



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

Cimentaciones 1

LIBRETO DE CLASE, REVISIÓN 2025 COTEJADO CON ACI 318-25

César Augusto Grijalva

INGENIERÍA CIVIL CUNOC, UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Contenido

UNAS PALABRAS INICIALES	4
BIBLIOGRAFÍA REFERIDA EN ESTE LIBRETO DE CLASE	5
UNA ANÉCDOTA Y UNA PALABRA DE GRATITUD	6
TEORÍA Y CONCEPTOS	8
EL PROTAGONISMO DE LA CIMENTACIÓN Y SUELO EN LAS EDIFICACIONES	9
FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACIÓN	9
CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTO:	10
¿HASTA DONDE EXCAVAR PARA HACER LA CIMENTACIÓN?	10
¿QUÉ ES NECESARIO EN EL ESTUDIO DE SUELOS	11
CARGAS DE PROYECTO:	11
CUANDO EL SUELO NO FUNCIONA	12
GEOMALLAS	14
RESUMEN DE CRITERIOS EN CIMENTACIONES	16
RESISTENCIA REQUERIDA ACI 318-25, lo que está vigente.....	19
CRITERIOS DE CORTE.....	22
FACTORES DE REDUCCIÓN	24
ESPESOR O GROSOR MÍNIMO EN ZAPATAS.....	24
DIÁMETROS DE DOBLADO Y RECUBRIMIENTOS	26
LONGITUD DE DESARROLLO	26
RECOMENDACIONES PARA MEZCLADO. ⁶	27
Diseño de Pequeña Vivienda. AGIES, NSE 4, Edición 2024.	30
Importante a tomar en cuenta	38
EJEMPLOSTÍPICOSDE CIMENTACIÓN	39
ALGUNOS PROBLEMAS GENERALES.....	40
DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN PAR CANAL PLUVIAL	43
EL ADOBE COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN, EL SUELO Y CIMIENTO	48
Cimentaciones para Maquinaria.....	50
CIMIENTO PARA UNA MAQUINA DE ENSAYO UNIVERSAL	55
CIMIENTO PARA TORNO	56
DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA COMBINADA	58
DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA TRAPEZOIDAL COMBINADA	64
ZAPATAS SIMPLES.	70
ZAPATA CONCÉNTRICA	70
NOTAS SOBRE PLANOS.....	75
CONSIDERACIONES SOBRE ESCALAS.....	80
Zapata Concéntrica y Pilotes de Fricción	81
ZAPATA EXÉNTRICA.....	87
ZAPATA ESQUINADA	95
SUELO LINEAL O NO LINEAL	102
ZAPATA EXÉNTRICA GRADO 2.....	103
ZAPATA EXÉNTRICA GRADO 3.....	108

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

ZAPATA EXÉNTRICA GRADO 4..... 112

VIGAS CONECTORAS117

Diseño de Muro en Voladizo..... 122

APÉNDICES 131

UNAS PALABRAS INICIALES:

De manera breve es un gusto el ir actualizando las notas de los problemas típicos de la presente asignatura. Hay cambios en la nueva edición del Comité 318 de año 2025. Entre lo más relevante hay que considerar el código en mención apunta al uso de aceros de alta resistencia, que de manera indirecta sugiere el incremento de prefabricados en la construcción. También hay algunos cambios en las combinaciones de cargas para el esfuerzo último

En Guatemala, la construcción, con matices de industria, no deja de ser artesanía, eso obliga a que en las materias de estudio de ingeniería civil se considere el estudio de dichos prefabricados.

Pero para la academia se vuelve imperativo el incrementar la investigación, para validar y ofrecer seguridad a la artesanía constructiva en Guatemala, por lo que de manera periódica como en esta ocasión se hacen revisiones a este documento, pues aparecen errores sobre la marcha.

En esta revisión, se apuntan algunas consideraciones relevantes del comité American Concrete Institute 318-25, en vigencia, así como de la Federación Internacional de Estructuras del Concreto, con sede en Lausana, Suiza, que agrupa a Europa, parte de Asia y Oceanía como Estados Unidos de América .

Agradezco a Dios y a ustedes estudiantes de Ingeniería Civil del Centro Universitario de Occidente, de la Universidad de San Carlos, por la oportunidad de hacer docencia. Es ya la sexta revisión de estas notas de clase, parece que fue ayer al menos hace unos veinte años que se inicia con esta tentativa de recurso didáctico en libreto de clase.

César A. Grijalva.
Quetzaltenango, octubre 2025

BIBLIOGRAFÍA REFERIDA EN ESTE LIBRETO DE CLASE

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-25) Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-25) American Concrete Institute.

Farmington Hills, MI 48331 USA www.concrete.org

. *fib* Model Code for Concrete Structures (2020) International Federation for Structural Concrete (*fib*) Chemin du Barrag, Station 18, CH – 1015 Lausanne. www.fib-international.org

NSE 2 – EDICIÓN 2024. DEMANDAS ESTRUCTURALES Y CONDICIONES DE SITIO

NSE 2.1 – EDICIÓN 2024 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

NSE 4 – EDICIÓN 2024 DISEÑO DE PEQUEÑA VIVIENDA

NSE 5.3 – EDICIÓN 2024 OBRAS DE RETENCIÓN

NSE 7.1 – EDICIÓN 2024 DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO

Normas de Seguridad Estructural. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Sísmica y Estructural AGIES. <https://www.agies.org/bibliotecas/>

ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES. DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS. Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda. Enero 2025.

Soil Compactati3n and Equipment for Confined Areas. Copyright December 1999, Wacker Corporation.

FUNDAMENTOS SOBRE LA COMPACTACI3N DE SUELOS. Dirk R. Wiessig. Copyright 1995 WACKER- WERKE GMBH & Co. KG, M3nchen. Rep3blica Federal Alemana.

FUNDAMENTOS SOBRE LA COMPACTACI3N DEL HORMIG3N. Sepp Rixner, Hans Schindelbeck & Dirk R. Wiessig. Copyright 1999 WACKER-WERKE GMBH & Co. KG, M3nchen. Rep3blica Federal Alemana.

Ingenier3a de Cimentaciones. Peck, Hanson & Thornburn. Limusa Noriega Editores. **Reinforced Masonry Engineering Handbook.** James E. Amrhein. Masonry Institute of America (MIA)

Diseño de Estructuras de Concreto. Arthur H. Nilson & George Winter. McGraw-Hil.

Concreto Reforzado. Edward G. Nawy. Prentice Hall

Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado. Arthur H. Nilson. Noriega Limusa.

UNA ANÉCDOTA Y UNA PALABRA DE GRATITUD

A continuación, narro una vivencia que puede interesar a las nuevas generaciones de estudiantes de la Ingeniería Civil, de este Centro Universitario de Occidente. Sobre los comienzos de este tipo de material escrito que funcionan como guion de contenido de clases.

Hace algunos años, en 1999 cuando se comenzaban a organizar las carreras de ingeniería en sus programas completos de estudios en este centro universitario, vuestro servidor fungía como coordinador de la carrera de ingeniería civil, y es en ese año que se incorpora al equipo docente el Dr. Víctor Carol Hernández Monzón. En dicho año este compañero y amigo de estudio y trabajo hace el comentario que está por ir a cursar una especialización al Palacio de Minería en la ciudad de México DF, justo en este mes de octubre. Su preocupación era la atención durante ese mes a su actividad docente, que en su momento me manifestó, a lo que se le responde que con gusto puedo cubrir su clase durante el mes referido.

Ya no recuerdo que asignatura fue la de Víctor en ese momento. Este va y culmina con éxito su especialización y a su regreso, recuerdo que una mañana llega a mi casa después de dicho viaje, para agradecer el apoyo a su clase con un libro bajo el brazo. Como regalo de viaje me trae una copia del ACI 318-95 en español, publicada por el Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento (IMCYC), idea que años después en Guatemala ve la luz como el Instituto Guatemalteco del Concreto y del Cemento.

En ese tiempo existía la política que el IMCYC publicaba en español la penúltima edición del comité ACI 318, y ese año de 1999, en Estados Unidos ACI publicó el 319-99, mientras que el IMCYC el 318-95. Esto se rompe cuando ACI decide sacar al mercado sus publicaciones importantes y relevantes en español también.

Por esos años en la docencia de los temas de concreto armado, se proporcionaban fórmulas para cálculo y diseño, pero en muchas ocasiones no se sabía a ciencia cierta de que normativa, código, año y edición se hacía referencia. Recuerdo que tiempo atrás al año 1999 en tiempo de estudiante de esta carrera con algunos amigos y compañeros como Víctor, Francisco Castañeda y otros, en las clases de concreto y cimentaciones las fórmulas que nos proporcionaban nuestros maestros eran un tanto inciertas. Se nos decía que eran del ACI, pero ¿Qué código y comité? ¿De que año? Recuerdo que, en la Facultad de Ingeniería en la ciudad de Guatemala, vi y leí normativas de ASTM como revistas de concreto y diseño del ACI, pero de los años sesenta, en una buena época de la facultad referida. Pero me imagino que la gente entusiasta y preocupada por estar al día en materia de normativa se fue, y nadie toma esa buena y sana iniciativa de conocimiento técnico. Es allí la preocupación que en su momento Víctor me hace partícipe.

Recuerdo que, después de la construcción del módulo donde hoy se encuentra Ciencias Económicas, se perfilaba la construcción del actual Módulo G, donde hoy se encuentra Ingeniería, y en su momento con Víctor y Carlos Morales, vemos y revisamos las hojas de planos estructurales de los módulos clásicos de tres niveles de la Universidad de San Carlos de Guatemala (USAC), con la sorpresa de que dichos planos refieren las cuantillas y detalles de

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

aceros y mas al ACI318-71, entendiéndose que estos módulos vienen de inicios de los setentas.

En consecuencia, Víctor propone un tema de tesis, hoy trabajo de graduación de realizar una revisión estructural al diseño clásico de los módulos de la USAC con el ACI318-05, que era en esos días la última edición. Se hizo y se envía una copia a Servicios Generales de la USAC, que es el ente que ve estos asuntos de la construcción de los módulos. La reacción fue casi inmediata, con cierta molestia y resquemor, por evidenciar el atraso de este ente en esa materia.

Regresando al inicio, es a raíz de esa publicación ACI/IMCYC que Víctor me facilita y comparte que comienza a ver la luz este tipo de material que usted, estimado lector tiene en sus manos. De manera pública ofrezco a Víctor una palabra de gratitud por ese gesto desinteresado que hizo que se intente con sus limitantes y dificultades, este tipo de material escrito. Espero que sea de utilidad estimado amigo lector.

César A. Grijalva.
Octubre 2025



TEORÍA Y CONCEPTOS

EL PROTAGONISMO DE LA CIMENTACIÓN Y SUELO EN LAS EDIFICACIONES.

El cimientado es lo que une a la estructura con el suelo. Si este último cede ante la carga a la que es sometida la edificación, por un momento en el tiempo la cimentación parece resistir, hasta que la estructura manifiesta asentamientos diferenciales, que comienzan a ser evidentes con un edificio desplomado, que no está completamente erguido a nivel vertical.

Por ejemplo, en la ciudad de Quetzaltenango en los alrededores del hospital Rodolfo Robles del centro histórico, con cierta frecuencia se pueden observar construcciones de dos, tres o más niveles en mampostería con algún desnivel. Una respuesta a dicho fenómeno puede ser el tipo de suelo donde predomina la arena blanca volcánica o pómez.

El albo material referido tiene la particularidad que en partículas grandes tales como arenas y piedrines, tiende a ser quebradizo. Pero también al ser un suelo calizo arenisca, es propenso a ser disuelto por el agua.

Con los dos factores anteriores en mente, la falla de carga de tipo de suelo mencionado se puede deber a que la roca quebradiza se fractura en algún momento ante el peso y presión que ejerce la cimentación, y se debe sumar o agregar el tránsito de escorrentía (de agua) sub superficial, que al permear dicha cal arena, es disuelta en el tiempo.

La cimentación en un aspecto y factor importante en la integridad del funcionamiento estructural, y esta obra trascendente no está a la vista del propietario(s), pero su mala ejecución condena de entrada a la edificación.

Entonces, desde lo económico, para que una cimentación sea viable, el costo de esta mas el estudio de suelos no debe de exceder el veinte por ciento del costo total del proyecto. Por cada quetzal, no más de veinte centavos para mecánica de suelos y cimentación. De lo contrario es buen capital monetario enterrado.

FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACIÓN

SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN:

El más adecuado para una estructura dada depende de varios factores como: función, cargas a soportar, condiciones del subsuelo, costo de cimentación vrs estructura general.

Estos factores y otras consideraciones deben de organizarse lógicamente para proponer una solución adecuada al proyecto.

Para elegir el tipo de cimentación se recomiendan cinco pasos:

1. Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la estructura general y de las cargas a transmitir a la cimentación.
2. Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.
3. Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación para juzgar si pueden construirse en las condiciones del proyecto, si resisten las cargas a aplicar sin sufrir asentamientos diferenciales. En esta etapa se eliminan los tipos inadecuados de cimentación.
4. Hacer estudios más detallados y aún anteproyectos de las alternativas más prometedoras. Para estas consideraciones puede necesitarse información adicional de las cargas y las condiciones del suelo para dimensionar aproximadamente zapatas o pilas, así como longitud y número de pilotes. Se necesita tener mas datos sobre asentamientos diferenciales en el suelo para poder predecir el comportamiento de la estructura-
5. Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación y elegir la más aceptable entre funcionamiento y costo.

CONCLUSION: en el negocio de la construcción es **BASICO el COSTO**, máxime en una sociedad como la nuestra que contempla la cultura de regateo, un pieza clave en la gestión de cualquier negociación. Cuidar y observar costos.

CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTO:

Es necesario juzgar el funcionamiento de la cimentación bajo dos aspectos:

1. Toda la cimentación o cualquiera de sus elementos puede fallar porque el suelo no soporta la carga aplicada. Es una ***falla por capacidad de carga***; es importante hacer un resumen de las dificultades constructivas que se encuentran en cada tipo de suelo;
2. El suelo o roca de carga pueden no fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparate que la estructura puede agrietarse y dañarse. Es un ***asentamiento perjudicial ó diferencial***.

¿HASTA DONDE EXCAVAR PARA HACER LA CIMENTACIÓN?

Es una de las preguntas al inicio de este tema. alguna normativa como la de vivienda mínima de la Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales –AGIES-recomienda entre 40 y 60 centímetros, es decir de dos a tres hiladas de block en el emplantillado.

Sin embargo, en realidad quien responde eso son tres aspectos:

1. La finalidad y tipo de proyecto, dependiendo de los requerimientos, así es el cimiento. No es lo mismo cimentar vivienda, que un centro comercial o una instalación industrial.
2. La ubicación del proyecto. Es una dificultad cimentar en terreno plano y otra el cimentar en ladera. Esto último con más cuidados y requerimientos de seguridad.

3. Y lo que a veces se pasa por alto: el estudio de mecánica de suelos. Este estudio muestra los estratos más prometedores y económicamente viables para hacer la cimentación. El perfil de suelo con su clasificación, indica dónde es adecuado cimentar.

¿QUÉ ES NECESARIO EN EL ESTUDIO DE SUELOS?

También es importante considerar lo necesario en mecánica de suelos, para hacer las consideraciones de diseño. Ya sea que como ingenieros se haga el estudio o se subcontrate un laboratorio pertinente. Por cuestión de costos ¿qué ver? ¿Qué se necesita? De manera básica se puede decir, respecto a los ensayos de suelos:

OBRA CIVIL	CAMINOS Y CARRETERAS	SANITARIA Y SANEAMIENTO
1. Densidad 2. Humedad natural 3. Límites de Atterberg		
4. Clasificación Unificada – SUCS- 5. Valor soporte: corte o triaxial	4. Clasificación AASHTO 5. Proctor . Normal o modificado 6. CBR –relación soporte California-	4. Clasificación Unificada – SUCS- 5. Pruebas de infiltración

Es de anotar que en cuestión de sistemas de medidas, se puede pedir al laboratorio la manera de ver los resultados. Por ejemplo, es de recordar que: $1 \text{ T/m}^3 = 1 \text{ gr/cc} = 1,000 \text{ kg/m}^3$

CARGAS DE PROYECTO:

La selección de cargas en las que debe basarse el proyecto de una cimentación influye no solamente en la economía, sino también, algunas veces, hasta en el tipo de cimentación. Además, las mismas condiciones del suelo tienen influencia en las cargas que deberían haberse considerado.

Cada unidad de cimentación debe ser capaz de soportar, con un margen de seguridad razonable, la carga máxima a la que vaya a quedar sujeta, aún cuando esta carga pueda actuar sólo brevemente una vez en la vida de la estructura. Una sobrecarga o una mala interpretación de las condiciones del suelo deben de tener como resultado un aumento

excesivo de asentamiento, pero no una falla catastrófica. Esto empuja a utilizar factores de seguridad mas pequeños.

Frecuentemente se especifican en los reglamentos de construcción las cargas máximas, las presiones correspondientes en el suelo y las cargas en los pilotes. Estos requisitos son restricciones legales al proyecto que deben satisfacerse. Sin embargo, como no pueden considerarse todas las eventualidades, el ingeniero de cimentaciones debe asegurarse por si mismo que son seguras, aunque satisfagan el reglamento.

Como regla general debe aplicarse un factor de seguridad de 3 con las cargas especificadas en los reglamentos de construcción, siempre y cuando el subsuelo no es de tipo anormal y si sus propiedades se han investigado correctamente. El factor de seguridad, ordinariamente no debe ser menor a 2, aunque se conozcan las cargas máximas en un grado de precisión elevado y se conozca excepcionalmente el suelo.

Los factores de seguridad obedecen a que la frecuencia de ocurrencia de determinados eventos es de difícil evaluación. Esa incertidumbre e inseguridad del hombre hace que se utilicen este tipo de factores para seguridad del él mismo. Una manera elegante de cubrir y disimular la ignorancia.

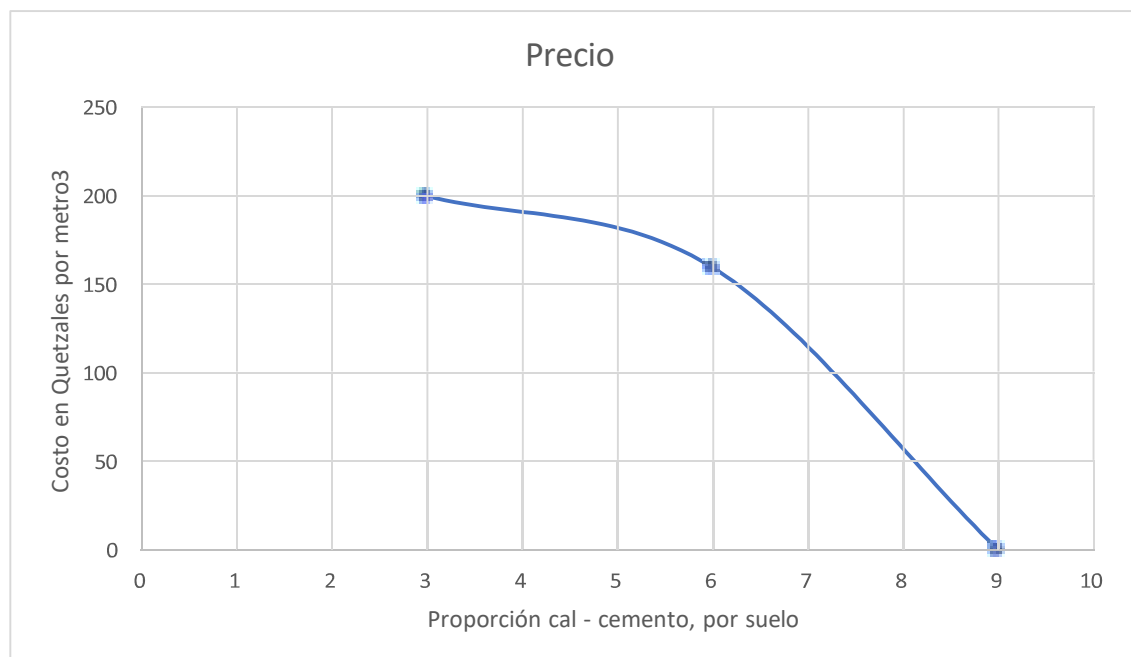
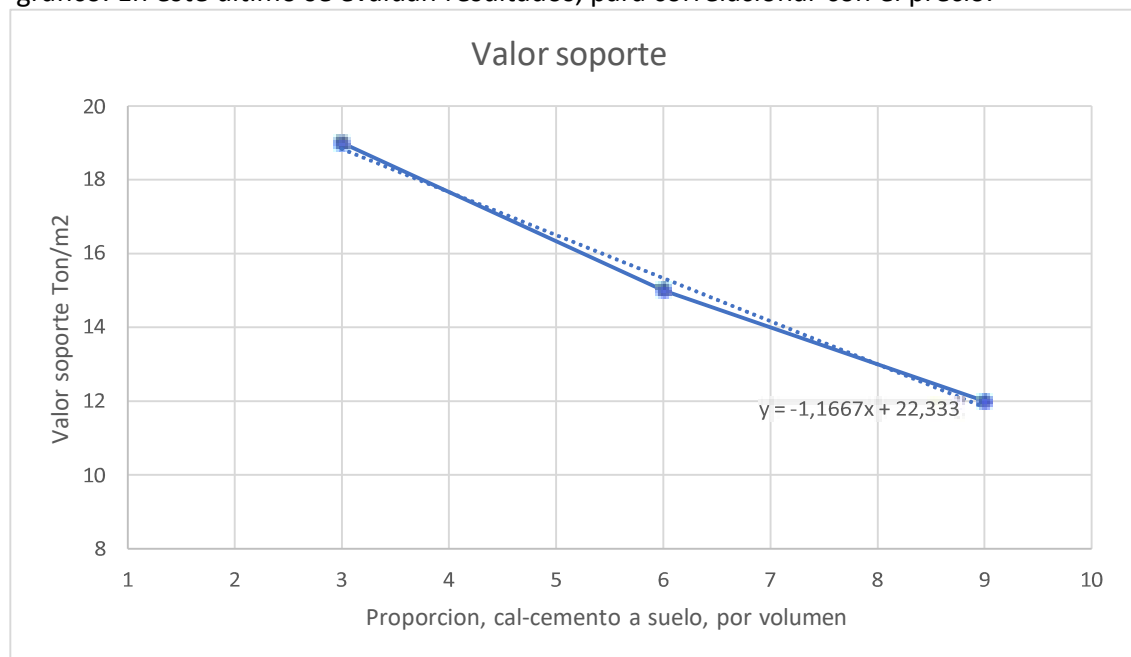
Pocos edificios de concreto pueden soportar un asentamiento diferencial entre columnas adyacentes de más de 2 cm sin mostrar algunos signos de daño. Una estructura de acero puede soportar algo más y una de mampostería de ladrillo puede soportar tres o cuatro veces más esa cantidad sin daño serio. El asentamiento errático ó irregular es más peligroso para una estructura de cualquier tipo, que uno uniformemente distribuido.

CUANDO EL SUELO NO FUNCIONA

Para el proyecto en cuestión. El valor soporte es insuficiente para los requerimientos de la obra. Entonces: ¿Qué hacer? Se intentará dar algunas ideas para ello.

1. **Estabilización de suelo:** Cal en suelos con rastras orgánicas y Cemento en suelo inorgánico. La proporción de cal o cemento acorde a proporciones por volumen o por peso que dé el laboratorio. Se pueden hacer proporciones en múltiplos enteros 1 a 3 – cal o cemento a suelo- para duplicar de 1 a 6, ahora 1 a 9...etc. múltiplo de 3 en este caso. Como puede ser “3” puede ser otro número. Es de remarcar que se pueden tomar pares de datos con proporción versus valor soporte y hacer un

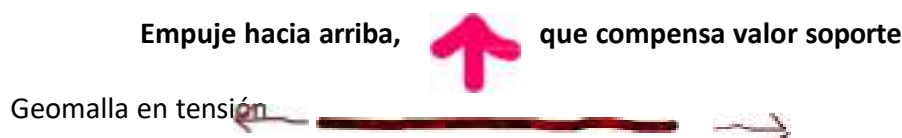
gráfico. En este último se evalúan resultados, para correlacionar con el precio.



2. **Utilización de pilotes a fricción en compresión:** Es decir zapatas sobre pilotes. El área de pared perimetral del rostro trabaja a fricción con el suelo. Es necesario en base al tipo de suelo, un factor de fricción entre suelo y pared de pilote. Generalmente el armado es el acero mínimo de columna.
3. **Pilotes simples a compresión.** El punto es explorar a más profundidad el suelo para la búsqueda de un estrato donde apoyar los pilotes y compensar la falta de

valor soporte sobre la zapata. Pilotes diseñados como columnas en compresión. A tomar en cuenta el costo de excavación. El armado generalmente es el acero mínimo de columna.

4. **Geo mallas y geotextiles:** es de suplir la falta de valor soporte por medio del esfuerzo de una membrana a tensión, sobre la que se coloca la cimentación. El cuidado de un anclaje adecuado de la membrana. Se coloca y tensa la membrana en el plano horizontal, previo a la cimentación, dicha tensión aporta empuje anti gravitatorio que compensa lo faltante del valor soporte. Preferentemente no debe estar el límite o lindero del terreno junto con la cimentación.



5. **Drenajes adecuados:** tal como drenaje francés para evacuar los excesos de agua y humedad, que llevan al suelo a un estado semi sólido de manera permanente. El cuidado es garantizar la no saturación del suelo. Se necesita el estudio de escorrentía y precipitación, a nivel de hidrología, para la estimación de la carga de agua a evacuar.
6. **Losa de cimentación:** o una zapata combinada, cuando las zapatas simples se traslapan por el bajo valor soporte para las necesidades del proyecto.
7. **Replanteo de material estructural:** caso extremo, que nada de lo anterior parece funcionar, en lugar de una estructura de concreto o de mampostería, que son estructuras pesadas, construir con estructura liviana.

GEOMALLAS

Glosario

Polímero: Material formado por macromoléculas constituidas por cadenas muy largas de moléculas base denominadas monómeros, que se unen entre sí, generalmente a partir de reacciones químicas de polimerización.

Geotextil (geotextile): Material flexible y permeable a los fluidos, capaz de retener partículas de suelo mayores que el tamaño de sus poros, o proporcionar refuerzo, y diseñado y fabricado para trabajos de ingeniería civil.

Geomembrana (geomembrane): Recubrimiento impermeable a fluidos y partículas que se utiliza en la ingeniería geotécnica.

Productos relacionados (related products): Materiales similares a los geotextiles y las geomembranas que no se apegan a esas definiciones.

Geocompuesto (geocomposite): Producto constituido por dos o más geomembranas o geotextiles o por la combinación de éstos con otros materiales.

Geosintético (geosynthetic): Producto elaborado con polímeros para su uso en obras geotécnicas, que comprende los geotextiles, las geomembranas y otros productos relacionados.

Geomatríz (geomatrix. Geomat): Cubierta para protección contra erosión de un talud, que estabiliza superficialmente el terreno con rellenos de suelo que favorecen el crecimiento de vegetación.

Geoceldas (geocells): Geomatriz con estructura tridimensional y formas geométricas regulares, semejante a un panal.

Biomatríz (Biomatrix, biomat.): Geomatriz elaborada con materiales de origen orgánico como yute, algodón, etc.

Georred. (geogrid): Material fabricado por perforación de hojas de polímero que se someten a estiramiento en una o dos direcciones, o formado por dos grupos de elementos paralelos de polímero sometidos a estiramiento y cuya función es reforzar el suelo.

Geomalla. (geonet, geomesh): Material formado por dos grupos de filamentos gruesos paralelos que se intersecan en ángulos entre 60 y 90 grados y se emplean para separación de materiales o para filtración y drenaje.

Geodren. (geodrain): Elemento formado por un perfil o tubo de plástico rodeado por geotextil o cartón, que se utiliza para drenaje y disipación de presiones intersticiales.

Geotubo. (geopipe): Tubo de polímero perforado o ranurado que permite drenar y/o coleccionar los fluidos de la masa del suelo.

Barrera (barrier): Geomembrana utilizada dentro de la masa de suelo como frontera impermeable.

Revestimiento (living, liner): Material utilizado como recubrimiento superficial de canales o almacenamientos. **Colmatación** (clogging): Proceso de acumulación de partículas que son atrapadas dentro del espesor del geotextil, reduciendo su capacidad de drenaje.

Cegamiento (blinding): Proceso de migración de partículas que son detenidas aguas arriba desde la frontera suelo- geotextil, reduciendo la permeabilidad del sistema.

Drenaje: Flujo controlado de fluidos a través de un medio poroso, o alivio de presiones de líquidos o gases en la masa del suelo.

Filtración: Acción de retener partículas de mayor tamaño que los intersticios del material, permitiendo el paso de fluidos.

Filtro de transición (filter cake): Zona aguas arriba del sistema suelo-geotextil en que se produce el cegamiento. **Muro de tierra** (soil wall): Masa de suelo estabilizada por medio de refuerzo interno de geotextiles o georredes colocados en posición cercana a la horizontal.

Encapsulado (encapsulated soil layer): Masa de suelo rodeada completamente por un geosintético utilizado como separador o barrera.

RESUMEN DE CRITERIOS EN CIMENTACIONES.

CARGAS USALES ADMISIBLES EN EL SUELO

1. arcilla blanda, densidad media 15 ton/m²
2. arcilla consistencia media 25 ton/m²
3. arena fina suelta..... 20 ton/m²
4. arena gruesa suelta,
Arena fina compactada,
Mezcla de arena y grava suelta..... 30 ton/m²
5. rocas sedimentarias 150 ton/m²
6. rocas macizas, diorita, granito,
Gneis en condición sana..... 1000 ton/m²
- Un dato conservador para Quetzaltenango..... 20 ton/m²

Recordar que la arcilla es muy inestable con la humedad. Cuidado si observan costras de tierra en el suelo, indicios de arcilla en buena cantidad.

Tabla 5.10.1-1 — Valores permisibles de capacidad de carga y presión lateral [1][2][3]

Tipo de Material	Capacidad de Carga – presión vertical del cimiento (kPa)	Resistencia lateral (kPa/m) debajo de la gradación natural	Deslizamiento lateral	
			Coefficiente de Fricción [4]	Cohesión (kPa) [5]
1. Basamento cristalino	550	180	0.70	-
2. Roca sedimentaria y foliada	190	60	0.35	-
3. Gravas arenosas y/o grava (GW y GP)	140	30	0.35	-
4. Arena, arena limosa, arena arcillosa, grava limosa y grava arcillosa (SW, SP, SM, SC, GM y GC)	90	20	0.25	-
5. Arcilla, arcilla arenosa, arcilla limosa, limo arcilloso, limo, y limo arenoso (CL, ML, MH y CH)	70 [6]	15	-	5

[1] Para el sistema imperial: 20.87834 lb/pie² = 1 kPa, 6.3535 lb/pie³ = 1 kPa/m.

[2] Para utilizar esta tabla al menos se deben realizar ensayos de campo y/o laboratorio.

[3] La profundidad mínima de cimentación será de 0.80 m.

[4] Coeficiente a ser multiplicado por la carga muerta.

[5] Valor de resistencia al deslizamiento natural a ser multiplicado por el área de contacto.

[6] Cuando se establezca en el sitio un suelo con una capacidad soporte de menos de 71.93 kPa la capacidad soporte permisible deberá ser determinada por una investigación del suelo.

Tabla 4.7.5-1 — Ángulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. Department of the Navy 1982a). Tomado de las especificación AASTHO LRFD.

