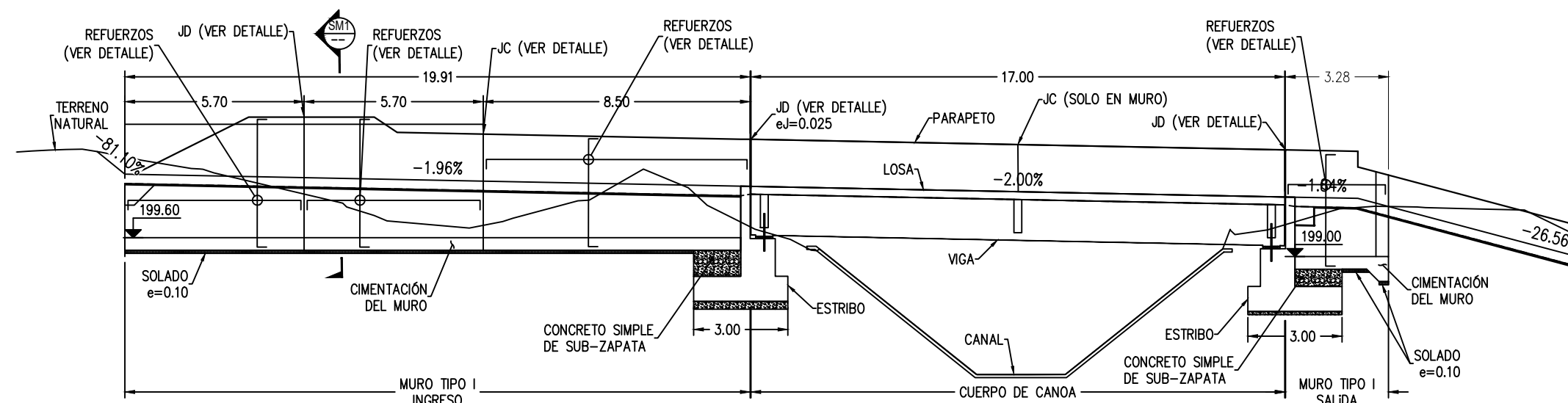
VALORES DE "E" (mm)			
F_c Kg/cm2	210	280	350
Refuerzo	RS	RS	RS
3/8"	450	450	450
1/2"	650	550	500
5/8"	750	650	600
3/4"	900	800	715
1"	1500	1300	1150

