

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 Betania de Comayagüela M.D.C.
(Escuela Juan Guifarro López)**

Código: KFW-027

**Ubicación: Colonia Betania, Comayagüela, M.D.C., (Escuela
Juan Guifarro López)**

Formulador: UEPP/KfW

Tiempo de ejecución: Cuatro Meses (120 días)

Fuente de Financiamiento: Fondos KfW



ciudad de
**buen
corazón**



KFW

INFORME DE ESTUDIO GEOLÓGICO / GEOTÉCNICO

KfW-027

Proyecto:
Reforzamiento de instalaciones críticas para Albergue en
la Colonia Betania, Comayagüela M.D.C. (Escuela Juan
Guifarro López)

Responsable:
Fernando Miguel Carias

7 Julio 2023

1. Introducción.....	2
2. Trabajo de oficina.....	2
3. Observaciones de campo	5
4. Trabajo de Campo	5
5. Conclusiones.....	8
6. Recomendaciones	8

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 Juan Guifarro López, 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 oficina

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.



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).

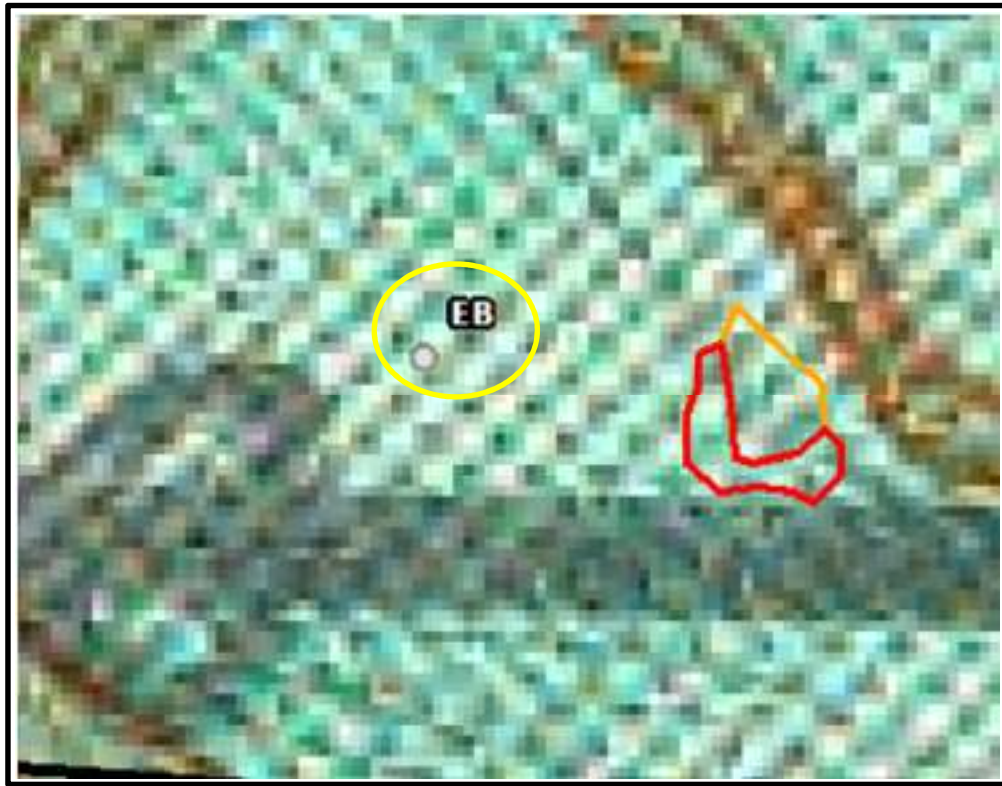


Figura 2: Mapa de susceptibilidad Deslizamiento JICA.



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 Valle de Ángeles conformación Miembro el Periodista (**Tep**), las cuales están caracterizadas por Sedimentos volcánicos de arenisca, grava y limonita que han sido depositados por corrientes fluviales.



Unidades Estratigráficas

Cenozoico		Terciario	Grupo Padre Miguel. (Tep)
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.	
Falla		Deformaciones frágiles que se producen, cuando las rocas no pueden absorber los esfuerzos a los que están sometidas.	

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. Trabajo de Campo

En el área donde se ubica el centro educativo se realizaron trabajos de geotécnica en dos etapas:

Se realizó un sondeo de pozo a cielo abierto (calicata), se excavo manualmente hasta una profundidad de aproximadamente un metro, con el propósito de obtener datos acerca de los materiales superficiales existentes en el sitio. A continuación, en la figura 5 se muestra la ubicación de la calicata, en la figura 6 y 7 se muestra una vista de la ejecución de la calicata excavada mientras que en la tabla 1 se describen los materiales interceptados.



Figura 5: Ubicación de la calicata



Figura 6 y 7: Excavación para la calicata

PCA	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN VISUAL
1	0.00-1.00	Limo arcilloso con gravas color café rojizo

Tabla 1: Resultados de la calicata

También se llevaron a cabo ensayos DCP, dentro de la calicata excavada en el proyecto. A continuación, en las figuras 8 y 9 se presenta una vista durante la ejecución del ensayo, mientras que en la tabla 2 se muestran los resultados.



Figura 8 y 9: Vista de la zona al momento de realizar el ensayo DCP dentro de la calicata 1

Ensayo de DCP, ASTM D 6951 - 03										
Prueba	Capa	Estación	Número de golpes	Penetración Acumulada (mm)	Penetración entre lecturas (mm)	Penetración por golpe (DPI)	Factor de martillo	Índice de DCP	CBR Por bajada	CBR Promedio
1			0	405.00	-	-	-	-		
2			1	454.00	49.00	49.00	1	49.00	4	
3			5	851.00	396.00	79.20	1	79.20	6	
4			5	661.00	311.00	62.20	1	62.20	22	
5			5	759.00	37.00	73.80	1	73.80	14	
6			5	871.00	112.00	22.40	1	22.40	7	
7			5	950.00	79.00	15.80	1	15.80	19	
8			5	990.00	40.00	8.00	1	8.00	28	
9			5	1010.00	20.00	4.00	1	4.00	22	
10			5	1040.00	30.00	6.00	1	6.00	20	
11			5	1050.00	10.00	2.00	1	2.00	7	
12			5	1275.00	200.00	40.00	1	40.00	10	
13			5	1275.00	100	20.00	2	4.00	100	

Tabla 2: Resultados del DCP en la calicata 1

Tabla 1 Resultados de la Exploración Geológica/Geotécnica

No	Proyecto	No de Calicata	CBR Promedio	Capacidad Soportante Correlacionada (psi)	Capacidad Soporte Correlacionada (Kg/cm2)
1	KfW-027 Albergue Col. Betania	1	26	33	2.32

5. Conclusiones

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

1. La escuela no se encuentra, según el mapa de amenazas del AMDC, en zona afectada por riesgos de deslizamientos e inundaciones.
2. No se han encontrado evidencias de indicios de deslizamientos en las edificaciones situadas en la zona este del centro educativo.
3. En base a la información obtenida y a lo observado en el campo durante las visitas realizadas, así como en base a los trabajos prexistentes sobre riesgos geológicos, se puede observar que el área de estudio no se encuentra dentro de zonas de riesgo.

6. Recomendaciones

Conforme al tipo de estructura proyectada a construir, las cargas que se presentarán son relativamente bajas por lo que se podrá utilizar estructuras con cimentación superficial, zapatas aisladas y/o corridas, sobre la matriz de suelo existente, siempre y cuando no se sobre pasen los valores admisibles de presión de suelo. No se requiere que la cimentación sea sobre roca.

Para el cálculo estructural se deberán tomar en cuenta los valores descritos en el cuadro adjunto obtenidos de la calicata, según informe geotécnico Geocunsult.

Ensayo de DCP, ASTM D 6951 - 03										
Prueba	Capa	Estación	Número de golpes	Penetración Acumulada (mm)	Penetración entre lecturas (mm)	Penetración por golpe (DPI)	Factor de martillo	Índice de DCP	CBR Por bajada	CBR Promedio
1			0	405.00	-	-	-	-		
2			1	454.00	49.00	49.00	1	49.00	4	
3			5	613.00	158.00	31.20	1	31.20	8	
4			5	654.00	41.00	16.20	1	16.20	22	
5			5	702.00	48.00	15.40	1	15.40	14	
6			5	843.00	141.00	28.40	1	28.40	7	
7			5	873.00	30.00	18.60	1	18.60	18	
8			5	922.00	49.00	8.00	1	8.00	20	
9			5	983.00	61.00	4.00	1	4.00	32	
10			5	1042.00	59.00	6.00	1	6.00	30	
11			3	1075.00	33.00	32.00	1	27.00	7	
12			5	1245.00	170.00	35.00	1	20.00	10	
13			5	1374.00	129.00	0.20	3	0.40	100	

Resultados del DCP en la calicata 1

Promedio: 26 CBR

Capacidad Soportante Correlacionada: 33 psi

Capacidad Soporte correccionada: 2.32 Kg/cm²

Capacidad portante: 227.51 kpa

Con el acompañamiento y apoyo de la Supervisión del Programa Consultoría de Apoyo y Monitoreo (**CAM**), se determinó la realización de Uno (1) sondeo geotécnico este los realizara la Empresa Geocunsult, ensayo calicata DCP.

Referencias

Resultados Trabajos Geotécnicos Albergue Col Bethania (pdf) 05/06/2023



ciudad de
**buen
coraz**On



KfW

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

INFORME DE ESTUDIO HIDROLÓGICO / HIDRÁULICO

KfW-027

Proyecto:

Reforzamiento de Instalaciones Críticas para
Albergue en Colonia Betania (Escuela Juan
Guifarro López), Comayagüela M.D.C.

Índice

Índice.....	1
1. Introducción.....	2
2. Generalidades.....	3
2.1. Ubicación del Proyecto.....	3
2.2. Características hidrológicas del sitio.....	4
3. Conclusiones.....	9
4. Recomendaciones	9
5. Referencias	9
6. ANEXO MEMORIA HIDROSANITARIA	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) junto con un gran número de quebradas y correderos de invierno para formar el Río Choluteca que vierte sus aguas hacia el Océano Pacífico. Su topología se asemeja a la de un cañón, con una planicie de baja altitud en el centro, rodeada por varias cadenas montañosas en la periferia. Estas características convierten a muchas zonas de la ciudad en zonas vulnerables ante deslizamientos e inundaciones que ocurren frecuentemente debido a diversas condiciones desfavorables y los efectos negativos del cambio climático.

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 centros comunitarios a lo largo y ancho de la ciudad para operar 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 previstas para la escuela Juan Guifarro López ubicada en la Colonia Betania de Comayagüela M.D.C., Francisco Morazán.

2. Generalidades

2.1. Ubicación del Proyecto

El sitio propuesto para albergar personas damnificadas en caso de emergencias está ubicado en la colonia Betania de Comayagüela, M.D.C., Francisco Morazán. El acceso principal a esta colonia es a través del Boulevard Fuerzas Armadas. Esta colonia colinda con las colonias Las Brisas al sur, María Cristina al norte y San Martín al oeste.

La ubicación exacta del inmueble se encuentra en las coordenadas UTM 16P 477418 m E, 1555767 m N. Ver mapa de ubicación a continuación.



Ilustración 1 Ubicación del Proyecto

2.2. Características hidrológicas del sitio

Se puede identificar que el proyecto se encuentra dentro de una pequeña cuenca de drenaje dentro de la colonia Betania, cuyas aguas desembocan directamente en el río Choluteca, cuyas aguas drenan hacia la zona sur del país, convergiendo en el océano Pacífico.

La ilustración 2 muestra que dentro de la cuenca no se identifica una quebrada o corredero como tal, solo se identifica 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.



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

La Colonia Betania se encuentra muy cerca del margen derecho del Río Choluteca. Este último, es el principal curso de agua que transita por el Distrito Central, dividiéndolo en dos ciudades: Tegucigalpa y Comayagüela. A lo largo de la historia han ocurrido varios eventos hidrometeorológicos los cuales han ocasionado crecidas considerables en el Río Choluteca.

Una de estas, y quizás la más devastadora, ocurrió durante el paso del huracán Mitch por el territorio nacional en 1998, el cual fue evento extraordinario que dejó innumerables pérdidas económicas, miles de personas damnificadas, y más de 6,000 muertes directas.



Ilustración 3 Río Choluteca en el sector de Las Brisas durante crecida en 2018 (Fuente: Gustavo Amador, Confidencial)



Ilustración 4 Fotografía Colonia Betania a la orilla del río Choluteca, en Tegucigalpa (Honduras) tras el paso de una depresión tropical. EFE (2020)

Eventos devastadores extremos como huracanes y tormentas tropicales suelen ocurrir con frecuencia en Centroamérica y El Caribe, trayendo con sigio vientos de gran intensidad y cantidades exorbitantes de agua que precipita de forma meteórica sobre las cuencas hidrográficas de los ríos causando el incremento en los niveles de los mismos y afectando de esta manera a centenares de familias asentadas en barrios y colonias a lo largo de los ríos y quebradas. Adicional a esta amenaza, existe siempre la posibilidad de que ocurra el fenómeno de 'La Niña', el cual, contrario a El Niño Oscilación del Sur (ENOS), se asocia comúnmente a estaciones lluviosas más prolongadas o de mayor humedad relativa.

De cualquier manera, el aumento en los niveles del Río Choluteca tiene una recurrencia frecuente, por lo que esto representa una amenaza permanente para los barrios y colonias aledañas (incluyendo a la Col. Betania). Sin embargo, las características topográficas de la zona posicionan a la Escuela Juan Guifarro en una parte alta y resguardada que la protege de las aguas del Río Choluteca que desbordan hacia la colonia Betania. Ver Ilustración 5 a continuación.



Ilustración 5 - Mapa temático de Susceptibilidad ante Inundaciones

El proyecto está ubicado en la parte alta de la cuenca de drenaje identificada, por lo que no representaría ningún riesgo hidráulico la escorrentía en tiempo de invierno.

En este tipo de patrón dendrítico las corrientes de agua son muy pequeñas, cortas e irregulares, y tienen la posibilidad de moverse en todas las direcciones y desembocar en una corriente principal con cualquier ángulo, ya se cunetas o callejones. Así también, se observa un patrón de drenaje rectangular, el cual es una variante del dendrítico, el cual ha sido creado mediante la urbanización, en este patrón los tributarios suelen juntarse con las corrientes principales en ángulos casi rectos por el efecto de la urbanización y los drenajes tipo cuneta.

La pequeña cuenca de drenaje donde se encuentra el proyecto tiene un área de 3.01 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 20%, como se muestra en la ilustración 6.

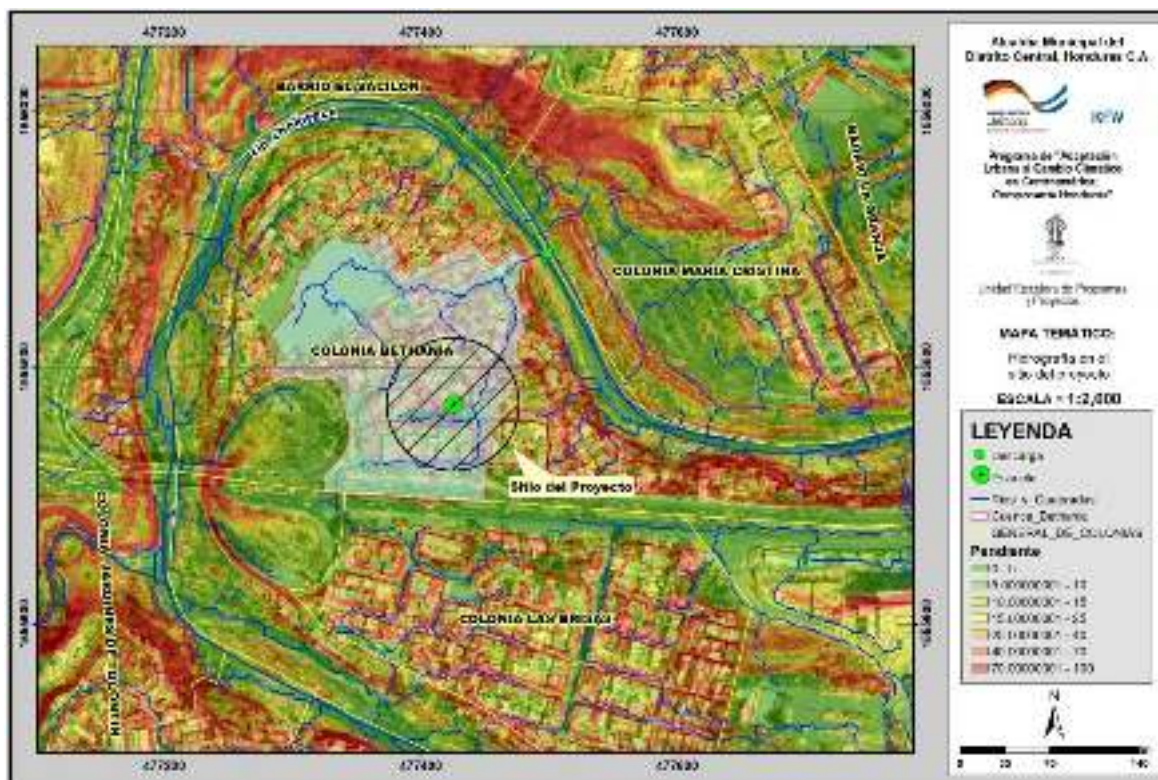


Ilustración 6 Mapa temático de pendientes de la cuenca

También se realizó un cruce con las capas elaboradas por estudios anteriores como el JICA en 2002 y el IDOM-IHC en el 2014, al observar los dos mapas, se identifica que la zona del proyecto está fuera de los alcances de inundación, pero a escasos 50 metros de la franja media de inundación de JICA y a 90 metros de la inundación identificada por IDOM-IHC. Ilustración 7 y 8.

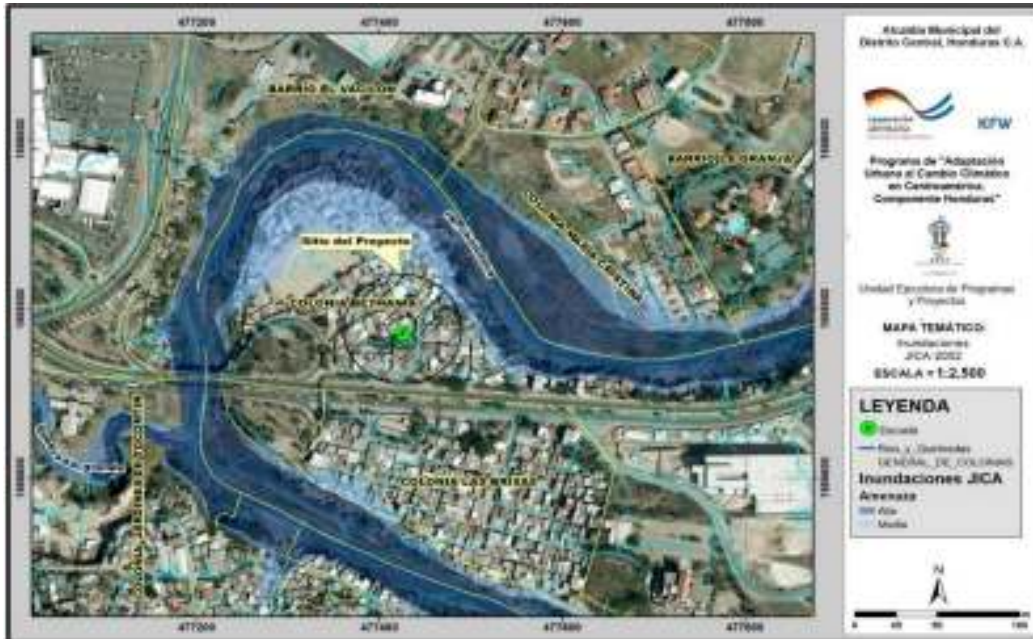


Ilustración 7 Mapa temático de inundaciones JICA, 2002

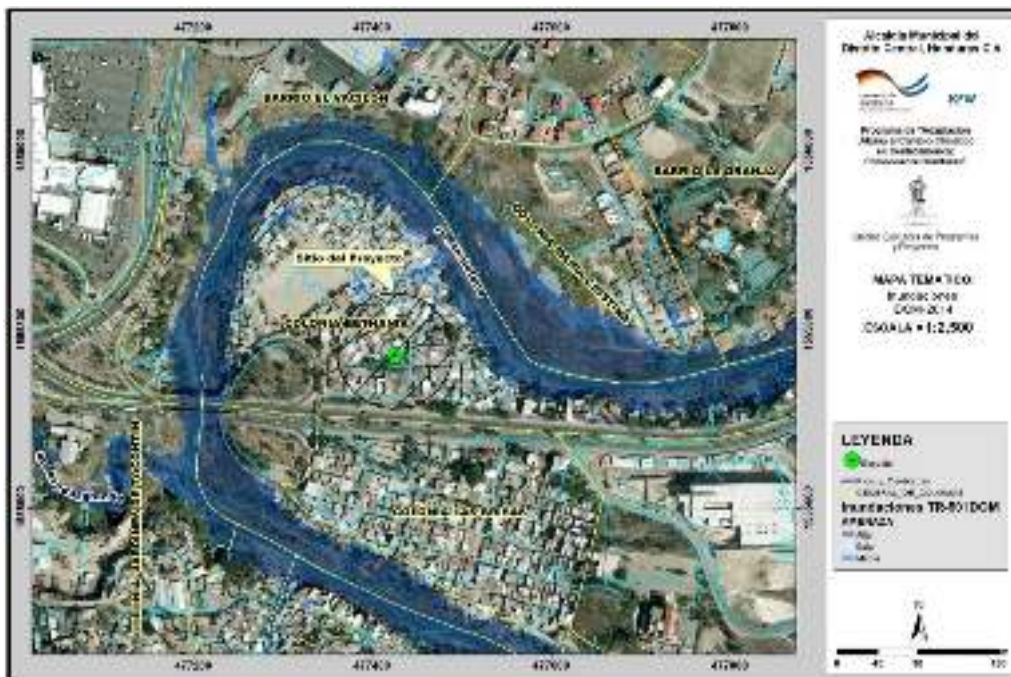


Ilustración 8 Mapa temático de inundaciones IDOM, 2014

3. Conclusiones

- En base al análisis realizado mediante el uso de mapas de susceptibilidad de la AMDC y los resultados de estudios hidráulicos-hidráulicos realizados previamente, se concluye que la Escuela Juan Guifarro López se ubica en un área resguardada de las aguas transitadas por el Río Choluteca que desbordan hacia la Col. Betania en tiempos de crecida. Por lo tanto, la adecuación de este inmueble para operar como albergue en casos de emergencia se considera factible, al ubicarse en una zona de baja susceptibilidad ante inundaciones de tipo fluvial.
- El proyecto de mejoramiento de instalaciones críticas está ubicado en una parte alta dentro de la cuenca de drenaje identificada, y considerando que no está identificada con ninguna amenaza de inundación, no representa peligro de inundación, sin embargo, puede ser afectado por desbordamiento del agua en las cunetas o calles y por el impacto de estas en la estructura debido las lluvias de invierno.

4. Recomendaciones

- Se debe considerar también, que la instalación crítica a mejorar cuente con las rutas de evacuación o alojamiento seguras, de acuerdo con los estándares definidos por los entes competentes como CODEM, COPECO.

5. Referencias

Confidencial, Nicaragua – Honduras declara alerta roja en 3 departamentos por fuertes lluvias – octubre 2018. <https://confidencial.com.ni/al-menos-11-muertos-y-miles-de-afectados-por-lluvias-en-centroamerica/honduras-declara-alerta-roja-en-3-departamentos-por-fuertes-lluvias/>

Wikipedia – La Niña (fenómeno) – 7 de enero 2020

[https://es.wikipedia.org/wiki/La_Ni%C3%B1a_\(fen%C3%B3meno\)](https://es.wikipedia.org/wiki/La_Ni%C3%B1a_(fen%C3%B3meno))

6. ANEXO MEMORIA HIDROSANITARIA

ANEXO MEMORIA HIDROSANITARIA

**Proyecto “Reforzamiento de Instalaciones Críticas
para Albergue en Colonia Betania de Comayagüela
M.D.C. (Escuela Juan Guifarro López)” KfW-025**

Dago Brizuela

Noviembre 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	22
7.1. Especificaciones técnicas de los materiales y artefactos	22
8. MEMORIA DE CÁLCULO DRENAJE PLUVIAL	24
8.1. Cálculo del caudal del Área a drenar No Permeable (980.67 m ²).....	24
9. MEMORIA DE CÁLCULO COSECHA DE AGUA.....	26
10. Cálculo de la Bomba del Cisterna	28

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 Betania de Comayagüela M.D.C. (Escuela Juan Guifarro López)”**

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 Escuela Juan Guifarro López, se encuentra ubicado en la colonia Betania ubicada en Comayagüela, Francisco Morazán, colindando con el boulevard Fuerzas Armadas, frente a la colonia Las Brisas. Para efectos de esta formulación y en atención a la denuncia de los pobladores, la zona de visita del proyecto se ubica en las coordenadas UTM, 477425.98 m E; 1555768.05 m N.