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Concreto masivo sobre los siguientes materiales de cimentación:		
• Roca sana y limpia	35	0.70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0.55 a 0.60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0.45 a 0.55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0.34 a 0.45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0.31 a 0.34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0.40 a 0.49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0.31 a 0.34
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0.40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0.31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0.25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0.19
Concreto moldeado o prefabricado o tablestacas de concreto contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0.40 a 0.49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0.31 a 0.40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0.31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0.25
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
- roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0.70
- roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0.65
- roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0.55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0.49
• Acero sobre acero tratado de tablestacas	17	0.31

RESISTENCIA REQUERIDA ACI 318-25, lo que está vigente¹

DONDE:

U = resistencia requerida para soportar cargas factorizadas,

D = carga muerta, propia de la estructura,

L = carga viva, no propia ni permanente a la estructura, .

W = carga por viento,

H = carga por peso y a presión del terreno, agua u otro material en terreno;

T = efectos acumulados por temperatura, relajamiento, contracción, asentamiento Diferencial

Lr = carga viva de techo

S = carga viva por nieve

R = carga viva por lluvia

E = empuje de la tierra, sismo

F = carga por peso y presión de fluidos sobre estructura (muro de tanque)

Definición de Variables y Cargas Consideradas en el Diseño Estructural

A continuación, se presenta la definición de cada una de las variables que intervienen en la determinación de la resistencia requerida para soportar cargas factorizadas según la normativa vigente:

- U: Resistencia requerida para soportar las cargas factorizadas que actúan sobre la estructura.
- D: Carga muerta, es decir, el peso propio de la estructura y cualquier elemento permanente que forme parte de ella.
- L: Carga viva, correspondiente a las acciones no propias ni permanentes de la estructura, como el uso y ocupación del edificio.
- W: Carga debida al viento, que considera las presiones y succión que este puede generar sobre la estructura.
- H: Carga generada por el peso y la presión del terreno, agua u otro material contenido o en contacto con la estructura.
- T: Efectos acumulativos provocados por variaciones de temperatura, relajamiento de los materiales, contracción y asentamiento diferencial de la estructura.
- Lr: Carga viva específica de cubiertas o techos, que considera el uso ocasional o de mantenimiento.
- S: Carga viva por nieve, que corresponde al peso adicional generado por acumulación de nieve sobre la estructura.
- R: Carga viva por lluvia, que considera el peso del agua de lluvia acumulada.
- E: Empuje ejercido por la tierra o fuerzas sísmicas que pueden actuar sobre la estructura.
- F: Carga por peso y presión de fluidos sobre la estructura, como ocurre en muros de tanques o depósitos.

¹ ACI 318-25. Chapter 5, LOADS. Pág. 64

5.3.1 Required strength U shall be at least equal to the effects of factored loads in Table 5.3.1, with exceptions and additions in 5.3.3 through [5.3.16](#).

Table 5.3.1—Load combinations

Load combination	Equation	Primary load
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + (0.5L_r \text{ or } 0.3S \text{ or } 0.5R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + (1.6L_r \text{ or } 1.0S \text{ or } 1.6R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ or } S \text{ or } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + (0.5L_r \text{ or } 0.3S \text{ or } 0.5R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.15S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

ACI 319-19, combinaciones de carga anteriores

Tabla 5.3.1 — Combinaciones de carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (1.0L \text{ o } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ o } S \text{ o } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

¿Qué cambios hay en las combinaciones de cargas de la edición 2025 a 2019?

No parece ser demasiado. Las combinaciones (a), (f) y (g) quedan igual. En el resto se ve un descenso en el factor para la carga de nieve (S).

Esto da a entender más confianza en las estadísticas de meteorología para la estimación de dicha carga, lo que en Guatemala todavía se puede ver con reservas, es decir la meteorología con algunas falencias y faltas. Pero afortunadamente aún no es representativa la carga por nieve (S) en un país en el trópico como el nuestro.

Tabulando las diferencias observadas en las ediciones de ACI 318 2025 y 2019 se ve

Carga S de nieve			
	318-25	318-19	CAMBIO

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

5.1.3.b	0.3	0.5	-0.2
5.1.3.c	1.0	1.6	-0.6
5.1.3.d	0.3	0.5	-0.2
5.1.3.e	0.15	0.2	-0.05

ANÁLISIS: Disminución **promedio de 0.2625**, y disminución **media de 0.325**

Los esfuerzos que no actúan simultáneamente (en las combinaciones anteriores) pueden ser investigados.

5.3.3. El factor de carga viva (L) en las ecuaciones 5.3.1.c, 5.3.1.d y 5.3.1.e puede reducirse al 50 por ciento excepto:

- Aparcaderos
- Áreas de plazas y reuniones públicas
- Áreas donde L es mayor que 100 libras/pie²

5.3.4. En la aplicación de carga viva (L) se incluyen:

- Concentración de cargas vivas
- Cargas vehiculares
- Cargas por grúas (polipastos)
- Cargas por pasamanos, guardavías y barreras vehiculares
- Efectos de impacto
- Efectos de vibración

5.3.5. Si la carga por viento (W) es provista por una institución que reglamenta y ofrece información (AGIES para nosotros) de 1.6W se puede bajar a 1.0W en las ecuaciones 5.3.1.d a la 5.3.1.f, y de 0.8W se puede usar 0.5W en la ecuación 5.3.1.c.

5.3.6. Los efectos estructurales (T) pueden ser considerados con otros esfuerzos que afecten el desempeño de la estructura. El factor (T) puede ser considerado con la incertidumbre asociada a magnitudes parecidas a (T). El factor de esfuerzo (T) no puede ser considerado menor a 1.0.

5.3.7. Si el factor de fluidos (F) está presente, se puede incluir en las combinaciones de las ecuaciones 5.3.1. en los incisos (a), (b), (c) o (d)

- Si F actúa con carga muerta D se incluye un factor de 1.4 en la ecuación 5.3.1.a.
- Si F es un factor primario de carga, se puede incluir un factor de 1.2 de las ecuaciones 5.3.1.b y 5.3.1.e.
- Si el efecto de F es permanente y concentrado como esfuerzo primario, puede incluirse un factor de esfuerzo de 0.9 en la ecuación 5.3.1.g.
- Si el efecto de F no es permanente, pero se presenta como carga primaria, F no se incluye en las ecuaciones de 5.3.1.a hasta la 5.3.1.g.

5.3.8. Si la carga, o cabeza lateral H está presente, puede ser incluida en las combinaciones de esfuerzos de las ecuaciones 5.3.1 (a), (b), (c)

- Si H actúa lejana como carga primaria, puede ser incluida con un factor de 1.6.
- Si el efecto de H es permanente y concentrado como carga primaria, puede ser incluido con un factor de 0.9.
- Si el efecto de H no es permanente, cuando se presente contenido como esfuerzo primario, puede no ser incluido.

5.3.9. Si la estructura está en zona de inundación, se pueden utilizar los factores y

combinaciones de ASCE/SEI 7.

5.3.10. Si la estructura está sujeta a fuerzas atmosféricas y cargas de hielo, se pueden utilizar los factores y combinaciones de ASCE/SEI 7.

5.3.14. Requerido el esfuerzo último U pueden incluirse esfuerzos internos con efectos y reacciones introducido por pretensados, donde el factor de esfuerzo es de 1.0.

5.3.15. Por zonas de anclajes de Post tensado, el factor de esfuerzo de 1.2 puede ser aplicado como máximo del pretensionado de la fuerza que aplica el gato hidráulico al acero.

5.3.1. Factores de esfuerzo por pretensionado, pueden incluirse de acuerdo con 5.3.1 en las ecuaciones (a) y (b) de acuerdo con:

- Un factor de 1.2 puede ser aplicado por la red de puntales, donde el pretensionado incrementa sus esfuerzos de aplicación.
- Un factor de 0.9 puede ser aplicado en una red de puntales y refuerzos en general.

CRITERIOS DE CORTE

Corte Simple: ACI 318-25. SI -sistema Métrico en Mpa, mks-métrico en kgf/cm², inglés (psi)

22.5.6.2.1c	$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
-------------	--------------------------------------	--------------------------------------	-----------------------------------

λ = factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión.

λ_s = factor de modificación por efecto de la dimensional, es nuevo desde ACI 318-19.

22.5.5.1.3 The size effect modification factor, λ_s , shall be determined by

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10}}} \leq 1 \quad (22.5.5.1.3)$$

Ilustración 1 Lambda Size, sistema inglés

Ecuación general de corte para concreto ($V_{Rd,C}$) según fib $V_{Rd,C} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_w z_v$

donde, f_{ck} el esfuerzo a compresión del concreto en MPa y no mayor que 8MPa, z_v mayor o igual a 800 mm, que es la profundidad o peralte efectivo; b_w como la base del elemento; γ_c factor de seguridad parcial para las propiedades del material concreto y k_v es un factor multiplicador en función de la resistencia y diámetro de piedrines del concreto. Sección 30.1.3.2. fib Model Code for Concrete Structures (2020)

Corte Punzonante o Punzante. ACI 319-25,

Para elementos reforzados en dos sentidos. SI -sistema Métrico en Mpa, mks-métrico en kgf/cm², Inglés (psi)

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

22.6.5.2(a)	$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ ✓	$v_c = 4\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm ²	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
22.6.5.2(b)	$v_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.2(c)	$v_c = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_s}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 0.27\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_s}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_s}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$

β = relación lado largo a lado corto del área de la carga concentrada o de reacción. α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

CORTES ACTUANTES: por fuerzas externas (de Análisis Estructural, envolventes)

☐Falla por corte si: $V_{RESISTENTE} < V_{ACTUANTE}$

☐Sección suficiente para resistir corte especificado si: $V_{resistente} > V_{actuante}$

Table 19.2.4.1(a)—Values of λ for lightweight concrete based on equilibrium density

$w_c, \text{lb/ft}^3$	λ	
≤ 100	0.75	(a)
$100 < w_c \leq 135$	$0.0075w_c \leq 1.0$	(b)
> 135	1.0	(c)

Table 19.2.4.1(b)—Values of λ for lightweight concrete based on composition of aggregates

Concrete	Composition of aggregates	λ
All-lightweight	Fine: ASTM C330 Coarse: ASTM C330	0.75
Lightweight, fine blend	Fine: Combination of ASTM C330 and C33 Coarse: ASTM C330	0.75 to 0.85 ^[1]
Sand-lightweight	Fine: ASTM C33 Coarse: ASTM C330	0.85
Sand-lightweight, coarse blend	Fine: ASTM C33 Coarse: Combination of ASTM C330 and C33	0.85 to 1 ^[2]

^[1]Linear interpolation from 0.75 to 0.85 is permitted based on the absolute volume of normalweight fine aggregate as a fraction of the total absolute volume of fine aggregate.

^[2]Linear interpolation from 0.85 to 1 is permitted based on the absolute volume of normalweight coarse aggregate as a fraction of the total absolute volume of aggregate.

FACTORES DE REDUCCIÓN

Table 21.2.1—Strength reduction factors ϕ

Action	ϕ	Exceptions
(a) Moment, axial force, or combined moment and axial force	0.65 to 0.90 in accordance with 21.2.2	Near ends of pretensioned members where strands are not fully developed, ϕ shall be in accordance with 21.2.3.
(b) Shear	0.75	Additional requirements are given in 21.2.4 for structures designed to resist earthquake effects.
(c) Torsion	0.75	—
(d) Bearing	0.65	—
Structural Element		
(e) Joints and corbels	0.75	—
(f) Plain concrete elements	0.60	—
(g) Struts, ties, nodal zones, and bearing areas designed in accordance with strut-and-tie method in Chapter 23	0.75	—
Anchorage Condition		
(h) Post-tensioned anchorage zones	0.85	—
(i) Components of connections of precast members controlled by yielding of steel elements in tension	0.90	—
(j) Anchorage of reinforcing bars for breakout strength of reinforcing bar groups in accordance with 25.4.1.5 and 25.4.11	0.75	Development length of reinforcement calculated in accordance with 25.4.2 through 25.4.9 does not require ϕ . Additional requirements are given in 21.2.5 for structures designed to resist earthquake effects.
(k) Anchor reinforcement in accordance with 17.5.2.1	0.90	—
(l) Concrete failure of anchors in tension, nonductile	0.65	—
(m) Concrete failure of anchors in tension, ductile	0.75	—
(n) Concrete failure of anchors in shear	0.75	—
(o) Anchor steel, tension, ductile ^{[1][2]}	0.75	ϕ is based on using $f_{u,as}$ to determine the nominal strength of anchors.
(p) Anchor steel, tension, nonductile ^{[1][2]}	0.65	—
(q) Anchor steel, shear, ductile ^{[1][2]}	0.65	ϕ accounts for non-uniform distribution of stress in connections with multiple anchors.
(r) Anchor steel, shear, nonductile ^{[1][2]}	0.60	—

^[1]Anchor components such as bolt or sleeve.

^[2]Ductility established in accordance with ACI CODE-308.1 or ACI CODE-308.4.

ACERO MÍNIMO EN ZAPATAS -LOSAS-

24.4.3.2 The ratio of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area shall be greater than or equal to 0.0018.

R24.4.3.2 The minimum ratio of deformed bar or welded wire reinforcement area to gross concrete area of 0.0018 is empirical but has been used satisfactorily for many years. The resulting area of reinforcement may be distributed within the member as deemed appropriate for specific conditions. Previous editions of the Code permitted a reduction in shrinkage and temperature reinforcement for reinforcement with yield strength greater than 60,000 psi. However, the mechanics of cracking suggest that increased yield strength provides no benefit for the control of cracking. If crack width or leakage prevention is a design limit state, refer to ACI PRC-224 or ACI CODE-350 for recommended reinforcement ratios.

ESPESOR O GROSOR MÍNIMO EN ZAPATAS

Zaparas simples como 15 centímetros y 30 centímetros si las zapatas van sobre pilotes

13.3.1.2 Overall depth of foundation shall be selected such that the effective depth of bottom reinforcement is at least 6 in.

13.4.6.2 Overall depth of pile cap shall be selected such that the effective depth of bottom reinforcement is at least 12 in.

PARA PILOTES

Table 13.4.5.4—Minimum compressive stress in precast prestressed piles

Pile length, ft	Minimum compressive stress, psi
Pile length ≤ 30	400
$30 < \text{Pile length} \leq 50$	550
Pile length > 50	700

Table 13.4.3.2—Compressive strength reduction factors ϕ for deep foundation members

Deep foundation member type	Compressive strength reduction factors ϕ	
Uncased cast-in-place concrete drilled or augered pile ^[1]	0.55	(a)
Cast-in-place concrete pile in rock or within a pipe, tube, ^[2] or other permanent casing that does not satisfy 13.4.2.3	0.60	(b)
Cast-in-place concrete-filled steel pipe pile ^[3]	0.70	(c)
Metal cased concrete pile confined in accordance with 13.4.2.3	0.65	(d)
Precast-notprestressed concrete pile	0.65	(e)
Precast-prestressed concrete pile	0.65	(f)

^[1]The factor of 0.55 represents an upper bound for well understood soil conditions with quality workmanship. A lower value for the strength reduction factor may be appropriate, depending on soil conditions and the construction and quality control procedures used.

^[2]For wall thickness of the steel pipe or tube less than 0.25 in.

^[3]Wall thickness of the steel pipe shall be at least 0.25 in.

ACERO MÍNIMO EN COLUMNAS

10.6.1 Minimum and maximum longitudinal reinforcement

10.6.1.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with an average compressive stress, due to effective prestress force only, less than 225 psi, area of longitudinal reinforcement shall be at least $0.01A_g$ but shall not exceed $0.08A_g$.

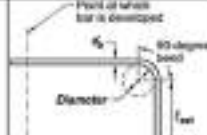
R10.6.1 Minimum and maximum longitudinal reinforcement**R10.6.1.1**

Minimum longitudinal reinforcement is necessary to provide resistance to bending and axial load, and to reduce the effects of creep and shrinkage of the concrete under sustained compressive stresses. Creep and shrinkage effects cause force transfer from the concrete to the reinforcement, and the resultant increase in reinforcement stress becomes greater as the reinforcement ratio decreases. A minimum limit is placed on the reinforcement ratio to prevent reinforcement from yielding under assumed service loads (Sachant 1933).

The maximum longitudinal reinforcement ratio is provided to ensure that concrete can be effectively consolidated around the bars and to ensure that columns designed according to the Code are similar to the test specimens by which the Code was calibrated. The 0.08 limit applies at all sections, including splice regions and joints, which may include dowels. Longitudinal reinforcement in columns should usually not exceed 4 percent if the column bars are required to be lap spliced, as the lap splice zone will have twice as much reinforcement if all lap splices occur at the same location.

DIÁMETROS DE DOBLADO Y RECUBRIMIENTOS

Table 25.3.1—Standard hook geometry for development of deformed bars in tension

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, in.	Straight extension ⁽¹⁾ ℓ_{ext} , in.	Type of standard hook
90-degree hook	No. 3 through No. 8	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 9 through No. 11	$8d_b$		
	No. 14 and No. 18	$10d_b$		
180-degree hook	No. 3 through No. 8	$6d_b$	Greater of $4d_b$ and 2.5 in.	
	No. 9 through No. 11	$8d_b$		
	No. 14 and No. 18	$10d_b$		

⁽¹⁾ A standard hook for deformed bars in tension indicates the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

Table 25.3.3.4—Specified concrete cover for deep foundation members

Concrete exposure	Deep foundation member type	Reinforcement	Specified cover, in.
Cast against and permanently in contact with ground, not enclosed by steel pipe, tube permanent casing, or stable rock socket	Cast-in-place	AE	3
Enclosed by steel pipe, tube, permanent casing, or stable rock socket	Cast-in-place	AE	1-1/2
Permanently in contact with ground	Precast-impervious	AE	1-1/2
	Precast-permeable		
Exposed to seawater	Precast-impervious	AE	2-1/2
	Precast-permeable	AE	2

LONGITUD DE DESARROLLO

25.4.3.3 For deformed bars or deformed wires, ℓ_d shall be calculated in accordance with Table 23.4.2.3.

Table 25.4.2.3—Development length for deformed bars and deformed wires in tension

Spacing and cover	No. 6 and smaller bars and deformed wires	No. 7 and larger bars
Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced not less than d_b , clear cover at least d_b , and stirrups or ties throughout ℓ_d not less than the Code minimum:	$\left(\frac{f_y \phi_s \phi_e \phi_f}{16 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \phi_s \phi_e \phi_f}{20 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
or		
Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced at least $2d_b$ and clear cover at least d_b		
Other cases	$\left(\frac{f_y \phi_s \phi_e \phi_f}{16 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \phi_s \phi_e \phi_f}{40 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

R25.4.3.3 This provision recognizes that many current practical construction cases use spacing and cover values along with confining reinforcement, such as stirrups or ties, that result in a value of $(\phi_s + K_{tr})/d_b$ of at least 1.5. Examples include a minimum clear cover of d_b along with either minimum clear spacing of $2d_b$ or a combination of minimum clear spacing of d_b and minimum ties or stirrups. For these frequently occurring cases, the development length for larger bars can be taken as $\ell_d = (f_y \phi_s \phi_e \phi_f / 20 \sqrt{f'_c}) d_b$. In the formulation of this provision in ACI 318-95, a comparison with past provisions and a check of a database of experimental results indicated that for No. 6 deformed bars and smaller, as well as for deformed wires, the development lengths could be reduced 20 percent using $\phi_s = 0.8$. This is the basis for the No. 6 and smaller bars and deformed wires column of Table 23.4.2.3. With less cover and in the absence of minimum ties or stirrups, the minimum clear spacing limits of 23.3.1 and the minimum concrete cover requirements of 20.5.1.2 result in minimum values of ϕ_s equal to d_b . Thus, for "other cases," the values are based on using $(\phi_s + K_{tr})/d_b = 1.0$ in Eq. (23.4.2.4a).

The user may easily construct simple, useful expressions. For example, in all members with normalweight concrete ($\gamma = 1.5$), uncoated deformed bars ($\phi_s = 1.0$), No. 7 and larger bottom bars ($\phi_e = 1.0$) with $f'_c = 4000$ psi, and Grade 60 reinforcement ($\phi_f = 1.0$), the expressions reduce to

$$\ell_d = \frac{(16,000)(1.5)(1.0)(1.0)}{16(1.0)\sqrt{4000}} d_b = 47 d_b$$

or

$$\ell_d = \frac{3160,000(1.5)(1.0)(1.0)}{40(1.0)\sqrt{4000}} d_b = 71 d_b$$

Thus, as long as minimum cover of d_b is provided along with a minimum clear spacing of $2d_b$, or a minimum clear cover of d_b and a minimum clear spacing of d_b are provided along with minimum ties or stirrups, then $\ell_d = 47 d_b$. The penalty for spacing bars closer or providing less cover is the requirement that $\ell_d = 71 d_b$.

25.4.2.3 For the calculation of ℓ_d , modification factors shall be in accordance with Table 25.4.2.5.

Table 25.4.2.5—Modification factors for development of deformed bars and deformed wires in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Reinforcement grade ψ_g	Grade 40 or Grade 60	1.0
	Grade 80	1.13
	Grade 100	1.3
Epoxy ⁽¹⁾ ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement with clear cover less than $3d_b$ or clear spacing less than $6d_b$	1.3
	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement for all other conditions	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Size ψ_s	No. 7 and larger bars	1.0
	No. 6 and smaller bars and deformed wires	0.8
Casting position ⁽¹⁾ ψ_c	More than 12 in. of fresh concrete placed below horizontal reinforcement	1.3
	Other	1.0

⁽¹⁾The product $\psi_e \psi_s$ need not exceed 1.7.

R25.4.2.5 The lightweight factor λ for calculating development length of deformed bars and deformed wires in tension is the same for all types of lightweight concrete. Research does not support the variation of this factor in Codes prior to 1989 for all lightweight and sand-lightweight concrete (ACI 308C-403).

The reinforcement grade factor ψ_g accounts for the effect of reinforcement yield strength on required development length. Research has shown that required development length increases disproportionately with increases in yield strength (Ongun et al. 1977; Ceballos and Soudki 2001).

The epoxy factor ψ_e is based on studies (Tweedy and Jans 1989; Johnston and Zia 1982; Mathew and Clifton 1975) of the anchorage of epoxy-coated bars that show bond strength is reduced because the coating prevents adhesion and lowers the coefficient of friction between the bar and the concrete. The factors reflect the type of anchorage failure likely to occur. If the cover or spacing is small, a splitting failure can occur and the anchorage or bond strength is substantially reduced. If the cover and spacing between bars is large, a splitting failure is precluded and the effect of the epoxy coating on anchorage strength is not as large. Studies (Ongun et al. 1977) have shown that although the cover or spacing may be small, the anchorage strength may be increased by adding transverse reinforcement crossing the plane of splitting, and restraining the splitting crack.

Because the bond of epoxy-coated bars or zinc and epoxy dual-coated bars is already reduced due to the loss of adhesion and lower coefficient of friction between the bar and the concrete, an upper limit of 1.7 is established for the product of the factors for top reinforcement casting position and epoxy-coated reinforcement or zinc and epoxy dual-coated reinforcement.

The reinforcement size factor ψ_s reflects the more favorable performance of smaller-diameter reinforcement.

The reinforcement location or casting position factor ψ_c accounts for the position of the reinforcement in freshly placed concrete. The factor 1.3 is based on research (Jans and Broom 1961; Jans et al. 1988). The application of the casting position factor should be considered in determination of development lengths for inclined reinforcement.

RECOMENDACIONES PARA MEZCLADO.⁶

1. Utilizar mezcladora.
2. El orden de colocación de los materiales debe ser: agua + agregado grueso + agregado fino + cemento + agua para no secar muestra.
3. La velocidad del tambor de la mezcladora debe ser constante entre 18 a 20 revoluciones por minuto.
4. Si la capacidad de la mezcladora es de un saco, su tiempo de mezclado estará entre los 2 y 3 minutos después de haber colocado todos los materiales.
5. Si el concreto se coloca a una altura mayor de un (1) metro usar canal de descarga. Un buen mezclado logra: trabajabilidad, resistencia y uniformidad.

⁶ Diseño y Control de Mezclas. IMCYC. 1992

Protección del Concreto contra Sustancias Químicas.²

GRUPO 1.

Estos químicos no se consideran dañinos para el concreto, pero se mencionan porque en algunos casos se desea un tratamiento decorativo o se debe evitar la absorción del líquido en el concreto.

1. CARBÓN ACTIVADO (cuando se agita al Grupo 3)
2. SÍLICE ACTIVADO (cuando se agita al grupo 3)
3. HIDRÓXIDO DE CALCIO
4. ÓXIDO DE CALCIO
5. PERMANGANATO DE POTASIO

². ESTRUCTURAS DE CONCRETO PARA EL MEJORAMIENTO DEL MEDIO AMBIENTE. IMCYC. Sección 5.7, Pág. 79-79

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

6. BICARBONATO DE SODIO
7. CARBONATO DE SODIO
8. FLUORURO DE SODIO
9. HIDRÓXIDO DE SODIO (concentración menor al 20%)
10. SILICOFLUORURO DE SODIO
11. FOSFATO TRISÓDICO

GRUPO 2

El concreto que esté expuesto a alguno de estos productos químicos, debe hacerse con cemento resistente a los sulfatos o revestirse con capa protectora.

1. SULFATO DE COBRE
2. SULFATO FÉRRICO

GRUPO 3.

Concreto se debe proteger contra estos productos químicos con revestimiento protector.

1. CARBÓN ACTIVADO (agitado)
2. SÍLICE ACTIVADO (agitado)
3. ALUMBRE LÍQUIDO
4. SULFATO DE ALUMINIO AMONÍACO
5. SOLUCIÓN DE CLORURO DE ALUMINIO
6. SULFATO DE POTASIO Y DE ALUMINIO
7. SULFATO DE ALUMINIO
8. SULFATO DE AMONIO
9. HIPOCLORURO DE CALCIO
10. CLORO
11. CLORURO FÉRRICO
12. ÁCIDO FLUOSÍLICO
13. BISULFATO DE SODIO
14. HIDRÓXIDO DE SODIO (concentraciones de más del 20%)
15. ÁCIDO SULFÚRICO.

REVESTIMIENTO RECOMENDABLE.

Plantas de tratamiento de Aguas: por lo menos 0.508 mm de espesor.

Aguas de Desecho industrial: si hay desechos ACIDOS con $\text{pH} \sim 1$ usar mortero resistente al ataque químico, ladrillos o mosaicos resistentes a los ácidos, revestimientos bituminosos gruesos, epóxicos y láminas de caucho o plástico.

Pisos Industriales y Pisos de Plantas de Tratamiento de Aguas laca vinil, epóxico, hule clorinado o revestimientos fenólicos.

MEZCLAS RESISTENTES A QUÍMICOS CEMENTOS:

1. PORTLAND de acuerdo con ASTM 150, Tipo: I, IA, II, IIA, III, IIIA, V.
2. PORTLAND ESCORIA ALTO HORNO de acuerdo con ASTM C 595, Tipo: IS, IS-A
3. PORTLAND PUZOLANA de acuerdo con ASTM C 595, Tipo: IP, IPA, donde la puzolana no exceda el 25% por peso.
4. HIDRÁULICO EXPANSIVO, de acuerdo con norma ASTM C 845, Tipo K.

1. **CEMENTOS RESISTENTES A SULFATOS** el contenido de C3A (aluminato tricálcico, rápido nivel de reacción y grande calor liberado) menor al 8% en concretos expuestos directamente a Aguas Negras y ataque moderado de sulfatos (150 a 1000 ppm) Si los sulfatos en más de 1000 ppm, C3A de 5 al 8% con una reducción del 10% de la relación agua/cemento o, en su defecto un PORTLAND PUZOLANA de acuerdo a ASTM C 595 para un C3A no mayor al 5%.

ADITIVOS

1. Deben cumplir con ASTM C 260, que mejoren: trabajabilidad, disminución de sangrado, mejor estructura de pasta y reducción de contracción.
2. El contenido máximo de cloruro soluble en agua, expresado como porcentaje de la masa de cemento y medido a nivel del acero es de 0.15%. Si la estructura está expuesta a cloruros el contenido máximo es de un 0.10%.

AGREGADOS

1. Agregados Finos y Gruesos deben cumplir con ASTM C 33.
2. Dimensión Nominal de Agregado Grueso no mayor a *la quinta parte de la dimensión mas angosta, una tercera parte del peralte de losa o tres cuartos de separación entre varillas de refuerzo*. Hacer caso omiso cuando a juicio de ingeniero exista una trabajabilidad que permita colocar concreto libre de cavidades o ratoneras.

PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS

1. $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ a 28 días si no existe exposición severa a ciclos de congelamiento y deshielo. Caso contrario $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
2. Cementos, de acuerdo con lo anotado anteriormente,
3. Relación máxima agua/cemento = 0.45
4. Contenido Mínimo de Cemento f

ANÁLISIS ESTRUCTURAL APROXIMADO

Table 4.5.2—Approximate moments for unprestressed continuous beams and one-way slabs

Moment	Location	Condition	M_u
Positive	End span	Discontinuous and integral with support	$w_s \ell_n^2/14$
		Discontinuous and unrestrained	$w_s \ell_n^2/11$
	Interior span	All	$w_s \ell_n^2/16$
Negative ⁽¹⁾	Interior face of exterior support	Member built integrally with supporting spandrel beam	$w_s \ell_n^2/24$
		Member built integrally with supporting column	$w_s \ell_n^2/16$
	Exterior face of first interior support	Two spans	$w_s \ell_n^2/9$
		More than two spans	$w_s \ell_n^2/10$
	Face of other supports	All	$w_s \ell_n^2/11$
	Face of all supports satisfying (a) or (b)	(a) slabs with spans not exceeding 10 ft (b) beams where ratio of sum of column stiffnesses to beam stiffness exceeds 3 at each end of span	$w_s \ell_n^2/12$

⁽¹⁾ To calculate negative moments, ℓ_n shall be the average of the adjacent clear span lengths.

Table 6.5.4—Approximate shears for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

Location	V_u
Exterior face of first interior support	$1.15w_u\ell_n/2$
Face of all other supports	$w_u\ell_n/2$

Diseño de Pequeña Vivienda. AGIES, NSE 4, Edición 2024.

1.3 — Alcances

1.3.1 Esta norma establece los requisitos para la construcción sismorresistente de viviendas y edificaciones menores de uno y dos pisos, de mampostería reforzada. Estos requisitos son de índole general y están dirigidos a todos los profesionales de la ingeniería y la arquitectura que trabajan en la construcción de vivienda.

1.3.2 Estas normas constituyen lineamientos mínimos para obras dedicadas al uso de vivienda de tamaño pequeño, las cuales poseen áreas de construcción entre 50 y 200 m², pueden ser de 1 o 2 niveles. Para viviendas de mayor de 200 m² de construcción se deberán cumplir los lineamientos de la norma NSE 7.4.

1.3.3 Estructuras de mayor tamaño, tanto en área como en número de niveles, dedicada a edificaciones de apartamentos, hoteles, albergues, etc. Se consideran estructuras que deben sujetarse a lo que indican otras normas de AGIES.

2.5 — Localización de vivienda tomando en cuenta deslizamientos en laderas

2.5.1 En terrenos ubicados cerca de montaña y a un nivel inferior, localizar la vivienda lo más retirada posible del talud para evitar los daños causados por un deslizamiento de suelo en sus varias formas: desplome, deslizamiento de roca, flujos de lodo y flujos de escombrera. Para ampliar más sobre el tema ver capítulo 7 de NSE 2.1.

2.5.2 No construir sobre terrenos en ladera porque durante un sismo, esta tierra puede deslizarse y arrastrar la vivienda cuesta abajo. En estas zonas de ladera, construir terrazas y explanadas. No construir en la zona de relleno que se haga, la distancia mínima que debe dejarse entre la vivienda y el relleno será de 6 a 8 m. En su defecto, se utilizará el área de relleno para siembras ya que la tierra esta suave y fácil de arar y plantar. También en la ladera, arriba de la terraza principal se harán terrazas menores para suavizar la caída del agua, debiendo canalizarse dicha agua para no debilitar el área de corte.

