

**Alcaldía Municipal del Distrito Central
Unidad Ejecutora de Programas y Proyectos**

**Programa de Adaptación Urbana al Cambio Climático en
Centroamérica – Componente Honduras**

INFORMES DE INVESTIGACIÓN

**Nombre del Proyecto: Reforzamiento de Instalaciones Críticas
para Albergue en Colonia Las Brisas de Comayagüela M.D.C.
(Escuela Toribio Bustillo)**

Código: KFW-025

**Ubicación: Colonia Las Brisas de Comayagüela M.D.C.
(Escuela Toribio Bustillo)**

Formulador: UEPP/KfW

Tiempo de ejecución: Cuatro Meses

Fuente de Financiamiento: Fondos KfW

Fecha: Julio 2023



ciudad de
**buen
corazón**



KfW



ciudad de
buen
corazón

Programa de Adaptación Urbana al Cambio
Climático en Centroamérica-Componente Honduras



KFW

INFORME DE ESTUDIO GEOLOGICO / GEOTÉCNICO

KfW-025

Proyecto:

Reforzamiento de instalaciones críticas para Albergue en
colonia Las Brisa Comayagüela M.D.C. (Escuela Toribio
Bustillo);
Tegucigalpa, M.D.C.

Responsable:

Fernando Miguel Carias

7 Julio 2023

1. Introducción.....	2
2. Trabajo de Gabinete	2
3. Observaciones de campo	3
4. Trabajos de Campoo	3
5. Conclusiones.....	11
6. Referencias	11
7. Aviso legal	11

INFORME

1. Introducción

La capital de la República presenta una serie de características particulares que la hace especialmente vulnerable a los movimientos de ladera. Su especial orografía, que se puede definir como una cubeta rodeada de montañas y el hecho de que sea un foco de atracción para nueva población en busca de oportunidades para mejorar su calidad de vida; ha dado lugar a que se ocupen espacios con una fuerte pendiente y los cauces de los cursos fluviales que drenan las aguas superficiales, creando unas condiciones en las cuales la convivencia con el riesgo a inundaciones y deslizamientos se ha convertido en algo cotidiano.

Dentro de este marco se ha realizado la visita a la Escuela Toribio Bustillo, situada en la Colonia de Las Brisas, con el fin de conocer su estado actual y así realizar las actuaciones oportunas para convertirlo en una instalación funcional que pueda dar respuesta en el caso que la población se vea afectada por un evento natural.

2. Trabajo de Gabinete

El primer paso la caracterización geológica y geotécnica de las amenazas presentes en el área a intervenir ha sido la investigación y consulta de la información existente, en mapas de susceptibilidad que se encuentran en el Portal de la AMDC, en la dirección amdc.giscloud.com. Con respecto al mapa de susceptibilidad esta se podría decir que es baja.

3. Observaciones de campo

- El área de estudio se encuentra en el valle del río San José. Está delimitada al norte por la carretera CA-6, y al sur por el susodicho río San José.
- Durante el recorrido a la escuela, no se han identificado indicios de movimiento en el terreno. Se han observado algunas grietas, pero son debidas a deficiencias estructurales o por raíces de árboles.
- Durante el recorrido en la visita de campo se consultó a los vecinos si han observado movimientos de ladera, siendo negativa la respuesta.

4. Trabajos de Campo

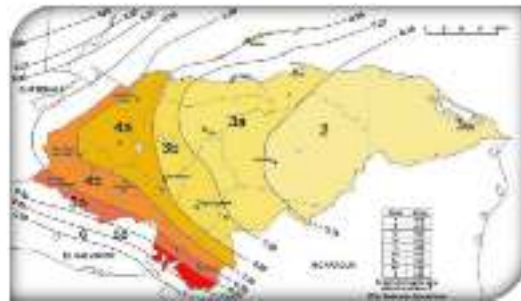
Se procedió a la realización de estudios geotécnicos en la ciudad de Tegucigalpa, departamento de Francisco Morazán, con el Propósito de investigar el subsuelo y el basamento rocoso existente en el sitio.

En esta investigación conlleva a conocer las características geotécnicas de los materiales encontrados en el sitio, de acuerdo con los resultados según los ensayos y análisis de campo, laboratorio y gabinete ejecutados.

Etaa caracterización geotécnica: Es la investigación caracterización y obtención de parámetros geológicos-geotécnicos de materiales existentes en el sitio.

Ministerio de la Energía y Recursos Hidráulicos del Ministerio de Obras Públicas y Construcción
UNIDAD TÉCNICA

Intensidades	Fluctuaciones de ladera	Regulaciones del uso del territorio
Alta intensidad de inundaciones	Alta susceptibilidad de ladera	Zona de prohibición, no está permitida la construcción, excepto en el caso de asentamientos humanos.
Medio intensidad de inundaciones	Baja susceptibilidad de ladera	No se permite la construcción de viviendas o edificios, a excepción de obras de protección, obras de saneamiento, obras de irrigación, obras de drenaje, etc.
Baja intensidad de inundaciones	Baja susceptibilidad de ladera	Zona de restricción, en la cual se puede permitir la construcción de viviendas o edificios, a excepción de obras de protección, obras de saneamiento, obras de irrigación, obras de drenaje, etc. Construcciones mínimas, que se construyan en los ángulos y muros, deben ser reforzadas, así como se debe evitar el uso de muros.
	Baja susceptibilidad de ladera	Zona de restricción de, esto para asentamientos humanos, en la cual se permite la construcción de viviendas o edificios, a excepción de obras de protección, obras de saneamiento, obras de irrigación y obras de drenaje, etc. Construcciones mínimas, que se construyan en los ángulos y muros, deben ser reforzadas, así como se debe evitar el uso de muros.



Mapa de Iso-aceleraciones que forma parte del Código de Construcción manejado por el Colegio de Ingenieros Civiles de Honduras CICH; 2014



Figura 1:
Mapa de susceptibilidad amenazas en el D.C.

Área de Intervención del Proyecto Kwf-025
Colonia Las Brisas.

Podemos observar que el sitio en el que el proyecto se localiza, no está dentro del área de deslizamientos y movimientos de ladera. Se describen según su color amarillo movimiento de ladera, rojo escarpe, naranja deslizamiento, estos datos fueron obtenidos del inventario JICA (figura 2).



Figura 2: Mapa de susceptibilidad Deslizamiento JICA.



Figura 3: El mapa municipal presenta el catastro de la zona de estudio. (amdc.giscloud.com), circunscrito en el círculo (amarillo)

Según la información existente en el mapa geológico de Tegucigalpa, la Colonia Las Brisas, se encuentra sobre el siguiente material geológico, del Cenozoico, Terciario, Grupo Padre Miguel conformación Miembro el Periodista (**Tep**), las cuales están caracterizadas por Sedimentos volcánicos de arenisca, grava y limonita que han sido depositados por corrientes fluviales.

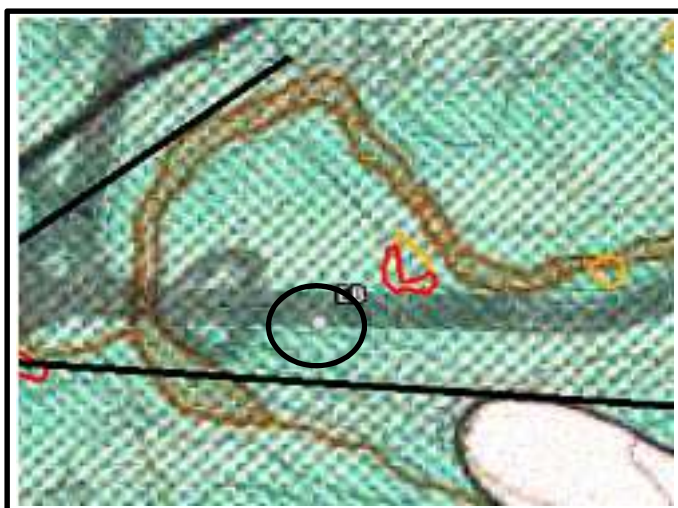


Figura 4: Mapa geológico muestra el área de intervención

Geología y Símbolos

Tiempo Geológico

<p>Tabla Cronoestratigráfica Internacional</p>		<p>Esta describe los tiempos geológicos en los que se inscribe la historia de la Tierra.</p>
--	--	--

Unidades Estratigráficas

Cenozoico	Terciario	Terciario		Mioceno	Sedimentos Volcanoclasticos arenisca, grava y limonita.
-----------	-----------	-----------	--	---------	---

Símbolos

Falla Normal		Deformaciones frágiles que se producen, cuando las rocas no pueden absorber los esfuerzos a los que están sometidas.
Falla Inversa		El movimiento es preferentemente horizontal y el plano de falla tiene típicamente un ángulo de 30 grados respecto a la horizontal. El bloque de techo se encuentra sobre el bloque de piso.
Falla exacta, Inferida, cubierta		Pueden verse cubiertas por coladas de lava o bien sedimentos quedando enterradas las fracturas, es entonces cuando se le llaman fallas "ciegas" u "ocultas".
Contacto entre formaciones		Intersección entre la superficie que limita dos volúmenes de roca diferentes y la superficie topográfica.
Rumbo y echado de capas		Es el ángulo, respecto al norte, que forma la línea de intersección del estrato con un plano horizontal. (se mide con una brújula).
Antidinal		Es un pliegue de la corteza terrestre que presenta los estratos más antiguos en su núcleo. Se forman por los efectos tectónicos de la dinámica
Sinclinal		Es un pliegue de la corteza terrestre que presenta los estratos más recientes en su núcleo. Se forman por los efectos tectónicos de la dinámica terrestre
Deslizamiento/Slide		Es un corrimiento de tierra, también llamado deslave, es el desplazamiento de una masa grande de tierra que se desprende por una vertiente o ladera, precipitándose por ella.
Escarpe		Pendiente o inclinación muy pronunciada de un terreno con una pendiente de entre 35° a 45°.
Deslizamiento		Movimiento por la interacción del agua y la gravedad o por interacción del ser humano.
Diaclasa		Es una rotura de origen natural en una roca que tiene movimiento muy reducido entre ambos lados de la fractura.
Foliación		Se denomina foliación a la disposición planar y paralela de minerales o agregados minerales de manera previsiva o penetrativa en rocas.

Se realizaron 2 pozos a cielo abierto (calicatas) se excavaron mecánicamente hasta una profundidad de aproximadamente 1 metro con el propósito de obtener datos acerca de los materiales superficiales existentes en el sitio.



Figura 5: Ubicación de las calicatas



Figura 5: Vista de la ejecución de las calicatas

PCA	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN VISUAL
1	0.00-1.00	Limo arcilloso con gravas color café anaranjado
2	0.00-1.00	Limo arcilloso con presencia de materia orgánica y gravas color café grisáceo

Figura 6: Tabla 1 resultados de la calicata

Ensayos DCP

Es una herramienta simple para evaluar la capacidad estructural de suelos y otros materiales granulares o levemente cementados.



Figura 7: Ensayos de DCP calicata 1



Figura 8: Ensayos de DCP calicata 2

Ensayo DCP, ASTM D 6951 - 18										
Prueba	Capacidad	Estación	Número de golpes	Penetración Acumulada (mm)	Penetración entre lecturas (mm)	Penetración por golpe (DPI)	Factor de martillo	Índice de DCP	Porcentaje de bajada	CBR Promedio
1			0	366.00	-	-	-	-	-	-
2			1	380.00	14.00	14.00	1	14.0	15	
3			3	441.00	61.00	12.20	1	12.2	17	
4			5	580.00	50.00	10.00	1	10.00	18	
5			5	540.00	40.00	8.00	1	8.00	23	
6			5	571.00	31.00	6.20	1	6.20	20	
7			5	603.00	32.00	6.20	1	6.20	36	
8			8	652.00	48.00	6.00	1	6.00	26	
9			8	629.00	43.00	5.40	2	5.40	37	
10			8	572.00	55.00	6.80	2	6.80	33	
11			8	574.00	32.00	4.00	3	4.00	38	
12			8	580.00	38.00	4.70	3	4.70	38	
13			5	570.00	16.00	3.20	4	3.20	45	

Figura 8: Resultados DCP calicata 1

Promedio: 38 CBR

Capacidad Soportante Correlacionada: 43 psi

Capacidad Soporte corregionada: 3.02 Kg/cm²

Factor de seguridad 2

Capacidad portante: 1.5 kg/cm²

Prueba	Capa Estación	Número de golpes	Penetración Acumulada (mm)	Penetración entre lecturas(mm)	Penetración por golpe (DPI)	Factor de martillo	Indice de DCP	CBR Por bajada	CBR Promedio
1		0	407.00	-	-	-	-		
2		1	431.00	24.00	24.00	1	24.00	8	
3		5	503.00	83.00	16.60	1	16.60	13	
4		5	575.00	64.00	12.80	1	12.80	16	
5		5	647.00	65.00	13.00	1	13.00	21	
6		5	719.00	75.00	15.00	1	15.00	14	
7		5	791.00	72.00	14.40	1	14.40	10	
8		5	863.00	72.00	14.40	1	14.40	22	
9		5	935.00	72.00	14.40	1	14.40	20	
10		5	1007.00	72.00	14.40	1	14.40	13	
11		5	1079.00	72.00	14.40	1	14.40	17	
12		8	1151.00	72.00	9.00	2	9.00	28	

Figura 9: Resultados DCP calicata 2

Promedio: 18 CBR

Capacidad Soportante Correlacionada: 27 psi

Capacidad Soporte corregionada: 1.9 Kg/cm²

Factor de seguridad 2

Capacidad portante: 0.95 kg/cm²

5. Conclusiones

En base a lo expuesto con anterioridad, se pueden obtener las siguientes conclusiones:

1. En base a la información obtenida sí como en base a los trabajos prexistes sobre riesgos geológicos, se puede observar que el área de estudio no se encuentra dentro de zonas de riesgo.

6. Referencias

- GEOCONSULT 01 junio 2023, Resultados Trabajos Geotécnicos Albergue Colonia Las Brisas.



7. Aviso legal

El contenido de este documento está exclusivamente previsto para el uso de la **Alcaldía Municipal del Distrito Central (AMDC)**, **Cooperación Alemana (KfW)**, elaborado por la **Unidad Ejecutora de Proyectos (UEPP)** y otros destinatarios contractualmente denominados. La disponibilidad para terceros de este contenido, parcial o total, debe ser aprobada por la **AMDC, UEPP/KfW**, no se hace responsable ante terceros respecto a la fiabilidad, integridad o exactitud del contenido.

**PROGRAMA DE ADAPTACIÓN URBANA AL CAMBIO CLIMÁTICO EN
CENTROAMÉRICA - COMPONENTE HONDURAS**

INFORME DE ESTUDIO HIDROLÓGICO / HIDRÁULICO

KfW-025

Proyecto:

Reforzamiento de Instalaciones Críticas para
Albergue en Colonia Las Brisas, Comayagüela,
M.D.C. (Escuela Toribio Bustillo)

Responsable:

Ing. Alberto Pinto

ENERO 2020

Índice

Índice.....	1
1. Introducción.....	2
2. Generalidades.....	3
2.1. Ubicación del Proyecto.....	3
2.2. Situación actual.....	4
3. Conclusiones.....	7
4. Recomendaciones.....	9
5. Referencias.....	10

INFORME

1. Introducción

La ciudad de Tegucigalpa M.D.C. se encuentra ubicada en un área montañosa de la zona central del país, en donde convergen 4 ríos principales (Guacerique, San José, Río Grande y Río Chiquito) y un gran número de quebradas para formar el Río Choluteca que vierte sus aguas hacia el Océano Pacífico. Su topología se asemeja a la de un valle, con una zona relativamente plana en el centro siendo rodeada por varias cadenas montañosas en la periferia. Estas características convierten a muchas zonas de la ciudad en zonas vulnerables ante deslizamientos e inundaciones.

Por esta razón, y en el marco del proyecto de "Adaptación al cambio climático en áreas urbanas de Centroamérica - componente Honduras", es que se ha propuesto acondicionar escuelas y centro comunitarios a lo largo de la ciudad para que funcionen como albergues en casos de evacuación de personas por alertas de desastres naturales. El presente informe describe de manera resumida algunas consideraciones desde el punto de vista hídrico a tomar en cuenta en el diseño de tales obras.

2. Generalidades

2.1. Ubicación del Proyecto

El sitio del proyecto (Escuela Toribio Bustillo) está ubicado en la colonia Las Brisas de Comayagüela, colindando con las colonias Betania al norte, Jardines de Toncontín No. 2 al suroeste, y la Nora de Melgar al sureste. Este inmueble es fácilmente accesible en vehículo, al estar ubicado en un predio adyacente al Boulevard Fuerzas Armadas.

La ubicación exacta del área a intervenir se encuentra en coordenadas UTM 16P 477416 m E, 1555656 m N, justo en el extremo norte de la Col. Las Brisas colindando con el Blvd. FFAA.



Ilustración 1 - Ubicación del Proyecto

2.2. Situación actual

Se logra identificar que el proyecto se encuentra dentro de una pequeña cuenca que comprende básicamente toda la colonia Las Brisas, esta pertenece a la cuenca del río Choluteca, y cuyas aguas drenan hacia la zona sur del país, desembocando en el océano Pacífico.

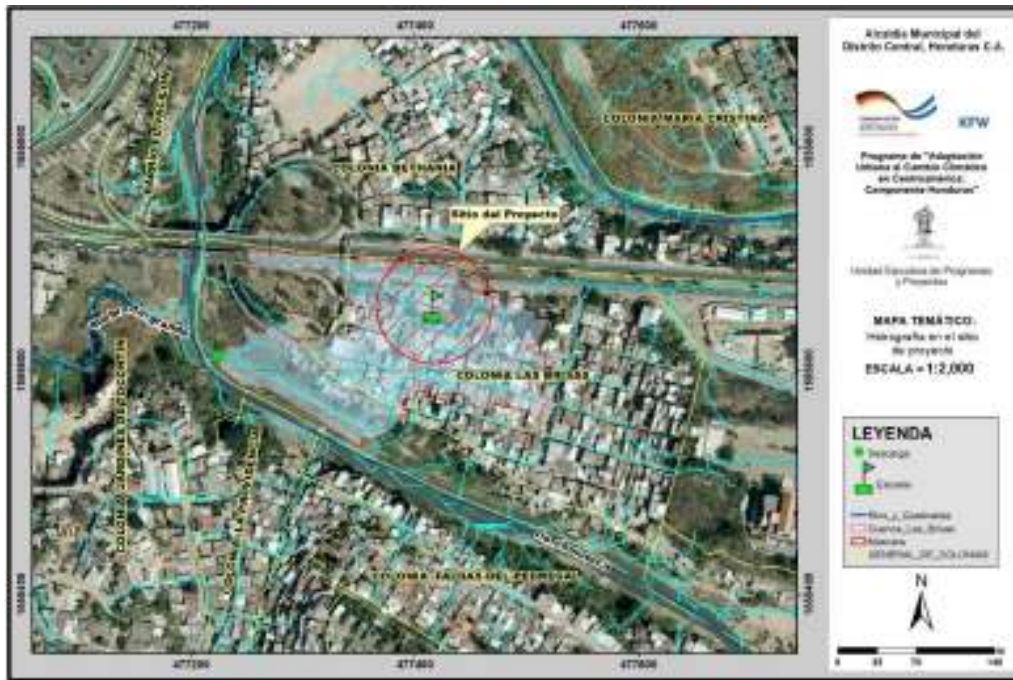


Ilustración 2. Mapa temático que muestra la Hidrografía del sitio de estudio,

Dentro de la cuenca no se identifica una quebrada o corredero como tal solo se identifican un patrón de drenaje alterado, muy característico de una zona muy urbanizada como es el caso que se presenta. El patrón de drenaje predominante dentro de la cuenca en estudio, donde se sitúa el proyecto a realizar, es el drenaje dendrítico con algunas corrientes con ángulos agudos a rectos (patrón de drenaje rectangular). La forma de la cuenca es irregular, donde los tributarios son principalmente las calles, callejones y patios de las casas de la colonia, así como las cunetas dentro de la misma, cuyas aguas recolectadas desembocan en el río Choluteca.

La pequeña cuenca de drenaje donde se encuentra el proyecto tiene un área de 2.84 hectáreas, y no cuenta con un corredero bien definido, el drenaje de toda el agua lluvia en

esta cuenca va directamente al río Choluteca, siguiendo los puntos más bajos dentro de la misma cuenca, los tiempos de concentración van desde 5 a 10 minutos con velocidades moderadas aproximadamente entre 2 m/s a 5 m/s y esto debido a que la pendiente media de la cuenca es de aproximadamente 15%, como se muestra en la ilustración

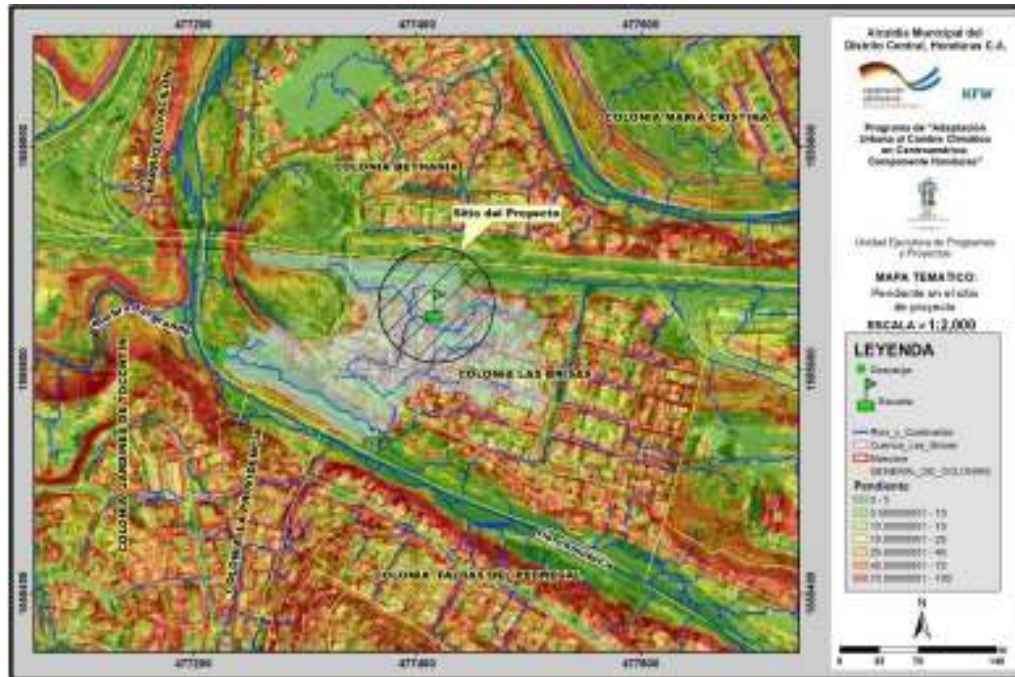


Ilustración 3. Mapa temático de pendientes de la cuenca

Del análisis realizado por especialista en hidrología – hidráulica con base a los mapas de susceptibilidad ante deslizamientos e inundaciones del Distrito Central, se puede concluir que la Escuela Toribio Bustillo es apta para cumplir su función de albergue en casos de emergencia, ya que se encuentra ubicada en una zona fuera del polígono de susceptibilidad ante los desastres previamente mencionados. **(ver anexo 11.7.2)**

La Colonia Las Brisas se encuentra parcialmente dentro de la llanura de inundación con período de retorno de 50 años del Río Choluteca. Sin embargo, la Escuela Toribio Bustillo está ubicada en una parte más alta y segura de la colonia (fuera de los polígonos de susceptibilidad ante deslizamiento e inundación). En el siguiente mapa temático se logra apreciar la situación actual de susceptibilidad ante deslizamientos e inundaciones (1:50) en las zonas aledañas.



Ilustración 4 - Mapa Temático de Susceptibilidad ante Deslizamientos e Inundaciones

Debido a la escasez de agua que afronta la ciudad Capital actualmente, es necesario considerar alternativas para el abastecimiento de agua para higiene y limpieza de las personas albergadas posterior a una evacuación por parte de las autoridades locales.

En aras de incrementar la resiliencia y la capacidad adaptativa de los habitantes de la zona, se ha propuesto la readecuación del centro educativo Toribio Bustillo para poder acoger damnificados y personas evacuadas una vez que hayan sido activadas las alertas por las autoridades correspondientes (CODEM, COPECO, FFAA). Se estima que se podrá albergar alrededor de 180 personas dentro de las instalaciones una vez hechas las mejoras correspondientes. Este albergue deberá contar con todas las instalaciones básicas que

aseguren condiciones adecuadas para las personas evacuadas en casos de emergencia (agua potable, instalaciones hidrosanitarias, baños, entre otros).

Existe otra amenaza latente en la ciudad Capital que afecta actualmente a todos sus habitantes: la escasez de agua. Recientemente, a finales del año 2019, se emitió un comunicado por parte del gobierno de la República en el cual se detalla que los racionamientos serán cada vez más habituales

debido a que las principales fuentes de agua de la ciudad (Los laureles, La Concepción y El Picacho) no se darán abasto para suplir la demanda actual. Esto se debe en parte a los cambios en los patrones de lluvia, producto del Cambio Climático, ya que los períodos de sequía se ven prolongados y los eventos de



Ilustración 5 - Embalse Los Laureles (Fuente: Radio América HN)

precipitación se intensifican (mayor cantidad de lluvia en un menor lapso de tiempo). Adicionalmente, la red de distribución de agua potable presenta pérdidas considerables debido a las fugas existentes.

En caso de un evento extremo (huracanes, terremotos, otros), existe la posibilidad de que ocurran daños a la red de distribución y se interrumpan algunos servicios públicos como el agua potable o la energía, por lo cual se considera favorable contar con cierto respaldo. Es por tal motivo que se ha propuesto implementar un sistema de cosecha de agua lluvia, el cual provea de agua para uso doméstico en caso de no existir acceso a la misma.

3. Conclusiones

- En base a los mapas de susceptibilidad ante deslizamientos e inundaciones del Distrito Central, se puede concluir que la Escuela Toribio Bustillo es apta para cumplir su función de albergue en casos de emergencia, ya que se encuentra ubicada en una zona fuera del polígono de susceptibilidad ante los desastres previamente mencionados.
- Debido a la escasez de agua que afronta la ciudad Capital actualmente, es necesario considerar alternativas para el abastecimiento de agua para higiene y limpieza de las personas albergadas posterior a una evacuación por parte de las autoridades locales.

4. Recomendaciones

- Acondicionar las instalaciones de la Escuela para cumplir su función de albergue en caso de evacuación de los habitantes de las zonas aledañas en caso de emergencia por desastres naturales, tomando en cuenta las necesidades básicas para la supervivencia humana.
- Se considera factible la implementación de un sistema de recolección y almacenamiento de agua lluvia para ser utilizada como respaldo en caso de no haber abastecimiento primario de agua. Esta agua deberá utilizarse únicamente para realizar actividades domésticas de limpieza e higiene personal, al no contemplarse un sistema de tratamiento de la misma para convertirla en apta para consumo humano.
- Con el fin de evacuar las aguas acumuladas dentro del predio de la escuela, sin afectar los caudales acumulados en el sistema de alcantarillado pluvial, se recomienda implementar un sistema de drenaje sostenible o drenaje 'verde' el cual capta el agua mediante la infiltración sobre superficies permeables y luego es drenada a través de un tubo perforado hacia el sistema pluvial con un menor caudal.

5. Referencias

Hirozumi, Kiyoshi / JICA – Guía Técnica para Cosechar el Agua de Lluvia, Ecuador (2015)

Unidad de Apoyo Técnico en Saneamiento Básico Rural (UNATSABAR) – Guía de Diseño para Captación del Agua Lluvia, Perú (2001)

Organización Mundial de la Salud OMS / Organización Panamericana de la Salud OPS – Notas Técnicas sobre Agua, Saneamiento e Higiene en Emergencias (2009)

Fondo de Adaptación / PNUD / UNAH-IHCIT – Proyecto: Enfrentando riesgos climáticos en recursos hídricos en Honduras (2012)

<https://acchonduras.wordpress.com/documentos/mapas/>

ANEXO MEMORIA HIDROSANITARIA

**Proyecto “Reforzamiento de Instalaciones Críticas
para Albergue en Colonia Las Brisas de Comayagüela
M.D.C. (Escuela Toribio Bustillo)” KfW-025**

Dago Brizuela

Diciembre 2023

Tabla de contenido

1. GENERALIDADES.....	4
2. UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	4
2.1. Situación actual.....	5
2.2. Agua Potable.....	5
2.3. Red Sanitaria.....	6
3. MEMORIA DE TÉCNICA AGUA POTABLE	7
3.1. Especificaciones técnicas de los materiales y artefactos	7
4. MEMORIA DE CÁLCULO AGUA POTABLE.....	10
4.1. Cálculo del Consumo de Agua Potable	10
4.2. Tanque Elevado	11
4.3. Cálculo hidráulico de la red exterior de agua potable.....	11
4.4. Cálculo hidráulico de la red interior	13
5. MEMORIA DE TÉCNICA DRENAJE SANITARIO.....	16
5.1. Especificaciones técnicas de los materiales y artefactos	16
6. MEMORIA DE CÁLCULO DRENAJE SANITARIO	19
6.1. Asignación del diámetro para cada aparato sanitario	19
6.2. Cálculo de caudal y asignación de diámetros	19
6.3. Asignación del diámetro para redes de ventilación	20
7. MEMORIA DE TÉCNICA DRENAJE PLUVIAL	21
7.1. Especificaciones técnicas de los materiales y artefactos	21
8. MEMORIA DE CÁLCULO DRENAJE PLUVIAL	23
8.1. Cálculo del caudal del Área a drenar No Permeable (980.67 m ²).....	23
9. MEMORIA DE CÁLCULO COSECHA DE AGUA.....	¡Error! Marcador no definido.
10. Cálculo de la Bomba del Cisterna	¡Error! Marcador no definido.

1. GENERALIDADES

La presente memoria comprende y describe los conceptos utilizados en el desarrollo de las instalaciones sanitarias del proyecto KfW-025 **“Reforzamiento de Instalaciones Críticas para Albergue en Colonia Las Brisas de Comayagüela M.D.C. (Escuela Toribio Bustillo)”**

El proyecto se desarrollará de acuerdo con las necesidades mínimas que requiere el buen funcionamiento en las instalaciones de un albergue mediante la propuesta de arquitectónica a un uso dual, centro educativo que atiende 6 grados (1ero a 6to grado), en dos jornadas, mañana y tarde y albergue temporal donde las instalaciones de la escuela, se ha usado en épocas anteriores al servicio de la comunidad en situación de desastre o emergencia; en la actualidad no se encuentra acondicionado para garantizar las condiciones imprescindibles para su estancia. El proyecto además de las instalaciones nuevas comprende el mejoramiento de los sistemas de agua y desagüe existentes.

2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

La Colonia Las Brisas se encuentra ubicada en el sector 19 del Distrito Central al oeste de la colonia Miraflores, al noroeste de la colonia La Joya y al sureste de la ciudad de Tegucigalpa, también colinda con la colonia Betania y colonia el Prado; se accede a ella directamente por el Boulevard Fuerzas Armadas contiguo al edificio del Banco Central. Para efectos de esta formulación y en atención a la denuncia de los pobladores, la zona de visita del proyecto se ubica en el punto de referencia con las coordenadas UTM, 477417.00 m E; 1555659.00 m N.

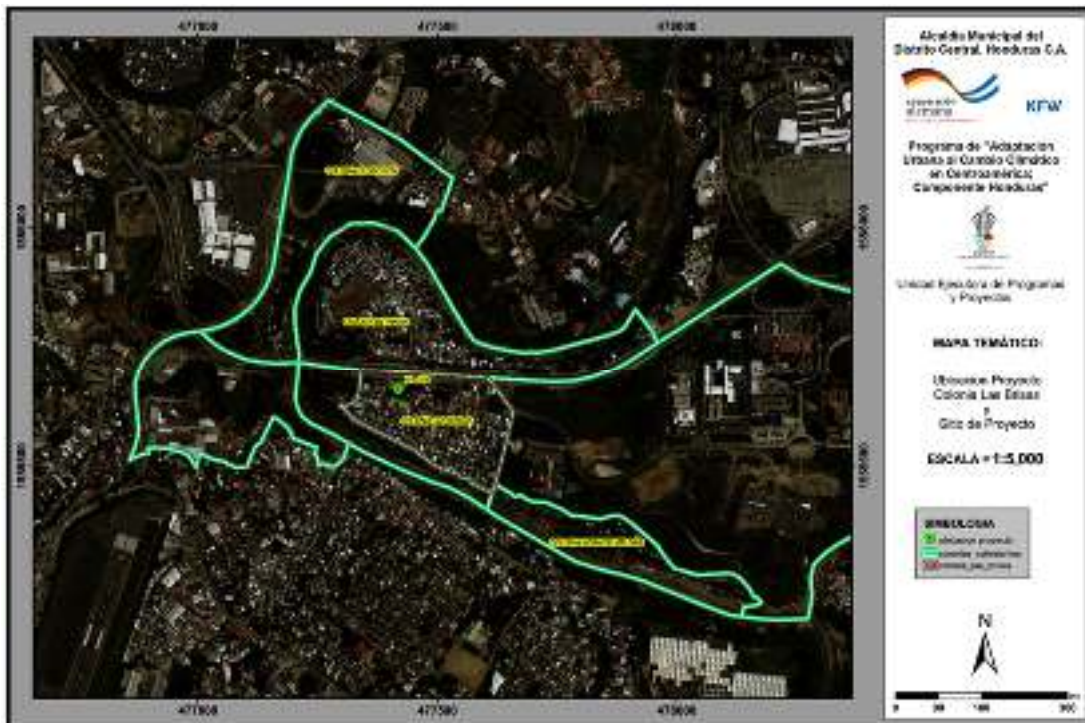


Ilustración 1: Ubicación sitio del proyecto.

Las instalaciones sanitarias serán planteadas en base a la planta arquitectónica, coordinado con todos los especialistas que intervienen en el diseño integral de la edificación.

Las instalaciones Sanitarias serán desarrolladas; en instalaciones interiores e instalaciones exteriores.

Las instalaciones sanitarias interiores corresponden en la solución sanitaria de todos los ambientes como son los servicios higiénicos y los servicios anexos de acuerdo con el equipamiento. Las instalaciones exteriores corresponden a la solución del sistema de abastecimiento de agua para todo el edificio, el sistema de evacuación de las aguas residuales al Colector Publico de la Ciudad y la solución de los sistemas de drenaje de las aguas de lluvia.

2.1. Situación actual

La Escuela cuenta con 9 aulas, un laboratorio de computación, una biblioteca, una bodega, cafetería y una dirección, asimismo un módulo de baños con 9 inodoros y 2 lavamanos en el exterior del mismo. El abastecimiento de agua potable por parte del Sanaa es aproximadamente de 2 a 3 veces por semana, cuenta con un tanque para almacenamiento de agua que se encuentra en mal estado. En tal sentido cuenta con un suministro de agua y redes de desagüe siendo estas las siguientes:

2.2. Agua Potable

El abastecimiento de agua es insuficiente en la actualidad, el tanque de almacenamiento existente requiere reconstrucción por los daños existentes, además no proporciona la presión necesaria en los artefactos sanitarios. La institución educativa tiene servicio de agua potable a través de una conexión domiciliaria.



Ilustración 2: Lavamanos existente.



Ilustración 3: Tanque de almacenamiento existente.

2.3. Red Sanitaria

El sistema hidrosanitario deberá ser mejorado; el módulo de baños existente requiere del cambio de accesorios de los inodoros ya que están dañados. La institución educativa cuenta con una conexión domiciliar del servicio de aguas residuales con el sistema público, asimismo la descarga de aguas lluvia se hace directamente hacia la calle de acceso al centro educativo.



Ilustración 4: Aparatos sanitarios existentes.



Ilustración 5: Modulo de sanitarios existente.



Ilustración 6: Patio sin drenaje.



Ilustración 7: Deformación en losa existente.

3. MEMORIA DE TÉCNICA AGUA POTABLE

El cálculo de Agua Potable se encuentra en concordancia con el NORMAS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE, SERVICIO AUTÓNOMO NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS (SANAA).