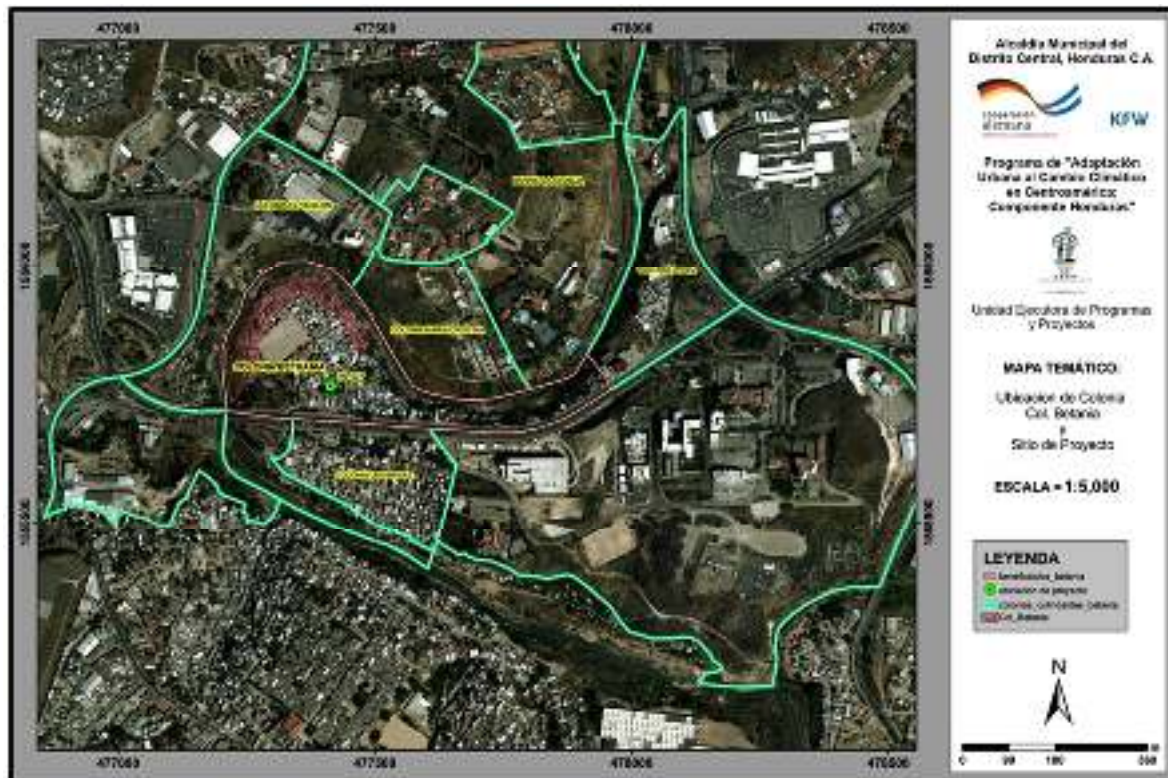


Ilustración 1: Ubicación sitio del proyecto.

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 5 aulas, un laboratorio de computación/biblioteca, y una dirección, asimismo un módulo de baños con 4 inodoros y 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 sobre el piso, el cual se encuentra en mal estado, asimismo la escuela cuenta con una pila que eventualmente recolecta el agua lluvia (aproximadamente 1 m³). 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: Módulo 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 50	l/est/d l/alb/d	Rodriguez, 1958 (Esfera, 2018)
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	75	50	l/Alumnos/d	7,500
Jornadas	2			
Personal Administrativo	8	50	l/Empleado/d	400
Albergue	200	50	l/Persona/d	10,000
	358			
K1	1.5		QM (l/d)	17,900
K2	3		QM (m ³ /d)	17.90
			QM (l/s)	0.207
			QM (gal/min)	3.284
			QMD (m ³ /d)	26.850
			QMD (l/s)	0.311
			QMH (m ³ /d)	53.700
			QMH (l/s)	0.622

De los resultados obtenidos:

QM = 0.207 l/s = 17.90
m³/día

QMD = 0.311 l/s

QMH = 0.622 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
$V_{\text{incendio}}=$	4.5 m ³
$V_{te}=$	17.90 m ³
$V_{te}=$	22.40 m³

Dimensiones del Tanque Elevado

R=	1.50 m
H Liquido=	3.00 m
H Borde Libre=	0.50 m
H Total = Liquido + Borde Libre =	3.50 m
$V_{tot}=$	24.74 m³

*Se utilizará tanque de polietileno de 30 m³ o 30,000 litros

*Opción 2. Dimensiones de requerirse tanque subterráneo

Dimensiones del Tanque Subterráneo

Largo=	3.00 m
Alto=	2.50 m
Ancho=	3.00 m
Borde libre=	0.20 m
Volumen=	24.30 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 24.7 m³ (6,000 galones) 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 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 de losa de 4.0 m.

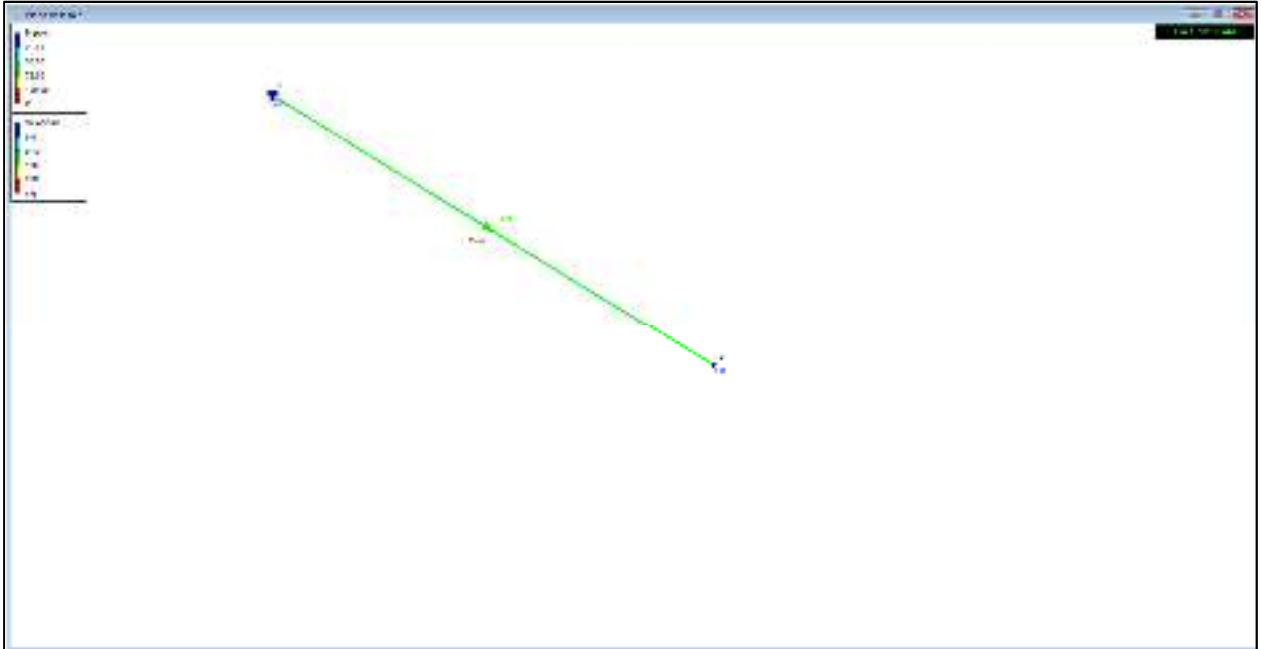


Ilustración 8: Modelo de red de agua exterior por gravedad.

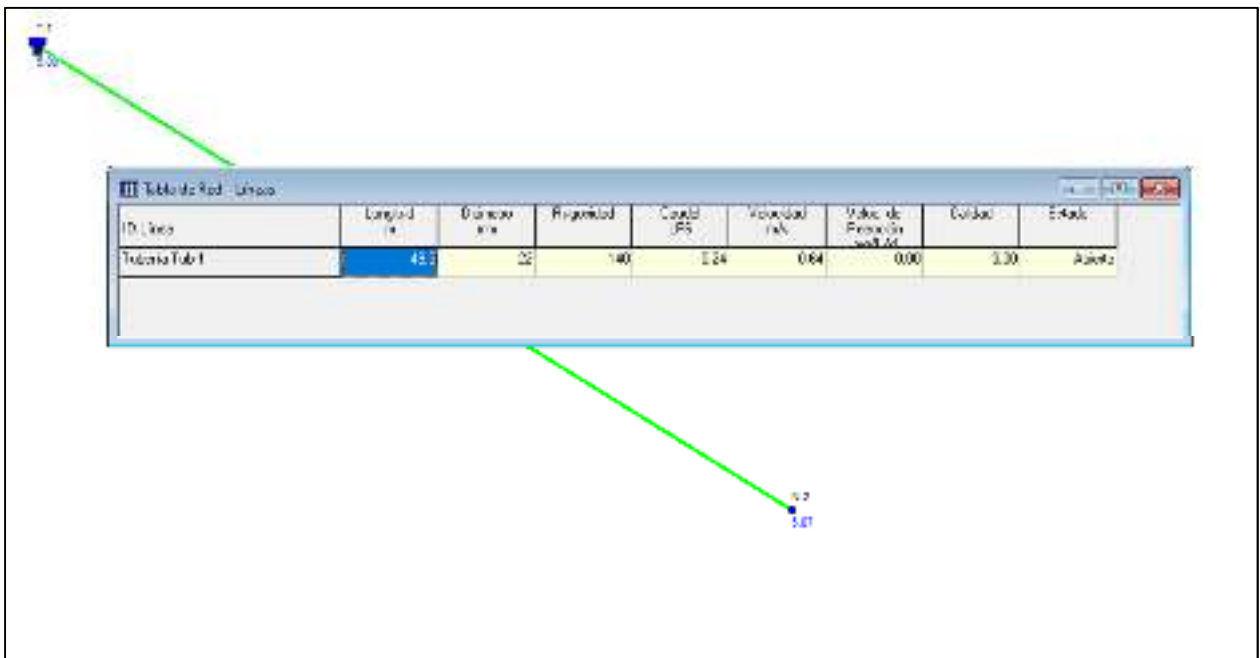


Ilustración 9: Tabla con parámetros de tuberías.

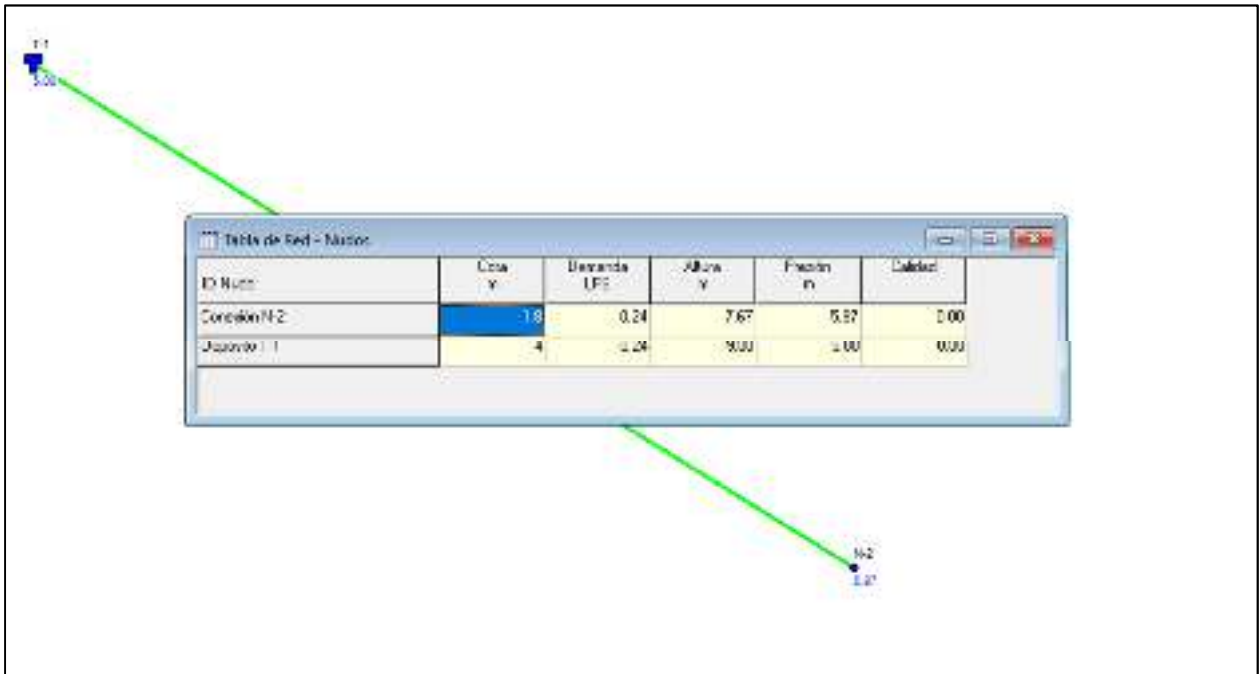


Ilustración 10: Tabla con parámetros de nodos.

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 de la escuela.

Aparatos Sanitarios Escuela			
Aparatos	N	U. G	UH
Lavamanos	4	2	8
Inodoro con tanque	9	5	45
Ducha	6	4	24
Urinario con tanque	9	5	45
Suma			122

Total, unidades Hunter 122

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.

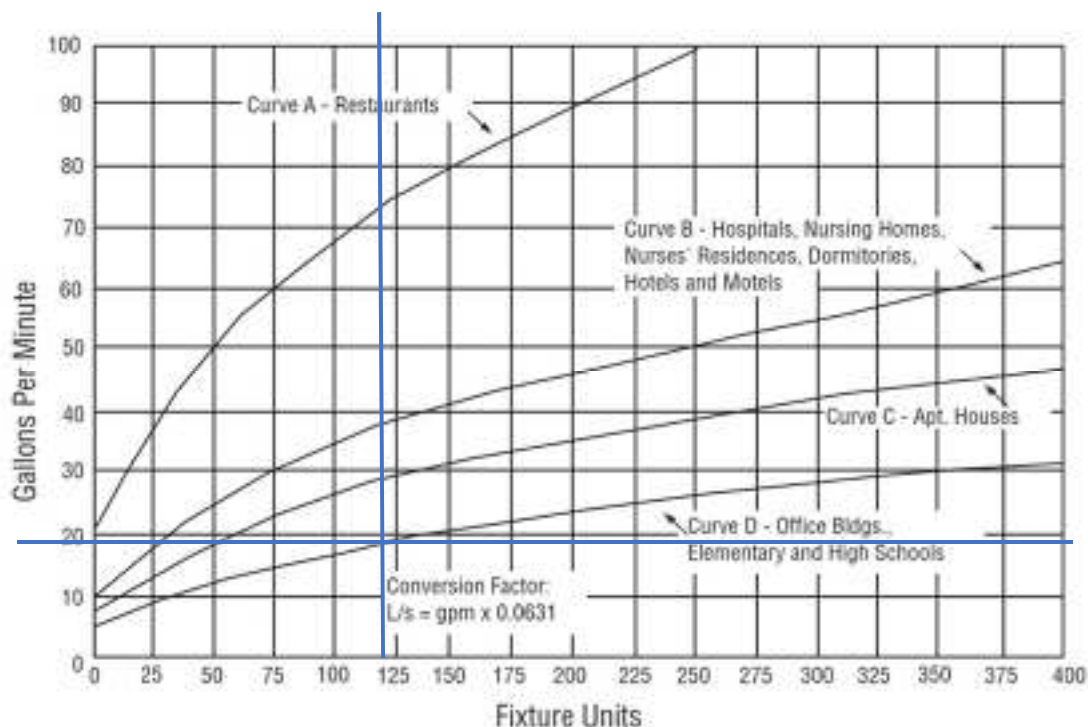


Ilustración 11: Curvas para la estimación de gasto.

Gastos probables por medio de la aplicación del Método de Hunter

De la Curva se obtiene 19 galones por minuto.

19 gal/min = 1.20 Lts/seg = 71.93 Lts/Min.

Por lo tanto, al realizar la conversión se obtiene un caudal de diseño de: **1.20 litros por segundo equivalente a 71.93 Lts/Min.**

4.4.1. Asignación del diámetro para cada aparato

Aparato	Diámetro (plg)
Ducha	$\frac{3}{4}$ "
Inodoro con tanque	$\frac{3}{4}$ "
Lavamanos	$\frac{3}{4}$ "
Pila	$\frac{3}{4}$ "

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 4. 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 5. 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	3	0.6	3	2	1.8
Inodoro con tanque	4	1.5	16	4	6.0
Pila	1	0.6	3	2	0.6
Total=			22		8.4

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

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

Aparatos Sanitarios Existentes de Escuela					
Aparato	Cantidad	Q diseño	Número de unidades mueble (UM)	Diámetro (plg)	Caudal (lts/seg)
Lavamanos	3	0.6	3	2	1.8
Inodoro con tanque	4	1.5	16	4	6.0
Pila	1	0.6	3	2	0.6
Total=			22		8.4

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

Tabla 7. Cálculo de diámetros de tubería para el módulo I.

Aparatos Sanitarios Escuela modulo I					
Aparato	Cantidad	Q diseño	Número de unidades mueble (UM)	Diámetro (plg)	Caudal (lts/seg)
Lavamanos	5	0.6	5	2	3.0
Inodoro con tanque	6	1.5	24	4	9.0
Ducha	6	0.6	12	2	3.6
Urinario con tanque	1	0.6	2	2	0.6
Total=			43		16.2

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 8. 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 = 980.67 m²

Área a drenar No permeable = 980.67 m²

Área a drenar Permeable = 0.0 m²

8.1. Cálculo del caudal del Área a drenar No Permeable (980.67 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.

Construcción	Área (m ²)	Área (Ha)
Piso de concreto	457.27	0.046
Construcción existente en uso, módulo de baños	19.33	0.002
Construcción existente en uso, Aulas	504.07	0.050
Total	980.67	0.098

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

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

$$C = 1$$

Relación entre la escorrentía 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	0.020	20.086
Construcción existente en uso, módulo de baños	Bajante 1	0.001	0.849
Construcción existente en uso, Aulas	Bajante 2	0.022	22.141
Total		0.043	43.08

El caudal del área a Drenar No Permeable es de 43.08 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, módulo de baños	Bajante 1	4.43	0.17	2
Construcción existente en uso, Aulas	Bajante 2	15.03	0.59	2

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

El agua pluvial del área no permeable será utilizada para abastecer el tanque de cosecha de lluvia.

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=	454.03 m ²	Área de Captación
AI=	77.37	Oferta del Mes

Modulo	Área techos (m ²)
Dirección	40.55
C. Computo	41.40
Aula 4 y 5	62.34
Aula 4 y 6	61.33
Aula 1, 2 y 3	91.69
Aula 1, 2 y 4	87.62
Baños	69.10

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	72.87	72.87	33.26	33.26	39.61
Julio	87.3	39.64	112.51	33.26	66.53	45.98
Agosto	99	44.95	157.46	33.26	99.79	57.66
Septiembre	170.4	77.37	234.82	33.26	133.06	101.76
Octubre	121.3	55.07	289.90	33.26	166.32	123.57
Noviembre	32.6	14.80	304.70	33.26	199.59	105.11
Diciembre	9.6	4.36	309.06	33.26	232.85	76.20
Enero	5.6	2.54	311.60	33.26	266.12	45.48
Febrero	4.2	1.91	313.51	33.26	299.38	14.12
Marzo	9.4	4.27	317.78	33.26	332.65	-14.87
Abril	43.2	19.61	337.39	33.26	365.91	-28.52
Mayo	148.3	67.33	404.72	33.26	399.18	5.54
						123.57

Dotación diaria para cada persona

Dot. Diaria 3.10 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 30.89 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 doméstico.

10. Cálculo de la Bomba de la Cisterna

Línea de Impulsión

QMD =	0.013	l/seg
Horas de bombeo =	24.00	horas
Qbombeo =	0.308	l/seg

Cálculo de la Bomba

Diámetro de impulsión:	3/4 "
Diámetros internos a evaluar	0.72 "
Diámetros comerciales a evaluar	3/4 "
Velocidad	1.174 m/s

Pérdidas por Hazen - Williams

L=	25.00	m
Qbombeo=	0.308	l/s
∅=	3/4	"
C=	150	PVC

Hf= 1.89 m

Carga dinámica total

hd = Diferencia de niveles en metros

hd= 2.25 m

Hf = Pérdida de impulso

Hf= 1.89 m

Hv = Pérdidas de velocidad en tubería de impulsión

Hv= 0.07 m

Hm = Pérdidas menores por accesorios

Hm= 0.39 m

hd + Hf + Hv

C.D.T.= + Hm

C.D.T.= 4.60 m

Golpe de ariete
e=eficiencia de bomba

0.7

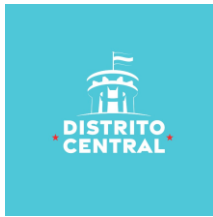
	G.A.=	167.31	m
Ea=	28100	kg/cm ²	
V=	1.174	m/s	
Ø=	1.8288	interno (cm)	
Et=PVC	28100	kg/cm ²	
Et=HG	2100000	kg/cm ²	
e=	0.7		

Presión de tubería	245.59	PSI	SDR 13.5
--------------------	--------	-----	----------

Potencia de la bomba	0.03	HP
----------------------	------	----

La bomba comercial a utilizarse en el sistema es de 0.5 HP.

En este apartado se ha diseñado la cosecha de agua lluvia que se capta de los techos del centro educativo, incluyendo el sistema de bombeo mediante el esfuerzo conjunto de la AMDC-CAM para el proyecto “Reforzamiento de Instalaciones Críticas para Albergue en Colonia Betania de Comayagüela M.D.C. (Escuela Juan Guifarro López)” KfW-025. Dicha cosecha de agua es capaz de almacenar hasta 32 m³ de agua lluvia no apta para consumo. Cabe mencionar que en las reuniones previas de los Marcos de Participación de las Partes (MPP) la directora del centro escolar ha transmitido sus inquietudes y preocupaciones acerca de la cisterna para almacenar agua lluvia hacia la UEPP, ya que, no esta a favor de dicho almacenamiento para no afectar los arboles de la escuela, aunado a esto ha sugerido utilizar un tanque de polietileno de 30,000 litros apoyado en el suelo, contrario a lo que el análisis del sistema sugiere, por lo que, la construcción de esta obra queda sujeta al fiel cumplimiento del cálculo y análisis hidráulico de este documento, de no seguir estas recomendaciones, se ofrece la alternativa de utilizar el tanque existente y elevarlo con la salvedad que el cálculo arroja un volumen de almacenamiento de 24.7 m³.



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



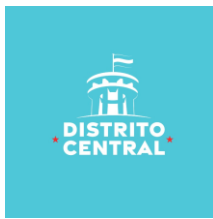
Alcaldía Municipal del Distrito Central
Unidad Municipal de Gestión Integral de Riesgos
Programa de Adaptación Urbana al Cambio Climático en Centroamérica
Componente Honduras

Nombre del Proyecto:

**Reforzamiento de Instalaciones Críticas: Acondicionamiento de la
Escuela Juan Guifarro López para su habilitación como albergue
durante emergencias en el D.C. Col. Betania, Tegucigalpa, M.D.C.**

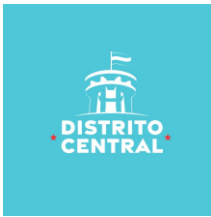
Código: KfW-027
Memoria Cálculo Estructural
Renan E. Rivera

Fecha: agosto
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.....	10
3.2.2 DEFINICION DE CARGA VIVA.....	11
3.2.3 DEFINICION CARGA SISMO.....	12
3.2.4 DEFINICION CARGA VIENTO.....	21
3.3 COMBINACIONES DE CARGA DE DISEÑO	24
3.4 ESTIMACIÓN DE MASAS.....	28
3.5 MODOS DE VIBRACION.....	29
3.6 REVISION DE SECCION PROPUESTAS Y ACERO DE REFUERZO	30
3.7 DISEÑO DE CIMENTACION.....	47
4. CONCLUSIONES	76



1. INTRODUCCIÓN

En el presente documento se exponen los análisis estructurales de las obras para el Reforzamiento de la estructura existente de la Escuela Juan Guifarro López para su habilitación como albergue durante emergencias en el D.C. Col. Betania, 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.

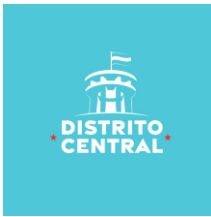
Objetivos:

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

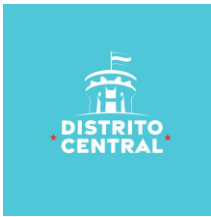
Los materiales empleados deben cumplir con lo estipulado en el Código Hondureño de la Construcción (CHOC) y las normas referenciadas por el mismo. A continuación, se presentarán las características de los materiales considerados en el diseño.

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 sobre todo 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).



Calculo automatico de coordenadas de centros de rigideces (Xt, Yt), calculo automatico de fuerzas sísmicas, sus excentricidades y aplicacion en el centro de masas, calculo 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

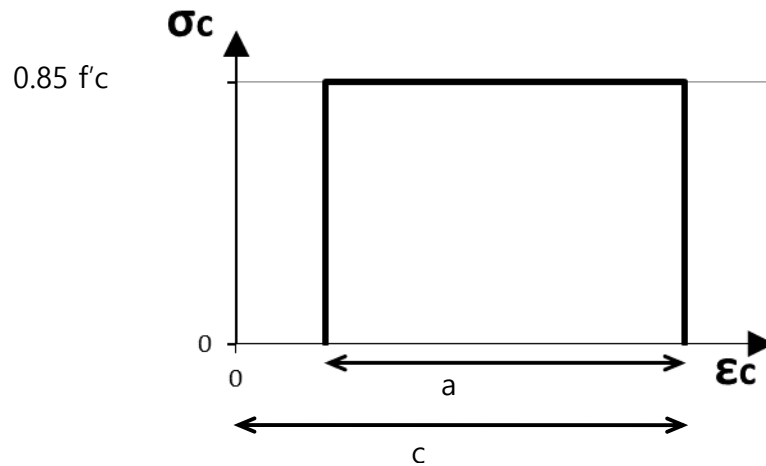
Todos los elementos que requieran de este material estarán constituidos por concreto con $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (4,000 psi). De acuerdo al CHOC y ACI 318-95, este tipo de concreto presenta las siguientes características:

<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	$fct = 10\% f'c$	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.