RS = REFUERZO

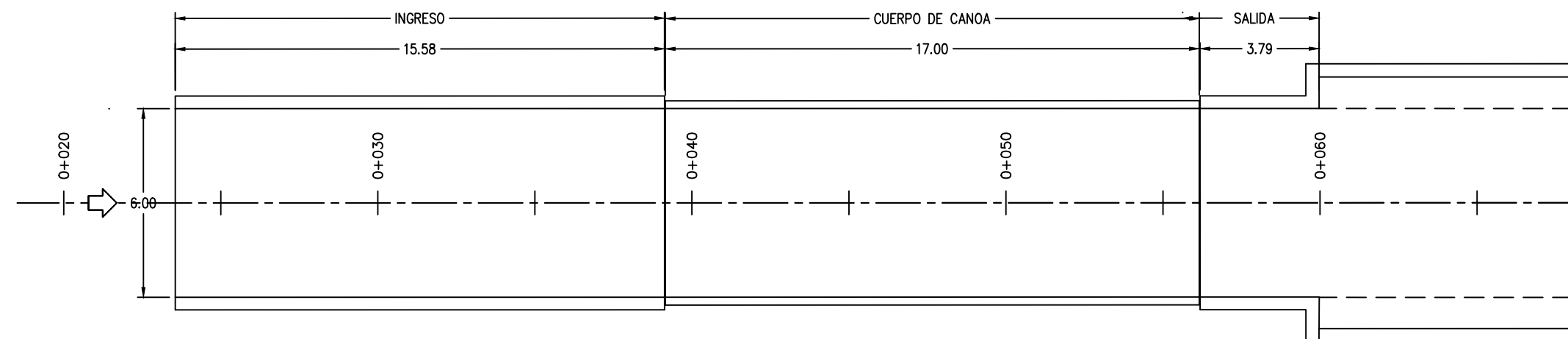




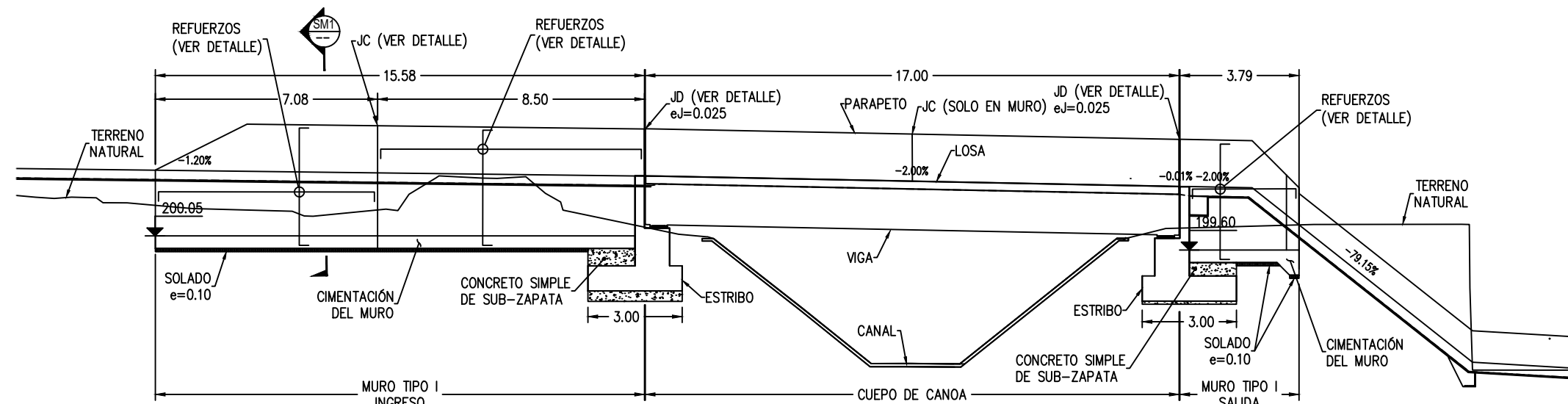
PLANTA – CANOA 07
ESC. 1/250



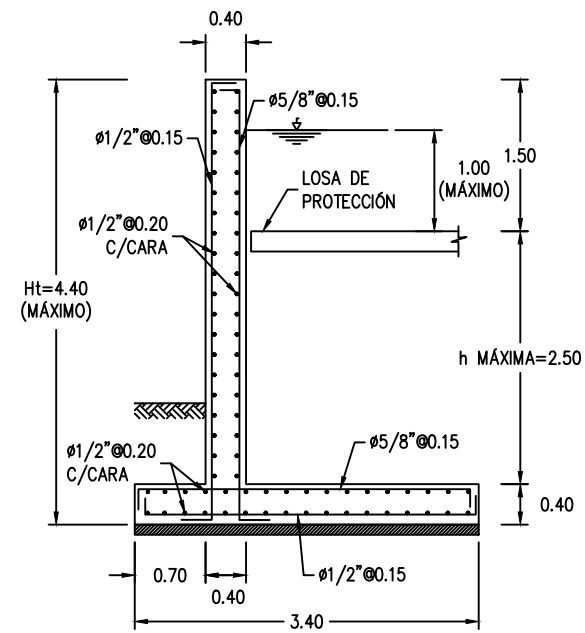
SECCIÓN DE MURO CANOA 07
ESC. 1/250



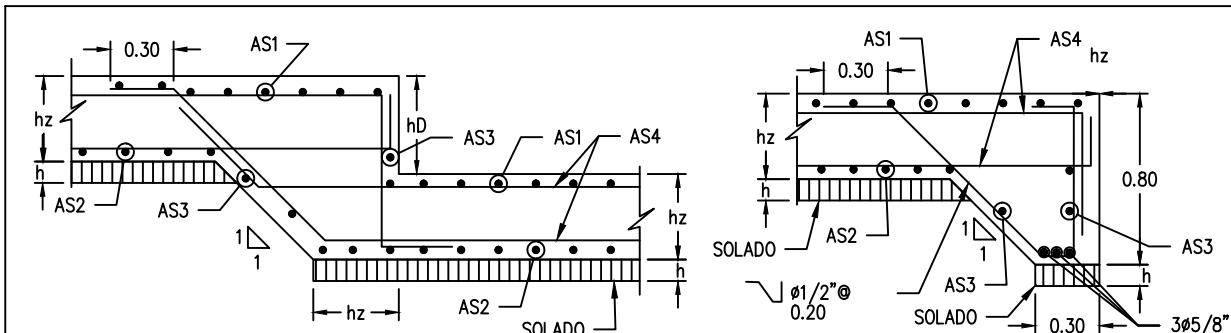
PLANTA – CANOA 08
ESC. 1/250



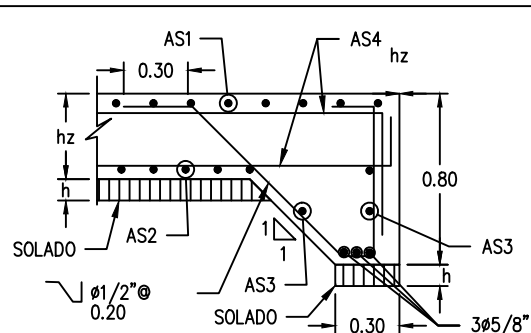
SECCIÓN DE MURO CANOA 08
ESC. 1/250



SECCIÓN SM1
MURO DE ENTRADA Y SALIDA
ESC. 1/100

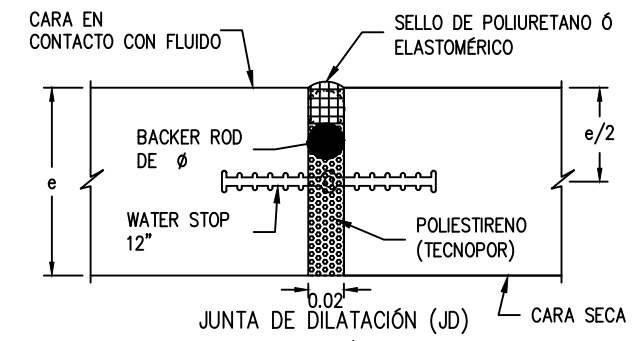
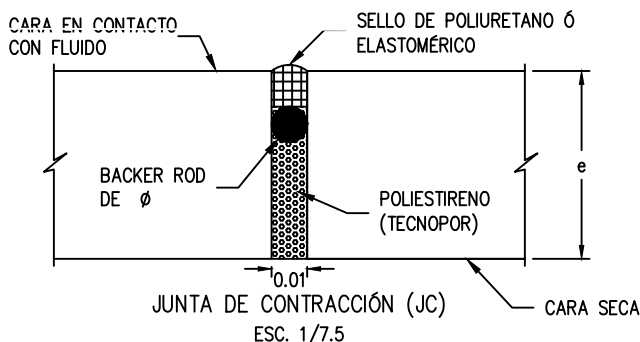


hD (VER ELEVACIÓN)
hz (ALTURA DE CIMENTACIÓN)
DETALLE CIMENTACIÓN ESCALONADA DE MURO
ESC. 1/50



DETALLE DE UÑA EN CORTE DE MURO
ESC. 1/50

CUADRO DE REFUERZO EN DETALLE ESCALONADO Y UÑA				
ESTRUCTURA	AS1	AS2	AS3	AS4
MURO TIPO I	Ø5/8" @ 0.15	Ø1/2" @ 0.15	Ø5/8"	Ø1/2" @ 0.20
h (m)	0.1			

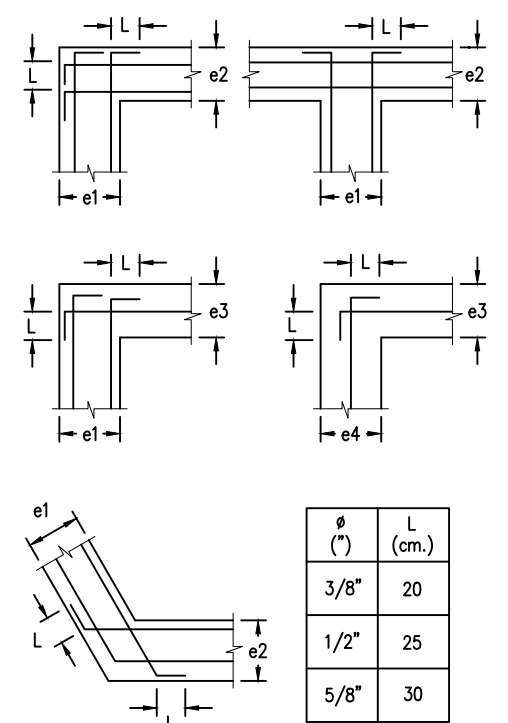


BACKER ROD	
eJ (m)	(Ø)
0.01	1/2"
0.02	1"
0.025	1 1/2"

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- SOLADO:
 - CONCRETO $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
- SUB-ZAPATA:
 - CONCRETO $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PIEDRA TAMAÑO MÁX. } 0.25$
- CIMENTACIÓN, MURO, VIGA Y LOSA:
 - CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- VIGAS PREFABRICADAS:
 - CONCRETO $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- RECUBRIMIENTOS LIBRES:
 - EXCEPTO SE INDIQUE EN EL PLANO, SE UTILIZARÁ LOS SIGUIENTES:
 - CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL: 7.5 cm
 - CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE: 5.0 cm
- CARGA TRANSITORIA:
 - PARA CANOAS: 1.75 Ton/m² (PESO DE DETRITO $\gamma = 1.0 \text{ m}$)
- CIMENTACIÓN:
 - CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.

#	Ø	D (cm.)	A (cm.)	ldh (cm.)
3	3/8"	6	20	25
4	1/2"	7.5	25	30
5	5/8"	10	30	35
6	3/4"	11.5	35	45
8	1"	15.5	40	60



DETALLE DE ENCUENTRO CON MUROS
(VISTA EN PLANTA)

*SOLO SE MUESTRA REFUERZO HORIZONTAL, PARA REFUERZO VERTICAL VER DETALLE EN SECCIÓN DE MURO

TRASLAPE "E" PARA LOSAS, MUROS Y CIMENTACIÓN

NOTAS:

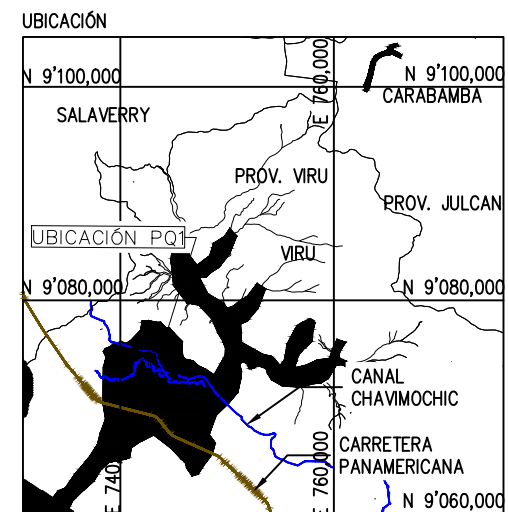
- NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA SECCIÓN.
- EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.