3.1. Especificaciones técnicas de los materiales y artefactos

3.1.1. Especificaciones de la tubería

La tubería de instalación hidráulica será de cloruro de polivinilo (PVC). La tubería deberá satisfacer las normas comerciales estándar para PVC ASTM-D-2241, SDR 26.

En caso de cruce de tuberías de drenaje y agua potable, La distancia horizontal mínima a la que deberá estar la tubería de agua potable con respecto a la de alcantarillado sanitario es de 1.50 m, y la distancia vertical mínima a la que deberá estar la tubería de agua potable con respecto a la de alcantarillado sanitario es de 0.60 m (Mondragon., 2004).

La instalación de la tubería, incluyendo los artefactos sanitarios y la grifería, deberán someterse a pruebas de resistencia y estanqueidad. La tubería deberá someterse a una presión interna de agua inyectada.

A la tubería se aplicará una presión mínima de 100psi, o la presión estática más el 20%. Seleccionando la presión que fuere mayor, durante un periodo de 2 horas, en dicho periodo no deberá existir descenso en la presión.

Se inspeccionarán todas las uniones antes y durante el tiempo de prueba, y se procederá a corregir las uniones que presenten fugas visibles.

3.1.2. Dimensiones de la Tubería

Las dimensiones de la tubería será conforme los planos de diseño.

3.1.3. Accesorios para Tubería

Los accesorios de agua potable son piezas para: reducir diámetros, cambios de dirección, derivaciones, uniones, tapones, instalación de artefactos, cruces, curvas, etc. Los cuales deberán ser cedula 40 y cumplir con la norma ASTM D-2466.

Los accesorios deberán ser colocados conforme las ubicaciones y profundidades indicados en los planos de diseño. No se permitirá que en la obra se realicen quemaduras o calentamiento a las tuberías de PVC para efectos de realizar uniones o sustituir accesorios.

3.1.4. Especificaciones de los artefactos

Los artefactos sanitarios serán de marcas reconocidas y con garantía de dos años.

El color, característica y calidad de los artefactos sanitarios deberán ser de acuerdo a lo indicado en planos y disposiciones especiales.

Los artefactos sanitarios, no deberán presentar resaltos o superficies rugosas que sean visibles, o que se encuentren ocultas y puedan retener materiales de los desechos.

Los accesorios y tuberías visibles de los artefactos deberán ser de metal cromado. La conexión de agua al artefacto estará provista de una válvula cromada (contra llave) de marca reconocida, con el objeto de poderse interrumpir el flujo de agua en caso de mantenimiento.

Los artefactos sanitarios serán de tipo: Loza Vitrificada en color Blanco.

Sanitarios

El sanitario deberá estar compuesto de un solo cuerpo, el cual incluirá la taza y depósito de descarga, capacidad del tanque 6 litros, tipo de descarga: una descarga, color blanco, sifón oculto, mecanismo de descarga: manija.

Lavamanos

Los lavamanos será conforme los planos de diseño.

Duchas

Deberá quedar embutida en la pared, con un brazo de la pared a la cabeza rociadora, con ajuste de rociado y unida al brazo por medio de una rotula, manijas metálicas de palanca, cabeza de ducha con rociador de una posición, fácil limpieza en cabeza de ducha (anticalcario), acabado cromado.

Lavatrastos

Los lavatrastos deberán ser de acero inoxidable conforme la cantidad de fosas indicadas en los planos, deberán contar con un mueble de concreto acabado con azulejo, la grifería deberá ser de marcas reconocidas y con garantía mínima de 2 años.

Normas y Reglamentos

- NORMAS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO
 - NORMAS DE DISEÑO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO, ALCANTARILLADO PLUVIAL Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
-

3.1.5. Parámetros de diseño

Tabla 1: Parámetros de diseño. Fuente: Elaboración propia.

Parámetros de diseño para agua potable				
Ítem	Criterio	Valor	unidad	Observaciones
1	Horizonte de diseño	20	años	Se dimensionará el sistema a un horizonte de 20 años, se consideran 3 meses para construcción
2	Períodos de diseño			
2.1	Obra civil	20	años	Guía Técnica de Normas Sanitarias NFOM, MSPAS
2.2	Equipos mecánicos	5 - 10	años	Guía Técnica de Normas Sanitarias INFOM, MSPAS
3	Cobertura del sistema	100	%	
4	Dotación	50 65	l/est/d l/alb/d	Rodriguez, 1958 Usaid, 2012
5	Método de cálculo			Epanet (red exterior) Hunter (red interior)
Hidráulicas Agua Potable				
6	Presión mínima	8.52 6	Lbs/plg ² mca	
7	Presión máxima	60 42	Lbs/plg ² m.c.a	Normas de Planificación y Construcción del FHA
8	Demanda máxima horaria	3		Normas EMPAGUA
9	Diámetro máximo de tubería en red de distribución	1 1/2	Plg	Normas de Planificación y Construcción del FHA
10	Diámetro mínimo de tubería en conexiones domiciliarias	1/2	Plg	Normas de Planificación y Construcción del FHA, diámetro mínimo por cada 2 lotes siempre y cuando se proporcione la presión mínima
11	Profundidad mínima de la tubería sobre la corona (nivel superior del tubo)	0.60	m	Guía Técnica de Normas Sanitarias INFOM, MSPAS
12	Tubería			PVC ASTM 2241, SDR 26
13	Velocidad mínima	0.60	m/s	Guía Técnica de Normas Sanitarias INFOM
14	Velocidad máxima	3.00	m/s	Guía Técnica de Normas Sanitarias INFOM

4. MEMORIA DE CÁLCULO AGUA POTABLE

4.1. Cálculo del Consumo de Agua Potable

Dotación Escuela = 50 l/hab/día (Rodriguez, 1958)

Dotación Albergue = 50 l/seg/ha (Esfera, 2018)

Factor Día Máximo (FDM) = 1.5 para poblaciones menores de 1,000 habitantes. Factor Hora Máxima (FHM) = 3.0 Normas EMPAGUA, para un área menor a 40 Ha.

En la siguiente tabla se incluye el cálculo del caudal.

Tabla 2: Calculo hidráulico de caudal.

Cálculo de Caudal				
Descripción	Cantidad	Dotación	Unidad	Caudal (l/d)
Estudiantes	157	50	l/Alumnos/d	15,700
Jornadas	2			
Personal Administrativo	12	50	l/Empleado/d	600
Albergue	200	50	l/Persona/d	10,000
	526			
K1	1.5		QM (l/d)	26,300
K2	3		QM (m³/d)	26.30
			QM (l/s)	0.304
			QM (gal/min)	4.825
			QMD (m³/d)	39.450
			QMD (l/s)	0.457
			QMH (m³/d)	78.900
			QMH (l/s)	0.913

De los resultados obtenidos:

QM = 0.302 l/s = 26.30

m³/día

QMD = 0.457 l/s

QMH = 0.913 l/s

4.2. Tanque Elevado

Volumen del Tanque Elevado V_{te}

$$V_{te} = (100 \% \text{ caudal medio } * D) + V_{\text{incendio}}$$

D=	1 Dia
$V_{\text{incendio}}=$	6.6 m ³
$V_{te}=$	26.31 m ³
$V_{te}=$	32.90 m³

Dimensiones del Tanque Elevado

R=	1.50 m
H Liquido=	4.20 m
H Borde Libre=	0.50 m
H Total = Liquido + Borde Libre =	4.70 m
$V_{tot}=$	33.22 m³

*Se utilizará tanque de polietileno de 33.22 m³ o 33,220 litros

*Opción 2. Dimensiones de requerirse tanque subterráneo

Dimensiones del Tanque Subterráneo

Largo=	3.20 m
Alto=	3.00 m
Ancho=	3.20 m
Borde libre=	0.25 m
Volumen=	33.28 m³

4.3. Cálculo hidráulico de la red exterior de agua potable

Para realizar el cálculo de la red exterior de agua potable se utilizó el Software Epanet en su versión 2.0, el sistema exterior está compuesto por un tanque de almacenamiento con una capacidad de 33 m³, cabe mencionar que por limitantes de espacio se deben construir 2 tanques elevados uno con una capacidad de 22 m³ y uno de 11 m³ o cualquier combinación que satisfaga los requerimientos de caudal a una altura de losa de 4.0 m. El sistema puede trabajar completamente por gravedad desde el tanque elevado, mismo que es conducido por una tubería de ½, ¾ y 1". Los resultados obtenidos de la modelación hidráulica se incluyen a continuación.

Sistema por Gravedad:

En la siguiente figura se puede observar el modelo perfectamente trabajando por gravedad desde el tanque elevado con una cota máxima de 4.0 m.

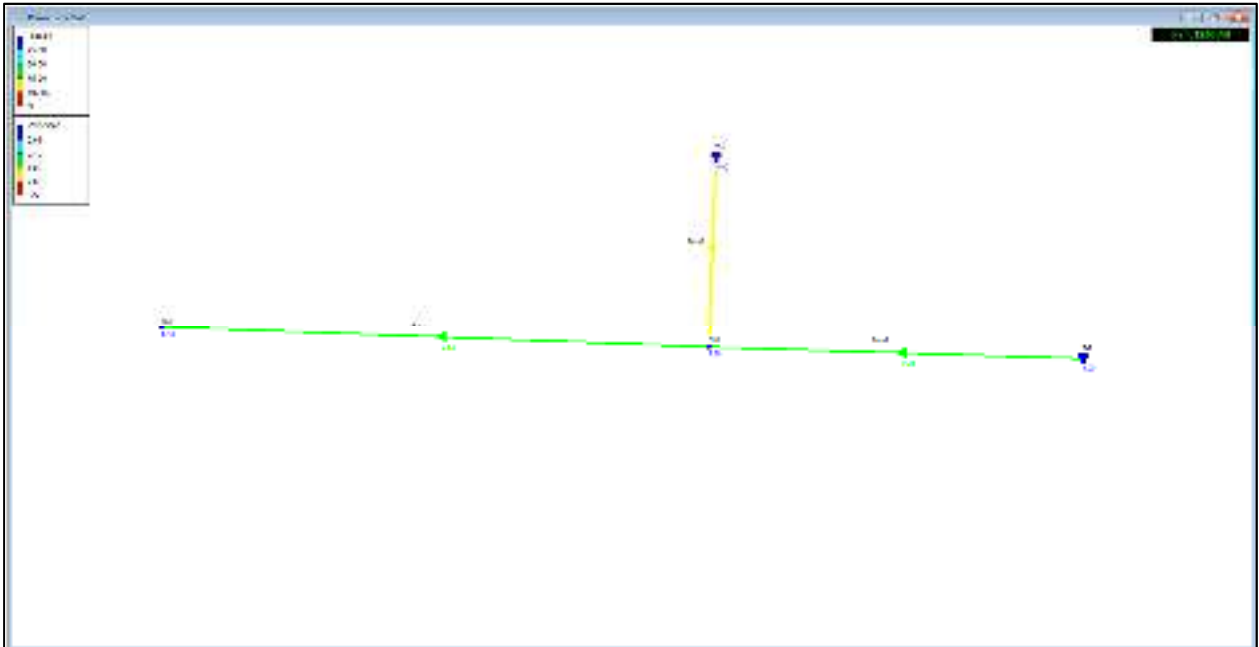


Ilustración 8: Modelo de red de agua exterior por gravedad.

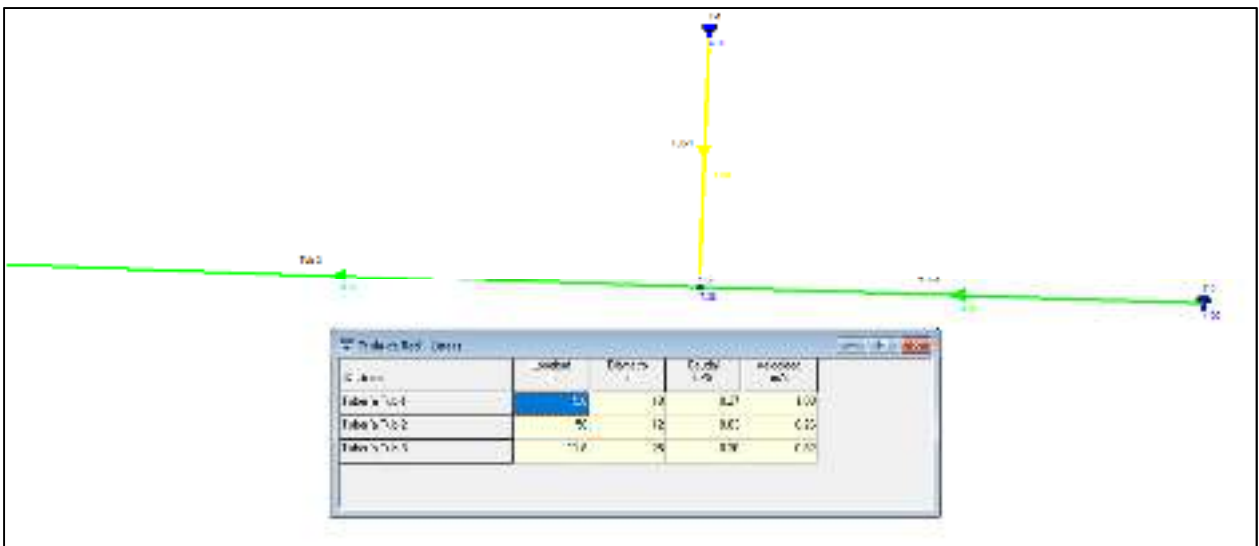


Ilustración 9: Tabla con parámetros de tuberías.

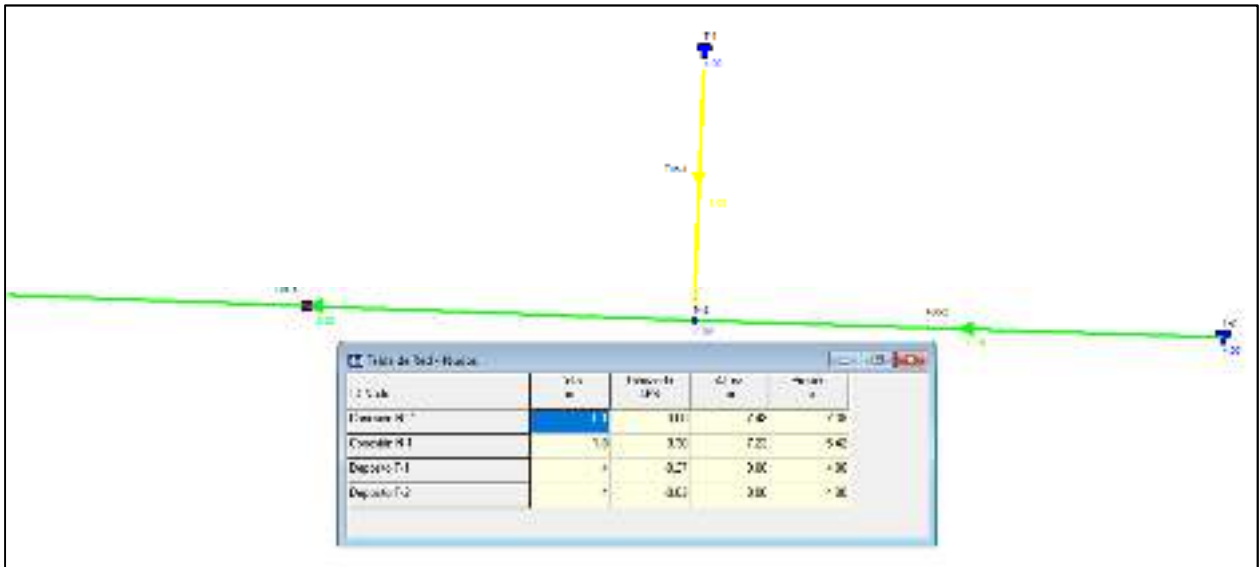


Ilustración 10: Tabla con parámetros de nodos.

4.4. Cálculo hidráulico de la red interior

El cálculo hidráulico para el diseño de las tuberías interiores de la escuela y el albergue se realizó por medio del Método Hunter, el método pretende evaluar el caudal máximo probable y se basa en el concepto de que únicamente unos pocos aparatos, de todos los que están conectados al sistema, entrarán en operación simultánea en un instante dado. El efecto de cada aparato que forma parte de un grupo numeroso de elementos similares depende de:

- Caudal del aparato, o sea el flujo que deja pasar el servicio (q).
- Frecuencia de uso: tiempo entre usos sucesivos (T).
- Duración de uso: tiempo que el agua fluye para atender la demanda del aparato (t)

Los valores aceptados por la mayoría de los códigos para los diferentes aparatos se muestran en la siguiente Tabla.

Unidades de gasto para el cálculo de las tuberías de distribución de agua en los edificios (aparatos de uso público).

Cálculo de Unidades Hunter en la escuela

Tabla 3. Aparatos sanitarios para el módulo del albergue.

Aparatos Sanitarios Albergue			
Aparatos	N	U. G	UH
Lavamanos	3	2	6
Inodoro con tanque	6	5	30
Ducha	6	4	24
Suma			60

Tabla 4. Aparatos sanitarios para el módulo existentes de la escuela.

Aparatos Sanitarios Existentes			
Aparatos	N	U. G	UH
Lavamanos	2	2	4
Inodoro con tanque	9	5	45
Suma			49

Total, unidades Hunter 109

NOTA: Para calcular tuberías de distribución se usarán las cifras indicadas en la tercera columna. Debe asumirse este número de unidades de gasto por cada salida.

Cabe señalar que esta estimación del gasto en sistemas de servicios se realizó en 1940. Además, se debe recalcar que la estimación es el flujo máximo probable, así que para nuestra actualidad esta estimación queda un poco sobrada, dando selecciones de equipos de servicios un poco sobre dimensionados.

Sin embargo, existe una modificación a este Método realizada en el año 1987 en donde se utiliza la curva mostrada en la siguiente figura, por lo que para la estimación del gasto se utilizará el Método modificado, el cual da estimaciones más precisas para la actualidad.

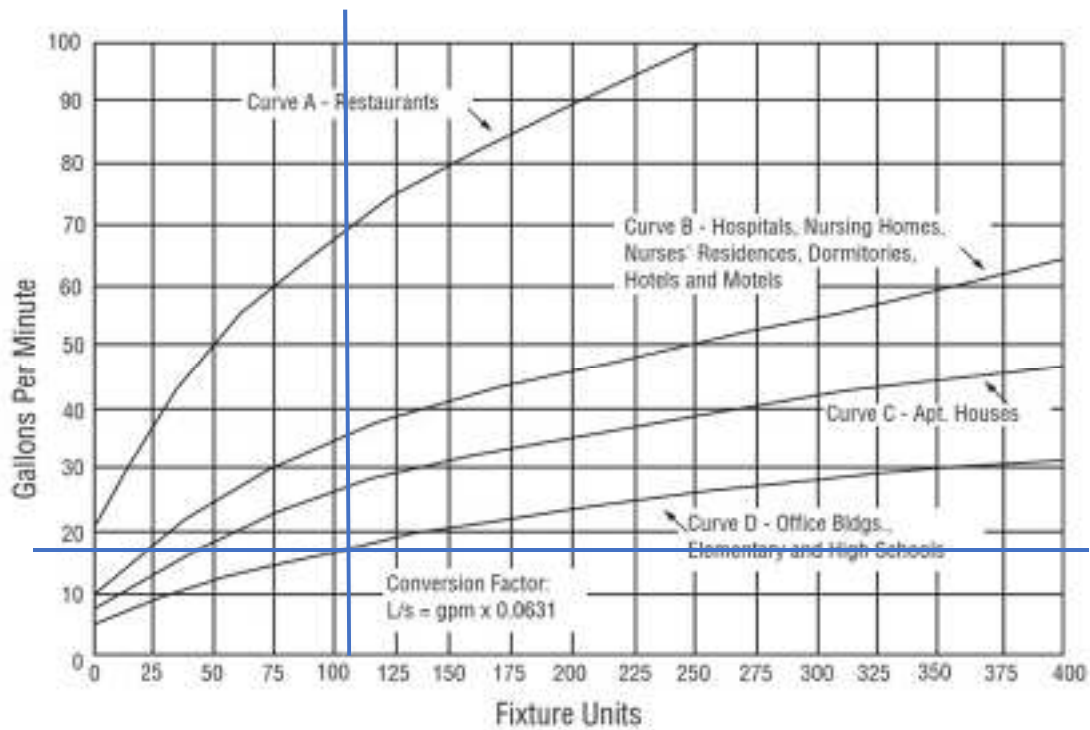


Ilustración 11: Curvas para la estimación de gasto.

Gastos probables por medio de la aplicación del Método de Hunter

De la Curva se obtiene 18 galones por minuto.

18 gal/min = 1.136 Lts/seg = 68.15 Lts/Min.

Por lo tanto, al realizar la conversión se obtiene un caudal de diseño de: **1.136 litros por segundo equivalente a 68.15 Lts/Min.**

4.4.1. Asignación del diámetro para cada aparato

Aparato	Diámetro (plg)
Ducha	3/4 "
Inodoro con tanque	3/4 "
Lavamanos	3/4 "
Pila	3/4 "

5. MEMORIA DE TÉCNICA DRENAJE SANITARIO

El cálculo de Drenaje Sanitario se encuentra en concordancia con el NORMAS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE, SERVICIO AUTÓNOMO NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS (SANAA).

5.1. Especificaciones técnicas de los materiales y artefactos

5.1.1. Especificaciones de la tubería

Para las tuberías de 2" a 4" que desaguarán lavabos en general e inodoros, se especifica utilizar PVC Tipo 1, Grado 1, ASTM 2241 SDR 32.5, junta cementada. Asimismo, accesorios PVC cédula 40. El sistema está integrado por: a) tubería para lavabos en general 2" PVC, b) tubería para inodoros 4" PVC, c) colectores unificadores posteriores de 4" PVC, d) cajas de registro, e) accesorios de interconexión PVC, f) colector de descarga final de 4".

5.1.2. Dimensiones de la Tubería

Las dimensiones de la tubería será conforme los planos de diseño.

5.1.3. Accesorios para Tubería

Los accesorios son piezas para: reducir diámetros, cambios de dirección, derivaciones, uniones, tapones, instalación de artefactos, cruces, curvas, etc. Los cuales deberán ser cedula 40 y cumplir con la norma ASTM D-2466.

Los accesorios deberán ser colocados conforme las ubicaciones y profundidades indicados en los planos de diseño. No se permitirá que en la obra se realicen quemaduras o calentamiento a las tuberías de PVC para efectos de realizar uniones o sustituir accesorios.

La tubería de ventilación deberá cumplir con la norma ASTM D 2241, tiene como objetivo conducir los gases generados por las aguas residuales hacia la parte externa de la edificación, los diámetros de la tubería serán directamente proporcional al diámetro de las bajadas, pero en ningún caso será inferior a la mitad del diámetro de la bajada servida.

Todas las tuberías de desagüe horizontal para aguas residuales tendrán tuberías de ventilación colocadas al pie de las bajantes, y en la prolongación posterior del tramo horizontal saliendo a la atmósfera.

La tubería de ventilación se colocará en la parte de afuera de los módulos y se sujetará con abrazaderas a los muros. La tubería de ventilación tendrá un nivel de 0.30 metros sobre el nivel del techo y rematará con un sifón invertido y estará cubierta con malla que impida el paso de insectos y roedores.

5.1.4. Especificaciones de los artefactos

Los artefactos sanitarios serán de marcas reconocidas y con garantía de dos años.

El color, característica y calidad de los artefactos sanitarios deberán ser de acuerdo a lo indicado en planos y disposiciones especiales. Los artefactos sanitarios, no deberán presentar resaltos o superficies rugosas que sean visibles, o que se encuentren ocultas y puedan retener materiales de los desechos.

Los accesorios y tuberías visibles de los artefactos deberán ser de metal cromado. La conexión de agua al artefacto estará provista de una válvula cromada (contra llave) de marca reconocida, con el objeto de poderse interrumpir el flujo de agua en caso de mantenimiento.

Los artefactos sanitarios serán de tipo: Loza Vitrificada en color blanco.

Sanitarios

El sanitario deberá estar compuesto de un solo cuerpo, el cual incluirá la taza y depósito de descarga, capacidad del tanque 6 litros, tipo de descarga: una descarga, color blanco, sifón oculto, mecanismo de descarga: manija.

Lavamanos

Los lavamanos será conforme los planos de diseño.

Duchas

Deberá quedar embutida en la pared, con un brazo de la pared a la cabeza rociadora, con ajuste de rociado y unida al brazo por medio de una rotula, manijas metálicas de palanca, cabeza de ducha con rociador de una posición, fácil limpieza en cabeza de ducha (anticalcario), acabado cromado.

Lavatrastos

Los lavatrastos deberán ser de acero inoxidable conforme la cantidad de fosas indicadas en los planos, deberán contar con un mueble de concreto acabado con azulejo, la grifería deberá ser de marcas reconocidas y con garantía mínima de 2 años.

5.1.5. Normas y Reglamentos

- NORMAS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO
 - NORMAS DE DISEÑO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO, ALCANTARILLADO PLUVIAL Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
 - Código de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias en Edificaciones, Costa Rica.
-

5.1.6. Parámetros de diseño

Parámetros de diseño para alcantarillado sanitario				
Ítem	Criterio	Valor	unidad	Observaciones
1	Horizonte de diseño	20	años	Se dimensionará el sistema a un horizonte de 20 años, se consideran 3 meses para construcción
2	Períodos de diseño			
2.1	Obra civil	20	años	Guía Técnica de Normas Sanitarias INFOM
3	Cobertura del sistema	100	%	
Hidráulica de Alcantarillas Sanitarias				
4	Rugosidad	0.010	adimensional	Tensión de arrastre y fórmula de Manning, según el material de la tubería a emplear
5	Tirantes máximos	50	%	El tirante máximo para el valor del caudal máximo futuro del colector principal será igual o inferior del 80% del diámetro interno del colector, para permitir la ventilación de forma que se minimice o elimine la generación o acumulación de gases, se cambia el diámetro escogido cuando la relación Y/D \geq 0.8
6	Velocidad mínima	0.45	m/s	Normas de Planificación y Construcción del FHA
7	Velocidad máxima	4.00	m/s	Normas de Planificación y Construcción del FHA

6. MEMORIA DE CÁLCULO DRENAJE SANITARIO

6.1. Asignación del diámetro para cada aparato sanitario

Se le asigna un número de unidades mueble (UM) y un diámetro de tubería a cada aparato sanitario, en este caso es una instalación de primera clase, quedando de la siguiente manera:

Tabla 5. Número de unidades mueble (UM) por aparato.

Aparato	Número de unidades mueble (UM) por aparato	Diámetro (plg)
Ducha	2	2"
Inodoro con tanque	4	4"
Lavamanos	1	2"
Lavatrastos	3	2"
Lavadora de ropa	3	4"
Pila	3	4"

6.2. Cálculo de caudal y asignación de diámetros

Se ha estimado un caudal para la residencia con base a las UM de la siguiente forma:

Tabla 6. Cálculo de diámetros de tubería para el módulo existente de la escuela.

Aparatos Sanitarios Existentes de Escuela					
Aparato	Cantidad	Q diseño	Número de unidades mueble (UM)	Diámetro (plg)	Caudal (lts/seg)
Lavamanos	2	0.6	2	2	1.2
Inodoro con tanque	9	1.5	36	4	13.5
Total=			38		14.7

Las tuberías tendrán un diámetro de 2" y 4" en PVC como se indica en la tabla anterior.

Aparatos Sanitarios Albergue					
Aparato	Cantidad	Q diseño	Número de unidades mueble (UM)	Diámetro (plg)	Caudal (lts/seg)
Lavamanos	3	0.6	5	2	1.8
Inodoro con tanque	6	1.5	24	4	9.0
Ducha	6	0.6	12	2	3.6
Total=			41		14.4

Las tuberías tendrán un diámetro de 2" y 4" en PVC como se indica en la tabla anterior.

El agua residual de los servicios será conducida a una caja colectora, de la cual saldrá una tubería de 6" en PVC hacia el sistema de alcantarillado sanitario existente.

6.3. Asignación del diámetro para redes de ventilación

La ventilación se considera de gran importancia en la red sanitaria, ya que sirve para controlar el fenómeno de sifonamiento, para proteger los sellos hidráulicos.

"El diámetro de las tuberías de ventilación será directamente proporcional a su longitud y al diámetro de las bajadas, pero en ningún caso será inferior a la mitad del diámetro de la bajada servida" según lo establece el Manual de Criterios Normativos, Pág. 76.

Distancia máxima de la conexión de ventilación a los sellos de agua	
Diámetro del conducto de desagüe a la pieza (plg)	Distancia máxima entre el sello de agua y el tubo de ventilación (m)
1 1/4	0.75
1 1/2	1.10
2	1.50
3	1.80
4	3.00

Tabla 7. Diámetros para tuberías de ventilación.

Diámetros para tuberías de ventilación		
ítem	Artefacto	Diámetro tubería de ventilación (plg)
1	Sanitario	6

7. MEMORIA DE TÉCNICA DRENAJE PLUVIAL

El cálculo de Drenaje Pluvial se encuentra en concordancia con el NORMAS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE, SERVICIO AUTÓNOMO NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS (SANAA).

7.1. Especificaciones técnicas de los materiales y artefactos

7.1.1. Canales de recolección

Los canales de recolección son necesarios para conducir el agua de lluvia de los techos, hacia los ductos del drenaje pluvial, los canales serán de PVC de alto caudal, los cargadores de canal deberán estar espaciados a una longitud no mayor de 1.00 metro.

7.1.2. Especificaciones de la tubería

La tubería de PVC para drenaje pluvial deberá cumplir con la norma ASTM F949 de 4" hasta 18" y AASHTO M304 de 24" hasta 36", corresponde a las tuberías de bajadas y conducción de las aguas de lluvia hacia los lugares de descarga o hacia los lugares de almacenamiento de agua de lluvia para poder utilizarla posteriormente. Los diámetros de las tuberías de bajada deberán ser calculados conforme el caudal de cada bajada, el cual estará en función del área a drenar, y conforme sea indicado en los planos de diseño.

7.1.3. Dimensiones de los canales y las tuberías

Las dimensiones de los canales y la tubería será conforme los planos de diseño.

7.1.4. Accesorios para Tubería

Los accesorios son piezas para: reducir diámetros, cambios de dirección, derivaciones, uniones, tapones, instalación de artefactos, cruces, curvas, etc. Los cuales deberán ser cedula 40 y cumplir con la norma ASTM D-2466.

Los accesorios deberán ser colocados conforme las ubicaciones y profundidades indicados en los planos de diseño. No se permitirá que en la obra se realicen quemaduras o calentamiento a las tuberías de PVC para efectos de realizar uniones o sustituir accesorios.

7.1.5. Normas y Reglamentos

- NORMAS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO
- NORMAS DE DISEÑO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO, ALCANTARILLADO PLUVIAL Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
- Código de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias en Edificaciones, Costa Rica.

7.1.6. Parámetros de diseño

Parámetros de diseño para agua pluvial				
Ítem	Criterio	Valor	unidad	Observaciones
1	Horizonte de diseño	20	años	Se dimensionará el sistema a un horizonte de 20 años, se consideran 3 meses para construcción
2	Períodos de diseño			
2.1	Obra civil	20	años	Guía Técnica de Normas Sanitarias INFOM
3	Cobertura del sistema	100	%	Urbanización completa Cluster A y Cluster B
4	Frecuencia lluvia	5	años	Normas de Planificación y Construcción del FHA
Hidráulica de Alcantarillas Pluviales				
5	Diámetro mínimo pluvial	8.00	plg	Normas de Planificación y Construcción del FHA
	Diámetro mínimo conexiones domiciliarias	6.00	plg	Normas de Planificación y Construcción del FHA
6	Velocidad mínima	0.45	m/s	Normas de Planificación y Construcción del FHA
7	Velocidad máxima	4.00	m/s	Normas de Planificación y Construcción del FHA
10	Profundidad mínima de la tubería sobre la corona (nivel superior del tubo)	1.00	m	Normas Generales Alcantarillado INFOM
11	Tubería PVC NOVAFORT			PVC ASTM F949 de 4" hasta 18"
				PVC AASHTO M304 de 24" hasta 36"

8. MEMORIA DE CÁLCULO DRENAJE PLUVIAL

Área del terreno = 1,621.95 m²

Área a drenar No permeable = 1,621.95 m²

Área a drenar Permeable = 0.0 m²

8.1. Cálculo del caudal del Área a drenar No Permeable (1,621.95 m²)

Se dispone de un área de piso de concreto, y de dos áreas de construcción a las cuales se les calculará sus bajantes pluviales para drenar el techo.

Cálculo del caudal del Área a drenar No Permeable (1,621.95 m²)

Construcción	Área (m ²)	Área (Ha)
Piso de concreto	644.46	0.064
Construcción existente en uso, estrado	56.88	0.006
Construcción existente en uso, cafetería	78.6	0.008
Construcción existente en uso, Aula 1	91.28	0.009
Construcción existente en uso, Aula 2	70.43	0.007
Construcción existente en uso, Aula 3	85.93	0.009
Construcción existente en uso, Aula 4	50.69	0.005
Construcción nueva en uso, Aula 5	59.87	0.006
Construcción nueva en uso, Aula 6	64.17	0.006
Construcción nueva en uso, Aula 7	97.57	0.010
Construcción nueva en uso, Aula 8	221.26	0.022
Construcción, módulo de existente	30.99	0.003
Construcción nueva, módulo de baños	69.82	0.007
Total	1621.95	0.162

Por ser una superficie impermeable de techos se estimará una C de 1.00, debido a que se quiere 0% de infiltración.

Estimando una frecuencia de ocurrencia de 5 años, un tiempo de concentración de t = 5 minutos y que el inmueble estará ubicado en la Ciudad Capital, se tendrá una Intensidad de lluvia igual a 158.13 mm/hora.

Cálculo de la Intensidad de Lluvia

Utilizando las fórmulas

A	2351	Parámetro de ajuste
B	15	Parámetro de ajuste
t	5	Duración en minutos
n	0.901	Parámetro de ajuste
Tr	5	Período de retorno
i	158.13 mm/h	Con tiempo de retorno de 20 años
C	1	Debido a que se requiere 0% de infiltración

Cálculo del Caudal por Módulo y Bajante

$$Q = \frac{C I A}{360} \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$C = 1$$

Relación entre la esorrentía y la cantidad de lluvia caída en el Área, 0% de infiltración

I = 158.13 mm/hora Intensidad de lluvia

En la siguiente tabla se muestran los caudales producto de las construcciones existentes y el piso de concreto.

Construcción	Área No Permeable(m ²)	Caudal (m ³ /s)	Caudal (l/s)
Piso de concreto	Área No Permeable	0.035	35.447
Construcción existente en uso, estrado	Bajante 1	0.002	2.498
Construcción existente en uso, cafetería	Bajante 2	0.003	3.453
Construcción existente en uso, Aula 1	Bajante 3	0.004	4.009
Construcción existente en uso, Aula 2	Bajante 4	0.003	3.094
Construcción existente en uso, Aula 3	Bajante 5	0.004	3.774
Construcción existente en uso, Aula 4	Bajante 6	0.002	2.227
Construcción nueva en uso, Aula 5	Bajante 7	0.003	2.630
Construcción nueva en uso, Aula 6	Bajante 8	0.003	2.819
Construcción nueva en uso, Aula 7	Bajante 9	0.004	4.286
Construcción nueva en uso, Aula 8	Bajante 10	0.010	9.719
Construcción, módulo de existente	Bajante 11	0.001	1.361
Construcción nueva, módulo de baños	Bajante 12	0.003	3.067
Total		0.078	78.38

El caudal del área a Drenar No Permeable es de 78.38 L/seg.