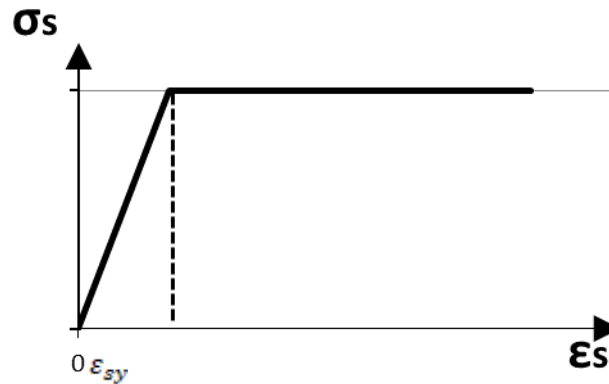


Figura - Ley Constitutiva del Acero de Refuerzo

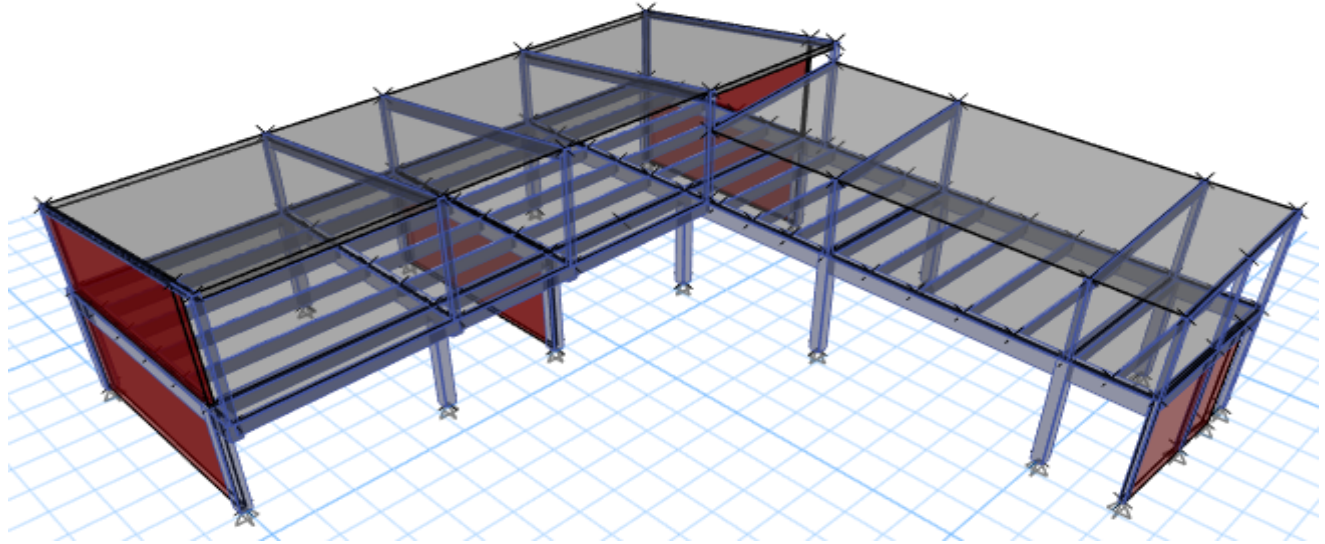
ACERO ESTRUCTURAL

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

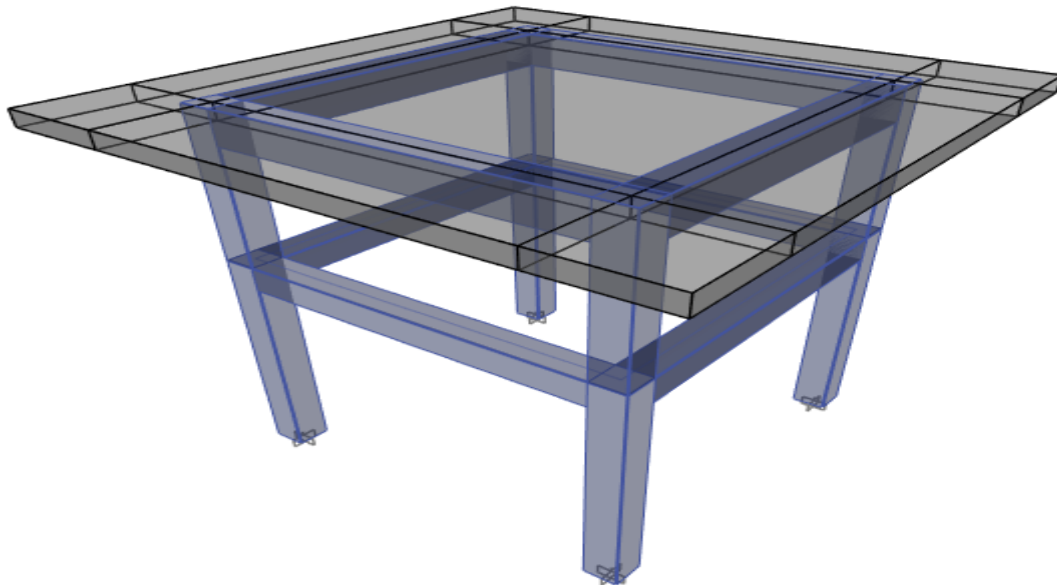
Table - Material Properties - Steel Data

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

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
COL 35x35	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.1225	0.35	0.35	0.001251	0.001251	Column
V20X40	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.08	0.4	0.2	0.001067	0.000267	Beam
V25X40	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.1	0.4	0.25	0.001333	0.000521	Beam
V35X40	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.14	0.4	0.35	0.001867	0.001429	Beam
V35X60	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.21	0.6	0.35	0.0063	0.002144	Beam

Y las siguientes para la estructura del tanque:

Table - Area Section Property Definitions - Summary

Name	Type	Element Type	Material	Total Thickness m
Losa 20cm	Slab	Shell-Thin	4000Psi	0.2

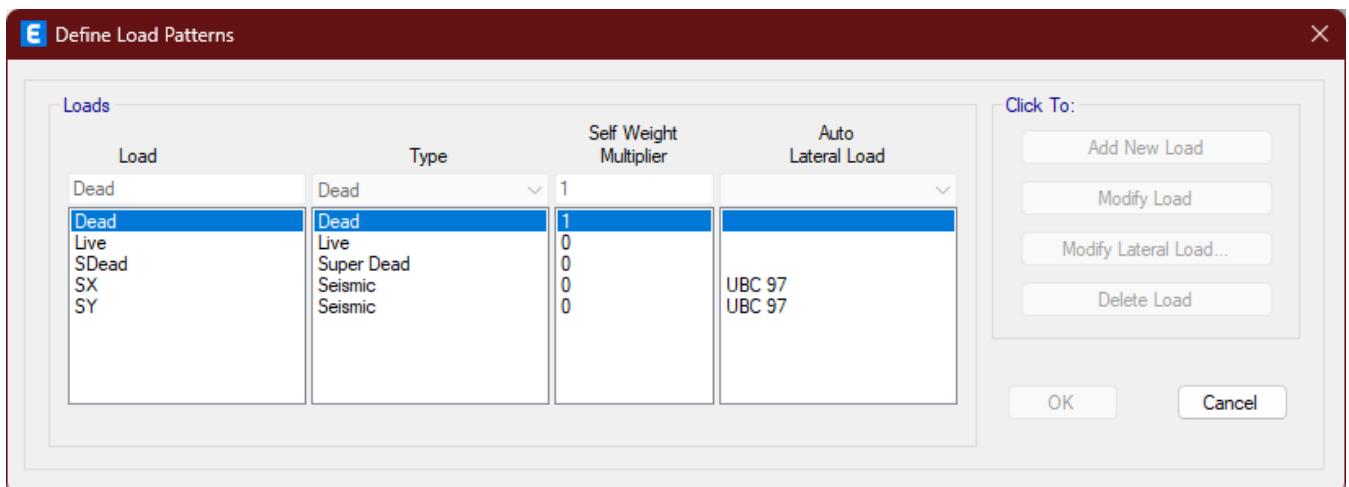
Name	Material	Longitudinal Bar Material	Tie Bar Material	Area m2	Depth m	Width m	I33 m4	I22 m4	Design Type
COL 30x30	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.09	0.30	0.30	0.000675	0.000675	Column
V30X30	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.09	0.3	0.3	0.000675	0.000675	Beam
V30X40	4000Psi	A615Gr60	A615Gr60	0.12	0.4	0.30	0.0016	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 móviles 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 móviles 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	500	
12	Hospitales	200	500 ^d
13	Imprentas	750	1,250 ^d
	Cuartos de ordenación y composición	500	1,000 ^d
14	Oficinas	250	1,000 ^d
15	Puentes peatonales y pasarelas	500	0
16	Residencial ^g	200	0 ^h
	Área básica de piso	300 ^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 neotectónica

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

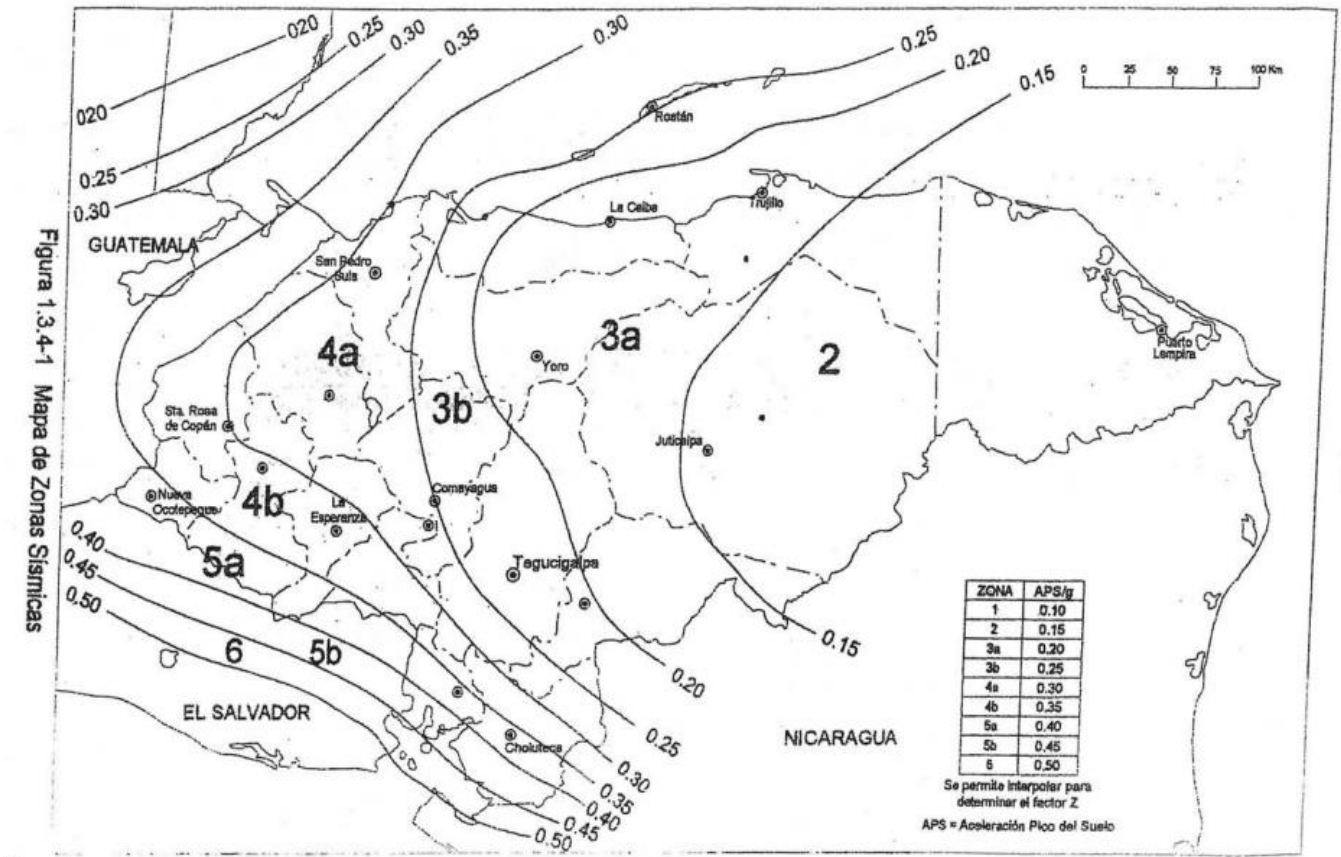


Figura: Mapa de zonas sísmicas

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		
	a) Paneles de paredes de madera para estructuras de 3 pisos o menos	8	20
	b) Todas las otras paredes livianas	6	20
	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.

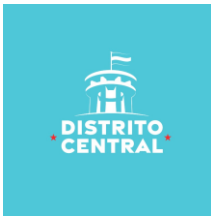
^b Ver la Sección 1.3.5.3 para la combinación de sistemas estructurales.

^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	$T_p = 0.1809$ s, en dirección x $T_p = 0.0664$ s, en dirección y
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

$$h_n = 26.25 \text{ ft}$$

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

$$T_a = C_t (h_n)^{0.75}$$

$$T_a = 0.406 \text{ sec}$$

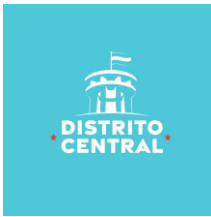
Program Calculated Period, T [UBC 1630.2.2.2]

$$T \leq 1.4T_a$$

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]

$$= \frac{C_v I}{R T}$$

maximum [UBC 1630.2.1, Eq. 30-5]

$$= \frac{2.5 C_a I}{R} = 0.0925$$

minimum [UBC 1630.2.1, Eq. 30-6]

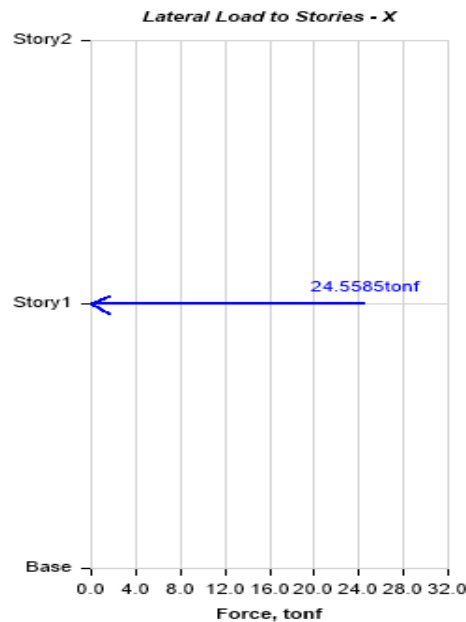
$$= 0.11 C_a I = 0.03256$$

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

Calculated Base Shear

Direction	Period Used (sec)	V_{coeff}	W (tonf)	V (tonf)	F_t (tonf)
X	0.182	0.0925	265.49727	24.5585	0

Applied Story Forces





Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m	tonf	tonf
Story2	8	0	0
Story1	4	24.5585	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

$$h_n = 26.25 \text{ ft}$$

Approximate Fundamental Period, T_a

[UBC 1630.2.2 Eq. 30-8]

$$T_a = C_t (h_n)^{0.75}$$

$$T_a = 0.406 \text{ sec}$$

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]

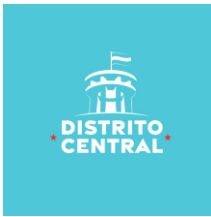
$$I = 1$$

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] $= \frac{2.5 C_a I}{R} = 0.0925$

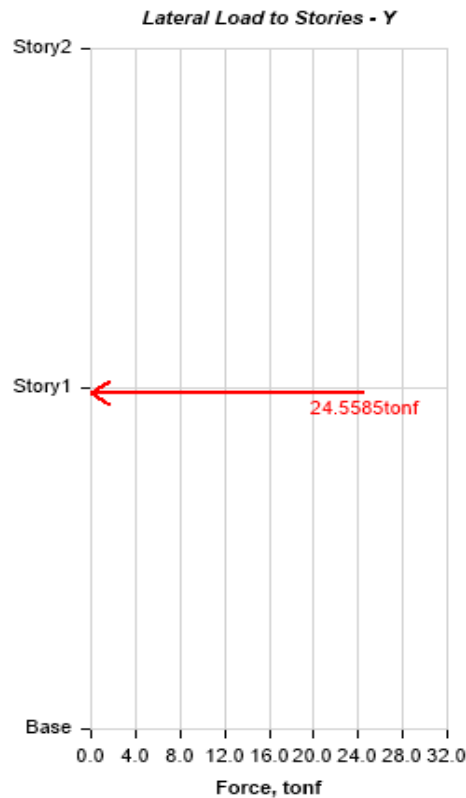
minimum [UBC 1630.2.1, Eq. 30-6] $= 0.11 C_a I = 0.03256$

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

Calculated Base Shear

Direction	Period Used (sec)	V _{coeff}	W (tonf)	V (tonf)	F _t (tonf)
Y	0.067	0.0925	265.49727	24.5585	0

Applied Story Forces





Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m	tonf	tonf
Story1	4	0	24.5585
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.

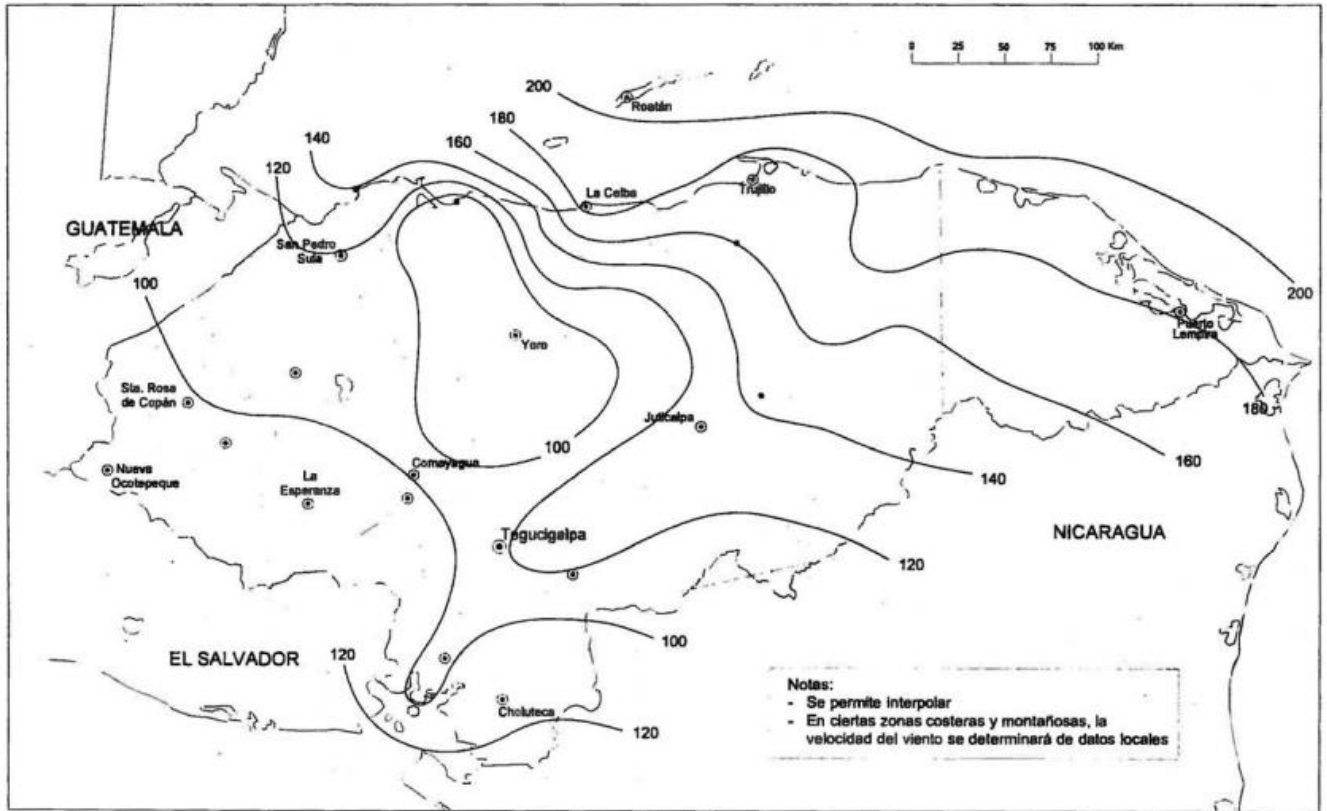


Figura: Velocidad mínima básica del viento, km/h

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
5 Torres tipo armadura ^{a, h}	Techos: para pendientes menores que 16.7%	0.5	sumar arriba
	Salientes de aleros, quiebres o cumbreras y cobertizos		
	Forma cuadrada o rectangular	1.4	succ. y emp.
	Diagonal	1.1	succ. y emp.
6 Accesorios en torres (como luces, escaleras, ductos, y elevadores)	Sección hexagonal u octagonal	0.8	succ. y emp.
	Normal		
	Forma triangular	4.0	
	Miembros cilíndricos	3.6	
7 Rótuos, astas, postes, estructuras menores.	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 áreas mayores que 10 m² usar los valores para sistemas y marcos principales.

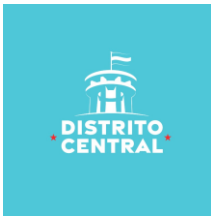
Parámetros para el Análisis de Presiones de Viento

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

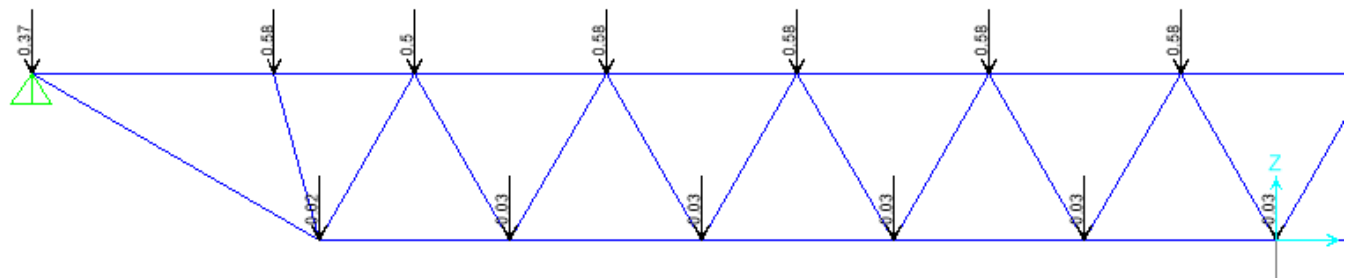
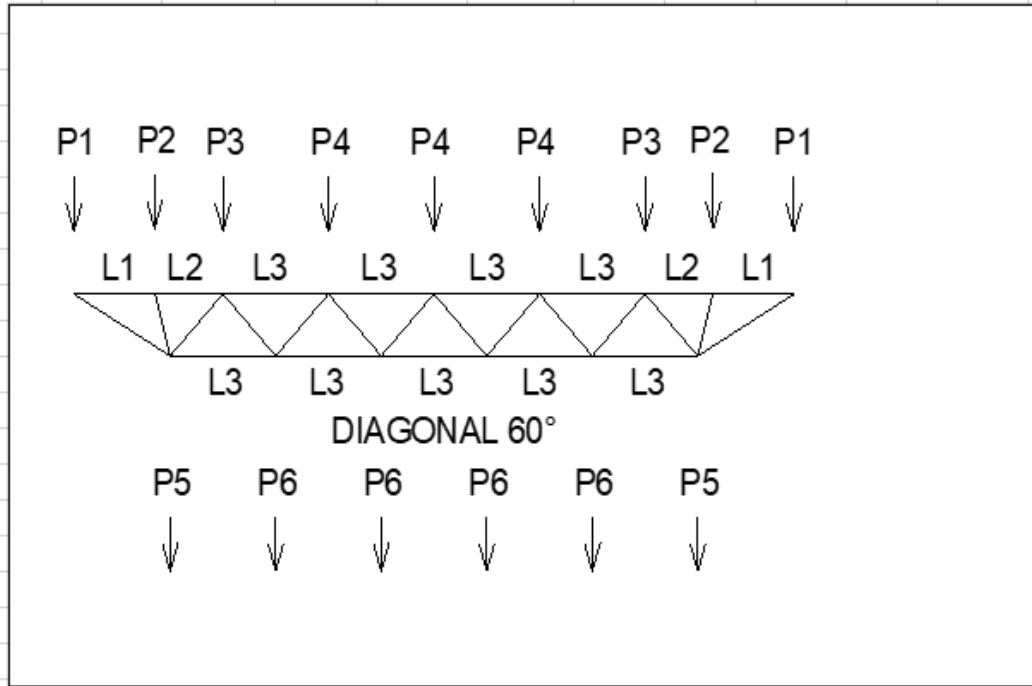
Las combinaciones de carga para el diseño de los Joist se realizaron con el código AISC ASD-89 de esfuerzo permisibles.