2.5.3 Se deberá proteger la ladera con vegetación para evitar la erosión, pues ésta trae como consecuencia la pérdida de la capa vegetal y humus lo cual permite la infiltración. La infiltración de agua pluvial puede llegar a sobresaturar los suelos reduciendo su capacidad soporte y el

coeficiente de fricción, hasta llegar a desencadenar un deslizamiento.

2.5.4 En vista que la pendiente juega un papel primordial en los deslizamientos, se recomienda que en laderas con pendientes mayores de 30% no se construya, a menos que se consulte a un ingeniero geotecnista para una solución particular dependiendo de las condiciones propias del lugar.

2.5.5 Lo mejor es construir en terrenos planos o con pendientes no mayores del 20%.

2.5.6 Evitar construir una vivienda en las desembocaduras de cañones o canales provenientes de las montañas, porque comúnmente se producen flujos de lodos en áreas donde las corrientes de agua son canalizadas.

2.5.7 En zonas próximas a barrancos o taludes deberá construirse dejando una franja mínima alejada de la cabeza del talud igual a la altura del talud.

2.5.8 En terrenos de cultivo, localizar la vivienda en un lote ubicado a nivel superior, porque así evitará construir en las partes donde se ha acumulado terreno vegetal, el cual tiene poca capacidad de soporte, evitando futuros daños por asentamientos diferenciales.

CAPITULO 5 ESPECIFICACIONES PARA CIMENTACION

5.1 — Generalidades

5.1.1 La cimentación debe ser capaz de transmitir con seguridad el peso de la vivienda al suelo. También es deseable que el material del suelo sea duro y resistente. Los suelos blandos amplifican las ondas sísmicas y facilitan asentamientos nocivos en la cimentación que pueden afectar la estructura y facilitar el daño en caso de sismo, por lo que no se permite la construcción de viviendas en este tipo de suelo.

5.1.2 El sistema de cimentación debe conformar cuadros o anillos cerrados coincidentes con las habitaciones o ambientes, en cuyo caso el lado mayor no sobrepase los 10.0 m. Esto con el fin de que las cargas se distribuyan lo más uniformemente posible sobre el suelo y para lograr que la vivienda sea sólida y monolítica cuando un sismo actúe sobre ella.

5.1.3 Cuando para la obtención de la licencia de construcción no se exija estudio de suelos, o cuando dicho proceso no esté implementado en el área de la construcción, deben cumplirse los siguientes requisitos mínimos:

5.2 — Trabajos preliminares

5.2.1 Inicialmente se debe adecuar el terreno, limpiando toda la vegetación, basuras y escombros. Se debe desplantar o eliminar la capa vegetal que generalmente es de 300 mm de espesor (maleza, raíces, árboles) hasta encontrar suelo firme.

5.2.2 Hacer la plataforma de acuerdo con el alineamiento del lote, y pasar niveles con manguera. Es necesario nivelar o emparejar el terreno haciendo excavaciones y rellenos hasta

que el terreno quede parejo.

5.2.3 Se debe apisonar, humedecer y golpear con un mazo de 250 mm el terreno hasta volverlo firme y duro.

5.2.4 El trazo, es decir el pasar las medidas del plano al lote en tamaño real, debe realizarse teniendo en cuenta que es necesario: revisar la ubicación de los linderos, marcar los cruces de los muros o sus ejes, ubicar los caballetes de replanteo, y definir el ancho de la excavación para los cimientos. Colocar hilos para que sirvan de guías, y trazar con cal en polvo las áreas para excavación.

5.2.5 Asegurar la verticalidad de la excavación cortando con barreta. Cuando se presenten terrenos sueltos, entibar para evitar el derrumbamiento de las paredes de la excavación. El piso de la excavación debe quedar totalmente horizontal, a nivel y compacto.

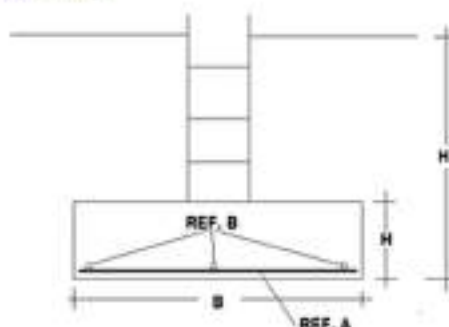
5.3 — Diseño de Cimentaciones

5.3.1 Cimientos corridos concéntricos — Se presentan distintos tipos de cimientos corridos concéntricos, para los cuales se debe utilizar cómo mínimo concreto $f'c=3000$ psi y $F_y=60000$ psi.

Tabla 5.3.1 - Tipos de cimientos corridos concéntricos

Tipo	H (m)	B (m)	HT (m)	REF A	REF B
CC-1	0.2	0.3	0.8	No.3@0.20m	3 No. 3
CC-2	0.2	0.4	0.8	No.3@0.20m	3 No. 3
CC-3	0.2	0.5	0.8	No.3@0.20m	3 No. 3
CC-4	0.2	0.6	0.8	No.3@0.20m	4 No. 3

Figura 5.3.1 — Esquema de referencia sobre dimensiones y armado de cimiento corrido concéntrico.



(a) Determinación del ancho tributario que le corresponde al cimiento:

$$\text{Ancho Tributario} = (k * L1) + (k * L2) + L3 + L4 \text{ (ecuación 5.3.1)}$$

Donde:

$k = 1$ para losas de concreto

$k = 0.4$ para techos de lámina
Longitudes en metros.

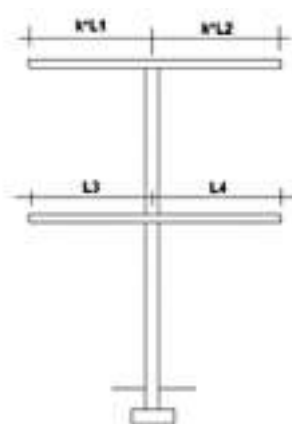
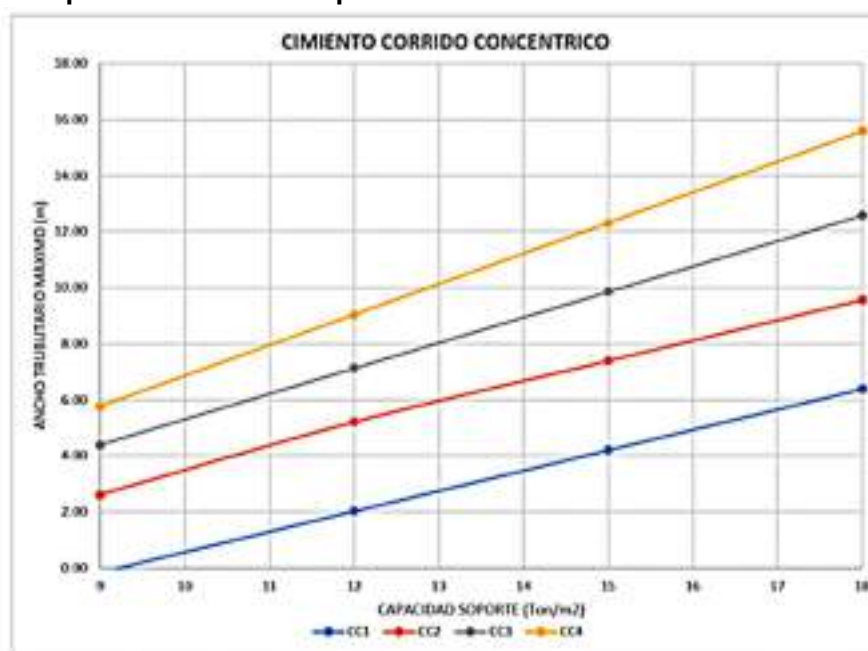


Figura 5.3.1 (a)— Esquema de referencia para el cálculo del ancho tributario



(b) Determinación del ancho tributario máximo soportado por tipos de cimiento:

Figura 5.3.1 (b)— Gráfico para determinar el ancho tributario máximo

(c) Por lo tanto, para escoger un tipo de cimiento concéntrico se debe cumplir:

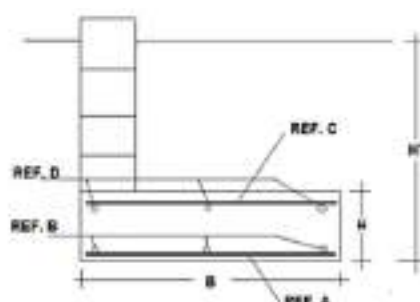
$$\text{Ancho Tributario} < \text{Ancho Tributario Máximo}$$

5.3.2 Cimientos corridos excéntricos — Se presentan distintos tipos de cimientos corridos excéntricos, para los cuales se debe utilizar como mínimo concreto $f'c=3000$ psi y $F_y=60000$ psi.

Tabla 5.3.2 - Tipos de cimientos corridos excéntricos

Tipo	H (m)	B (m)	HT(m)	REF A	REF B	REF C	REF D
CC-1	0.2	0.3	0.8	No.3@0.20m	3 No. 3	No.3@0.20m	3No.3
CC-2	0.2	0.4	0.8	No.3@0.20m	3 No. 3	No.3@0.20m	3No.3
CC-3	0.2	0.5	0.8	No.3@0.20m	3 No. 3	No.3@0.20m	3No.3
CC-4	0.2	0.6	0.8	No.3@0.20m	4 No. 3	No.3@0.20m	4No.3

Figura 5.3.2 -Esquema de referencia sobre dimensiones y armado de cimiento corrido excéntrico.



(a) Determinación del ancho tributario que le corresponde al cimiento:

$$\text{Ancho Tributario} = (k * L1) + L2 \text{ (ecuación 5.3.2)}$$

Donde:

k = 1 para losas de concreto

k = 0.6 para techos de lámina

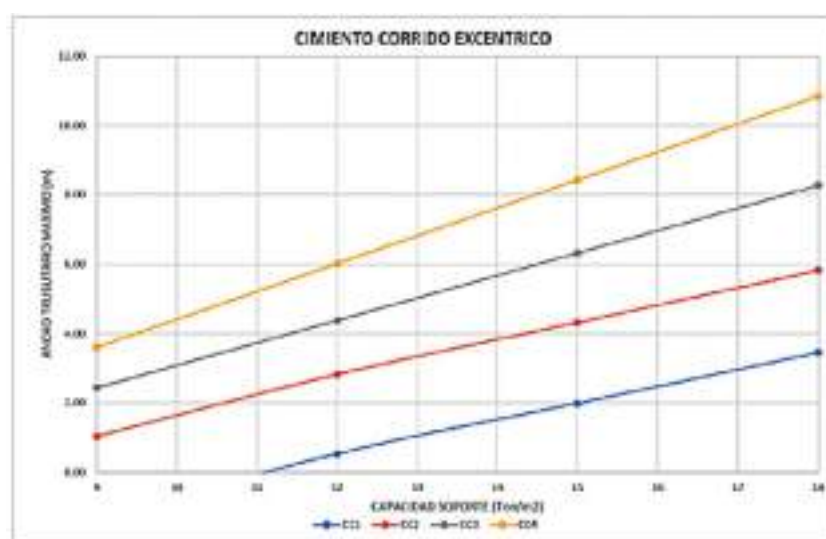
Longitudes en metros.

Figura 5.3.2 (a)— Esquema de referencia para el cálculo del ancho tributario



b) Determinación del ancho tributario máximo soportado por tipos de cimiento.

Figura 5.3.2 (b)— Gráfico para determinar el ancho tributario máximo



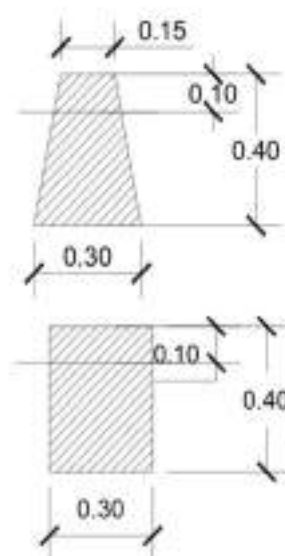
(c) Por lo tanto, para escoger un tipo de cimiento excéntrico se debe cumplir:

$$\text{Ancho Tributario} < \text{Ancho Tributario Máximo}$$

UNA INTERPRETACIÓN A ESTA NORMA AGIES NSE 4 DE LA EDICIÓN 2001

Aquí se considera el bajareque como alternativa de material local

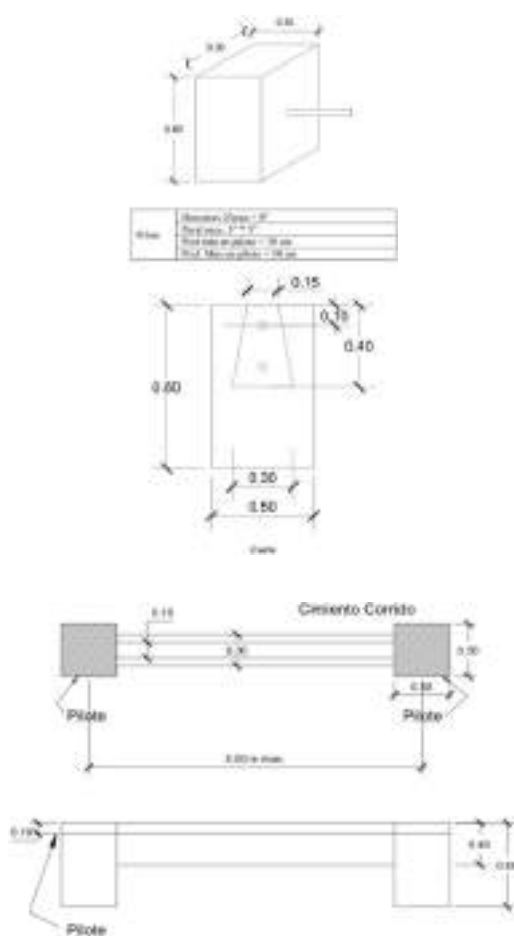
UNA INTERPRETACIÓN CIMENTACIÓN BAJAREQUE CIMIENTO CORRIDO + PILOTES



Concreto Ciclopeo:
60% concreto 1/2/3
40% piedra
Para cimiento corrido + pilotes.

PILOTES U HORCONES EN MADERA LOCAL

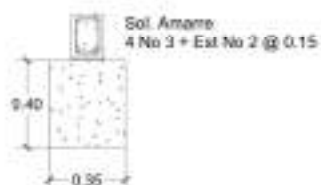
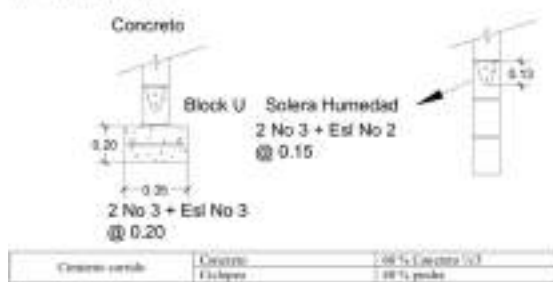
CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.



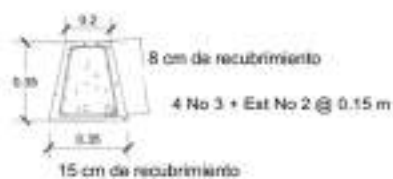
VIVIENDA DE UN NIVEL

Primer: *Meril-La-Troia* (1998)

Upholstery: Black or Laidelle



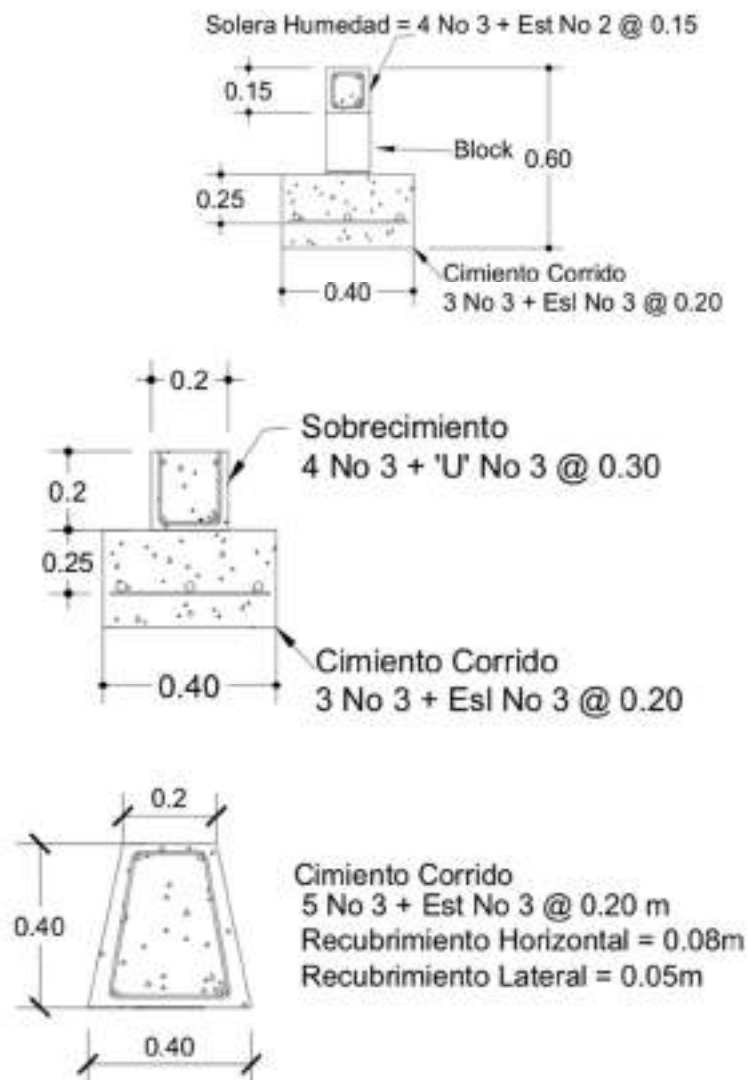
(Cemento portland → Cemento Reforzado)



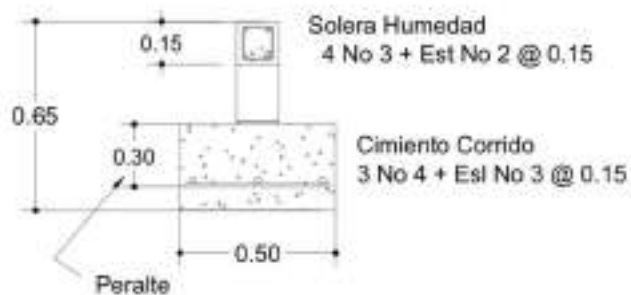
VIVIENDA DE DOS NIVELES, TECHO LIVIANO

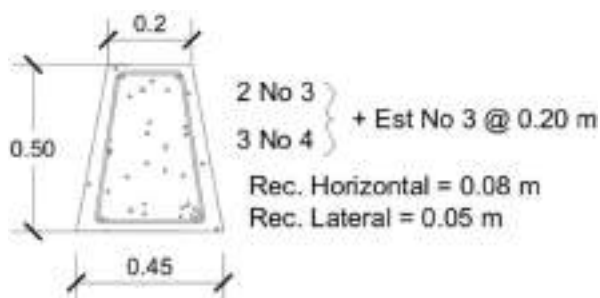
Viviendas Block o Ladrillo

Primer Nivel + Techo Losa * Transición → 2 niveles



Viviendas Block o Ladrillo → 2 niveles.





AL ESTAR TRABAJANDO EN EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN

1. Verificar con lápiz y calculadora que la sumatoria de las cotas parciales coincidan con la total, de lo contrario no hay trazo en campo, este con problema desde el plano.
2. Si en algún proyecto hay de dos o mas bancos de marca, verificar que las cotas de altura coincidan, de lo contrario esto puede dificultar la terminación de su trabajo. Siempre dejar una partida presupuestaria para esto. Es de resolver, y no de ir a pelear.
3. Al iniciar trabajos de compactado de suelo, no está demás el tener a disposición un tractor con cuchillas de arado. Si es tiempo de lluvia, a veces es más rápido soltar el suelo con el arado para que seque y después compactar de nuevo.
4. Al hacer cortes de cajuela para zapatas y cimientos, previo a ello ayuda el hacer obras secundarias menores como trazado y cavado de canales temporales, para desvío de escorrentía o agua superficial, para que se desvíe dicha agua y no se sature el suelo cortado, y a la postre no se acelere el desmoronamiento del suelo cortado. Se debe prever el sitio donde desfogue el agua de lluvia.
5. En cortes de cajuela de zapatas y más, siempre es de verificar (diariamente) la verticalidad de los cortes verticales de suelo. La idea es el monitoreo continuo del empuje del suelo que propicia el cierre de esos cortes. Lo anterior puede colocar en riesgo al personal de construcción al momento de colocar acero y concreto de cimientos.

Importante a tomar en cuenta

Pasos para una cimentación típica, a esto se reduce el diseño:

1. Cuando se chequea el valor soporte del suelo se manipula el área de la zapata en planta.
2. Al chequear corte simple y corte actuante, se manipula el peralte de la zapata en perfil o elevación. Ver que el corte resistente sea mayor o igual que el actuante.
3. Si se chequea momento por flexión, se manipula calibre y separación del acero de refuerzo.

EJEMPLOS TÍPICOS DE CIMENTACIÓN

ALGUNOS PROBLEMAS GENERALES

DISEÑO DE CIMIENTO CORRIDO

Se tienen las siguientes condiciones: $V_s = 2 \text{ T/m}^2$ $\rho_{\text{suelo}} = 1.97$

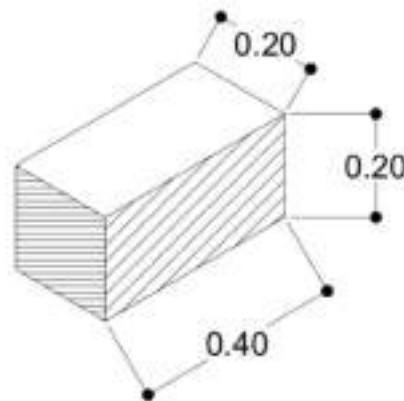
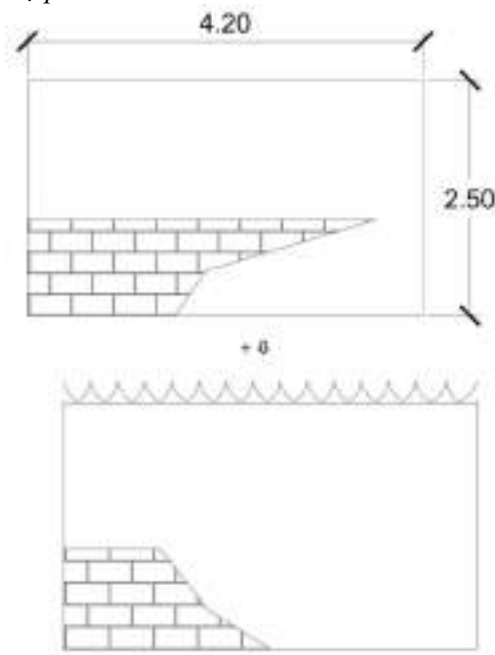
$D = 75 \text{ Kg/m}$

$L = 100 \text{ kg/m}$

$E = 50 \text{ Kg/m (sismo)}$

$f'_c = 3000 \text{ psi} = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 40,000 \text{ psi} = 2810 \text{ kg/cm}^2$

$f_b = 25\# / \text{pieza}$



Calculando el peso propio del muro:

Número de bloques $= \frac{10.5 \text{ m}^2}{0.4 \times 0.2} = 131.25 \sim 135 \text{ bloques}$

Peso propio de los bloques $135b \times \frac{25\#}{b} = 3375\# \times \frac{1 \text{ kg}}{2.2\#} = 1535 \text{ kg}$

Distribuyendo la carga $= \frac{1535 \text{ kg}}{4.20 \text{ m}} = 365 \text{ kg/m}$

Readecuando cargas $D = 75 + 365 = 440 \text{ kg/m} = D$ $L = 100 \text{ kg/m}$
 $50 \text{ kg/m} = E \text{ (sismo)}$

Buscando carga última máxima, según combinaciones de carga ACI 319-19, tabla 5.3.1.

$$U_1 = 1.4 \times 440 = 616$$

$$U_2 = 1.2 \times 440 + 1.6 \times 100 = \mathbf{688}$$

$$U_3 = 1.2 \times 440 + 100 = 628$$

$$U_4 = 1.2 \times 440 + 100 = 628$$

$$U_5 = 1.2 \times 440 + 100 + 50 = 678$$

$$U_6 = 0.9 \times 440 = 396$$

$$U_7 = 0.9 \times 440 + 50 = 446$$

$$U_{\text{max}} = 688 \text{ kg/m} \quad M_{\text{max}} = \frac{wl^2}{2} = \frac{688 \times 1.00^2}{2} = 344 \text{ kg-m} = 34,400 \text{ kg-cm}$$

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

Ahora, proponer dimensionales (ancho y espesor) de cimiento corrido, no olvidar que con $V_s \rightarrow$ manipulo área con 'd' manipulo corte y con momento flexionante se manipula cantidad de Acero. Especulado de área por metro lineal:



Valor soporte $V_s = 2 \frac{T}{m^2} = 2,000 \frac{kg}{m^2}$

Ancho de cimiento corrido $= \frac{U_{max}}{V_s} = \frac{688 \frac{kg}{m}}{2000 \frac{kg}{m^2}} = 0.35m = 35cm$

Calculando factor de carga última, de tabla 5.3.1 ACI 319-19, **D = 1.2, L = 1.6 y E = 1.0**

Por promedio aritmético: $\frac{1.2+1.6+1.0}{3} = 1.27 = f_{cu}$

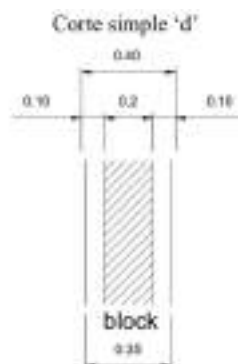
Por media aritmética: $\frac{1.6+1.0}{2} = 1.3$ (Promedio máximo y mínimo)

Si promedio ponderado:

D	20%	1.2x0.20
L	40%	1.6x0.40
E	40%	1.0x0.40
Σ	100%	1.28 = f_{cu}

Si se toma el más crítico: **1.3 = f_{cu}**

-Chequeo a Corte Simple – Asumiendo espesor (0.10) + recubrimiento



Con peralte de 10 cm x 2 a los dos lados + 20 cm de ancho de block, $\rightarrow Z = 40 \text{ cm} > 0.35m = 35 \text{ cm}$ Si ancho = 0.50 m se tiene:



Si se analiza por metro lineal. $V_{actuante} = 2000 \frac{kg}{m^2} \times 1.00m \times 0.05m \times 2 = 200kg$. A 2 franjas.

$$V_{resistente} = \lambda \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 200 \times 10 = 13,057kg$$

$$V_{actuante} < V_{resistente} \text{ Si chequea}$$

Concreto con arena liviana y piedrín normal, de tabla 19.2.4.1(B) $\lambda = 0.85$

Sea: $d=10cm$ y $b=100$ (2franjas) $\Rightarrow 200cm = b$



Corte punzonante o punzante a peralte medios: $\frac{d}{2} = \frac{10cm}{2} = 5 \text{ cm}$

Tomando el peralte en efecto de medida (Sección 22.6.5.2. ACI 318-25, ver este manual **en**

centímetros) $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times d}} \leq 1$ $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times 10}} = 1.195$, $\lambda_s = 1$

$$V_{Re} = 1.1 \times \lambda_s \times \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times 1 \times 0.85 \sqrt{210} \times 200 \times 10 = 27,099kg$$

$$V_{Res2} = 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \lambda_s \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times 1 \left(1 + \frac{2}{5}\right) \times \sqrt{210} \times 200 \times 10$$

$$= 18,279kg$$

$$V_{Res3} = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.27 \left(2 + \frac{20 \times 10}{200}\right) \times 0.85 \sqrt{210} \times 200 \times 10 = 19,955kg$$

De los tres criterios el menor de **18,279 kg en corte punzante** resistente, donde β es relación de lado largo a lado corto de lo que se apoya en zapata, por metro lineal es $1.00m/0.20m = 5$. 0.20 metro en ancho del block.

Ahora α_s = caras que de deflactan dentro de zapata o cimiento, en este caso de cimiento corrido son 20 lo que es un factor de 20.

Si se analiza por metro lineal. $V_{actuante} = 2000 \frac{kg}{m^2} \times 1.00m \times 0.10m \times 2 = 400kg$

$$V_{actuante} = 400kg \leq V_{resistente} = 18,279kg \text{ chequea}$$

Calculando acero por fórmula general de flexión, donde el cimiento corrido es una viga

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

$$As^2 \left(\frac{fy}{1.7f'_{cx} b} - As(d) + \frac{Mu}{\phi fy} \right) = 0. \quad As^2 \left(\frac{2810}{1.7 \times 210 \times 50} \right) - As(7.5) + \frac{34400}{0.9 \times 2810} = 0$$

$$0.1574As^2 - 7.5As + 13.602 = 0. \quad As \left[\frac{1.89 \text{ cm}^2}{45.75 \text{ cm}^2} \right]$$

Con $d = 7.5 \text{ cm}$ y pulgada recubrimiento, para un espesor de 10 centímetros

Con acero No. 3 de 0.71 cm^2 de sección, implica $1.89 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 3$ **No. 3 longitudinal**.

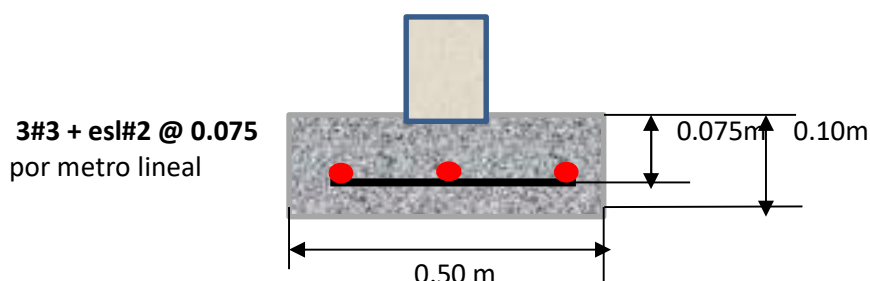
Y acero No. 4 de 1.29 cm^2 de sección, es $1.89 / 1.29 = 2$ No. 4. Acero longitudinal.

Se escoge acero No. 3 por ser mas comercial y a disposición en cualquier venta de materiales de construcción.

Acero por corte, será el mínimo ya que los cortes resistentes simple y punzonante (fórmulas del ACI 318-25) son mayores a los cortes actuantes (simple y punzonantes)

La separación máxima de eslabones no más de la distancia equivalente al peralte, o sea

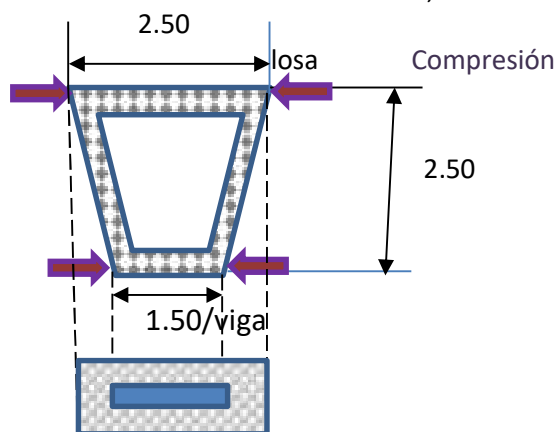
$d = 7.5 \text{ cm}$, según sección 25.7.1.4. del ACI 319-25. **Eslabón (Esl) No. 2 a 0.075 m como acero transversal.**



DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN PAR CANAL PLUVIAL

Suelo color 5YR 2.5/1 (negro) en escala de Munsell.