Cálculo del Diámetro de Bajantes (1%)

$$D = \left[\frac{691000 \cdot Q \cdot 0.009}{S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

Construcción	Bajantes	Diámetro (mm)	Diámetro Comercial (plg)	Diámetro (plg)
Piso de concreto	Área No Permeable	Directa en el piso		
Construcción existente en uso, estrado	Bajante 1	6.63	0.26	2
Construcción existente en uso, cafetería	Bajante 2	7.49	0.29	2
Construcción existente en uso, Aula 1	Bajante 3	7.92	0.31	2
Construcción existente en uso, Aula 2	Bajante 4	7.19	0.28	2
Construcción existente en uso, Aula 3	Bajante 5	7.74	0.30	2
Construcción existente en uso, Aula 4	Bajante 6	6.35	0.25	2
Construcción nueva en uso, Aula 5	Bajante 7	6.76	0.27	2
Construcción nueva en uso, Aula 6	Bajante 8	6.94	0.27	2
Construcción nueva en uso, Aula 7	Bajante 9	8.12	0.32	2
Construcción nueva en uso, Aula 8	Bajante 10	11.04	0.43	2
Construcción, módulo de existente	Bajante 11	5.28	0.21	2
Construcción nueva, módulo de baños	Bajante 12	7.16	0.28	2

El diámetro de las bajantes se encuentra entre 2" respectivamente.

9. MEMORIA DE CÁLCULO COSECHA DE AGUA

Cálculo del Volumen del Tanque de Almacenamiento (Cosecha de Lluvia)

Oferta de Agua de Lluvia

$$AI = \frac{Ppi \times C \times a}{1,000}$$

Ppi=		Precipitación Promedio Mensual
C=	1	Coefficiente de Escorrentía
A=	430.28 m ²	Área de Captación
AI=	73.32	Oferta del Mes

Modulo	Área techos (m ²)
Aulas	430.28

El centro educativo dispondrá de techos impermeables, con los cuales se tendrá la capacidad de captar el mayor volumen de agua lluvia

Mes	Precipitación mm	Oferta de agua (m ³)		Demanda (m ³)		Diferencia (m ³)
		Mensual	Acumulada	Mensual	Acumulada	
Junio	160.5	69.06	69.06	31.52	31.52	37.54
Julio	87.3	37.56	106.62	31.52	63.05	43.57
Agosto	99	42.60	149.22	31.52	94.57	54.65
Septiembre	170.4	73.32	222.54	31.52	126.10	96.44
Octubre	121.3	52.19	274.73	31.52	157.62	117.11
Noviembre	32.6	14.03	288.76	31.52	189.15	99.61
Diciembre	9.6	4.13	292.89	31.52	220.67	72.22
Enero	5.6	2.41	295.30	31.52	252.20	43.10
Febrero	4.2	1.81	297.11	31.52	283.72	13.39
Marzo	9.4	4.04	301.15	31.52	315.25	-14.09
Abril	43.2	18.59	319.74	31.52	346.77	-27.03
Mayo	148.3	63.81	383.55	31.52	378.30	5.25
						117.11

Dotación diaria para cada persona

Dot. Diaria 2.00 l/hab/día

El agua de lluvia que será utilizada exclusivamente para el servicio de sanitarios y riegos

El tanque tendrá una capacidad equivalente al 25 % del tanque recomendado en el análisis

Volumen 29.28 m³

Dimensiones tanque de almacenamiento

Longitud= 4 m

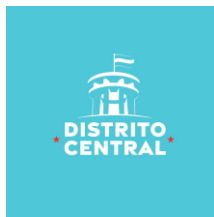
Ancho= 4 m

Altura= 2 m

Volumen 32 m³

*El tanque tendrá una capacidad equivalente al 25% del tanque recomendado en el análisis lo que equivale a 1.0 mes de consumo domestico





*Programa de Adaptación Urbana al Cambio
Climático en Centroamérica-Componente Honduras*



Alcaldía Municipal del Distrito Central
Unidad Municipal de Gestión Integral de Riesgos
Programa de Adaptación Urbana al Cambio Climático en Centroamérica
Componente Honduras

Nombre del Proyecto:
Reforzamiento de Instalaciones Críticas para Albergue en Colonia
Las Brisas de Tegucigalpa M.D.C. (Escuela Toribio Bustillo)

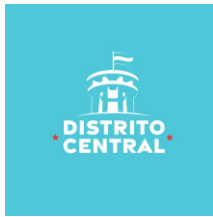
Código: KfW-025
Memoria Cálculo Estructural
Renan E. Rivera

Fecha: diciembre 2023



Contenido

1. INTRODUCCIÓN	3
2. METODOLOGÍA.....	4
3. ESTRUCTURA DE ALBERGUE Y TANQUE DE ALMACENAMIENTO.....	8
3.1 SECCIONES UTILIZADAS.....	9
3.2 MODELACION DE LAS CARGAS	10
3.2.1 DEFINICION DE CARGA MUERTA.....	11
3.2.2 DEFINICION DE CARGA VIVA.....	12
3.2.3 DEFINICION CARGA SISMO.....	13
3.2.4 DEFINICION CARGA VIENTO.....	24
3.3 COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO	27
3.4 ESTIMACIÓN DE MASAS.....	30
3.5 MODOS DE VIBRACION.....	31
3.6 REVISION DE SECCION PROPUESTAS Y ACERO DE REFUERZO	32
3.7 DISEÑO DE CIMENTACION.....	47
4. CONCLUSIONES	72



1. INTRODUCCIÓN

En el presente documento se exponen los análisis estructurales de las obras para el Reforzamiento de la estructura existente de la Escuela Toribio Bustillo para su habilitación como albergue durante emergencias en el D.C. Col. Las Brisas, Tegucigalpa, M.D.C. La estructura en cuestión está compuesta vigas y columnas de concreto como elementos sismos resistentes básicos, que sostienen un entrepiso metálico con Joist. El sistema estructural posee una distribución clásica para sistemas estructurales ideal para resistir fuerzas sísmicas en términos de regularidad geométrica en planta.

En este documento se expondrán las asunciones y consideraciones utilizadas, al igual que los cálculos de las solicitaciones y resistencias que deberán asegurar -razonablemente- el funcionamiento correcto e ininterrumpido de estos elementos durante su vida útil.

Para el diseño de los diferentes elementos, se seguirán los lineamientos establecidos en:

1. Código Hondureño de Construcción,
2. Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-08) y comentarios
3. American Institute of Steel Construction, (AISC ASD-89)
4. Cualquier otro documento al cuál éste haga referencia.

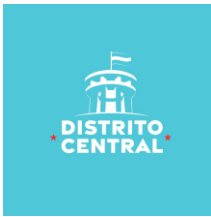
Objetivos:

Objetivo general

Realizar el modelamiento y los cálculos estructurales necesarios que garanticen la funcionalidad adecuada de los diversos tipos de Estructuras propuestas en el proyecto así mismo determinar las dimensiones optimas y características de estos.

Objetivos específicos

- 1) Diseñar un sistema de entrepiso y con tableros de losa aligerada y marcos semirrígidos de concreto armado, así como su cimentación y estructura de techo, considerando todas las diferentes configuraciones, sometida a todos los efectos de las posibles cargas que deba



sobrellevar en su vida útil. De igual manera, se deberán exponer de manera clara los resultados y conclusiones de estos estudios y ensayos.

2. METODOLOGÍA

Características de los Materiales

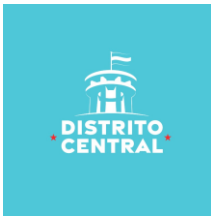
Los materiales empleados deben cumplir con lo estipulado en el Código Hondureño de la Construcción (CHOC) y las normas referenciadas por el mismo. A continuación, se presentarán las características de los materiales considerados en el diseño.

Con la finalidad de resolver sistemas estructurales hiperestáticos se ha desarrollado métodos no tradicionales, considerando la facilidad en el desarrollo del método seleccionado así como su sistematización mediante el uso de computadoras para este caso se usará el método de rigidez y el método de los Elementos finitos (placas y muros), por seguir un procedimiento organizado que sirve para resolver estructuras determinadas e indeterminadas, estructuras linealmente elásticas y no linealmente elásticas.

En la actualidad con el desarrollo de la computación se han desarrollado innumerables programas de computadora basados en el método general de rigidez y sobretodo el método de los Elementos finitos, los programas utilizados en el proyecto son los siguientes:

ETABS 20.3

El programa ETABS, pertenecen a la empresa CSI Computers & Structures, INC ETABS 20.3 se ha desarrollado en un ambiente constructivo totalmente integrado del análisis y del diseño, ideal para el análisis y diseño de edificios y naves industriales, al igual que el SAP 2000, puede realizar análisis de estructuras completas, pero tiene muchísimas opciones extras que simplifican el diseño de edificaciones; como, por ejemplo: cálculo automático de coordenadas de centros de masa (X_m , Y_m). Cálculo automático de coordenadas de centros de rigideces (X_t , Y_t), cálculo automático de fuerzas sísmicas, sus excentricidades y aplicación en el centro de masas, cálculo automático



de masas del edificio a partir de los casos de cargas elegidos, división automática de elementos (Auto-Mesh), así se pueden definir elementos que se cruzan, y el programa los divide automáticamente en su análisis interno, o se puede dar el comando de que divida los elementos en el mismo modelo, plantillas predefinidas de sistemas de losas planas, losas en una dirección, losas reticulares o aligeradas, etc.

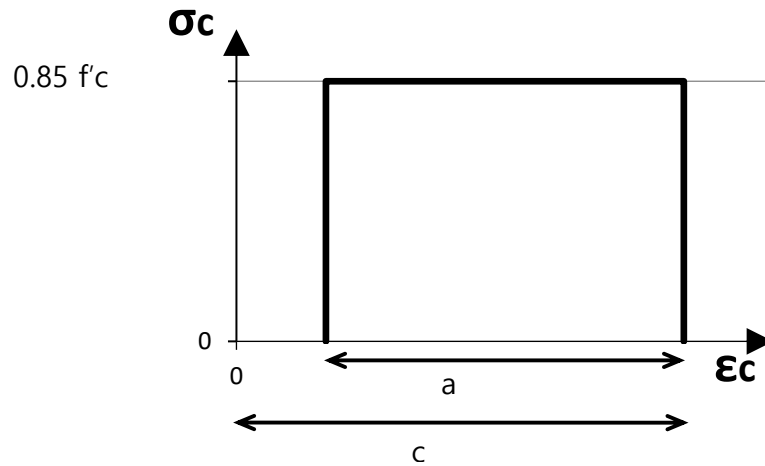
CONCRETO

Todos los elementos que requieran de este material estarán constituidos por concreto con $f'c = 280$ kg/cm^2 (4,000 psi). De acuerdo al CHOC y ACI 318-95, este tipo de concreto presenta las siguientes características:

<u>Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$</u>		
Módulo de Elasticidad	$E_c = 15,100 * \sqrt{f'c}$	253,456.7 kg/cm^2
Resistencia Promedio a Compresión	$f'cr = f'c + 84$	374 kg/cm^2
Máxima Deformación Unitaria		0.0035
Resistencia a Tensión	$f_{ct} = 10\% f'c$	28 kg/cm^2
Coefficiente de Poisson		$\nu = 0.2$

Tabla – Datos Mecánicos del Concreto

La ley constitutiva adoptada para el estado límite último a compresión será al correspondiente al "stress block" ó distribución rectangular. Se adoptó esta simplificación por los buenos resultados que permite esta propuesta y por la aceptación de la misma dentro de la comunidad ingenieril. En el caso del estado último a tensión, su aporte será despreciado.



Donde:

$$a = \beta_1 c$$

$$\beta_1 = 0.85$$

c: Representa la altura de la sección bajo compresión.

Figura - Ley Constitutiva del Concreto

ACERO DE REFUERZO

Todos los elementos de concreto armado estarán reforzados por acero corrugado grado 40, en caso contrario, este será especificado en los planos taller. De acuerdo al CHOC, este tipo de acero presenta los siguientes valores:

Módulo de Elasticidad	$E_s = 2,038,901.90 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo Máximo Asumido	$f_y = 60 \text{ ksi} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Deformación Unitaria de Fluencia	$\epsilon_{sy} \approx f_y / E_s = 0.002059$

Tabla – Datos Mecánicos del Acero de Refuerzo

La ley constitutiva adoptada para el estado límite último será el correspondiente a un material idealizado perfectamente plástico. Adicionalmente este diagrama será tomado como simétrico tanto para compresión como para tensión.

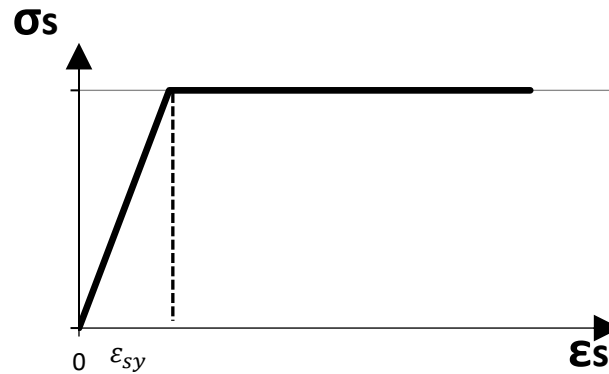


Figura - Ley Constitutiva del Acero de Refuerzo

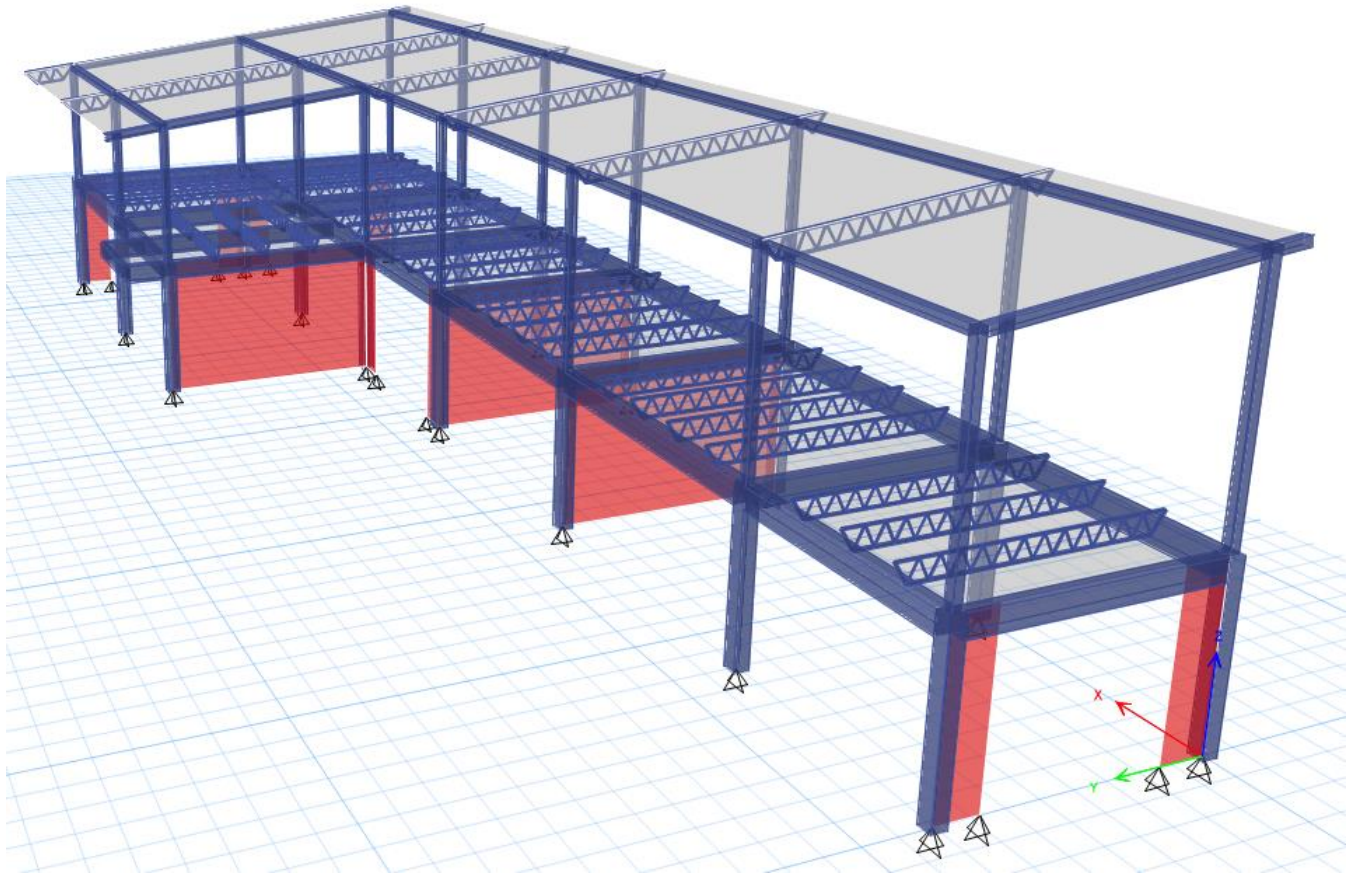
ACERO ESTRUCTURAL

Todos los elementos de Joist y la estructura de techo se utilizará este tipo de material. Este tipo de acero presenta los siguientes valores:

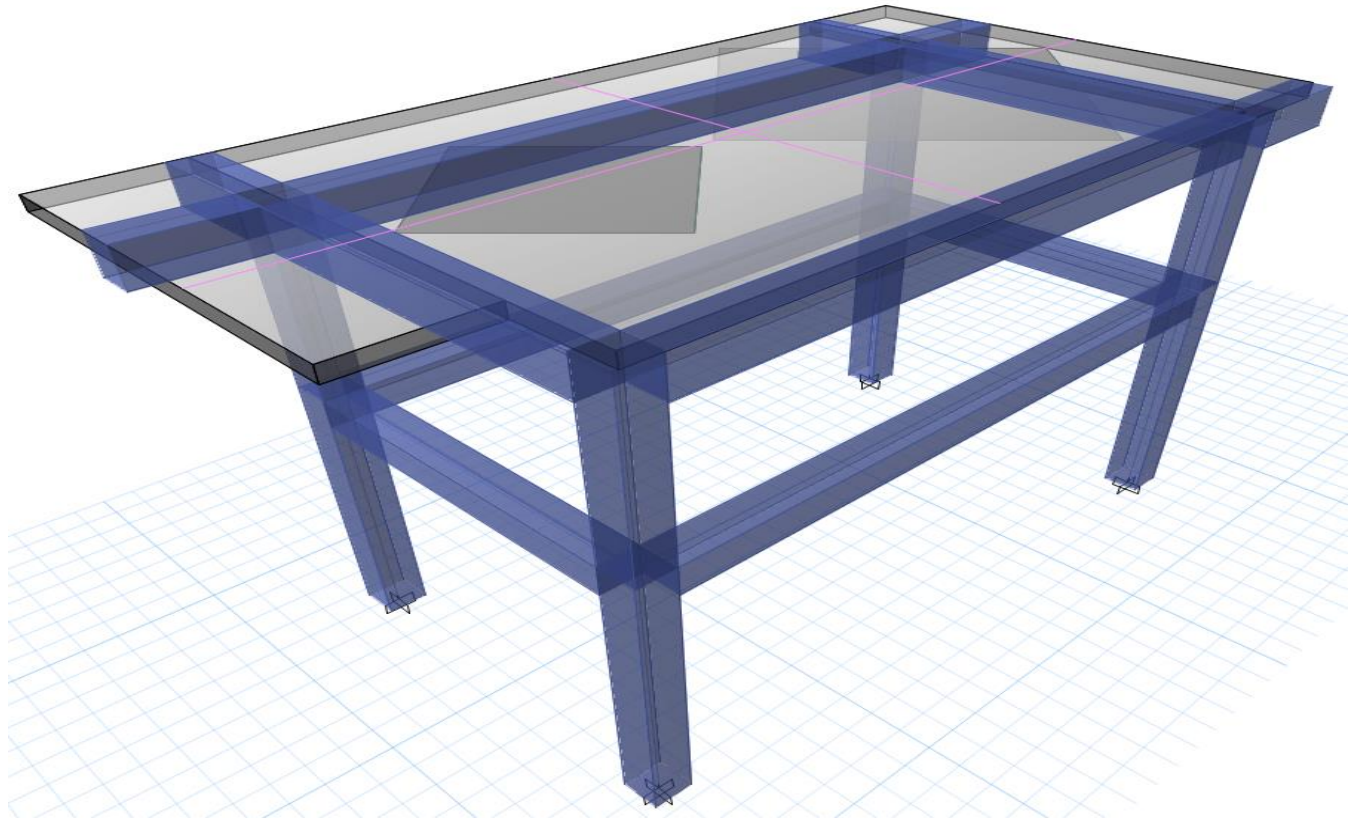
Table - Material Properties - Steel Data

Material	Fy tonf/m2	Fu tonf/m2	Fye tonf/m2	Fue tonf/m2	SSHysType	FinalSlope
A992Fy50	35153.48	45699.53	38668.83	50269.48	Kinematic	-0.1

3. ESTRUCTURA DE ALBERGUE Y TANQUE DE ALMACENAMIENTO



Modelo Tridimensional de la estructura del albergue



Modelo Tridimensional de la estructura para tanque de almacenamiento

3.1 SECCIONES UTILIZADAS

El modelo geométrico se ha desarrollado mediante elementos tipo “Membrana” asignando diferentes secciones, siendo las siguientes para el albergue:

Table - Area Section Property Definitions - Summary

Name	Type	Element Type	Material	Total Thickness m	Deck Material	Deck Depth m
Deck1	Deck	Membrane	4000Psi	0.145	A992Fy50	0.075
losa15	Slab	Shell-Thin	4000Psi	0.15		

Table - Frame Section Property Definitions - Summary

Name	Material	Longitudinal Bar Material	Tie Bar Material	Area m2	Depth m	Width m	I33 m4	I22 m4	Design Type
JOIST	A992Fy50	A615Gr60	A615Gr60						Joist
C-01	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.1225	0.35	0.35	0.001251	0.001251	Column
C-02	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.0625	0.25	0.25	0.000326	0.000326	Column
C-03	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.04	0.20	0.20	0.000133	0.000133	Column
V20X40	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.08	0.4	0.2	0.001067	0.000267	Beam
V35X50	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.175	0.35	0.50	0.003646	0.001786	Beam
V30X50	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.15	0.30	0.50	0.003125	0.001125	Beam

Y las siguientes para la estructura del tanque:

Table - Area Section Property Definitions - Summary

Name	Type	Element Type	Material	Total Thickness m
Losa 15cm	Slab	Shell-Thin	4000Psi	0.15

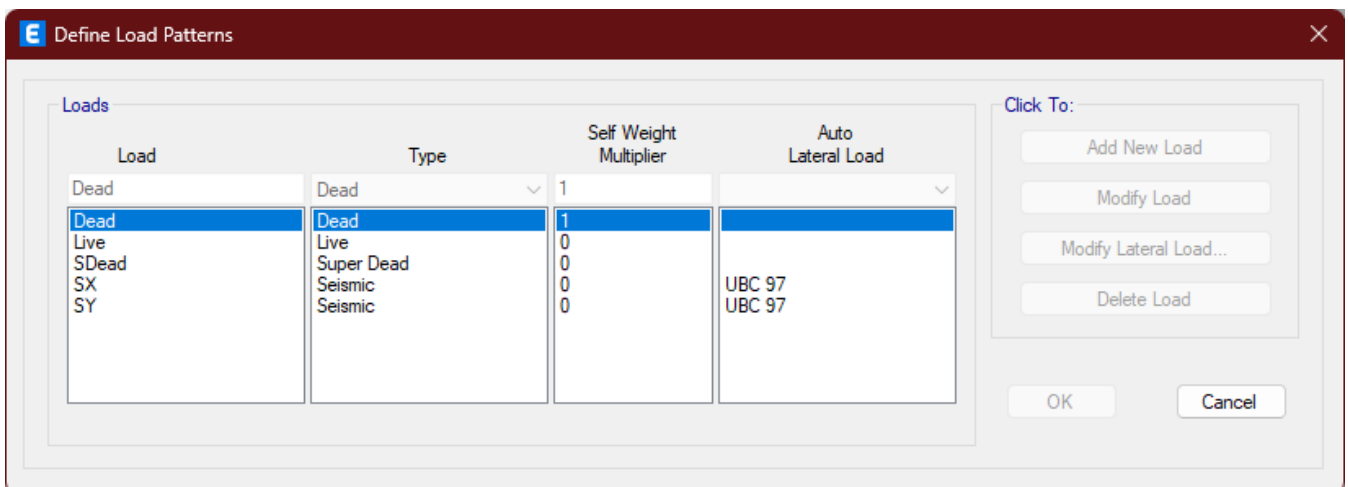
Name	Material	Longitudinal Bar Material	Tie Bar Material	Area m2	Depth m	Width m	I33 m4	I22 m4	Design Type
COL 30x30	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.09	0.30	0.30	0.000675	0.000675	Column
V30X30	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.09	0.3	0.3	0.000675	0.000675	Beam
V30X40	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.12	0.4	0.30	0.0016	0.0009	Beam

3.2 MODELACION DE LAS CARGAS

Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
SDead	Super Dead	0	
SX	Seismic	0	UBC 97
SY	Seismic	0	UBC 97

3.2.1 DEFINICION DE CARGA MUERTA

El software de forma automática proporciona el cálculo del peso propio de los elementos definidos en el modelo geométrico mediante el multiplicador "self weight" en general el software considera un peso del concreto reforzado de 2400 kg/m³, se auto calcula de acuerdo a las secciones transversales asignadas. En el diseño revisado la misma se definió como se muestra a continuación:



3.2.2 DEFINICION DE CARGA VIVA

Se consideró una carga viva de 500 kg/m² en la losa de piso, en la categoría de áreas de reuniones públicas y auditorios, incluye balcones (Áreas con asientos movibles y otras áreas). Según la siguiente tabla:

OCUPACIÓN O USO		CARGA UNIFORME	CARGA CONCENTRADA
Categoría	Descripción	Kg/m ²	A Kg
1	Aceras y calles de entrada	1,250	Ver nota b
2	Áreas de reuniones públicas ^e y auditorios, incluye balcones	250	0
	Áreas con asientos movibles y otras áreas	500	0
	Escenarios y plataformas	625	0
3	Armerías	750	0
4	Bibliotecas	300	500 ^d
	Cuartos de libros	625	750 ^d
5	Bodegas y almacenes	625	0
	Pesada	1,250	0
6	Cornisas y marquesinas	300 ^a	0
7	Cuartos de baño o sanitarios	Ver nota f	0
8	Escuelas	200	500 ^d
9	Estacionamientos o garajes	500	Ver nota b
	Vehículos en general y/o taller	250	Ver nota b
10	Fábricas	375	1,000 ^d
	Liviana	625	1,500 ^d
	Pesada	500	
11	Graderías, palcos, bancas o sillas	200	500 ^d
12	Hospitales	750	1,250 ^d
13	Imprentas	500	1,000 ^d
	Cuartos de ordenación y composición	250	1,000 ^d
14	Oficinas	500	0
15	Puentes peatonales y pasarelas	200	0 ^h
16	Residencial ^g	300 ^a	0
	Área básica de piso	200 ^a	0
	Balcones exteriores	200 ^a	0
17	Salidas de lugares públicos ⁱ	500	0 ^h
18	Sistemas de piso para acceso	250	1,000 ^d
	Uso de computadoras	500	1,000 ^d
19	Terrazas en techos	Igual al área servida o para el tipo de ocupación acomodada	
20	Tiendas	500	1,500 ^d

^a Ver la Sección 1.1.6 para reducción de carga viva.

^b Ver la Sección 1.1.4.3, segundo párrafo, para cargas concentradas. Ver la Tabla 1.1.4-2 para barreras de vehículos.

^c Las áreas de reuniones públicas incluyen ocupaciones tales como salones de baile, cuartos de ejercicios, gimnasios, áreas de juego, plazas, terrazas y ocupaciones similares que generalmente son de acceso público.

^d Ver la Sección 1.1.4.3, primer párrafo, para el área de aplicación de la carga.

^e Ver la Sección 1.1.5.4 para techos con propósitos especiales.

^f Las cargas en cuartos de baño o sanitarios no deberán ser menores que las cargas para la ocupación a la que están asociados, pero no necesita exceder 250 Kg/m².

^g Las ocupaciones residenciales incluyen residencias privadas, apartamentos y cuartos de huéspedes de hoteles.

3.2.3 DEFINICION CARGA SISMO.

Por facilidades constructivas y por reducción de costos se optará por tratar de homogeneizar los diseños de las diferentes cunetas. Es decir, se tratarán de mantener mismos materiales, espesores constantes.

El proyecto deberá de desarrollarse con la finalidad de garantizar un comportamiento que haga posible:

- Resistir sismos leves sin daño
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves
- Resistir sismos severos con posibilidad de daños estructurales importantes, evitando el colapso de la edificación.

El territorio nacional se encuentra dividido en nueve zonas, esta zonificación se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información neo tectónica

A cada zona se le asigna un factor Z según se indica en la siguiente tabla, este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno.

ZONA ZISMICA	1	2	3a	3b	4a	4b	5a	5b	6
Z	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50

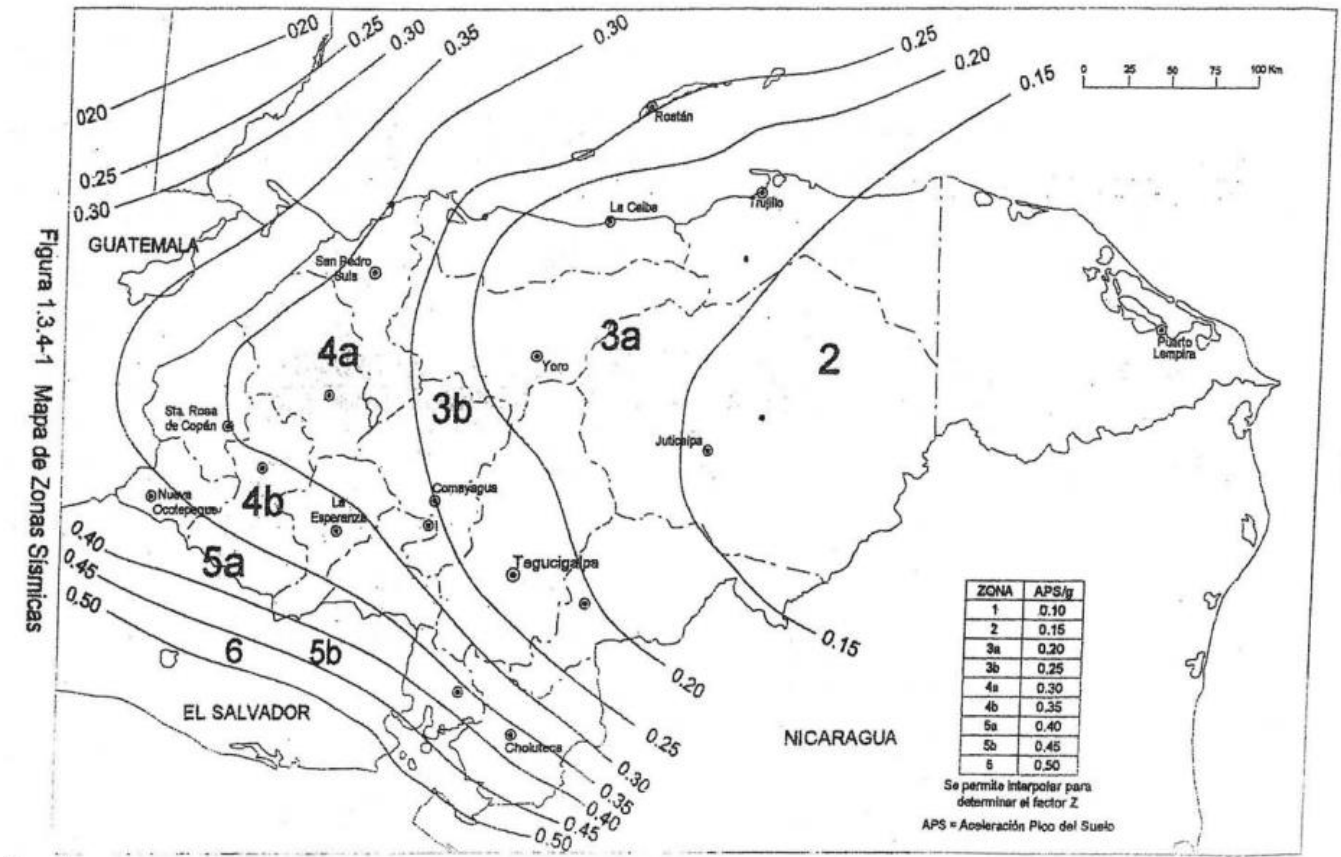


Figura: Mapa de zonas sísmicas

El análisis sísmico se realizó según la norma CHOC - 08, con el procedimiento de cargas laterales equivalentes. Considerando las condiciones de suelo, las características de la estructura y las condiciones de uso, se utilizaron los parámetros siguientes:

Puesto que el mapa anterior permite interpolar Z (factor de aceleración pico del suelo), para Tegucigalpa se tiene:

$$Z = \frac{0.2 + 0.25}{2} = 0.225$$

$$K_h = Z = 0.225$$

$$K_v = \frac{K_h}{2} = 0.1125$$

Ecuación: factores de aceleración pico del suelo según el Código Hondureño de la Construcción (CICH, 2008, pp. 1-21).

Donde,

Z: factor de aceleración pico del suelo interpolado.

K_h : factor de aceleración horizontal.

K_v : factor de aceleración vertical.

Tabla 1.3.4-2 Coeficiente del suelo S^a y parámetros para curvas de espectro b

Tipo	Descripción	Coeficiente S	Parámetros para espectros		
			Períodos en segundos		Exponente e
			T_a	T_b	
S1	Un perfil de suelo con: (a) Un material tipo roca caracterizado por una velocidad de onda cortante mayor que 760 m/s o por otros medios adecuados de clasificación, o (b) Condiciones de suelo medio-denso a denso, o medio-duro a duro, donde la profundidad del suelo es menor que 60 metros.	1.0	0.155	0.364	2.00
S2	Un perfil de suelo con condiciones predominantes de suelo medio-denso a denso, o medio-duro a duro, donde la profundidad del suelo excede los 60 metros.	1.2	0.186	0.524	2.00
S3	Un perfil de suelo que contiene más de 6 metros de arcilla blanda a media-duro, pero no más de 12 metros de arcilla blanda.	1.5	0.233	0.818	2.00
S4	Un perfil de suelo que contiene más de 12 metros de arcilla blanda, caracterizado por una velocidad de onda cortante menor que 150 m/s.	2.0	0.310	1.455	2.00

^a El coeficiente del sitio deberá determinarse de datos geotécnicos adecuadamente respaldados. En los lugares donde las propiedades del suelo son desconocidas en suficiente detalle como para determinar el tipo de perfil de suelo, se deberá suponer un perfil de suelo tipo S3; no será necesario asumir un perfil de suelo tipo S4 a menos que el Supervisor determine que un perfil de suelo S4 puede existir en el sitio, o en el caso de que se establezca un perfil de suelo S4 por datos geotécnicos.

^b Los parámetros de curvas para espectros de respuesta se utilizan en los procedimientos dinámicos de análisis. Ver la Sección 1.3.6.5.7 y la Figura 1.3.6-1 para los espectros de respuesta para diseño correspondientes a cada Zona Sísmica y Perfil de Suelo.

Figura: Tabla de Geología del sitio y características del suelo

Tabla 1.3.4-3 Categoría de ocupación y factores de importancia

Categoría de Ocupación	Descripción de la ocupación o funciones de la estructura	Factor de importancia sísmica I	Factor de importancia sísmica I_p ^a	Factor de importancia de viento I_w
1 Estructuras esenciales	Hospitales y otros centros médicos que tienen áreas de cirugía y emergencia. Estaciones de bomberos y policía Garajes y refugios para vehículos y aeronaves de emergencia. Estructuras y refugios en centros de preparación para emergencias. Torres de control de aviación. Estructuras y equipos esenciales del gobierno. Centros de comunicación y otros centros requeridos para la responder a una emergencia. Plantas y equipos generadores de energía para estructuras esenciales. Tanques y otras estructuras que albergan, contienen o soportan agua contra incendios requerida para la protección de estructuras con Categoría tipo 1, 2 o 3.	1.25	1.50	1.15
2 Estructuras peligrosas	Estructuras que albergan, contienen o soportan sustancias o químicos tóxicos o explosivos en cantidades suficientes que serían peligrosas a la seguridad del público en general si se soltaran.	1.25	1.50	1.15
3 Estructuras de ocupación especial	Centros de reuniones públicas para más de 300 personas. Escuelas y centros para niños o infantes. Universidades y centros similares para más de 500 estudiantes. Centros de inválidos para más de 50 residentes. Todas las estructuras para más de 5,000 personas. Las estructuras y equipos de plantas generadoras de energía; y otros centros de servicios públicos no incluidos en las Categorías 1 y 2, y que su operación continua es requerida.	1.00	1.00 ^b	1.00
4 Estructuras ordinarias	Todas las estructuras que tienen una ocupación o función no incluida en las Categorías 1, 2 o 3.	1.00	1.00 ^b	1.00

^a La limitación de I_p para la conexión de paneles en la Sección 1.3.8.2.4, deberá ser 1.00 para todo el conector.