Table: Combination Definitions (Joist)

Table 18: Combination Definitions

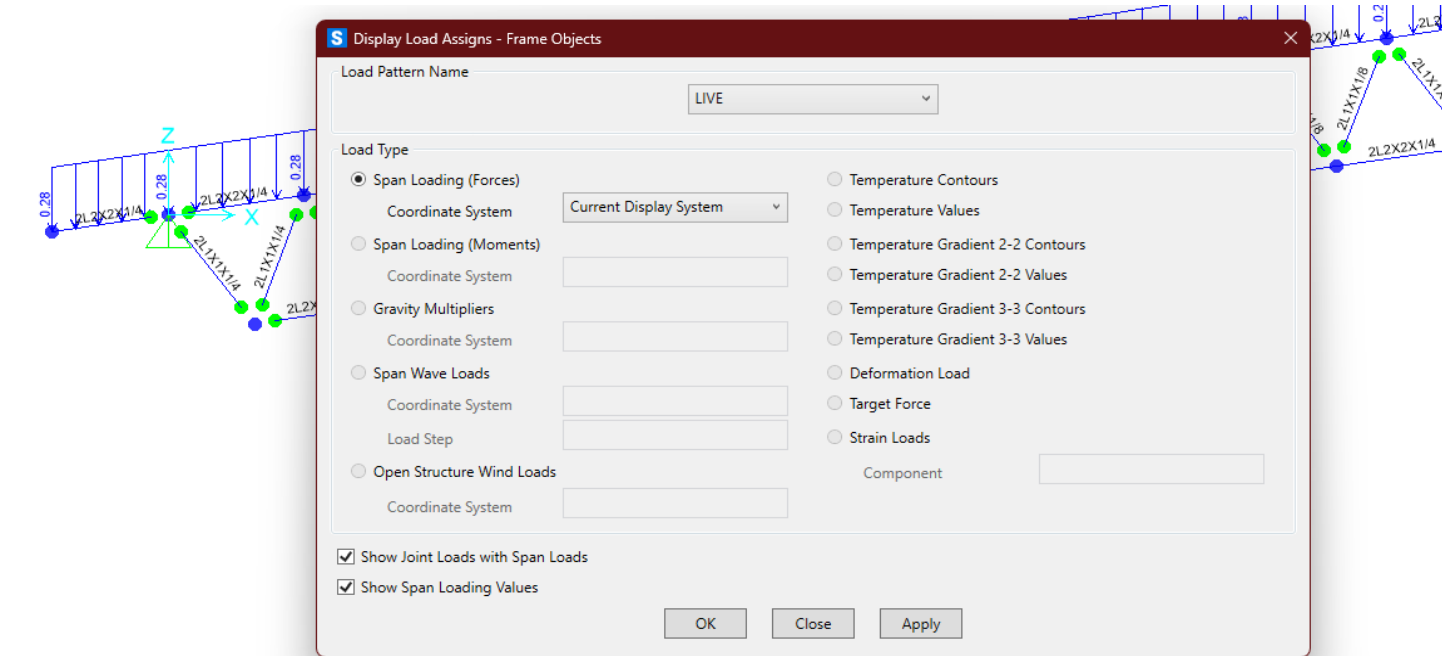
ComboName	ComboType	CaseName	ScaleFactor
DSTL1	Linear Add	DEAD	1.
DSTL2	Linear Add	DEAD	1.

L = 6.75	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	60°	1.60	1.120	0.6588	0.3802	0.5191	0.3689	0.5818	0.5036	0.5814	0.017	0.033

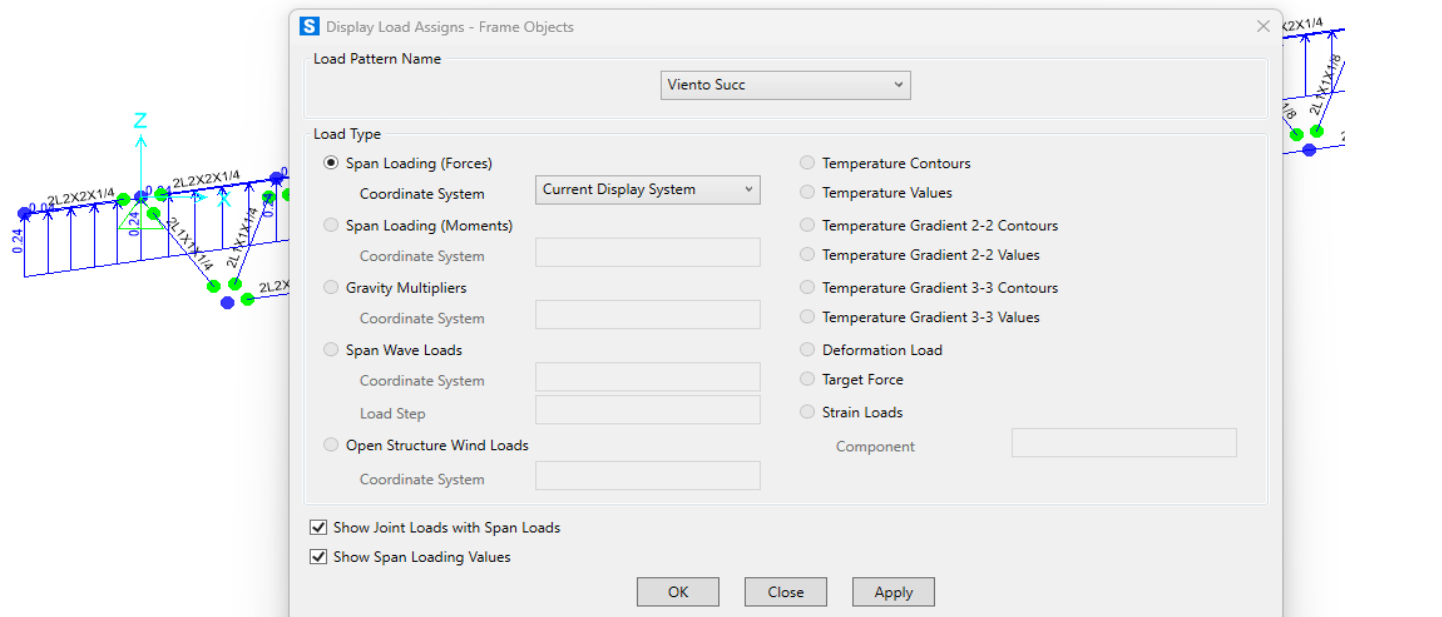


Modelo de Aplicación de cargas

Joist de Techo



Modelo de Aplicación de carga Viva



Modelo de Aplicación de Carga de Viento

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	14.0901	13.5094	11.3706	-1.9963

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	0.181	0.9356	0.0051
2	0.066	0.0306	0.7786
3	0.051	0.0338	0.2163

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 REVISIÓN 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.

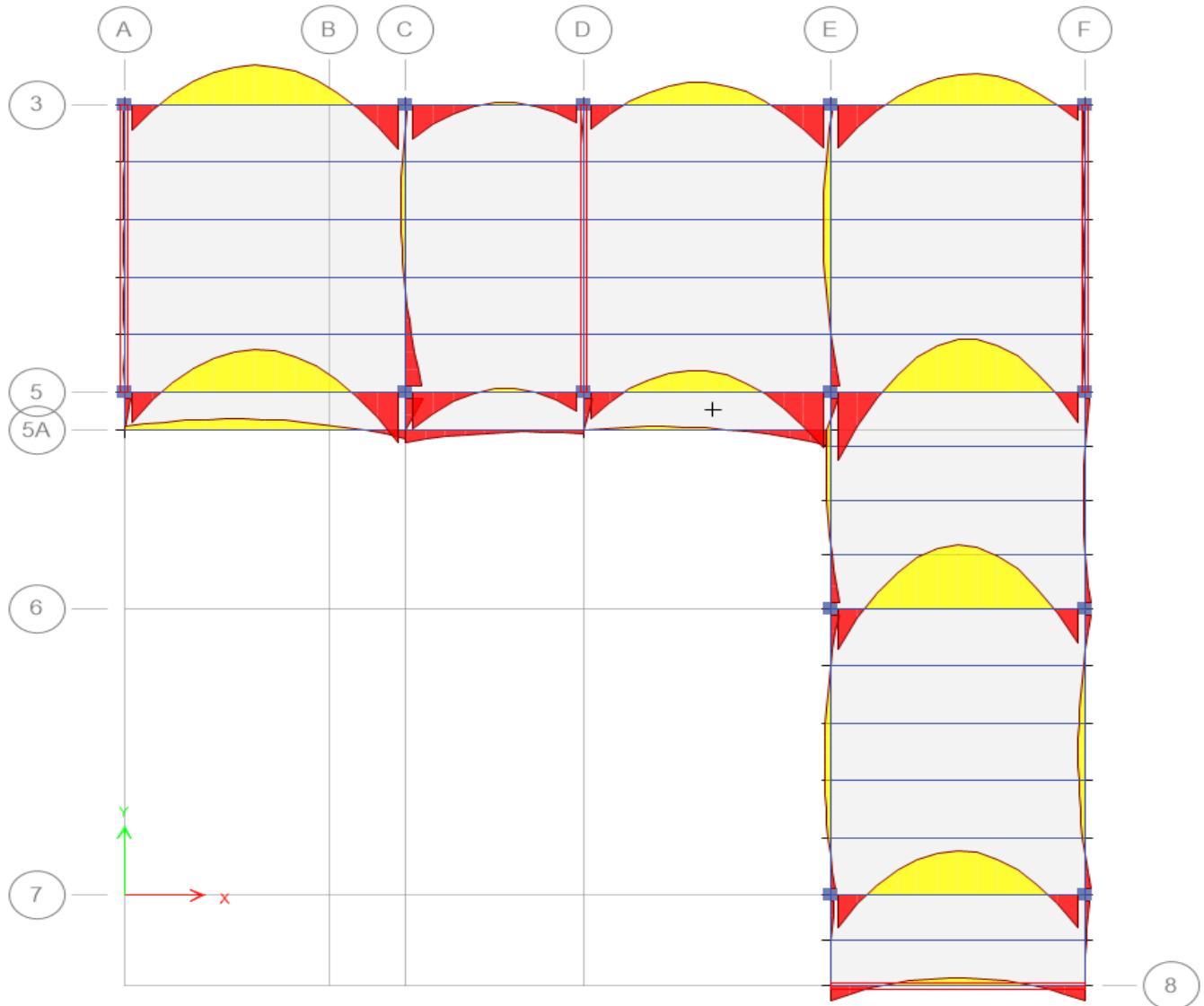


Diagrama de Momentos del Entrepiso (combinación más crítica)

El acero mínimo requerido para los elementos a flexión sera 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

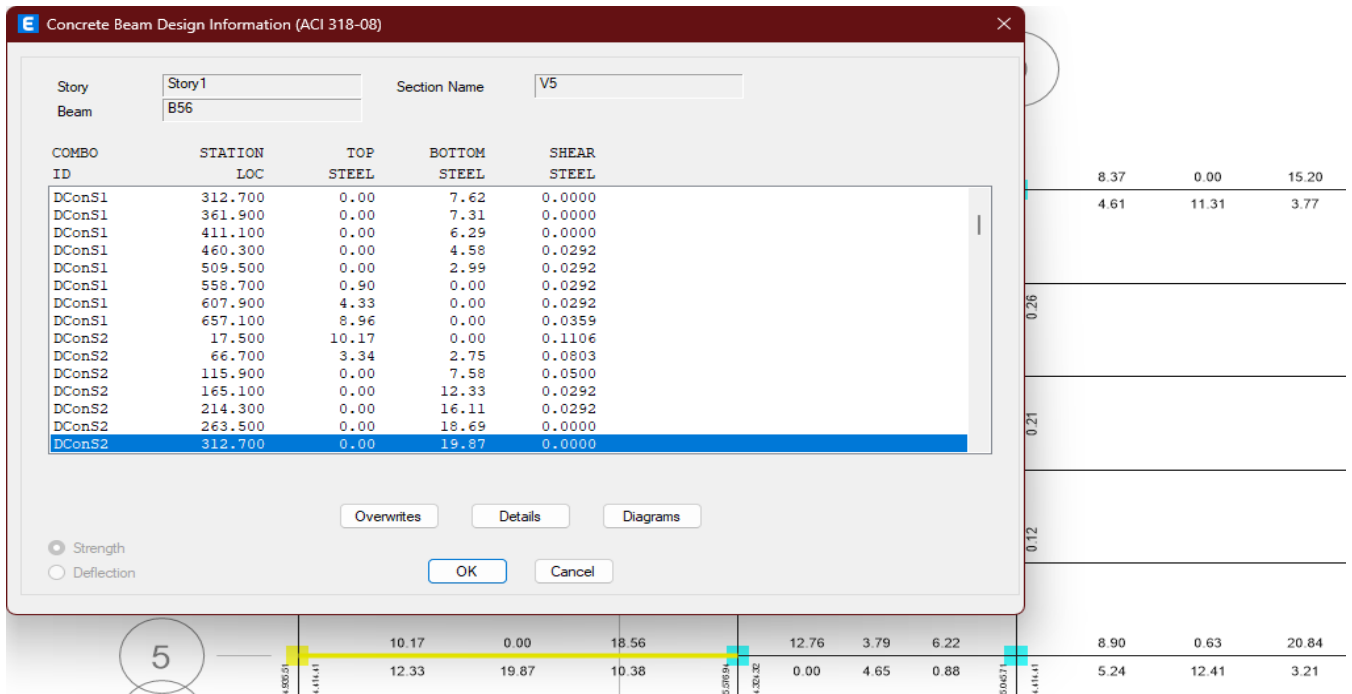
$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia a la tensión axial del acero de refuerzo

$rec = 6.22 \text{ cm}$

recubrimiento de acero de refuerzo

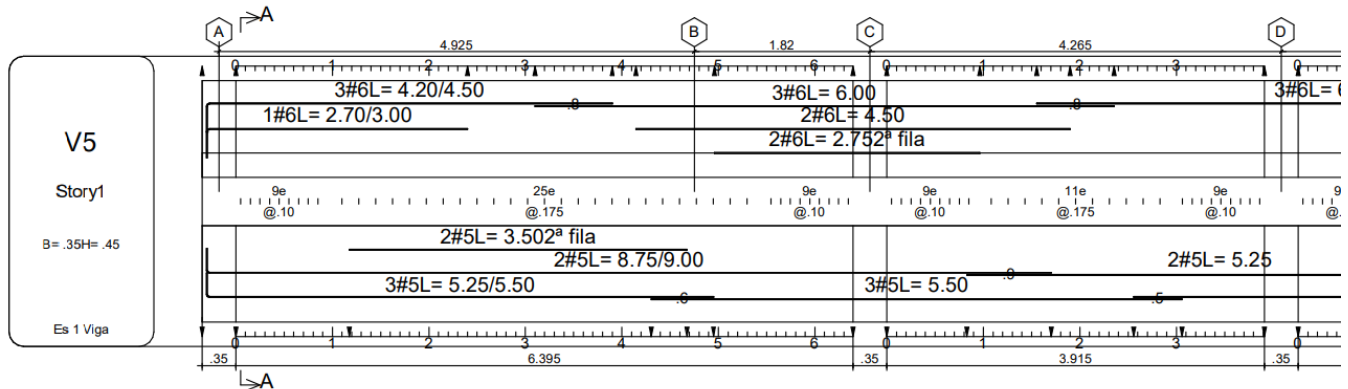
Vigas	b	h	d	$A_{smin} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} bd \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{smin} = \frac{14}{f_y} bd \text{ (cm}^2\text{)}$
20x40	20	40	33.78	2.15	2.25
25x40	25	40	33.78	2.69	2.82
35x40	35	40	33.78	3.77	3.94
35x45	35	45	38.78	4.33	4.52
35x60	35	40	33.78	3.77	3.94



Área de acero de refuerzo requerido para la Viga V5 (donde se refleja que la cuantía que se requiere es mayor a la mínima)

Para el calculo del acero de refuerzo adicional o bastones, se complementa con el area de varilla faltante según el calculo en el programa Etabs. Para la figura anterior y de acuerdo al analisis, el momento negativo requerida para dicha viga, en el paño es de 10.17cm^2 (Viga de $35 \times 40\text{cm}$), el area de acero minimo para dicha viga es de 3.77cm^2 .

Para dicha viga se supone 3Var#6 (area de 8.58cm^2), lo que hace constatar seegun analisis y diseño, el area de acero adicional que necesita es de $10.17 - 8.58 = 1.59\text{cm}^2$. Se utilizo 1var#6= 2.86cm^2 .

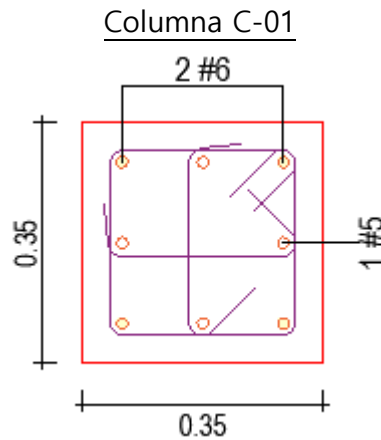


Detalle de acero de refuerzo Viga V5

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	35	35	12.25
C-03	35	35	12.25



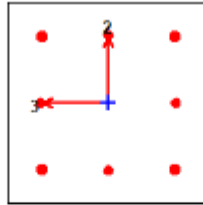
Area de acero de refuerzo de diseño (19cm²)

Story: Story1, Section Name: C-01, Column: C1

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DConS1	0.000	0.034	0.0000	0.0000
DConS1	170.000	0.179	0.0000	0.0000
DConS1	340.000	0.423	0.0000	0.0000
DConS2	0.000	0.048	0.0000	0.0000
DConS2	170.000	0.362	0.0000	0.0000
DConS2	340.000	0.815	0.0000	0.0000
DConS3	0.000	0.056	0.0000	0.0000
DConS3	170.000	0.274	0.0000	0.0000
DConS3	340.000	0.626	0.0000	0.0000
DConS4	0.000	0.031	0.0000	0.0000
DConS4	170.000	0.335	0.0000	0.0000
DConS4	340.000	0.724	0.0000	0.0000
DConS5	0.000	0.048	0.0000	0.0000
DConS5	170.000	0.288	0.0000	0.0000
DConS5	340.000	0.668	0.0000	0.0000

Buttons: Overwrites, Interaction, Details, Strength (selected), Deflection, OK, Cancel

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	C1	53	C-01	DConS2	340	400	1	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 _{ys} (tonf/cm ²)
253.456	0.281	1	4.218	4.218

Design Code Parameters

ϕ_T	ϕ_{CTAC}	ϕ_{CSOPL}	ϕ_{VNS}	ϕ_{VS}	ϕ_{VJNT}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

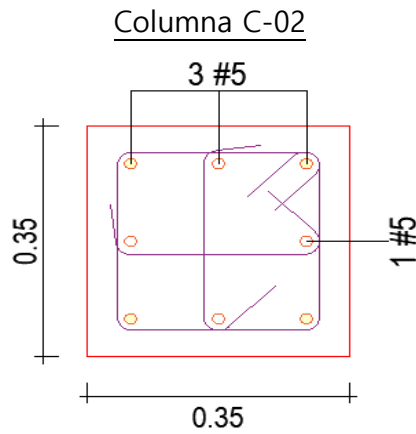
Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u, M_{u2}, M_{u3}

Design P _u tonf	Design M _{u2} tonf-cm	Design M _{u3} tonf-cm	Minimum M ₂ tonf-cm	Minimum M ₃ tonf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
7.8231	-20.137	884.795	20.137	20.137	1.58	0.815

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)	0.601474	1	1	1	340
Minor Bend(M2)	0.670329	1	1	1	340

Detalles de diseño para Columna C-01



Área de acero de refuerzo de diseño (15.92cm²)

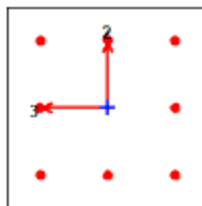
Concrete Column Design Information (ACI 318-08)

Story: Story1 Section Name: C-02
 Column: C5

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DConS1	0.000	0.029	0.0000	0.0000
DConS1	170.000	0.155	0.0000	0.0000
DConS1	340.000	0.372	0.0000	0.0000
DConS2	0.000	0.038	0.0000	0.0000
DConS2	170.000	0.324	0.0000	0.0000
DConS2	340.000	0.726	0.0000	0.0000
DConS3	0.000	0.023	0.0000	0.0000
DConS3	170.000	0.309	0.0000	0.0000
DConS3	340.000	0.666	0.0000	0.0000
DConS4	0.000	0.049	0.0000	0.0000
DConS4	170.000	0.224	0.0000	0.0000
DConS4	340.000	0.541	0.0000	0.0000
DConS5	0.000	0.045	0.0000	0.0000
DConS5	170.000	0.241	0.0000	0.0000
DConS5	340.000	0.576	0.0000	0.0000

Strength
 Deflection

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	C5	57	C-02	DConS2	340	400	1	Non Sway

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
35	35	5.748	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	$\phi_{cs,ed}$	$\phi_{cs,swl}$	ϕ_{vs}	ϕ_{vs}	$\phi_{vs,swl}$
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

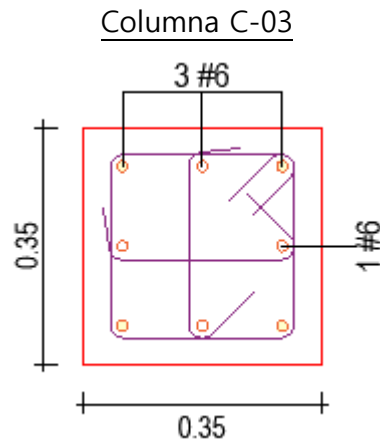
Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u , M_{uz} , M_{uz}

Design P_u tonf	Design M_{uz} tonf-cm	Design M_{uz} tonf-cm	Minimum M_z tonf-cm	Minimum M_z tonf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
5.6836	-14.63	-672.683	14.63	14.63	1.31	0.726

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)	0.602346	1	1	1	340
Minor Bend(M2)	0.711221	1	1	1	340

Detalles de diseño para Columna C-02



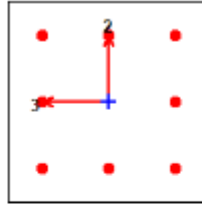
Area de acero de refuerzo de diseño (22.88cm²)

Story: Story1, Column: C10, Section Name: C-03

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DConS1	0.000	0.054	0.0000	0.0000
DConS1	170.000	0.213	0.0000	0.0000
DConS1	340.000	0.425	0.0000	0.0000
DConS2	0.000	0.081	0.0000	0.0000
DConS2	170.000	0.414	0.0000	0.0000
DConS2	340.000	0.863	0.0000	0.0000
DConS3	0.000	0.086	0.0000	0.0000
DConS3	170.000	0.352	0.0000	0.0000
DConS3	340.000	0.699	0.0000	0.0000
DConS4	0.000	0.059	0.0000	0.0000
DConS4	170.000	0.332	0.0000	0.0000
DConS4	340.000	0.713	0.0000	0.0000
DConS5	0.000	0.063	0.0000	0.0000
DConS5	170.000	0.340	0.0000	0.0000
DConS5	340.000	0.722	0.0000	0.0000

Buttons: Overwrites, Interaction, Details, Strength (selected), Deflection, OK, Cancel

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	C10	62	C-03	DConS2	340	400	1	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	$\phi_{C/tac}$	ϕ_{CSprk}	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vx}	ϕ_{Vpnt}
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}

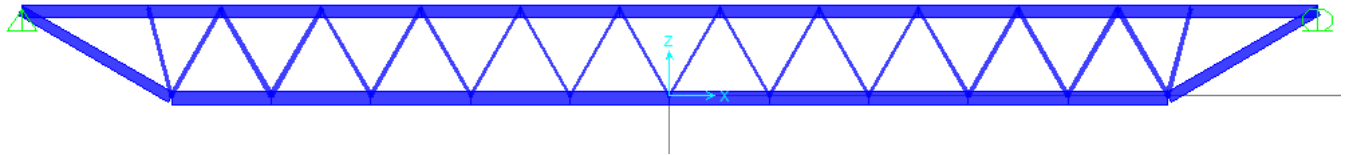
Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-cm	Design M_{u3} tonf-cm	Minimum M_2 tonf-cm	Minimum M_3 tonf-cm	Rebar %	Capacity Ratio Unitless
14.9039	38.363	-1124.217	38.363	38.363	1.85	0.863

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)	0.600849	1	1	1	340
Minor Bend(M2)	0.71447	1	1	1	340

Detalles de diseño para Columna C-03

Joist metálico:



Modelo estructural Joist

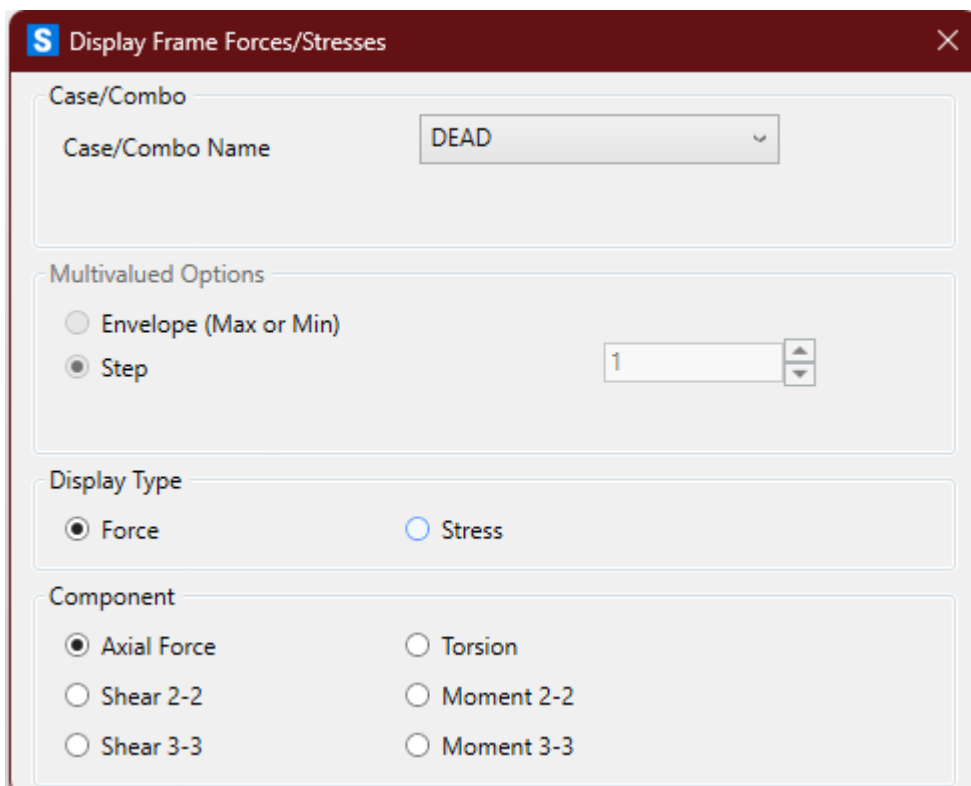
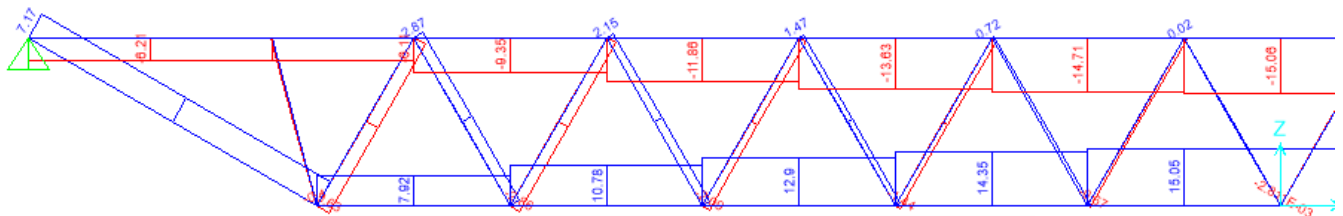
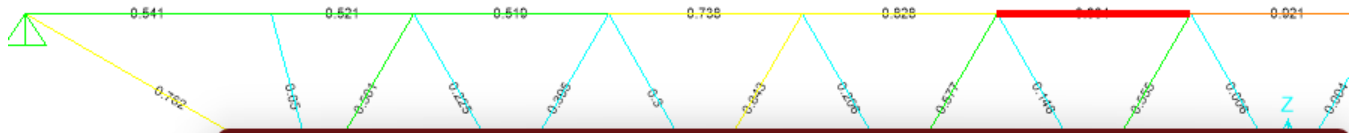


Diagrama de la Carga Axial actuando sobre la estructura



S Steel Stress Check Information (AISC-ASD89)

Frame ID: 6 Analysis Section: 2L2-1/2X2-1/2X1/4
 Design Code: AISC-ASD89 Design Section: 2L2-1/2X2-1/2X1/4

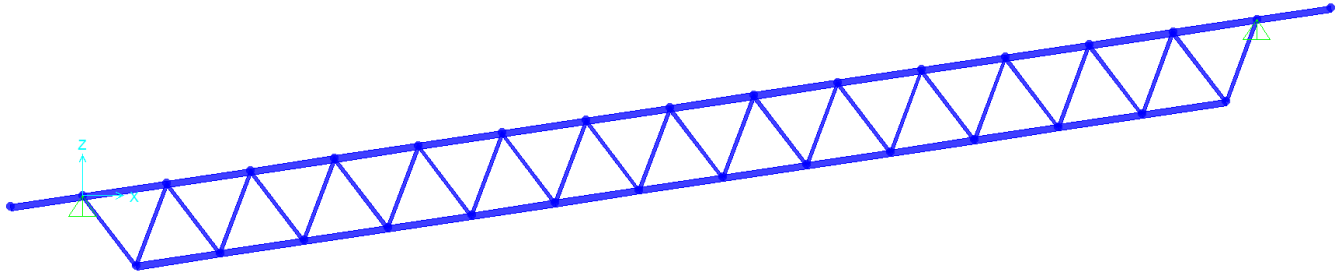
COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	----// -MAJ-SHR---MIN-SHR-	RATIO	RATIO
DSTL1	0.	0.852 (C)	=	0.734 + 0.118 + 0.		0.003	0.
DSTL1	0.26	0.88 (C)	=	0.734 + 0.146 + 0.		0.003	0.
DSTL1	0.52	0.904 (C)	=	0.734 + 0.17 + 0.		0.002	0.