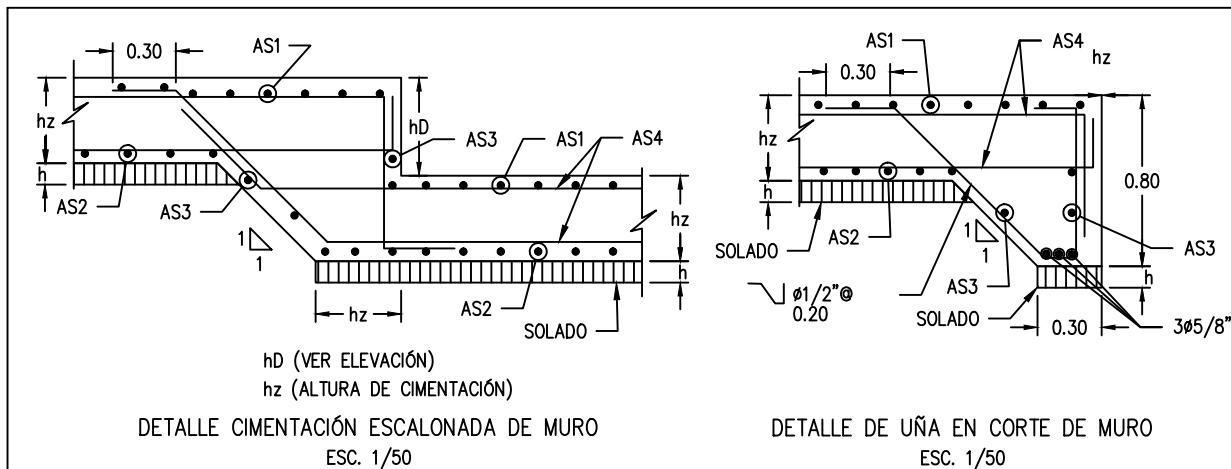
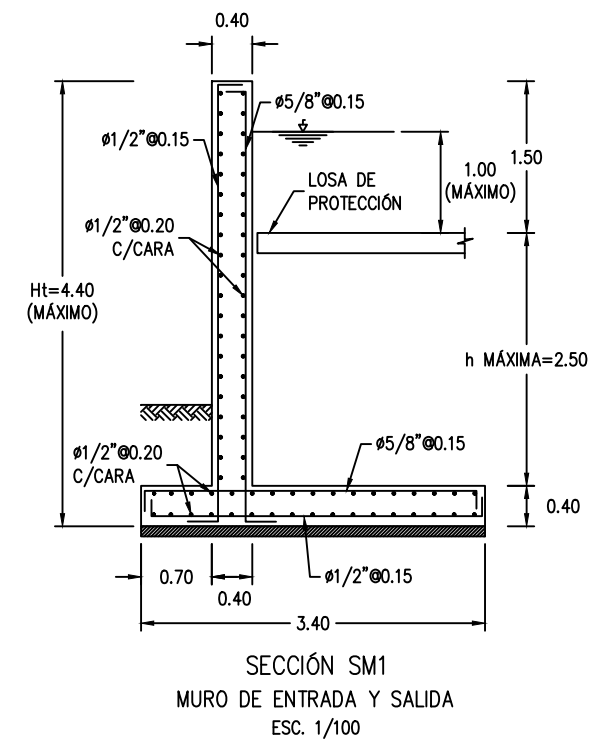
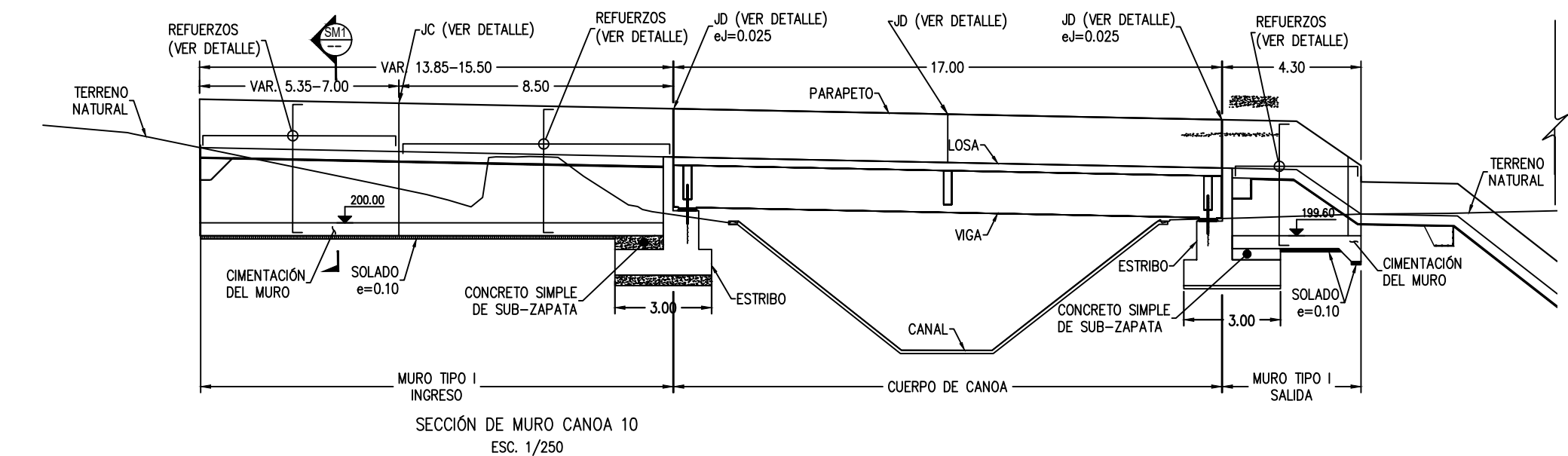
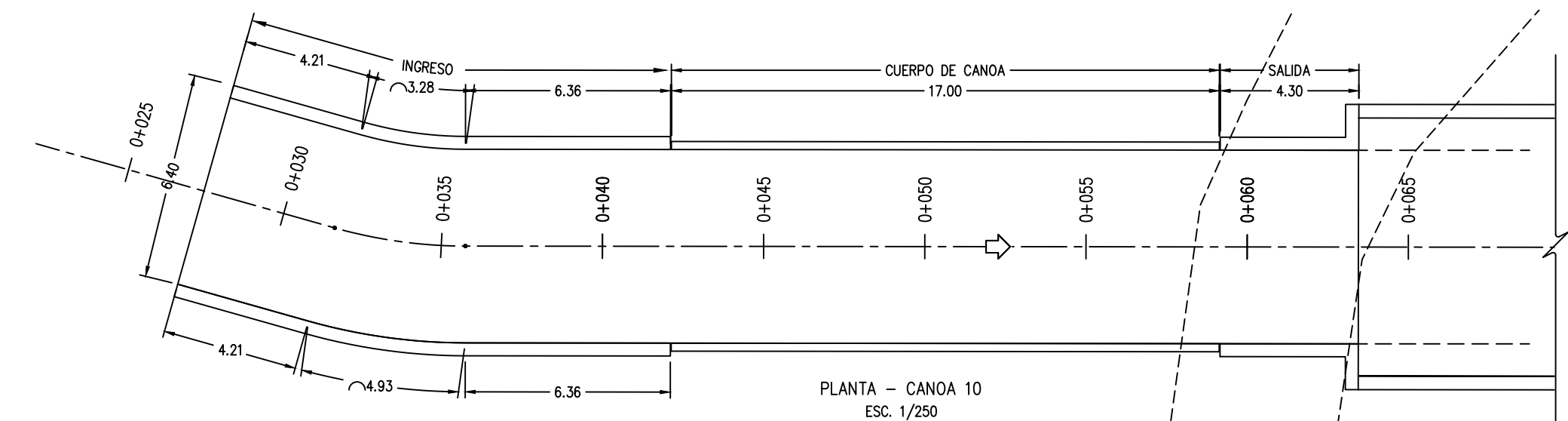
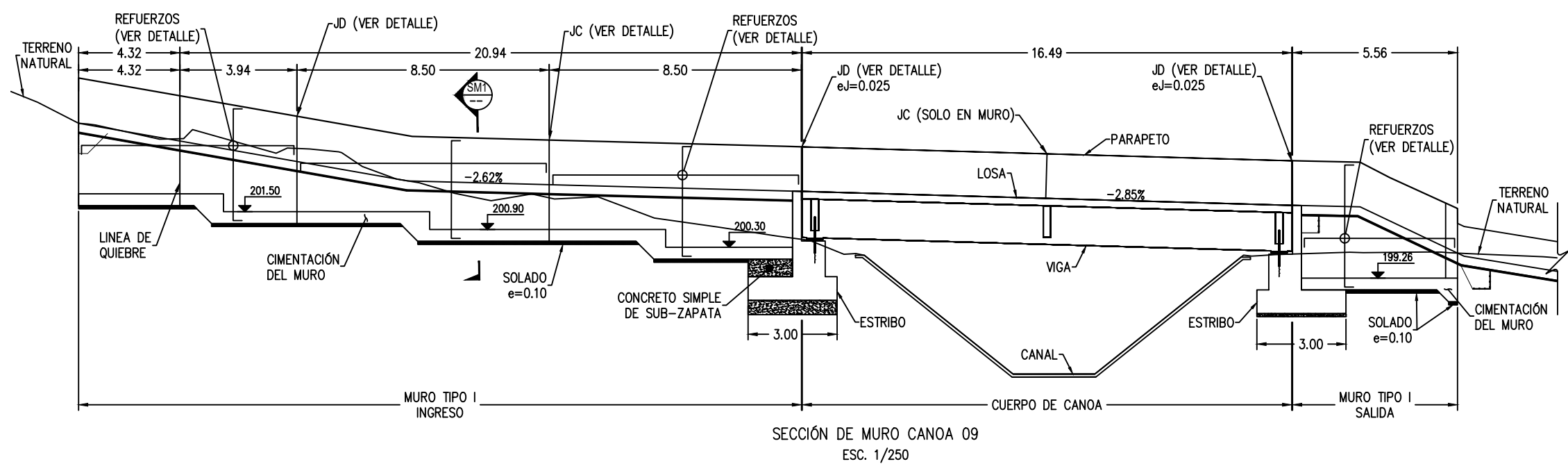
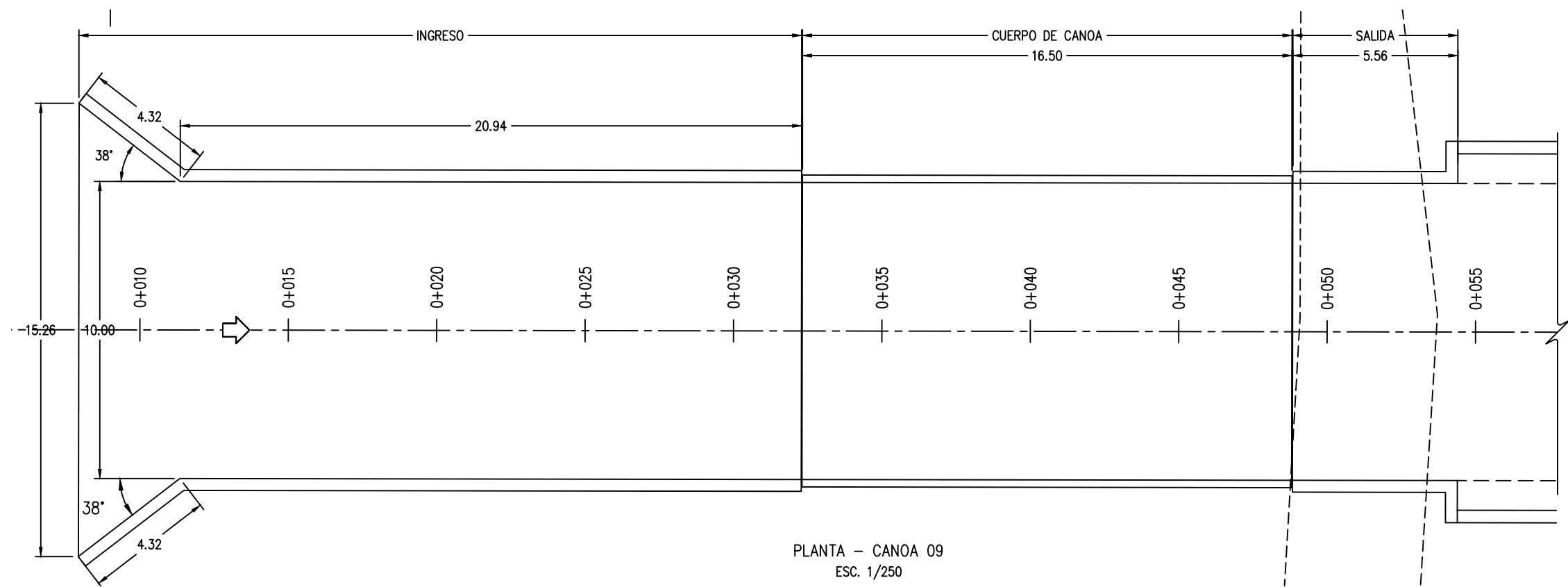
VALORES DE "E" (mm)			
F _c Kg/cm ²	210	280	350
Refuerzo	RS	RS	RS
Ø 3/8"	450	450	450
1/2"	650	550	500
5/8"	750	650	600
3/4"	900	800	715
1"	1500	1300	1150