^b Para el anclaje de maquinaria y equipo requerido para sistemas de seguridad de vidas humanas, el valor de I_p deberá tomarse como 1.5.

Figura: Tabla de Importancia de las Estructura

Tabla 1.3.4-6 Coeficiente R_w para sistemas estructurales

Sistema básico estructural ^a	Descripción del sistema resistente a fuerzas laterales	R_w ^b	Altura ^c (metros)
1 Sistema con muros de carga	1 Paredes livianas con marco y paneles de cortante	8	20
	a) Paneles de paredes de madera para estructuras de 3 pisos o menos	6	20
	b) Todas las otras paredes livianas		
	2 Muros cortante		
	a) Concreto	6	50
	b) Mampostería	6	50
	3 Muros de carga livianos de acero con riostras solo en tensión	4	20
	4 Marcos arriostrados donde las riostras soportan cargas gravitacionales		
	a) Acero	6	50
	b) Concreto ^d	6	-
	c) Madera pesada	4	20
2 Sistema de marco de edificio	1 Marco arriostrado excéntrico de acero (MAE)	10	75
	2 Paredes livianas con marco y paneles de cortante		
	a) Paneles de paredes de madera para estructuras de 3 pisos o menos	9	20
	b) Todas las otras paredes livianas	7	20
	3 Muros cortante		
	a) Concreto	8	75
	b) Mampostería	8	50
	4 Marcos arriostrados comunes		
	a) Acero	8	50
	b) Concreto ^d	8	-
	c) Madera pesada	8	20
	5 Marcos arriostrados concéntricos especiales de acero	9	75
3 Sistema de marco rígido	1 Marcos rígidos especiales (MRE)		
	a) Acero	12	S.L.
	b) Concreto	12	S.L.
	2 Marco-muro rígido de mampostería	9	50
	3 Marcos semirígidos de concreto (MSR) ^e	8	-
	4 Marcos rígidos comunes (MRC)		
	a) Acero	6	50
	b) Concreto ^f	5	-
4 Sistemas dobles	1 Muros cortante		
	a) Concreto con MRE	12	S.L.
	b) Concreto con MRC de acero	6	50
	c) Concreto con MSR de concreto ^e	9	50
	d) Mampostería con MRE	8	50
	e) Mampostería con MRC de acero	6	50
	f) Mampostería con MSR de concreto ^d	7	-
	2 Marco arriostrado excéntrico de acero (MAE)		
	a) con MRE de acero	12	S.L.
	b) con MRC de acero	6	50
	3 Marcos arriostrados comunes		
	a) Acero con MRE de acero	10	S.L.
	b) Acero con MRC de acero	6	50
	c) Concreto con MRE de concreto ^d	9	-
	d) Concreto con MSR de concreto ^d	6	-
	4 Marcos arriostrados concéntricos especiales		
a) Acero con MRE de acero	11	S.L.	
b) Acero con MRC de acero	6	50	
5 No definido	Ver Secciones 1.3.4.8.3 y 1.3.4.9.2	-	-

^a Los sistemas básicos estructurales están definidos en la Sección 1.3.4.6.

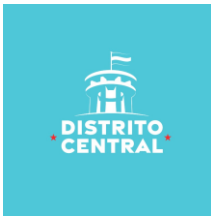
^b Ver la Sección 1.3.5.3 para la combinación de sistemas estructurales.

^c Altura límite en metros (S.L. = sin límite) aplicable a las Zonas Sísmicas 4, 5 y 6. Ver la Sección 1.3.4.7.

^d Prohibido en las Zonas Sísmicas 4, 5 y 6.

^e Prohibido en las Zonas Sísmicas 4, 5 y 6, excepto como se permite en la Sección 1.3.9.2.

Figura: Tabla de Clasificación de Sistemas Estructurales



Parámetros para el Análisis Sísmico

Factor de zona (zona 3b)	$Z = 0.225$
Factor de uso e importancia (categoría B)	$U = 1.0$
Factor de suelo (S2)	$S = 1.2$
Período para definir espectro de pseudo aceleración	$T_p = 0.198$ s, en dirección y $T_p = 0.104$ s, en dirección x
Reducción de la respuesta	$R_w = 8$

UBC 97 Auto Seismic Load Calculation

Este cálculo de la carga lateral sísmica autogenerado para el patrón de carga SX de acuerdo a el código UBC 97, calculado por el programa ETABS.

Direction and Eccentricity

Direction = X

Structural Period

Period Calculation Method = Program Calculated

Coefficient, C_t [UBC 1630.2.2]

$C_t = 0.035ft$

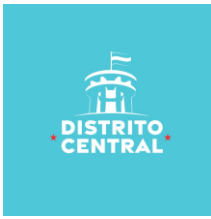
Structure Height Above Base, h_n

$h_n = 26.25$ ft

Approximate Fundamental Period, T_a [UBC 1630.2.2 Eq. 30-8]
 $T_a = C_t(h_n)$

$T_a = 0.406$ sec

Program Calculated Period, T [UBC 1630.2.2.2]
 $T \leq 1.4T_a$



Factors and Coefficients

Response Modification Factor, R [UBC Table 16-N]

$$R = 8$$

Importance Factor, I [UBC Table 16-K]

$$I = 1$$

Site Coefficient, C_a [UBC Table 16-Q]

$$C_a = 0.296$$

Site Coefficient, C_v [UBC Table 16-R]

$$C_v = 0.401$$

Equivalent Lateral Forces

Base Shear Coefficient [UBC 1630.2.1, Eq. 30-4] $= \frac{C_v I}{RT}$

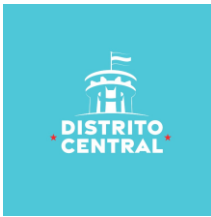
maximum [UBC 1630.2.1, Eq. 30-5] $= \frac{2.5C_a I}{R} = 0.0925$

minimum [UBC 1630.2.1, Eq. 30-6] $= 0.11C_a I = 0.03256$

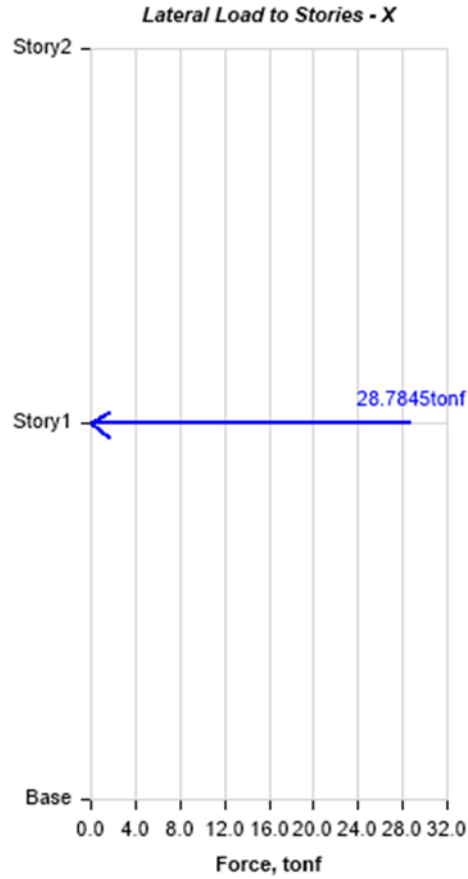
$$\min \leq V_{\text{coeff}} \leq \max$$

Calculated Base Shear

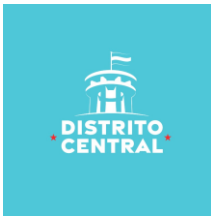
Direction	Period Used (sec)	V_{coeff}	W (tonf)	V (tonf)	F_t (tonf)
X	0.104	0.0925	311.18408	28.78453	0



Applied Story Forces



Story	Elevation m	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Story2	8	0	0
Story1	4	28.7845	0
Base	0	0	0



UBC 97 Auto Seismic Load Calculation

Este cálculo de la carga lateral sísmica autogenerado para el patrón de carga SY de acuerdo a el código UBC 97, calculado por el programa ETABS.

Direction and Eccentricity

Direction = Y

Structural Period

Period Calculation Method = Program Calculated

Coefficient, C_t [UBC 1630.2.2]

$$C_t = 0.035ft$$

Structure Height Above Base, h_n

$$h_n = 26.25 ft$$

Approximate Fundamental Period, T_a
[UBC 1630.2.2 Eq. 30-8]

$$T_a = C_t(h_n)$$

$$T_a = 0.406 sec$$

Program Calculated Period, T [UBC
1630.2.2.2]

$$T \leq 1.4T_a$$

Factors and Coefficients

Response Modification Factor, R [UBC
Table 16-N]

$$R = 8$$

Importance Factor, I [UBC Table 16-K]

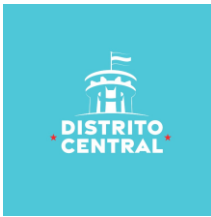
$$I = 1$$

Site Coefficient, C_a [UBC Table 16-Q]

$$C_a = 0.296$$

Site Coefficient, C_v [UBC Table 16-R]

$$C_v = 0.401$$



Equivalent Lateral Forces

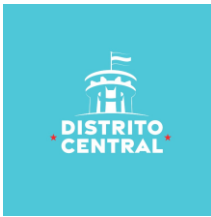
Base Shear Coefficient [UBC 1630.2.1, Eq. 30-4] $= \frac{C_v I}{RT}$

maximum [UBC 1630.2.1, Eq. 30-5] $= \frac{2.5C_a I}{R} = 0.0925$

minimum [UBC 1630.2.1, Eq. 30-6] $= 0.11C_a I = 0.03256$
 $\min \leq V_{\text{coeff}} \leq \max$

Calculated Base Shear

Direction	Period Used (sec)	V_{coeff}	W (tonf)	V (tonf)	F_t (tonf)
Y	0.198	0.0925	311.18408	28.78453	0



Applied Story Forces



Story	Elevation m	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Story2	8	0	0
Story1	4	0	28.7845
Base	0	0	0



3.2.4 DEFINICION CARGA VIENTO.

Para la estructura de techo, y todas sus partes, deberán diseñarse y construirse para resistir los efectos del viento. Se deberá suponer que el viento sopla de cualquier dirección horizontal. No se deberá considerar ninguna reducción en las presiones del viento debido al efecto de escudo de otras estructuras adyacentes. La estructura de techo se diseñó con la siguiente ecuación para las presiones de viento (CHOC 1.2.6):

$$P = C_e C_q q_s I_w$$

Notación y Tablas

- C_e** = coeficiente combinado para altura, exposición y factor de ráfaga como se indica en la Tabla 1.2.3-2.
- C_q** = coeficiente de presión para la estructura o parte de la estructura bajo consideración, como se indica en la Tabla 1.2.3-3.
- I_w** = factor de importancia como se indica en la Tabla 1.3.4-3.
- P** = presión de diseño del viento.
- q_s** = presión básica del viento para la altura estándar de 10 metros, como se indica en la Tabla 1.2.3-1.

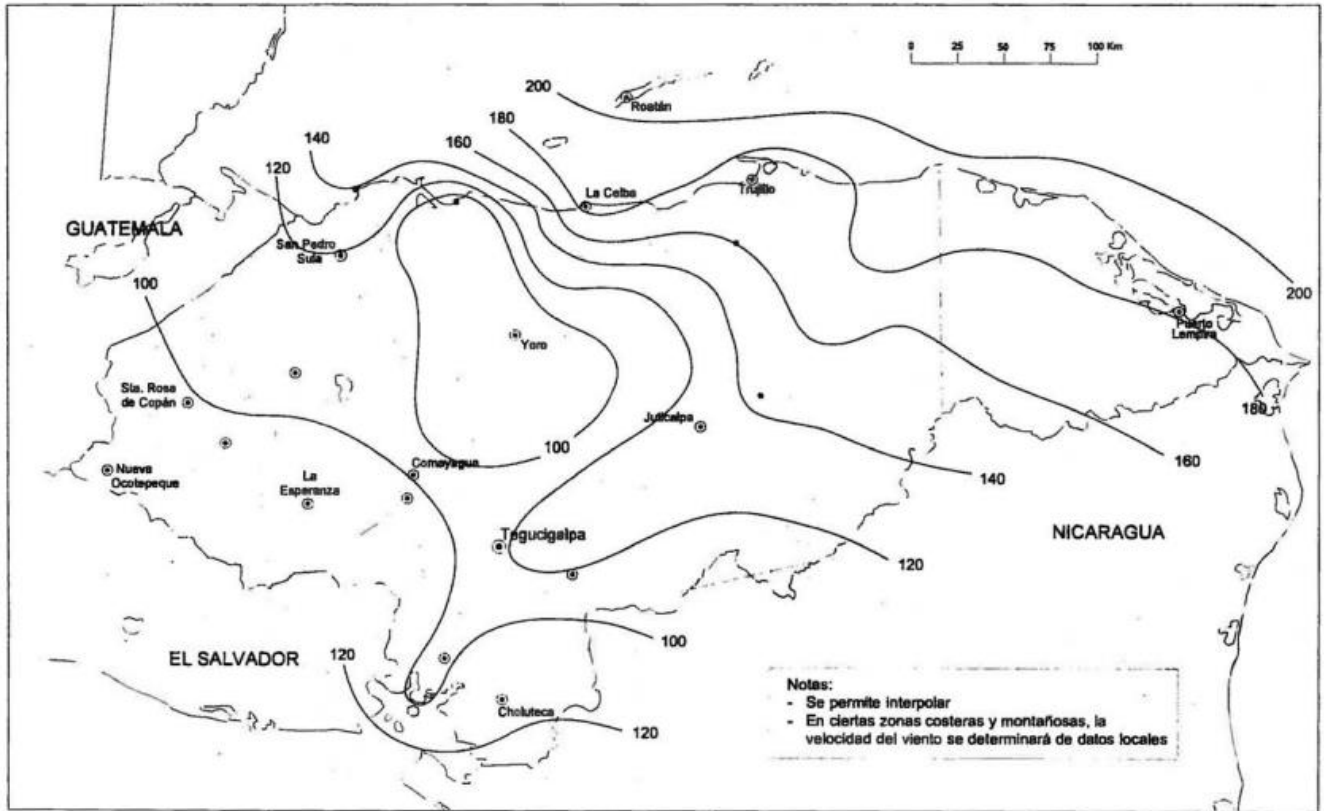


Figura: Velocidad mínima básica del viento, km/h

Tabla 1.2.3-1 Presión estática del viento q_s a la altura estándar de 10 metros

Velocidad básica del viento ¹ Km/h	Presión estática del viento q_s Kg/m ²
100	48.4
110	58.5
120	69.6
130	81.7
140	94.8
150	108.8
160	123.8
170	139.8
180	156.7
190	174.6
200	193.4

¹ Ver la Sección 1.2.4 para la velocidad básica del viento

Tabla 1.2.3-3 Coeficiente de presión C_q

Estructura o parte	Descripción	Factor C_q	Efecto
1 Sistemas y marcos principales	Método 1 (Método de la fuerza normal)		
	Muros:		
	Muro de barlovento	0.8	empuje
	Muro de sotavento	0.5	succión
	Techos ^a		
	Viento perpendicular a la cumbrera		
	Techo de sotavento o techo plano	0.7	succión
	Techo de barlovento		
	pendiente menor que 16.7%	0.7	succión
	pendiente de 16.7% a 75%	0.9 o 0.3	succ. o emp.
pendiente de 75% a 100%	0.4	empuje	
pendiente mayor que 100%	0.7	empuje	
Viento paralelo a la cumbrera y techos planos	0.7	succión	
2 Elementos y componentes en áreas sin discontinuidades ^b	Método 2 (Método del área proyectada)		
	Sobre el área vertical proyectada		
	Estructuras con altura menor o igual a 12 m	1.3	succ. y emp.
	Estructuras con altura mayor que 12 m	1.4	succ. y emp.
Sobre el área horizontal proyectada ^a	0.7	hacia arriba	
3 Elementos y componentes en áreas de discontinuidades ^{b, d}	Elementos de muros		
	Todas la estructuras	1.2	empuje
	Estructuras cerradas y no cerradas	1.2	succión
	Estructuras parcialmente cerradas	1.6	succión
	Muros de parapetos	1.3	succ. o emp.
	Elementos de techos ^a		
	Estructuras cerradas y no cerradas		
	pendiente menor que 58.3%	1.3	succión
	pendiente de 58.3% a 100%	1.3	succ. o emp.
	Estructuras parcialmente cerradas		
pendiente menor que 16.7%	1.7	succión	
pendiente de 16.7% a 58.3%	1.6 o 0.8	succ. o emp.	
pendiente de 58.3% a 100%	1.7	succ. o emp.	
4 Chimeneas tanques y torres sólidas	Muros: esquinas ^f	1.5 o 1.2	succ. o emp.
	Techos: aleros, quiebres o cumbreras sin salientes ^f		
	pendiente menor que 16.7%	2.3	hacia arriba
	pendiente de 16.7% a 58.3%	2.6	succión
	pendiente de 58.3% a 100%	1.6	succión
	Techos: para pendientes menores que 16.7%		
Salientes de aleros, quiebres o cumbreras y cobertizos	0.5	sumar arriba	
5 Torres tipo armadura ^{a, h}	Sección cuadrada o rectangular	1.4	succ. y emp.
	Sección hexagonal u octagonal	1.1	succ. y emp.
	Sección circular o elíptica	0.8	succ. y emp.
6 Accesorios en torres (como luces, escaleras, ductos, y elevadores)	Forma cuadrada o rectangular		
	Diagonal	4.0	
	Normal	3.6	
	Forma triangular	3.2	
7 Rótulos, astas, postes, estructuras menores.	Miembros cilíndricos		
	diámetro menor o igual a 5 cm	1.0	
	diámetro mayor que 5 cm	0.8	
Miembros planos a angulares	1.3		

^a Para estructuras de un piso o el piso superior de estructuras de vanos pisos parcialmente cerradas, un valor adicional de 0.5 deberá sumarse al valor de C_q de succión. La combinación más crítica deberá usarse para el diseño. Para la definición de estructuras parcialmente cerradas ver la Sección 1.2.2.

^b Los valores de C_q indicados son para áreas tributarias de 1 m². Para áreas tributarias de 10 m² se le puede restar 0.3 a los valores de C_q , excepto en áreas de discontinuidades con pendientes menores a 58.3% donde se puede restar hasta 0.8. Se permite interpolar para áreas tributarias entre 1 y 10 m². Para área mayores que 10 m² usar los valores para sistemas y marcos principales.

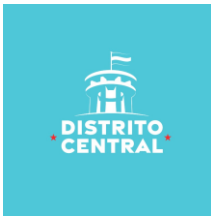
Parámetros para el Análisis de Presiones de Viento

C_e (Coeficiente combinado)	0.71
C_q (Coeficiente de presión)	0.70 (succión)
q_s (presión estática)	69.6 kg/m ²
I_w	1

3.3 COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO

Las combinaciones de carga se realizaron en combinación con el CHOC (2.9.2) y el código ACI 318-08.

Name	Type	Load Name	Scale Factor
DConS1	Linear Add	Dead	1.4
DConS1		SDead	1.4
DConS2	Linear Add	Dead	1.2
DConS2		Live	1.6
DConS2		SDead	1.2
DConS3	Linear Add	Dead	1.3
DConS3		Live	1
DConS3		SDead	1.3
DConS3		SX	1
DConS4	Linear Add	Dead	1.3
DConS4		Live	1
DConS4		SDead	1.3
DConS4		SX	-1
DConS5	Linear Add	Dead	1.3
DConS5		Live	1
DConS5		SDead	1.3
DConS5		SY	1
DConS6	Linear Add	Dead	1.3
DConS6		Live	1
DConS6		SDead	1.3
DConS6		SY	-1
DConS7	Linear Add	Dead	1.3
DConS7		SDead	1.3
DConS7		SX	1
DConS8	Linear Add	Dead	1.3



Name	Type	Load Name	Scale Factor
DConS8		SDead	1.3
DConS8		SX	-1
DConS9	Linear Add	Dead	1.3
DConS9		SDead	1.3
DConS9		SY	1
DConS10	Linear Add	Dead	1.3
DConS10		SDead	1.3
DConS10		SY	-1
DConS11	Linear Add	Dead	0.8
DConS11		SDead	0.8
DConS11		SX	1
DConS12	Linear Add	Dead	0.8
DConS12		SDead	0.8
DConS12		SX	-1
DConS13	Linear Add	Dead	0.8
DConS13		SDead	0.8
DConS13		SY	1
DConS14	Linear Add	Dead	0.8
DConS14		SDead	0.8
DConS14		SY	-1

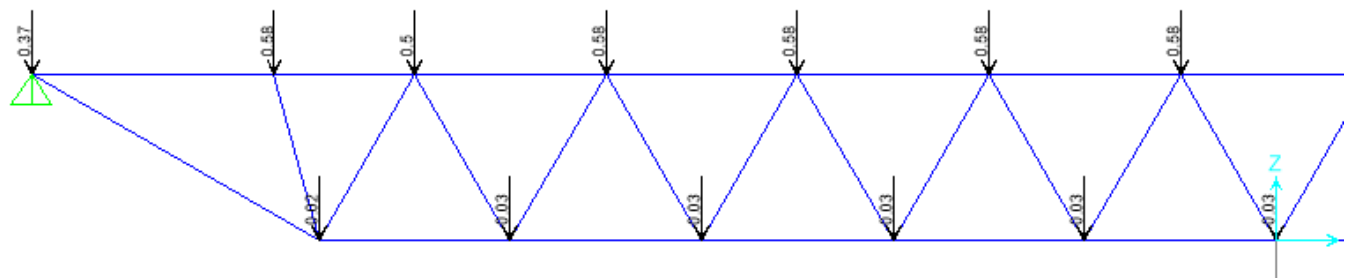
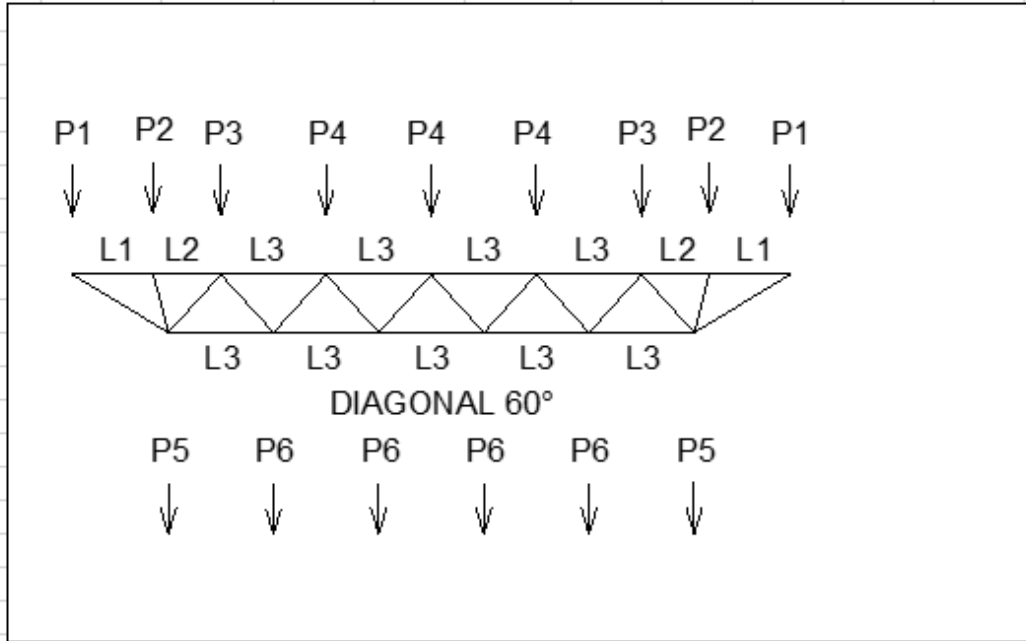
Las combinaciones de carga para el diseño de los Joist se realizaron con el código AISC ASD-89 de esfuerzo permisibles.

Table: Combination Definitions (Joist)

Table 18: Combination Definitions

ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
DSTL1	Linear Add	DEAD	1.
DSTL2	Linear Add	DEAD	1.

L = 6.20	Cargas en Joists		$W_{D_CS} = 0.20$	t/m^2	$W_{D_CI} = 0.04$	t/m^2	$W_L = 0.50$	t/m^2					
			$W_D = 0.70$										
	Lámina Cal.	Diagonal	S (m)	W (t/m)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	L ₃ (m)	P ₁ (t)	P ₂ (t)	P ₃ (t)	P ₄ (t)	P ₅ (t)	P ₆ (t)
	24	47°	1.60	1.120	0.5860	0.3479	0.4814	0.3282	0.5230	0.4644	0.5392	0.015	0.031



Modelo de Aplicación de cargas

3.4 ESTIMACIÓN DE MASAS.

Las masas se evaluaron según lo especificado en la norma CHOC – 08. Se incluyeron las masas de las losas, vigas, columnas y mampostería y 25% de la carga viva. En la tabla siguiente se indican las masas en el nivel de entrepiso, la posición del centro de masas (basándose en la distribución de fuerzas en altura resultante del análisis de Carga Lateral Equivalente).

Estructura de albergue:

Story	Diaphragm	XCM m	YCM m	XCR m	YCR m
Story1	D1	23.2646	5.05	26.9581	4.0076

Tabla – Centro de Masa (Xcm y Ycm) y Centro de Rigidez (Xcr y Ycr)

Estructura para tanque de almacenamiento:

Story	Diaphragm	XCM m	YCM m	XCR m	YCR m
Story1	D1	2.73	2.73	2.73	2.73

Tabla – Centro de Masa (Xcm y Ycm) y Centro de Rigidez (Xcr y Ycr)



3.5 MODOS DE VIBRACION

La tabla siguiente indica los resultados obtenidos para períodos, así como las masas efectivas en cada dirección. Para el modelo del entrepiso se usaron 3 modos de vibración para la estructura del albergue, que a continuación se muestra:

Resultados del Análisis Modal

Modo	Periodo (sec)	Masa Efectiva X(Ratios)	Masa Efectiva Y (Ratios)
1	0.198	0.0003	0.9706
2	0.119	0.142	0.0269
3	0.104	0.8578	0.0025

En la tabla precedente se observa que el modo 1 es el más importante en dirección longitudinal (X), mientras que en dirección transversal lo es el modo 2 (Y).

Para el modelo del entrepiso se usaron 3 modos de vibración para la estructura de almacenamiento de agua, que a continuación se muestra:

Resultados del Análisis Modal

Modo	Periodo	Masa Efectiva X(Ratios)	Masa Efectiva Y (Ratios)
1	0.267	0.999	0.001
2	0.267	0.001	0.999
3	0.231	0	0

3.6 REVISION DE SECCION PROPUESTAS Y ACERO DE REFUERZO

Para la estructura del albergue se consideró marcos y columnas de concreto que sostienen un entrepiso de losa aligerada Steel deck con vigas de alma abierta (Joist). Una vez realizado el modelo y asignadas las cargas se procedió a revisar los diagramas de momentos.

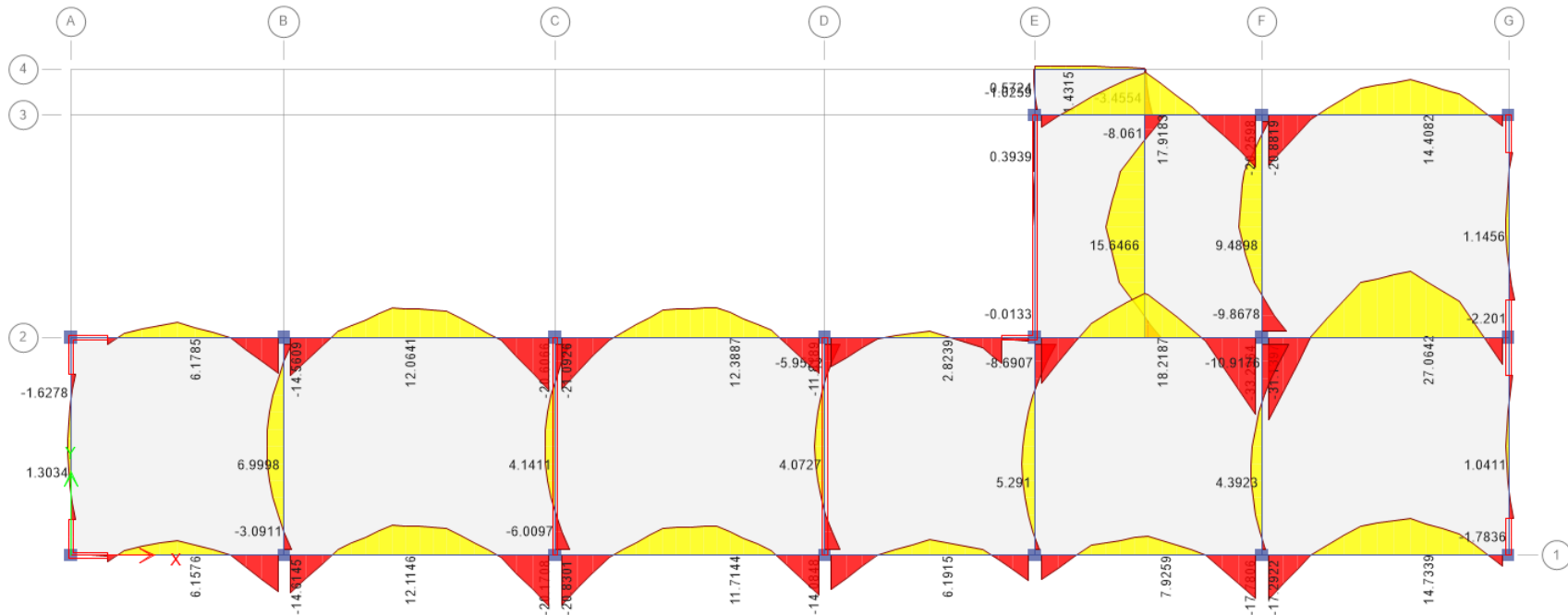


Diagrama de Momentos del Entrepiso (combinación más crítica)

El acero mínimo requerido para los elementos a flexión será el mayor de los siguientes valores

$$A_{smin} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} bd$$

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} bd$$

Donde

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia a la compresión axial de concreto hidráulico

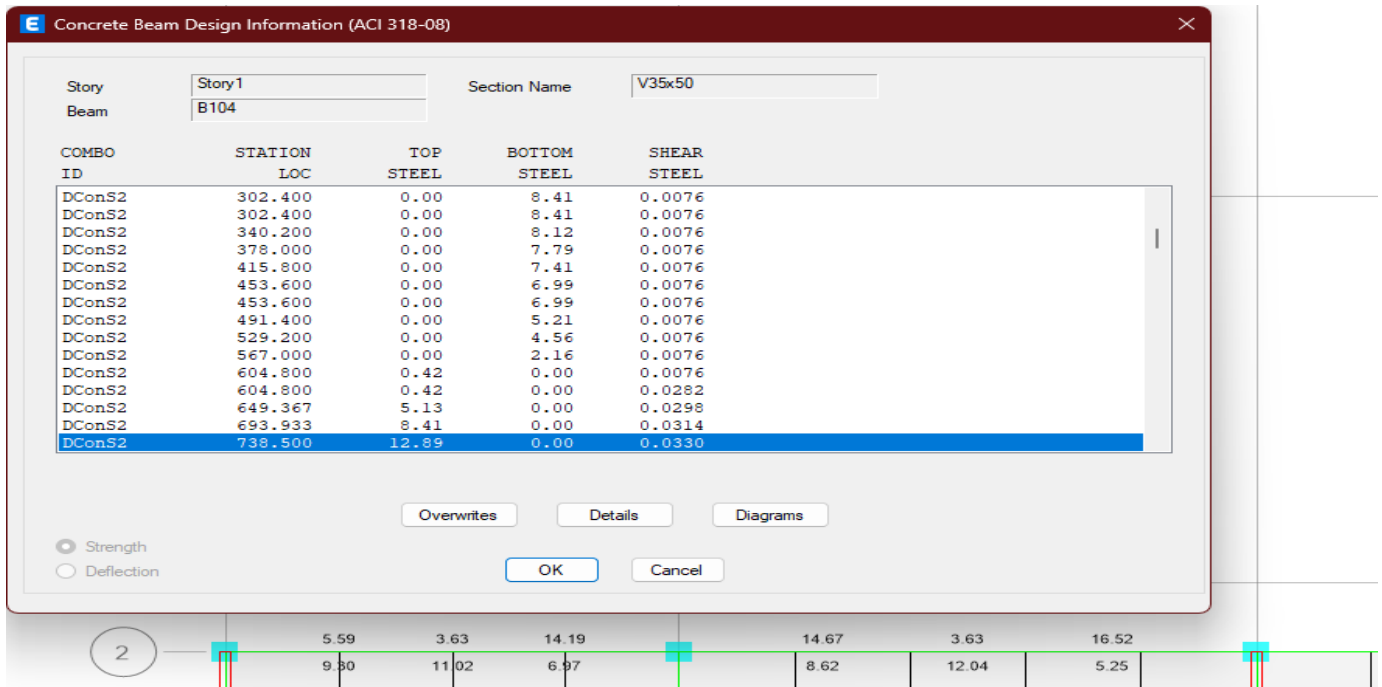
$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia a la tensión axial del acero de refuerzo

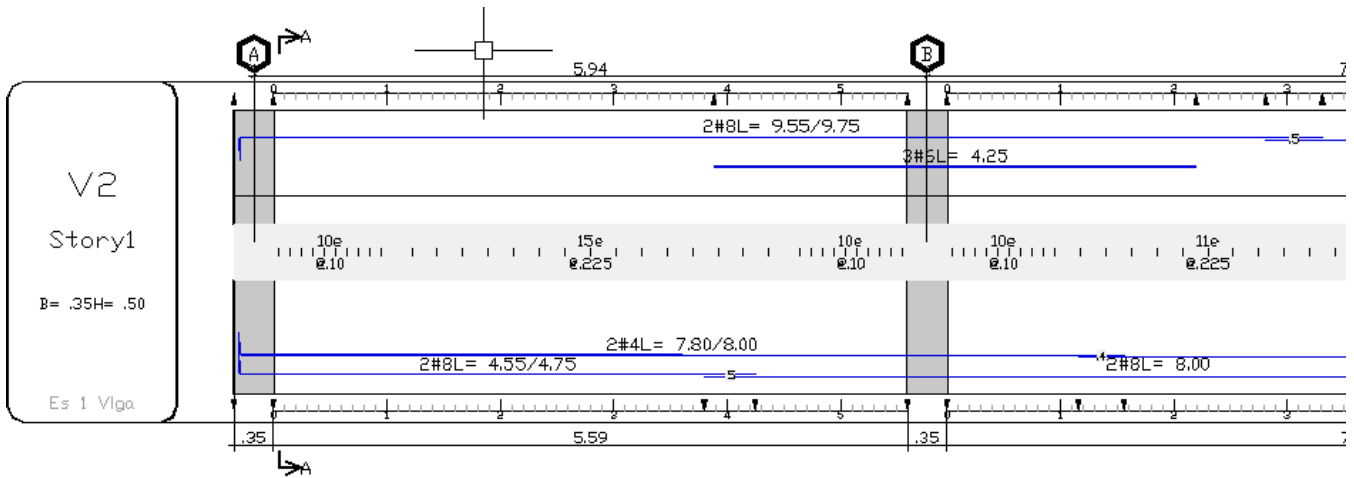
$rec = 6.22 \text{ cm}$

recubrimiento de acero de refuerzo

Vigas	b	h	d	$A_{smin} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} bd \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{smin} = \frac{14}{f_y} bd \text{ (cm}^2\text{)}$
20x40	20	40	33.78	2.15	2.25
35x50	35	50	43.78	4.88	5.11
30x50	30	50	43.78	4.19	4.38



Área de acero de refuerzo requerido para la Viga V2 (donde se refleja que la cuantía que se requiere es mayor a la mínima)



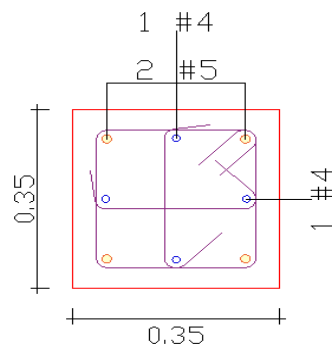
Detalle de acero de refuerzo Viga V2

El acero minimo requerido para los elementos a flexion-compresion es el siguiente

$$A_{smin} = 1\%(bh)$$

Columna	b(cm)	h(cm)	Asmin=bxdx1%
C-01	35	35	12.25
C-02	25	25	6.25
C-03	20	20	4

Columna C-01



Area de acero de refuerzo de diseño (13.04cm²)

Concrete Column Design Information (ACI 318-08)

Story: Story1 Section Name: C-01
Column: C15

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DConS1	0.000	0.060	0.0000	0.0000
DConS1	175.000	0.194	0.0000	0.0000
DConS1	350.000	0.403	0.0000	0.0000
DConS2	0.000	0.095	0.0000	0.0000
DConS2	175.000	0.363	0.0000	0.0000
DConS2	350.000	0.782	0.0000	0.0000
DConS3	0.000	0.083	0.0000	0.0000
DConS3	175.000	0.339	0.0000	0.0000
DConS3	350.000	0.743	0.0000	0.0000
DConS4	0.000	0.082	0.0000	0.0000
DConS4	175.000	0.268	0.0000	0.0000
DConS4	350.000	0.550	0.0000	0.0000
DConS5	0.000	0.083	0.0000	0.0000
DConS5	175.000	0.303	0.0000	0.0000
DConS5	350.000	0.646	0.0000	0.0000

Overwrites Interaction Details

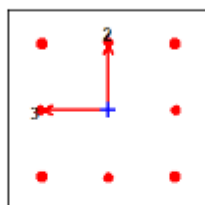
Strength
 Deflection

OK Cancel

Relación de capacidad de la sección y acero de refuerzo

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-08 Column Section Design (Summary)



Column Element Details

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	C15	20	C-01	DConS2	350	400	0.963	Non Sway

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
35	35	5.901	2.73

Material Properties

E_c (tonf/cm ²)	f_c (tonf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/cm ²)	f_{yk} (tonf/cm ²)
253.456	0.281	1	4.218	4.218

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTIec}	ϕ_{CSprc}	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjnt}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

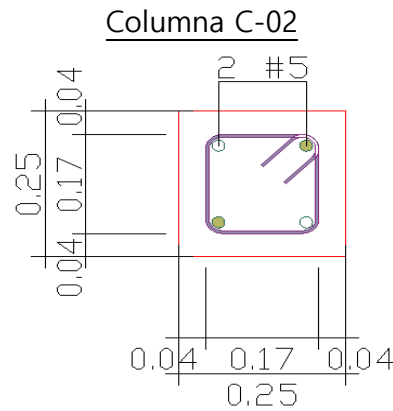
Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u , M_{ux} , M_{uy}

Design P_u tonf	Design M_{ux} tonf-cm	Design M_{uy} tonf-cm	Minimum M_x tonf-cm	Minimum M_y tonf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
16.8145	43.281	-943.663	43.281	43.281	1.58	0.782

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	0.598574	1	1	1	350
Minor Bend(M2)	0.218702	1	1	1	350

Detalles de diseño para Columna C-01



Area de acero de refuerzo de diseño (7.96cm²)

Concrete Column Check Information (ACI 318-08/IBC2009)

Frame ID: 55 Analysis Section: COL25x25
 Design Code: ACI 318-08/IBC2009 Design Section: COL25x25

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DCON6	1.87	0.129	0.	0.
DCON6	2.34	0.101	0.	0.
DCON6	2.8	0.075	0.	0.
DCON6	3.27	0.056	0.	0.
DCON6	3.74	0.05	0.	0.
DCON7	0.	0.13	0.	0.
DCON7	0.4	0.646	0.	0.