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data)

Strength Deflection OK Cancel Stylesheet: Default Table Format File

Cuadro de relación de capacidad del elemento

Joist metálico de techo:



Modelo estructural Joist de techo

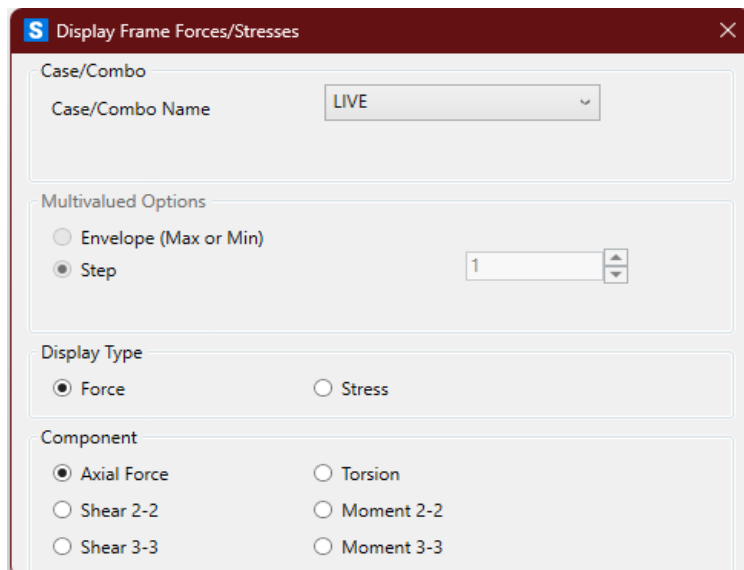
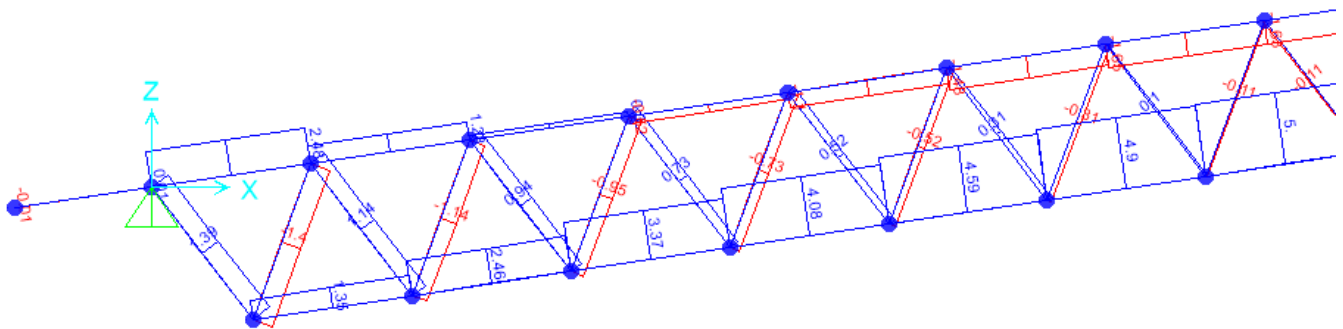
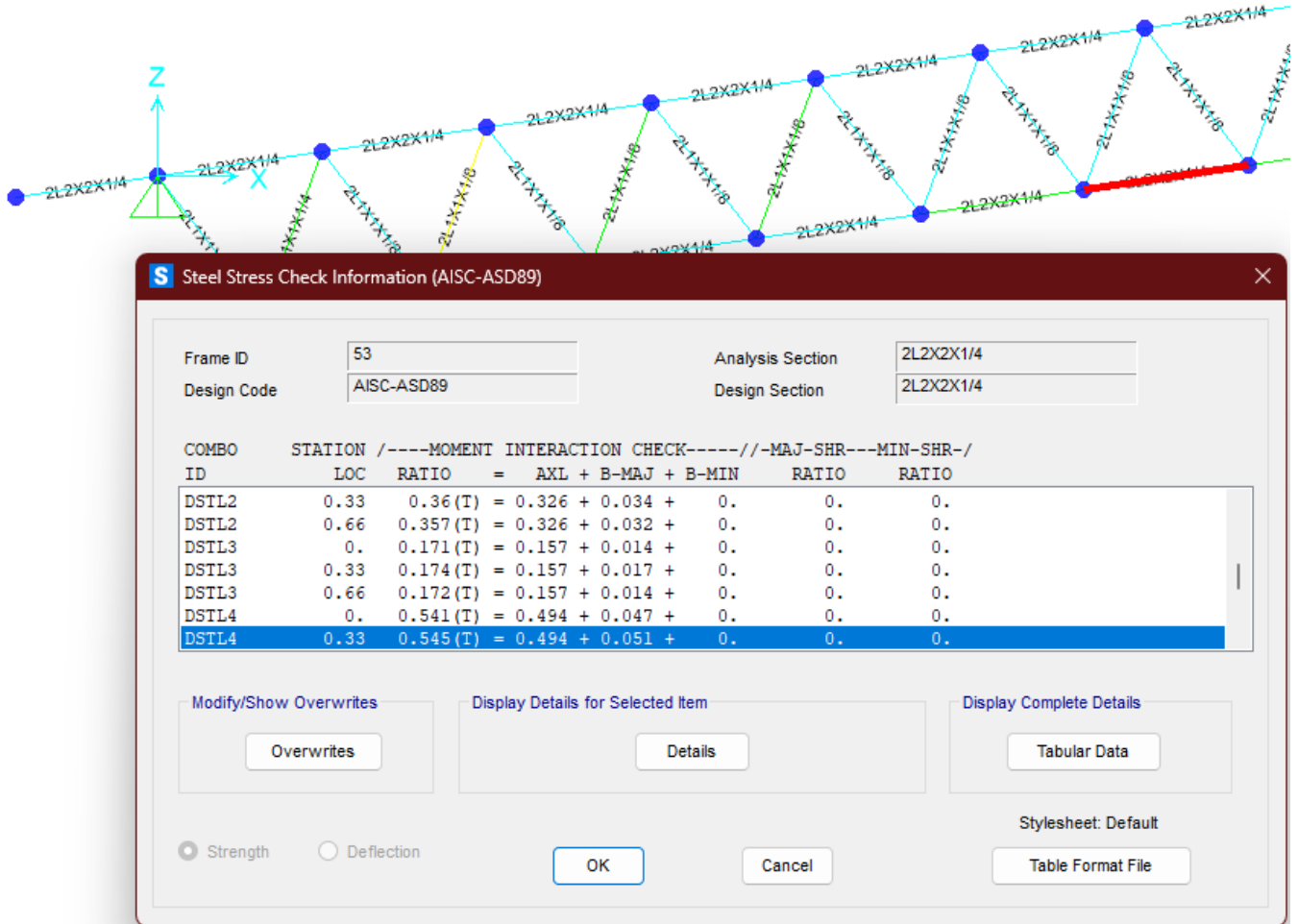


Diagrama de la Carga Axial actuando sobre la estructura



Cuadro de relación de capacidad del elemento

PARA LA ESTRUCTURA DEL TANQUE:

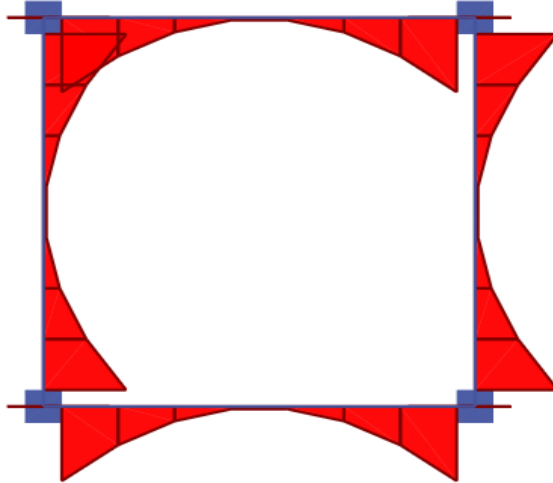


Diagrama de Momentos del marco intermedio (combinación más crítica)

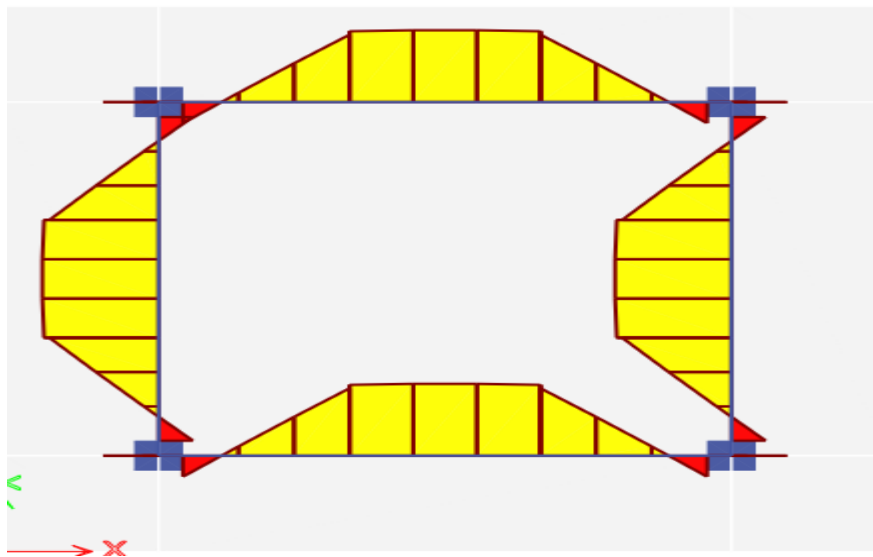


Diagrama de Momentos del marco intermedio (combinación más crítica)

Concrete Beam Design Information (ACI 318-08)

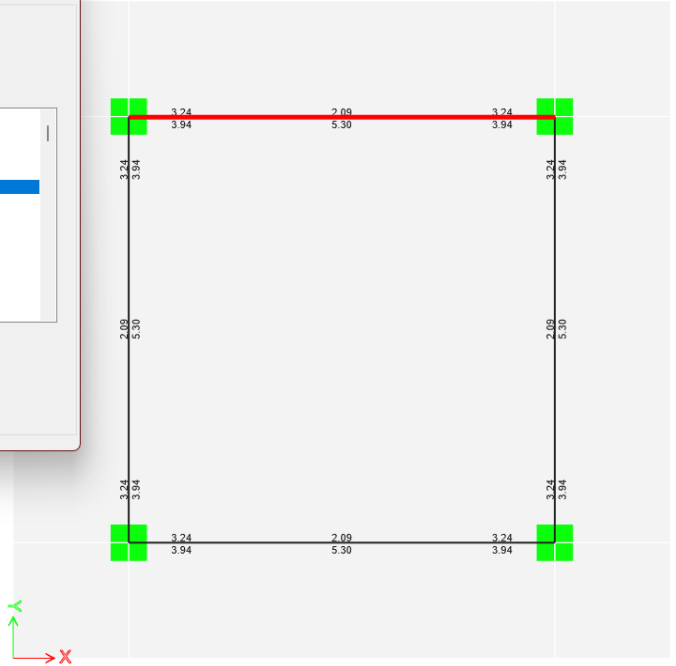
Story: Story2 Section Name: V30X40
Beam: B2

COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
DConS1	15.000	1.18	0.00	0.0014
DConS1	49.333	0.00	0.65	0.0014
DConS1	83.667	0.00	2.46	0.0014
DConS1	118.000	0.00	3.38	0.0014
DConS1	118.000	0.00	3.38	0.0000
DConS1	157.333	0.00	3.43	0.0000
DConS1	196.667	0.00	3.43	0.0000
DConS1	236.000	0.00	3.38	0.0000
DConS1	236.000	0.00	3.38	0.0014
DConS1	270.333	0.00	2.46	0.0014
DConS1	304.667	0.00	0.65	0.0014
DConS1	339.000	1.18	0.00	0.0014
DConS2	15.000	1.13	0.00	0.0072
DConS2	49.333	0.00	0.60	0.0072
DConS2	83.667	0.00	2.19	0.0072

Overwrites Details Diagrams

Strength (selected) Deflection

OK Cancel



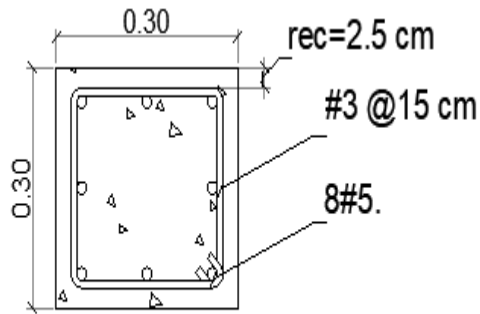
Área de acero de refuerzo requerido

Vigas	b	h	d	$As_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y}bd$ (cm ₂)	$As_{min} = \frac{14}{f_y}bd$ (cm ₂)
30x40	30	40	33.78	3.23	3.38
30x30	30	30	23.78	2.27	2.38

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

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

Columna	b(cm)	h(cm)	Asmin=bxdx1%
30	30	30	9

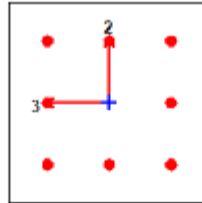


Columna Típica

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_{τ}	$\phi_{c/mec}$	$\phi_{c/ome}$	$\phi_{v/ta}$	$\phi_{v/a}$	$\phi_{v/ont}$
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_{s} 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

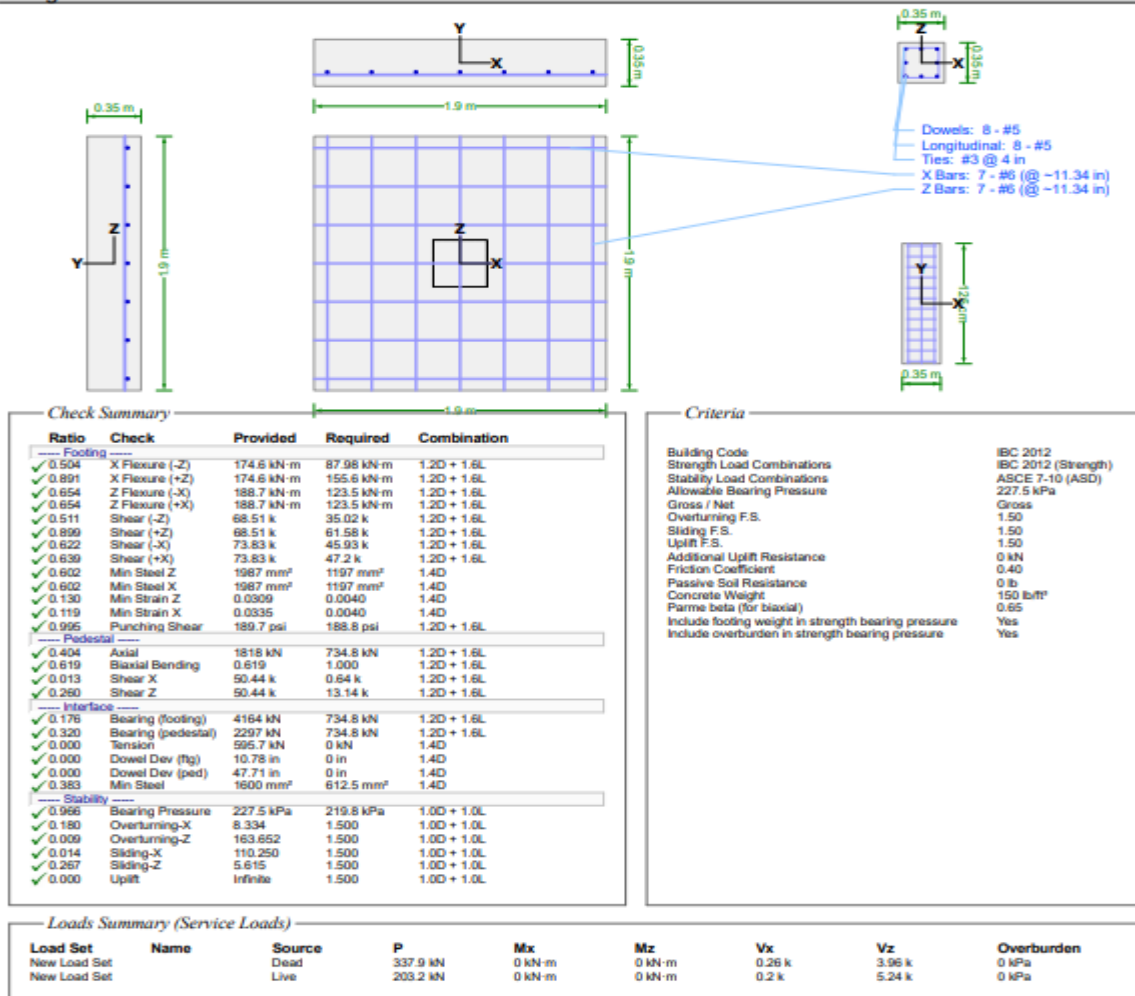
3.7 DISEÑO DE CIMENTACION

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 2.32 kg/cm² (CBR promedio de 26), 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.

Geometría y diseño Zapata Aislada Albergue

Design Detail



Capacity Calcs

Footing X-Direction Capacity

General Section Calcs (ACI 318-11 10.2.7)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c b_w} = \frac{(1987 \text{ mm}^2)(80000 \text{ psi})}{0.85(4000 \text{ psi})(1.9 \text{ m})} = 0.02 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad (F'_c < 4000 \text{ psi})$$

$$x = a / \beta_1 = (0.02 \text{ m}) / (0.850) = 0.02 \text{ m}$$

Capacity Calcs (ACI 318-11 7.12.2.1, 8.6.1, 10.2, 10.3, 10.5.4, 11.2.1.1)

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(1987 \text{ mm}^2)(80000 \text{ psi})[(0.26 \text{ m}) - (0.02 \text{ m}) / 2] = 188.7 \text{ kN-m}$$

$$\phi V_n = \phi 2 \lambda \sqrt{F'_c} b_w d = (0.750) 2 (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (1.9 \text{ m}) (0.26 \text{ m}) = 73.83 \text{ k}$$

$$A_{smin} = 0.0018 \frac{60000}{f_y} A_g = 0.0018 \frac{60000}{(80000 \text{ psi})} (7.16 \text{ ft}^2) = 1197 \text{ mm}^2$$

$$\rho_t = 0.003 \left(\frac{d}{x} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.26 \text{ m})}{(0.02 \text{ m})} - 1 \right] = 0.0335$$

Development (ACI 318-11 12.2)

$$\psi_1 = 1.0 \quad (12 \text{ inches or less cast below} - 3.00 \text{ inches})$$

$$\psi_2 = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$\psi_3 = 0.80 \quad (\text{bars are \#6 or smaller})$$

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$s / 2 = (9.72 \text{ in}) / 2 = 4.86 \text{ in}$$

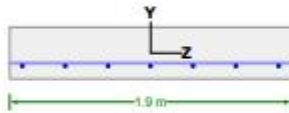
$$\text{cover} + d_b / 2 = (3 \text{ in}) + (0.75 \text{ in}) / 2 = 3.38 \text{ in}$$

$$c_b = 3.38 \text{ in} \quad (\text{lesser of half spacing, ctr to surface})$$

$$K_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(3.38 \text{ in}) + (0.0)}{(0.75 \text{ in})} = 4.50$$

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F'_c}} \frac{\psi_1 \psi_2 \psi_3}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(80000 \text{ psi})}{(1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}}} \frac{(1.0)(1.0)(0.80)}{2.5} \right] (0.75 \text{ in}) = 17.08 \text{ in}$$



Capacity Calcs (continued)

Footing Z-Direction Capacity

General Section Calcs (ACI 318-11 10.2.7)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c b_w} = \frac{(1987 \text{ mm}^2)(60000 \text{ psi})}{0.85 (4000 \text{ psi})(1.9 \text{ m})} = 0.02 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad (F'_c \leq 4000 \text{ psi})$$

$$x = a / \beta_1 = (0.02 \text{ m}) / (0.850) = 0.02 \text{ m}$$

Capacity Calcs (ACI 318-11 7.12.2.1, 8.6.1, 10.2, 10.3, 10.5.4, 11.2.1.1)

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(1987 \text{ mm}^2)(60000 \text{ psi})[(0.25 \text{ m}) - (0.02 \text{ m}) / 2] = 174.6 \text{ kN-m}$$

$$\phi V_c = \phi 2 \lambda \sqrt{F'_c} b_w d = (0.750) 2 (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (1.9 \text{ m})(0.25 \text{ m}) = 68.51 \text{ k}$$

$$A_{smin} = 0.0018 \frac{60000}{f_y} A_g = 0.0018 \frac{60000}{(60000 \text{ psi})} (7.16 \text{ ft}^2) = 1197 \text{ mm}^2$$

$$\rho_x = 0.003 \left(\frac{d}{x} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.25 \text{ m})}{(0.02 \text{ m})} - 1 \right] = 0.0309$$

Development (ACI 318-11 12.2)

$$\psi_1 = 1.0 \quad (12 \text{ inches or less cast below } - 3.00 \text{ inches})$$

$$\psi_2 = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$\psi_3 = 0.80 \quad (\text{bars are \#6 or smaller})$$

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$s / 2 = (9.72 \text{ in}) / 2 = 4.86 \text{ in}$$

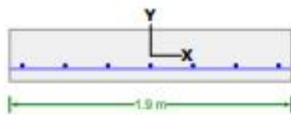
$$\text{cover} + d_b / 2 = (3 \text{ in}) + (0.75 \text{ in}) / 2 = 3.38 \text{ in}$$

$$c_b = 3.38 \text{ in} \quad (\text{lesser of half spacing, ctr to surface})$$

$$K_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

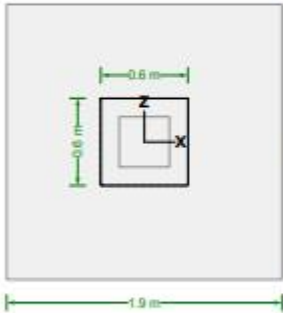
$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(3.38 \text{ in}) + (0.0)}{(0.75 \text{ in})} = 4.50$$

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F'_c}} \frac{\psi_1 \psi_2 \psi_3}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(60000 \text{ psi})}{(1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}}} \frac{(1.0)(1.0)(0.80)}{2.5} \right] (0.75 \text{ in}) = 17.08 \text{ in}$$



Capacity Calcs (continued)

Footing Punching Shear Capacity



Punching Shear (ACI 318-11 11.11.1.2, 11.11.2.1)

$b_o = 2.42 \text{ m}$ (perimeter of critical section)
 $\beta = 1.0$ (column width ratio)
 $a_s = 40.0$ (interior column)
 $\lambda = 1.0$ (normal weight concrete)

(a) $V_c = \left(2 + \frac{d}{\beta}\right) \lambda \sqrt{F'_c} b_o d = \left[2 + \frac{d}{(1.0)}\right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (2.42 \text{ m})(0.25 \text{ m}) = 362.5 \text{ k}$