RS = REFUERZO

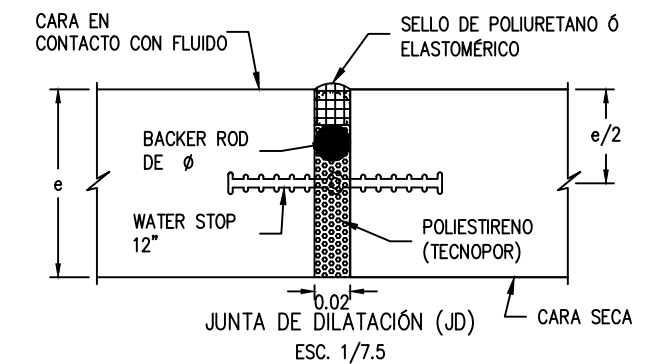
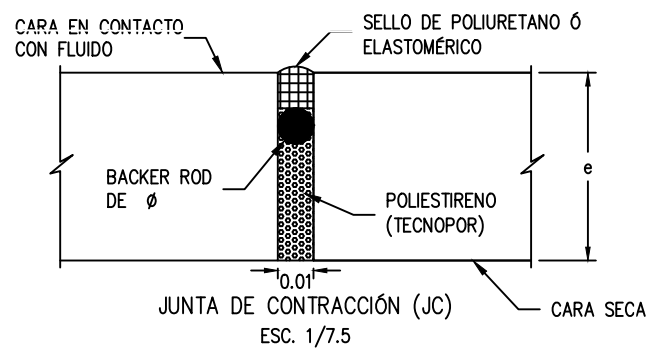
NOTA:

- $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (mínimo).
- RELACIÓN AGUA/CEMENTO A/C NO MÁS DE $A/C=0.45$
- h: ALTURA DE SOLADO (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN)
- Hsb: ALTURA DE SUBZAPATA (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN).
- NIC: NIVEL DE CORONA DE CANAL EXISTENTE.
- D: PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (VER SECCIÓN DE MURO).
- SE DEBERÁ TOMAR EN CUENTA TODAS LAS RECOMENDACIONES SEÑALADAS EN LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO.
- EL ESPESOR DE LA JUNTA DE DILATACIÓN (JD) SERÁ: $e_J=0.02 \text{ m}$, CUANDO NO SE INDIQUE EN EL PLANO.