Modify/Show Overwrites: Overwrites

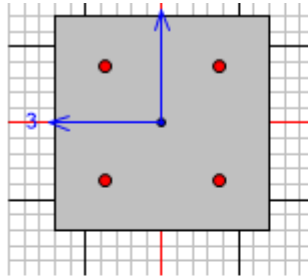
Display Details for Selected Item: Summary, Flex. Details, Shear Details, Interaction, Joint Shear, B/C Details

Display Complete Details: Tabular Data

Strength Deflection

OK Cancel Stylesheet: Default Table Format File

Relación de capacidad de la sección y acero de refuerzo



ACI 318-08/IBC2009 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, m, C (Summary)

Element : 55 B=0.25 D=0.25 dc=0.057
 Section ID : COL25x25 E=2534563.56 fc=2812.279 Lt.Wt. Fac.=1.
 Combo ID : DCON7 L=3.738 Fy=42184.178 fys=42184.178
 Station Loc : 0.403 RLLF=1.

Phi(Compression-Spiral): 0.7
 Phi(Compression-Tied): 0.65
 Phi(Tension Controlled): 0.9
 Phi(Shear): 0.75
 Phi(Seismic Shear): 0.6
 Phi(Joint Shear): 0.85

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3

Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.646	-3.24	-0.074	1.555	0.074	0.074

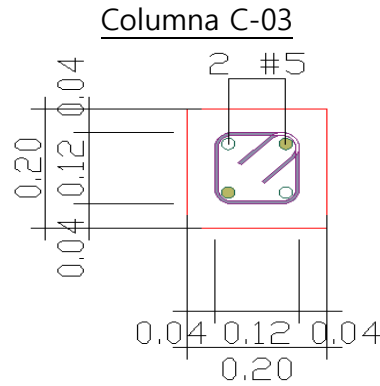
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	1.	1.	1.	1.	3.335
Minor Bending(M2)	1.	1.	1.	1.	3.738

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear(V2)	2.083E-04	3.842	2.737	1.269	0.
Minor Shear(V3)	0.	0.	2.737	0.	0.

Detalles de diseño para Columna C-02



Area de acero de refuerzo de diseño (7.96cm²)

Concrete Column Check Information (ACI 318-08/IBC2009)

Frame ID: 68 Analysis Section: COL20x20
 Design Code: ACI 318-08/IBC2009 Design Section: COL20x20

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DCON3	2.23	0.131	0.	0.
DCON3	2.79	0.098	0.	0.
DCON3	3.35	0.066	0.	0.
DCON3	3.91	0.032	0.	0.
DCON3	4.46	0.005	0.	0.
DCON4	0.	0.067	0.	0.
DCON4	0.4	0.519	0.	0.

Modify/Show Overwrites: Overwrites

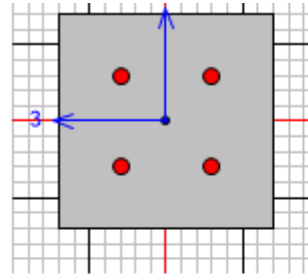
Display Details for Selected Item: Summary, Flex. Details, Shear Details, Interaction, Joint Shear, B/C Details

Display Complete Details: Tabular Data

Strength Deflection

OK Cancel Table Format File Stylesheet: Default

Relación de capacidad de la sección y acero de refuerzo



ACI 318-08/IBC2009 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: Tonf, m, C (Summary)

Element : 68 B=0.2 D=0.2 dc=0.057
 Section ID : COL20x20 E=2534563.56 fc=2812.279 Lt.Wt. Fac.=1.
 Combo ID : DCON4 L=4.465 Fy=42184.178 fys=42184.178
 Station Loc : 0.403 RLLF=1.

Phi (Compression-Spiral) : 0.7
 Phi (Compression-Tied) : 0.65
 Phi (Tension Controlled) : 0.9
 Phi (Shear) : 0.75
 Phi (Seismic Shear) : 0.6
 Phi (Joint Shear) : 0.85

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3

Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.519	3.99	0.094	-1.033	0.085	0.085

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT FACTORS

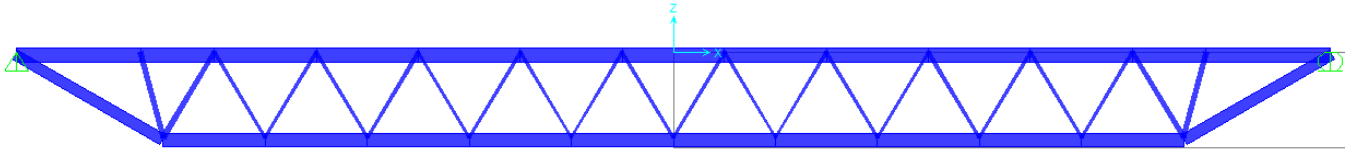
	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending (M3)	1.	1.087	1.	1.	4.062
Minor Bending (M2)	1.	1.107	1.	1.	4.465

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear (V2)	1.667E-04	2.325	2.036	0.752	0.
Minor Shear (V3)	0.	0.	2.036	0.	0.

Detalles de diseño para Columna C-03

Joist metálico:



Modelo estructural Joist

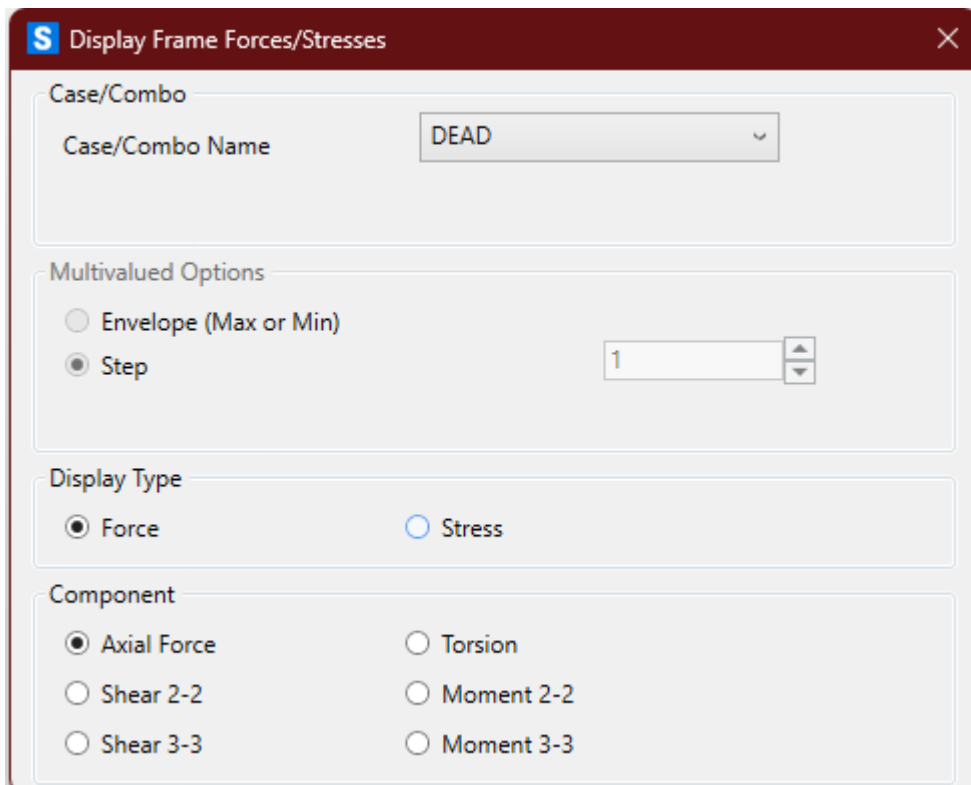
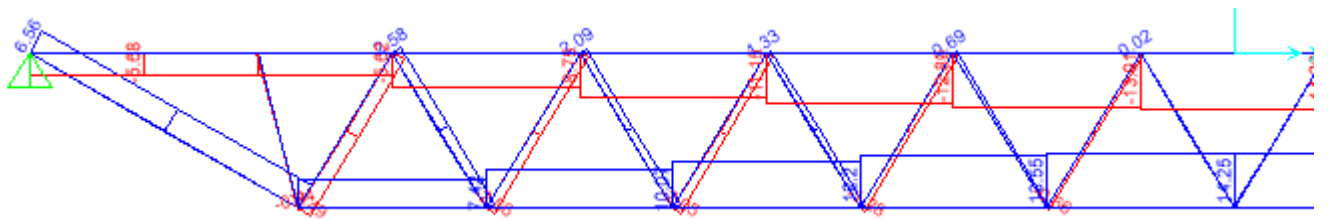
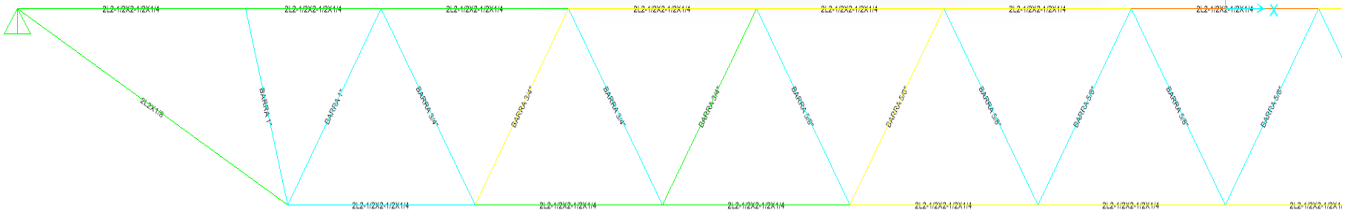


Diagrama de la Carga Axial actuando sobre la estructura

Cuadro de relación de capacidad del elemento



S Steel Stress Check Information (AISC-ASD89)

Frame ID: Analysis Section:
 Design Code: Design Section:

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
DSTL1	0.	0.905 (C)	= 0.71 + 0.195 + 0.	0.	0.
DSTL1	0.48	0.905 (C)	= 0.71 + 0.195 + 0.	0.	0.

Strength
 Deflection

Stylesheet: Default

PARA LA ESTRUCTURA DEL TANQUE:

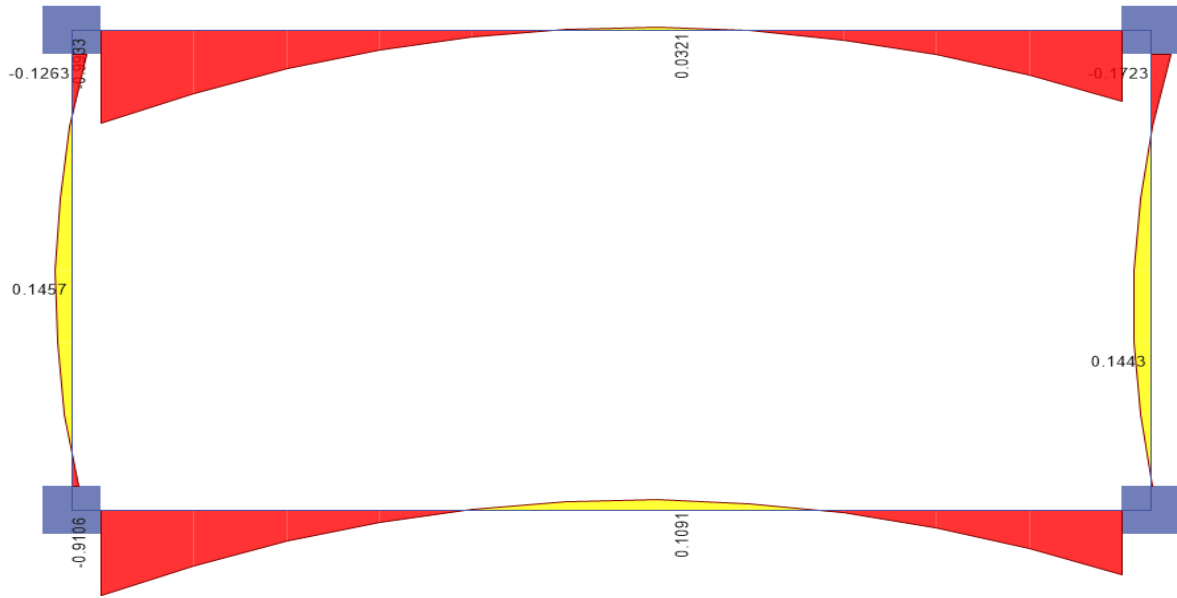


Diagrama de Momentos del marco intermedio (combinación más crítica)

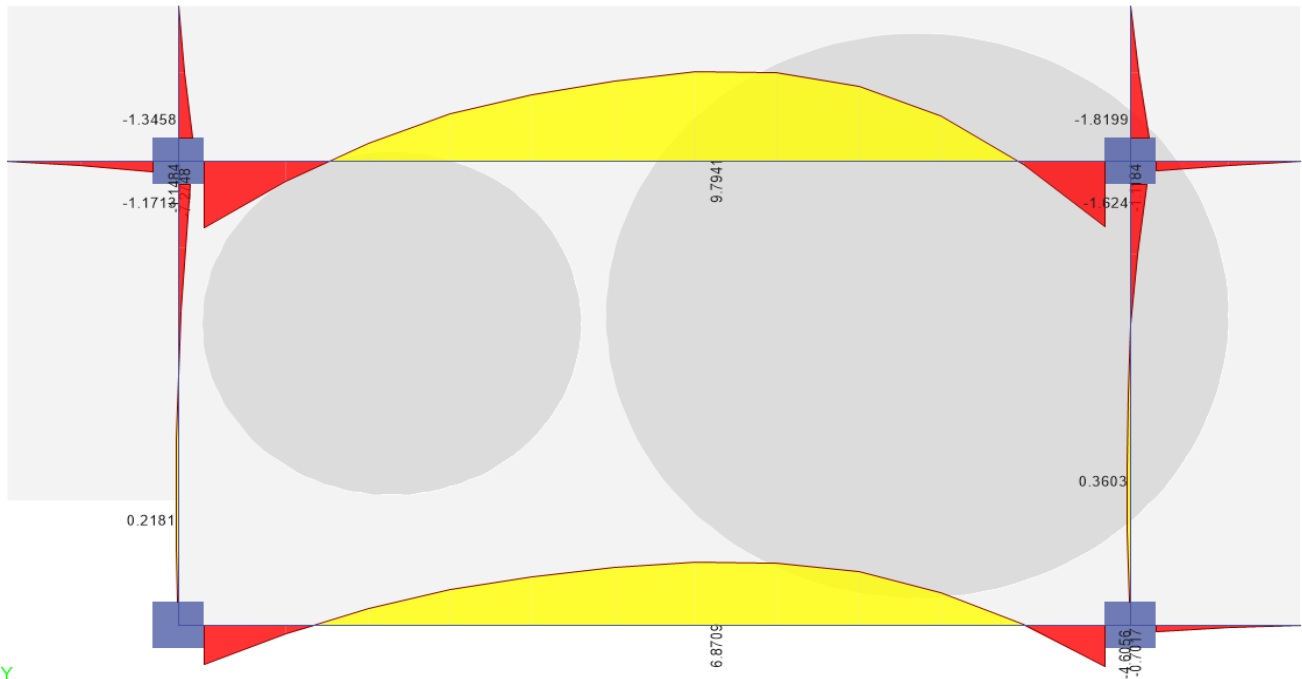
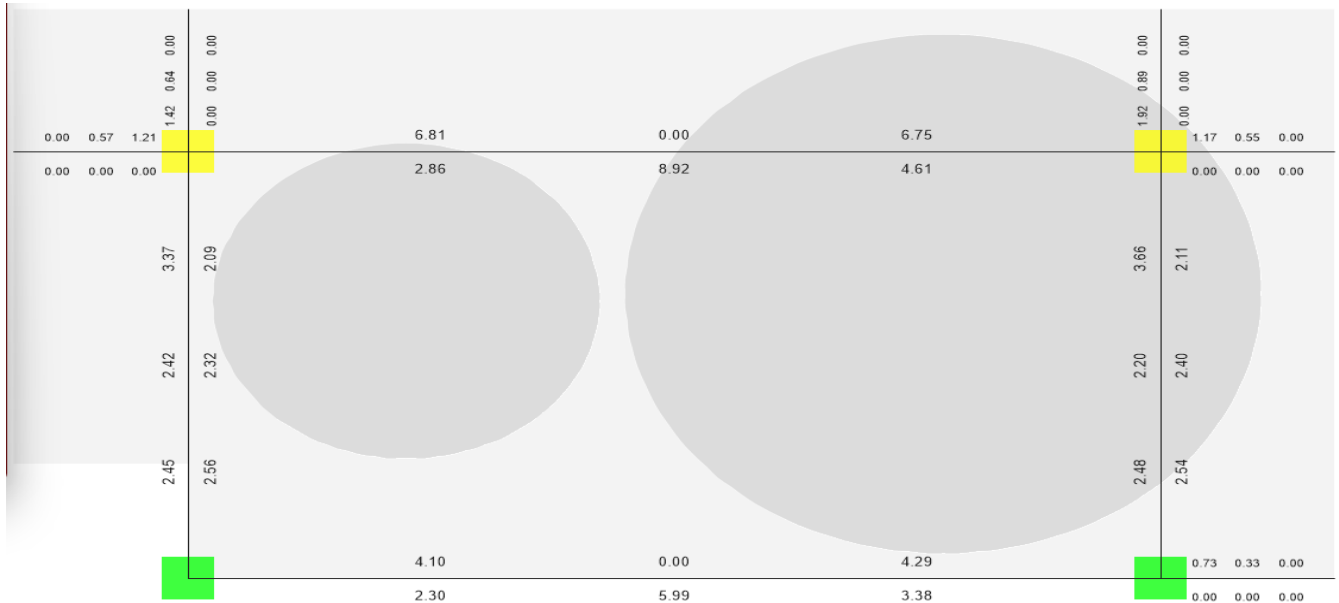


Diagrama de Momentos del marco intermedio (combinación más crítica)

Y



Concrete Beam Design Information (ACI 318-08)

Story: Story2, Section Name: V30X40
 Beam: B14

COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
DConS4	111.000	0.00	1.71	0.0250
DConS4	159.000	0.00	4.04	0.0250
DConS4	207.000	0.00	6.09	0.0250
DConS4	255.000	0.00	7.66	0.0250
DConS4	303.000	0.00	8.78	0.0000
DConS4	351.000	0.00	8.92	0.0000
DConS4	399.000	0.00	7.59	0.0250
DConS4	447.000	0.00	4.61	0.0298
DConS4	495.000	0.00	0.29	0.0665
DConS4	543.000	5.60	0.00	0.0955
DConS5	15.000	6.23	0.00	0.0500
DConS5	63.000	2.45	0.00	0.0384
DConS5	111.000	0.00	2.14	0.0250
DConS5	159.000	0.00	4.29	0.0250
DConS5	207.000	0.00	6.25	0.0250

Strength (selected) / Deflection

Buttons: Overwrites, Details, Diagrams, OK, Cancel

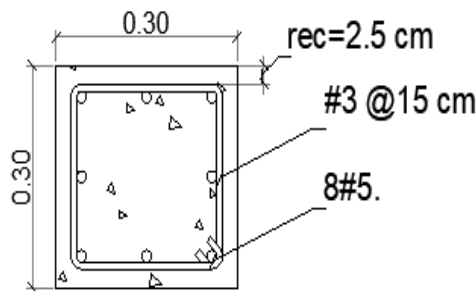
Área de acero de refuerzo requerido

Vigas	b	h	d	$As_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f'c}}{f_y} bd \text{ (cm}_2\text{)}$	$As_{min} = \frac{14}{f_y} bd \text{ (cm}_2\text{)}$
30x40	30	40	33.78	3.23	3.38
30x30	30	30	23.78	2.27	2.38

El acero mínimo requerido para los elementos a flexion-compresion es el siguiente

$$A_{smin} = 1\%(bh)$$

Columna	b(cm)	h(cm)	Asmin=bxhdx1%
30	30	30	9

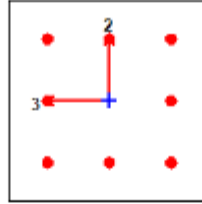


Columna Típica

Area de acero de refuerzo de diseño (15.92cm²)

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DConS1	0.000	0.210	0.0000	0.0000
DConS1	125.000	0.208	0.0000	0.0000
DConS1	250.000	0.207	0.0000	0.0000
DConS2	0.000	0.192	0.0000	0.0000
DConS2	125.000	0.190	0.0000	0.0000
DConS2	250.000	0.189	0.0000	0.0000
DConS3	0.000	0.243	0.0000	0.0000
DConS3	125.000	0.211	0.0000	0.0000
DConS3	250.000	0.206	0.0000	0.0000
DConS4	0.000	0.264	0.0000	0.0000
DConS4	125.000	0.193	0.0000	0.0000
DConS4	250.000	0.220	0.0000	0.0000
DConS5	0.000	0.243	0.0000	0.0000
DConS5	125.000	0.211	0.0000	0.0000
DConS5	250.000	0.206	0.0000	0.0000

Relación de capacidad de la sección y acero de refuerzo



Column Element Details

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	C2	2	COL30x30	DConS4	0	280	1	Non Sway

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
30	30	5.748	2.73

Material Properties

E c (kgf/cm ²)	F c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/cm ²)	f _{yk} (kgf/cm ²)
219499.64	210.92	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

ϕ_T	$\phi_{c/mec}$	$\phi_{c/ome}$	$\phi_{v/m}$	$\phi_{v/a}$	$\phi_{v/ort}$
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

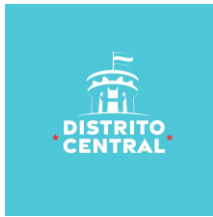
Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u, M_{u2}, M_{u3}

Design P _u kgf	Design M _{u2} kgf-cm	Design M _{u3} kgf-cm	Minimum M ₂ kgf-cm	Minimum M ₃ kgf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
22309.72	-54078.75	-112708.45	54078.75	54078.75	1.78	0.264

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C _m Factor Unitless	δ_{ms} Factor Unitless	δ_{ms} Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	0.340821	1	1	1	250
Minor Bend(M2)	0.382034	1	1	1	250

Detalles de diseño para Columna Tipo de Tanque



3.7 DISEÑO DE CIMENTACION

Según el informe de caracterización correspondiente a este proyecto, se hicieron algunas investigaciones geotécnicas consistentes en calicatas acompañadas del ensayo DCP

En el estudio geotécnico se establece una capacidad soportante correlacionada de 1.90 kg/cm^2 , con la cual se estableció diseñar y con un factor de seguridad de 1.50. y se demuestra a continuación. Dicho factor es aplicado directamente en el software de diseño según el resultado dado por las cargas de servicio.

En consideración a las condiciones mecánicas deterioradas del suelo en la zona que se proyecta el tanque elevado, se hará una sustitución de 50cm del material existente por material selecto compactado, esto se realizará a partir de los 1.55m del nivel de desplante propuesto.

Geometría y diseño Zapata Aislada Albergue Z-01

GEOMETRY				SOIL PRESSURES (1.0D+1.0L)			
Footing Length (X-dir)	1.40	m		Gross Allow. Soil Pressure	19.0	Tn/m ²	
Footing Width (Z-dir)	1.40	m		Soil Pressure at Corner 1	18.8	Tn/m ²	
Footing Thickness	30.0	cm	OK	Soil Pressure at Corner 2	17.8	Tn/m ²	
Soil Cover	1.20	m		Soil Pressure at Corner 3	15.7	Tn/m ²	
Column Length (X-dir)	35.0	cm		Soil Pressure at Corner 4	16.7	Tn/m ²	
Column Width (Z-dir)	35.0	cm		Bearing Pressure Ratio	0.99	OK	
Offset (X-dir)	0.00	cm	OK	Ftg. Area in Contact with Soil	100.0	%	
Offset (Z-dir)	0.00	cm	OK	X-eccentricity / Ftg. Length	0.01	OK	
Pedestal Height	N. A.			Z-eccentricity / Ftg. Width	0.00	OK	

APPLIED LOADS							
	Dead	Live	RLive	Snow	Wind	Seismic	
Axial Force P	17.8	11.3	0.0	0.0	0.0	-0.8	Tn
Moment about X Mx	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Tn-m
Moment about Z Mz	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Tn-m
Shear Force Vx	-0.9	-0.7	0.0	0.0	0.0	-1.5	Tn
Shear Force Vz	-0.4	-0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	Tn

OVERTURNING CALCULATIONS (Comb: 0.6D+0.0E)	
- Overturning about X-X	
- Moment Mx = 0.6 * 0.0 + 0.7 * 0.0 = 0.0	Tn-m
- Shear Force Vz = 0.6 * -0.4 + 0.7 * 0.0 = -0.2	Tn-m
Arm = 0.00 + 30.0 / 100 = 0.30 m	Moment = -0.2 * 0.30 = -0.1 Tn-m
- Passive Force = 0.0 Tn	Arm = 0.12 m
	Moment = 0.0 Tn-m
- Overturning moment X-X = 0.0 + -0.1 = 0.1	Tn-m
- Resisting about X-X	
- Footing weight = 0.6 * W * L * Thick * Density = 0.6 * 1.40 * 1.40 * 30.0 / 100 * 2.41 = 0.8	Tn
Arm = W / 2 = 1.40 / 2 = 0.70 m	Moment = 0.8 * 0.70 = 0.6 Tn-m
- Pedestal weight = 0.6 * W * L * H * Density = 0.6 * 35.0 / 100 * 35.0 / 100 * 0.0 * 2.41 = 0.0	Tn
Arm = W / 2 - Offset = 1.40 / 2 - 0.0 / 100 = 0.70 m	Moment = 0.0 * 0.70 = 0.0 Tn-m
- Soil cover = 0.6 * W * L * SC * Density = 0.6 * (1.40 * 1.40 - 35.0 / 100 * 35.0 / 100) * 1.2 * 1763 = 2.3	Tn
Arm = W / 2 = 1.40 / 2 = 0.70 m	Moment = 2.3 * 0.70 = 1.6 Tn-m
- Buoyancy = 0.6 * W * L * γ * (SC + Thick - WT) = 0.6 * 1.40 * 1.40 * 1.0 * (1.20 + 30.0 / 100 - 0.00) = -0.4	Tn
Arm = W / 2 = 1.40 / 2 = 0.70 m	Moment = 0.4 * 0.70 = -0.2 Tn-m
- Axial force P = 0.6 * 17.8 + 0.7 * -0.8 = 10.1	Tn-m
Arm = W / 2 - Offset = 1.40 / 2 - 0.0 / 100 = 0.70 m	Moment = 10.1 * 0.70 = 7.1 Tn-m
- Resisting moment X-X = 0.6 + 0.0 + 1.6 + 7.1 + -0.2 = 9.1	Tn-m
- Overturning safety factor X-X = $\frac{\text{Resisting moment}}{\text{Overturning moment}} = \frac{9.1}{0.1} = 90.64 > 1.50$	OK

- Overturning about Z-Z

- Moment $M_z = 0.6 * 0.0 + 0.7 * 0.0 = 0.0$ Tn-m

- Shear Force $V_x = 0.6 * -0.9 + 0.7 * -1.5 = -1.6$ Tn-m

Arm = $0.00 + 30.0 / 100 = 0.30$ m

Moment = $-1.6 * 0.30 = -0.5$ Tn-m

- Passive Force = 0.0 Tn

Arm = 0.12 m

Moment = 0.0 Tn-m

- Overturning moment Z-Z = $0.0 + -0.5 = 0.5$ Tn-m

- Resisting about Z-Z

- Footing weight = $0.6 * W * L * Thick * Density = 0.6 * 1.40 * 1.40 * 30.0 / 100 * 2.41 = 0.8$ Tn

Arm = $L / 2 = 1.40 / 2 = 0.70$ m

Moment = $0.8 * 0.70 = 0.6$ Tn-m

- Pedestal weight = $0.6 * W * L * H * Density = 0.6 * 35.0 / 100 * 35.0 / 100 * 0.0 * 2.41 = 0.0$ Tn

Arm = $L / 2 - Offset = 1.40 / 2 - 0.0 / 100 = 0.70$ m

Moment = $0.0 * 0.70 = 0.0$ Tn-m

- Soil cover = $0.6 * W * L * SC * Density = 0.6 * (1.40 * 1.40 - 35.0 / 100 * 35.0 / 100) * 1.2 * 1763 = 2.3$ Tn

Arm = $L / 2 = 1.40 / 2 = 0.70$ m

Moment = $2.3 * 0.70 = 1.6$ Tn-m

- Buoyancy = $0.6 * W * L * \gamma * (SC + Thick - WT) = 0.6 * 1.40 * 1.40 * 1.0 * (1.20 + 30.0 / 100 - 0.00) = -0.4$ Tn

Arm = $L / 2 = 1.40 / 2 = 0.70$ m

Moment = $0.4 * 0.70 = -0.2$ Tn-m

- Axial force $P = 0.6 * 17.8 + 0.7 * -0.8 = 10.1$ Tn-m

Arm = $L / 2 - Offset = 1.40 / 2 - 0.0 / 100 = 0.70$ m

Moment = $10.1 * 0.70 = 7.1$ Tn-m

- Resisting moment Z-Z = $0.6 + 0.0 + 1.6 + 7.1 + -0.2 = 9.1$ Tn-m

- Overturning safety factor Z-Z = $\frac{Resisting\ moment}{Overturning\ moment} = \frac{9.1}{0.5} = 19.00 > 1.50$ OK

SOIL BEARING PRESSURES (Comb: 1.0D+1.0L)

Overturning moment X-X = $0.0 + -0.2 = -0.2$ Tn-m

Resisting moment X-X = $1.0 + 0.0 + 2.7 + -0.4 + 20.4 = 23.7$ Tn-m

Overturning moment Z-Z = $0.0 + -0.5 = -0.5$ Tn-m

Resisting moment Z-Z = $1.0 + 0.0 + 2.7 + -0.4 + 20.4 = 23.7$ Tn-m

Resisting force = $Footing + Pedestal + Soil - Buoyancy + P = 1.4 + 0.0 + 3.9 - 0.6 + 29.1 = 33.8$ Tn

X-coordinate of resultant from maximum bearing corner:

$$X_p = \frac{Z-Resisting\ moment - Z-Overturning\ moment}{Resisting\ force} = \frac{23.7 - -0.5}{33.8} = 0.69\ m$$

Z-coordinate of resultant from maximum bearing corner:

$$Z_p = \frac{X-Resisting\ moment - X-Overturning\ moment}{Resisting\ force} = \frac{23.7 - -0.2}{33.8} = 0.69\ m$$

X-ecc = $Length / 2 - X_p = 1.40 / 2 - 0.69 = 0.01$ m

Z-ecc = $Width / 2 - Z_p = 1.40 / 2 - 0.69 = 0.01$ m

Area = $Width * Length = 1.40 * 1.40 = 2.0$ m²

Sx = $Length * Width^2 / 6 = 1.40 * 1.40^2 / 6 = 0.5$ m³

Sz = $Width * Length^2 / 6 = 1.40 * 1.40^2 / 6 = 0.5$ m³

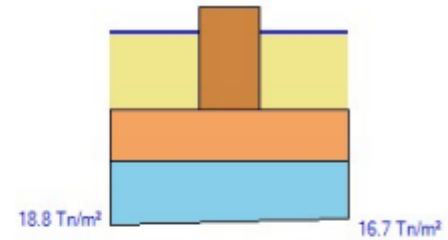
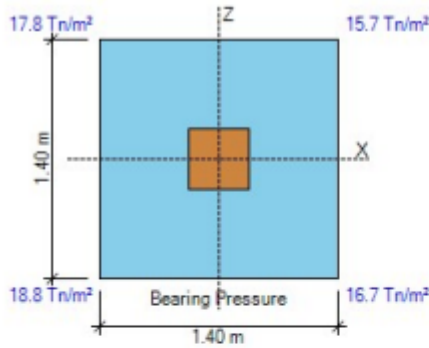
- Footing is in full bearing. Soil pressures are as follows:

P1 = $P * (1/A + Z-ecc / S_x + X-ecc / S_z) = 33.8 * (1 / 2.0 + 0.01 / 0.5 + 0.01 / 0.5) = 18.76$ Tn/m²

P2 = $P * (1/A - Z-ecc / S_x + X-ecc / S_z) = 33.8 * (1 / 2.0 - 0.01 / 0.5 + 0.01 / 0.5) = 17.84$ Tn/m²

P3 = $P * (1/A - Z-ecc / S_x - X-ecc / S_z) = 33.8 * (1 / 2.0 - 0.01 / 0.5 - 0.01 / 0.5) = 15.74$ Tn/m²