(b) $V_c = \left(\frac{a_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{F'_c} b_o d = \left[\frac{(40.0)(0.25 \text{ m})}{(2.42 \text{ m})} + 2\right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (2.42 \text{ m})(0.25 \text{ m}) = 375.3 \text{ k}$

(c) $V_c = 4 \lambda \sqrt{F'_c} b_o d = 4 (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (2.42 \text{ m})(0.25 \text{ m}) = 241.6 \text{ k}$
 $\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(241.6 \text{ k}) = 181.2 \text{ k}$
 $\phi V_n = \phi V_n / (b_o d) = (181.2 \text{ k}) / [(2.42 \text{ m})(0.25 \text{ m})] = 189.7 \text{ psi}$

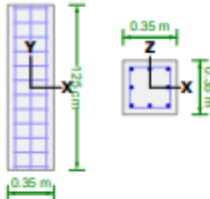
Values needed for check (ACI 318-11 11.11.7.1, R11.11.7.1, eqn 13-1, R11.11.7.2)

$\gamma_{xz} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_x}{b_y}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{(0.6 \text{ m})}{(0.6 \text{ m})}}} = 0.40$

$\gamma_{yz} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_y}{b_x}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{(0.6 \text{ m})}{(0.6 \text{ m})}}} = 0.40$

$J_x = 3922845 \text{ cm}^4$ (calculated from ACI R11.11.7.2)
 $J_z = 3922845 \text{ cm}^4$ (calculated from ACI R11.11.7.2)

Pedestal Shear Capacity



Shear - X (ACI 318-11 11.2.1.2, 11.4.7.2, 11.1.1)

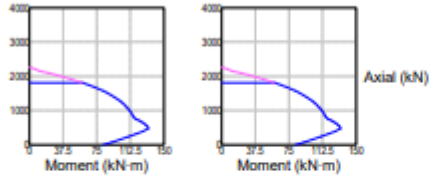
$\phi V_c = \phi 2 \left[1 + \frac{N_u}{2000 A_g}\right] \lambda \sqrt{F'_c} b_w d = (0.750) 2 \left[1 + \frac{(0 \text{ kN})}{2000 (1.32 \text{ ft}^2)}\right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (0.35 \text{ m})(0.29 \text{ m}) = 15.15 \text{ k}$
 $\phi V_s = \phi \frac{A_v f_y d}{s} = (0.750) \frac{(141.9 \text{ mm}^2)(60000 \text{ psi})(0.29 \text{ m})}{(4 \text{ in})} = 28.69 \text{ k}$
 $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = (15.15 \text{ k}) + (28.69 \text{ k}) = 43.84 \text{ k}$

Shear - Z (ACI 318-11 11.2.1.2, 11.4.7.2, 11.1.1)

$\phi V_c = \phi 2 \left[1 + \frac{N_u}{2000 A_g}\right] \lambda \sqrt{F'_c} b_w d = (0.750) 2 \left[1 + \frac{(0 \text{ kN})}{2000 (1.32 \text{ ft}^2)}\right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (0.35 \text{ m})(0.29 \text{ m}) = 15.15 \text{ k}$
 $\phi V_s = \phi \frac{A_v f_y d}{s} = (0.750) \frac{(141.9 \text{ mm}^2)(60000 \text{ psi})(0.29 \text{ m})}{(4 \text{ in})} = 28.69 \text{ k}$
 $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = (15.15 \text{ k}) + (28.69 \text{ k}) = 43.84 \text{ k}$

Capacity Calcs (continued)

Pedestal Axial + Flexural Capacity



Axial / ACI 318-11 10.3.6.2

$$\phi P_{nmax} = 0.80 \phi [0.85 F_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] = 0.80 (0.650) [0.85 (4000 \text{ psi}) [(1.32 \text{ ft}^2) - (1600 \text{ mm}^2)] + (60000 \text{ psi})(1600 \text{ mm}^2)] = 1818 \text{ kN}$$

$$\rho_g = A_{st} / A_g = (1600 \text{ mm}^2) / (1.32 \text{ ft}^2) = 0.0131$$

$$y_{xaxis} = 0.6825 \quad (\text{ratio extreme bar distance Z to width Z})$$

$$y_{zaxis} = 0.6825 \quad (\text{ratio extreme bar distance X to width X})$$

Capacity Calcs (continued)

Footing-Pedestal Interface Capacity

Compressive Force Transfer (Footing) (ACI 318-11 15.8.1, 10.14.1)

$$A_2 = 38.86 \text{ ft}^2 \quad (\text{modified footing area})$$

$$A_1 = 1.32 \text{ ft}^2 \quad (\text{column area})$$

$$\text{multiplier} = \sqrt{A_2 / A_1} = \sqrt{38.86 \text{ ft}^2 / 1.32 \text{ ft}^2} = 5.4286 \quad (\text{can't exceed 2})$$

$$\phi P_{nc} = \phi (0.85 F_c A_1) 2 = (0.650) [0.85 (4000 \text{ psi}) (1.32 \text{ ft}^2)] 2 = 3733 \text{ kN}$$

$$\phi P_{ns} = \phi A_s f_y = (0.650) (1600 \text{ mm}^2) (60000 \text{ psi}) = 430.2 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nb} = \phi P_{nc} + \phi P_{ns} = (3733 \text{ kN}) + (430.2 \text{ kN}) = 4164 \text{ kN}$$

Dowel Development Into Footing (Compression) (ACI 318-11 12.3)

$$l_{dc} = 0.02 \left[\frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} \right] d_b = 0.02 \left[\frac{(60000 \text{ psi})}{(1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}}} \right] (0.63 \text{ in}) = 11.86 \text{ in}$$

$$l_{dc} = 0.0003 f_y d_b = 0.0003 (60000 \text{ psi}) (0.63 \text{ in}) = 11.25 \text{ in}$$

$$l_{dc} = 11.86 \text{ in} \quad (\text{max value governs})$$

Dowel Development Into Footing (Tension) (ACI 318-11 12.5)

$$v_u = 1.0 \quad (\text{uncoated hooked bars})$$

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$l_{dh} = 0.02 v_u \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} d_b = 0.02 (1.0) \frac{(60000 \text{ psi})}{(1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}}} (0.63 \text{ in}) = 11.86 \text{ in}$$

Factoring l_{dh} by the 0.7 multiplier of 12.5.3 (a): $l_{dh} = 8.3 \text{ in}$

$$8 d_b = 8 (0.63 \text{ in}) = 5.0 \quad (\text{minimum limit, does not control})$$

Compressive Force Transfer (Column) (ACI 318-11 15.8.1, 10.14.1)

$$\phi P_{nc} = \phi (0.85 F_c A_1) = (0.650) [0.85 (4000 \text{ psi}) (1.32 \text{ ft}^2)] = 1867 \text{ kN}$$

$$\phi P_{ns} = \phi A_s f_y = (0.650) (1600 \text{ mm}^2) (60000 \text{ psi}) = 430.2 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nb} = \phi P_{nc} + \phi P_{ns} = (1867 \text{ kN}) + (430.2 \text{ kN}) = 2297 \text{ kN}$$

Tension Force Transfer

$$\phi T_n = \phi A_s f_y = (0.90) (1600 \text{ mm}^2) (60000 \text{ psi}) = 595.7 \text{ kN}$$

Minimum Steel Across Interface (ACI 318-11 15.8.2.1)

$$A_{smin} = 0.005 A_1 = 0.005 (1.32 \text{ ft}^2) = 612.5 \text{ mm}^2$$

Dowel Development Into Pedestal (Compression) (ACI 318-11 12.3)

$$l_{dc} = 0.02 \left[\frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} \right] d_b = 0.02 \left[\frac{(60000 \text{ psi})}{(1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}}} \right] (0.63 \text{ in}) = 11.86 \text{ in}$$

$$l_{dc} = 0.0003 f_y d_b = 0.0003 (60000 \text{ psi}) (0.63 \text{ in}) = 11.25 \text{ in}$$

$$l_{dc} = 11.86 \text{ in} \quad (\text{max value governs})$$

Dowel Development Into Pedestal (Tension) (ACI 318-11 12.2)

$$v_1 = 1.0 \quad (\text{bars are not horizontal})$$

$$v_u = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$v_2 = 0.80 \quad (\text{bars are \#6 or smaller})$$

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$s/2 = (5.23 \text{ in}) / 2 = 2.62 \text{ in}$$

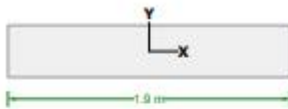
$$\text{cover} + d_b / 2 = (1.5 \text{ in}) + (0.63 \text{ in}) / 2 = 1.81 \text{ in}$$

$$c_b = 1.81 \text{ in} \quad (\text{lesser of half spacing, ctr to surface})$$

$$K_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(1.81 \text{ in}) + (0.0)}{(0.63 \text{ in})} = 2.90$$

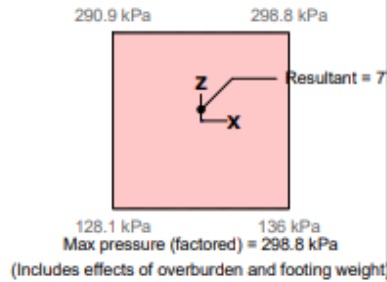
$$l_d = \left[\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} \frac{v_1 v_2 v_u}{2.5} \right] d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(60000 \text{ psi})}{(1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}}} \frac{(1.0)(1.0)(0.80)}{2.5} \right] (0.63 \text{ in}) = 14.23 \text{ in}$$



Strength Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.2D + 1.6L]

Factored Loads

Axial Force	730.5 kN
Moment X	0 kN-m
Moment Z	0 kN-m
Shear X	0.64 k
Shear Z	13.14 k
Overburden	0 kPa
Footing Weight	35.73 kN
Pedestal Weight	4.33 kN



Reinforcement Limits

Min Steel Check (ACI 318-11 Ch 10.5.4, 7.12.2.1)

$$A_s = 1987 \text{ mm}^2 \geq A_{smin} = 1197 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Min Steel Check (ACI 318-11 Ch 10.5.4, 7.12.2.1)

$$A_s = 1987 \text{ mm}^2 \geq A_{smin} = 1197 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

(factored)

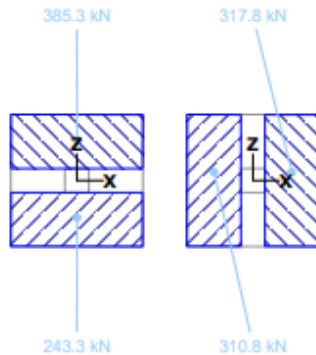
Min Strain Check (ACI 318-11 Ch 10.3.5)

$$\epsilon_t = 0.0335 \geq \epsilon_{tmin} = 0.0040 \quad \checkmark$$

Min Strain Check (ACI 318-11 Ch 10.3.5)

$$\epsilon_t = 0.0309 \geq \epsilon_{tmin} = 0.0040 \quad \checkmark$$

Footing Flexure



Z-Flexure (+X side)

$$M_{z2} = R_{z2} d_{z2} = (71439 \text{ lb})(15.29 \text{ in}) = 123.5 \text{ kN-m}$$

$$\phi M_n = 188.7 \text{ kN-m} \geq M_u = 123.5 \text{ kN-m} \quad \checkmark$$

Z-Flexure (-X side)

$$M_{z1} = R_{z1} d_{z1} = (69875 \text{ lb})(15.22 \text{ in}) = 120.1 \text{ kN-m}$$

$$\phi M_n = 188.7 \text{ kN-m} \geq M_u = 120.1 \text{ kN-m} \quad \checkmark$$

X-Flexure (+Z side)

$$M_{x1} = R_{x1} d_{x1} = (54703 \text{ lb})(14.23 \text{ in}) = 87.98 \text{ kN-m}$$

$$\phi M_n = 174.6 \text{ kN-m} \geq M_u = 87.98 \text{ kN-m} \quad \checkmark$$

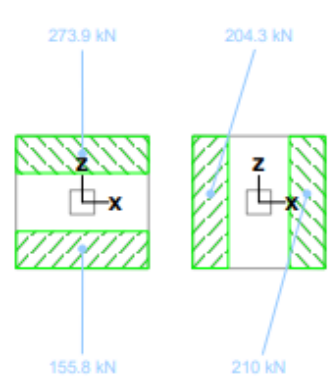
X-Flexure (-Z side)

$$M_{x2} = R_{x2} d_{x2} = (86611 \text{ lb})(15.9 \text{ in}) = 155.6 \text{ kN-m}$$

$$\phi M_n = 174.6 \text{ kN-m} \geq M_u = 87.98 \text{ kN-m} \quad \checkmark$$

Strength Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.2D + 1.6L] (continued)

Footing Shear



Shear (+X side)
 $V_{x2} = R_{x4} = (47199 \text{ lb}) = 47.2 \text{ k}$
 $\phi V_n = 73.83 \text{ k} \geq V_u = 47.2 \text{ k} \quad \checkmark$

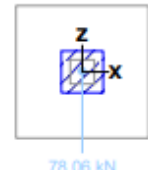
Shear (-X side)
 $V_{x1} = R_{x3} = (45927 \text{ lb}) = 45.93 \text{ k}$
 $\phi V_n = 73.83 \text{ k} \geq V_u = 45.93 \text{ k} \quad \checkmark$

Shear (+Z side)
 $V_{z2} = R_{z4} = (61583 \text{ lb}) = 61.58 \text{ k}$
 $\phi V_n = 68.51 \text{ k} \geq V_u = 61.58 \text{ k} \quad \checkmark$

Shear (-Z side)
 $V_{z1} = R_{z3} = (35017 \text{ lb}) = 35.02 \text{ k}$
 $\phi V_n = 68.51 \text{ k} \geq V_u = 35.02 \text{ k} \quad \checkmark$

Footing Punching Shear

Punching Shear Check (ACI 318-11 Ch 11.12.1.2, 11.11.2.1, R11.11.7.2)



$P_{\text{punching}} = P_{\text{total}} + W_p - P_{\text{perimeter}} = (730.5 \text{ kN}) + (4.33 \text{ kN}) - (78.06 \text{ kN}) = 656.8 \text{ kN}$

$v_u = \frac{V_u}{b_o d} + \gamma_{vx} \frac{M_{ux} e_x}{J_x} + \gamma_{vz} \frac{M_{uz} e_z}{J_z}$

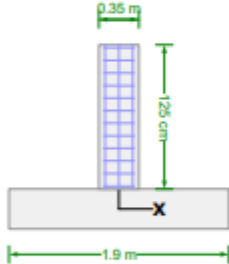
$= \frac{(147.6 \text{ k})}{(2.42 \text{ m})(0.25 \text{ m})} + \frac{(0.40)(73.04 \text{ kN}\cdot\text{m})(0.3 \text{ m})}{(3922845 \text{ cm}^4)} + \frac{(0.40)(3.58 \text{ kN}\cdot\text{m})(0.3 \text{ m})}{(3922845 \text{ cm}^4)}$

$= 188.8 \text{ psi}$

$\phi w_n = 189.7 \text{ psi} \geq v_u = 188.8 \text{ psi} \quad \checkmark$

Strength Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.2D + 1.6L] (continued)

Interface



Compressive Force Transfer (Footing) (ACI 318-11 10.14.1)
 $\phi P_{nb} = 4164 \text{ kN} \geq P_{ub} = 734.8 \text{ kN}$ ✓

Tension Force Transfer (ACI 318-11 15.8.1.2)
 $\phi T_n = 595.7 \text{ kN} \geq T_u = 0 \text{ kN}$ ✓

Dowel Development (Footing) (ACI 318-11 12.3, 12.5)
 $P_{us} = 0.0$ (concrete bearing is sufficient: $\phi P_{nc} \geq P_{ub}$)
 ratio = $P_{us} / \phi P_{ns} = (0 \text{ kN}) / (430.2 \text{ kN}) = 0.0$
 $l_d = 10.78 \text{ in} \geq l_{dreq_dow} = 0 \text{ in}$ ✓

Compressive Force Transfer (Pedestal) (ACI 318-11 10.14.1)
 $\phi P_{nb} = 2297 \text{ kN} \geq P_{ub} = 734.8 \text{ kN}$ ✓

Minimum Steel Across Joint (ACI 318-11 15.8.2.1)
 $A_s = 1600 \text{ mm}^2 \geq A_{smin} = 612.5 \text{ mm}^2$ ✓

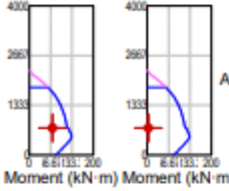
Dowel Development (Pedestal) (ACI 318-11 12.3, 12.2)
 $P_{us} = 0.0$ (concrete bearing is sufficient: $\phi P_{nc} \geq P_{ub}$)
 ratio = $P_{us} / \phi P_{ns} = (0 \text{ kN}) / (430.2 \text{ kN}) = 0.0$
 $l_d = 47.71 \text{ in} \geq l_{dreq_dow} = 0 \text{ in}$ ✓

Pedestal

Axial/Flexure (ACI 318-11 Ch 10)
 $\phi P_{rmax} = 1818 \text{ kN} \geq P_u = 734.8 \text{ kN}$ ✓
 $Biaxial\Unity = \frac{M_{ux}}{M_{ox}} + \frac{M_{uy}}{M_{oy}} \left[\frac{1-\beta}{\beta} \right] = \frac{(73.04 \text{ kN}\cdot\text{m})}{(121 \text{ kN}\cdot\text{m})} + \frac{(3.58 \text{ kN}\cdot\text{m})}{(121 \text{ kN}\cdot\text{m})} \left[\frac{1-(0.650)}{(0.650)} \right] = 0.6194$

Shear Check (ACI 318-11 11.2.1.2)
 $\phi V_c = \phi 2 \left[1 + \frac{N_u}{2000 A_g} \right] \lambda \sqrt{F'_c} b_w d = (0.750) 2 \left[1 + \frac{(734.8 \text{ kN})}{2000 (1.32 \text{ ft}^2)} \right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (0.35 \text{ m}) (0.29 \text{ m}) = 21.75 \text{ k}$
 $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = (21.75 \text{ k}) + (28.69 \text{ k}) = 50.44 \text{ k}$
 $\phi V_n = 50.44 \text{ k} \geq V_u = 0.64 \text{ k}$ ✓

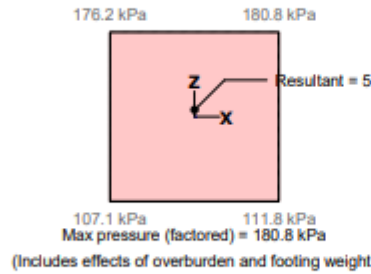
Shear Check (ACI 318-11 11.2.1.2)
 $\phi V_c = \phi 2 \left[1 + \frac{N_u}{2000 A_g} \right] \lambda \sqrt{F'_c} b_w d = (0.750) 2 \left[1 + \frac{(734.8 \text{ kN})}{2000 (1.32 \text{ ft}^2)} \right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (0.35 \text{ m}) (0.29 \text{ m}) = 21.75 \text{ k}$
 $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = (21.75 \text{ k}) + (28.69 \text{ k}) = 50.44 \text{ k}$
 $\phi V_n = 50.44 \text{ k} \geq V_u = 13.14 \text{ k}$ ✓



Strength Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.4D]

Factored Loads

Axial Force	473 kN
Moment X	0 kN-m
Moment Z	0 kN-m
Shear X	0.37 k
Shear Z	5.54 k
Overburden	0 kPa
Footing Weight	41.68 kN
Pedestal Weight	5.05 kN



Reinforcement Limits

Min Steel Check (ACI 318-11 Ch 10.5.4, 7.12.2.1)

$$A_s = 1987 \text{ mm}^2 \geq A_{smin} = 1197 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

Min Steel Check (ACI 318-11 Ch 10.5.4, 7.12.2.1)

$$A_s = 1987 \text{ mm}^2 \geq A_{smin} = 1197 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

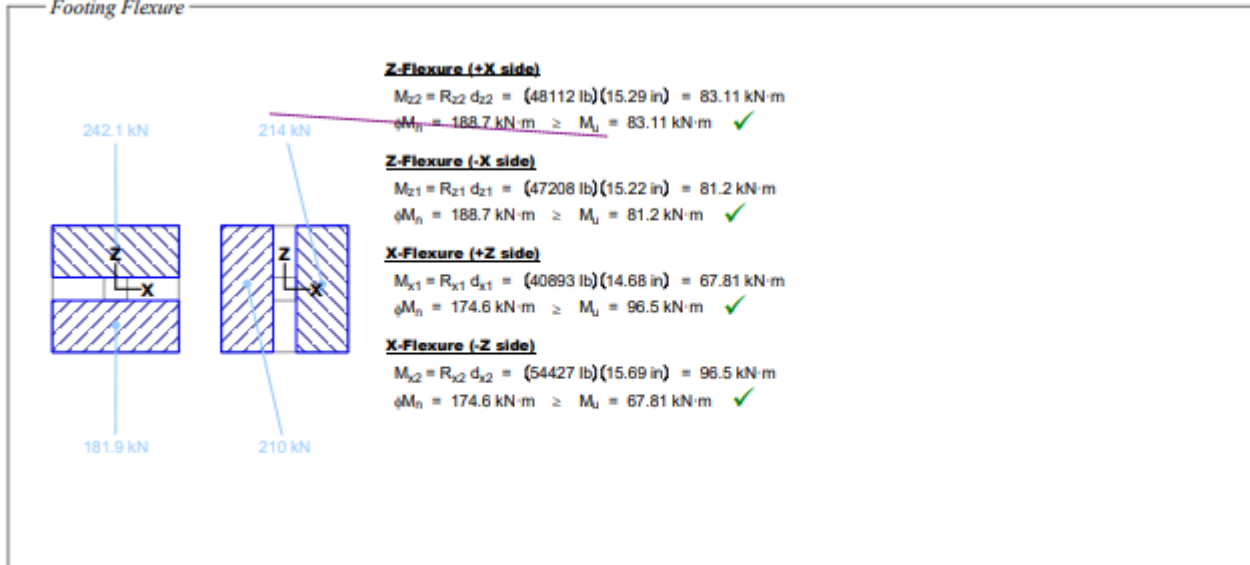
Min Strain Check (ACI 318-11 Ch 10.3.5)

$$\epsilon_t = 0.0335 \geq \epsilon_{tmin} = 0.0040 \quad \checkmark$$

Min Strain Check (ACI 318-11 Ch 10.3.5)

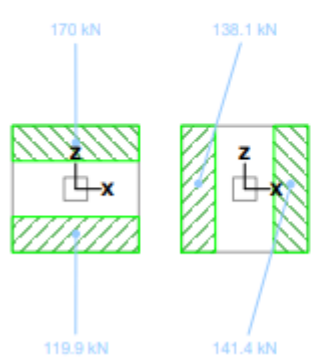
$$\epsilon_t = 0.0309 \geq \epsilon_{tmin} = 0.0040 \quad \checkmark$$

Footing Flexure



Strength Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.4D] (continued)

Footing Shear



Shear (+X side)
 $V_{x2} = R_{x4} = (31776 \text{ lb}) = 31.78 \text{ k}$
 $\phi V_n = 73.83 \text{ k} \geq V_u = 31.78 \text{ k} \quad \checkmark$

Shear (-X side)
 $V_{x1} = R_{x3} = (31040 \text{ lb}) = 31.04 \text{ k}$
 $\phi V_n = 73.83 \text{ k} \geq V_u = 31.04 \text{ k} \quad \checkmark$

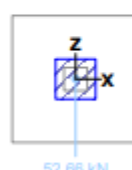
Shear (+Z side)
 $V_{z2} = R_{z4} = (38214 \text{ lb}) = 38.21 \text{ k}$
 $\phi V_n = 68.51 \text{ k} \geq V_u = 38.21 \text{ k} \quad \checkmark$

Shear (-Z side)
 $V_{z1} = R_{z3} = (26945 \text{ lb}) = 26.95 \text{ k}$
 $\phi V_n = 68.51 \text{ k} \geq V_u = 26.95 \text{ k} \quad \checkmark$

Footing Punching Shear

Punching Shear Check (ACI 318-11 Ch 11.12.1.2, 11.11.2.1, B11.11.7.2)

$P_{\text{punching}} = P_{\text{total}} + W_p - P_{\text{perimeter}} = (473 \text{ kN}) + (5.05 \text{ kN}) - (52.66 \text{ kN}) = 425.4 \text{ kN}$



$v_u = \frac{V_u}{b_o d} + \gamma_{vx} \frac{M_{ux} e_z}{J_x} + \gamma_{vz} \frac{M_{uz} e_x}{J_z}$

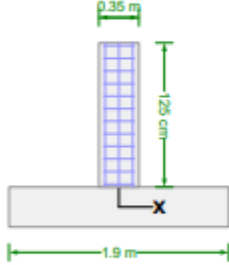
$= \frac{(95.64 \text{ k})}{(2.42 \text{ m})(0.25 \text{ m})} + \frac{(0.40)(30.83 \text{ kN}\cdot\text{m})(0.3 \text{ m})}{(3922845 \text{ cm}^4)} + \frac{(0.40)(2.06 \text{ kN}\cdot\text{m})(0.3 \text{ m})}{(3922845 \text{ cm}^4)}$

$= 114.8 \text{ psi}$

$\phi v_n = 189.7 \text{ psi} \geq v_u = 114.8 \text{ psi} \quad \checkmark$

Strength Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.4D] (continued)

Interface



Compressive Force Transfer (Footing) (ACI 318-11 10.14.1)
 $\phi P_{nb} = 4164 \text{ kN} \geq P_{ub} = 478.1 \text{ kN}$ ✓

Tension Force Transfer (ACI 318-11 15.8.1.2)
 $\phi T_n = 595.7 \text{ kN} \geq T_u = 0 \text{ kN}$ ✓