Antecedente: antes fue zacatal, suelo con tendencia arcillosa



Se observa una velocidad crítica de escorrentía de 6 metro/segundo, con ello un caudal de diseño de $Q = 6 \text{ m/s} \times 2.5 \times \left(\frac{2.5+1.5}{2} \right) = 30 \text{ m}^3/\text{seg}$

BASES DE DISEÑO

$f'_c = 3000 \text{ psi}$ (esfuerzo de trabajo del concreto)

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

$f_y = 30000$ psi (Acero grado 30, comercial)

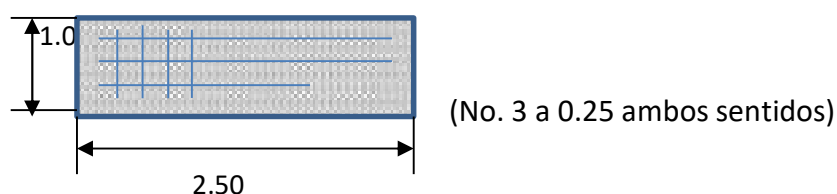
Carga Viva = 250 kg/m^2 Carga Muerta = 400 kg/m^2

Suelo tipo 4, según tabla 5.10.1.1. AGIES NSE 2.1, este manual.

Condiciones de servicio de acuerdo con sección 5.3.1. ACI 318-25, ver este manual.

DISEÑO DE LOSA

- Carga viva = 250 kg/m^2 (L)
- Carga muerta = 2400 kg/m^2 como densidad promedio del concreto en función del diámetro del agregado grueso y de la inclusión de aire (ACI 211.1) Si espesor de losa 0.20 m se tiene $D = 2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}$
- Relación $D/L = 480/250 = 1.92$
- $U = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 480 + 1.6 \times 250 = 976 \text{ kg/m}^2$



Si se trabaja con los momentos aproximados de la tabla 6.5.2. de ACI 318-25, ver este manual se tiene: $w = 976 \text{ kg/m}^2 \times 2.50 \text{ m} = 2440 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Para el momento positivo de diseño: $M = \frac{wl^2}{11} = \frac{2440 \times 2.50^2}{11} = 1386 \text{ kg-m} = \mathbf{138,600 \text{ kg-cm}}$

Por la fórmula general de flexión, calculando acero: $As^2 \left(\frac{f_y}{1.7f'_{cx} b} \right) - As(d) + \frac{Mu}{0.9 \times f_y} = 0$

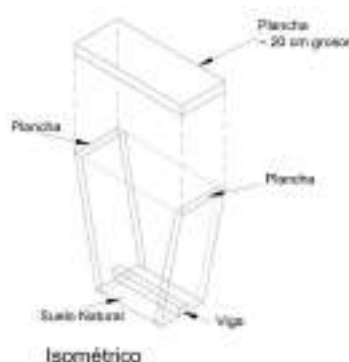
$$As^2 \left(\frac{2100}{1.7 \times 210 \times 250} \right) - As(15) + \frac{138,600}{0.9 \times 2100} = 0 \text{ y } d = 15 \text{ cm, 2 pulg. recubrimiento, } As = \left[\frac{4.93 \text{ cm}^2}{632.57 \text{ cm}^2} \right]$$

Ahora acero mínimo como el 1.8 o/oo, sección 24.4.3.2 ACI 318-25 (ver este manual)

$$As_{min} = 0.0018 \times 15 \times 250 = 6.75 \text{ cm}^2 > As_{flexión} = 4.93 \text{ cm}^2$$

Proporcionado para varilla No. 3 (0.71 cm^2 de sección)

$$\frac{x \text{ cm}}{0.71 \text{ cm}^2} = \frac{250 \text{ cm}}{6.75 \text{ cm}^2} \rightarrow x = 26.29, x = 25 \text{ cm. No. 3 @ 0.25 m}$$

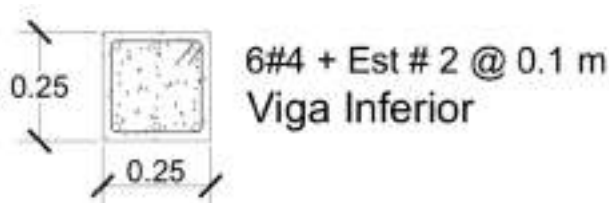


ARMADO VIGA INFERIOR

Columna en compresión, **0.01 área gruesa < Ascol < 0.08 AG**, ACI 318-25, sección 10.6.1.1 (ver este manual)

Proponiendo acero, si $0.02 \rightarrow 0.02 \times 25^2 = 12.5 \text{ cm}^2$, o $0.01 \rightarrow 0.01 \times 25^2 = 6.25 \text{ cm}^2$

Con 4#5 = $4 \times 2.00 = 8 \text{ cm}^2$ y si 6#4 = $6 \times 1.29 = 7.74 \text{ cm}^2$

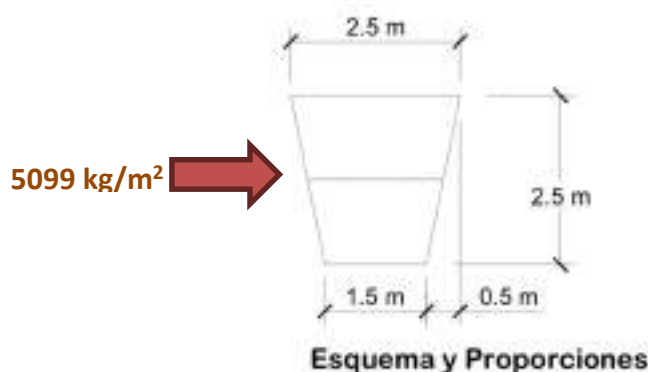


Calculado la compresión en columna, concreto más acero

$$210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 25^2 \text{ cm}^2 + 2100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 7.74 \text{ cm}^2 = 147,504 \text{ kg} = 147 \text{ tonelada}$$

CARGA Y EMPUJE DE MURO

Suelo tipo 4, según tabla 5.10.1.1. AGIES NSE 2.1, ver este manual. así 20 kPa/m de empuje lateral, si 2.5 m de altura: $20 \times 2.5 = 50 \text{ kPa} = 5099 \text{ kg/m}^2$



Chequear capacidad de columna de 147,504 kg en compresión, contra $5099 \text{ kg/m}^2 \times 2.55 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 13,000 \text{ kg} = 13 \text{ tonelada}$.

MOMENTO VERTICAL: $w = \frac{13000 \text{ kg}}{2.5 \text{ m}} = 5,200 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ $M = \frac{wl^2}{11} = \frac{5200 \times 2.5^2}{11} = 2955 \text{ kg-m}$

MOMENTO HORIZONTAL: $w = \frac{13000 \text{ kg}}{0.5 \text{ m}} = 26000 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ $M = \frac{wl^2}{9} = \frac{26000 \times 0.5^2}{9} = 772 \text{ kg-m}$ (tabla 6.5.2. ver este manual)

CÁLCULO DE ACERO (Fórmula general de flexión)

$$As^2 \left(\frac{2100}{1.7 \times 210 \times 250} \right) - As(15) + \frac{295500}{0.9 \times 2100} = 0 \quad As \left[\frac{10.60 \text{ cm}^2 / 250 \text{ cm}}{626.90 \text{ cm}^2 / 250 \text{ cm}} \right]$$

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

$$As^2 \left(\frac{2100}{1.7 \times 210 \times 50} \right) - As(15) + \frac{77200}{0.9 \times 2100} = 0. \quad As \left[\frac{2.78 \text{ cm}^2 / 50 \text{ cm}}{124.72 \text{ cm}^2 / 50 \text{ cm}} \right]$$

Cálculo de cuantillas, $\rho_{ver} = \frac{10.60 \text{ cm}^2}{250 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}} = 0.0028$. $\rho_{hor} = \frac{2.78 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}} = 0.0037$

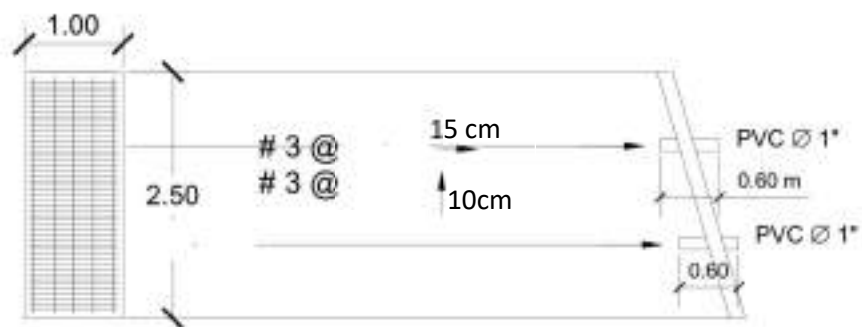
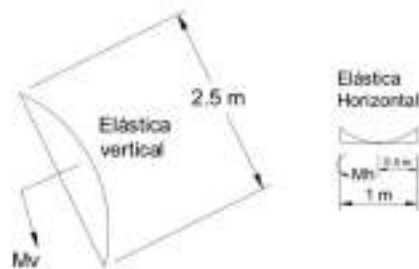
Ambas mayores que el 0.0018 del acero mínimo de losas, sección 24.4.3.2 ACI 318-25.

$$\frac{x_{hor} \text{ cm}}{0.71 \text{ cm}^2} = \frac{250 \text{ cm}}{10.60 \text{ cm}^2} \rightarrow x = 16.74, x = 15 \text{ cm. No. 3 @ 0.15 m}$$

$$\frac{x_{ver} \text{ cm}}{0.71 \text{ cm}^2} = \frac{50 \text{ cm}}{2.78 \text{ cm}^2} \rightarrow x = 12.77, x = 10 \text{ cm. No. 3 @ 0.10 m}$$



Panel 3D
Pared Canal



Revisión de pantallas de Contención

Idea Básica: Concreto Ciclópeo Proporciones del concreto ciclópeo. 1/3 concreto 1/2/3 y 2/3 de piedra.

Concreto 1/2/3 (según ACI 211)

- 1 volumen cemento.
- 2 volumen arena, módulo de finura 2.8.
- 3 volumen pedrín 1/2" diámetro.
- Relación agua/cemento 0.60.
- Revenimiento ~ 7 centímetros
- 20 días de fraguado.

Piedra (Recomendaciones por limpieza).

- De ser posible lavar con ácido muriático al 5%.
- Cepillado con cepillo de alambre.

(Espesor mínimo según Unepar la fan)

- 0.30 según ACI 350

Notas:

Si muro de contención es levantado con ayuda de formaleta, se recomienda vibrado, vibrador ó mazo de hule de una 1 libra para golpeo y colocación de piedra formateada.



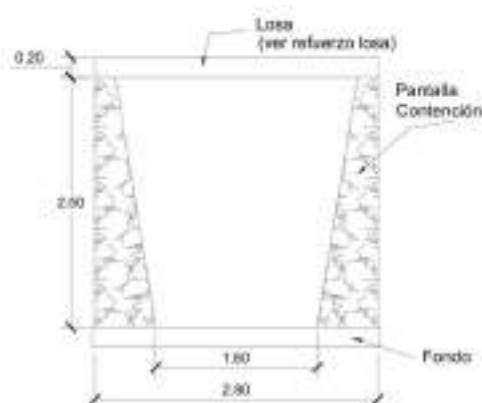
Detalle Pantalla de contención.

Se recomienda el acabado superficial más fino posible para bajar fricción entre agua y concreto. Sobre todo, en la sisa entre piedra y piedra.

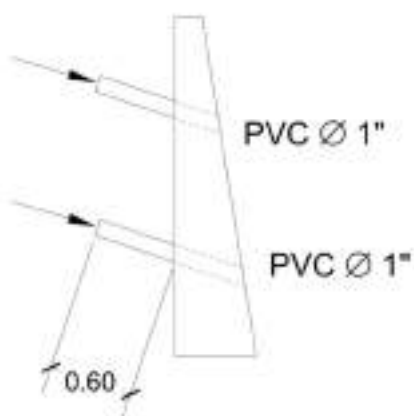
(Espesor mínimo según Unepar la fan)

- 0.30 según ACI 350 Notas:

Si muro de contención es levantado con ayuda de formaleta, se recomienda vibrado, vibrador ó mazo de hule de una 1 libra para golpeo y colocación de piedra formateada.

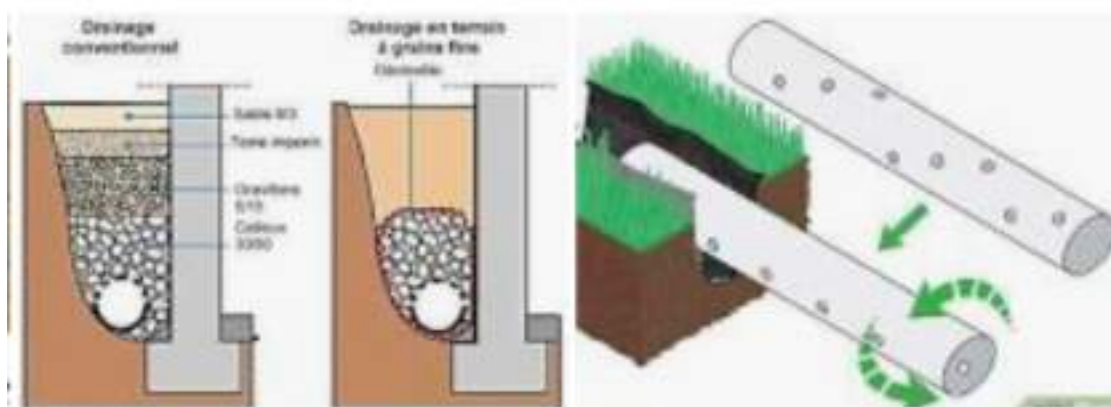


Detalle Armado Pantalla



EL ADOBE COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN, EL SUELO Y CIMIENTO

El principal cuidado para evitar problemas de humedad y asentamientos por relajamiento de materiales es la ventilación y aireamiento. Esto se puede potenciar con la colocación de drenaje francés para la ayudar en alto grado la evacuación de los excesos de humedad,



especialmente en la estación de lluvias.

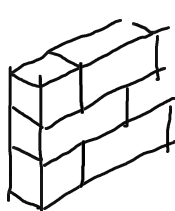
CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

El adobe es un material relativamente frecuente en las áreas rurales, pues como material local se ahorra el transporte. Basta con fabricar moldes o maquetas para iniciar una pequeña producción artesanal de auto subsistencia. No es más que lodo que se amolda en rectángulos, donde dicha mezcla se enriquece con rastrojo de milpa o trigo. Estos últimos son fibra para que el bloque de tierra seca no se agriete.

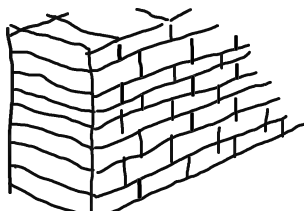
Sin embargo, a raíz del terremoto guatemalteco de 1976, al adobe se le adosa mala fama, que es mal material para la resistencia estructural. Pero puede pensarse que es el resultado de la toma de ventaja de la industria del cemento.

Tan mala fama se le ha dado al adobe, que la normativa de AGIES -Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales- no lo toma en cuenta en sus ediciones de los años 2010, 2018 y 2024; pero se consideraba en la edición 2000 – 2001.

¿Pero de dónde esa mala fama? Puede pensarse que se saca ventaja del mal uso del adobe. En el centro de Guatemala en el terremoto de 1976, las viviendas de adobe que colapsan y matan a sus habitantes, generalmente eran viviendas de áreas populares con muros de carga de adobe mal colocados. A continuación, se ilustra.



INCORRECTO, muro esbelto.



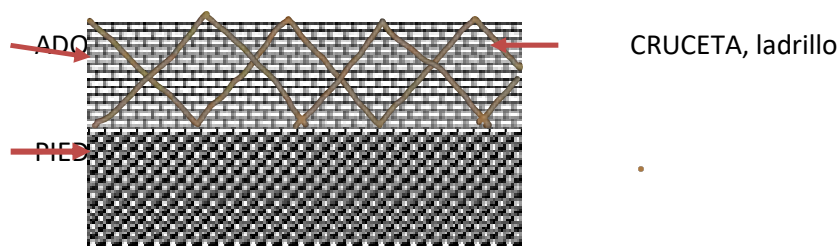
CORRECTO, muro no esbelto

Como se puede ver, el adobe se colocaba de manera vertical y no horizontal, siendo la última la correcta. Como resultado muros de carga esbeltos que no soportan el empuje lateral de las fuerzas de sismo. El desastre era inminente. A raíz de ello los fabricantes de cemento, con la ayuda de la academia y hoy con normativas nacionales prorrumpen: el adobe es malo con las cargas estructurales. Se consolida la construcción con bloques de arena pómez y cemento. Se cierra el negocio.

Sin embargo, con los terremotos de los años 2012 y 2013 que afectan principalmente al departamento de San Marcos, hay un gran número de viviendas construidas con bloques de arena pómez y cemento que fallan. ¿Entonces? ¿Por qué no se pronuncian las industrias de cemento? ¿No es incriminatorio dicho silencio?

Un contra ejemplo sobre la ineptitud del adobe para resistir cargas, en especial de sismos, es el gran número de viviendas del centro histórico de la ciudad de Quetzaltenango. Muros con adobe que resistieron los terremotos de 1902 -algunos- 1976 hasta hoy.

Son paredes de tapial, donde el cimientado y media pared levantado con piedra a hilo -piedra, por piedra para que no queden vacíos u oquedades- para finalizar con adobe al que se le aplican crucetas -breizas- de ladrillo tayuyo y piedra, estos últimos aportan rigidez a los paneles de adobe.



Como se puede ir viendo, el adobe bien aplicado y endentado funciona, no hay que dejarse llevar por los intereses y opiniones de industrias que buscan consolidar un monopolio. Hasta hay cooptación de la academia y normativa.

A continuación, se analizan ventajas y desventajas del adobe, como cualquier material:

Ventajas:

1. Material local, ahorro en transporte
2. Bajo coeficiente térmico, ambiente fresco al calor del medio día y cálido para el frío de atardecer amanecer. Al menos para el altiplano guatemalteco.
3. Ambiente mas agradable y fresco con la debida ventilación.
4. Mejor conservación de alimentos y otros bienes precederos.
5. Si se maneja bien es durable
6. Muros gruesos permiten realizar en sus muros muebles y gabinetes inmersos y tallados dentro de la pared.

Desventajas:

1. Muros muy anchos y pesados
2. Se requiere de un solar o terreno amplio
3. Requiere mantenimiento y remozado, repello en buenas condiciones, es propenso a absorber humedad de la estación de lluvia. Para manejar este problema se puede colocar drenaje francés que vierta en un espacio al aire y con sol.
4. Requiere mayor cantidad de mano de obra
5. Es más caro.

Fabricación.

Se necesita seleccionar un suelo con buena plasticidad a modo de que se pueda amoldar en una maqueta -por ejemplo, de madera- para dar la forma característica.

Es de dejar al sol seque dichos pedazos de suelo húmedo en los moldes. Se puede agregar rastrojo de tallos de milpa y de trigo a manera de fibra, incluso varillas de madera, a manera de fibra de refuerzo e inhibir agrietamiento. A veces un poco de cal mejora la plasticidad de la masa de suelo húmeda.

Cuando dichos bloques se someten a cocimiento en horno, es el principio de la fabricación de ladrillos. Estos es barro, o suelo de alta plasticidad al que la temperatura o calor endurecen.

Cimentaciones para Maquinaria

Básicamente hay que cubrir los aspectos de:

- o CARGAS
- o CONSTRUCCIÓN

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

o ECONÓMICO

CARGAS

- ☐ VIBRACIÓN: las cargas cíclicas.
- ☐ IMPACTO: ocasionales que golpean
- ☐ ESTÁTICA
- VIVA: no pertenece al cimiento
- MUERTA: pertenece al cimiento

CONSTRUCCIÓN

- ☐ NIVELACIÓN
- ☐ PLANTILLA DE ANCLAJE
- ☐ COMPACTACIÓN DEL SUELO

ECONÓMICO

- ☐ EQUIPO ADECUADO PARA COMPACTAR
- ☐ FABRICACIÓN DEL CONCRETO

VIBRACIÓN: en estas cargas cíclicas hay que evaluar que la frecuencia de la cimentación de la maquina (si la hubiera) jamás coincida con el periodo de la cimentación. Evitar la resonancia de máquina - cimiento.

Conviene revisar que las varillas aceradas del anclaje, ahogadas en concreto, no entren en resonancia. Por ejemplo la colocación de un tornó.

Se puede prever cierta vibración del bastidor a la cimentación

βd = relación de la máxima carga muerta axial factorizada a la carga total axial factorizada. Si $\beta d = 0.6$
 $EI = 0.25 E_c \times I_g$



E_c = módulo de elasticidad del concreto (kg/cm²)

w_c = densidad del concreto (de 1440 a 2480 kg/m³) Según ACI 211

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

f'_c = esfuerzo de trabajo a compresión del concreto

$$E_c = w^{1.5} \times 0.14 \sqrt{f'_c}, \text{ ACI 318-25 19.2.2.1(a)}$$

CARGAS ESTÁTICAS.

VIVAS: son las cargas que no pertenecen a la estructura, que son ocasionales de acuerdo con la probabilidad de ocurrencia de un evento.

Para este caso particular puede ser la carga que implica el material a trabajar. Hay que recordar que los materiales varían en densidad.

Aquí se agrega la carga de impacto.

Según ACI 318-25 (5.3.1) las cargas vivas tienen un factor de 1.6.

MUERTAS: Son las cargas que pertenecen en sí a la estructura. Básicamente el peso propio de la maquinaria a cimentar.

Según ACI 318-25 (5.3.1) las cargas muertas tienen un factor de 1.2.

CONCLUSIÓN CON RESPECTO A LAS CARGAS. Se evaluar por separado la vibración.

Para las cargas estáticas, tomando la sección 5.3 (esfuerzos requeridos) del ACI 318-25 se evalúa el mayor valor entre:

■ $U = 1.4(\text{carga muerta})$

■ $U = 1.2(C. \text{ Muerta}) + 1.6(c. \text{ Viva} + \text{ impacto})$

U = carga última o máxima factorizada

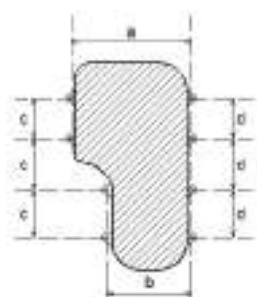
NIVELACIÓN: Busca la horizontalidad en función de la tolerancia que requiera el equipo. ■ Puede requerirse de un nivel frasco de gran precisión.

■ Puede utilizarse un nivel de topografía

■ Un nivel electrónico de burbuja de precisión:



ANCLAJE: La mayoría de los equipos (o la totalidad) en la base o bastidor vienen incorporados ojales u ojetas para anclaje. Se requiere tomar con precisión la separación entre ojales para un montaje de éxito.



PLANTILLA DE ANCLAJE

COMPACTACION DE SUELO: Según el catálogo de Wacker (equipos para compactar) para este trabajo se

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

recomiendan:



■ VIBROPISONADOR



■ PLANCHA VIBRATORIA

Campos de aplicaciones principales	Vibroapi- sonador	Planchas vibradoras	Tipo de Máquina			
			Rodillos mono- cilíndricos	Rodillos de doble vibración	Rodillos pata de cabra	Rodillos vibrantes articulados
Compactación de Suelos						
Zanjas estrachas para cables y tuberías	+	●	-	-	-	-
Zanjas estrachas para cables y tuberías	+	+	●	-	+	-
Trabajos de cimientos	+	+	●	+	+	-
Rellenos alrededor de estructuras	+	+	●	+	+	-
Parques y jardines	+	+	+	+	●	+
Caminos para peatones y ciclistas	●	+	+	+	-	+
Accesos a parques y jardines	●	+	+	+	-	+
Instalaciones deportivas	-	+	●	+	-	+
Estacionamientos y zonas industriales	-	●	-	+	-	+
Construcciones viales	●	●	-	+	●	+
Costrucciones ferroviarias	●	+	-	+	●	-
Ingeniería hirdráulica y basurales	●	●	-	●	+	-
Compacatación de Asfaltos						
Trabajos de bacheo	+	+	+	+	-	+
Caminos para peatones y ciclistas	●	+	+	+	-	+
Accesos a parques y jardines	●	+	+	+	-	+
Estacionamientos y zonas industriales	-	●	●	+	-	+
Construcciones viales	●	●	●	●	-	+
Otros trabajos de compactación						
Adoquines naturales o de hormigón	●	+	-	-	-	-
Hormigón rodillado (roll-crete)	●	+	●	+	●	+
Hormigón seco apisonado	+	●	-	-	-	-
+ apropiado (ideal) ● satisfactorio - no apto						

ADITIVOS EN EL CONCRETO. Productos químicos que se añaden a una porción de concreto durante el mezclado para modificar sus propiedades. Una mezcla diseñada apropiadamente no requiere de

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

aditivos.

ADITIVOS EN CONCRETO FRESCO:

- ☐ Mejor cohesión,
- ☐ Reducir segregación,
- ☐ Reducir sangrado (escurrimiento),
- ☐ Retardar fraguado,
- ☐ Acelerar fraguado.

ADITIVOS EN CONCRETO ENDURECIDO:

- ☐ Aumentar resistencia a heladas,
- ☐ Aumentar velocidad de resistencia temprana,
- ☐ Aumentar resistencia, reducir permeabilidad.

FAMILIAS GENÉRICAS DE ADITIVOS

El efecto de los aditivos no está en relación directamente proporcional a la cantidad agregada.

PLASTIFICANTES: conducen a una mejor trabajabilidad del hormigón.

FLUIDIFICANTES: aumentan la medida de extensión del hormigón hasta valores que alcanzan los 60 cm. En el caso de hormigones transportados los aditivos se agregan recién antes de la entrega del hormigón en la obra.

IMCORPORADORES DE AIRE: favorecen la formación de poros artificiales en el seno del hormigón. De esta manera es posible aumentar la capacidad del hormigón a resistir heladas y sales para el deshielo.

IMPERMEABILIZANTES: disminuyen la absorción de agua o bien la penetración de la misma es muy limitada. Hormigón elaborado y vibrado correctamente en general no podrá ser mejorado con la incorporación de aditivos impermeabilizantes.

RETARDANTES: de fraguado retardan el proceso del curado del hormigón fresco. El uso de estos aditivos hace necesario un control de aptitud especialmente cuidadosa.

ACELERANTES: de fraguado fomentan el endurecimiento o fraguado del hormigón. La resistencia inicial será más elevada. La resistencia después de los 28 de y aun más tarde podrá ser menor.

MEDIOS AUXILIARES DE INYECCIÓN: son utilizados para el mortero de inyección en caso de elementos pretensados. Su eficacia depende de la temperatura y la composición del hormigón.

ESTABILIZADORES: reducen el afloramiento de la lechada del cemento e impiden entre otros efectos la disgregación del hormigón con bajo porcentaje de mortero.

CIMIENTO PARA UNA MAQUINA DE ENSAYO UNIVERSAL



- ☐ Prensa Losenhausenwerk 13622-1950
- ☐ Capacidad: 10 t = 10000 kg
- ☐ Peso: 2000 # (lbs)
- ☐ Área Bastidor: 0.80x0.60 m = 31 1/2" x 235/8" (Aprox) Sujeción: 4 pernos de 1/2"

ANÁLISIS DE CARGAS

- ☐ ☐ IMPACTO: la capacidad de 10000 kg (22000 #) en ensayos de tensión de metales (aceros) puede terminar en impacto por rotura del material.
- ☐ ☐ MUERTA: un peso de 2000 # (1Kg/2.2#) equivale a 910 kg
- ☐ ☐ VIVA: si se analizará hierro de construcción °60 = 60000 psi, se tiene:

$$\frac{22000\#}{60000 \frac{\#}{pl^2}} = 0.36 pl^2 = \frac{\pi}{4} d^2 \therefore d = 0.68 pl$$

10000 kg = 22000#

Entonces lo anterior indica rotura de hierro de 1/2" °60

Así la carga viva por probeta y material a fallar no más de **50 kg (equipo y accesorios para ensayo a Tensión)**

RESUMEN DE CARGAS

CARGA	KG	FACTOR ACI 318-11	CARGA FACTORIZADA (KG)
Impacto	10000	1.6	16000
Muerta	910	1.2	1092
Viva	50	1.6	80
		sumatoria	17172 kg 37780 #

ANALIZANDO SUJECIÓN

Si el apoyo es únicamente en los 4 pernos de 1/2", con acero fy = °60 en esfuerzo de falla, se tiene la siguiente área:

$$4 \times \left(\frac{\pi}{4} \times \left[\frac{1}{2} \right]^2 \right) = 0.7854 \text{ pl}^2$$

$$60000 \frac{\#}{\text{pl}^2} \times 0.7854 \text{ pl}^2 = 47124 \#$$

ESFUERZO POR SOPORTAR EN LOS 4 PERNOS:

☐ 47124 > 37780.

☐ Esfuerzo pernos > Carga U. Factorizada ✓

☐ En razón = 47124/37780 = 1.2. No conviene estar justo en el limite.

☐ SI EL APOYO ES SOBRE CONCRETO: La sección en planta del bastidor de 0.80 x 0.60 m. equivale a: 31 1/2" x 23 5/8" (aprox.) Esfuerzo en el Concreto f'_c como:

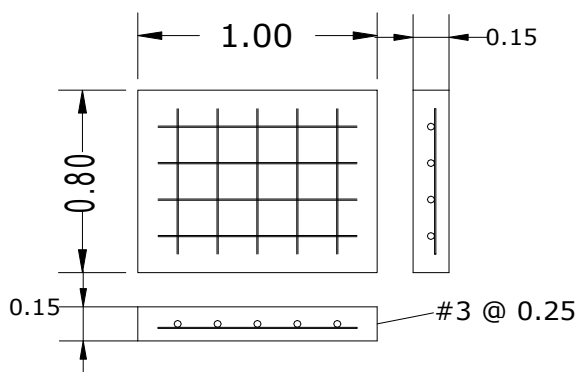
$$f'_c_{\text{MIN}} = \frac{\text{carga factorizada}}{\text{sección bastidor}} = \frac{37780 \#}{31.5 \times 23.625 \text{ pl}^2} = 50.8 \text{ psi}$$

☐ Un concreto normal de 3000 psi (210 kg/cm²) es más que suficiente.

REQUISITOS DE ARMADO:

- Grosor mínimo zapatas = 0.15 m ACI 318-19/13.3.1.2.
- Acero mínimo °60 = 1.8%_o (0.0018) ACI 318-19/24.4.3.2.
- #3 (3/8) = 0.71
- 15X100X0.0018 = 2.7 1m/2.7 = x/0.71 implica 0.26 m = X ≈ 0.25
- Ajustar por el recubrimiento mínimo: 7.5 cm. (3 pulg.) ACI 318-19/20.5.1.3.4.

Cimentación



CIMIENTO PARA TORNO

Rango velocidades: 90 – 1800 rpm.

Peso: 1800 #.

Área bastidor: 0.80 x 2.50 metros. Birmingham YCL 1440 GH.

Ojetas sujeción: 6 pernos de 1/2"

150# carga trabajo

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.



VIBRACIÓN ACTUANTE

Rango velocidad: 90 – 1800 rpm

Si $2\pi \text{ rad} = 1 \text{ rev.}$ y $1 \text{ min} = 60 \text{ seg}$ $\pi \text{ rad}/30\text{seg}$

Entonces: 9.4 – 188.5 rad/seg como rango de “P” en frecuencia angular.