P4 = $P * (1/A + Z-ecc / S_x - X-ecc / S_z) = 33.8 * (1 / 2.0 + 0.01 / 0.5 - 0.01 / 0.5) = 16.66$ Tn/m²



SLIDING CALCULATIONS (Comb: 0.6D+0.0E)

Internal friction angle = 30.0 deg

Active coefficient $k_a = 0.33$

Passive coefficient $k_p = 1 / k_a = 1 / 0.33 = 3.00$

Pressure at mid-depth = $k_p * Density * (Cover + Thick / 2) = 3.00 * 1763 * (1.20 + 30.0 / 100 / 2) = 7.14 \text{ Tn/m}^2$

X-Passive force = $Pressure * Thick * Width = 7.14 * 30.0 / 100 * 1.40 = 3.0 \text{ Tn}$

Z-Passive force = $Pressure * Thick * Length = 7.14 * 30.0 / 100 * 1.40 = 3.0 \text{ Tn}$

Friction force = $Resisting \text{ force} * Friction \text{ coeff.} = \text{Max}(0, 12.9 * 0.35) = 4.5 \text{ Tn}$

Use 100% of Passive + 100% of Friction for sliding resistance

$$\text{- Sliding safety factor X-X} = \frac{X\text{-Passive force} + Friction}{X\text{-Horizontal load}} = \frac{1.00 * 3.0 + 1.00 * 4.5}{-1.6} = 4.74 > 1.50 \text{ OK}$$

$$\text{- Sliding safety factor Z-Z} = \frac{Z\text{-Passive force} + Friction}{Z\text{-Horizontal load}} = \frac{1.00 * 3.0 + 1.00 * 4.5}{-0.2} = 31.38 > 1.50 \text{ OK}$$

UPLIFT CALCULATIONS (Comb: 0.6D+1.0W)

$$\text{- Uplift safety factor} = \frac{Pedestal + Footing + Cover - Buoyancy}{Uplift \text{ load}} = \frac{0.0 + 0.8 + 2.3 - 0.4}{0.0} = 99.99 > 1.00 \text{ OK}$$

ONE-WAY SHEAR CALCULATIONS (Comb: 1.2D+1.6L+0.5Lr)

Concrete $f_c = 210.0 \text{ Kg/cm}^2$

Steel $f_y = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2$

Soil density = 1763 Kg/m^3

d Top X-dir = $Thick - Cover - X\text{-diameter} / 2 = 30.0 - 5.1 - 1.9 / 2 = 23.9 \text{ cm}$

d Top Z-dir = $Thick - Cover - X\text{-diameter} - Z\text{-diameter} / 2 = 30.0 - 5.1 - 1.9 - 1.9 / 2 = 22.0 \text{ cm}$

d Bot X-dir = $Thick - Cover - X\text{-diameter} / 2 = 30.0 - 7.6 - 1.6 / 2 = 21.6 \text{ cm}$

d Bot Z-dir = $Thick - Cover - X\text{-diameter} - Z\text{-diameter} / 2 = 30.0 - 7.6 - 1.6 - 1.6 / 2 = 20.0 \text{ cm}$

$\phi V_{cx} = 0.53 * \phi * \sqrt{f_c} * Width * d / 1000 = 0.53 * 0.75 * \sqrt{(210)} * 1.4 * 100 * 21.6 / 1000 = 17.4 \text{ Tn}$

ACI Eq. (22.5.5.1)

$\phi V_{cz} = 0.53 * \phi * \sqrt{f_c} * Length * d / 1000 = 0.53 * 0.75 * \sqrt{(210)} * 1.4 * 100 * 20.0 / 1000 = 16.1 \text{ Tn}$

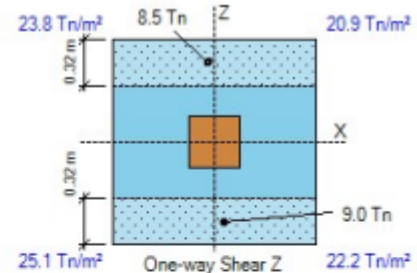
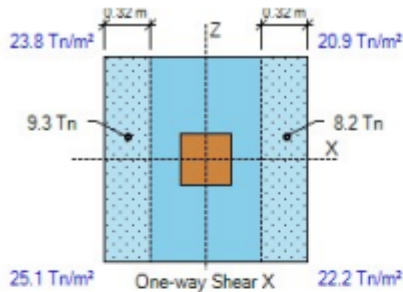
- Shear forces calculated as the volume of the bearing pressures under the effective areas:

One-way shear $V_{ux} (- \text{Side}) = 9.3 \text{ Tn} < 17.4 \text{ Tn OK}$

One-way shear $V_{ux} (+ \text{Side}) = 8.2 \text{ Tn} < 17.4 \text{ Tn OK}$

One-way shear $V_{uz} (- \text{Side}) = 9.0 \text{ Tn} < 16.1 \text{ Tn OK}$

One-way shear $V_{uz} (+ \text{Side}) = 8.5 \text{ Tn} < 16.1 \text{ Tn OK}$



FLEXURE CALCULATIONS (Comb: 1.2D+1.6L+0.5Lr)

Plain $\phi M_{nx} = 1.33 * \phi * \sqrt{f_c} * L * T^2 / 6 = 1.33 * 0.60 * \sqrt{(210)} * 1.40 * 30.0^2 / 6 / 1000 = 2.4 \text{ Tn-m}$ ACI Eq. (14.5.2.1a)

Plain $\phi M_{nz} = 1.33 * \phi * \sqrt{f_c} * W * T^2 / 6 = 1.33 * 0.60 * \sqrt{(210)} * 1.40 * 30.0^2 / 6 / 1000 = 2.4 \text{ Tn-m}$

- Top Bars

No Top Reinforcement Provided at the Footing

Use Plain Concrete Flexural Strength at Top

- Top moments calculated as the overburden minus the bearing pressures times the lever arm:

Top moment -M_{ux} (- Side) = 0.0 Tn-m < 2.4 Tn-m OK

Top moment -M_{ux} (+ Side) = 0.0 Tn-m < 2.4 Tn-m OK

Top moment -M_{uz} (- Side) = 0.0 Tn-m < 2.4 Tn-m OK

Top moment -M_{uz} (+ Side) = 0.0 Tn-m < 2.4 Tn-m OK

- Bottom Bars

Use 5 #5 Z-Bars $\rho = A_s / b d = 10.0 / (1.40 * 100 * 20.0) = 0.0036$

$q = 0.0036 * 4200 / 210.0 = 0.071$

Use 5 #5 X-Bars $\rho = A_s / b d = 10.0 / (1.40 * 100 * 21.6) = 0.0033$

$q = 0.0033 * 4200 / 210.0 = 0.066$

Bending strength $\phi M_n = \phi * b * d^2 * f_c * q * (1 - 0.59 * q)$ ACI 22.2.2

$\phi M_{nx} = 0.90 * 1.40 * 100 * 20.0^2 * 210.0 * 0.071 * (1 - 0.59 * 0.071) = 7.2 \text{ Tn-m}$

$\phi M_{nz} = 0.90 * 1.40 * 100 * 21.6^2 * 210.0 * 0.066 * (1 - 0.59 * 0.066) = 7.8 \text{ Tn-m}$

- Bottom moments calculated as the bearing minus the overburden pressures times the lever arm:

Bottom moment M_{ux} (- Side) = 3.9 Tn-m < 7.2 Tn-m OK ratio = 0.54

Bottom moment M_{ux} (+ Side) = 3.8 Tn-m < 7.2 Tn-m OK ratio = 0.52

Bottom moment M_{uz} (- Side) = 4.0 Tn-m < 7.8 Tn-m OK ratio = 0.52

Bottom moment M_{uz} (+ Side) = 3.6 Tn-m < 7.8 Tn-m OK ratio = 0.46

X-As min = $0.0018 * \text{Width} * \text{Thick} = 0.0018 * 1.40 * 100 * 30.0 = 7.6 \text{ cm}^2 < 10.0 \text{ cm}^2 \text{ OK}$ ACI 8.6.1.1

Z-As min = $0.0018 * \text{Length} * \text{Thick} = 0.0018 * 1.40 * 100 * 30.0 = 7.6 \text{ cm}^2 < 10.0 \text{ cm}^2 \text{ OK}$ ACI 8.6.1.1

X-Cover factor = $\text{Min} (2.5, (\text{Cover} + db / 2, \text{Spacing} / 2) / db) = \text{Min} (2.5, (7.6 + 1.59 / 2, 31.2 / 2) / 1.59) = 2.5$

Straight X-Ld = $\text{Max} (30.0, f_y / 3.5 / (f_c)^{1/2} * \text{Size} * \text{Location} / \text{Cover} * db * \text{ratio})$ ACI Eq. (25.4.2.3a)

X-Ld = $\text{Max} (30.0, 4200.0 / 3.5 / (210)^{1/2} * 0.8 * 1.0 / 2.5 * 1.59 * 0.52) = 30.0 \text{ cm}$

Hooked X-Ldh = $0.075 * f_y / (f_c)^{1/2} * db * 0.7 = 0.075 * 4200.0 / (210.0)^{1/2} * 1.59 * 0.7 * 0.52 = 15.0 \text{ cm}$ ACI 25.4.3

-X Ld provided = $(\text{Length} - \text{Col}) / 2 + \text{Offset} - \text{Cover} = 1.40 * 100 / 2 + 0.0 - 35.0 / 2 - 7.6 = 47.4 \text{ cm} > 30.0 \text{ cm OK}$

+X Ld provided = $(\text{Length} - \text{Col}) / 2 - \text{Offset} - \text{Cover} = 1.40 * 100 / 2 - 0.0 - 35.0 / 2 - 7.6 = 47.4 \text{ cm} > 30.0 \text{ cm OK}$

$$Z\text{-Cover factor} = \text{Min} (2.5, (Cover + db / 2, Spacing / 2) / db) = \text{Min} (2.5, (7.6 + 1.59 / 2, 31.2 / 2) / 1.59) = 2.5$$

$$\text{Straight } Z\text{-Ld} = \text{Max} (30.0, fy / 3.5 / (fc)^{1/2} * \text{Size} * \text{Location} / \text{Cover} * db * \text{ratio})$$

ACI Eq. (12-1)

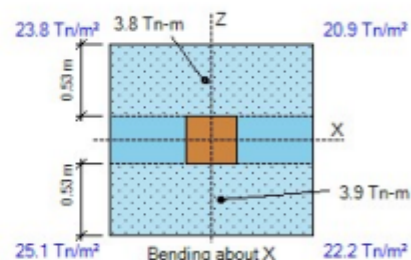
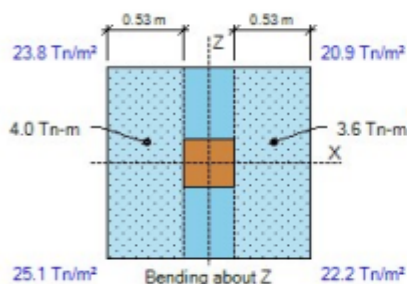
$$Z\text{-Ld} = \text{Max} (30.0, 4200.0 / 3.5 / (210)^{1/2} * 0.8 * 1.0 / 2.5 * 1.59 * 0.54) = 30.0 \text{ cm}$$

$$\text{Hooked } Z\text{-Ldh} = 0.075 * fy / (fc)^{1/2} * db * 0.7 = 0.075 * 4200.0 / (210.0)^{1/2} * 1.59 * 0.7 * 0.54 = 15.0 \text{ cm}$$

ACI 12.5

$$\text{-Z Ld provided} = (Width - Col) / 2 + \text{Offset} - \text{Cover} = 1.40 * 100 / 2 + 0.0 - 35.0 / 2 - 7.6 = 47.4 \text{ cm} > 30.0 \text{ cm OK}$$

$$\text{+Z Ld provided} = (Width - Col) / 2 - \text{Offset} - \text{Cover} = 1.40 * 100 / 2 - 0.0 - 35.0 / 2 - 7.6 = 47.4 \text{ cm} > 30.0 \text{ cm OK}$$



LOAD TRANSFER CALCULATIONS (Comb: 1.2D+1.6L+0.5Lr)

$$\text{Area } A1 = col L * col W = 35.0 * 35.0 = 1225.0 \text{ cm}^2$$

$$Sx = col W * col L^2 / 6 = 35.0 * 35.0^2 / 6 = 7145.8 \text{ cm}^3$$

$$Sz = col L * col W^2 / 6 = 35.0 * 35.0^2 / 6 = 7145.8 \text{ cm}^3$$

$$\text{Bearing } Pbu = P / A1 + Mz / Sx + Mx / Sz = (39.4 / 1225 + 0.0 * 100 / 7146 + 0.0 * 100 / 7146) * 1000 = 32.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Min edge} = \text{Min} [L / 2 - X\text{-offset} - col L / 2, W / 2 - Z\text{-offset} - col W / 2]$$

$$\text{Min edge} = \text{Min} (1.40 * 100 / 2 - 0.0 - 35.0 / 2, 1.40 * 100 / 2 - 0.0 - 35.0 / 2) = 52.5 \text{ cm}$$

$$\text{Area } A2 = \text{Min} [L * W, (col L + 2 * \text{Min edge}) * (col W + 2 * \text{Min edge})]$$

ACI R22.8.3.2

$$A2 = \text{Min} [1.40 * 100 * 1.4 * 100, (35.0 + 2 * 52.5) * (35.0 + 2 * 52.5)] = 19600.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Footing } \phi Pnc = \phi * 0.85 * fc * \text{Min} [2, \sqrt{(A2 / A1)}] = 0.65 * 0.85 * 210.0 * \text{Min} [2, \sqrt{(19600.0 / 1225.0)}] = 232.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Footing } \phi Pns = \phi * As * Fy / A1 = 0.65 * 16.00 * 4200.0 / 1225.0 = 35.7 \text{ Kg/cm}^2$$

ACI 22.8.3.2

$$\text{Footing bearing } \phi Pn = \phi Pnc + \phi Pns = 232.1 + 35.7 = 267.7 \text{ Kg/cm}^2 > 32.2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Column } \phi Pnc = \phi * 0.85 * fc = 0.65 * 0.85 * 280.0 = 154.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Column } \phi Pns = \phi * As * Fy / A1 = 0.65 * 16.00 * 4200.0 / 1225.0 = 35.7 \text{ Kg/cm}^2$$

ACI 22.8.3.2

$$\text{Column bearing } \phi Pn = \phi Pnc + \phi Pns = 154.7 + 35.7 = 190.4 \text{ Kg/cm}^2 > 32.2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Shear friction } \phi Vn = \phi * As * Fy * \mu = 0.75 * 16.00 * 4200.0 * 0.6 / 10000 = 30.2 \text{ Tn}$$

ACI Eq. (22.9.4.2)

$$\text{Shear } Vu = \text{Max} (Vux, Vuz) = \text{Max} (-2.2, -1.0) = -1.0 \text{ Tn} < 30.2 \text{ Tn OK}$$

$$\text{Straight } Ld = \text{Max} (30.0, fy / 3.5 / (fc)^{1/2} * \text{Size} / \text{Cover} * db * \text{ratio})$$

ACI Eq. (25.4.2.3a)

$$Ld = \text{Max} (30.0, 4200.0 / 3.5 / (280)^{1/2} * 0.8 / 2.5 * 1.59 * 0.21) = 30.0 \text{ cm}$$

$$\text{Hooked } Ldh = 0.075 * fy / (fc)^{1/2} * db * 0.7 = 0.075 * 4200.0 / (280.0)^{1/2} * 1.59 * 0.7 * 0.21 = 15.0 \text{ cm}$$

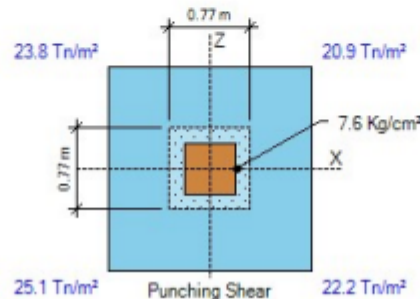
ACI 25.4.3

$$Ld \text{ provided} = \text{Pedestal height} - \text{Cover} = 0.00 * 100 - 5.1 = 91.0 \text{ cm} > 30.0 \text{ cm OK}$$

$$Ldh \text{ provided} = \text{Footing thickness} - \text{Cover} = 30.00 - 7.6 = 22.4 \text{ cm} > 15.0 \text{ cm OK}$$

PUNCHING SHEAR CALCULATIONS (Comb: 1.2D+1.6L+0.5Lr)

X-Edge = $d/2 = 20.8/2 = 10.4$ cm $asx = 20$
Z-Edge = $d/2 = 20.8/2 = 10.4$ cm $asz = 20$
 $as = asx + asz = 20 + 20 = 40$ Col type = Interior $\beta = L/W = 35.0/35.0 = 1.00$ ACI 22.6.5.2
Perimeter $bo = asz/10 * (L + d/2 + X\text{-Edge}) + asx/10 * (W + d/2 + Z\text{-Edge})$ ACI 22.6.4.2
 $bo = 20/10 * (35.0 + 20.8/2 + 10.4) + 20/10 * (35.0 + 20.8/2 + 10.4) = 223.3$ cm
Area $Abo = (L + d/2 + X\text{-Edge}) * (W + d/2 + Z\text{-Edge}) = (35.0 + 20.8/2 + 10.4) * (35.0 + 20.8/2 + 10.4) = 3115.0$ cm²
 $\phi Vc = \phi * \text{Min} (0.53 * (1 + 2/\beta), 0.27 * (as * d/bo + 2), 1.0) * \sqrt{fc} * 1000$ ACI 22.6.5.2
 $\phi Vc = 0.75 * \text{Min} (0.53 * (1 + 2/1.00), 0.27 * (40 * 20.8/223.3 + 2), 1.0) * \sqrt{210} = 10.9$ Kg/cm²
Punching force $F = P + \text{Overburden} * Abo - \text{Bearing}$
 $F = 39.4 + 3.25 * 3115.0/10000 - 7.2 = 33.3$ Tn
 $b1 = L + d/2 + X\text{-Edge} = 35.0 + 20.8/2 + 10.4 = 55.8$ cm $b2 = W + d/2 + Z\text{-Edge} = 35.0 + 20.8/2 + 10.4 = 55.8$ cm
 γ_{vx} factor = $1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{(b2/b1)}} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{(55.8/55.8)}} = 0.40$ ACI Eq. (8.4.4.2.2)
 γ_{vz} factor = $1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{(b1/b2)}} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{(55.8/55.8)}} = 0.40$ ACI Eq. (8.4.2.3.2)
 $X2z = b1/2 = 55.8/2 = 27.9$ cm $X2x = b2/2 = 55.8/2 = 27.9$ cm
 $Jcz = b1 * d^3/6 + b1^2 * d/6 + b1^2 * b2 * d/2$ ACI R8.4.4.2.3
 $Jcz = 55.8 * 20.8^3/6 + 55.8^2 * 20.8/6 + 55.8^2 * 55.8 * 20.8/2 = 2496138$ cm⁴
 $Jcx = b2 * d^3/6 + b2^2 * d/6 + b2^2 * b1 * d/2$ ACI R8.4.4.2.3
 $Jcx = 55.8 * 20.8^3/6 + 55.8^2 * 20.8/6 + 55.8^2 * 55.8 * 20.8/2 = 2496138$ cm⁴
Stress due to P = $F/(bo * d) * 1000 = 33.3/(223.3 * 20.8) * 1000 = 7.2$ Kg/cm²
Stress due to Mx = $\gamma_{vx} * X\text{-OTM} * X2x/Jcx = 0.40 * -0.3 * 100 * 27.9/2496138 * 1000 = 0.1$ Kg/cm²
Stress due to Mz = $\gamma_{vz} * Z\text{-OTM} * X2z/Jcz = 0.40 * -0.7 * 100 * 27.9/2496138 * 1000 = 0.3$ Kg/cm²
Punching stress = P-stress + Mx-stress + Mz-stress = 7.2 + 0.1 + 0.3 = 7.6 Kg/cm² < 10.9 Kg/cm² OK



COLUMN CALCULATIONS (Comb: 1.2D+1.6L+0.5Lr)

Concrete $f_c = 280.0 \text{ Kg/cm}^2$ Max. strain = 0.0030
 Young's Modulus $E_c = 15100 \cdot \sqrt{f_c} = 15100 \cdot \sqrt{280} = 252671 \text{ Kg/cm}^2$ ACI 19.2.2.1
 Rupture $f_r = 2 \cdot \sqrt{f_c} = 2 \cdot \sqrt{280} = 33.5 \text{ Kg/cm}^2$ ACI Eq. (19.2.3.1)
 Steel $f_y = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2$ $E_s = 2038903 \text{ Kg/cm}^2$ ACI 20.2.2.2
 Use 8-#5 Longitudinal Bars , $\rho = 0.013$ Use Ties #3 Transverse Reinf. , $d' = 6.8 \text{ cm}$
 As min = $0.01 \cdot L \cdot W = 0.01 \cdot 35.0 \cdot 35.0 = 12.25 \text{ cm}^2$ < 16.00 cm² OK ACI 16.3.4.1

Axial $P_u = 39.4 \text{ Tn}$
 Shear $V_{ux} = -2.2 \text{ Tn-m}$
 Shear $V_{uz} = -1.0 \text{ Tn-m}$
 Moment $M_{ux} = 0.0 \text{ Tn-m}$
 Moment $M_{uz} = 0.0 \text{ Tn-m}$
 Moment $M_u = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uz}^2} = \sqrt{0.0^2 + 0.0^2} = 0.0 \text{ Tn-m}$
 Rotation angle $\theta = \text{Arc Tan}(M_{uz} / M_{ux}) = \text{Arc Tan}(0.0 / 0.0) \cdot 180 / \pi = 0^\circ$ from X-axis
 By trial and error, neutral axis depth $k = c / d = 0.32$
 Strain1 = $(k \cdot d - d') / (k \cdot d) \cdot \text{Max strain} = (0.32 \cdot 28.2 - 6.8) / (0.32 \cdot 28.2) \cdot 0.0030 = 0.0007$

As (cm ²)	d (cm)	Strain	fs (Tn/cm ²)	fc (Tn/cm ²)	Fs = As(fs-fc) (Tn)	Ms = Fs(h/2-d) (Tn-m)	Is = As(h/2-d) ² (cm ⁴)
As1 = 2.00	6.8	0.0007	1.4	0.2	2.4	0.3	227.0
As2 = 2.00	6.8	0.0007	1.4	0.2	2.4	0.3	227.0
As3 = 2.00	6.8	0.0007	1.4	0.2	2.4	0.3	227.0
As4 = 2.00	28.2	-0.0065	4.2	0.2	-8.4	0.9	227.0
As5 = 2.00	28.2	-0.0065	4.2	0.2	-8.4	0.9	227.0
As6 = 2.00	28.2	-0.0065	4.2	0.2	-8.4	0.9	227.0
As7 = 2.00	17.5	-0.0029	4.2	0.2	-8.4	0.0	0.0
As8 = 2.00	17.5	-0.0029	4.2	0.2	-8.4	0.0	0.0
					T = -34.9	Ms = 3.4	Is = 1362.0

Conc. force $F_c = C = \text{Sum}(F_{ci}) = \text{Sum}(f_{ci} \cdot A_{ci}) = 78.7 \text{ Tn}$
 Conc. moment $M_c = \text{Sum}(M_{ci}) = \text{Sum}(F_{ci} \cdot (h / 2 - d_i)) = 10.1 \text{ Tn-m}$
 Nominal flexural strength $M_n = M_s + M_c = 3.4 + 10.1 = 13.5 \text{ Tn-m}$
 ϕ -factor slope = $(0.65 - 0.90) / (0.65 \cdot P_n \text{ (balanced)} - 0.9 \cdot P_n \text{ (} E_s = 0.005))$
 ϕ -factor slope = $(0.65 - 0.90) / (0.65 \cdot 139.6 - 0.9 \cdot 63.5) = -0.0074$ ACI 21.2.2
 ϕ -factor = $\text{Min}(0.9, \text{Max}(0.65, \text{slope} \cdot (P_u - 0.9 \cdot P_n \text{ (} E_s = 0.005)) + 0.9))$
 ϕ -factor = $\text{Min}(0.9, \text{Max}(0.65, -0.0074 \cdot (39.4 - 0.9 \cdot 63.5) + 0.9)) = 0.90$
 Axial strength $P_n = 0.8 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot (A_1 - A_s) + f_y \cdot A_s = 0.8 \cdot 0.85 \cdot 280.0 \cdot (1225 - 16.0) + 4200 \cdot 16.0 = 283.7 \text{ Tn}$
 Design flexural strength $\phi M_n = 0.90 \cdot 13.5 = 12.1 \text{ Tn-m}$ ACI 21.2.2
 Strength ratio = $\text{Max}(P_u / \phi P_n, M_u / \phi M_n) = \text{Max}(39.4 / (0.65 \cdot 283.7), 0.0 / 12.1) = 0.21$ < 1.0 OK



Geometría y diseño Zapata Aislada Albergue Z-02

GEOMETRY			SOIL PRESSURES (1.0D+1.0L)		
Footing Length (X-dir)	1.80	m	Gross Allow. Soil Pressure	19.0	Tn/m ²
Footing Width (Z-dir)	1.80	m	Soil Pressure at Corner 1	18.8	Tn/m ²
Footing Thickness	35.0	cm OK	Soil Pressure at Corner 2	18.6	Tn/m ²
Soil Cover	1.20	m	Soil Pressure at Corner 3	18.2	Tn/m ²
Column Length (X-dir)	35.0	cm	Soil Pressure at Corner 4	18.4	Tn/m ²
Column Width (Z-dir)	35.0	cm	Bearing Pressure Ratio	0.99	OK
Offset (X-dir)	0.00	cm OK	Ftg. Area in Contact with Soil	100.0	%
Offset (Z-dir)	0.00	cm OK	X-eccentricity / Ftg. Length	0.00	OK
Pedestal Height	N. A.		Z-eccentricity / Ftg. Width	0.00	OK

APPLIED LOADS							
	Dead	Live	RLive	Snow	Wind	Seismic	
Axial Force P	29.0	22.8	0.0	0.0	0.0	0.1	Tn
Moment about X Mx	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Tn-m
Moment about Z Mz	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Tn-m
Shear Force Vx	0.3	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	Tn
Shear Force Vz	0.2	0.1	0.0	0.0	0.0	0.1	Tn

OVERTURNING CALCULATIONS (Comb: 0.6D+1.0W)	
- Overturning about X-X	
- Moment Mx = 0.6 * 0.0 + 1.0 * 0.0 = 0.0	Tn-m
- Shear Force Vz = 0.6 * 0.2 + 1.0 * 0.0 = 0.1	Tn-m
Arm = 0.00 + 35.0 / 100 = 0.35 m	Moment = 0.1 * 0.35 = 0.0 Tn-m
- Passive Force = 0.0 Tn	Arm = 0.14 m Moment = 0.0 Tn-m
- Overturning moment X-X = 0.0 + 0.0 = 0.0	Tn-m
- Resisting about X-X	
- Footing weight = 0.6 * W * L * Thick * Density = 0.6 * 1.80 * 1.80 * 35.0 / 100 * 2.41 = 1.6	Tn
Arm = W / 2 = 1.80 / 2 = 0.90 m	Moment = 1.6 * 0.90 = 1.5 Tn-m
- Pedestal weight = 0.6 * W * L * H * Density = 0.6 * 35.0 / 100 * 35.0 / 100 * 0.0 * 2.41 = 0.0	Tn
Arm = W / 2 - Offset = 1.80 / 2 - 0.0 / 100 = 0.90 m	Moment = 0.0 * 0.90 = 0.0 Tn-m
- Soil cover = 0.6 * W * L * SC * Density = 0.6 * (1.80 * 1.80 - 35.0 / 100 * 35.0 / 100) * 1.2 * 1763 = 4.0	Tn
Arm = W / 2 = 1.80 / 2 = 0.90 m	Moment = 4.0 * 0.90 = 3.6 Tn-m
- Buoyancy = 0.6 * W * L * γ * (SC + Thick - WT) = 0.6 * 1.80 * 1.80 * 1.0 * (1.20 + 35.0 / 100 - 0.00) = -0.7	Tn
Arm = W / 2 = 1.80 / 2 = 0.90 m	Moment = 0.7 * 0.90 = -0.6 Tn-m
- Axial force P = 0.6 * 29.0 + 1.0 * 0.0 = 17.4	Tn-m
Arm = W / 2 - Offset = 1.80 / 2 - 0.0 / 100 = 0.90 m	Moment = 17.4 * 0.90 = 15.7 Tn-m
- Resisting moment X-X = 1.5 + 0.0 + 3.6 + 15.7 + -0.6 = 20.1	Tn-m
- Overturning safety factor X-X = $\frac{\text{Resisting moment}}{\text{Overturning moment}} = \frac{20.1}{0.0} = 99.99 > 1.50$	OK

- Overturning about Z-Z

- Moment $M_z = 0.6 * 0.0 + 1.0 * 0.0 = 0.0$ Tn-m

- Shear Force $V_x = 0.6 * 0.3 + 1.0 * 0.0 = 0.2$ Tn-m

Arm = $0.00 + 35.0 / 100 = 0.35$ m

Moment = $0.2 * 0.35 = 0.1$ Tn-m

- Passive Force = 0.0 Tn

Arm = 0.14 m

Moment = 0.0 Tn-m

- Overturning moment Z-Z = $0.0 + 0.1 = 0.1$ Tn-m

- Resisting about Z-Z

- Footing weight = $0.6 * W * L * Thick * Density = 0.6 * 1.80 * 1.80 * 35.0 / 100 * 2.41 = 1.6$ Tn

Arm = $L / 2 = 1.80 / 2 = 0.90$ m

Moment = $1.6 * 0.90 = 1.5$ Tn-m

- Pedestal weight = $0.6 * W * L * H * Density = 0.6 * 35.0 / 100 * 35.0 / 100 * 0.0 * 2.41 = 0.0$ Tn

Arm = $L / 2 - Offset = 1.80 / 2 - 0.0 / 100 = 0.90$ m

Moment = $0.0 * 0.90 = 0.0$ Tn-m

- Soil cover = $0.6 * W * L * SC * Density = 0.6 * (1.80 * 1.80 - 35.0 / 100 * 35.0 / 100) * 1.2 * 1763 = 4.0$ Tn

Arm = $L / 2 = 1.80 / 2 = 0.90$ m

Moment = $4.0 * 0.90 = 3.6$ Tn-m

- Buoyancy = $0.6 * W * L * \gamma * (SC + Thick - WT) = 0.6 * 1.80 * 1.80 * 1.0 * (1.20 + 35.0 / 100 - 0.00) = -0.7$ Tn

Arm = $L / 2 = 1.80 / 2 = 0.90$ m

Moment = $0.7 * 0.90 = -0.6$ Tn-m

- Axial force $P = 0.6 * 29.0 + 1.0 * 0.0 = 17.4$ Tn-m

Arm = $L / 2 - Offset = 1.80 / 2 - 0.0 / 100 = 0.90$ m

Moment = $17.4 * 0.90 = 15.7$ Tn-m

- Resisting moment Z-Z = $1.5 + 0.0 + 3.6 + 15.7 + -0.6 = 20.1$ Tn-m

- Overturning safety factor Z-Z = $\frac{Resisting\ moment}{Overturning\ moment} = \frac{20.1}{0.1} = 99.99 > 1.50$ OK

SOIL BEARING PRESSURES (Comb: 1.0D+1.0L)

Overturning moment X-X = $0.0 + 0.1 = 0.1$ Tn-m

Resisting moment X-X = $2.5 + 0.0 + 5.9 + -1.0 + 46.6 = 54.0$ Tn-m

Overturning moment Z-Z = $0.0 + 0.2 = 0.2$ Tn-m

Resisting moment Z-Z = $2.5 + 0.0 + 5.9 + -1.0 + 46.6 = 54.0$ Tn-m

Resisting force = Footing + Pedestal + Soil - Buoyancy + P = $2.7 + 0.0 + 6.6 - 1.1 + 51.8 = 60.0$ Tn

X-coordinate of resultant from maximum bearing corner:

$$X_p = \frac{Z-Resisting\ moment - Z-Overturning\ moment}{Resisting\ force} = \frac{54.0 - 0.2}{60.0} = 0.90\ m$$

Z-coordinate of resultant from maximum bearing corner:

$$Z_p = \frac{X-Resisting\ moment - X-Overturning\ moment}{Resisting\ force} = \frac{54.0 - 0.1}{60.0} = 0.90\ m$$

X-ecc = $Length / 2 - X_p = 1.80 / 2 - 0.90 = 0.00$ m

Z-ecc = $Width / 2 - Z_p = 1.80 / 2 - 0.90 = 0.00$ m

Area = $Width * Length = 1.80 * 1.80 = 3.2$ m²

Sx = $Length * Width^2 / 6 = 1.80 * 1.80^2 / 6 = 1.0$ m³

Sz = $Width * Length^2 / 6 = 1.80 * 1.80^2 / 6 = 1.0$ m³

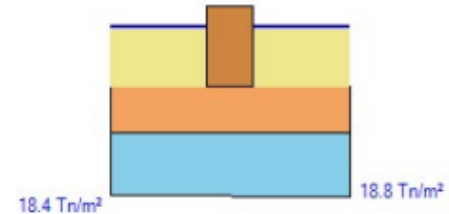
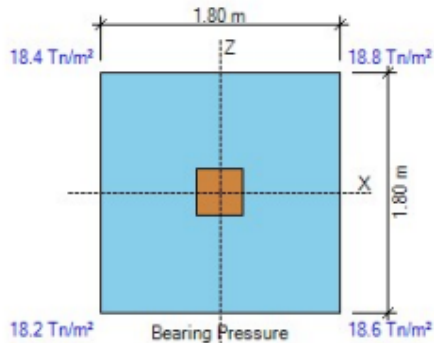
- Footing is in full bearing. Soil pressures are as follows:

P1 = $P * (1/A + Z-ecc / S_x + X-ecc / S_z) = 60.0 * (1 / 3.2 + 0.00 / 1.0 + 0.00 / 1.0) = 18.84$ Tn/m²

P2 = $P * (1/A - Z-ecc / S_x + X-ecc / S_z) = 60.0 * (1 / 3.2 - 0.00 / 1.0 + 0.00 / 1.0) = 18.62$ Tn/m²

P3 = $P * (1/A - Z-ecc / S_x - X-ecc / S_z) = 60.0 * (1 / 3.2 - 0.00 / 1.0 - 0.00 / 1.0) = 18.19$ Tn/m²

P4 = $P * (1/A + Z-ecc / S_x - X-ecc / S_z) = 60.0 * (1 / 3.2 + 0.00 / 1.0 - 0.00 / 1.0) = 18.41$ Tn/m²



SLIDING CALCULATIONS (Comb: 1.0D+1.0L)

Internal friction angle = 30.0 deg

Active coefficient $k_a = 0.33$

Passive coefficient $k_p = 1 / k_a = 1 / 0.33 = 3.00$

Pressure at mid-depth = $k_p * \text{Density} * (\text{Cover} + \text{Thick} / 2) = 3.00 * 1763 * (1.20 + 35.0 / 100 / 2) = 7.27 \text{ Tn/m}^2$

X-Passive force = $\text{Pressure} * \text{Thick} * \text{Width} = 7.27 * 35.0 / 100 * 1.80 = 4.6 \text{ Tn}$

Z-Passive force = $\text{Pressure} * \text{Thick} * \text{Length} = 7.27 * 35.0 / 100 * 1.80 = 4.6 \text{ Tn}$

Friction force = $\text{Resisting force} * \text{Friction coeff.} = \text{Max}(0, 60.0 * 0.35) = 21.0 \text{ Tn}$

Use 100% of Passive + 100% of Friction for sliding resistance

$$\text{- Sliding safety factor X-X} = \frac{X\text{-Passive force} + \text{Friction}}{X\text{-Horizontal load}} = \frac{1.00 * 4.6 + 1.00 * 21.0}{0.6} = 42.63 > 1.50 \text{ OK}$$

$$\text{- Sliding safety factor Z-Z} = \frac{Z\text{-Passive force} + \text{Friction}}{Z\text{-Horizontal load}} = \frac{1.00 * 4.6 + 1.00 * 21.0}{0.3} = 85.26 > 1.50 \text{ OK}$$