Dowel Development (Footing) (ACI 318-11 12.3, 12.5)
 $P_{us} = 0.0$ (concrete bearing is sufficient: $\phi P_{nc} \geq P_{ub}$)
 ratio = $P_{us} / \phi P_{ns} = (0 \text{ kN}) / (430.2 \text{ kN}) = 0.0$
 $l_d = 10.78 \text{ in} \geq l_{dreq_dow} = 0 \text{ in}$ ✓

Compressive Force Transfer (Pedestal) (ACI 318-11 10.14.1)
 $\phi P_{nb} = 2297 \text{ kN} \geq P_{ub} = 478.1 \text{ kN}$ ✓

Minimum Steel Across Joint (ACI 318-11 15.8.2.1)
 $A_s = 1600 \text{ mm}^2 \geq A_{smin} = 612.5 \text{ mm}^2$ ✓

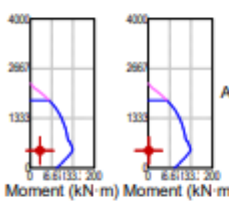
Dowel Development (Pedestal) (ACI 318-11 12.3, 12.2)
 $P_{us} = 0.0$ (concrete bearing is sufficient: $\phi P_{nc} \geq P_{ub}$)
 ratio = $P_{us} / \phi P_{ns} = (0 \text{ kN}) / (430.2 \text{ kN}) = 0.0$
 $l_d = 47.71 \text{ in} \geq l_{dreq_dow} = 0 \text{ in}$ ✓

Pedestal

Axial/Flexure (ACI 318-11 Ch 10)
 $\phi P_{nmax} = 1818 \text{ kN} \geq P_u = 478.1 \text{ kN}$ ✓
 BiaxialUnity = $\frac{M_{ux}}{M_{ox}} + \frac{M_{uz}}{M_{oz}} \left[\frac{1-\beta}{\beta} \right] = \frac{(30.83 \text{ kN-m})}{(131.9 \text{ kN-m})} + \frac{(2.06 \text{ kN-m})}{(131.9 \text{ kN-m})} \left[\frac{1-(0.650)}{(0.650)} \right] = 0.2421$

Shear Check (ACI 318-11 11.2.1.2)
 $\phi V_c = \phi 2 \left[1 + \frac{N_u}{2000 A_g} \right] \lambda \sqrt{F'_c} b_w d = (0.750) 2 \left[1 + \frac{(478.1 \text{ kN})}{2000 (1.32 \text{ ft}^2)} \right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (0.35 \text{ m}) (0.29 \text{ m}) = 19.44 \text{ k}$
 $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = (19.44 \text{ k}) + (28.69 \text{ k}) = 48.13 \text{ k}$
 $\phi V_n = 48.13 \text{ k} \geq V_u = 0.37 \text{ k}$ ✓

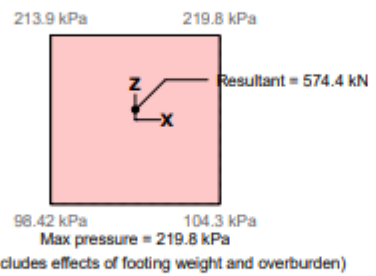
Shear Check (ACI 318-11 11.2.1.2)
 $\phi V_c = \phi 2 \left[1 + \frac{N_u}{2000 A_g} \right] \lambda \sqrt{F'_c} b_w d = (0.750) 2 \left[1 + \frac{(478.1 \text{ kN})}{2000 (1.32 \text{ ft}^2)} \right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (0.35 \text{ m}) (0.29 \text{ m}) = 19.44 \text{ k}$
 $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = (19.44 \text{ k}) + (28.69 \text{ k}) = 48.13 \text{ k}$
 $\phi V_n = 48.13 \text{ k} \geq V_u = 5.54 \text{ k}$ ✓



Stability Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.0D + 1.0L]

Forces

Factored Loads	
Axial Force	541 kN
Moment X	0 kN-m
Moment Z	0 kN-m
Shear X	0.47 k
Shear Z	9.2 k
Overburden	0 kPa
Footing Weight	29.77 kN
Pedestal Weight	3.61 kN



Resultant = 574.4 kN


Bearing Pressure
 $q_{allow} = 227.5 \text{ kPa} \geq q_{gross} = 219.8 \text{ kPa}$ ✓

Max pressure = 219.8 kPa
 (Gross: Includes effects of footing weight and overburden)

Overturning

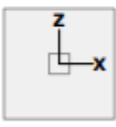
Overturning

$W_f = 29.77 \text{ kN}$ (weight of footing)
 $W_p = 3.61 \text{ kN}$ (weight of pedestal)
 $F_{ob} = q_{overburden} (A_{ftg} - A_{ped}) = (0 \text{ kPa}) [(38.86 \text{ ft}^2) - (1.32 \text{ ft}^2)] = 0 \text{ kN}$
 $OTM_x = M_x - V_z (l_f + H_p) = (0 \text{ kN-m}) - (9.2 \text{ k}) [(0.35 \text{ m}) + (125 \text{ cm})] = -65.48 \text{ kN-m}$
 $RM_x = (P + W_p) d_z + (W_f + F_{ob}) b_z / 2 = [(541 \text{ kN}) + (3.61 \text{ kN})] (0.95 \text{ m}) + [(29.77 \text{ kN}) + (0 \text{ kN})] (1.9 \text{ m}) / 2 = 545.7 \text{ kN-m}$
 $FS_{OTX} = \frac{RM_x}{OTM_x} = \frac{(545.7 \text{ kN-m})}{(-65.48 \text{ kN-m})} = 8.3343$
 $FS_{OTX} = 8.3343 \geq FS_{OTreqd} = 1.50$ ✓
 $OTM_z = M_z + V_x (l_f + H_p) = (0 \text{ kN-m}) + (0.47 \text{ k}) [(0.35 \text{ m}) + (125 \text{ cm})] = 3.33 \text{ kN-m}$
 $RM_z = (P + W_p) d_x + (W_f + F_{ob}) b_x / 2 = [(541 \text{ kN}) + (3.61 \text{ kN})] (0.95 \text{ m}) + [(29.77 \text{ kN}) + (0 \text{ kN})] (1.9 \text{ m}) / 2 = 545.7 \text{ kN-m}$
 $FS_{OTZ} = \frac{RM_z}{OTM_z} = \frac{(545.7 \text{ kN-m})}{(3.33 \text{ kN-m})} = 163.6517$
 $FS_{OTZ} = 163.6517 \geq FS_{OTreqd} = 1.50$ ✓



Stability Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.0D + 1.0L] (continued)

Sliding



Sliding

$W_f = 29.77 \text{ kN}$ (weight of footing)

$W_p = 3.61 \text{ kN}$ (weight of pedestal)

$F_{ob} = q_{overburden} (A_{ftg} - A_{ped}) = (0 \text{ kPa}) [(38.86 \text{ ft}^2) - (1.32 \text{ ft}^2)] = 0 \text{ kN}$

$F_{resist} = C_f (W_f + W_p + F_{ob} + P) + F_{passive} = (0.40) [(29.77 \text{ kN}) + (3.61 \text{ kN}) + (0 \text{ kN}) + (541 \text{ kN})] + (0 \text{ k}) = 51.65 \text{ k}$

$F_{slidingX} = 0.47 \text{ k}$ (applied V_x)

$FS_{slidingX} = \frac{F_{resist}}{F_{slidingX}} = \frac{(51.65 \text{ k})}{(0.47 \text{ k})} = 110.2496$

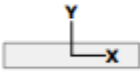
$FS_{slidingX} = 110.2496 \geq FS_{slidingReqd} = 1.50$ ✓

$F_{slidingZ} = 9.2 \text{ k}$ (applied V_z)

$FS_{slidingZ} = \frac{F_{resist}}{F_{slidingZ}} = \frac{(51.65 \text{ k})}{(9.2 \text{ k})} = 5.6147$

$FS_{slidingZ} = 5.6147 \geq FS_{slidingReqd} = 1.50$ ✓

Uplift



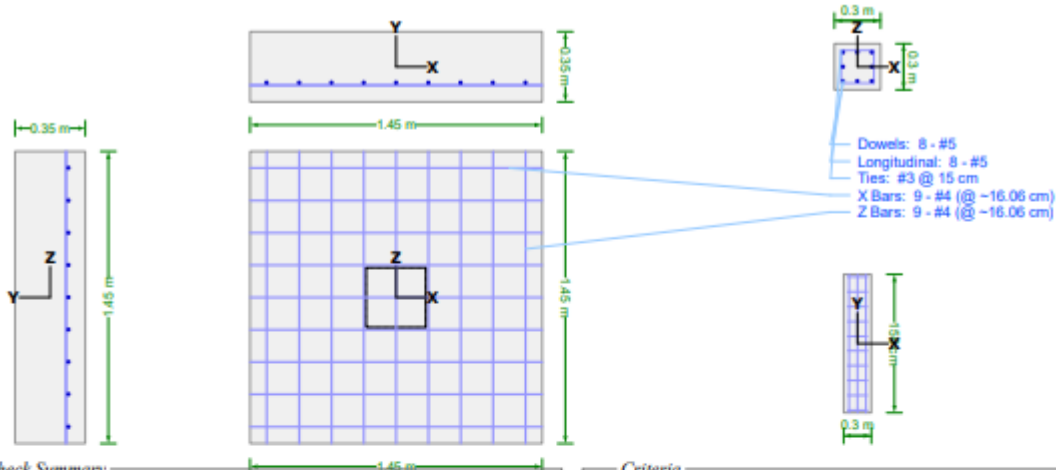
Uplift

$P = 541 \text{ kN}$

F.S. against uplift is infinite (axial force is in compression)

Geometría y diseño Zapata Aislada Tanque

Design Detail



Check Summary

Ratio	Check	Provided	Required	Combination
Footing				
✓ 0.222	X Flexure (-Z)	107.1 kN-m	23.72 kN-m	1.4D
✓ 0.341	X Flexure (+Z)	107.1 kN-m	36.53 kN-m	1.4D
✓ 0.222	Z Flexure (-X)	112.6 kN-m	24.96 kN-m	1.4D
✓ 0.222	Z Flexure (+X)	112.6 kN-m	24.96 kN-m	1.4D
✓ 0.157	Shear (-Z)	54.32 k	10.17 k	1.4D
✓ 0.296	Shear (+Z)	54.32 k	16.07 k	1.4D
✓ 0.251	Shear (-X)	57.02 k	14.91 k	1.4D
✓ 0.180	Shear (+X)	57.02 k	10.29 k	1.4D
✓ 0.787	Min Steel Z	1161 mm ²	913.5 mm ²	1.4D
✓ 0.787	Min Steel X	1161 mm ²	913.5 mm ²	1.4D
✓ 0.093	Min Strain Z	0.0430	0.0040	1.4D
✓ 0.088	Min Strain X	0.0453	0.0040	1.4D
✓ 0.332	Punching Shear	189.7 psi	62.91 psi	1.4D
Pedestal				
✓ 0.169	Axial	1422 kN	240 kN	1.4D
✓ 0.247	Biaxial Bending	0.247	1.000	1.4D
✓ 0.069	Shear X	29 k	1.99 k	1.4D
✓ 0.069	Shear Z	29 k	1.99 k	1.4D
Interface				
✓ 0.076	Bearing (footing)	3173 kN	240 kN	1.4D
✓ 0.133	Bearing (pedestal)	1802 kN	240 kN	1.4D
✓ 0.000	Tension	595.7 kN	0 kN	1.4D
✓ 0.000	Dowel Dev (ftg)	27.38 cm	0 cm	1.4D
✓ 0.000	Dowel Dev (ped)	146.2 cm	0 cm	1.4D
✓ 0.281	Min Steel	1600 mm ²	450 mm ²	1.4D
Stability				
✓ 0.615	Bearing Pressure	227.5 kPa	139.9 kPa	1.0D + 1.0L
✓ 0.142	Overturning-X	10.578	1.500	1.0D
✓ 0.114	Overturning-Z	13.118	1.500	0.6D
✓ 0.125	Sliding-X	11.954	1.500	1.0D
✓ 0.125	Sliding-Z	11.954	1.500	1.0D
✓ 0.000	Uplift	Infinite	1.500	1.0D + 1.0L

Criteria

Building Code	IBC 2012
Strength Load Combinations	IBC 2012 (Strength)
Stability Load Combinations	ASCE 7-10 (ASD)
Allowable Bearing Pressure	227.5 kPa
Gross / Net	Gross
Overturning F.S.	1.50
Sliding F.S.	1.50
Uplift F.S.	1.50
Additional Uplift Resistance	0 kN
Friction Coefficient	0.40
Passive Soil Resistance	0 lb
Concrete Weight	150 lb/ft ³
Parme beta (for biaxial)	0.65
Include footing weight in strength bearing pressure	Yes
Include overburden in strength bearing pressure	Yes

Loads Summary (Service Loads)

Load Set	Name	Source	P	Mx	Mz	Vx	Vz	Overburden
New Load Set		Dead	168.2 kN	-1.25 kN-m	1.25 kN-m	-1.42 k	1.42 k	0 kPa
New Load Set		Live	8.47 kN	0.01 kN-m	0.01 kN-m	0.01 k	-0.01 k	0 kPa

Capacity Calcs

Footing X-Direction Capacity

General Section Calcs (ACI 318-11 10.2.7)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c b_w} = \frac{(1161 \text{ mm}^2)(60000 \text{ psi})}{0.85 (4000 \text{ psi})(1.45 \text{ m})} = 0.01 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad (F'_c \leq 4000 \text{ psi})$$

$$x = a / \beta_1 = (0.01 \text{ m}) / (0.850) = 0.02 \text{ m}$$

Capacity Calcs (ACI 318-11 7.12.2.1, 8.6.1, 10.2, 10.3, 10.5.4, 11.2.1.1)

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(1161 \text{ mm}^2)(60000 \text{ psi})[(0.27 \text{ m}) - (0.01 \text{ m}) / 2] = 112.6 \text{ kN-m}$$

$$\phi V_c = \phi 2 \lambda \sqrt{F'_c} b_w d = (0.750) 2 (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (1.45 \text{ m})(0.27 \text{ m}) = 57.02 \text{ k}$$

$$A_{smin} = 0.0018 \frac{60000}{f_y} A_g = 0.0018 \frac{60000}{(60000 \text{ psi})} (5.46 \text{ ft}^2) = 913.5 \text{ mm}^2$$

$$\rho_x = 0.003 \left(\frac{d}{x} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.27 \text{ m})}{(0.02 \text{ m})} - 1 \right] = 0.0453$$

Development (ACI 318-11 12.2)

$$\psi_1 = 1.0 \quad (12 \text{ inches or less cast below} - 3.00 \text{ inches})$$

$$\psi_2 = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$\psi_3 = 0.80 \quad (\text{bars are \#6 or smaller})$$

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$s / 2 = (14.28 \text{ cm}) / 2 = 7.14 \text{ cm}$$

$$\text{cover} + d_b / 2 = (7.62 \text{ cm}) + (0.5 \text{ in}) / 2 = 8.26 \text{ cm}$$

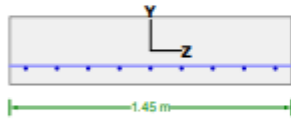
$$c_b = 7.14 \text{ cm} \quad (\text{lesser of half spacing, ctr to surface})$$

$$K_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(7.14 \text{ cm}) + (0.0)}{(0.5 \text{ in})} = 5.6207$$

$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F'_c}} \frac{\psi_1 \psi_2 \psi_3}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(60000 \text{ psi})}{(1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}}} \frac{(1.0)(1.0)(0.80)}{2.5} \right] (0.5 \text{ in}) = 28.92 \text{ cm}$$

12 inch minimum controls



Capacity Calcs (continued)

Footing Z-Direction Capacity

General Section Calcs (ACI 318-11 10.2.7)

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_c b_w} = \frac{(1161 \text{ mm}^2)(60000 \text{ psi})}{0.85 (4000 \text{ psi})(1.45 \text{ m})} = 0.01 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad (F'_c \leq 4000 \text{ psi})$$

$$x = a / \beta_1 = (0.01 \text{ m}) / (0.850) = 0.02 \text{ m}$$

Capacity Calcs (ACI 318-11 7.12.2.1, 8.6.1, 10.2, 10.3, 10.5.4, 11.2.1.1)

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) = (0.90)(1161 \text{ mm}^2)(60000 \text{ psi}) [(0.25 \text{ m}) - (0.01 \text{ m}) / 2] = 107.1 \text{ kN-m}$$

$$\phi V_c = \phi 2 \lambda \sqrt{F'_c} b_w d = (0.750) 2 (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (1.45 \text{ m})(0.25 \text{ m}) = 54.32 \text{ k}$$

$$A_{smin} = 0.0018 \frac{60000}{f_y} A_g = 0.0018 \frac{60000}{(60000 \text{ psi})} (5.46 \text{ ft}^2) = 913.5 \text{ mm}^2$$

$$\rho_x = 0.003 \left(\frac{d}{x} - 1 \right) = 0.003 \left[\frac{(0.25 \text{ m})}{(0.02 \text{ m})} - 1 \right] = 0.0430$$

Development (ACI 318-11 12.2)

$$v_1 = 1.0 \quad (12 \text{ inches or less cast below } - 3.00 \text{ inches})$$

$$v_2 = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$v_3 = 0.80 \quad (\text{bars are \#6 or smaller})$$

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$s / 2 = (14.28 \text{ cm}) / 2 = 7.14 \text{ cm}$$

$$\text{cover} + d_b / 2 = (7.62 \text{ cm}) + (0.5 \text{ in}) / 2 = 8.26 \text{ cm}$$

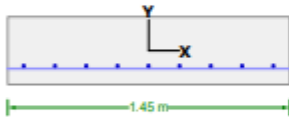
$$c_b = 7.14 \text{ cm} \quad (\text{lesser of half spacing, ctr to surface})$$

$$K_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(7.14 \text{ cm}) + (0.0)}{(0.5 \text{ in})} = 5.6207$$

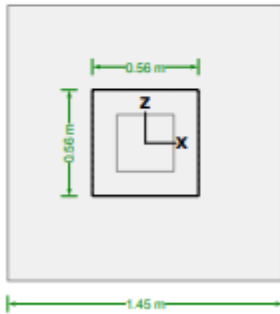
$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F'_c}} \frac{v_1 v_2 v_3}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(60000 \text{ psi})}{(1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}}} \frac{(1.0)(1.0)(0.80)}{2.5} \right] (0.5 \text{ in}) = 28.92 \text{ cm}$$

12 inch minimum controls



Capacity Calcs (continued)

Footing Punching Shear Capacity



Punching Shear (ACI 318-11 11.11.1.2, 11.11.2.1)

$b_o = 2.24 \text{ m}$ (perimeter of critical section)
 $\beta = 1.0$ (column width ratio)
 $\alpha_n = 40.0$ (interior column)
 $\lambda = 1.0$ (normal weight concrete)

$$(a) V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \lambda \sqrt{F'_c} b_o d = \left[2 + \frac{4}{(1.0)}\right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (2.24 \text{ m})(0.26 \text{ m}) = 344.7 \text{ k}$$

$$(b) V_c = \left(\frac{\alpha_n d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{F'_c} b_o d = \left[\frac{(40.0)(0.26 \text{ m})}{(2.24 \text{ m})} + 2\right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (2.24 \text{ m})(0.26 \text{ m}) = 382.2 \text{ k}$$

$$(c) V_c = 4 \lambda \sqrt{F'_c} b_o d = 4 (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (2.24 \text{ m})(0.26 \text{ m}) = 229.8 \text{ k}$$

$$\phi V_n = \phi V_c = (0.750)(229.8 \text{ k}) = 172.3 \text{ k}$$

$$\phi v_n = \phi V_n / (b_o d) = (172.3 \text{ k}) / [(2.24 \text{ m})(0.26 \text{ m})] = 189.7 \text{ psi}$$

Values needed for check (ACI 318-11 11.11.7.1, R11.11.7.1, eqn 13-1, R11.11.7.2)

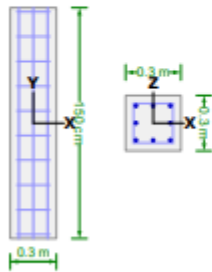
$$\gamma_{vx} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_x}{b_y}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{(0.56 \text{ m})}{(0.56 \text{ m})}}} = 0.40$$

$$\gamma_{vz} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_z}{b_y}}} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{(0.56 \text{ m})}{(0.56 \text{ m})}}} = 0.40$$

$$J_x = 3241393 \text{ cm}^4 \quad (\text{calculated from ACI R11.11.7.2})$$

$$J_z = 3241393 \text{ cm}^4 \quad (\text{calculated from ACI R11.11.7.2})$$

Pedestal Shear Capacity



Shear - X (ACI 318-11 11.2.1.2, 11.4.7.2, 11.1.1)

$$\phi V_c = \phi 2 \left[1 + \frac{N_u}{2000 A_g}\right] \lambda \sqrt{F'_c} b_w d = (0.750) 2 \left[1 + \frac{(0 \text{ kN})}{2000 (0.97 \text{ ft}^2)}\right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (0.3 \text{ m})(0.24 \text{ m}) = 10.78 \text{ k}$$

$$\phi V_s = \phi \frac{A_v f_y d}{s} = (0.750) \frac{(141.9 \text{ mm}^2)(60000 \text{ psi})(0.24 \text{ m})}{(15 \text{ cm})} = 16.13 \text{ k}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = (10.78 \text{ k}) + (16.13 \text{ k}) = 26.92 \text{ k}$$

Shear - Z (ACI 318-11 11.2.1.2, 11.4.7.2, 11.1.1)

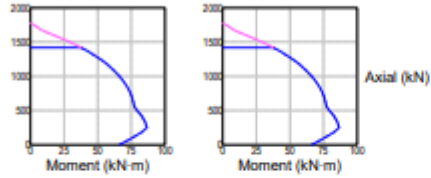
$$\phi V_c = \phi 2 \left[1 + \frac{N_u}{2000 A_g}\right] \lambda \sqrt{F'_c} b_w d = (0.750) 2 \left[1 + \frac{(0 \text{ kN})}{2000 (0.97 \text{ ft}^2)}\right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (0.3 \text{ m})(0.24 \text{ m}) = 10.78 \text{ k}$$

$$\phi V_s = \phi \frac{A_v f_y d}{s} = (0.750) \frac{(141.9 \text{ mm}^2)(60000 \text{ psi})(0.24 \text{ m})}{(15 \text{ cm})} = 16.13 \text{ k}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = (10.78 \text{ k}) + (16.13 \text{ k}) = 26.92 \text{ k}$$

Capacity Calcs (continued)

Pedestal Axial + Flexural Capacity



Axial (ACI 318-11 10.3.6.2)

$$\phi P_{nmax} = 0.80 \phi [0.85 F_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] = 0.80 (0.650) [0.85 (4000 \text{ psi}) [(0.97 \text{ ft}^2) - (1600 \text{ mm}^2)] + (60000 \text{ psi})(1600 \text{ mm}^2)] = 1422 \text{ kN}$$

$$\rho_g = A_{st} / A_g = (1600 \text{ mm}^2) / (0.97 \text{ ft}^2) = 0.0178$$

$$\gamma_{Xaxis} = 0.6296 \quad (\text{ratio extreme bar distance Z to width Z})$$

$$\gamma_{Zaxis} = 0.6296 \quad (\text{ratio extreme bar distance X to width X})$$

Capacity Calcs (continued)

Footing-Pedestal Interface Capacity

Compressive Force Transfer (Footing) (ACI 318-11 15.8.1, 10.14.1)

$$A_2 = 22.63 \text{ ft}^2 \quad (\text{modified footing area})$$

$$A_1 = 0.97 \text{ ft}^2 \quad (\text{column area})$$

$$\text{multiplier} = \sqrt{A_2 / A_1} = \sqrt{(22.63 \text{ ft}^2) / (0.97 \text{ ft}^2)} = 4.8333 \quad (\text{can't exceed 2})$$

$$\phi P_{nc} = \phi (0.85 F_c A_1) 2 = (0.650) (0.85 (4000 \text{ psi}) (0.97 \text{ ft}^2)) 2 = 2743 \text{ kN}$$

$$\phi P_{ns} = \phi A_s f_y = (0.650) (1600 \text{ mm}^2) (50000 \text{ psi}) = 430.2 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nb} = \phi P_{nc} + \phi P_{ns} = (2743 \text{ kN}) + (430.2 \text{ kN}) = 3173 \text{ kN}$$

Dowel Development into Footing (Compression) (ACI 318-11 12.3)

$$l_{dc} = 0.02 \left[\frac{f_y}{\lambda} \sqrt{F_c} \right] d_b = 0.02 \left[\frac{(60000 \text{ psi})}{(1.0)} \sqrt{4000 \text{ psi}} \right] (0.63 \text{ in}) = 30.12 \text{ cm}$$

$$l_{dc} = 0.0003 f_y d_b = 0.0003 (60000 \text{ psi}) (0.63 \text{ in}) = 28.58 \text{ cm}$$

$$l_{dc} = 30.12 \text{ cm} \quad (\text{max value governs})$$

Dowel Development into Footing (Tension) (ACI 318-11 12.5)

$$\psi_e = 1.0 \quad (\text{uncoated hooked bars})$$

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$l_{dh} = 0.02 \psi_e \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} d_b = 0.02 (1.0) \frac{(60000 \text{ psi})}{(1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}}} (0.63 \text{ in}) = 30.12 \text{ cm}$$

Factoring l_{dh} by the 0.7 multiplier of 12.5.3 (a): $l_{dh} = 21.08 \text{ cm}$

$$8 d_b = 8 (0.63 \text{ in}) = 5.0 \quad (\text{minimum limit, does not control})$$

Compressive Force Transfer (Column) (ACI 318-11 15.8.1, 10.14.1)

$$\phi P_{nc} = \phi (0.85 F_c A_1) = (0.650) (0.85 (4000 \text{ psi}) (0.97 \text{ ft}^2)) = 1371 \text{ kN}$$

$$\phi P_{ns} = \phi A_s f_y = (0.650) (1600 \text{ mm}^2) (50000 \text{ psi}) = 430.2 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nb} = \phi P_{nc} + \phi P_{ns} = (1371 \text{ kN}) + (430.2 \text{ kN}) = 1802 \text{ kN}$$