VIBRACIÓN RESISTENTE

E_c = módulo elástico concreto (kg/cm²)

w_c = densidad del concreto $\approx 2400 \text{ kg/m}^3$

f'_c = esf. Compresión del concreto = 210 kg/cm² = 3000 psi

$$E_c = w_c^{1.5} \times 0.14 \sqrt{f'_c} = 2400^{1.5} \times 0.14 \sqrt{210} = 2.39 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{ACI 318-25 19.2.2.1(a)}$$

$$I_g = \frac{1}{12} \times b^3 h = \frac{1}{12} \times 80^3 \times 250 = 10.6 \times 10^6 [\text{cm}^4]$$

Tomando la inercia más pequeña del bastidor “ I_g ”

CÁLCULO DE EI, M (MASA) Y P

$$EI = 0.25 E_c \times I_g = 0.25 \times 2.39 \times 10^5 \times 10.6 \times 10^6 = 6.37 \times 10^{11}$$

$$m = w_c \times b \times h \times t = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.80 \text{m} \times 2.50 \text{m} \times 0.40 \text{m} = 1920 \text{kg}$$

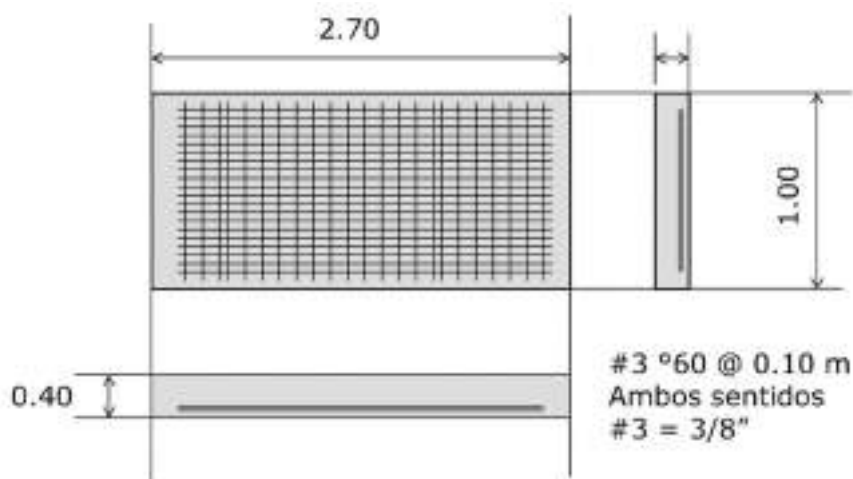
$$p = \sqrt{\frac{6.37 \times 10^{11}}{1920}} = 18215 \frac{\text{rad}}{\text{seg}} \geq 188.5 \frac{\text{rad}}{\text{seg}}$$

CONCLUSIÓN: El concreto resiste unas cien veces la vibración máxima del torno.

REQUISITOS DE ARMADO

- ACI 318-19/13.3.1.2.
- ACERO MÍNIMO $\sigma_{60} = 1.8\%$ (0.0018) ACI 318-25/24.4.3.2.
- #3 (3/8) = 0.71 CM²
- $40 \times 100 \times 0.0018 = 7.2 \text{ CM}^2$ $1 \text{ M}/7.2 = X/0.71$ IMPLICA $0.0986 \text{ m} = X \approx 0.10$ a cada 10 cm.
- AJUSTAR POR EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO: 7.5 CM. (3 PULG.) ACI 318-25/20.5.1.3.4.

DETALLE DE ARMADO



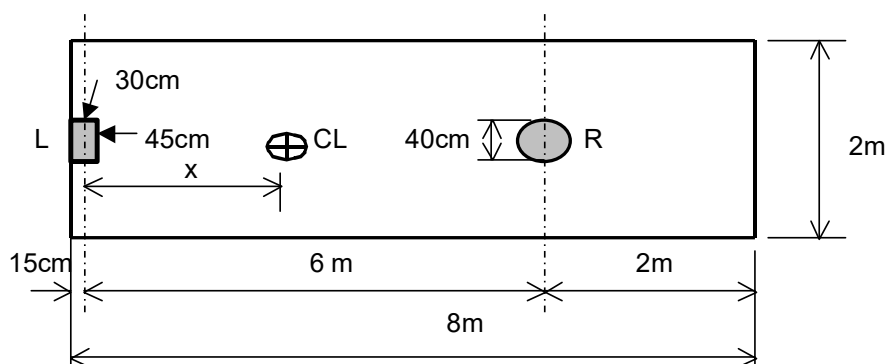
DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA COMBINADA³

Una zapata tiene el arreglo de la figura. La columna "L" en el lindero de la propiedad esta sujeta a una carga total axial de servicio $P_L = 90.68 \text{ Ton}$, y la columna interna "R" esta sujeta a una carga total de servicio $P_R = 158.70 \text{ Ton}$. La carga viva es el 35 % del total. La **capacidad del suelo** a la altura de la base de la zapata es de **19.52 Ton/m^2** y el **valor promedio del peso unitario del suelo y la zapata es $\gamma = 1.922 \text{ Ton/m}^3$** La losa en la superficie produce una **sobrecarga de 0.488 Ton/m^2** **Proporcionar** el tamaño de la zapata y seleccionar el tamaño y la distribución necesarios para el refuerzo de la losa de la zapata; dados:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

La base de la zapata se encuentra a 2.13 m bajo la superficie.



$$\text{Carga total de columnas} = 90,68 + 158,70 = \mathbf{249.38 \text{ Ton.}}$$

$$\text{Capacidad neta permisible en el suelo } p_n = p_{\text{SUELO}} - \gamma(\text{altura a baso zapata}) - \text{sobrecarga}$$

$$p_n = 19.52 - 1.992 \times 2.13 - 0.488 = \mathbf{14.79 \text{ Ton/m}^2}$$

³ CONCRETO REFORZADO. Edwar Nawy. Prentice Hall. Traducción de Primera Edición en Inglés. Pag. 566-574. Sección 12.8.3. **ACLARACIÓN: 318-83, viejos factores.**

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

$$A_f = \frac{P}{p_n} = \frac{249.38}{14.79} = 16.86 m^2$$

Área mínima de zapata:

El centro de gravedad de las cargas desde el lindero de la columna "L"

$$x = \frac{90.68 \times 0.15 + 158.70 \times 6.15}{249.38} = 4.00 m$$

Longitud de la Zapata L = 2x4.00 = **8.00 m**

MOMENTOS Y CORTANTES FACTORIZADOS.

COLUMNA "L"

$$PD = 0.65 \times 90.68 = 58.94 \text{ Ton}$$

$$PL = 90.68 - 58.94 = 31.74 \text{ Ton}$$

$$PU = 1.2 \times 58.94 + 1.6 \times 31.74 = \underline{121.51 \text{ Ton}}$$

COLUMNA "R"

$$PD = 0.65 \times 158.70 = 103.16 \text{ Ton}$$

$$PL = 158.70 - 103.16 = 55.55 \text{ Ton}$$

$$PU = 1.2 \times 103.16 + 1.6 \times 55.55 = \underline{212.67 \text{ Ton}}$$

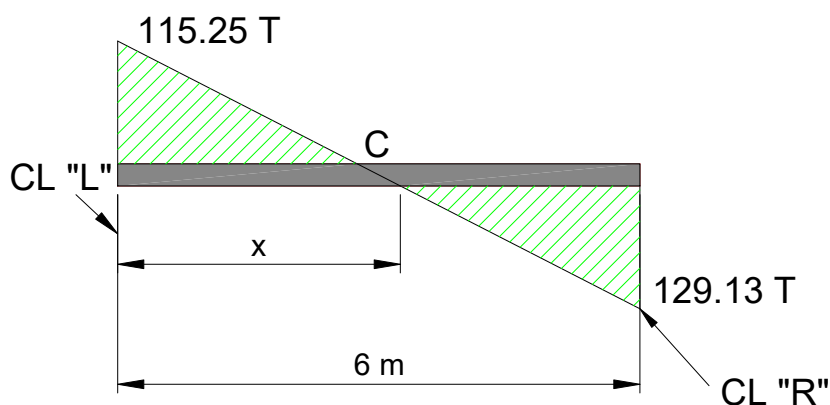
La presión de apoyo neta factorizada del suelo para el diseño estructural de la zapata es:

$$q_s = \frac{\sum P_u}{A_f} = \frac{121.51 + 212.67}{8 \times 2} = 20.89 \frac{\text{Ton}}{m^2}$$

Supóngase que las cargas de las columnas actúan en sus ejes. Entonces la presión de apoyo factorizada por metro de ancho = $q_s \times S = 20.89 \times 2 = \mathbf{41.77 \text{ Ton/m}}$

$$V_s \text{ en eje de columna L} = 121.51 - 41.77 \times 0.15 = \mathbf{115.25 \text{ Ton}}$$

$$V_s \text{ en eje de columna R} = 212.67 - 41.77 \times 2.00 = \mathbf{129.13 \text{ Ton}}$$



El momento máximo se encuentra en el punto C de cortante cero de la figura anterior, a $x(ft)$ desde el centro de la columna L de la izquierda.

$$X = \frac{6 \times 115.25}{115.25 + 129.13} = 2.83 m$$

Tomando el diagrama de cuerpo libre de la izquierda de una sección que pasa por C, el momento factorizado en el punto C es:

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

$$M_{UC} = \frac{w_u l^2}{2} - P_{UL} x$$

$$M_{UC} = \frac{41.77 \times (2.83 + 0.15)^2}{2} - 121.51 \times 2.83$$

$$M_{UC} = 185.47 - 343.87 = -158.40 \text{ Ton} - m$$

M_{UC} desde el lado derecho:

$$M_{UC} = \frac{41.77 \times (8 - (2.83 + 0.15))^2}{2} - 212.67 \times (6 - 2.83) = 526.31 - 674.16 = -147.85 \text{ Ton} - m$$

$$\frac{M_{UC \text{ izquierda}}}{M_{UC \text{ derecha}}} = 1.07$$

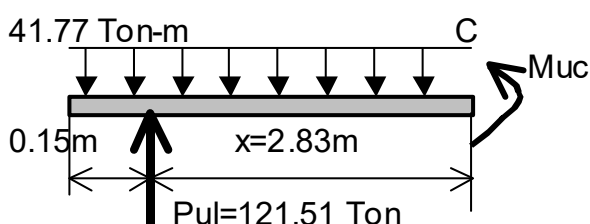
En teoría M_{UC} igual por la izquierda que por la derecha, pero Rige el M_{UC} de la izquierda por la aproximación (por decimales) en la longitud de los 8 metros. Entonces debido a la pequeña excentricidad la carga no es exactamente uniforme.

DISEÑO DE LA ZAPATA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL.

CORTANTE

Se considera a la zapata combinada como una viga cuando se calculan los cortantes. Por lo tanto, la sección crítica se encuentra a una distancia d desde la cara del apoyo. Rige V_n en el eje de las columnas:

$$\frac{V_s}{\phi} = \frac{129.13}{0.85} = 151.92 \text{ Ton}$$



Suponiendo un peralte de zapata de 0.85 m y para la columna interior "R" que rige con un tamaño

rectangular equivalente a: $\sqrt{\frac{\pi \times 0.40^2}{4}} = 0.35m$

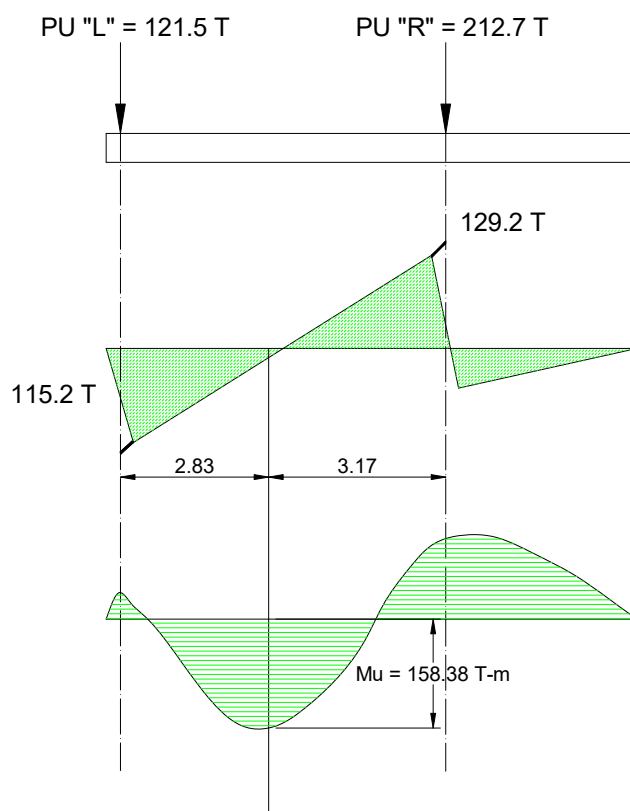
$$V_{ACTUANTE} = 151.92 - \left(\frac{0.35}{2} + d \right) \left(\frac{41.77}{0.85} \right) = 151.92 - (0.18 + 0.85)(49.14) = 101.31 \text{ Ton}$$

$$V_{RESISTENTE} = 0.55 \sqrt{f'c} \times bd = 0.55 \sqrt{210} \times 200 \times \frac{85}{1000} = 135.49 \text{ Ton}$$

$$V_{RESISTENTE} > V_{ACTUANTE} \leftarrow \text{chequea}$$

MOMENTO Y REFUERZO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

La distribución de cortante y momento en la dirección longitudinal se muestra en la siguiente figura. La sección crítica por momento se toma en la cara de las columnas, tomado un momento dominante M_n .



$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{158.38}{0.9} = 175.978 \text{ Ton} - m \Rightarrow M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \xrightarrow{\text{SUPONIENDO}} \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9d$$

$$\therefore 17,597,800 \text{ kg} - \text{cm} = A_s \times 2810 (0.9 \times 85) \Leftrightarrow A_s = \frac{17,597,800}{2810 \times 0.9 \times 85} = 81.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{pero } \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{81.86 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 200} = 6.44 \text{ cm} \therefore 17,597,800 = A_s \times 2810 \left(85 - \frac{6.44}{2} \right)$$

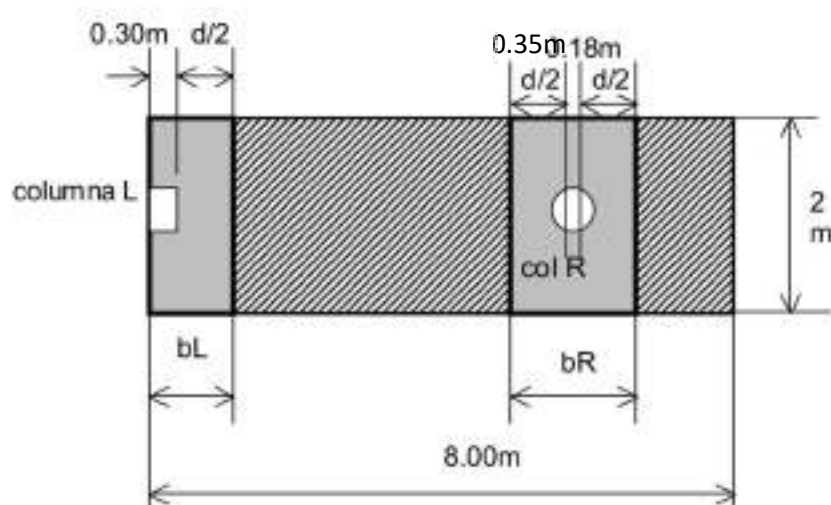
$$A_s = 76.58 \text{ cm}^2$$

Utilice 27 varillas de #6 en el lecho superior del claro intermedio.

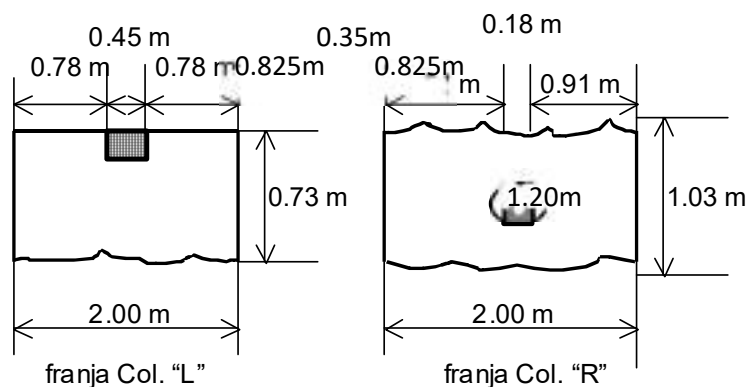
DISEÑO DE LA ZAPATA EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.

Ambas columnas se tratan como columnas aisladas. El ancho de la faja no debe ser mayor que el ancho de la columna mas la mitad del peralte efectivo **d** a cada lado de la columna. Esta hipótesis se encuentra del lado de la seguridad, puesto que la distribución real de los esfuerzos de flexión es indeterminada en un grado muy alto. Sin embargo, es posible suponer que el esfuerzo por flexión en la dirección transversal puede elevar la capacidad de cortante por penetración dentro de la zona a la distancia **d/2** desde la cara de la columna rectangular **L** de la izquierda y desde la columna rectangular *equivalente* **R** de la derecha. La siguiente figura muestra los anchos de las franjas transversales para las dos columnas **L** y **R** que se determinan en esta explicación.

$$b_L = 0.30 + \frac{0.85}{2} = 0.73 \text{ m} \quad b_R = 0.35 + 2 \times \left(\frac{0.85}{2} \right) = 1.20 \text{ m}$$



Ancho de banda



FRANJA DE REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA "L"

La presión neta de apoyo factorizado en la dirección transversal será:

$$q_s = \frac{121.5}{2} = 60.75 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$M_U = q_s \times \frac{l^2}{2} = 60.75 \times \frac{0.78^2}{2} = 18.48 \text{Ton} - \text{m}$$

$$M_n = \frac{M_U}{\phi} = \frac{18.48}{0.90} = 20.53 \text{Ton} - \text{m} \Rightarrow M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$2053000 \text{ kg} - \text{cm} = A_s \times 2810 \times 0.9 \times 85 \therefore A_s = 9.55 \text{cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{9.55 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 73} = 2.06 \text{cm}$$

$$2053000 = A_s \times 2810 \left(85 - \frac{2.06}{2} \right) \Rightarrow A_s = 8.70 \text{cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0020 \times b d = 0.002 \times 73 \times 85 = 12.41 \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{8.70}{73 \times 85} = 0.00140 < 0.0020 \xrightarrow{\text{ACI 318-02, 7.12.2.1}} \text{chequeo}$$

0.0020 acero por temperatura y contracción, sección 7.12.2.1 en ACI 319-95. Utilizar 6 # 5 en varillas en separaciones iguales bajo la columna "L" $A_s = 12 \text{ cm}^2$

FRANJA DE REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA "R"

La presión neta de apoyo factorizado en la dirección transversal será:

$$q_s = \frac{212.7}{2} = 106.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$M_U = q_s \times \frac{l^2}{2} = 106.35 \times \frac{0.825^2}{2} = 36.19 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_n = \frac{M_U}{\phi} = \frac{36.19}{0.90} = 40.21 \text{ Ton} - \text{m} \Rightarrow M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$4,021,359 \text{ kg} - \text{cm} = A_s \times 2810 \times 0.90 \times 85 \therefore A_s = 18.71 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{18.71 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 120} = 2.45 \text{ cm}$$

$$4,021,359 = A_s \times 2810 \left(85 - \frac{2.45}{2} \right) \Rightarrow A_s = 17.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mínimo}}}^{ACI 318 7.12.2.1.} = 0.0020 \times 120 \times 85 = 20.40 \text{ cm}^2 > A_{s_{\text{flexión}}} = 17.08 \text{ cm}^2$$

Utilizar 10 # 5, $A_s = 20 \text{ cm}^2$ a separaciones iguales. Bajo la columna "R"

REVISIÓN DE LA LONGITUD DE DESARROLLO EN VARILLAS A TENSION. De ACI 318-02, sección 12.2.

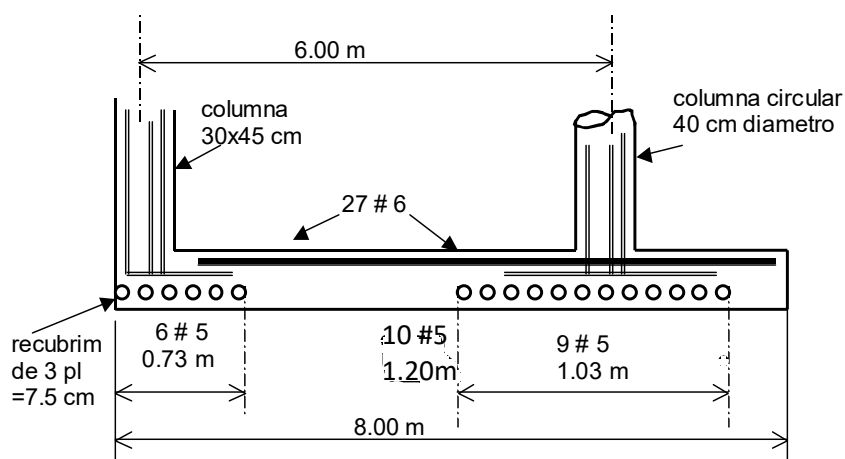
$$\xrightarrow{\text{PARA \#6}} \frac{ld}{db} = \frac{f_y \times \alpha \beta \gamma}{6.6 \sqrt{f'_c}} \Rightarrow \frac{ld}{1.91 \text{ cm}} = \frac{2810 \times 1.3 \times 1.5 \times 0.8}{6.6 \sqrt{210}} = 45.83 \therefore ld = 87.54 \text{ cm}$$

$\alpha = 1.3$ = factor ubicación acero de refuerzo con 30cm de concreto bajo varilla, de lo contrario $\alpha = 1.0$

β = factor recubrimiento

γ = factor de tamaño de refuerzo, hasta varilla no. 6

$$\xrightarrow{\text{PARA \#5}} \frac{ld}{db} = \frac{f_y \times \alpha \beta \gamma}{6.6 \sqrt{f'_c}} \Rightarrow \frac{ld}{1.59 \text{ cm}} = \frac{2810 \times 1.0 \times 1.5 \times 0.8}{6.6 \sqrt{210}} = 35.26 \therefore ld = 56.06 \text{ cm}$$



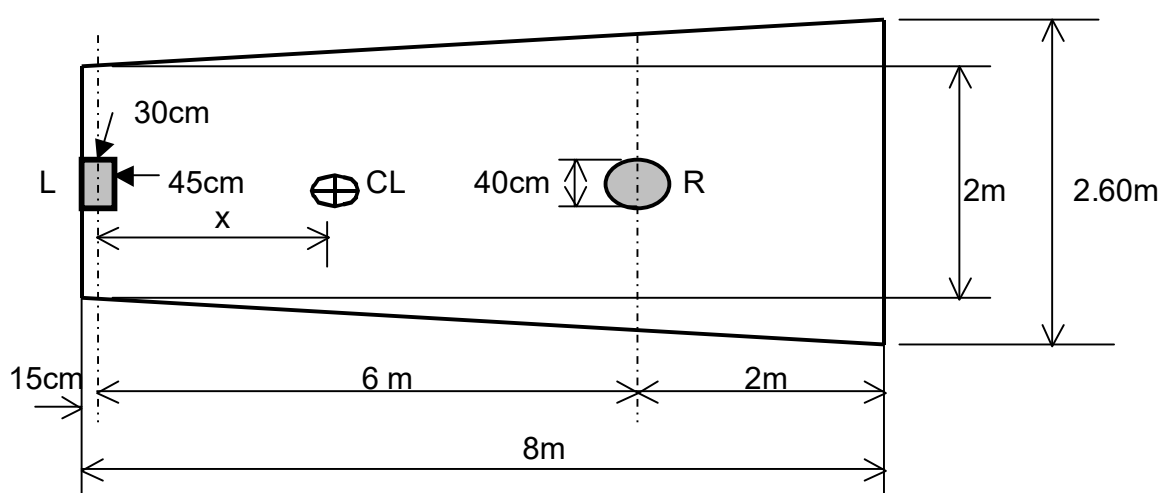
DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA TRAPEZOIDAL COMBINADA⁴

Una zapata tiene el arreglo de la figura. La columna "L" en el linderó de la propiedad está sujeta a una carga total axial de servicio $P_L = 90.68 \text{ Ton}$, y la columna interna "R" está sujeta a una carga total de servicio $P_R = 158.70 \text{ Ton}$. La carga viva es el 35 % del total. La **capacidad del suelo** a la altura de la base de la zapata es de **19.52 Ton/m^2** y el **valor promedio del peso unitario del suelo y la zapata** es **$\gamma = 1.922 \text{ Ton/m}^3$** La losa en la superficie produce una **sobrecarga de 0.488 Ton/m^2** Proporcionar el tamaño de la zapata y seleccionar el tamaño y la distribución necesarios para el refuerzo de la losa de la zapata; dados:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

La base de la zapata se encuentra a 2.13 m bajo la superficie.



$$\text{Carga total de columnas} = 90.68 + 158.70 = \mathbf{249.38 \text{ Ton.}}$$

$$\text{Capacidad neta permisible en el suelo } p_n = p_{\text{SUELO}} - \gamma(\text{altura a baso zapata}) - \text{sobrecarga}$$

$$p_n = 19.52 - 1.992 \times 2.13 - 0.488 = \mathbf{14.79 \text{ Ton/m}^2}$$

$$A_f = \frac{P}{p_n} = \frac{249.38 \text{ Ton}}{14.79 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}} = 16.86 \text{ m}^2$$

Área mínima de zapata:

El centro de gravedad de las cargas desde el linderó de la columna "L"

$$x = \frac{90.68 \times 0.15 + 158.70 \times 6.15}{249.38} = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de la Zapata } L = 2 \times 4.00 = \mathbf{8.00 \text{ m}}$$

MOMENTOS Y CORTANTES FACTORIZADOS.

COLUMNA "L"

$$PD = 0.65 \times 90.68 = \mathbf{58.94 \text{ Ton}}$$

$$PL = 90.68 - 58.94 = \mathbf{31.74 \text{ Ton}}$$

$$PU = 1.2 \times 58.94 + 1.6 \times 31.74 = \mathbf{121.5 \text{ Ton}}$$

COLUMNA "R"

$$PD = 0.65 \times 158.70 = \mathbf{103.16 \text{ Ton}}$$

⁴ CONCRETO REFORZADO. Edwar Nawy. Prentice Hall. Traducción de Primera Edición en Inglés. Pag. 566-574. Sección 12.8.3. **ACLARACIÓN: 318-83.**

$$PL = 158.70 - 103.16 = \mathbf{55.55 \text{ Ton}}$$

$$PU = 1.2 \times 103.16 + 1.6 \times 55.55 = \mathbf{212.7 \text{ Ton}}$$

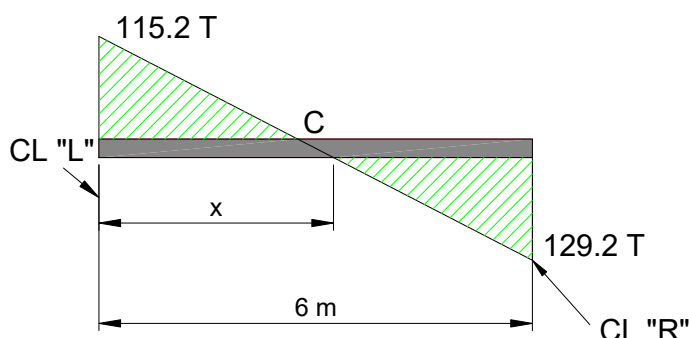
La presión de apoyo neta factorizada del suelo para el diseño estructural de la zapata es:

$$q_s = \frac{\sum P_U}{A_f} = \frac{121.5 + 212.7}{8 \times \left(2 + \frac{2.6}{2}\right)} = 18.13 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Supóngase que las cargas de las columnas actúan en sus ejes. Entonces la presión de apoyo factorizada por metro de ancho = $q_s \times S = 18.13 \times \frac{1}{2}(2+2.6) = \mathbf{41.77 \text{ Ton/m}}$

$$V_s \text{ en eje de columna L} = 121.5 - 41.77 \times 0.15 = \mathbf{115.2 \text{ Ton}}$$

$$V_s \text{ en eje de columna R} = 212.7 - 41.77 \times 2.00 = \mathbf{129.2 \text{ Ton}}$$



El momento máximo se encuentra en el punto C de cortante cero de la figura anterior, a $x(ft)$ desde el centro de la columna L de la izquierda.

$$X = \frac{6 \times 115.25}{115.2 + 129.2} = 2.83m$$

Tomando el diagrama de cuerpo libre de la izquierda de una sección que pasa por C, el momento factorizado en el punto C es:

$$M_{UC} = \frac{w_u l^2}{2} - P_{UL} x$$

$$M_{UC} = \frac{41.77 \times (2.83 + 0.15)^2}{2} - 121.51 \times 2.83$$

$$M_{UC} = 185.47 - 343.87 = -158.40 \text{ Ton} - m$$

M_{UC} desde el lado derecho:

$$M_{UC} = \frac{41.77 \times (8 - (2.83 + 0.15))^2}{2} - 212.67 \times (6 - 2.83) = 526.31 - 674.16 = -147.85 \text{ Ton} - m$$

$$\frac{M_{UC \text{ izquierda}}}{M_{UC \text{ derecha}}} = 1.07$$

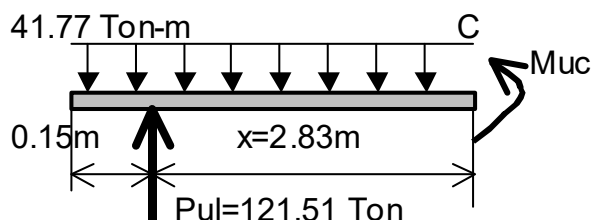
En teoría M_{UC} igual por la izquierda que por la derecha, pero Rige el M_{UC} de la izquierda por la aproximación (por decimales) en la longitud de los 8 metros. Entonces debido a la pequeña excentricidad la carga no es exactamente uniforme.

DISEÑO DE LA ZAPATA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL.

CORTANTE

Se considera a la zapata combinada como una viga cuando se calculan los cortantes. Por lo tanto, la sección crítica se encuentra a una distancia d desde la cara del apoyo. Rige V_n en el eje de las columnas:

$$\frac{V_s}{\phi} = \frac{129.13}{0.85} = 151.92 \text{ Ton}$$



Suponiendo un peralte de zapata de 0.85 m y para la columna interior "R" que rige con un tamaño rectangular equivalente a: $\sqrt{\frac{\pi \times 0.40^2}{4}} = 0.35 \text{ m}$

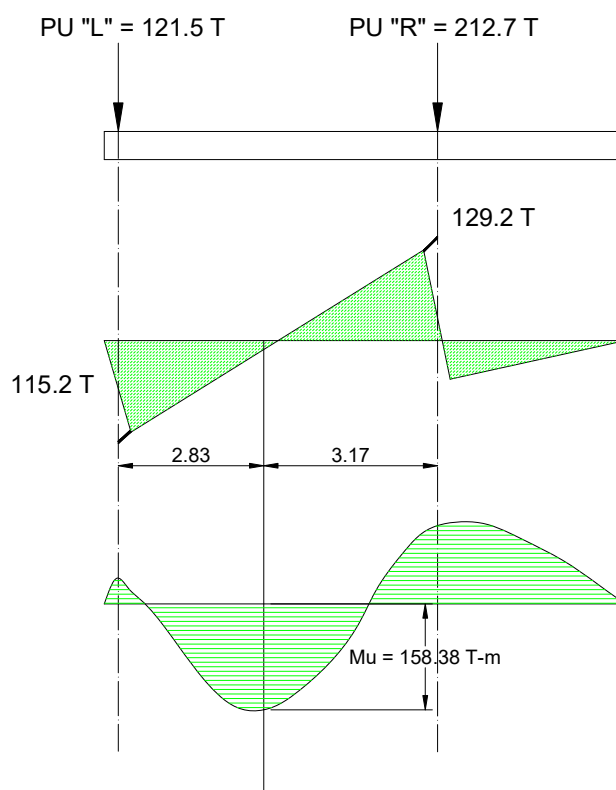
$$V_{ACTUANTE} = 151.92 - \left(\frac{0.35}{2} + d \right) \left(\frac{41.77}{0.85} \right) = 151.92 - (0.18 + 0.85)(49.14) = 101.31 \text{ Ton}$$

$$V_{RESISTENTE} = 0.55 \sqrt{f'c} \times bd = 0.55 \sqrt{210} \times 200 \times \frac{85}{1000} = 135.49 \text{ Ton}$$

$$V_{RESISTENTE} > V_{ACTUANTE} \leftarrow \text{chequea}$$

MOMENTO Y REFUERZO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

La distribución de cortante y momento en la dirección longitudinal se muestra en la siguiente figura. La sección crítica por momento se toma en la cara de las columnas, tomado un momento dominante M_n .