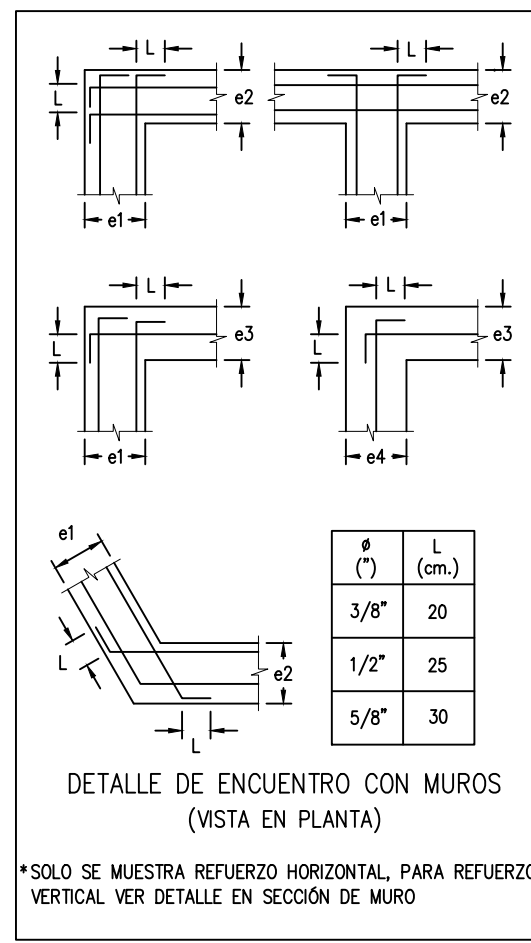
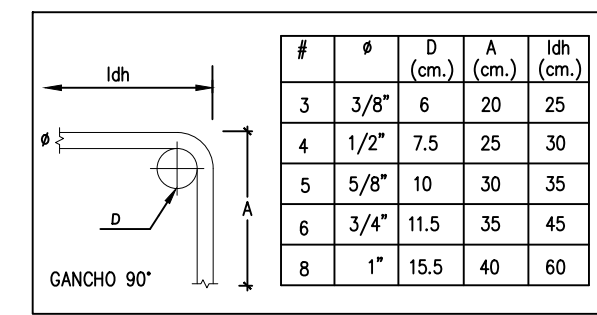


CUADRO DE REFUERZO EN DETALLE ESCALONADO Y UÑA					
ESTRUCTURA	AS1	AS2	AS3	AS4	h (m)
MURO TIPO I	Ø5/8"@0.15	Ø1/2"@0.15	Ø5/8"	Ø1/2"@0.20	0.1



BACKER ROD	
eJ (m)	(Ø)
0.01	1/2"
0.02	1"
0.025	1 1/2"

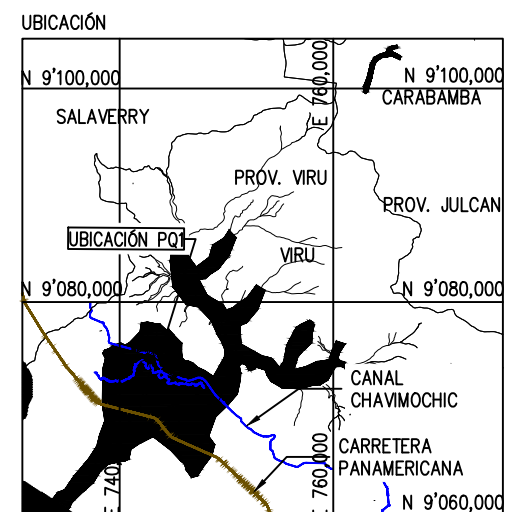
- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
- SOLADO:
 - CONCRETO $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
 - SUB-ZAPATA:
 - CONCRETO $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PIEDRA TAMAÑO MÁX. } 0.25$
 - CIMENTACIÓN, MURO, VIGA Y LOSA:
 - CONCRETO $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - VIGAS PREFABRICADAS:
 - CONCRETO $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - RECUBRIMIENTOS LIBRES:
 - CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL: 7.5 cm
 - CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE: 5.0 cm
 - CARGA TRANSITORIA:
 - PARA CANOAS: 1.75 Ton/m2 (PESO DE DETRITO Y=1.0m)
 - CIMENTACIÓN:
 - CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.

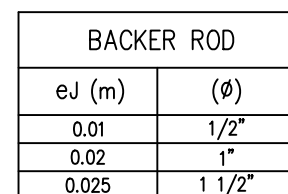
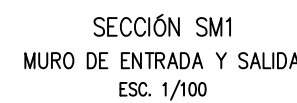
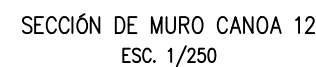
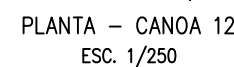
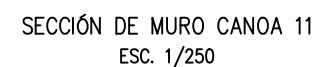
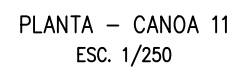


- NOTA:
- $F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (mínimo).
 - RELACIÓN AGUA/CEMENTO A/C NO MÁS DE $A/C=0.45$
 - h: ALTURA DE SOLADO (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN)
 - Hsb: ALTURA DE SUBZAPATA (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN)
 - NIC: NIVEL DE CORONA DE CANAL EXISTENTE.
 - Df: PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (VER SECCIÓN DE MURO).
 - SE DEBERÁ TOMAR EN CUENTA TODAS LAS RECOMENDACIONES SEÑALADAS EN LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO.
 - EL ESPESOR DE LA JUNTA DE DILATACIÓN (JD) SERÁ: $eJ=0.02\text{m}$, CUANDO NO SE INDIQUE EN EL PLANO.

TRASLAPE "E" PARA LOSAS, MUROS Y CIMENTACIÓN		VALORES DE "E" (mm)		
F'c Kg/cm2		210	280	350
Refuerzo		RS	RS	RS
Ø	Refuerzo	RS	RS	RS
3/8"	450	450	450	450
1/2"	650	650	650	650
5/8"	750	650	650	600
3/4"	900	800	715	715
1"	1500	1300	1150	1150

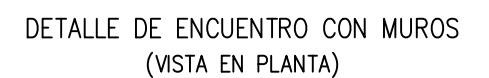
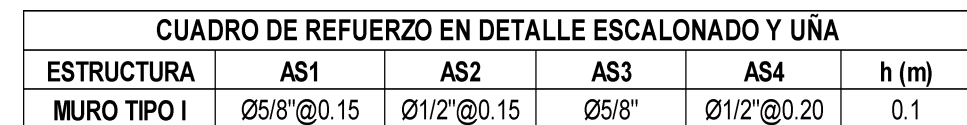
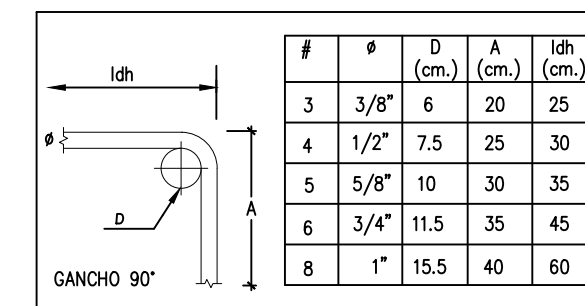
RS = REFUERZO





ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1. SOLADO:
 - CONCRETO $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
2. SUB-ZAPATA:
 - CONCRETO $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ + 30% PIEDRA TAMAÑO MÁX. 0.25
3. CIMENTACIÓN, MURO, VIGA Y LOSA
 - CONCRETO $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
4. ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
5. VIGAS PRECUBRICADAS
 - CONCRETO $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
6. ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
7. RECURRIMIENTOS LIBRES :
 - EXCEPTO SE INDIQUE EN EL PLANO, SE UTILIZARÁ LOS SIGUIENTES:
 - CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL 7.5 cm
 - CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERFERIE 5.0 cm
8. CARGA TRANSITORIA:
 - PARA CANOAS: 1.75 ton/m^2 (PESO DE DETRITO $\gamma = 1.0\text{m}$)
9. CIMENTACIÓN:
 - CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.



*SOLO SE MUESTRA REFUERZO HORIZONTAL, PARA REFUERZO VERTICAL VER DETALLE EN SECCIÓN DE MURO

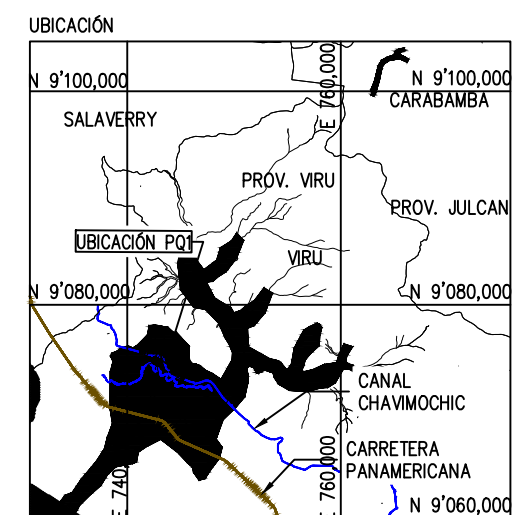
TRASLAPE "E" PARA LOSAS, MUROS Y CIMENTACIÓN

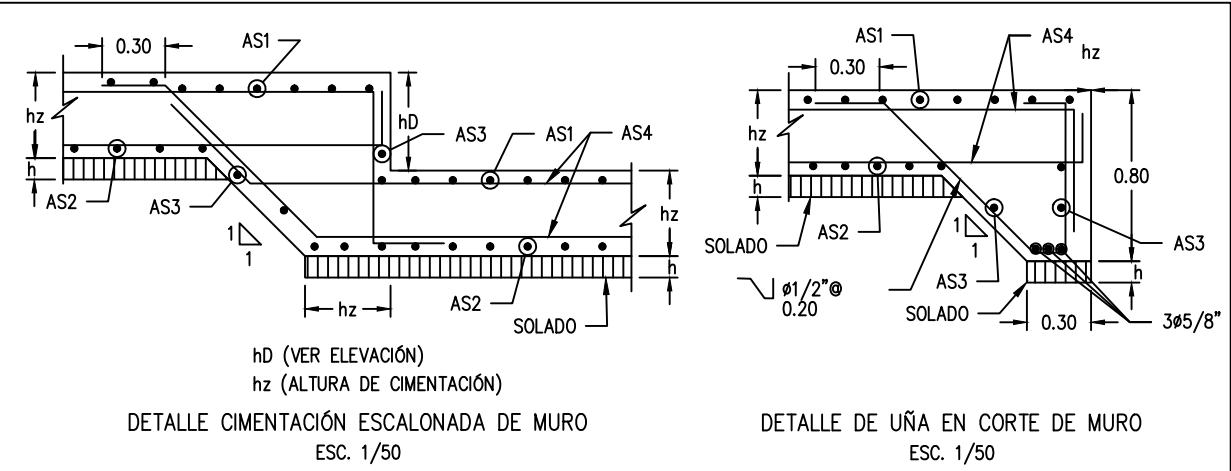
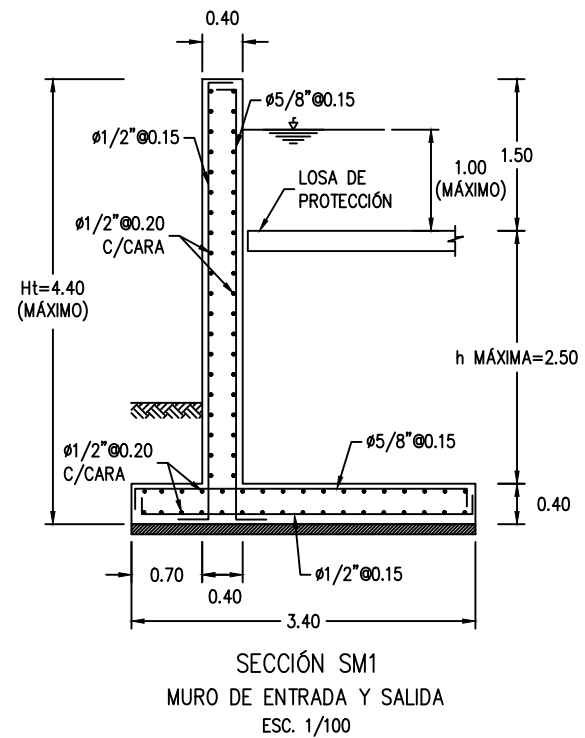
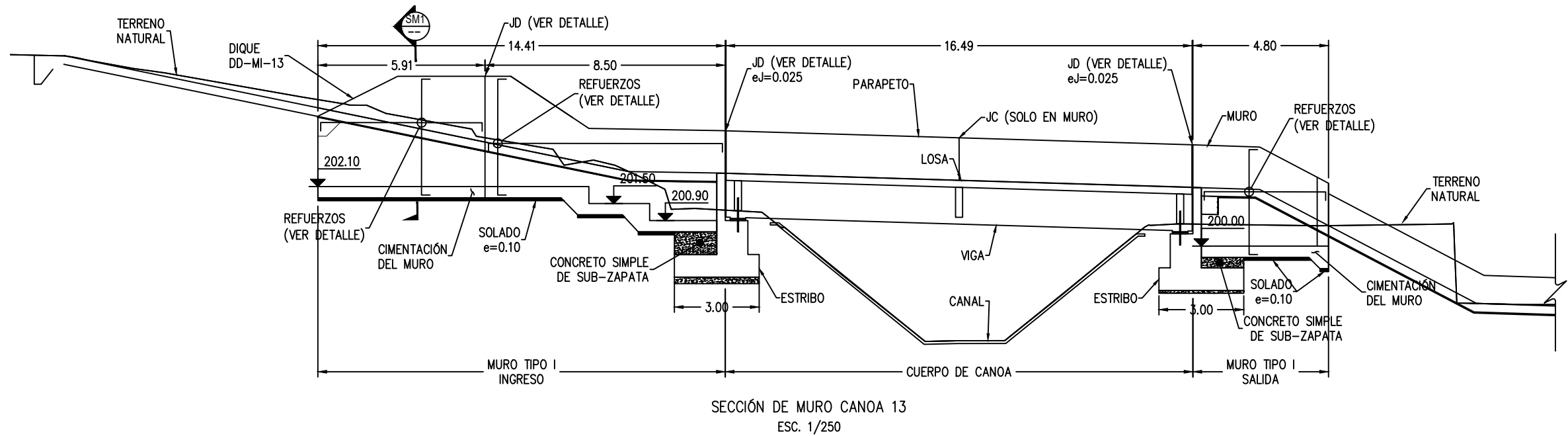
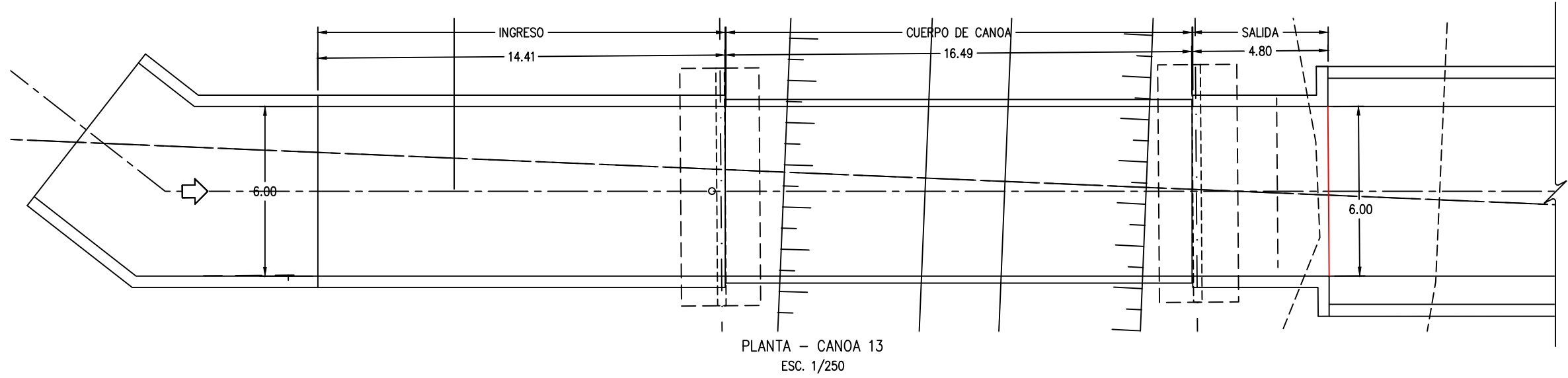
VALORES DE "E" (mm)			
F ^c Kg/cm ²	210	280	350
Refuerzo Ø	RS	RS	RS
3/8"	450	450	450
1/2"	650	550	500
5/8"	750	650	600
3/4"	900	800	715
1"	1500	1300	1150