UPLIFT CALCULATIONS (Comb: 0.6D+1.0W)

$$\text{- Uplift safety factor} = \frac{\text{Pedestal} + \text{Footing} + \text{Cover} - \text{Buoyancy}}{\text{Uplift load}} = \frac{0.0 + 1.6 + 4.0 - 0.7}{0.0} = 99.99 > 1.00 \text{ OK}$$

ONE-WAY SHEAR CALCULATIONS (Comb: 1.2D+1.6L+0.5Lr)

Concrete $f_c = 210.0 \text{ Kg/cm}^2$

Steel $f_y = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2$

Soil density = 1763 Kg/m³

d Top X-dir = $\text{Thick} - \text{Cover} - X\text{-diameter} / 2 = 35.0 - 5.1 - 1.9 / 2 = 28.9 \text{ cm}$

d Top Z-dir = $\text{Thick} - \text{Cover} - X\text{-diameter} - Z\text{-diameter} / 2 = 35.0 - 5.1 - 1.9 - 1.9 / 2 = 27.0 \text{ cm}$

d Bot X-dir = $\text{Thick} - \text{Cover} - X\text{-diameter} / 2 = 35.0 - 7.6 - 1.6 / 2 = 26.6 \text{ cm}$

d Bot Z-dir = $\text{Thick} - \text{Cover} - X\text{-diameter} - Z\text{-diameter} / 2 = 35.0 - 7.6 - 1.6 - 1.6 / 2 = 25.0 \text{ cm}$

$\phi V_{cx} = 0.53 * \phi * \sqrt{f_c} * \text{Width} * d / 1000 = 0.53 * 0.75 * \sqrt{210} * 1.8 * 100 * 26.6 / 1000 = 27.6 \text{ Tn}$

ACI Eq. (22.5.5.1)

$\phi V_{cz} = 0.53 * \phi * \sqrt{f_c} * \text{Length} * d / 1000 = 0.53 * 0.75 * \sqrt{210} * 1.8 * 100 * 25.0 / 1000 = 25.9 \text{ Tn}$

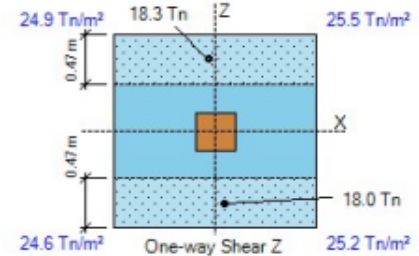
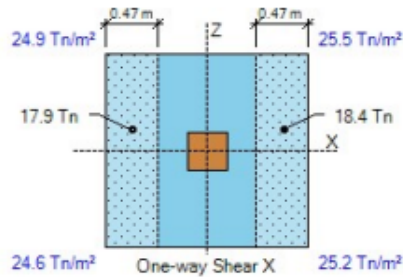
- Shear forces calculated as the volume of the bearing pressures under the effective areas:

One-way shear $V_{ux} (- \text{Side}) = 17.9 \text{ Tn} < 27.6 \text{ Tn} \text{ OK}$

One-way shear $V_{ux} (+ \text{Side}) = 18.4 \text{ Tn} < 27.6 \text{ Tn} \text{ OK}$

One-way shear $V_{uz} (- \text{Side}) = 18.0 \text{ Tn} < 25.9 \text{ Tn} \text{ OK}$

One-way shear $V_{uz} (+ \text{Side}) = 18.3 \text{ Tn} < 25.9 \text{ Tn} \text{ OK}$



FLEXURE CALCULATIONS (Comb: 1.2D+1.6L+0.5Lr)

Plain $\phi M_{nx} = 1.33 * \phi \sqrt{f_c} * L * T^2 / 6 = 1.33 * 0.60 * \sqrt{(210)} * 1.80 * 35.0^2 / 6 / 1000 = 4.2 \text{ Tn-m}$ ACI Eq. (14.5.2.1a)

Plain $\phi M_{nz} = 1.33 * \phi \sqrt{f_c} * W * T^2 / 6 = 1.33 * 0.60 * \sqrt{(210)} * 1.80 * 35.0^2 / 6 / 1000 = 4.2 \text{ Tn-m}$

- Top Bars

No Top Reinforcement Provided at the Footing

Use Plain Concrete Flexural Strength at Top

- Top moments calculated as the overburden minus the bearing pressures times the lever arm:

Top moment -Mux (- Side) = 0.0 Tn-m < 4.2 Tn-m OK

Top moment -Mux (+ Side) = 0.0 Tn-m < 4.2 Tn-m OK

Top moment -Muz (- Side) = 0.0 Tn-m < 4.2 Tn-m OK

Top moment -Muz (+ Side) = 0.0 Tn-m < 4.2 Tn-m OK

- Bottom Bars

Use 7 #5 Z-Bars $\rho = A_s / b d = 14.0 / (1.80 * 100 * 25.0) = 0.0031$

$q = 0.0031 * 4200 / 210.0 = 0.062$

Use 7 #5 X-Bars $\rho = A_s / b d = 14.0 / (1.80 * 100 * 26.6) = 0.0029$

$q = 0.0029 * 4200 / 210.0 = 0.058$

Bending strength $\phi M_n = \phi * b * d^2 * f_c * q * (1 - 0.59 * q)$ ACI 22.2.2

$\phi M_{nx} = 0.90 * 1.80 * 100 * 25.0^2 * 210.0 * 0.062 * (1 - 0.59 * 0.062) = 12.8 \text{ Tn-m}$

$\phi M_{nz} = 0.90 * 1.80 * 100 * 26.6^2 * 210.0 * 0.058 * (1 - 0.59 * 0.058) = 13.6 \text{ Tn-m}$

- Bottom moments calculated as the bearing minus the overburden pressures times the lever arm:

Bottom moment Mux (- Side) = 10.2 Tn-m < 12.8 Tn-m OK ratio = 0.80

Bottom moment Mux (+ Side) = 10.3 Tn-m < 12.8 Tn-m OK ratio = 0.81

Bottom moment Muz (- Side) = 10.2 Tn-m < 13.6 Tn-m OK ratio = 0.75

Bottom moment Muz (+ Side) = 10.4 Tn-m < 13.6 Tn-m OK ratio = 0.76

X-As min = $0.0018 * \text{Width} * \text{Thick} = 0.0018 * 1.80 * 100 * 35.0 = 11.3 \text{ cm}^2 < 14.0 \text{ cm}^2 \text{ OK}$ ACI 8.6.1.1

Z-As min = $0.0018 * \text{Length} * \text{Thick} = 0.0018 * 1.80 * 100 * 35.0 = 11.3 \text{ cm}^2 < 14.0 \text{ cm}^2 \text{ OK}$ ACI 8.6.1.1

X-Cover factor = $\text{Min} (2.5, (\text{Cover} + db / 2, \text{Spacing} / 2) / db) = \text{Min} (2.5, (7.6 + 1.59 / 2, 27.5 / 2) / 1.59) = 2.5$

Straight X-Ld = $\text{Max} (30.0, f_y / 3.5 / (f_c)^{1/2} * \text{Size} * \text{Location} / \text{Cover} * db * \text{ratio})$ ACI Eq. (25.4.2.3a)

X-Ld = $\text{Max} (30.0, 4200.0 / 3.5 / (210)^{1/2} * 0.8 * 1.0 / 2.5 * 1.59 * 0.76) = 32.1 \text{ cm}$

Hooked X-Ldh = $0.075 * f_y / (f_c)^{1/2} * db * 0.7 = 0.075 * 4200.0 / (210.0)^{1/2} * 1.59 * 0.7 * 0.76 = 18.4 \text{ cm}$ ACI 25.4.3

-X Ld provided = $(\text{Length} - \text{Col}) / 2 + \text{Offset} - \text{Cover} = 1.80 * 100 / 2 + 0.0 - 35.0 / 2 - 7.6 = 67.4 \text{ cm} > 18.4 \text{ cm OK}$

+X Ld provided = $(\text{Length} - \text{Col}) / 2 - \text{Offset} - \text{Cover} = 1.80 * 100 / 2 - 0.0 - 35.0 / 2 - 7.6 = 67.4 \text{ cm} > 18.4 \text{ cm OK}$

$$Z\text{-Cover factor} = \text{Min} (2.5, (\text{Cover} + db / 2, \text{Spacing} / 2) / db) = \text{Min} (2.5, (7.6 + 1.59 / 2, 27.5 / 2) / 1.59) = 2.5$$

$$\text{Straight } Z\text{-Ld} = \text{Max} (30.0, f_y / 3.5 / (f_c)^{1/2} * \text{Size} * \text{Location} / \text{Cover} * db * \text{ratio})$$

ACI Eq. (12-1)

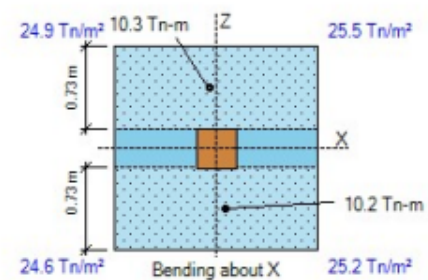
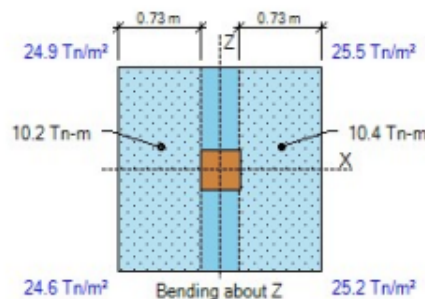
$$Z\text{-Ld} = \text{Max} (30.0, 4200.0 / 3.5 / (210)^{1/2} * 0.8 * 1.0 / 2.5 * 1.59 * 0.81) = 34.0 \text{ cm}$$

$$\text{Hooked } Z\text{-Ldh} = 0.075 * f_y / (f_c)^{1/2} * db * 0.7 = 0.075 * 4200.0 / (210.0)^{1/2} * 1.59 * 0.7 * 0.81 = 19.5 \text{ cm}$$

ACI 12.5

$$\text{-Z Ld provided} = (\text{Width} - \text{Col}) / 2 + \text{Offset} - \text{Cover} = 1.80 * 100 / 2 + 0.0 - 35.0 / 2 - 7.6 = 67.4 \text{ cm} > 19.5 \text{ cm OK}$$

$$\text{+Z Ld provided} = (\text{Width} - \text{Col}) / 2 - \text{Offset} - \text{Cover} = 1.80 * 100 / 2 - 0.0 - 35.0 / 2 - 7.6 = 67.4 \text{ cm} > 19.5 \text{ cm OK}$$



LOAD TRANSFER CALCULATIONS (Comb: 1.2D+1.6L+0.5Lr)

$$\text{Area } A1 = \text{col } L * \text{col } W = 35.0 * 35.0 = 1225.0 \text{ cm}^2$$

$$Sx = \text{col } W * \text{col } L^2 / 6 = 35.0 * 35.0^2 / 6 = 7145.8 \text{ cm}^3$$

$$Sz = \text{col } L * \text{col } W^2 / 6 = 35.0 * 35.0^2 / 6 = 7145.8 \text{ cm}^3$$

$$\text{Bearing } Pbu = P / A1 + Mz / Sx + Mx / Sz = (71.3 / 1225 + 0.0 * 100 / 7146 + 0.0 * 100 / 7146) * 1000 = 58.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Min edge} = \text{Min} (L / 2 - X\text{-offset} - \text{col } L / 2, W / 2 - Z\text{-offset} - \text{col } W / 2)$$

$$\text{Min edge} = \text{Min} (1.80 * 100 / 2 - 0.0 - 35.0 / 2, 1.80 * 100 / 2 - 0.0 - 35.0 / 2) = 72.5 \text{ cm}$$

$$\text{Area } A2 = \text{Min} [L * W, (\text{col } L + 2 * \text{Min edge}) * (\text{col } W + 2 * \text{Min edge})]$$

ACI R22.8.3.2

$$A2 = \text{Min} [1.80 * 100 * 1.8 * 100, (35.0 + 2 * 72.5) * (35.0 + 2 * 72.5)] = 32400.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Footing } \phi Pnc = \phi * 0.85 * f_c * \text{Min} [2, \sqrt{A2 / A1}] = 0.65 * 0.85 * 210.0 * \text{Min} [2, \sqrt{32400.0 / 1225.0}] = 232.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Footing } \phi Pns = \phi * As * Fy / A1 = 0.65 * 16.00 * 4200.0 / 1225.0 = 35.7 \text{ Kg/cm}^2$$

ACI 22.8.3.2

$$\text{Footing bearing } \phi Pn = \phi Pnc + \phi Pns = 232.1 + 35.7 = 267.7 \text{ Kg/cm}^2 > 58.2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Column } \phi Pnc = \phi * 0.85 * f_c = 0.65 * 0.85 * 280.0 = 154.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Column } \phi Pns = \phi * As * Fy / A1 = 0.65 * 16.00 * 4200.0 / 1225.0 = 35.7 \text{ Kg/cm}^2$$

ACI 22.8.3.2

$$\text{Column bearing } \phi Pn = \phi Pnc + \phi Pns = 154.7 + 35.7 = 190.4 \text{ Kg/cm}^2 > 58.2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Shear friction } \phi Vn = \phi * As * Fy * \mu = 0.75 * 16.00 * 4200.0 * 0.6 / 10000 = 30.2 \text{ Tn}$$

ACI Eq. (22.9.4.2)

$$\text{Shear } Vu = \text{Max} (Vux, Vuz) = \text{Max} (0.8, 0.4) = 0.8 \text{ Tn} < 30.2 \text{ Tn OK}$$

$$\text{Straight } Ld = \text{Max} (30.0, f_y / 3.5 / (f_c)^{1/2} * \text{Size} / \text{Cover} * db * \text{ratio})$$

ACI Eq. (25.4.2.3a)

$$Ld = \text{Max} (30.0, 4200.0 / 3.5 / (280)^{1/2} * 0.8 / 2.5 * 1.59 * 0.39) = 30.0 \text{ cm}$$

$$\text{Hooked } Ldh = 0.075 * f_y / (f_c)^{1/2} * db * 0.7 = 0.075 * 4200.0 / (280.0)^{1/2} * 1.59 * 0.7 * 0.39 = 15.0 \text{ cm}$$

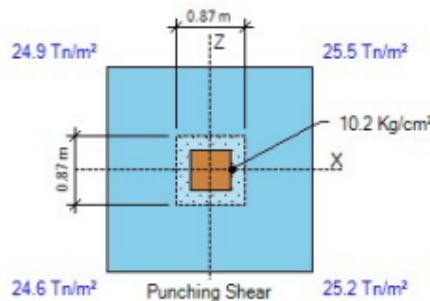
ACI 25.4.3

$$Ld \text{ provided} = \text{Pedestal height} - \text{Cover} = 0.00 * 100 - 5.1 = 91.0 \text{ cm} > 30.0 \text{ cm OK}$$

$$Ldh \text{ provided} = \text{Footing thickness} - \text{Cover} = 35.00 - 7.6 = 27.4 \text{ cm} > 15.0 \text{ cm OK}$$

PUNCHING SHEAR CALCULATIONS (Comb: 1.2D+1.6L+0.5Lr)

X-Edge = $d/2 = 25.8/2 = 12.9$ cm $asx = 20$
Z-Edge = $d/2 = 25.8/2 = 12.9$ cm $asz = 20$
 $as = asx + asz = 20 + 20 = 40$ Col type = Interior $\beta = L/W = 35.0/35.0 = 1.00$ ACI 22.6.5.2
Perimeter $bo = asz/10 * (L + d/2 + X\text{-Edge}) + asx/10 * (W + d/2 + Z\text{-Edge})$ ACI 22.6.4.2
 $bo = 20/10 * (35.0 + 25.8/2 + 12.9) + 20/10 * (35.0 + 25.8/2 + 12.9) = 243.3$ cm
Area $Abo = (L + d/2 + X\text{-Edge}) * (W + d/2 + Z\text{-Edge}) = (35.0 + 25.8/2 + 12.9) * (35.0 + 25.8/2 + 12.9) = 3698.2$ cm²
 $\phi Vc = \phi * \text{Min}(0.53 * (1 + 2/\beta), 0.27 * (as * d/bo + 2), 1.0) * \sqrt{fc} * 1000$ ACI 22.6.5.2
 $\phi Vc = 0.75 * \text{Min}(0.53 * (1 + 2/1.00), 0.27 * (40 * 25.8/243.3 + 2), 1.0) * \sqrt{210} = 10.9$ Kg/cm²
Punching force $F = P + \text{Overburden} * Abo - \text{Bearing}$
 $F = 71.3 + 3.45 * 3698.2/10000 - 9.3 = 63.3$ Tn
 $b1 = L + d/2 + X\text{-Edge} = 35.0 + 25.8/2 + 12.9 = 60.8$ cm $b2 = W + d/2 + Z\text{-Edge} = 35.0 + 25.8/2 + 12.9 = 60.8$ cm
 γ_{vx} factor = $1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{b2/b1}} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{60.8/60.8}} = 0.40$ ACI Eq. (8.4.4.2.2)
 γ_{vz} factor = $1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{b1/b2}} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{60.8/60.8}} = 0.40$ ACI Eq. (8.4.2.3.2)
 $X2z = b1/2 = 60.8/2 = 30.4$ cm $X2x = b2/2 = 60.8/2 = 30.4$ cm
 $Jcz = b1 * d^3/6 + b1^3 * d/6 + b1^2 * b2 * d/2$ ACI R8.4.4.2.3
 $Jcz = 60.8 * 25.8^3/6 + 60.8^3 * 25.8/6 + 60.8^2 * 60.8 * 25.8/2 = 4044371$ cm⁴
 $Jcx = b2 * d^3/6 + b2^3 * d/6 + b2^2 * b1 * d/2$ ACI R8.4.4.2.3
 $Jcx = 60.8 * 25.8^3/6 + 60.8^3 * 25.8/6 + 60.8^2 * 60.8 * 25.8/2 = 4044371$ cm⁴
Stress due to P = $F/(bo * d) * 1000 = 63.3/(243.3 * 25.8) * 1000 = 10.1$ Kg/cm²
Stress due to Mx = $\gamma_{vx} * X\text{-OTM} * X2x/Jcx = 0.40 * 0.1 * 100 * 30.4/4044371 * 1000 = 0.0$ Kg/cm²
Stress due to Mz = $\gamma_{vz} * Z\text{-OTM} * X2z/Jcz = 0.40 * 0.3 * 100 * 30.4/4044371 * 1000 = 0.1$ Kg/cm²
Punching stress = P-stress + Mx-stress + Mz-stress = 10.1 + 0.0 + 0.1 = 10.2 Kg/cm² < 10.9 Kg/cm² OK





COLUMN CALCULATIONS (Comb: 1.2D+1.6L+0.5Lr)

Concrete $f_c = 280.0 \text{ Kg/cm}^2$ Max. strain = 0.0030
 Young's Modulus $E_c = 15100 \cdot \sqrt{f_c} = 15100 \cdot \sqrt{280} = 252671 \text{ Kg/cm}^2$ ACI 19.2.2.1
 Rupture $f_r = 2 \cdot \sqrt{f_c} = 2 \cdot \sqrt{280} = 33.5 \text{ Kg/cm}^2$ ACI Eq. (19.2.3.1)
 Steel $f_y = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2$ $E_s = 2038903 \text{ Kg/cm}^2$ ACI 20.2.2.2
 Use 8-#5 Longitudinal Bars , $\rho = 0.013$ Use Ties #3 Transverse Reinf. , $d' = 6.8 \text{ cm}$

As min = $0.01 \cdot L \cdot W = 0.01 \cdot 35.0 \cdot 35.0 = 12.25 \text{ cm}^2 < 16.00 \text{ cm}^2$ OK ACI 16.3.4.1

Axial $P_u = 71.3 \text{ Tn}$

Shear $V_{ux} = 0.8 \text{ Tn-m}$

Shear $V_{uz} = 0.4 \text{ Tn-m}$

Moment $M_{ux} = 0.0 \text{ Tn-m}$

Moment $M_{uz} = 0.0 \text{ Tn-m}$

Moment $M_u = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uz}^2} = \sqrt{0.0^2 + 0.0^2} = 0.0 \text{ Tn-m}$

Rotation angle $\theta = \text{Arc Tan} (M_{uz} / M_{ux}) = \text{Arc Tan} (0.0 / 0.0) \cdot 180 / \pi = 0^\circ$ from X-axis

By trial and error, neutral axis depth $k = c / d = 0.44$

Strain1 = $(k \cdot d - d') / (k \cdot d) \cdot \text{Max strain} = (0.44 \cdot 28.2 - 6.8) / (0.44 \cdot 28.2) \cdot 0.0030 = 0.0013$

As (cm ²)	d (cm)	Strain	fs (Tn/cm ²)	fc (Tn/cm ²)	Fs = As(fs-fc) (Tn)	Ms = Fs(h/2-d) (Tn-m)	Is = As(h/2-d) ² (cm ⁴)
As1 = 2.00	6.8	0.0013	2.7	0.2	5.0	0.5	227.0
As2 = 2.00	6.8	0.0013	2.7	0.2	5.0	0.5	227.0
As3 = 2.00	6.8	0.0013	2.7	0.2	5.0	0.5	227.0
As4 = 2.00	28.2	-0.0038	4.2	0.2	-8.4	0.9	227.0
As5 = 2.00	28.2	-0.0038	4.2	0.2	-8.4	0.9	227.0
As6 = 2.00	28.2	-0.0038	4.2	0.2	-8.4	0.9	227.0
As7 = 2.00	17.5	-0.0012	2.5	0.2	-5.0	0.0	0.0
As8 = 2.00	17.5	-0.0012	2.5	0.2	-5.0	0.0	0.0
					T = -20.2	Ms = 4.3	Is = 1362.0

Conc. force $F_c = C = \text{Sum} (F_{ci}) = \text{Sum} (f_{ci} \cdot A_{ci}) = 107.9 \text{ Tn}$

Conc. moment $M_c = \text{Sum} (M_{ci}) = \text{Sum} (F_{ci} \cdot (h / 2 - d_i)) = 11.9 \text{ Tn-m}$

Nominal flexural strength $M_n = M_s + M_c = 4.3 + 11.9 = 16.2 \text{ Tn-m}$

ϕ -factor slope = $(0.65 - 0.90) / (0.65 \cdot P_n (\text{balanced}) - 0.9 \cdot P_n (E_s = 0.005))$

ϕ -factor slope = $(0.65 - 0.90) / (0.65 \cdot 139.6 - 0.9 \cdot 63.5) = -0.0074$

ACI 21.2.2

ϕ -factor = $\text{Min} (0.9, \text{Max} (0.65, \text{slope} \cdot (P_u - 0.9 \cdot P_n (E_s = 0.005)) + 0.9))$

ϕ -factor = $\text{Min} (0.9, \text{Max} (0.65, -0.0074 \cdot (71.3 - 0.9 \cdot 63.5) + 0.9)) = 0.79$

Axial strength $P_n = 0.8 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot (A_1 - A_s) + f_y \cdot A_s = 0.8 \cdot 0.85 \cdot 280.0 \cdot (1225 - 16.0) + 4200 \cdot 16.0 = 283.7 \text{ Tn}$

Design flexural strength $\phi M_n = 0.79 \cdot 16.2 = 12.9 \text{ Tn-m}$

ACI 21.2.2

Strength ratio = $\text{Max} (P_u / \phi P_n, M_u / \phi M_n) = \text{Max} (71.3 / (0.65 \cdot 283.7), 0.0 / 12.9) = 0.39 < 1.0$ OK

Geometría y Diseño Zapata Combinada Tanque

GEOMETRY				SOIL PRESSURES (Comb: D+L)			
Column to Column Distance	3.00 m			Gross Allow. Soil Pressure	19.00 Tn/m ²		
	Exterior	Interior		Overburden Pressure	2.70 Tn/m ²		
Column Length (X)	30.0	30.0	cm	Reaction Force	43.0 Tn		
Column Width (Z)	30.0	30.0	cm	Reaction Eccentricity	0.27 m		
Edge Distance (X)	0.20	0.20	m OK	Ftg. Area in Contact with Soil	100.0 %		
Footing Width (Z)	1.20	1.20	m		Exterior	Interior	
Footing Thickness		35.0	cm OK	Bearing Pressure	15.56	5.52	Tn/m ²
Soil Cover		1.20	m	Bearing Ratio	0.82	0.29	OK
Pedestal Height		N. A.					

APPLIED LOADS							
	Dead	Live	RLive	Snow	Wind	Seismic	
- Exterior Col.							
Axial Force P	17.8	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	Tn
Moment about Z Mz	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Tn-m
Shear Force Vx	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	Tn
- Interior Col.							
Axial Force P	11.2	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	Tn
Moment about Z Mz	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Tn-m
Shear Force Vx	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Tn

SOIL BEARING PRESSURES (Comb. D+L)	
- Exterior column	
Vertical P = 1.0 * 17.8 + 1.0 * 1.9 + + + = 19.7 Tn	
Moment Mz = 1.0 * 0.2 + 1.0 * 0.0 + + + = 0.2 Tn-m	
Shear Vx = 1.0 * 0.3 + 1.0 * 0.1 + + + = 0.4 Tn	
Arm = 0.00 + 35.0 / 100 = 0.35 m	Moment = 0.4 * 0.35 = 0.1 Tn-m
Overturing moment Z-Z = 0.2 + 0.1 = 0.3 Tn-m	
Pedestal weight = 1.0 * W * L * H * Density = 1.0 * 30.0 / 100 * 30.0 / 100 * 0.0 * 2.41 = 0.0 Tn	
- Interior column	
Vertical P = 1.0 * 11.2 + 1.0 * 1.1 + + + = 12.3 Tn	
Moment Mz = 1.0 * 0.1 + 1.0 * 0.0 + + + = 0.1 Tn-m	
Shear Vx = 1.0 * 0.2 + 1.0 * 0.0 + + + = 0.2 Tn	
Arm = 0.00 + 35.0 / 100 = 0.35 m	Moment = 0.2 * 0.35 = 0.1 Tn-m
Overturing moment Z-Z = 0.1 + 0.1 = 0.2 Tn-m	
Pedestal weight = 1.0 * W * L * H * Density = 1.0 * 30.0 / 100 * 30.0 / 100 * 0.0 * 2.41 = 0.0 Tn	
Footing SW = 1.0 * (We + Wi) / 2 * L * Thick * Density = 1.0 * (1.20 + 1.20) / 2 * 3.40 * 35.0 / 100 * 2.41 = 3.4 Tn	
Soil cover = 1.0 * ((We + Wi) / 2 * L - Ae - Ai) * SC * Density =	
= 1.0 * ((1.20 + 1.20) / 2 * 3.40 - 30.0 / 100 * 30.0 / 100 - 30.0 / 100 * 30.0 / 100) * 1.20 * 1924 = 9.0 Tn	

- Properties

$$\text{Ftg Area} = (W_e + W_i) / 2 * L = (1.20 + 1.20) / 2 * 3.40 = 4.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Ftg Centroid} = (W_e + 2 * W_i) / (3 * (W_e + W_i)) * L = (1.20 + 2 * 1.20) / (3 * (1.20 + 1.20)) * 3.40 = 1.70 \text{ m}$$

$$\text{Ftg Iz} = (W_e + 3 * W_i) / 12 * L^2 - \text{Area} * \text{Centroid}^2 = (1.20 + 3 * 1.20) / 12 * 3.40^2 - 4.1 * 1.70^2 = 4 \text{ m}^4$$

$$\text{Ftg Sze} = \text{Iz} / \text{Centroid} = 4 / 1.70 = 2.3 \text{ m}^3$$

$$\text{Ftg Szi} = \text{Iz} / (L - \text{Centroid}) = 4 / (3.40 - 1.70) = 2.3 \text{ m}^3$$

$$\text{Overburden} = (\text{Pedestals} + \text{Footing SW} + \text{Soil cover}) / \text{Area} = (0.0 + 0.0 + 3.4 + 9.0) / 4.1 = 2.7 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Reaction R} = P + \text{Pedestals} + \text{Footing SW} + \text{Soil cover} - \text{Buoyancy}$$

$$= 19.7 + 12.3 + 0.0 + 0.0 + 3.4 + 9.0 - 1.4 = 43.0 \text{ Tn}$$

$$\text{Arm} = [(P_e + P_d) * \text{Edge} + (\text{Fig SW} + \text{Soil cover}) * \text{Centroid} - \text{OTMe} - \text{OTMi} + (P_i + P_d) * (L - \text{Edge})] / \text{Reaction}$$

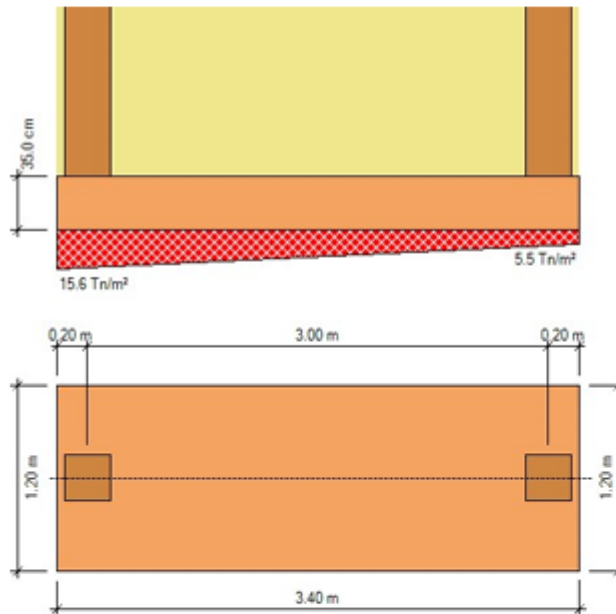
$$= [(19.7 + 0.0) * 0.20 + (3.4 + 9.0 - 1.4) * 1.70 - 0.3 - 0.2 + (12.3 + 0.0) * (3.40 - 0.20)] / 43.0 = 1.43 \text{ m}$$

$$\text{Eccentricity} = \text{Centroid} - \text{Arm} = 1.70 - 1.43 = 0.27 \text{ m}$$

$$\text{Ext. gross bearing} = \text{Max}(0, R / \text{Area} + R * \text{Ecc} / \text{Sze}) = \text{Max}(0, 43.0 / 4.1 + 43.0 * 0.27 / 2.3) = 15.6 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Int. gross bearing} = \text{Max}(0, R / \text{Area} - R * \text{Ecc} / \text{Szi}) = \text{Max}(0, 43.0 / 4.1 - 43.0 * 0.27 / 2.3) = 5.5 \text{ Tn/m}^2$$

Bearing area % = 100 %



UPLIFT CALCULATIONS (Comb. 0.6D+0.6W)

$$\text{Uplift SF} = \frac{\text{Pedestal} + \text{Footing} + \text{Cover} - \text{Buoyancy}}{\text{Uplift load}} = \frac{0.0 + 0.0 + 2.1 + 5.4 - 0.9}{\text{Max}(0, -10.7 + -6.7)} = 99.99 > 1.00 \text{ OK}$$

OVERTURNING CALCULATIONS (Comb. D+L)

- Overturning about Z-Z

Ext Moment $M_z = 1.0 * 0.2 + 1.0 * 0.0 + + + = 0.2 \text{ Tn-m}$

Ext Shear $V_x = 1.0 * 0.3 + 1.0 * 0.1 + + + = 0.4 \text{ Tn}$

Arm = $0.00 + 35.0 / 100 = 0.35 \text{ m}$

Moment = $0.4 * 0.35 = 0.1 \text{ Tn-m}$

Ext Overturning moment = $0.2 + 0.1 = 0.3 \text{ Tn-m}$

Int Moment $M_z = 1.0 * 0.1 + 1.0 * 0.0 + + + = 0.1 \text{ Tn-m}$

Int Shear $V_x = 1.0 * 0.2 + 1.0 * 0.0 + + + = 0.2 \text{ Tn}$

Arm = $0.00 + 35.0 / 100 = 0.35 \text{ m}$

Moment = $0.2 * 0.35 = 0.1 \text{ Tn-m}$

Int Overturning moment = $0.1 + 0.1 = 0.2 \text{ Tn-m}$

- Passive Force = 0.0 Tn

Arm = 0.14 m

Moment = $0.0 * 0.14 = 0.0 \text{ Tn-m}$

Overturning moment Z-Z = $0.3 + 0.2 - 0.1 = 0.5 \text{ Tn-m}$

- Resisting about Z-Z

Ext Vertical $P = 1.0 * 17.8 + 1.0 * 1.9 + + + = 19.7 \text{ Tn}$

Arm = *Edge* = 0.20 m

Moment = $19.7 * 0.20 = 3.9 \text{ Tn-m}$

Ext Pedestal = $1.0 * W * L * H * \text{Density} = 1.0 * 30.0 / 100 * 30.0 / 100 * 0.0 * 2.41 = 0.0 \text{ Tn}$

Arm = *Edge* = 0.20 m

Moment = $0.0 * 0.20 = 0.0 \text{ Tn-m}$

Int Vertical $P = 1.0 * 11.2 + 1.0 * 1.1 + + + = 12.3 \text{ Tn}$

Arm = *Edge* = 0.20 m

Moment = $12.3 * 0.20 = 2.5 \text{ Tn-m}$

int Pedestal = $1.0 * W * L * H * \text{Density} = 1.0 * 30.0 / 100 * 30.0 / 100 * 0.0 * 2.41 = 0.0 \text{ Tn}$

Arm = *Edge* = 0.20 m

Moment = $0.0 * 0.20 = 0.0 \text{ Tn-m}$

Footing SW = $1.0 * (W_e + W_i) / 2 * L * \text{Thick} * \text{Density} = 1.0 * (1.20 + 1.20) / 2 * 3.40 * 35.0 / 100 * 2.41 = 3.4 \text{ Tn}$

Arm = *Centroid* = 1.70 m

Moment = $3.4 * 1.70 = 5.8 \text{ Tn-m}$

Soil cover = $1.0 * ((W_e + W_i) / 2 * L - A_e - A_i) * SC * \text{Density} =$

$= 1.0 * ((1.20 + 1.20) / 2 * 3.40 - 30.0 / 100 * 30.0 / 100 - 30.0 / 100 * 30.0 / 100) * 1.20 * 1924 = 9.0 \text{ Tn}$

Arm = *Centroid* = 1.70 m

Moment = $9.0 * 1.70 = 15.3 \text{ Tn-m}$

- Resisting moment Z-Z = $3.9 + 0.0 + 39.4 + 0.0 + 5.8 + 15.3 = 62.0 \text{ Tn-m}$

- Overturning safety factor Z-Z = $\frac{\text{Resisting moment}}{\text{Overturning moment}} = \frac{62.0}{0.5} = 99.99 > 1.50 \text{ OK}$

SLIDING CALCULATIONS (Comb. D+L)

Internal friction angle = 28.0 deg

Passive coefficient $k_p = 4.33$ (per Coulomb)

Pressure at mid-depth = $k_p * \text{Density} * (\text{Cover} + \text{Thick} / 2) = 4.33 * 1924 / 1000 * (1.20 + 35.0 / 100 / 2) = 11.44 \text{ Tn/m}^2$

Passive force = $\text{Pressure} * \text{Thick} * \text{Width} = 11.44 * 35.0 / 100 * 1.20 = 4.8 \text{ Tn}$

Friction force = $\text{Resisting force} * \text{Friction coeff} = \text{Max}(0, 43.0 * 0.45) = 19.4 \text{ Tn}$

Use 100% of Passive + 100% of Friction for sliding resistance

Sliding safety factor = $\frac{\text{Passive force} + \text{Friction}}{\text{Horizontal load}} = \frac{1.00 * 4.8 + 1.00 * 19.4}{0.4 + 0.2} = 40.27 > 1.50 \text{ OK}$

ONE-WAY SHEAR CALCULATIONS (Comb. 1.4D)