$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{158.38}{0.9} = 175.978 \text{ Ton} - m \Rightarrow M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \xrightarrow{\text{SUPONIENDO}} \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9d$$

$$\therefore 17,597,800 \text{ kg} - \text{cm} = A_s \times 2810(0.9 \times 85) \Leftrightarrow A_s = \frac{17,597,800}{2810 \times 0.9 \times 85} = 81.86 \text{ cm}^2$$

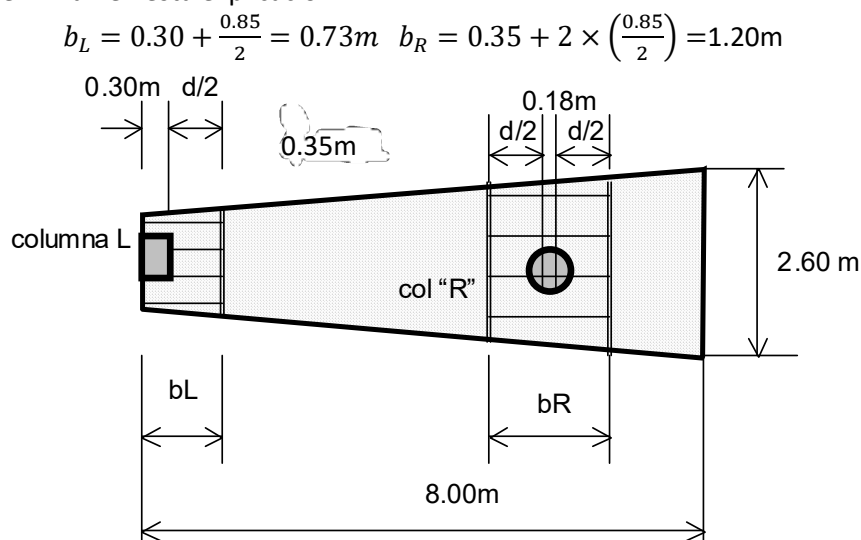
$$\text{pero: } \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{81.86 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 246} = 5.24 \text{ cm} \therefore 17,597,800 = A_s \times 2810 \left(85 - \frac{5.24}{2} \right)$$

$$A_s = 76.02 \text{ cm}^2$$

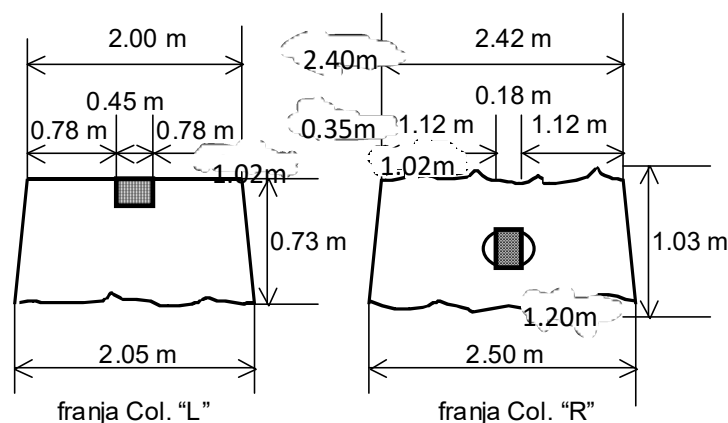
Utilice 27 varillas de #6 en el lecho superior del claro intermedio.

DISEÑO DE LA ZAPATA EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.

Ambas columnas se tratan como columnas aisladas. El ancho de la faja no debe ser mayor que el ancho de la columna mas la mitad del peralte efectivo d a cada lado de la columna. Esta hipótesis se encuentra del lado de la seguridad, puesto que la distribución real de los esfuerzos de flexión es indeterminada en un grado muy alto. Sin embargo, es posible suponer que el esfuerzo por flexión en la dirección transversal puede elevar la capacidad de cortante por penetración dentro de la zona a la distancia $d/2$ desde la cara de la columna rectangular **L** de la izquierda y desde la columna rectangular *equivalente* **R** de la derecha. La siguiente figura muestra los anchos de las franjas transversales para las dos columnas **L** y **R** que se determinan en esta explicación.



Ancho de banda _____



FRANJA DE REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA "L"

La presión neta de apoyo factorizado en la dirección transversal será:

$$q_s = \frac{121.5 \text{ Ton}}{2 \text{ m}} = 60.75 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$M_u = q_s \times \frac{l^2}{2} = 60.75 \times \frac{0.79^2}{2} = 18.96 \text{ Ton-m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{18.96}{0.90} = 21.06 \text{ Ton-m} \Rightarrow M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$2106000 \text{ kg-cm} = A_s \times 2810 \times 0.9 \times 85 \therefore A_s = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{9.80 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 73} = 2.11 \text{ cm}$$

$$2106000 = A_s \times 2810 \left(85 - \frac{2.11}{2} \right) \Rightarrow A_s = 8.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0020 \times b d = 0.002 \times 73 \times 85 = 12.41 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{9.94}{73 \times 85} = 0.00160 < 0.0020 \xrightarrow{\text{ACI 318-95, 7.12.2.1}} \text{chequeo}$$

0.0020 acero por temperatura y contracción, sección 7.12.2.1 en ACI 319-95. Utilizar 6 # 5 en varillas
en separaciones iguales bajo la columna "L" $A_s = 12 \text{ cm}^2$

FRANJA DE REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA "R"

La presión neta de apoyo factorizado en la dirección transversal será:

$$q_s = \frac{212.7 \text{ Ton}}{2.46 \text{ m}} = 86.46 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$M_u = q_s \times \frac{l^2}{2} = 86.46 \times \frac{1.04^2}{2} = 46.76 \text{ ton-m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{46.76}{0.9} = 51.95 \text{ Ton-m} = 5195490 \text{ kg-cm} \Rightarrow M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$5195490 = A_s \times 2810 \times 0.9 \times 85 \therefore A_s = 24.169 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{24.169 \times 2810}{0.85 \times 210 \times 120} = 3.17 \text{ cm}$$

CIMENTACIONES 1. REVISIÓN 2025. CAGrijalva.

$$5195490 = A_s \times 2810 \left(85 - \frac{3.17}{2} \right) \Rightarrow A_s = 22.165 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mínimo}}} = 0.0020 \times 120 \times 85 = 20.40 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{22.165}{120 \times 85} = 0.0022 > 0.0020$$

Utilizar 11 # 5, $A_s = 22 \text{ cm}^2$ a separaciones iguales. Bajo la columna "R"

Aquí, mientras mas ancha es el ala de la zapata combinada, mas refuerzo transversal se necesita.

REVISIÓN DE LA LONGITUD DE DESARROLLO EN VARILLAS A TENSION.

De ACI 318-95, sección 12.2.

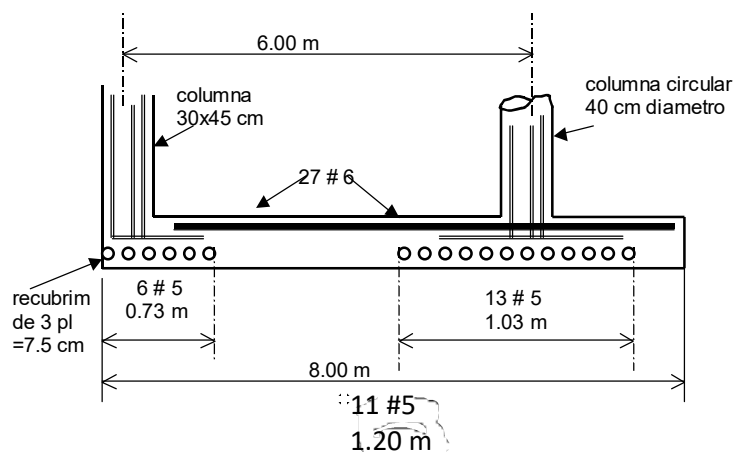
$$\xrightarrow{\text{PARA \#6}} \frac{ld}{db} = \frac{f_y \times \alpha \beta \gamma}{6.6 \sqrt{f'_c}} \Rightarrow \frac{ld}{1.91 \text{ cm}} = \frac{2810 \times 1.3 \times 1.5 \times 0.8}{6.6 \sqrt{210}} = 45.83 \therefore ld = 87.54 \text{ cm}$$

$\alpha = 1.3$ = factor ubicación acero de refuerzo con 30cm de concreto bajo varilla, de lo contrario $\alpha = 1.0$

β = factor recubrimiento

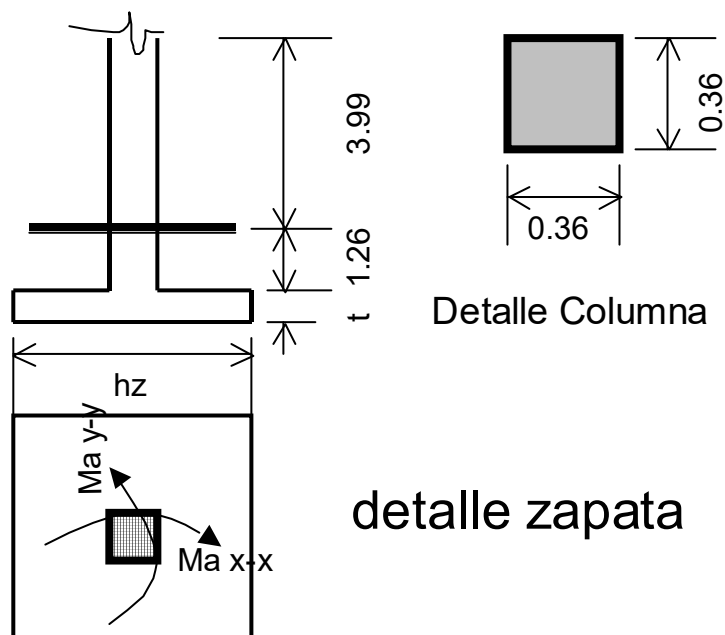
γ = factor de tamaño de refuerzo, hasta varilla no. 6

$$\xrightarrow{\text{PARA \#5}} \frac{ld}{db} = \frac{f_y \times \alpha \beta \gamma}{6.6 \sqrt{f'_c}} \Rightarrow \frac{ld}{1.59 \text{ cm}} = \frac{2810 \times 1.0 \times 1.5 \times 0.8}{6.6 \sqrt{210}} = 35.26 \therefore ld = 56.06 \text{ cm}$$



ZAPATAS SIMPLES.

ZAPATA CONCÉNTRICA la más sencilla de analizar



Esfuerzos a soportar⁵:

$P_u = 30.500 \text{ T}$; $M_{a \text{ x-x}} = 14.570 \text{ T-m}$; $M_{a \text{ y-y}} = 12.100 \text{ T-m}$ $f_{cu} = 1.4$

Datos estructurales:

$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$; $V_s = 18.500 \text{ T/m}^2$;
 $W_s = 1.965 \text{ T/m}^3$ $W_c = 2.400 \text{ T/m}^3$

Cálculo de Cargas de Servicio:

$P_u s = 30.5/1.4 = \underline{21.8 \text{ T}}$

$M_{a \text{ x-x}} = 14.57/1.4 = \underline{10.4 \text{ T-m}}$

$M_{a \text{ y-y}} = 12.1/1.4 = \underline{8.6 \text{ T-m}}$

Área Inicial Zapata:

$A_z = (f_{cu} \times P_u s) / V_s = (1.4 \times 21.4) / 18.5 = \underline{1.65 \text{ m}^2} \Rightarrow \sqrt{1.65} = \underline{1.3 \text{ m} \times 1.3 \text{ m}}$

Se propone una zapata de $\underline{2.60 \times 2.60 \text{ m} = 6.76 \text{ m}^2}$ y $\underline{t = 0.45 \text{ m}}$

Cálculo de Peso Total sobre Zapata:

Peso suelo sobre zapata..... $6.76 \times 1.26 \times 1.965 = \underline{16.7 \text{ T}}$

Peso propio cemento..... $6.76 \times 0.45 \times 2.4 = \underline{7.3 \text{ T}}$

Fuerza axial factorizada..... **21.8 T**

TOTAL..... **45.8 T**

Cálculo de Excentricidades:

$e_x = M_{a \text{ x-x}} / P_u = 10.4/45.8 = 0.23 \text{ m} < h_z/6 = 2.6/6 = 0.43 \text{ m}$

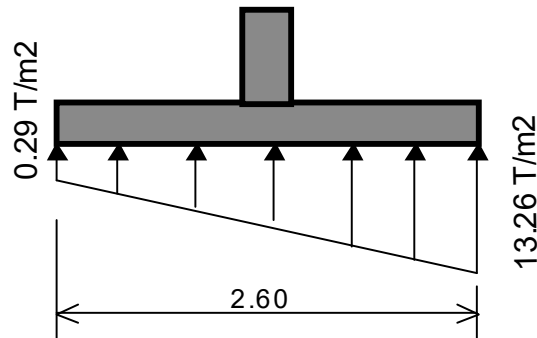
$e_y = M_{a \text{ y-y}} / P_u = 8.6/45.8 = 0.19 \text{ m} < b_z/6 = 2.6/6 = 0.43 \text{ m} \Rightarrow \text{ex. Pequeña}$

⁵ 1T = 1000 kg

$$q_{\min} = \frac{Pu}{Az} \pm \frac{Ma_{x-x}}{bz \times hz^2} \pm \frac{Ma_{y-y}}{bz^2 \times hz} = \frac{45.8}{6.76} \pm \frac{10.4}{\frac{2.6^3}{6}} \pm \frac{8.6}{\frac{2.6^3}{6}}$$

$$q_{\max} = 13.26 \frac{T}{m^2} < V_s = 18.5 \frac{T}{m^2} \wedge q_{\min} = 0.29 \frac{T}{m^2} > 0$$

diagrama de presiones



Presión de Diseño Última:

$$q_{du} = f_{cu} \times q_{\max} = 1.4 \times 13.26 = 18.56 \text{ T / m}^2$$

Peralte Efectivo:

$$d = t - \text{recubrimiento} - (\text{diámetro varilla})/2$$

$$d = 0.45 - 0.075 - 0.0191 = \mathbf{0.37 \text{ m} = d}$$

Asumiendo un recubrimiento de alrededor de 3 pulgadas.

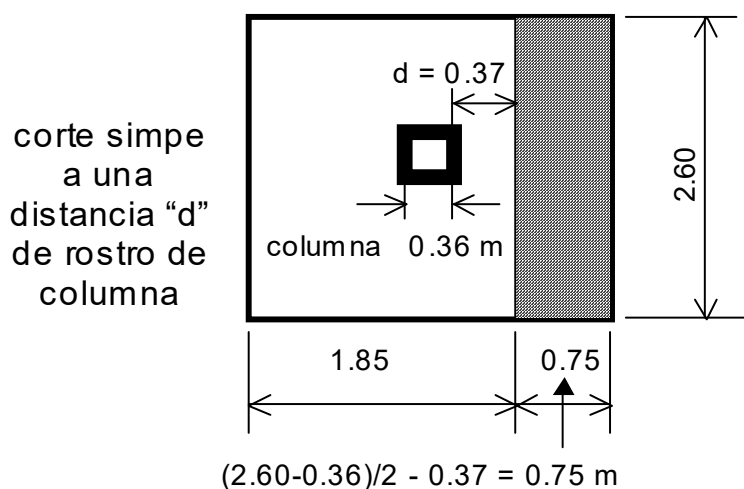
Corte Simple:

$$\bullet V_{actuante} = q_{du} hz \times l = q_{du} hz \left(\frac{hz - hc}{2} - d \right) = 18.56 \times 2.60 \times \left(\frac{2.60 - 0.36}{2} - 0.37 \right) =$$

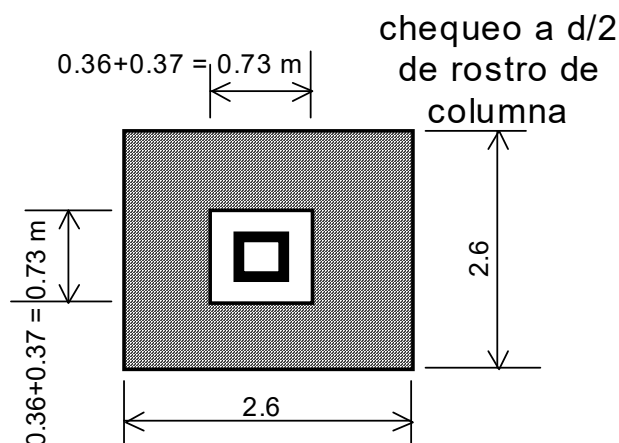
$$36.19 \text{ Ton}$$

$$V_{resistente} = \lambda \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 37 \times 260 = 62803 \text{ kg} = 62.8 \text{ Ton}$$

$$V_{resistente} > V_{actuante}, 62.8 \text{ Ton} > 36.2 \text{ Ton. ok}$$

**Corte Punzonante:**

$$V_{ACTUANTE} = q_{du} (bz \times hz - (hc + d)(bc + d)) = 18.56(2.6 \times 2.6 - (0.36 + 0.37)^2) = 115.6T$$



Corte punzonante o punzante a peralte medios: $\frac{d}{2} = \frac{37 \text{ cm}}{2} = 18.5 \text{ cm}$

Tomando el peralte en efecto de medida (Sección 22.6.5.2. ACI 318-25, ver este manual **en**

centímetros) $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times d}} \leq 1$ $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times 37}} = 0.81$, $\lambda_s = 0.81$

$$V_{Res1} = 1.1 \times \lambda_s \times \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times 0.81 \times 0.85 \sqrt{210} \times 292 \times 37 = 118574 \text{ kg}$$

$$= 118.6 \text{ Ton}$$

$$V_{Res2} = 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \lambda_s \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times 0.81 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{210} \times 292 \times 37$$

$$= 171394 \text{ kg} = 171.4 \text{ Ton}$$

$$V_{Res3} = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.27 \left(2 + \frac{40 \times 37}{292}\right) \times 0.85 \sqrt{210} \times 292 \times 37$$

$$= 253983 \text{ kg} = 254 \text{ Ton}$$

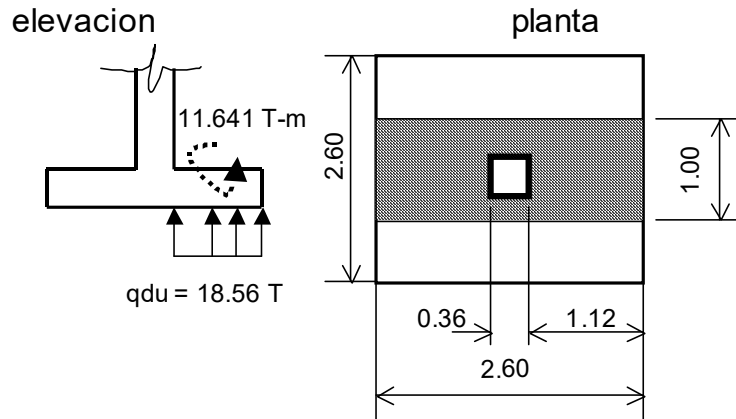
$$b = \text{perímetro de punzonamiento} = 2hc + 2bc + 2d = 4 \times (0.37 + 0.37) = 2.92 \text{ m} = 292 \text{ cm}$$

$$V_{res1-MENOR} > V_{actuante}, \quad 118.6 \text{ Ton} > 115.6 \text{ Ton}$$

Refuerzo por Flexión en X - X:

El momento último actuante: $M = (W \cdot L^2)/2$, y para una franja unitaria de $b = 100 \text{ cm}$ se tiene:

$$M = \frac{18.56 \times 1.00 \left(\frac{2.60 - 0.36}{2} \right)^2}{2} = 11.641 T - m = 1164083 \text{ kg} - \text{cm}$$



Diseñar por flexión para:

$$M_{x-x} = 1164083 \text{ kg-cm}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 37 \text{ cm}, \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2, \quad A_s \#6 = 2.84 \text{ cm}^2$$

Entonces:

1. Calcular acero por flexión **12.79cm²** y 457.28cm², con la menor raíz implica 12.79cm²/2.84cm² = 4.504 ≈ 5 varillas #6, es decir **#6@0.20m**
2. Comparar con acero mínimo para losas. Acero mínimo de losas al 1.8/1000 → 37*100*1.8/1000 = 6.66cm² por cada 100 cm de ancho, donde **As_{mínimo} = 6.66cm² < As_{flexión} = 12.79cm²** en 2.60 m son 13 varillas #6.

Refuerzo por Flexión en Y - Y:

La diferencia con respecto al cálculo de momento en X- X se debe al peralte efectivo reducido por la cama de refuerzo (hierro) de ese momento en X - X. Si se coloca siempre hierro #6 se tiene: **d = 37 - 1.91/2 = 36 cm**

Diseñar por flexión para:

$$M_{x-x} = 1164083 \text{ kg-cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 36 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s \#6 = 2.84 \text{ cm}^2$$

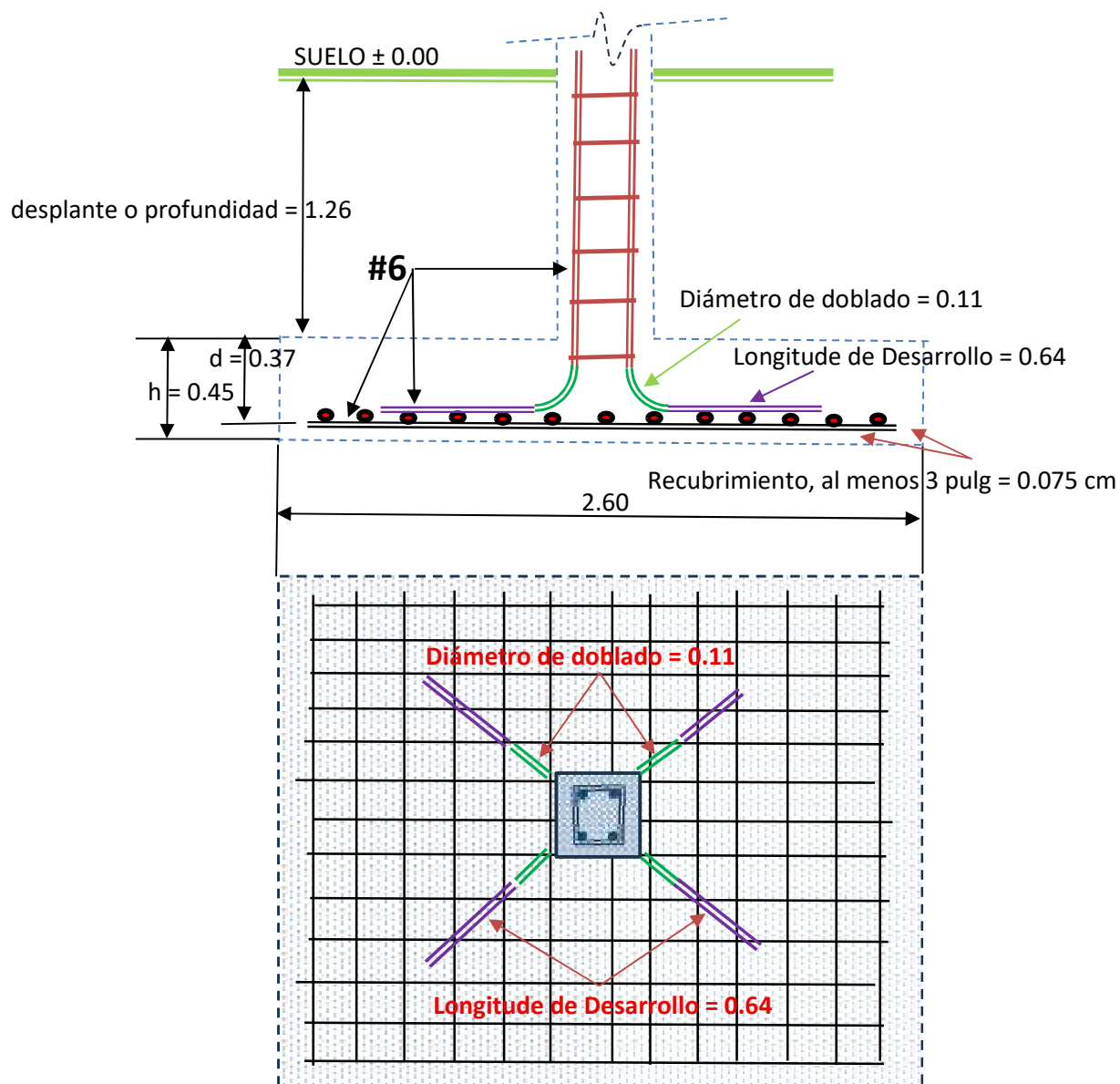
Entonces:

1. Calcular acero por flexión **13.16cm²** y 444.20cm², con la menor raíz implica 13.16cm²/2.84cm² = 4.633 ≈ 5 varillas #6, es decir **#6@0.20m**
- 3.2. Comparar con acero mínimo para losas. Acero mínimo de losas al 1.8/1000 → 36*100*1.8/1000 = 6.66cm² por cada 100 cm de ancho, donde **As_{mínimo} = 6.48cm² < As_{flexión} = 13.16cm²**, en 2.60 m son 13 varillas #6.

ACTIVIDAD:

Replantear este problema con momentos en X y Y de valores diferentes y proponer dimensionales de zapata acorde a la proporción de momentos.

Esquema de armado de la zapata



DIÁMETRO DE DOBLADO

Se debe verificar que no sea mayor que el peralte de la zapata, de lo contrario es difícil de construir. Por ejemplo, si la columna sobre la zapata viene con un diámetro #6, según comité 318 del ACI, ver Apéndice A, se tiene un diámetro de doblado de $11 \text{ cm} < d = 37 \text{ cm}$, lo que es construible, pero si las columnas con acero #14, el diámetro de doblado de $46 \text{ cm} > d = 37$, ya no es construible.

Con la siguiente tabla del ACI318-25 (25.3.1.) con doblado a 90 grados y varilla número 6, el diámetro de doblado es $6 \times (\text{diámetro varilla}) = 6 \times 1.91 = 11.46 \text{ cm} \approx 11 \text{ cm} < d = 37 \text{ cm}$, lo que está bien.

Table 25.3.1—Standard hook geometry for development of deformed bars in tension

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, in.	Straight extension ⁽¹⁾ l_{ext} , in.	Type of standard hook
90-degree hook	No. 3 through No. 8	$6d_b$	12 d_b	
	No. 9 through No. 11	$8d_b$		
	No. 14 and No. 18	$11d_b$		
180-degree hook	No. 3 through No. 8	$6d_b$	Greater of $4d_b$ and 2.5 in.	
	No. 9 through No. 11	$8d_b$		
	No. 14 and No. 18	$11d_b$		

⁽¹⁾ If standard hook for deformed bars in tension includes the specific inside bend diameter and straight extension length, it shall be permitted to use a longer straight extension instead of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

LONGITUD DE DESARROLLO

$$25.4.2.3 \text{ (top left)} \quad \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{2.1\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{6.6\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad \checkmark \quad \left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{25\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

De la anterior tabla se toma la del centro en kgf/cm y es para varilla número 6 o menos, donde:

$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $d_b = 1.91 \text{ cm}$, $\lambda = 0.85$,

$\Psi_t = 1.0$, no más de 30 cm de concreto bajo las varillas de refuerzo

$\Psi_e = 1.2$, refuerzo con recubrimiento de más de $3d_b = 3 \times 1.91 = 5.73 \text{ cm}$, refuerzo en estas zapatas de 3 pulgadas o 7.5 cm

$\Psi_g = 0.8$, varilla número 6 o menos, de lo contrario 1.0.

$$ld = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{6.6\lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{2810 \times 1.0 \times 1.2 \times 0.8 \times 1.91}{6.6 \times 0.85 \times \sqrt{210}} = 63.4 \text{ cm} = \mathbf{64 \text{ cm}}$$

Hay que revisar que, la longitud de desarrollo sea menor a la mitad del lado o arista de zapata menos la mitad del lado de columna correspondiente menos la mitad del diámetro de doblado, para este caso: $\underline{2.60/2 - 0.36/2 - 0.11/2 = 1.065 > 0.64}$ chequea dicha longitud de desarrollo.

Pero si la columna trae acero #14, por ejemplo, el diámetro de doblado es de $10d_b = 10 \times 4.3 = 43 \text{ cm}$, y la longitud de desarrollo queda así:

$$ld = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{6.6\lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{2810 \times 1.0 \times 1.2 \times 1.0 \times 4.3}{5.3 \times 0.85 \times \sqrt{210}} = 222.1 \text{ cm} = \mathbf{222 \text{ cm}}$$

Hay que revisar que, la longitud de desarrollo sea menor a la mitad del lado o arista de zapata menos la mitad del lado de columna correspondiente menos la mitad del diámetro de doblado, para este caso: $\underline{2.60/2 - 0.36/2 - 0.11/2 = 1.065 < 2.22}$. No chequea dicha longitud de desarrollo, el lado de la zapata es pequeño para esa longitud de desarrollo.

NOTAS SOBRE PLANOS

Los planos de detalles estructurales al menos deben de llevar la siguiente información
CONCRETO

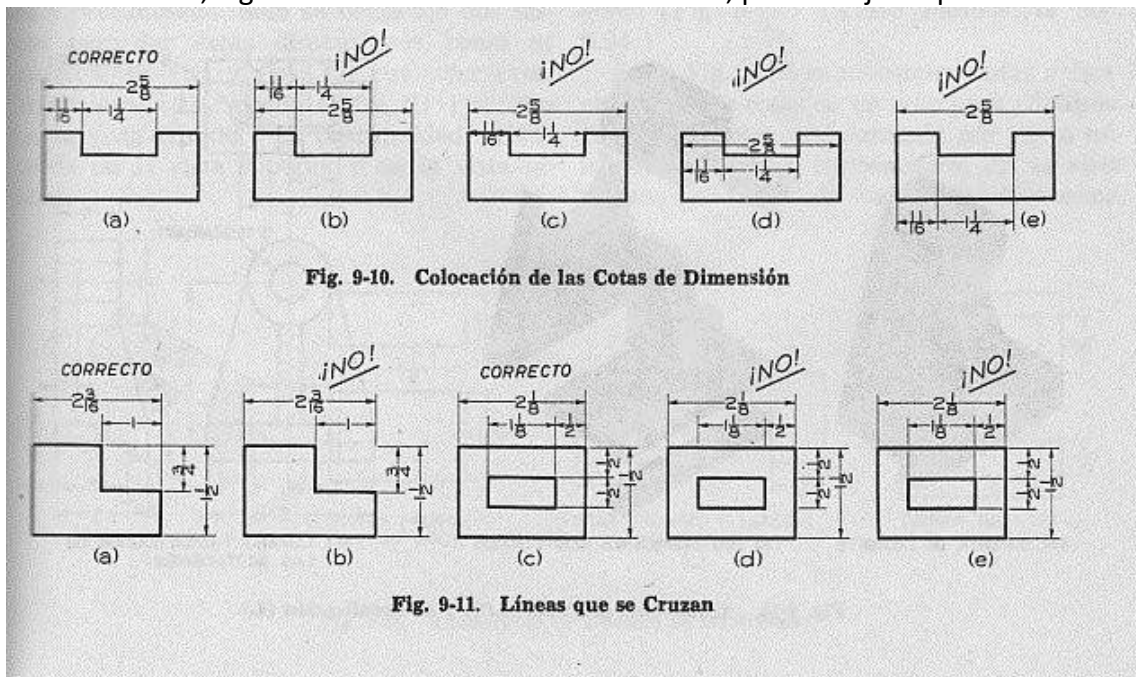
- Proporción.
- Diámetro de piedrín, según ACI 211.
- Módulo de finura (MF) de la arena.