RS = REFUERZO

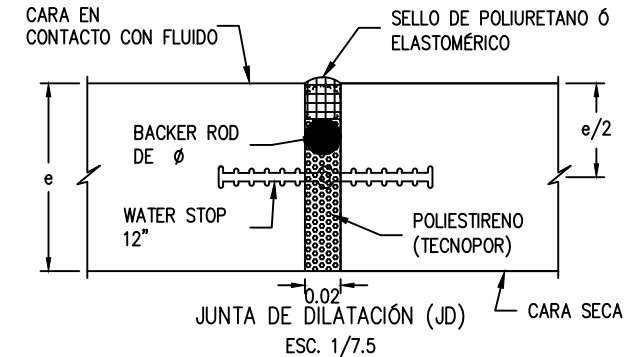
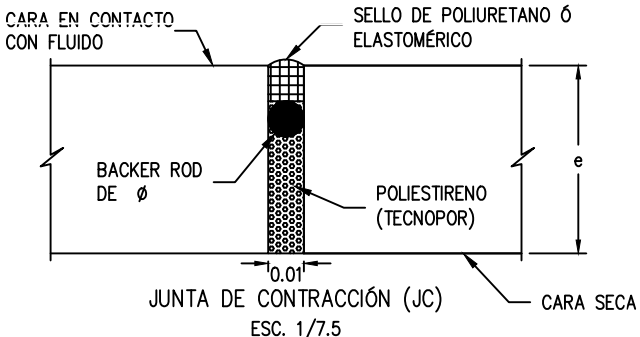
NOTAS:

1. NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA SECCIÓN.
2. EN CASO DE EXCEDER DEL PORCENTAJE ESPECIFICADO, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.





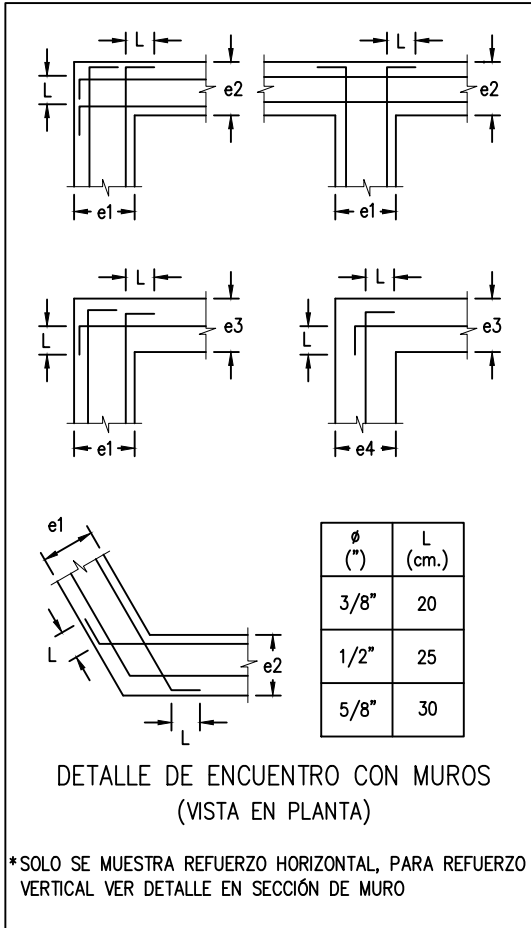
CUADRO DE REFUERZO EN DETALLE ESCALONADO Y UÑA					
ESTRUCTURA	AS1	AS2	AS3	AS4	h (m)
MURO TIPO I	Ø5/8" @ 0.15	Ø1/2" @ 0.15	Ø5/8"	Ø1/2" @ 0.20	0.1



BACKER ROD	
eJ (m)	(Ø)
0.01	1/2"
0.02	1"
0.025	1 1/2"

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
- SOLADO:
 - CONCRETO $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
 - SUB-ZAPATA:
 - CONCRETO $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PIEDRA TAMAÑO MÁX. } 0.25$
 - CIMENTACIÓN, MURO, VIGA Y LOSA
 - CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - VIGAS PREFABRICADAS
 - CONCRETO $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A-615 GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - RECUBRIMIENTOS LIBRES:
 - CONCRETO COLADO CONTRA EL SUELO Y EXPUESTO PERMANENTE A EL 7.5 cm
 - CONCRETO EN CONTACTO PERMANENTE CON EL SUELO O LA INTERPERIE 5.0 cm
 - CARGA TRANSITORIA:
 - PARA CANOAS: 1.75 Ton/m^2 (PESO DE DETRITO $\gamma = 1.0 \text{ m}$)
 - CIMENTACIÓN:
 - CAPACIDAD PORTANTE Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE, ACORDE AL ESTUDIO DE SUELOS.