Concrete $f_c = 210.0 \text{ Kg/cm}^2$ Steel $f_y = 4218.4 \text{ Kg/cm}^2$ Soil density = 1924 Kg/m^3

d Top X-dir = $Thick - Cover - X\text{-diameter} / 2 = 35.0 - 5.1 - 1.9 / 2 = 28.9 \text{ cm}$

d Bot X-dir = $Thick - Cover - X\text{-diameter} / 2 = 35.0 - 7.6 - 1.9 / 2 = 26.4 \text{ cm}$

d Top Z-dir = $Thick - Cover - X\text{-diameter} - Z\text{-diameter} / 2 = 35.0 - 5.1 - 1.9 - 1.6 / 2 = 27.2 \text{ cm}$

d Bot Z-dir = $Thick - Cover - X\text{-diameter} - Z\text{-diameter} / 2 = 35.0 - 7.6 - 1.9 - 1.6 / 2 = 24.7 \text{ cm}$

- At exterior column

$$-\phi V_{cx} = 0.53 * \phi * \sqrt{f_c} * Width * d = 0.53 * 0.75 * \sqrt{210} * 1.20 * 100 * 25.6 / 1000 = 17.7 \text{ Tn} \quad \text{ACI Eq. (22.5.5.1)}$$

$$+\phi V_{cx} = 0.53 * \phi * \sqrt{f_c} * Width * d / 1000 = 0.53 * 0.75 * \sqrt{210} * 1.20 * 100 * 25.6 / 1000 = 17.7 \text{ Tn}$$

$V_{ux} (- \text{ Side}) = \text{Bearing volume under critical area} = 0.0 \text{ Tn} < 17.7 \text{ Tn OK}$

$V_{ux} (+ \text{ Side}) = \text{Bearing volume under critical area} = 13.9 \text{ Tn} < 17.7 \text{ Tn OK}$

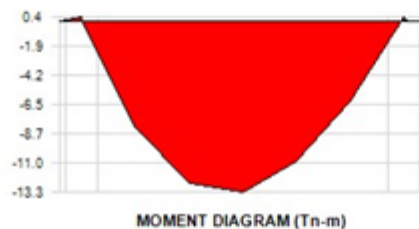
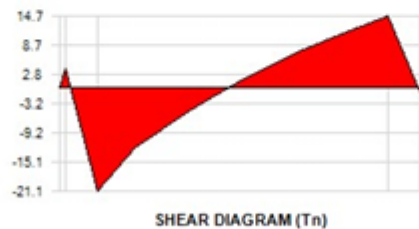
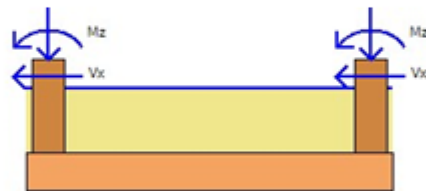
- At interior column

$$-\phi V_{cx} = 0.53 * \phi * \sqrt{f_c} * Width * d = 0.53 * 0.75 * \sqrt{210} * 1.20 * 100 * 25.6 / 1000 = 17.7 \text{ Tn} \quad \text{ACI Eq. (22.5.5.1)}$$

$$+\phi V_{cx} = 0.53 * \phi * \sqrt{f_c} * Width * d / 1000 = 0.53 * 0.75 * \sqrt{210} * 1.20 * 100 * 25.6 / 1000 = 17.7 \text{ Tn}$$

$V_{ux} (- \text{ Side}) = \text{Bearing volume under critical area} = 12.2 \text{ Tn} < 17.7 \text{ Tn OK}$

$V_{ux} (+ \text{ Side}) = \text{Bearing volume under critical area} = 0.0 \text{ Tn} < 17.7 \text{ Tn OK}$



FLEXURE CALCULATIONS (Comb. 1.4D)

- At exterior column

Eff. Length $Le = Lcol + d + \text{Min}(d, \text{Edge} - Lcol / 2) = 30.0 + 24.7 + \text{Min}(24.7, 0.20 * 100 - 30.0 / 2) = 59.7 \text{ cm}$

Footing width $= (Wi - We) / L * \text{Edge} + We = (1.20 - 1.20) / 3.40 * 0.20 + 1.20 = 1.20 \text{ m}$

Eff. width $Wz = W / 2 - Wcol / 2 = \text{Max}(0, 1.20 / 2 - 30.0 / 100 / 2) = 0.45 \text{ m}$

Plain $\phi Mnx = 1.33 * \phi * \sqrt{fc} * Le * t^2 / 6 = 1.33 * 0.60 * \sqrt{(210)} * 59.7 / 100 * 35.0^2 / 6 = 1.4 \text{ Tn-m}$ ACI Eq. (14.5.2.1a)

No Top Reinforcement Provided at the Footing

Use Plain Concrete Flexural Strength at Top

Mux top $= (OB - Brg) * Wz^2 / 2 * Le = \text{Max}(0, 3.8 - 16.9) * 0.45^2 / 2 * 59.7 / 100 = 0.0 \text{ Tn-m}$ < 1.4 Tn-m OK

Use 5 #5 Z-Bars (B) $\rho = As / Le d = 10.0 / (59.7 * 24.7) = 0.0068$ $q = 0.0068 * 4218 / 210.0 = 0.136$

Bending strength $\phi Mn = \phi * Le * d^2 * fc * q * (1 - 0.59 * q)$ ACI 22.2.2

$\phi Mnx \text{ bot} = 0.90 * 59.7 * 24.7^2 * 210.0 * 0.136 * (1 - 0.59 * 0.136) = 8.6 \text{ Tn-m}$

Mux bot $= (OB - Brg) * Wz^2 / 2 * Le = \text{Max}(0, 3.8 - 16.9) * 0.45^2 / 2 * 59.7 / 100 = 0.8 \text{ Tn-m}$ < 8.6 Tn-m OK

Z-As min $= 0.0018 * Le * Thick = 0.0018 * 59.7 * 35.0 = 3.8 \text{ cm}^2$ < 10.0 cm² OK ACI 8.6.1.1

Z-bar spacing $= 14.9 \text{ cm} < \text{Min}(3 * t, 45.7) = 45.7 \text{ cm}$ OK ACI 7.7.2.3

Z-Cover factor $= \text{Min}(2.5, (\text{Cover} + db / 2, \text{Spacing} / 2) / db) = \text{Min}(2.5, (7.6 + 1.59 / 2, 14.9 / 2) / 1.59) = 2.5$

Straight Z-Ld bot $= \text{Max}(30.0, fy / 3.5 / (fc)^{1/2} * \text{Grade} * \text{Size} * \text{Casting} / \text{Cover} * db * \text{ratio})$ ACI Eq. (25.4.2.3a)

Z-Ld bot $= \text{Max}(30.0, 4218.4 / 3.5 / (210.0)^{1/2} * 1.0 * 0.8 * 1.0 / 2.5 * 1.59 * 0.09) = 30.0 \text{ cm}$

X-Ldh bot $= 0.075 * fy / (fc)^{1/2} * \text{Confining} * \text{Location} * \text{Concrete} * db * \text{ratio}$ ACI 25.4.3

X-Ldh bot $= 0.075 * 4218.4 / (210.0)^{1/2} * 1.0 * 0.7 * 0.0 * 1.59 * 0.09 = 15.0 \text{ cm}$

+Z Ld provided $= (\text{Width} - \text{Col}) / 2 - \text{Cover} = 1.20 * 100 / 2 - 30.0 / 2 - 5.1 = 39.9 \text{ cm} > 15.0 \text{ cm}$ OK

- At interior column

Eff. Length $Le = Lcol + d + \text{Min}(d, \text{Edge} - Lcol / 2) = 30.0 + 24.7 + \text{Min}(24.7, 0.20 * 100 - 30.0 / 2) = 59.7 \text{ cm}$

Footing width $= (We - Wi) / L * \text{Edge} + Wi = (1.20 - 1.20) / 3.40 * 0.20 + 1.20 = 1.20 \text{ m}$

Eff. width $Wz = W / 2 - Wcol / 2 = \text{Max}(0, 1.20 / 2 - 30.0 / 100 / 2) = 0.45 \text{ m}$

Plain $\phi Mnx = 1.33 * \phi * \sqrt{fc} * Le * t^2 / 6 = 1.33 * 0.60 * \sqrt{(210)} * 59.7 / 100 * 35.0^2 / 6 = 1.4 \text{ Tn-m}$ ACI Eq. (14.5.2.1a)

No Top Reinforcement Provided at the Footing

Use Plain Concrete Flexural Strength at Top

Mux top $= (OB - Brg) * Wz^2 / 2 * Le = \text{Max}(0, 3.8 - 16.9) * 0.45^2 / 2 * 59.7 / 100 = 0.0 \text{ Tn-m}$ < 1.4 Tn-m OK



Use 5 #5 Z-Bars (B) $\rho = As / Le d = 10.0 / (59.7 * 24.7) = 0.0068$ $q = 0.0068 * 4218 / 210.0 = 0.136$
 Bending strength $\phi Mn = \phi * Le * d^2 * fc * q * (1 - 0.59 * q)$ ACI 22.2.2
 $\phi Mn_{bot} = 0.90 * 59.7 * 24.7^2 * 210.0 * 0.136 * (1 - 0.59 * 0.136) = 8.6 \text{ Tn-m}$
 $Mux_{bot} = (OB - Big) * Wz^2 / 2 * Le = \text{Max}(0, 3.8 - 16.9) * 0.45^2 / 2 * 59.7 / 100 = 0.4 \text{ Tn-m} < 8.6 \text{ Tn-m OK}$
 $Z-As_{min} = 0.0018 * Le * Thick = 0.0018 * 59.7 * 35.0 = 3.8 \text{ cm}^2 < 10.0 \text{ cm}^2 \text{ OK}$ ACI 8.6.1.1
 $Z\text{-bar spacing} = 14.9 \text{ cm} < \text{Min}(3 * t, 45.7) = 45.7 \text{ cm OK}$ ACI 7.7.2.3
 $Z\text{-Cover factor} = \text{Min}(2.5, (Cover + db / 2, Spacing / 2) / db) = \text{Min}(2.5, (7.6 + 1.59 / 2, 14.9 / 2) / 1.59) = 2.5$
 Straight $Z\text{-Ld}_{bot} = \text{Max}(30.0, fy / 3.5 / (fc)^{1/2} * Grade * Size * Casting / Cover * db * ratio)$ ACI Eq. (25.4.2.3a)
 $Z\text{-Ld}_{bot} = \text{Max}(30.0, 4218.4 / 3.5 / (210)^{1/2} * 1.0 * 0.8 * 1.0 / 2.5 * 1.59 * 0.05) = 30.0 \text{ cm}$
 $X\text{-Ldh}_{bot} = 0.075 * fy / (fc)^{1/2} * Confining * Location * Concrete * db * ratio$ ACI 25.4.3
 $X\text{-Ldh}_{bot} = 0.075 * 4218.4 / (210.0)^{1/2} * 1.0 * 0.7 * 0.0 * 1.59 * 0.05) = 15.0 \text{ cm}$
 $+Z \text{ Ld provided} = (Width - Col) / 2 - Cover = 1.20 * 100 / 2 - 30.0 / 2 - 5.1 = 39.9 \text{ cm} > 30.0 \text{ cm OK}$

- X-reinf

Use 5 #6 Top Bars $\rho = As / b d = 14.2 / (1.20 * 100 * 28.9) = 0.0041$ $q = 0.0041 * 4218 / 210.0 = 0.082$
 Use 5 #6 Bot Bars $\rho = As / b d = 14.2 / (1.20 * 100 * 26.4) = 0.0045$ $q = 0.0045 * 4218 / 210.0 = 0.090$
 Bending strength $\phi Mn = \phi * b * d^2 * fc * q * (1 - 0.59 * q)$ ACI 22.2.2
 $\phi Mn_{Top} = 0.90 * 1.20 * 100 * 28.9^2 * 210.0 * 0.082 * (1 - 0.59 * 0.082) = -14.8 \text{ Tn-m}$
 $\phi Mn_{Bot} = 0.90 * 1.20 * 100 * 26.4^2 * 210.0 * 0.090 * (1 - 0.59 * 0.090) = 13.5 \text{ Tn-m}$
 - From the moment diagram,
 Max. Negative Mu = -13.3 Tn-m $< -14.8 \text{ Tn-m OK}$
 Max. Positive Mu = 0.4 Tn-m $< 13.5 \text{ Tn-m OK}$
 $As_{min} = \text{Min}(4/3 * As_{req}, \text{Max}(14, 0.8 * \sqrt{fc})) / Fy * b * d$ ACI 9.6.1
 $As_{min \text{ Top}} = \text{Min}(4/3 * 12.6, \text{Max}(14, 0.8 * \sqrt{210}) / 4218 * 1.20 * 100 * 28.9) = 11.5 \text{ cm}^2 < 14.2 \text{ cm}^2 \text{ OK}$
 $As_{min \text{ Bot}} = \text{Min}(4/3 * 0.4, \text{Max}(14, 0.8 * \sqrt{210}) / 4218 * 1.20 * 100 * 26.4) = 0.5 \text{ cm}^2 < 14.2 \text{ cm}^2 \text{ OK}$

PUNCHING SHEAR CALCULATIONS (Comb. 1.4D)

- At exterior column

$X\text{-Edge} = Edge / 2 - Offset - Col / 2 = 0.20 * 100 - 30.0 / 2 = 5.0 \text{ cm}$ $asx = 10$
 $Z\text{-Edge} = d / 2 = 25.6 / 2 = 12.8 \text{ cm}$ $asz = 20$
 $as = asx + asz = 10 + 20 = 30$ Col type = Edge $\beta = L / W = 30.0 / 30.0 = 1.00$ ACI 22.6.5.2
 Perimeter $bo = asz / 10 * (L + d / 2 + X\text{-Edge}) + asx / 10 * (W + d / 2 + Z\text{-Edge})$ ACI 22.6.4.2
 $bo = 20 / 10 * (30.0 + 25.6 / 2 + 5.0) + 20 / 10 * (30.0 + 25.6 / 2 + 12.8) = 151.1 \text{ cm}$
 $Area \ Abo = (L + d / 2 + X\text{-Edge}) * (W + d / 2 + Z\text{-Edge}) = (30.0 + 25.6 / 2 + 5.0) * (30.0 + 25.6 / 2 + 12.8) = 2655.7 \text{ cm}^2$
 $\phi Vc = \phi * \text{Min}(0.53 * (1 + 2 / \beta), 0.27 * (as * d / bo + 2), 1.0) * \sqrt{fc} * 1000$ ACI 22.6.5.2
 $\phi Vc = 0.75 * \text{Min}(0.53 * (1 + 2 / 1.00), 0.27 * (30 * 25.6 / 151.1 + 2), 1.0) * \sqrt{210} = 10.9 \text{ Kg/cm}^2$



Punching force $F = P + \text{Overburden} \cdot A_{bo} - \text{Bearing}$

$$F = 24.9 + 3.78 \cdot 2655.7 / 10000 - 5.3 = 20.6 \text{ Tn}$$

$$b1 = L + d / 2 + X\text{-Edge} = 30.0 + 25.6 / 2 + 5.0 = 47.8 \text{ cm} \quad b2 = W + d / 2 + Z\text{-Edge} = 30.0 + 25.6 / 2 + 12.8 = 55.6 \text{ cm}$$

$$\gamma_{vx} \text{ factor} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{(b2/b1)}} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{(55.6/47.8)}} = 0.42$$

ACI Eq. (8.4.4.2.2)

$$\gamma_{vz} \text{ factor} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{(b1/b2)}} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{(47.8/55.6)}} = 0.38$$

ACI Eq. (8.4.2.3.2)

$$X2z = b1^2 / (2 \cdot b1 + b2) = 47.8^2 / (2 \cdot 47.8 + 55.6) = 15.1 \text{ cm} \quad X2x = b2 / 2 = 55.6 / 2 = 27.8 \text{ cm}$$

$$J_{cz} = b1 \cdot d^3 / 6 + b1^3 \cdot d / 6 + 2 \cdot b1 \cdot d \cdot (b1 / 2 - X2z)^2 + b2 \cdot d \cdot X2z^2$$

ACI R8.4.4.2.3

$$J_{cz} = 47.8 \cdot 25.6^3 / 6 + 47.8^3 \cdot 25.6 / 6 + 2 \cdot 47.8 \cdot 25.6 \cdot (47.8 / 2 - 15.1)^2 + 55.6 \cdot 25.6 \cdot 15.1^2 = 1111440 \text{ cm}^4$$

$$J_{cx} = b2 \cdot d^3 / 12 + b2^3 \cdot d / 12 + 2 \cdot b1 \cdot d \cdot (b2 / 2)^2$$

ACI R8.4.4.2.3

$$J_{cx} = 55.6 \cdot 25.6^3 / 12 + 2 \cdot 47.8 \cdot 25.6 \cdot (55.6 / 2)^2 = 2330546 \text{ cm}^4$$

$$\text{Stress due to } P = F / (b_o \cdot d) \cdot 1000 = 20.6 / (151.1 \cdot 25.6) \cdot 1000 = 5.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Stress due to } M_z = \gamma_{vz} \cdot Z_{\text{OTM}} \cdot X2z / J_{cz} = 0.42 \cdot 0.4 \cdot 100 \cdot 15.1 / 1111440 \cdot 1000 = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Punching stress} = P\text{-stress} + M_z\text{-stress} = 5.3 + 0.1 = 5.5 \text{ Kg/cm}^2 < 10.9 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

- At interior column

$$X\text{-Edge} = \text{Edge} / 2 - \text{Offset} - \text{Col} / 2 = 0.20 \cdot 100 - 30.0 / 2 = 5.0 \text{ cm} \quad \text{as}_x = 10$$

$$Z\text{-Edge} = d / 2 = 25.6 / 2 = 12.8 \text{ cm} \quad \text{as}_z = 20$$

$$\text{as} = \text{as}_x + \text{as}_z = 10 + 20 = 30 \quad \text{Col type} = \text{Edge} \quad \beta = L / W = 30.0 / 30.0 = 1.00$$

ACI 22.6.5.2

$$\text{Perimeter } b_o = \text{as}_z / 10 \cdot (L + d / 2 + X\text{-Edge}) + \text{as}_x / 10 \cdot (W + d / 2 + Z\text{-Edge})$$

ACI 22.6.4.2

$$b_o = 20 / 10 \cdot (30.0 + 25.6 / 2 + 5.0) + 20 / 10 \cdot (30.0 + 25.6 / 2 + 12.8) = 151.1 \text{ cm}$$

$$\text{Area } A_{bo} = (L + d / 2 + X\text{-Edge}) \cdot (W + d / 2 + Z\text{-Edge}) = (30.0 + 25.6 / 2 + 5.0) \cdot (30.0 + 25.6 / 2 + 12.8) = 2655.7 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \text{Min} (0.53 \cdot (1 + 2 / \beta), 0.27 \cdot (\text{as} \cdot d / b_o + 2), 1.0) \cdot \sqrt{f_c} \cdot 1000$$

ACI 22.6.5.2

$$\phi V_c = 0.75 \cdot \text{Min} (0.53 \cdot (1 + 2 / 1.00), 0.27 \cdot (30 \cdot 25.6 / 151.1 + 2), 1.0) \cdot \sqrt{210} = 10.9 \text{ Kg/cm}^2$$

Punching force $F = P + \text{Overburden} \cdot A_{bo} - \text{Bearing}$

$$F = 15.7 + 3.78 \cdot 2655.7 / 10000 - 2.0 = 14.7 \text{ Tn}$$

$$b1 = L + d / 2 + X\text{-Edge} = 30.0 + 25.6 / 2 + 5.0 = 47.8 \text{ cm} \quad b2 = W + d / 2 + Z\text{-Edge} = 30.0 + 25.6 / 2 + 12.8 = 55.6 \text{ cm}$$

$$\gamma_{vx} \text{ factor} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{(b2/b1)}} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{(55.6/47.8)}} = 0.42$$

ACI Eq. (8.4.4.2.2)

$$\gamma_{vz} \text{ factor} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{(b1/b2)}} = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{(47.8/55.6)}} = 0.38$$

ACI Eq. (8.4.2.3.2)

$$X2z = b1^2 / (2 \cdot b1 + b2) = 47.8^2 / (2 \cdot 47.8 + 55.6) = 15.1 \text{ cm} \quad X2x = b2 / 2 = 55.6 / 2 = 27.8 \text{ cm}$$

$$J_{cz} = b1 \cdot d^3 / 6 + b1^3 \cdot d / 6 + 2 \cdot b1 \cdot d \cdot (b1 / 2 - X2z)^2 + b2 \cdot d \cdot X2z^2$$

ACI R8.4.4.2.3

$$J_{cz} = 47.8 \cdot 25.6^3 / 6 + 47.8^3 \cdot 25.6 / 6 + 2 \cdot 47.8 \cdot 25.6 \cdot (47.8 / 2 - 15.1)^2 + 55.6 \cdot 25.6 \cdot 15.1^2 = 1111440 \text{ cm}^4$$

$$J_{cx} = b2 \cdot d^3 / 12 + b2^3 \cdot d / 12 + 2 \cdot b1 \cdot d \cdot (b2 / 2)^2$$

ACI R8.4.4.2.3

$$J_{cx} = 55.6 \cdot 25.6^3 / 12 + 2 \cdot 47.8 \cdot 25.6 \cdot (55.6 / 2)^2 = 2330546 \text{ cm}^4$$

$$\text{Stress due to } P = F / (b_o \cdot d) \cdot 1000 = 14.7 / (151.1 \cdot 25.6) \cdot 1000 = 3.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Stress due to } M_z = \gamma_{vz} \cdot Z_{\text{OTM}} \cdot X2z / J_{cz} = 0.42 \cdot 0.2 \cdot 100 \cdot 15.1 / 1111440 \cdot 1000 = 0.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Punching stress} = P\text{-stress} + M_z\text{-stress} = 3.8 + 0.1 = 3.9 \text{ Kg/cm}^2 < 10.9 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

LOAD TRANSFER CALCULATIONS (Comb. 1.4D)

- At exterior column

Area $A1 = col L * col W = 30.0 * 30.0 = 900.0 \text{ cm}^2$
 $Sx = col W * col L^2 / 6 = 30.0 * 30.0^2 / 6 = 4500.0 \text{ cm}^3$
 Bearing $P_{bu} = P / A1 + Mz / Sx = (24.9 / 900 + 0.3 * 100 / 4500) * 1000 = 33.9 \text{ Kg/cm}^2$
 Min edge = Min (Edge - col L / 2, W / 2 - col W / 2)
 Min edge = Min (0.20 * 100 - 30.0 / 2, 1.20 * 100 / 2 - 30.0 / 2) = 5.0 cm
 Area $A2 = (col L + 2 * Min edge) * (col W + 2 * Min edge)$ ACI R22.8.3.2
 $A2 = (30.0 + 2 * 5.0) * (30.0 + 2 * 5.0) = 1600.0 \text{ cm}^2$
 Footing $\phi P_{nc} = \phi * 0.85 * f_c * Min [2, \sqrt{A2 / A1}] = 0.65 * 0.85 * 210.0 * Min [2, \sqrt{1600.0 / 900.0}] = 154.7 \text{ Kg/cm}^2$
 Footing $\phi P_{ns} = \phi * As * Fy / A1 = 0.65 * 16.00 * 4218.4 / 900.0 = 48.7 \text{ Kg/cm}^2$ ACI 22.8.3.2
 Footing bearing $\phi P_n = \phi P_{nc} + \phi P_{ns} = 154.7 + 48.7 = 203.4 \text{ Kg/cm}^2 > 33.9 \text{ Kg/cm}^2$ OK
 Column $\phi P_{nc} = \phi * 0.85 * f_c = 0.65 * 0.85 * 281.2 = 155.4 \text{ Kg/cm}^2$
 Column $\phi P_{ns} = \phi * As * Fy / A1 = 0.65 * 16.00 * 4218.4 / 900.0 = 48.7 \text{ Kg/cm}^2$ ACI 22.8.3.2
 Column bearing $\phi P_n = \phi P_{nc} + \phi P_{ns} = 155.4 + 48.7 = 204.1 \text{ Kg/cm}^2 > 33.9 \text{ Kg/cm}^2$ OK
 Shear friction $\phi V_n = \phi * As * Fy * \mu = 0.75 * 16.00 * 4218.4 * 0.6 / 10000 = 30.4 \text{ Tn}$ ACI Eq. (22.9.4.2)
 Shear $V_u = 0.4 \text{ Tn} < 30.4 \text{ Tn}$ OK
 Straight $L_d = Max (30.0, f_y / 3.5 / (f_c)^{1/2} * Size / Cover * db * ratio)$ ACI Eq. (25.4.2.3a)
 $L_d = Max (30.0, 4218.4 / 3.5 / (281)^{1/2} * 0.8 / 2.5 * 1.59 * 0.17) = 30.0 \text{ cm}$
 Hooked $L_{dh} = 0.075 * f_y / (f_c)^{1/2} * Confining * Location * Concrete * db * ratio$ ACI 25.4.3
 $L_{dh} = 0.075 * 4218.4 / (210.0)^{1/2} * 1.0 * 0.7 * 0.0 * 1.59 * 0.17) = 15.0 \text{ cm}$
 $L_d \text{ provided} = Pedestal height - Cover = 0.00 * 100 - 5.1 = 62.0 \text{ cm} > 30.0 \text{ cm}$ OK
 $L_{dh} \text{ provided} = Footing thickness - Cover = 35.00 - 7.6 = 27.4 \text{ cm} > 15.0 \text{ cm}$ OK

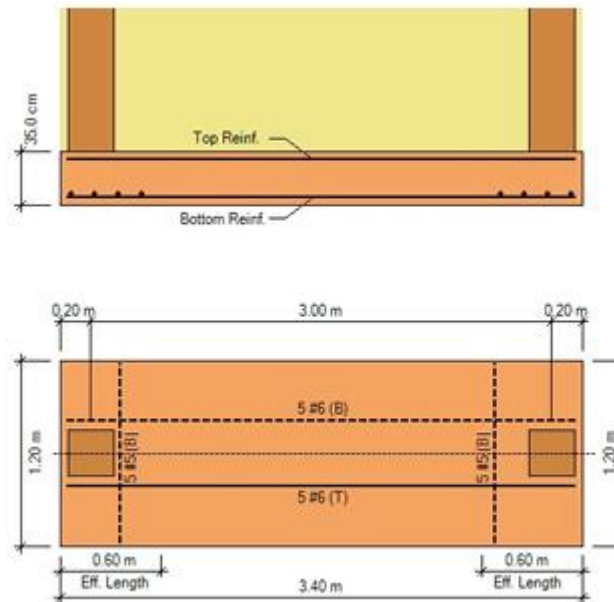
- At interior column

Area $A1 = col L * col W = 30.0 * 30.0 = 900.0 \text{ cm}^2$
 $Sx = col W * col L^2 / 6 = 30.0 * 30.0^2 / 6 = 4500.0 \text{ cm}^3$
 Bearing $P_{bu} = P / A1 + Mz / Sx = (15.7 / 900 + 0.1 * 100 / 4500) * 1000 = 20.5 \text{ Kg/cm}^2$
 Min edge = Min (Edge - col L / 2, W / 2 - col W / 2)
 Min edge = Min (0.20 * 100 - 30.0 / 2, 1.20 * 100 / 2 - 30.0 / 2) = 5.0 cm
 Area $A2 = (col L + 2 * Min edge) * (col W + 2 * Min edge)$ ACI R22.8.3.2
 $A2 = (30.0 + 2 * 5.0) * (30.0 + 2 * 5.0) = 1600.0 \text{ cm}^2$
 Footing $\phi P_{nc} = \phi * 0.85 * f_c * Min [2, \sqrt{A2 / A1}] = 0.65 * 0.85 * 210.0 * Min [2, \sqrt{1600.0 / 900.0}] = 154.7 \text{ Kg/cm}^2$
 Footing $\phi P_{ns} = \phi * As * Fy / A1 = 0.65 * 16.00 * 4218.4 / 900.0 = 48.7 \text{ Kg/cm}^2$ ACI 22.8.3.2
 Footing bearing $\phi P_n = \phi P_{nc} + \phi P_{ns} = 154.7 + 48.7 = 203.4 \text{ Kg/cm}^2 > 20.5 \text{ Kg/cm}^2$ OK
 Column $\phi P_{nc} = \phi * 0.85 * f_c = 0.65 * 0.85 * 281.2 = 155.4 \text{ Kg/cm}^2$
 Column $\phi P_{ns} = \phi * As * Fy / A1 = 0.65 * 16.00 * 4218.4 / 900.0 = 48.7 \text{ Kg/cm}^2$ ACI 22.8.3.2
 Column bearing $\phi P_n = \phi P_{nc} + \phi P_{ns} = 155.4 + 48.7 = 204.1 \text{ Kg/cm}^2 > 20.5 \text{ Kg/cm}^2$ OK

Shear friction $\phi V_n = \phi * A_s * F_y * \mu = 0.75 * 16.00 * 4218.4 * 0.6 / 10000 = 30.4 \text{ Tn}$ ACI Eq. (22.9.4.2)
 Shear $V_u = 0.3 \text{ Tn} < 30.4 \text{ Tn OK}$
 Straight $L_d = \text{Max} (30.0, f_y / 3.5 / (f_c)^{1/2} * \text{Size} / \text{Cover} * db * \text{ratio})$ ACI Eq. (25.4.2.3a)
 $L_d = \text{Max} (30.0, 4218.4 / 3.5 / (281)^{1/2} * 0.8 / 2.5 * 1.59 * 0.11) = 30.0 \text{ cm}$
 Hooked $L_{dh} = 0.075 * f_y / (f_c)^{1/2} * \text{Confining} * \text{Location} * \text{Concrete} * db * \text{ratio}$ ACI 25.4.3
 $L_{dh} = 0.075 * 4218.4 / (210.0)^{1/2} * 1.0 * 0.7 * 0.0 * 1.59 * 0.11) = 15.0 \text{ cm}$
 $L_d \text{ provided} = \text{Pedestal height} - \text{Cover} = 0.00 * 100 - 5.1 = 61.0 \text{ cm} > 30.0 \text{ cm OK}$
 $L_{dh} \text{ provided} = \text{Footing thickness} - \text{Cover} = 35.00 - 7.6 = 27.4 \text{ cm} > 15.0 \text{ cm OK}$

DESIGN CODES	
Concrete Design	ACI 318-14
Load Combinations	ASCE 7-10/16

	MATERIALS		
	Columns	Footing	
Concrete f_c	281.2	210.0	Kg/cm ²
Reinf. Steel f_y	4218.4	4218.4	Kg/cm ²
Soil Cover Density	1924.0		Kg/m ³



Geometría y Diseño Viga de Cimentación Tanque

- Strap beam (Comb: 1.4D)

Use #3 Closed Stirrups @ 30.0 cm along the Beam $A_v = 2 * A_s = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$

$$\phi V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f_c} * \text{Width} * d / 1000 = 0.53 * 0.75 * \sqrt{211} * 30.0 * 60.7 / 1000 = 10.5 \text{ Tn}$$

ACI Eq. (22.5.5.1)

$$\phi V_s = \phi A_v * f_y * d / s = 0.75 * 1.42 * 4218 / 1000 * 60.7 / 30.0 = 9.1 \text{ Tn}$$

ACI Eq. (22.5.10.5.3)

$$\text{Design shear strength } \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 10.5 + 9.1 = 19.6 \text{ Tn}$$

ACI Eq. (22.5.1.1)

$$\text{Max. Shear at Beam } V_u = 1.7 \text{ Tn} < 19.6 \text{ Tn OK}$$

ACI Eq. (7.5.1.1)

$$\text{Min. } A_v/s \text{ ratio} = 0.000 \text{ cm (since } V_u < 0.5 * \phi V_c)$$

ACI 9.6.3.3

$$A_v/s \text{ ratio} = A_v / \text{spacing} = 1.42 / 30.0 = 0.047 \text{ cm} > 0.000 \text{ cm OK}$$

$$\text{Max. spacing } s = \text{Min}(60.0, d/2) = \text{Min}(60.0, 60.7/2) = 30.3 \text{ cm} > 30.0 \text{ cm OK}$$

ACI 9.7.6.2.2

- Strap beam

Use 3 #5 Top Bars $\rho = A_s / b d = 6.0 / (30.0 * 63.2) = 0.0032$

$$q = 0.0032 * 4218 / 210.9 = 0.063$$

Use 3 #5 Bot Bars $\rho = A_s / b d = 6.0 / (30.0 * 60.7) = 0.0033$

$$q = 0.0033 * 4218 / 210.9 = 0.066$$

$$\text{Bending strength } \phi M_n = \phi * b * d^2 * f_c * q * (1 - 0.59 * q)$$

ACI 22.2.2

$$\phi M_n \text{ Top} = 0.90 * 30.0 * 63.2^2 * 210.9 * 0.063 * (1 - 0.59 * 0.063) = -13.8 \text{ Tn-m}$$

$$\phi M_n \text{ Bot} = 0.90 * 30.0 * 60.7^2 * 210.9 * 0.066 * (1 - 0.59 * 0.066) = 13.3 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Max. Negative } \mu = -7.8 \text{ Tn-m} < -13.8 \text{ Tn-m OK}$$

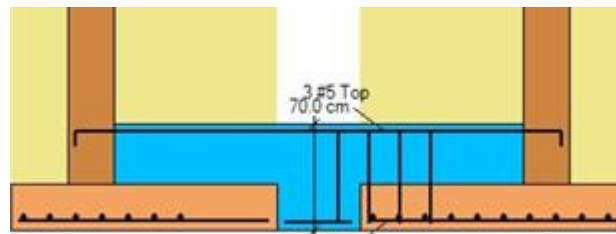
$$\text{Max. Positive } \mu = 0.0 \text{ Tn-m} < 13.3 \text{ Tn-m OK}$$

$$A_s \text{ min} = \text{Min}(4/3 * A_s \text{ req}, \text{Max}(14, 0.8 * \sqrt{f_c}) / F_y * b * d)$$

ACI 9.6.1

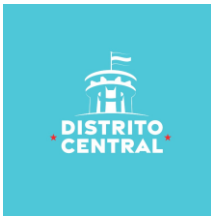
$$A_s \text{ min Top} = \text{Min}(4/3 * 3.3, \text{Max}(14, 0.8 * \sqrt{211}) / 4218 * 30.0 * 63.2) = 4.4 \text{ cm}^2 < 6.0 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

$$A_s \text{ min Bot} = \text{Min}(4/3 * 0.9, \text{Max}(14, 0.8 * \sqrt{211}) / 4218 * 30.0 * 60.7) = 1.2 \text{ cm}^2 < 6.0 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$



4. CONCLUSIONES

- La calidad de los agregados para el concreto debe cumplir con las especificaciones A.S.T.M. C 1157
- El concreto hidráulico a utilizar tendrá una resistencia a la compresión de 280 kg/cm^2 (4,000 psi) a los 28 días.
- El acero de refuerzo consistirá de barras con una resistencia a la fluencia de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ (grado 60) de acuerdo a las especificaciones A.S.T.M. A615 Y AASHTO M30.
- El acero estructural a utilizar será según la especificación A.S.T.M A992 donde la resistencia F_y es de $3,500 \text{ kg/cm}^2$ y F_u es de $4,500 \text{ kg/cm}^2$
- Se utiliza un acero con una resistencia a la fluencia de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ en la superestructura y cimentación.
- Se utiliza un concreto con una resistencia a la compresión de 280 kg/cm^2 (4,000 psi) en la superestructura y un concreto con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 (3,000 psi) en la cimentación.
- El recubrimiento mínimo de concreto colado en el sitio debe ser proporcionado como se especifica a continuación:
 - 7.00 cm para los elementos en contacto con el suelo
 - 4.00 cm para el resto de casos relevantes a este proyecto
- Los traslapes entre barras deben de tener una longitud de 30 veces el diámetro de la barra.
- No deben emplearse traslapes en las juntas constructivas, ni en una distancia de dos veces el peralte del elemento desde la cara de la junta.
- Las juntas de construcción en sentido horizontal se deben elaborar limpiando el concreto endurecido proporcionando una superficie rugosa.
- Las cotas priman sobre la escala.
- El terreno natural debe estar libre de material suelto, vegetal, o residuos de cualquier naturaleza.



- La capa de suelo que soporte cualquier estructura deberá estar compactada a por lo menos 95% la densidad óptima calculada de la prueba Proctor Modificado.
- Las dimensiones propuestas en los planos son adecuadas, las demandas de acero son mínimas con estas dimensiones, el criterio que priva en el diseño de las estructuras mencionadas es el de acero mínimo.
- Se verificó que las presiones en el suelo son apropiadas ya que las mismas no exceden la capacidad de soporte del suelo en todos los casos.