- f'_c esfuerzo de trabajo a compresión del concreto.
- Si es necesario la relación agua/cemento.

ACERO

- F_y esfuerzo de trabajo a tensión del acero.
- d_b diámetros de doblado de los aceros utilizados, según criterios de ACI 315 y 318. Hacer una tabla.
- L_b longitudes de desarrollo de los aceros utilizados. Hacer una tabla.

A continuación, algunas notas de un manual del ITECAP, para dibujo de planos



2 INTECAP CONOCIMIENTOS PROFESIONALES

UE UD 15 2/67

DIBUJOS

Plegado para archivadores A4

Medidas en mm

Fig. 1
Formato 2 AO 1189 X 1682

Fig. 2
Formato AO 841 X 1189

Fig. 3
Formato A1 594 X 841

Fig. 4
Formato A2 420 X 594

Fig. 5
Formato A3 297 X 420

Fig. 6
Plegado a lo largo

Fig. 7
Plegado a lo alto

Formato AO plegado

Para archivar los planos en carpetas A4 se procederá como sigue:

1. La rotulación deberá quedar siempre en la parte anterior y ser perfectamente visible (Fig. 7).
2. Para el doblado de los formatos 2AO o A2, se marcará, primero, la anchura de 210 mm (doblar 1), preferentemente con el empleo de una plantilla 210 X 297.
3. A partir de C (formato 2AO o A2), se dibujará un triángulo hacia atrás, con objeto de que la parte superior del plano no sea agitada y quede fija en la carpeta (Figs. 5 a 7).
4. Comenzando por a, se continuará el plegado, con dobleces de 185 mm de anchura, preferentemente, por medio de una plantilla de 185 X 297. El ancho final se plegará simplemente en dos, de tal manera que la rotulación quede en la parte anterior.

Los formatos UNE, plegados, se plegarán asígicamente.

5. Las fajas así obtenidas se plegarán a lo alto, comenzando desde a (Figs. 1 a 4 y 7).

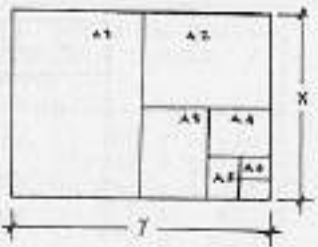
Para reforzar el agujerado, se podrá pegar una tira de cartón AS 148 X 210 en el reverso de la parte del dibujo que se ha de taladrar.

Siguiendo las instrucciones anteriores, se podrán plegar los dibujos de todos los tamaños. Cuando la parte que queda, después de hacer la primera doblez de 210 mm, no sea divisible por 185, con cociente par, se dividirá en dos partes iguales la faja final (Figs. 2 y 3).

En general, no es recomendable archivar o conservar en carpetas dibujos de tamaños mayores que el A1.

INTECAP	CONOCIMIENTOS PROFESIONALES	MO	UE 4	UD 15	7/87	7
----------------	------------------------------------	----	---------	----------	------	---

Regla de referencia: Los formatos están referidos al sistema métrico. La superficie del formato origen, es igual a la unidad métrica de superficie, es decir $X \times Y = 1$.



FORMATOS DE PAPEL:

Serie A: Los formatos de la serie A se obtienen dividiendo en dos el formato origen A0 (841 x 1.189).

Se emplean en todos los tamaños de papel, - como pliegos de dibujo, impresos, tarjetas postales, cartas, anuncios, fichas, papel - de fumar, etc.

SERIE A

FORMATO	DIMENSIONES
A0	841 x 1.189
A1	594 x 841
A2	420 x 594
A3	297 x 420
A4	210 x 297
A5	148 x 210
A6	105 x 148

Series Auxiliares: La serie auxiliar B la componen - los formatos cuyos lados son las respectivas medias geométricas, entre cada dos consecutivos de la serie A.

La media geométrica entre la A y la B forman las series C y D.

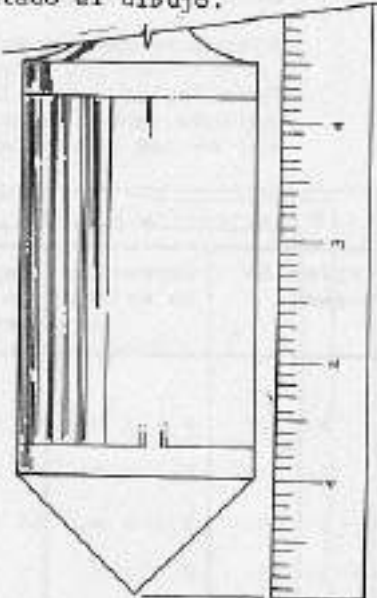
Estos formatos se emplean para tamaños que dependen de la serie A, como son: sobres, cubiertas, archivadores, ficheros, etc.

INTECAP	CONOCIMIENTOS PROFESIONALES	UE 4 MO 4 15 11/ 87	11
----------------	------------------------------------	---------------------------	----

Las cifras de las cotas que se indican en los dibujos, son las que verdaderamente tenga la pieza, cualquiera que sea la escala a que esté ejecutado el dibujo.

AMPLIACIONES:

Si los objetos a representar tienen las dimensiones pequeñas que dificultan el trazado y la claridad en el dibujo, se emplean las escalas de ampliación.



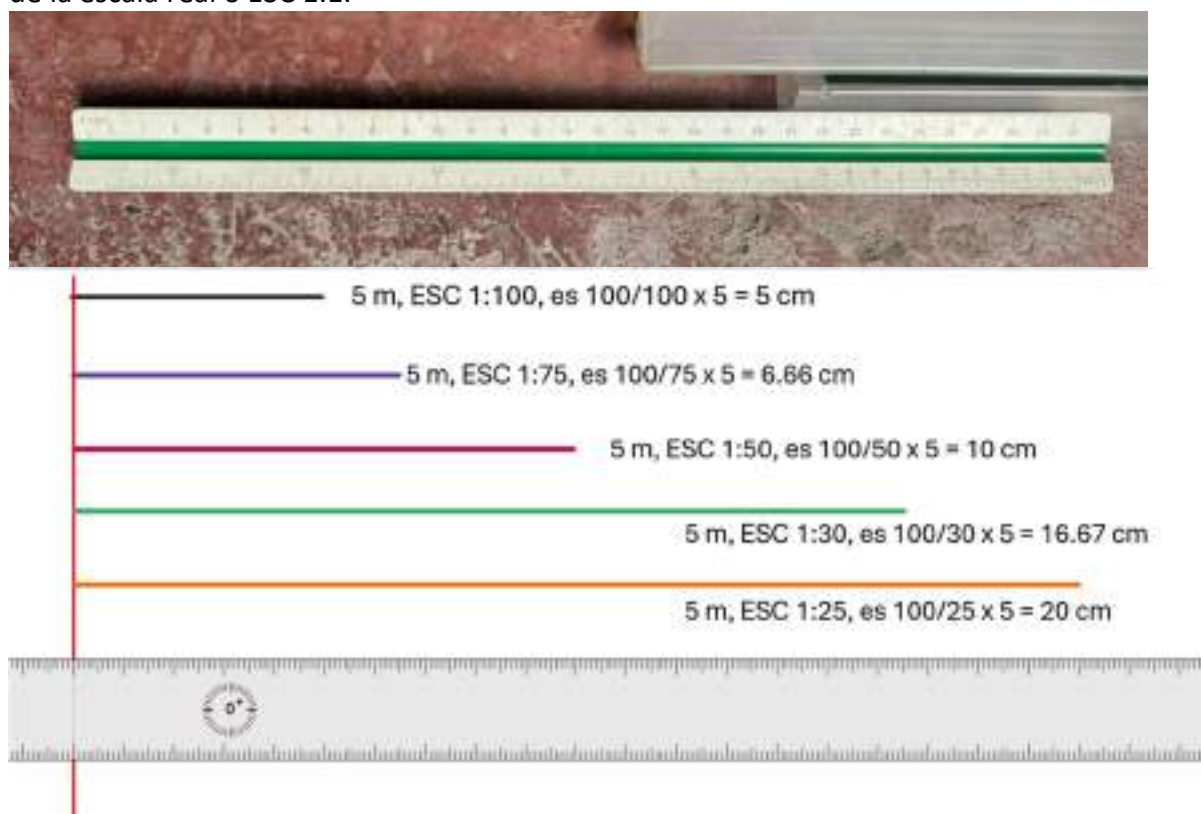
En los dibujos se hará constar la escala a que se ha realizado. Esta indicación se hará en el casillero de rotulación. La escala principal se hará con escritura grande y las secundarias con escritura pequeña. Las escalas secundarias se repetirán en las partes del dibujo correspondientes.

En el comercio existen reglas graduadas en doble y triple-decímetro con dos escalas y en forma triangular con 6 escalas que eliminan errores, evitando cálculos y pérdida de tiempo al dibujar la escala en el papel.

Fabricación e instalaciones.	Construcciones civiles	Topografía	Urbanismo
1:2,5	1:10	1:200	1:2.000
1:5	1:20	1:500	1:5.000
1:10	1:50	1:1.000	1:25.000
1:20	1:100	1:2.000	1:50.000
1:50	1:200	1:5.000	
1:100	1:500	1:10.000	
1:200	1:1.000	1:25.000	
		1:50.000	

CONSIDERACIONES SOBRE ESCALAS

Si se tiene un escalímetro de 30 centímetros y sus respectivas escalas es de ver el siguiente juego de proporciones, donde en escala (ESC) 1:100 sean 5 centímetros en el plano 5 metros de la escala real o ESC 1:1.



De la fotografía anterior se observa que mientras más pequeña es la escala, más centímetros son 5 metros reales. Es decir que esos 5 metros equivalen en el plano a 6.67 cm en ESC 1:75, como 20 cm en ESC 1:25. En ESC 1:20 es $100/20 \times 5 = 25$ cm.

Con lo anterior se ilustra las proporciones de las escalas partiendo de la ESC 1:100, o de los centímetros, que equivale a representar en un plano la centésima parte de una medida real. Se mantiene constante el valor de 5 metros a representar en distintas escalas en planos.

Si se observa con cuidado en escalímetro con escalas 1:100, 1:75, 1:50, 1:25, 1:20 y 1:125, se puede ver que si en la escala 1:100 se marcan **30cm**,

en 1:75 se marcan $75/100 \times 30 = 22.5$ cm

en 1:50 se marca $50/100 \times 30 = 15$ cm

en 1:30 se marca $30/100 \times 30 = 9$ cm

1:25 marca $25/100 \times 30 = 7.5$ cm

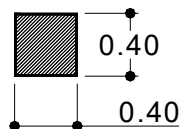
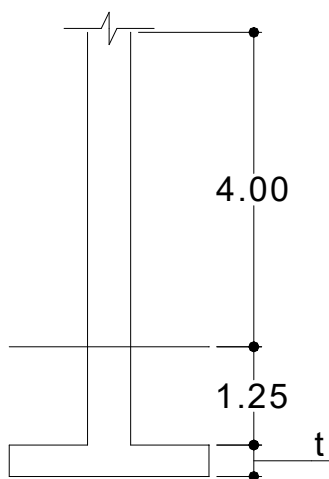
1:20 marca $20/100 \times 30 = 6$ cm y

1:125 marca $125/100 \times 30 = 37.5$ cm

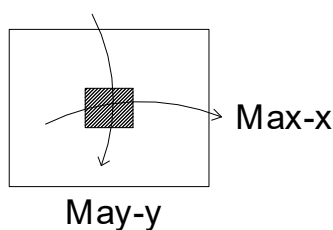
Los cálculos anteriores con **30 cm** (ESC 1:100) como constantes. Y 30 cm es una medida adecuada para este tipo de proporciones.

Como nota adicional, en dibujo mecánico se utiliza ESC 1:33 $\frac{1}{3}$, donde se obtiene $33.33/100 \times 30 = 10$ cm. En estos casos se mantiene constante el valor a dibujar de 30 cm en ESC 1:100.

Zapata Concéntrica y Pilotes de Fricción



Detalle de columna



Detalle de Zapata

Esfuerzos a soportar:

$$Pu = 31T ; \quad Maxx = 14.5T - m ; \quad Mayy = 14.5T - m ; \quad fcu = 1.4 .$$

Datos Estructurales:

$$f'c = 210 \frac{Kg}{cm^2} ; \quad fy = 2810 \frac{Kg}{cm^2} ; \quad Vs = 3 \frac{T}{m^2} . \quad Ws = 2 \frac{T}{m^3} ;$$

$W_{concreto} = 2.4 \text{ Ton/m}^3$ como promedio, no quita el diseño de mezcla-

Esfuerzos a soportar:

$$Pu = 31T ; \quad Maxx = 14.5T - m ; \quad Mayy = 14.5T - m ; \quad fcu = 1.4 .$$

Datos Estructurales:

$$f'c = 210 \frac{Kg}{cm^2} ; \quad fy = 2810 \frac{Kg}{cm^2} ; \quad Vs = 3 \frac{T}{m^2} . \quad Ws = 2 \frac{T}{m^3} ;$$

Suelo tipo 2. Ver tabla 5.10.1.1. AGIES de este manual.

Cálculo de Cargas de Servicio:

$$Pu_s = 31/1.4 = 22.1T ; \quad Mas_{X-X} = Mas_{Y-Y} = 14.5/1.4 = 10.4T - m$$

Área Inicial Zapata:

$$A_z = (f_{cu} * P_{us}) / V_s = (1.4 * 22.1) / 3 = 10.3 m^2 = 10.3 m^2 \Rightarrow 10.3 = 3.21 \sim 3.2 \text{ arista.}$$

Se se quisiera conservar lo del ejemplo anterior de una zapata de $2.6m * 2.6m = 6.76m^2$ y $t = 0.45$ se tendrá que incrementar el valor soporte con una estabilización de suelos (ensayos y error en laboratorio de suelos) o utilizar pilotes de fricción, la idea de este problema.

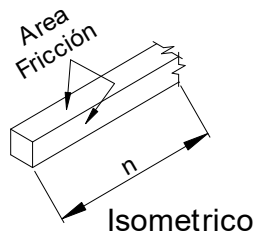
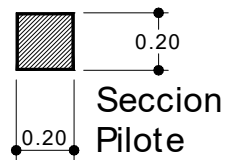
Sobre carga en pilotes:

$$V_s = 3 T / m^2, \text{ Presión en zapata} = P_u / A_z = 31 / 6.76 = 4.6 T / m^2$$

$$\therefore \text{Presión para compensar por fricción en cara de pilotes: } 4.6 - 3 = 1.6 T / m^2$$

Suponiendo pilote con suelo tipo 2 (ver tabla 5.10.1.1 AGIES 2018 en este manual:

$$\tan \delta \sim (0.4 - 0.5) = 0.45$$

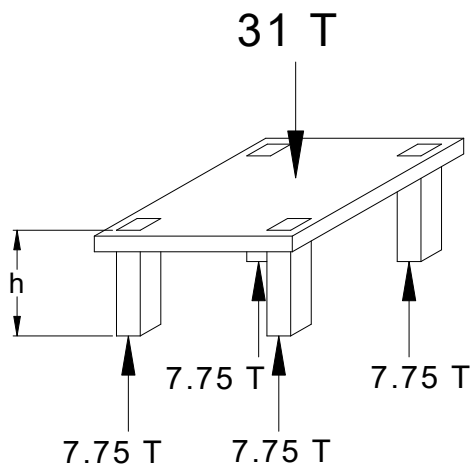


(Fricción entre concreto y suelo)

$$\text{Presión Factorizado a Compensar: } \frac{1.6 T / m^2}{0.45} = 3.6 T / m^2$$

Número de Pilotes (Carga Total)

$$\text{Con 4 pilotes se tiene: } 31 = 7.75 \times 4 \quad \downarrow$$

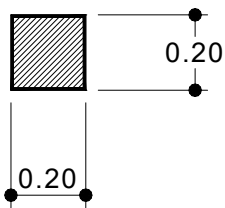


Isométrico Zapata Piloteada

Área pilote a Fricción (caras o superficies)

En proporción: $3.6 \text{ T/m}^2 = 7.75 \text{ T} / (\text{Área fricción por pilote})$

$$\text{Así Área Fricción por Pilote} = \frac{7.75T}{3.6 \text{ T/m}^2} = 2.15 \text{ m}^2$$



Si Arista de Sección de Pilote es 0.20, $2.15 \text{ m}^2 = 4 * 0.20 * h$

$$\frac{2.15}{0.80} \cong 2.70 \text{ m}$$

Refuerzos en Pilotes

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 = 0.21 \text{ T/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo a considerar} = 0.21 \text{ T/cm}^2 * 20 * 20 \text{ cm}^2 = 84 \text{ T} > 7.75 \text{ T}$$

$$\therefore \text{Área mínima de columna: (factorizando)} 84 * 0.7 = 58 \text{ T} > 7.75 \text{ T}$$

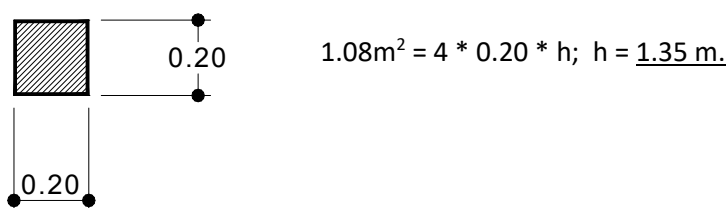
Pero, Replantando a pilotes.

Con 8 Pilotes se tiene $31/8 = 3.9 \text{ T}$

Área Pilote a fricción (caras o superficies) En proporción: $3.6 \text{ T/m}^2 = 3.9 \text{ T} / \text{Área Fricción Pilote}$;

$$\text{Área fricción Pilote} = 3.9 \text{ T} / 3.6 \text{ T/m}^2 = \underline{1.08 \text{ m}^2}.$$

Si arista de sección de Pilote es 0.20 m



Conclusión: El doble (en número de pilotes) implica la mitad de la altura original.

Para este caso	4 pilotes → 2.70 m	Sección con 0.20 m de arista.
	8 pilotes → 1.35 m	

Peso Total sobre Zapata

Peso Suelo sobre Zapata = $6.76 \text{ m}^2 * 1.25 \text{ m} * 2 \text{ T/m}^3$	16.9 T
Peso Propio Cimiento = $(6.76 \text{ m}^2 * 0.45 \text{ m} + 4 * 2.70 * 0.20^2) * 2.4 \text{ T/m}^3$	8.3 T
Fuerza Axial Factorizada	<u>22.1 T</u>
TOTAL.....	47.3 T

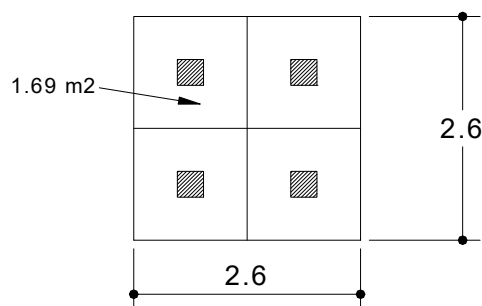
Calculo Excentricidades

$$e_x = \frac{Mas_{xx}}{P_U}; \quad e_y = \frac{Mas_{yy}}{P_U}; \quad e_x = e_y = \frac{14.5}{47.3} = 0.31 \text{ m}$$

$$0.31 < hz/6 < bz/6; \quad 0.31 < 2.6/6; \quad \underline{0.31 < 0.43}.$$

Presión de Diseño Pilote:

$$q \Rightarrow \frac{2.6 * 2.6}{4} = 1.69 \text{ m}^2$$



Revisando el diseño de los pilotes, se tiene que el concreto con esfuerzos a compresión mínima de 400 psi si no se exceden los **30 pie o $30/3.28 = 9.15 \text{ m} > 2.70 \text{ m}$, donde un concreto 3000psi es más que suficiente.**

Table 13.4.5.4—Minimum compressive stress in precast prestressed piles

Pile length, ft	Minimum compressive stress, psi
Pile length ≤ 30	400
$30 < \text{Pile length} \leq 50$	550
Pile length > 50	700

Considerando el factor de compresión se tiene que $\phi = 0.65$, si es un pilote no pre esforzado prefabricado

Table 13.4.3.2—Compressive strength reduction factors ϕ for deep foundation members

Deep foundation member type	Compressive strength reduction factors ϕ	
Uncured cast-in-place concrete drilled or augered pile ⁽¹⁾	0.55	(a)
Cast-in-place concrete pile in rock or within a pipe, tube, ⁽²⁾ or other permanent casing that does not satisfy 13.4.2.3	0.60	(b)
Cast-in-place concrete-filled steel pipe pile ⁽³⁾	0.70	(c)
Metal cased concrete pile confined in accordance with 13.4.2.3	0.65	(d)
Precast-nonprestressed concrete pile	0.65	(e)
Precast-prestressed concrete pile	0.65	(f)

⁽¹⁾The factor of 0.55 represents an upper bound for well understood soil conditions with quality workmanship. A lower value for the strength reduction factor may be appropriate, depending on soil conditions and the construction and quality control procedures used.

⁽²⁾For wall thickness of the steel pipe or tube less than 0.25 in.

⁽³⁾Wall thickness of the steel pipe shall be at least 0.25 in.

Pilotes de 0.20x0.20 de sección = 0.04m² de área = 400 cm², sea el esfuerzo de compresión de dicha área como $\phi \times f'c \times area = 0.65 \times 210 \times 400 = 54600kg = 54.6Ton > 7.75Ton$ chequea lo anterior. **NOTA: Si son pilotes perforados estos son circulares, en este ejemplo cuadrados por facilidad de cálculo.**

ARMADO DE PILOTE

Si acero para columna es de 1 a 8% del área de la última (10.6.1.1. ACI 318-25) Conservadoramente con un 1% se tiene $1 \times 400 / 100 = 4cm^2$. Con 4 varillas #4, que es lo que se está trabajando en este problema se tiene $4 \times 1.29cm^2 = 5.16cm^2 \geq 4cm^2$

DIÁMETRO DE DOBLADO

ACI318-25 (25.3.1.) con doblez a 90 grados y varilla número 4, el diámetro de doblado es $6 \times (\text{diámetro varilla}) = 6 \times 1.27 = 7.62 \text{ cm} \approx 8 \text{ cm}$, que es manejable en un recubrimiento de 7.5 cm.

LONGITUD DE DESARROLLO

25.4.2.3 (top left)	$\left(\frac{f_t \psi_t \psi_e \psi_g}{2.1\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_t \psi_t \psi_e \psi_g}{6.6\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_t \psi_t \psi_e \psi_g}{25\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
---------------------	--	--	---

De la anterior tabla se toma la del centro en kgf/cm y es para varilla número 6 o menos, donde:

$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $d_b = 1.27 \text{ cm}$, $\lambda = 1.0$ (densidad normal agregados),

$\psi_t = 1.0$, no más de 30 cm de concreto bajo las varillas de refuerzo

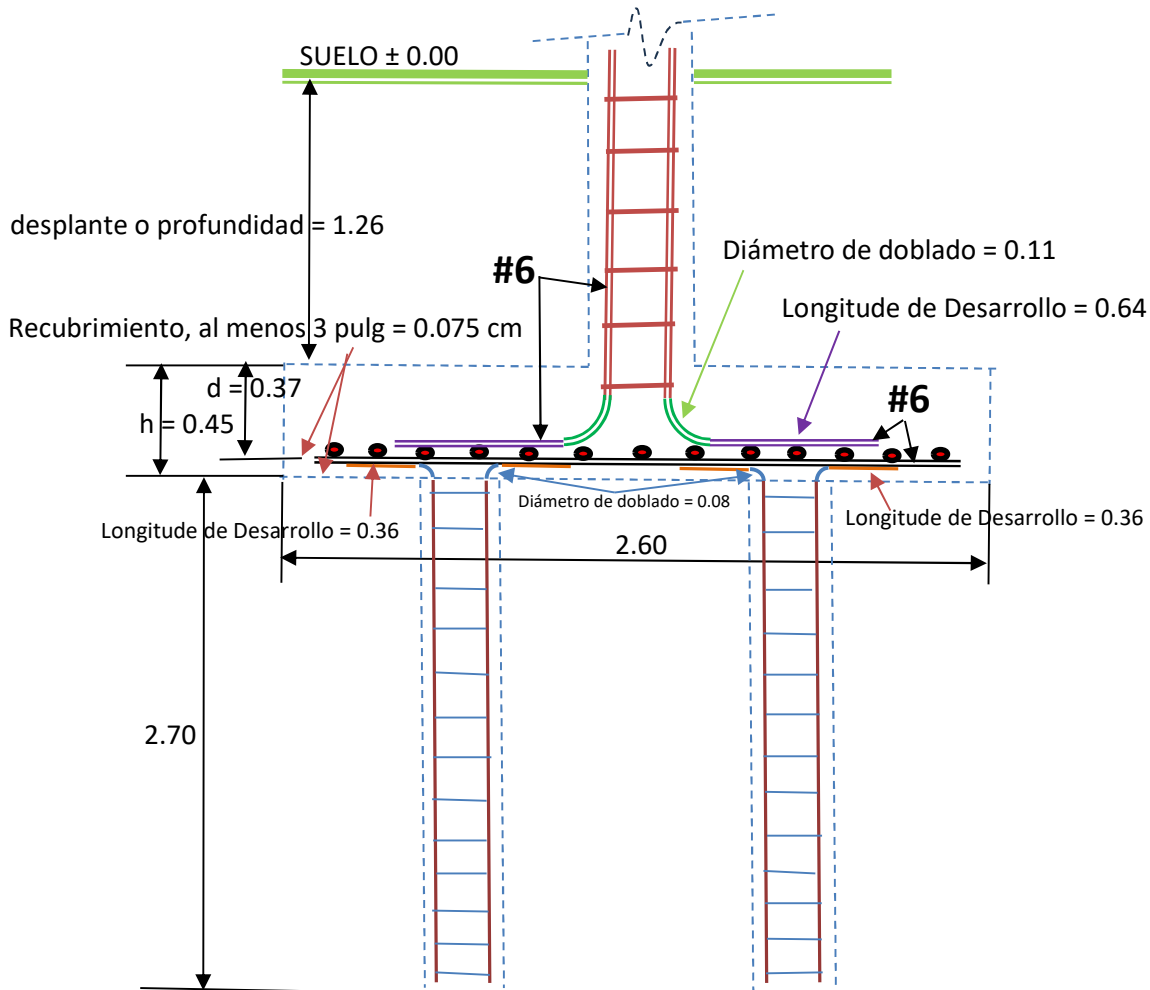
$\psi_e = 1.2$, refuerzo con recubrimiento de más de $3d_b = 3 \times 1.27 = 3.81 \text{ cm}$, refuerzo en estas zapatas de 3 pulgadas o 7.5 cm

$\psi_g = 0.8$, varilla número 6 o menos, de lo contrario 1.0.

$$l_d = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{2810 \times 1.0 \times 1.2 \times 0.8 \times 1.27}{6.6 \times 1.0 \times \sqrt{210}} = 35.8 \text{ cm} = \mathbf{36 \text{ cm}}$$

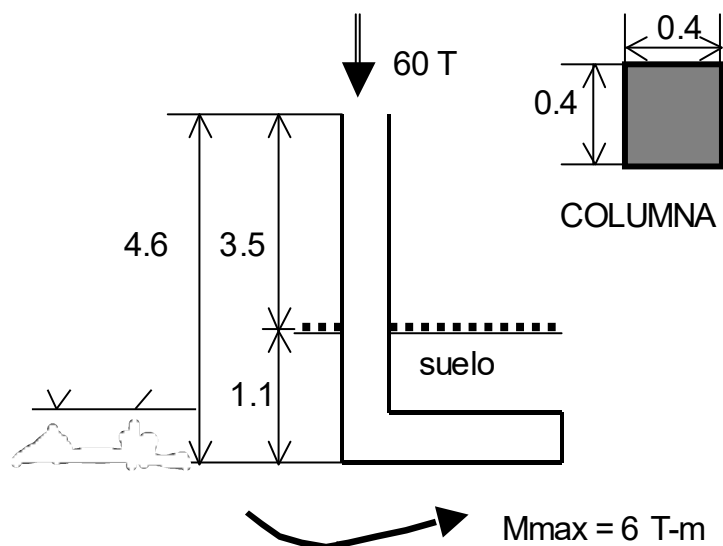
Hay que revisar que, la longitud de desarrollo sea menor a la mitad del lado o arista de zapata menos la mitad del lado de columna correspondiente menos la mitad del diámetro de doblado, para este caso: $\frac{2.60}{2} - \frac{0.36}{2} - \frac{0.11}{2} = 1.065 > 0.36$ chequea dicha longitud de desarrollo.

Esquema de armado de la zapata y pilotes



ZAPATA EXÉNTRICA de ser posible No Utilizarla.