#	Ø	D (cm.)	A (cm.)	ldh (cm.)
3	3/8"	6	20	25
4	1/2"	7.5	25	30
5	5/8"	10	30	35
6	3/4"	11.5	35	45
8	1"	15.5	40	60

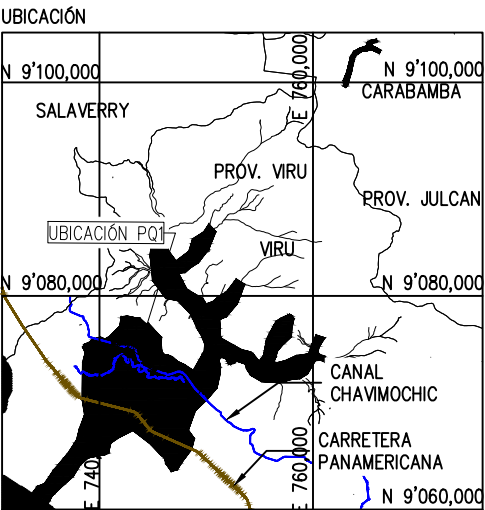


*SOLO SE MUESTRA REFUERZO HORIZONTAL, PARA REFUERZO VERTICAL VER DETALLE EN SECCIÓN DE MURO

- NOTA:
- $F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (mínimo).
 - RELACIÓN AGUA/CEMENTO A/C NO MÁS DE $A/C = 0.45$
 - h: ALTURA DE SOLADO (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN)
 - Hsb: ALTURA DE SUBZAPATA (VER CUADRO DE CIMENTACIÓN)
 - NIC: NIVEL DE CORONA DE CANAL EXISTENTE.
 - Df: PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (VER SECCIÓN DE MURO).
 - SE DEBERÁ TOMAR EN CUENTA TODAS LAS RECOMENDACIONES SEÑALADAS EN LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO.
 - EL ESPESOR DE LA JUNTA DE DILATACIÓN (JD) SERÁ: $eJ = 0.02 \text{ m}$, CUANDO NO SE INDIQUE EN EL PLANO.

TRASLAPE "E" PARA LOSAS, MUROS Y CIMENTACIÓN		VALORES DE "E" (mm)		
F'c Kg/cm2		210	280	350
Refuerzo Ø		RS	RS	RS
3/8"	450	450	450	450
1/2"	650	550	500	500
5/8"	750	650	600	600
3/4"	900	800	715	715
1"	1500	1300	1150	1150

RS = REFUERZO





ACTA DE SUSTENTACIÓN N° 149-2024-UI-FICSA

Siendo las 12:30 pm del día 27 de junio del 2024, se reunieron los miembros de jurado del Trabajo de Suficiencia Profesional titulado: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOAS PARA EL PASO DE FLUJO HIPERCONCENTRADO EN LA QUEBRADA HUASCARÁN, DISTRITO DE VIRÚ - VIRÚ - LA LIBERTAD" con código N° IC_V_TSP_2024_013, y designado por Resolución Decanal Virtual N° 336-2024-UNPRG-FICSA-UI con la finalidad de Evaluar y Calificar la sustentación del trabajo de suficiencia profesional antes mencionado, conformado por los siguientes docentes:

DR. ING. NICOLAS WALTER MORALES UCHOFEN
DR. ING. HAMILTON VLADIMIR CUEVA CAMPOS
DRA. ING. YRMA DEL CARMEN CAPUÑAY CAPUÑAY

PRESIDENTE
SECRETARIO
VOCAL

Asesorado por MSC.ING. EMILIO DE LA ROSA RÍOS

El acto de sustentación fue autorizado por OFICIO VIRTUAL N° 117-2024-UIFICSA, el trabajo de suficiencia profesional fue presentado y sustentado por el Bachiller: TARRILLO TARRILLO DEYBI, tuvo una duración de 95 minutos Después de la sustentación, y absueltas las preguntas y observaciones de los miembros del jurado; se procedió a la calificación respectiva:

	NUMERO	LETRAS	CALIFICATIVO
TARRILLO TARRILLO DEYBI	<u>19</u>	<u>DIECINUEVE</u>	<u>MUY BUENO</u>

Por lo que queda APTO para obtener el Título Profesional de INGENIERO CIVIL de acuerdo con la Ley Universitaria 30220 y la normatividad vigente de la Facultad de Ingeniería Civil De Sistemas y de Arquitectura de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

Siendo las 13:45 ; del mismo día, se dio por concluido el presente acto académico, dándose conformidad al presente acto, con la firma de los miembros del jurado.

DR. ING. NICOLAS WALTER MORALES UCHOFEN
PRESIDENTE

DR. ING. HAMILTON VLADIMIR CUEVA CAMPOS
SECRETARIO

DRA. ING. YRMA DEL CARMEN CAPUÑAY CAPUÑAY
VOCAL

MSC.ING. EMILIO DE LA ROSA RÍOS
ASESOR





CONSTANCIA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

Yo, EMILIO DE LA ROSA RÍOS, Docente/Asesor del trabajo de suficiencia profesional, del estudiante:

Bach. DEYBI, TARRILLO TARRILLO

Titulada:

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOAS PARA EL PASO DE FLUJO HIPERCONCENTRADO EN LA QUEBRADA HUASCARÁN, DISTRITO DE VIRÚ – VIRÚ – LA LIBERTAD”

Luego de la revisión exhaustiva del documento, constato que la misma tiene un índice de similitud de 11%, verificable en el reporte de similitud del programa Turnitin. El suscrito analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender, el trabajo de suficiencia profesional cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

Lambayeque, 16 de abril del 2024

M. Sc. Ing. EMILIO DE LA ROSA RÍOS
DNI: 16498315
ASESOR

Adj.: Recibo digital – Turnitin
Informe de originalidad - Turnitin.

Informe Final Diseño Estructural de Canoas Para El Paso de Flujo Hiperconcentrado En La Quebrada Huascarán, Distrito de Virú - Virú - La Libertad

INFORME DE ORIGINALIDAD

11%

INDICE DE SIMILITUD

12%

FUENTES DE INTERNET

2%

PUBLICACIONES

4%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net	2%
Fuente de Internet		

2	www.academia.edu	1%
Fuente de Internet		

3	idoc.pub	1%
Fuente de Internet		

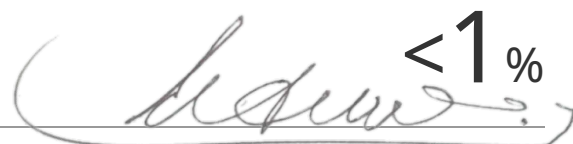
4	repositorio.ucv.edu.pe	1%
Fuente de Internet		

5	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez	1%
Trabajo del estudiante		

6	es.slideshare.net	<1%
Fuente de Internet		

7	www.dspace.uce.edu.ec	<1%
Fuente de Internet		

8	pt.scribd.com	<1%
Fuente de Internet		







Recibo digital

Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por **Turnitin**. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: DEYBI TARRILLO TARRILLO
Título del ejercicio: DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOAS PARA EL PASO DE FLUJO ...
Título de la entrega: Informe Final Diseño Estructural de Canoas Para El Paso de ...
Nombre del archivo: ESTRUCTURAL_DE_CANOAS_PARA_EL_PASO_DE_FLUJO_HIPER...
Tamaño del archivo: 13.82M
Total páginas: 159
Total de palabras: 22,598
Total de caracteres: 104,348
Fecha de entrega: 16-abr.-2024 08:07a. m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega... 2351622327

**"UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO"**
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, SISTEMAS Y
ARQUITECTURA

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

"DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANOAS PARA EL PASO DE FLUJO
HIPERCONCENTRADO EN LA QUEBRADA HUASCARÁN, DISTRITO
DE VIRÚ - VIRÚ - LA LIBERTAD"

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR EL BACHILLER EN INGENIERÍA CIVIL:

TARRILLO TARRILLO, DEYBI

ASESOR:

M. Sc. ING. DE LA ROSA RÍOS, EMILIO

LAMBAYEQUE - PERÚ

2024