Tension Force Transfer

$$\phi T_n = \phi A_s f_y = (0.90) (1600 \text{ mm}^2) (50000 \text{ psi}) = 595.7 \text{ kN}$$

Minimum Steel Across Interface (ACI 318-11 15.8.2.1)

$$A_{smin} = 0.005 A_1 = 0.005 (0.97 \text{ ft}^2) = 450 \text{ mm}^2$$

Dowel Development into Pedestal (Compression) (ACI 318-11 12.3)

$$l_{dc} = 0.02 \left[\frac{f_y}{\lambda} \sqrt{F_c} \right] d_b = 0.02 \left[\frac{(60000 \text{ psi})}{(1.0)} \sqrt{4000 \text{ psi}} \right] (0.63 \text{ in}) = 30.12 \text{ cm}$$

$$l_{dc} = 0.0003 f_y d_b = 0.0003 (60000 \text{ psi}) (0.63 \text{ in}) = 28.58 \text{ cm}$$

$$l_{dc} = 30.12 \text{ cm} \quad (\text{max value governs})$$

Dowel Development into Pedestal (Tension) (ACI 318-11 12.2)

$$\psi_t = 1.0 \quad (\text{bars are not horizontal})$$

$$\psi_e = 1.0 \quad (\text{bar not epoxy coated})$$

$$\psi_s = 0.80 \quad (\text{bars are \#6 or smaller})$$

$$\lambda = 1.0 \quad (\text{normal weight concrete})$$

$$s / 2 = (10.8 \text{ cm}) / 2 = 5.4 \text{ cm}$$

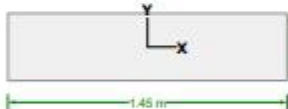
$$\text{cover} + d_b / 2 = (3.81 \text{ cm}) + (0.63 \text{ in}) / 2 = 4.6 \text{ cm}$$

$$c_b = 4.6 \text{ cm} \quad (\text{lesser of half spacing, ctr to surface})$$

$$K_{tr} = 0.0 \quad (\text{no transverse reinforcement})$$

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{(4.6 \text{ cm}) + (0.0)}{(0.63 \text{ in})} = 2.90$$

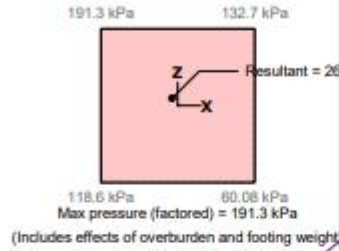
$$l_d = \left(\frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{F_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{2.5} \right) d_b = \left[\frac{3}{40} \frac{(60000 \text{ psi})}{(1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}}} \frac{(1.0)(1.0)(0.80)}{2.5} \right] (0.63 \text{ in}) = 36.14 \text{ cm}$$



Strength Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.4D]

Factored Loads

Axial Force	235.5 kN
Moment X	-1.75 kN-m
Moment Z	1.75 kN-m
Shear X	-1.99 k
Shear Z	1.99 k
Overburden	0 kPa
Footing Weight	24.28 kN
Pedestal Weight	4.45 kN



Reinforcement Limits

Min Steel Check (ACI 318-11 Ch 10.5.4, 7.12.2.1)

$A_s = 1161 \text{ mm}^2 \geq A_{s,min} = 913.5 \text{ mm}^2$ ✓

Min Steel Check (ACI 318-11 Ch 10.5.4, 7.12.2.1)

$A_s = 1161 \text{ mm}^2 \geq A_{s,min} = 913.5 \text{ mm}^2$ ✓

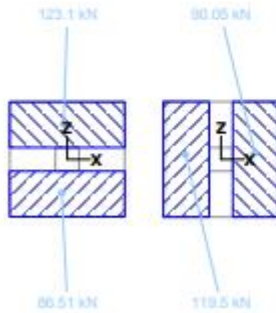
Min Strain Check (ACI 318-11 Ch 10.3.5)

$\epsilon_s = 0.0453 \geq \epsilon_{s,min} = 0.0040$ ✓

Min Strain Check (ACI 318-11 Ch 10.3.5)

$\epsilon_s = 0.0430 \geq \epsilon_{s,min} = 0.0040$ ✓

Footing Flexure



Z-Flexure (+X side)

$M_{z2} = R_{z2} d_{z2} = (20243 \text{ lb})(10.91 \text{ in}) = 24.96 \text{ kN-m}$

$\phi M_n = 112.6 \text{ kN-m} \geq M_u = 24.96 \text{ kN-m}$ ✓

Z-Flexure (-X side)

$M_{z1} = R_{z1} d_{z1} = (26867 \text{ lb})(11.62 \text{ in}) = 35.29 \text{ kN-m}$

$\phi M_n = 112.6 \text{ kN-m} \geq M_u = 35.29 \text{ kN-m}$ ✓

X-Flexure (+Z side)

$M_{x1} = R_{x1} d_{x1} = (19448 \text{ lb})(10.8 \text{ in}) = 23.72 \text{ kN-m}$

$\phi M_n = 107.1 \text{ kN-m} \geq M_u = 36.53 \text{ kN-m}$ ✓

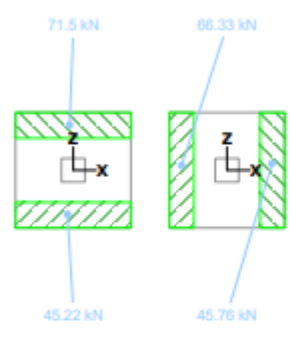
X-Flexure (-Z side)

$M_{x2} = R_{x2} d_{x2} = (27662 \text{ lb})(11.69 \text{ in}) = 36.53 \text{ kN-m}$

$\phi M_n = 107.1 \text{ kN-m} \geq M_u = 23.72 \text{ kN-m}$ ✓

Strength Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.4D] (continued)

Footing Shear



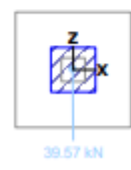
Shear (+X side)
 $V_{x2} = R_{x4} = (10286 \text{ lb}) = 10.29 \text{ k}$
 $\phi V_n = 57.02 \text{ k} \geq V_u = 10.29 \text{ k} \quad \checkmark$

Shear (-X side)
 $V_{x1} = R_{x3} = (14912 \text{ lb}) = 14.91 \text{ k}$
 $\phi V_n = 57.02 \text{ k} \geq V_u = 14.91 \text{ k} \quad \checkmark$

Shear (+Z side)
 $V_{z2} = R_{z4} = (16072 \text{ lb}) = 16.07 \text{ k}$
 $\phi V_n = 54.32 \text{ k} \geq V_u = 16.07 \text{ k} \quad \checkmark$

Shear (-Z side)
 $V_{z1} = R_{z3} = (10166 \text{ lb}) = 10.17 \text{ k}$
 $\phi V_n = 54.32 \text{ k} \geq V_u = 10.17 \text{ k} \quad \checkmark$

Footing Punching Shear



Punching Shear Check (ACI 318-11 Ch 11.12.1.2, 11.11.2.1, R11.11.7.2)
 $P_{\text{punching}} = P_{\text{total}} + W_p - P_{\text{perimeter}} = (235.5 \text{ kN}) + (4.45 \text{ kN}) - (39.57 \text{ kN}) = 200.4 \text{ kN}$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} + \gamma_{\text{top}} \frac{M_{\text{top}} e_x}{J_c} + \gamma_{\text{bot}} \frac{M_{\text{bot}} e_x}{J_c}$$

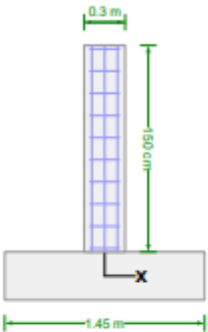
$$= \frac{(45.05 \text{ k})}{(2.24 \text{ m})(0.26 \text{ m})} + \frac{(0.40)(15.02 \text{ kN}\cdot\text{m})(0.28 \text{ m})}{(3241393 \text{ cm}^4)} + \frac{(0.40)(11.51 \text{ kN}\cdot\text{m})(0.28 \text{ m})}{(3241393 \text{ cm}^4)}$$

$$= 62.91 \text{ psi}$$

$\phi V_n = 189.7 \text{ psi} \geq v_u = 62.91 \text{ psi} \quad \checkmark$

Strength Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.4D] (continued)

Interface



Compressive Force Transfer (Footing) (ACI 318-11 10.14.1)
 $\phi P_{ub} = 3173 \text{ kN} \geq P_{ub} = 240 \text{ kN}$ ✓

Tension Force Transfer (ACI 318-11 15.8.1.2)
 $\phi T_n = 595.7 \text{ kN} \geq T_u = 0 \text{ kN}$ ✓

Dowel Development (Footing) (ACI 318-11 12.3, 12.5)
 $P_{ub} = 0.0$ (concrete bearing is sufficient: $\phi P_{nc} \geq P_{ub}$)
 ratio = $P_{ub} / \phi P_{nc} = (0 \text{ kN}) / (430.2 \text{ kN}) = 0.0$
 $l_d = 27.38 \text{ cm} \geq l_{dreq_dow} = 0 \text{ cm}$ ✓

Compressive Force Transfer (Pedestal) (ACI 318-11 10.14.1)
 $\phi P_{ub} = 1802 \text{ kN} \geq P_{ub} = 240 \text{ kN}$ ✓

Minimum Steel Across Joint (ACI 318-11 15.8.2.1)
 $A_s = 1600 \text{ mm}^2 \geq A_{smin} = 450 \text{ mm}^2$ ✓

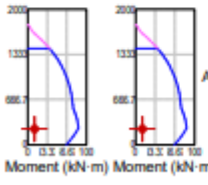
Dowel Development (Pedestal) (ACI 318-11 12.3, 12.2)
 $P_{ub} = 0.0$ (concrete bearing is sufficient: $\phi P_{nc} \geq P_{ub}$)
 ratio = $P_{ub} / \phi P_{nc} = (0 \text{ kN}) / (430.2 \text{ kN}) = 0.0$
 $l_d = 146.2 \text{ cm} \geq l_{dreq_dow} = 0 \text{ cm}$ ✓

Pedestal

Axial/Flexure (ACI 318-11 Ch 10)
 $\phi P_{nmax} = 1422 \text{ kN} \geq P_u = 240 \text{ kN}$ ✓
 BiaxialUnity = $\frac{M_{ux}}{M_{ox}} + \frac{M_{uy}}{M_{oy}} \left[\frac{1-\beta}{\beta} \right] = \frac{(15.02 \text{ kN-m})}{(85.71 \text{ kN-m})} + \frac{(11.51 \text{ kN-m})}{(85.71 \text{ kN-m})} \left[\frac{1-(0.650)}{(0.650)} \right] = 0.2475$

Shear Check (ACI 318-11 11.2.1.2)
 $\phi V_c = \phi \left[2 \left(1 + \frac{N_u}{2000 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \right] = (0.750) 2 \left[1 + \frac{(240 \text{ kN})}{2000 (0.97 \text{ ft}^2)} \right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (0.3 \text{ m}) (0.24 \text{ m}) = 12.87 \text{ k}$
 $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = (12.87 \text{ k}) + (16.13 \text{ k}) = 29 \text{ k}$
 $\phi V_n = 29 \text{ k} \geq V_u = 1.99 \text{ k}$ ✓

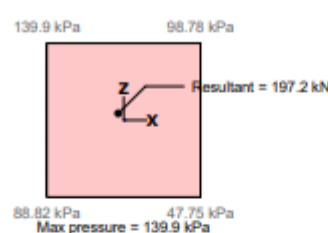
Shear Check (ACI 318-11 11.2.1.2)
 $\phi V_c = \phi \left[2 \left(1 + \frac{N_u}{2000 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \right] = (0.750) 2 \left[1 + \frac{(240 \text{ kN})}{2000 (0.97 \text{ ft}^2)} \right] (1.0) \sqrt{4000 \text{ psi}} (0.3 \text{ m}) (0.24 \text{ m}) = 12.87 \text{ k}$
 $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = (12.87 \text{ k}) + (16.13 \text{ k}) = 29 \text{ k}$
 $\phi V_n = 29 \text{ k} \geq V_u = 1.99 \text{ k}$ ✓



Stability Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.0D + 1.0L]

Forces

Factored Loads	
Axial Force	176.7 kN
Moment X	-1.24 kN-m
Moment Z	1.26 kN-m
Shear X	-1.41 k
Shear Z	1.41 k
Overburden	0 kPa
Footing Weight	17.34 kN
Pedestal Weight	3.18 kN




Bearing Pressure
 $q_{allow} = 227.5 \text{ kPa} \geq q_{gross} = 139.9 \text{ kPa} \checkmark$

(Gross: Includes effects of footing weight and overburden)

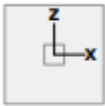
Overturning

$W_f = 17.34 \text{ kN}$ (weight of footing)
 $W_p = 3.18 \text{ kN}$ (weight of pedestal)
 $F_{ob} = q_{overburden} (A_{ftg} - A_{ped}) = (0 \text{ kPa}) [(22.63 \text{ m}^2) - (0.97 \text{ m}^2)] = 0 \text{ kN}$
 $OTM_x = M_x - V_z (l_f + H_p) = (-1.24 \text{ kN-m}) - (1.41 \text{ k}) [(0.35 \text{ m}) + (150 \text{ cm})] = -12.83 \text{ kN-m}$
 $RM_x = (P + W_{ped}) d_x + (W_f + F_{ob}) b_x / 2 = [(176.7 \text{ kN}) + (3.18 \text{ kN})] (0.72 \text{ m}) + [(17.34 \text{ kN}) + (0 \text{ kN})] (1.45 \text{ m}) / 2 = 143 \text{ kN-m}$
 $FS_{OTX} = \frac{RM_x}{OTM_x} = \frac{(143 \text{ kN-m})}{(-12.83 \text{ kN-m})} = 11.1451$
 $FS_{OTX} = 11.1451 \geq FS_{OTreqd} = 1.50 \checkmark$
 $OTM_z = M_z + V_x (l_f + H_p) = (1.26 \text{ kN-m}) + (-1.41 \text{ k}) [(0.35 \text{ m}) + (150 \text{ cm})] = -10.32 \text{ kN-m}$
 $RM_z = (P + W_{ped}) d_z + (W_f + F_{ob}) b_z / 2 = [(176.7 \text{ kN}) + (3.18 \text{ kN})] (0.72 \text{ m}) + [(17.34 \text{ kN}) + (0 \text{ kN})] (1.45 \text{ m}) / 2 = 143 \text{ kN-m}$
 $FS_{OTZ} = \frac{RM_z}{OTM_z} = \frac{(143 \text{ kN-m})}{(-10.32 \text{ kN-m})} = 13.8480$
 $FS_{OTZ} = 13.8480 \geq FS_{OTreqd} = 1.50 \checkmark$



Stability Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.0D + 1.0L] (continued)

Sliding




Sliding

$W_f = 17.34 \text{ kN}$ (weight of footing)
 $W_p = 3.18 \text{ kN}$ (weight of pedestal)
 $F_{cb} = q_{overburden} (A_{ftg} - A_{ped}) = (0 \text{ kPa}) [(22.63 \text{ ft}^2) - (0.97 \text{ ft}^2)] = 0 \text{ kN}$
 $F_{resist} = C_f (W_f + W_p + F_{cb} + P) + F_{passive} = (0.40) [(17.34 \text{ kN}) + (3.18 \text{ kN}) + (0 \text{ kN}) + (176.7 \text{ kN})] + (0 \text{ k}) = 17.73 \text{ k}$
 $F_{slidingX} = -1.41 \text{ k}$ (applied V_x)

$FS_{slidingX} = \frac{F_{resist}}{F_{slidingX}} = \frac{(17.73 \text{ k})}{(-1.41 \text{ k})} = 12.5946$
 $FS_{slidingX} = 12.5946 \geq FS_{slidingReqd} = 1.50$ ✓

$F_{slidingZ} = 1.41 \text{ k}$ (applied V_z)
 $FS_{slidingZ} = \frac{F_{resist}}{F_{slidingZ}} = \frac{(17.73 \text{ k})}{(1.41 \text{ k})} = 12.5946$
 $FS_{slidingZ} = 12.5946 \geq FS_{slidingReqd} = 1.50$ ✓

Uplift



Uplift

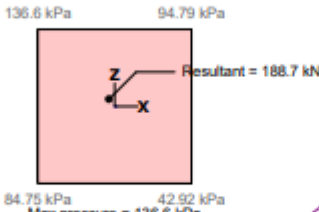
$P = 176.7 \text{ kN}$
 F.S. against uplift is infinite (axial force is in compression)

Stability Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.0D]

Forces

Factored Loads

Axial Force	168.2 kN
Moment X	-1.25 kN-m
Moment Z	1.25 kN-m
Shear X	-1.42 k
Shear Z	1.42 k
Overburden	0 kPa
Footing Weight	17.34 kN
Pedestal Weight	3.18 kN



Bearing Pressure
 $q_{allow} = 227.5 \text{ kPa} \geq q_{gross} = 136.6 \text{ kPa} \checkmark$

Max pressure = 136.6 kPa
 (Gross: Includes effects of footing weight and overburden)


Overturning

Overturning

$W_f = 17.34 \text{ kN}$ (weight of footing)
 $W_p = 3.18 \text{ kN}$ (weight of pedestal)

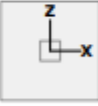
$F_{ob} = q_{overburden} (A_{ftg} - A_{ped}) = (0 \text{ kPa}) [(22.63 \text{ m}^2) - (0.97 \text{ m}^2)] = 0 \text{ kN}$
 $OTM_x = M_x - V_z (l_f + H_p) = (-1.25 \text{ kN-m}) - (1.42 \text{ k}) [(0.35 \text{ m}) + (150 \text{ cm})] = -12.94 \text{ kN-m}$
 $RM_x = (P + W_p) d_x + (W_f + F_{ob}) b_x / 2 = [(168.2 \text{ kN}) + (3.18 \text{ kN})] (0.72 \text{ m}) + [(17.34 \text{ kN}) + (0 \text{ kN})] (1.45 \text{ m}) / 2 = 136.8 \text{ kN-m}$
 $FS_{OTX} = \frac{RM_x}{OTM_x} = \frac{(136.8 \text{ kN-m})}{(-12.94 \text{ kN-m})} = 10.5783$
 $FS_{OTX} = 10.5783 \geq FS_{OTreqd} = 1.50 \checkmark$

$OTM_z = M_z + V_x (l_f + H_p) = (1.25 \text{ kN-m}) + (-1.42 \text{ k}) [(0.35 \text{ m}) + (150 \text{ cm})] = -10.43 \text{ kN-m}$
 $RM_z = (P + W_p) d_x + (W_f + F_{ob}) b_x / 2 = [(168.2 \text{ kN}) + (3.18 \text{ kN})] (0.72 \text{ m}) + [(17.34 \text{ kN}) + (0 \text{ kN})] (1.45 \text{ m}) / 2 = 136.8 \text{ kN-m}$
 $FS_{OTZ} = \frac{RM_z}{OTM_z} = \frac{(136.8 \text{ kN-m})}{(-10.43 \text{ kN-m})} = 13.1175$
 $FS_{OTZ} = 13.1175 \geq FS_{OTreqd} = 1.50 \checkmark$



Stability Checks [Load Set: New Load Set Combination: 1.0D] (continued)

Sliding



Sliding

$W_f = 17.34 \text{ kN}$ (weight of footing)
 $W_p = 3.18 \text{ kN}$ (weight of pedestal)
 $F_{cb} = q_{\text{overburden}} (A_{\text{ftg}} - A_{\text{ped}}) = (0 \text{ kPa}) [(22.63 \text{ ft}^2) - (0.97 \text{ ft}^2)] = 0 \text{ kN}$
 $F_{\text{resist}} = C_r (W_f + W_p + F_{cb} + P) + F_{\text{passive}} = (0.40) [(17.34 \text{ kN}) + (3.18 \text{ kN}) + (0 \text{ kN}) + (168.2 \text{ kN})] + (0 \text{ k}) = 16.97 \text{ k}$
 $F_{\text{slidingX}} = -1.42 \text{ k}$ (applied V_x)
 $FS_{\text{slidingX}} = \frac{F_{\text{resist}}}{F_{\text{slidingX}}} = \frac{(16.97 \text{ k})}{(-1.42 \text{ k})} = 11.9542$
 $FS_{\text{slidingX}} = 11.9542 \geq FS_{\text{slidingReqd}} = 1.50$ ✓
 $F_{\text{slidingZ}} = 1.42 \text{ k}$ (applied V_z)
 $FS_{\text{slidingZ}} = \frac{F_{\text{resist}}}{F_{\text{slidingZ}}} = \frac{(16.97 \text{ k})}{(1.42 \text{ k})} = 11.9542$
 $FS_{\text{slidingZ}} = 11.9542 \geq FS_{\text{slidingReqd}} = 1.50$ ✓

Uplift



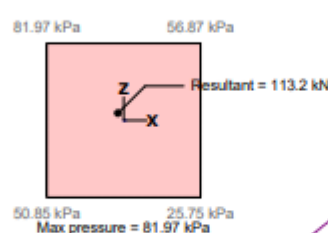
Uplift

$P = 168.2 \text{ kN}$
 F.S. against uplift is infinite (axial force is in compression)

Stability Checks [Load Set: New Load Set Combination: 0.6D]

Forces

Factored Loads	
Axial Force	100.9 kN
Moment X	-0.75 kN-m
Moment Z	0.75 kN-m
Shear X	-0.85 k
Shear Z	0.85 k
Overburden	0 kPa
Footing Weight	10.4 kN
Pedestal Weight	1.91 kN



Resultant = 113.2 kN

Bearing Pressure
 $q_{allow} = 227.5 \text{ kPa} \geq q_{gross} = 81.97 \text{ kPa}$ ✓

Max pressure = 81.97 kPa
 (Gross: Includes effects of footing weight and overburden)

Overturning

$W_f = 10.4 \text{ kN}$ (weight of footing)
 $W_p = 1.91 \text{ kN}$ (weight of pedestal)

$F_{ob} = q_{overburden} (A_{ftg} - A_{ped}) = (0 \text{ kPa}) [(22.63 \text{ m}^2) - (0.97 \text{ m}^2)] = 0 \text{ kN}$

$OTM_x = M_x - V_z (l_f + H_p) = (-0.75 \text{ kN-m}) - (0.85 \text{ k}) [(0.35 \text{ m}) + (150 \text{ cm})] = -7.76 \text{ kN-m}$

$RM_x = (P + W_{ped}) d_x + (W_f + F_{ob}) b_x / 2 = [(100.9 \text{ kN}) + (1.91 \text{ kN})] (0.72 \text{ m}) + [(10.4 \text{ kN}) + (0 \text{ kN})] (1.45 \text{ m}) / 2 = 82.1 \text{ kN-m}$

$FS_{OTX} = \frac{RM_x}{OTM_x} = \frac{(82.1 \text{ kN-m})}{(-7.76 \text{ kN-m})} = 10.5783$


$FS_{OTX} = 10.5783 \geq FS_{OTreqd} = 1.50$ ✓

$OTM_z = M_z + V_x (l_f + H_p) = (0.75 \text{ kN-m}) + (-0.85 \text{ k}) [(0.35 \text{ m}) + (150 \text{ cm})] = -6.26 \text{ kN-m}$

$RM_z = (P + W_{ped}) d_z + (W_f + F_{ob}) b_z / 2 = [(100.9 \text{ kN}) + (1.91 \text{ kN})] (0.72 \text{ m}) + [(10.4 \text{ kN}) + (0 \text{ kN})] (1.45 \text{ m}) / 2 = 82.1 \text{ kN-m}$

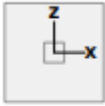
$FS_{OTZ} = \frac{RM_z}{OTM_z} = \frac{(82.1 \text{ kN-m})}{(-6.26 \text{ kN-m})} = 13.1175$

$FS_{OTZ} = 13.1175 \geq FS_{OTreqd} = 1.50$ ✓



Stability Checks [Load Set: New Load Set Combination: 0.6D] (continued)

Sliding



Sliding

$W_f = 10.4 \text{ kN}$ (weight of footing)

$W_p = 1.91 \text{ kN}$ (weight of pedestal)

$F_{cb} = q_{\text{overburden}} (A_{\text{top}} - A_{\text{ped}}) = (0 \text{ kPa}) [(22.63 \text{ ft}^2) - (0.97 \text{ ft}^2)] = 0 \text{ kN}$

$F_{\text{resist}} = C_f (W_f + W_p + F_{cb} + P) + F_{\text{passive}} = (0.40) [(10.4 \text{ kN}) + (1.91 \text{ kN}) + (0 \text{ kN}) + (100.9 \text{ kN})] + (0 \text{ k}) = 10.18 \text{ k}$

$F_{\text{slidingX}} = -0.85 \text{ k}$ (applied V_x)

$FS_{\text{slidingX}} = \frac{F_{\text{resist}}}{F_{\text{slidingX}}} = \frac{(10.18 \text{ k})}{(-0.85 \text{ k})} = 11.9542$


$FS_{\text{slidingX}} = 11.9542 \geq FS_{\text{slidingReqd}} = 1.50$ ✓

$F_{\text{slidingZ}} = 0.85 \text{ k}$ (applied V_z)

$FS_{\text{slidingZ}} = \frac{F_{\text{resist}}}{F_{\text{slidingZ}}} = \frac{(10.18 \text{ k})}{(0.85 \text{ k})} = 11.9542$

$FS_{\text{slidingZ}} = 11.9542 \geq FS_{\text{slidingReqd}} = 1.50$ ✓

Uplift



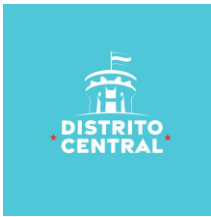
Uplift

$P = 100.9 \text{ kN}$

F.S. against uplift is infinite (axial force is in compression)

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 $4,500 \text{ kg/cm}^2$
- 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.