Diseñe la zapata siguiente:c



DATOS

$$f_{cu} = 1.5$$

$$V_s = 17 \text{ T/m}^2$$

$$W_{\text{suelo}} = 1.6 \text{ T/m}^3$$

$$W_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

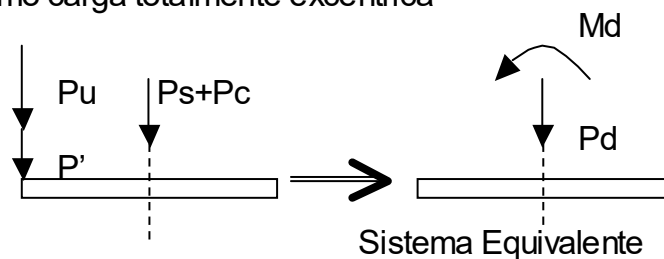
$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

como carga totalmente excentrica

1. CARGA SERVICIO

$$P' = 60/1.5 = 40 \text{ T}$$

$$M_x = 6/1.5 = 4 \text{ T-m}$$



Sistema Equivalente

$$A_{\text{ZAPATA}} = \frac{1.5 \times 40}{17} = 3.53 \text{ m}^2 \rightarrow \{ \text{zapata} = 1.88 \times 1.88 \text{ m} \}$$

Si se estiman un área de Zapata no tan al límite del valor soporte: $3.50 \times 3.50 = 12.25 \text{ m}^2$

Con: $P_d = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$

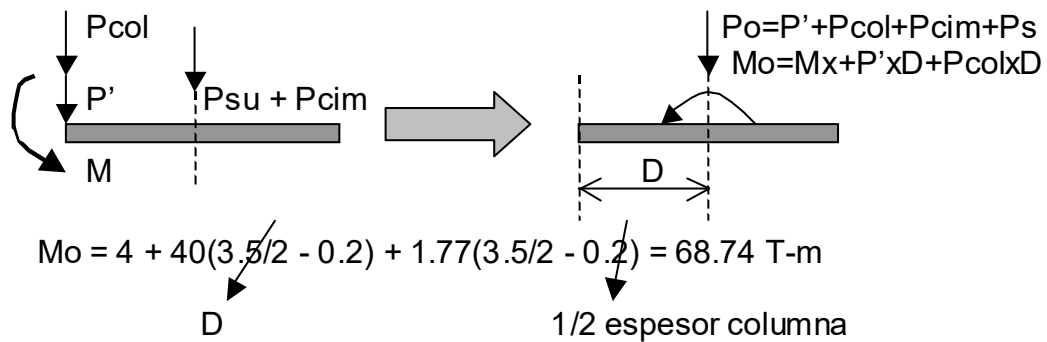
$$P' = \dots\dots\dots 40.00 \text{ T} +$$

$$P_{\text{columna}} = 0.4 \times 0.4 \times 4.6 \times 2.4 = 1.77 \text{ T}$$

$$P_{\text{suelo}} = 3.5 \times 3.5 \times 1.1 \times 1.6 = 21.56 \text{ T}$$

$$P_{\text{cimiento}} = 3.5 \times 3.5 \times 0.50 \times 2.4 = 14.70 \text{ T} \text{ se asume "t = 0.50 grosor zapata"}$$

$$\underline{78.03 \text{ T}}$$



Donde: $e = \frac{M}{P} = \frac{68.74 \text{ T-m}}{78.03 \text{ T}} = 0.88 \text{ m}$

La PRESIÓN es:

$$q_{MAX} = \frac{\frac{2P}{3bd}}{\frac{2}{2}} = \frac{\frac{2P}{3b(\ell - 2e)}}{\frac{2}{2}} = \frac{\frac{4P}{3b(\ell - 2e)}}{\frac{2}{2}} = \frac{4 \times 78.03}{3 \times 3.5(3.5 - 2 \times 0.88)} = 17.09 \text{ T/m}^2 \approx V_s = 17 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

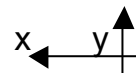
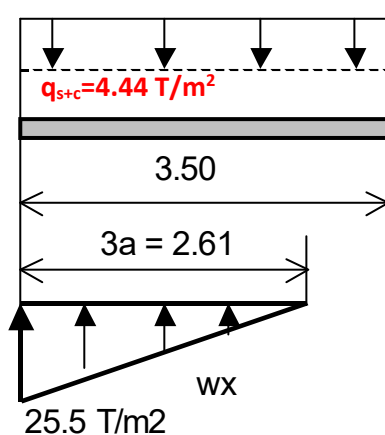
$$a = \ell / 2 - e = 3.5 / 2 - 0.8 = 0.87 = a \rightarrow 3a = 2.61 \text{ m}$$

La Presión del terreno último es: $q_{MAX} = 1.5 \times 17 = 25.5 \text{ Tm}^2$

La presión terreno y cimiento sobre este último es:

$$q_{s+c} = 1.6 \times 1.1 + 2.4 \times 0.5 = 2.96 \text{ T/m}^2 \Rightarrow q_{ul(s+c)} = 1.5 \times 2.95 = 4.44 \text{ T/m}^2$$

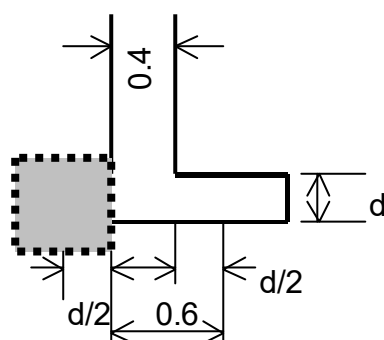
Presión sobre el cimiento:



CIMIENTO

$$w/x = 25.5/2.61$$

$$w(x) = 9.77x$$

CHEQUEO CORTE PUNZONANTE.asumiendo "**d=40cm**"
 $40 + d/2 = 40 + 20 = 60 \text{ cm}$
 espesor columna

$$x = 2.61 - 0.60 = 2.01 \text{ m}$$

$$w(d/2) = 9.77 \times 2.01 = 19.64 \text{ ton/m}^2$$

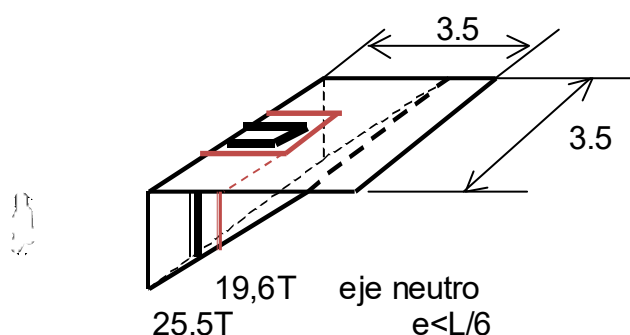
$$y \quad 40 + d = \underline{80 \text{ cm}}$$

CORTE ACTUANTE PUNZONANTE

$$V_{actuante} = P_u + q_{ul(s+c)} \times (40 + d) \left(40 + \frac{d}{2} \right) - \left(\frac{q_{\max} - q_{ul(s+c)}}{2} \right) (40 + d) \left(40 + \frac{d}{2} \right)$$

$$V_{actuante} = 60 + 4.44 \times 0.80 \times 0.60 - \left(\frac{25.50 - 19.64}{2} \right) \times 0.80 \times 0.60$$

$$V_{act} = 61 \text{ ton}$$

**CORTE RESISTENTE PUNZUNANTE de ACI 318-25**

Corte punzonante o punzante a peralte medios: $\frac{d}{2} = \frac{40 \text{ cm}}{2} = 20 \text{ cm}$

$$b = 2 \times (40 + d/2) + 40 + 2 \times (d/2) = 2 \times (40 + 20) + 40 + 40 = \underline{200 \text{ cm}}$$

Tomando el peralte en efecto de medida (Sección 22.6.5.2. ACI 318-25, ver este manual **en centímetros**) $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times d}} \leq 1 \quad \lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times 40}} = 0.77, \quad \lambda_s = 0.77$

$$V_{Res1} = 1.1 \times \lambda_s \times \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times 0.77 \times 0.85 \sqrt{210} \times 200 \times 40 = 83,464 \text{ kg} = \underline{83.5 \text{ Ton}}$$

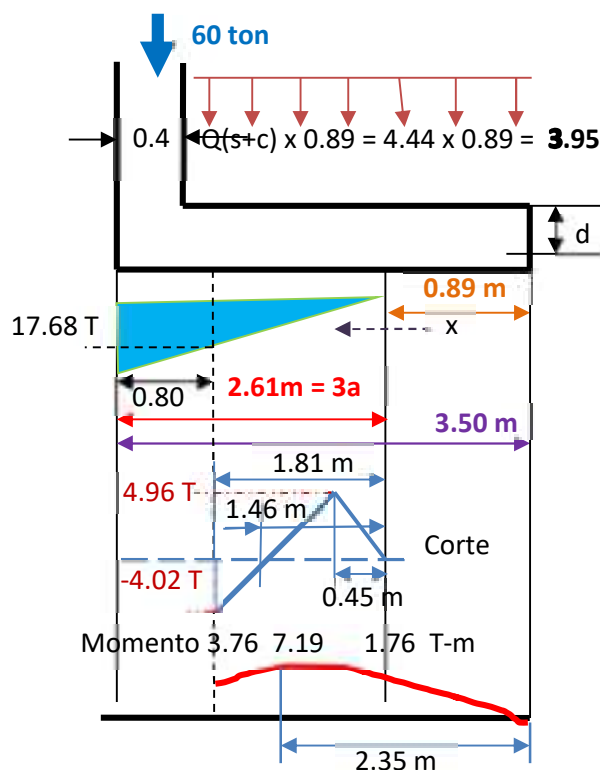
$$V_{Res2} = 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \lambda_s \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times 0.77 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times \sqrt{210} \times 200 \times 40$$

$$= 120,644 \text{ kg} = 120.6 \text{ Ton}$$

$$V_{Res3} = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.27 \left(2 + \frac{30 \times 40}{200} \right) \times 0.85 \sqrt{210} \times 200 \times 40$$

$$= 212,849 \text{ kg} = 212.8 \text{ Ton}$$

$$V_{res1-MENOR} > V_{actuante}, \quad \underline{83.5 \text{ Ton} > 61 \text{ Ton}}$$

CHEQUEO CORTE SIMPLE.**CORTE SIMPLE ACTUANTE.**

Si "d = 40" y "grueso columna = 40" la suma de ambos = 80 cm.

Entonces: $X = 2.61 - 0.80$, $X = 1.81$ de donde $W(1.81) = 9.77 \times 1.81 = 17.68 = W(1.81)$

Si $0 < X < 2.61$ $V_{act} = 3.95(\downarrow) + 4.44X(\downarrow) - 9.77X^2/2(\uparrow) \therefore V_{act}(1.81) = -4.02$

Para un valor máximo hay que derivar la función anterior:

$$\frac{\partial V_{act}}{\partial x} = 0 = 4.44 - 9.77 X \therefore X = \frac{4.44}{9.77} = 0.45 \text{ m}$$

$$V_{act}(0.45) = 4.96 \frac{T}{m} \rightarrow \text{franja ..unitaria}$$

CHEQUEO FLEXIÓN EN SENTIDO X-X

A rostro de columna

Calculando momento de sección

$$M_1 = 4.44 \times 0.89 \times \frac{0.89}{2} = 1.76 \frac{T-m}{m} \text{ _donde _no _actua _la _reaccion _del _suelo}$$

$$\omega_{ROSTRO-COLUMNA} = 9.77 \times (2.61 - 0.40) = 21.57 \frac{T}{m^2}; (2.61 - 0.40 = 2.21)$$

$$M_{RC} = \frac{4.44 \times (3.50 - 0.40)^2}{2} - 21.59 \times \frac{2.21}{2} \times \frac{2.21}{3} = 3.76 \frac{T-m}{m}$$

Para momento máximo

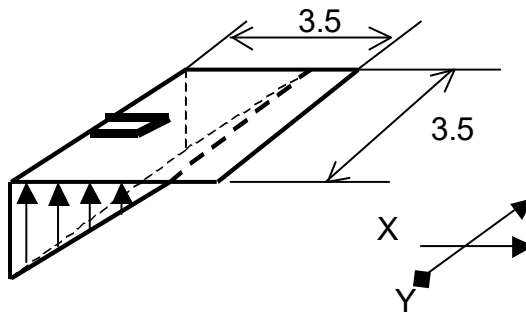
$$V = 3.95 + 4.44X - 4.89X^2, \text{ si } V = 0 \Rightarrow X = 1.46 \text{ m}, \therefore \omega_{Umax} = 9.77 \times 1.46 = 14.27 \text{ T/m}$$

$$M_{actuate} = 4.44 \times \frac{2.35^2}{2} - 14.27 \times \frac{1.46}{2} \times \frac{1.46}{3} = 7.19 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}} \wedge 2.35 \text{ m} = 1.46 + 0.89$$

$$As_{\text{mínimo}} = 0.0018 \times 40 \times 100 = 7.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.25\text{m} \approx 8 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{último}} = 0.9 \times 8 \times 2810 \times \left[40 - \frac{8 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right] = 799,759 \text{ kg} - \text{cm} = 8 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}$$

CHEQUEO FLEXIÓN EN SENTIDO Y - Y



$$q = 9.77 \times 1.61 = 15.73 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \xrightarrow{\text{FRANJA-UNITARIA}} 2.61 - 1.00 = 1.61$$

$$q_{\text{diseño YY}} = \frac{25.50 + 15.73}{2} = 20.62 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

PARA MOMENTO ACTUANTE, (a rostro de columna)

$$M_{act} = \frac{\omega \ell^2}{2} = \frac{20.62 \times 1.55^2}{2} = 19.44 \text{ T} - \text{m} / \text{m} \wedge 1.55 = \left\{ \frac{3.5 - 0.4}{2} \right\}$$

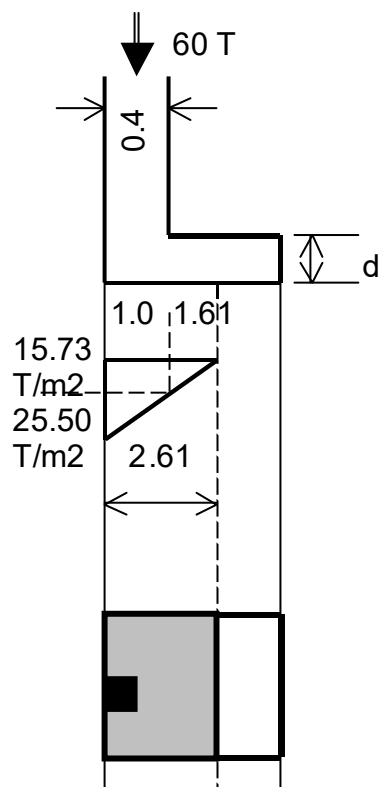
$$\partial_y = 40 - \frac{1.27}{2} - \frac{1.91}{2} = \text{peralte} - \theta\#4 - \theta\#5 = 38.41 \text{ cm}$$

$$As = 20.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow b = 100 \text{ cm} \Rightarrow d = 38.4 \text{ cm}$$

$$No. Varillas = \frac{20.67 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} \approx 7 \text{ varillas} \Rightarrow \#6$$

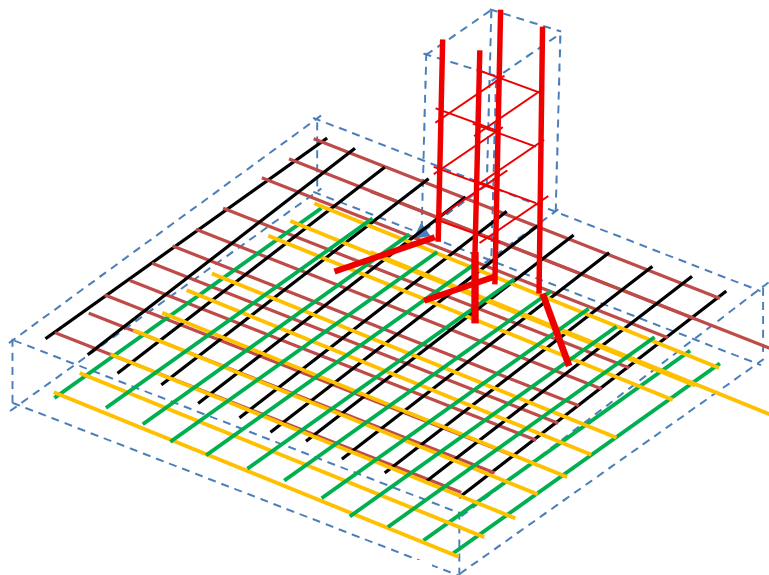
$$\therefore As_{\text{min}} = 0.002 \times 38.41 \times 100 = 7.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.25\text{m}$$

$$\therefore As_{\text{mínimo}} = 0.0018 \times 38.41 \times 100 = 6.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.25\text{m}$$



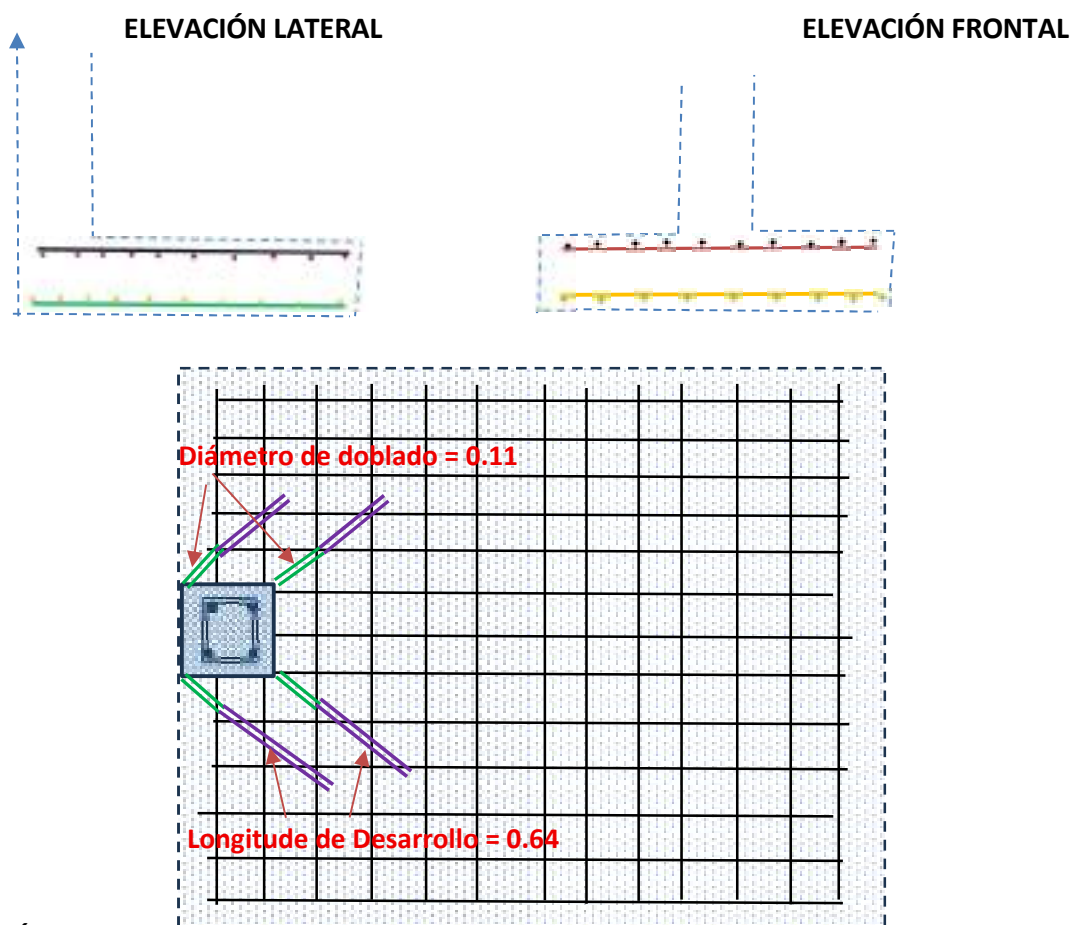
DETALLES DE ARMADO

Isométrico



— ACERO FLEXION SUPERIOR
— ACERO ARMADO SUPERIOR

— ACERO FLEXION INFERIOR
— ACERO ARMADO INFERIOR



DIÁMETRO DE DOBLADO

Se debe verificar que no sea mayor que el peralte de la zapata, de lo contrario es difícil de construir. Por ejemplo, si la columna sobre la zapata viene con un diámetro #6, según comité 318 del ACI, ver Apéndice A, se tiene un diámetro de doblado de **11 cm < d = 40 cm**, lo que es construible.

Con la siguiente tabla del ACI318-25 (25.3.1.) con doblez a 90 grados y varilla número 6, el diámetro de doblado es $6 \times (\text{diámetro varilla}) = 6 \times 1.91 = 11.46 \text{ cm} \approx \mathbf{11 \text{ cm} < d = 40 \text{ cm}}$, lo que está bien.

Table 25.3.1—Standard hook geometry for development of deformed bars in tension

Type of standard hook	Bar size	Minimum hook bend diameter, in.	Straight extension ¹⁾ ℓ_{ext} , in.	Type of standard hook
90-degree hook	No. 3 through No. 8	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 9 through No. 11	$8d_b$		
	No. 14 and No. 18	$10d_b$		
180-degree hook	No. 3 through No. 8	$6d_b$	Greater of $4d_b$ and 2.5 in.	
	No. 9 through No. 11	$8d_b$		
	No. 14 and No. 18	$10d_b$		

¹⁾ Is considered for deformed bars in tension. Includes the specific hook bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension and a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

LONGITUD DE DESARROLLO

25.4.2.3 (top left)	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{2.1\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{6.6\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$		$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{25\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
---------------------	--	--	---	---

De la anterior tabla se toma la del centro en kgf/cm y es para varilla número 6 o menos, donde:

$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $d_b = 1.91 \text{ cm}$, $\lambda = 0.85$,

$\Psi_t = 1.0$, no más de 30 cm de concreto bajo las varillas de refuerzo

$\Psi_e = 1.2$, refuerzo con recubrimiento de más de $3d_b = 3 \times 1.91 = 5.73 \text{ cm}$, refuerzo en estas zapatas de 3 pulgadas o 7.5 cm

$\Psi_g = 0.8$, varilla número 6 o menos, de lo contrario 1.0.

$$ld = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{6.6\lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{2810 \times 1.0 \times 1.2 \times 0.8 \times 1.91}{6.6 \times 0.85 \times \sqrt{210}} = 63.4 \text{ cm} = \mathbf{64 \text{ cm}}$$

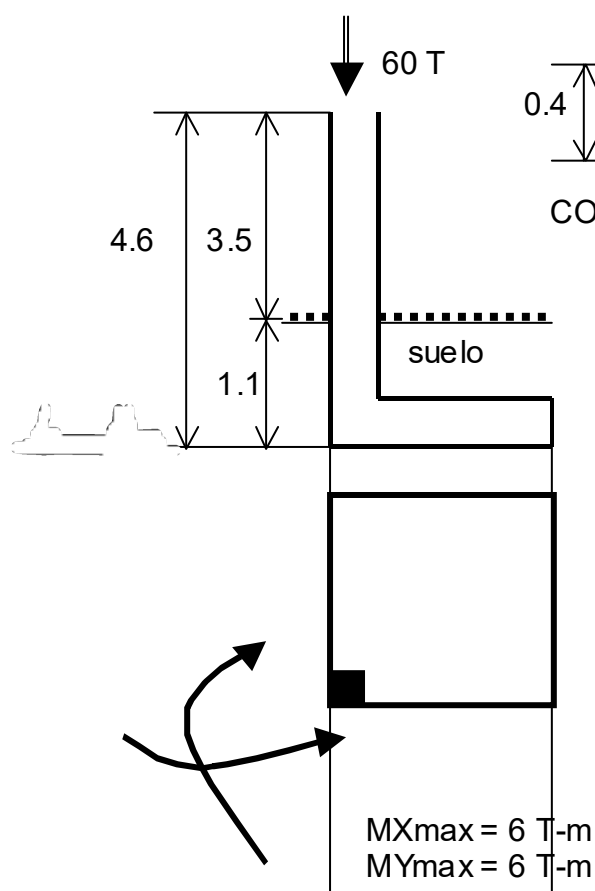
Hay que revisar que, la longitud de desarrollo sea menor a la mitad del lado o arista de zapata menos la mitad del lado de columna correspondiente menos la mitad del diámetro de doblado, para este caso: $3.50/2 - 0.40/2 - 0.11/2 = 1.495 > 0.64$ chequea dicha longitud de desarrollo.

ACTIVIDAD:

1. Replantear este problema con momentos en X y Y de valores diferentes y proponer dimensionales de zapata acorde a la proporción de momentos.
2. Replantear lo anterior con zapata y pilotes de fricción

ZAPATA ESQUINADA. la más inestable No Utilizarla.

Diseñe la zapata siguiente:



DATOS

$$f_{cu} = 1.5$$

$$V_s = 17 \text{ T/m}^2$$

$$W_{\text{suelo}} = 1.6 \text{ T/m}^3$$

$$W_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

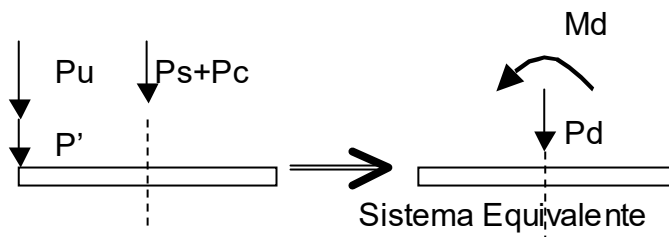
1. CARGA SERVICIO

$$P' = 60/1.5 = 40 \text{ T}$$

$$M_x = 6/1.5 = 4 \text{ T-m}$$

$$M_y = 6/1.5 = 4 \text{ T-m}$$

como carga totalmente excentrica



$$A_{\text{ZAPATA}} = \frac{1.5 \times 40}{17} = 3.53 \text{ m}^2 \rightarrow \{ \text{zapata} = 1.88 \times 1.88 \text{ m} \}$$

Si se estiman un área de Zapata no tan al límite del valor soporte: $3.50 \times 3.50 = 12.25 \text{ m}^2$

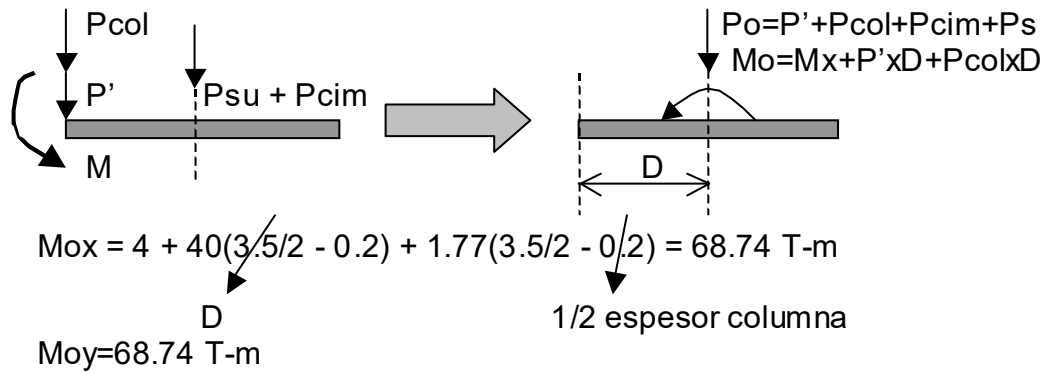
Con: $P_d = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$

$$P' = \dots\dots\dots 40.00 \text{ T} +$$

$$P_{\text{columna}} = 0.4 \times 0.4 \times 4.6 \times 2.4 = 1.77 \text{ T}$$

$$P_{\text{suelo}} = 3.5 \times 3.5 \times 1.1 \times 1.6 = 21.56 \text{ T}$$

$$P_{\text{cimiento}} = 3.5 \times 3.5 \times 0.70 \times 2.4 = 20.58 \text{ T} \text{ se asume "t = 0.70 grosor zapata"} \\ \mathbf{83.91 \text{ T}}$$



Donde:

$$e_x = e_y = \frac{M}{P} = \frac{68.74 \text{ T-m}}{83.91 \text{ T}} = 0.82 \text{ m}$$

La PRESIÓN es:

$$q_{MAX}^x = q_{MAX}^x \frac{2P}{3bd} = \frac{2P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4 \times 83.91}{3 \times 3.5(3.5 - 2 \times 0.82)} = 17.19 \text{ T/m}^2 \approx V_s = 17 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$q_{MAX}^y = q_{MAX}^y = 17.19 \text{ T/m}^2 \approx V_s = 17 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$a_x = \ell_x / 2 - e_x = 3.5 / 2 - 0.82 = 0.93 = a_x \rightarrow 3a_x = 2.79 \text{ m}$$

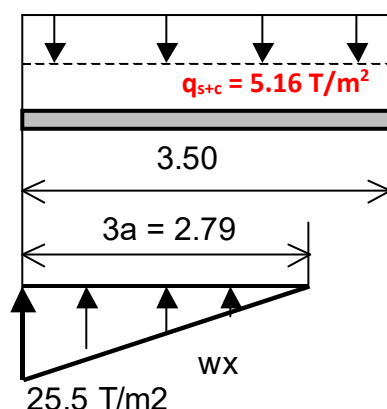
$$a_y = \frac{\ell_y}{2} - e_y = 3.5 / 2 - 0.82 = 0.93 = a_y \rightarrow 3a_y = 2.79 \text{ m}$$

La Presión del terreno último es: $q_{MAX} = 1.5 \times 17 = 25.5 \text{ Tm}^2$

La presión terreno y cimiento sobre este último es:

$$q_{s+c} = 1.6 \times 1.1 + 2.4 \times 0.7 = 3.44 \text{ T/m}^2 \Rightarrow q_{ul(s+c)} = 1.5 \times 3.44 = 5.16 \text{ T/m}^2$$

Presión sobre el cimiento tanto para eje **X** como para eje **Y**:

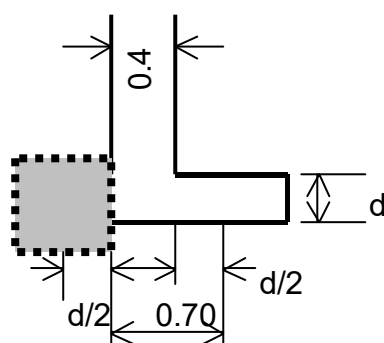


CIMIENTO

$$w/x = 25.5/2.79$$

$$w(x) = 9.14x$$

CHEQUEO CORTE PUNZONANTE.



asumiendo " $d=60\text{cm}$ "

espesor columna

$$40 + d/2 = 40 + 30 = 70\text{cm}$$

$$x = 2.79 - 0.70 = 2.09\text{ m}$$

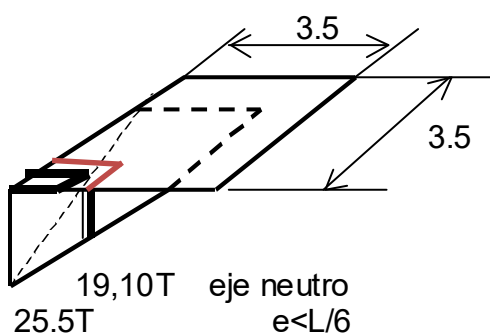
$$w(d/2) = 9.14 \times 2.09 = 19.10\text{ ton/m}^2$$

CORTE ACTUANTE PUNZONANTE

$$V_{ACTUANTE}^X = V_{ACTUANTE}^Y = P_u + q_{ul(s+c)} \times \left(40 + \frac{d}{2}\right) \left(40 + \frac{d}{2}\right) - \left(\frac{q_{\max} - q_{ul(s+c)}}{2}\right) \left(40 + \frac{d}{2}\right) \left(40 + \frac{d}{2}\right)$$

$$V_{ACTUANTE}^X = V_{ACTUANTE}^Y = 60 + 5.16 \times 0.70 \times 0.70 - \left(\frac{25.50 - 19.10}{2}\right) \times 0.70 \times 0.70$$

$$V_{ACT}^X = V_{ACT}^Y = 60.96\text{ton}$$



CORTE RESISTENTE PUNZUNANTE de ACI 318-25

Corte punzonante o punzante a peralte medios: $\frac{d}{2} = \frac{60\text{cm}}{2} = 30\text{ cm}$

$$b = 2x(40 + d/2) = 2 \times (40+30) = \mathbf{140\text{ cm}}$$

Tomando el peralte en efecto de medida (Sección 22.5.5.1.3. ACI 318-19, ver este manual **en**

centímetros) $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times d}} \leq 1$ $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times 60}} = 0.59$, $\lambda_s = 0.59$

$$V_{Re}^x = V_{Res1}^y = 1.1 \times \lambda_s \times \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times 0.59 \times 0.85 \sqrt{210} \times 140 \times 60 = 67,151\text{kg}$$

$$= \mathbf{67.2\text{ Ton}}$$

$$V_{Res2}^x = V_{Res2}^y = 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \lambda_s \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= 0.53 \times 0.85 \times 0.59 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{210} \times 140 \times 60 = 97,063\text{kg} = 97.1\text{ Ton}$$

$$V_{Res3}^x = V_{Res3}^y = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.27 \left(2 + \frac{20 \times 40}{140}\right) \times 0.85 \sqrt{210} \times 140 \times 60$$

$$= 215,510\text{kg} = 215.5\text{ Ton}$$

$$\mathbf{V_{res1-MENOR} > V_{actuante}, 67.2\text{ Ton} > 61\text{ Ton en "X" y "Y".}$$

CORTE SIMPLE ACTUANTE. En ejes "X" & "Y".

Si "d = 60" y "grueso columna = 40" la suma de ambos = **100 cm**.

Entonces: $X = 2.79 - 1.00$, **$X = 1.79$** de donde $W(1.79) = 9.14 \times 1.79 = \mathbf{16.36 = W(1.79)}$

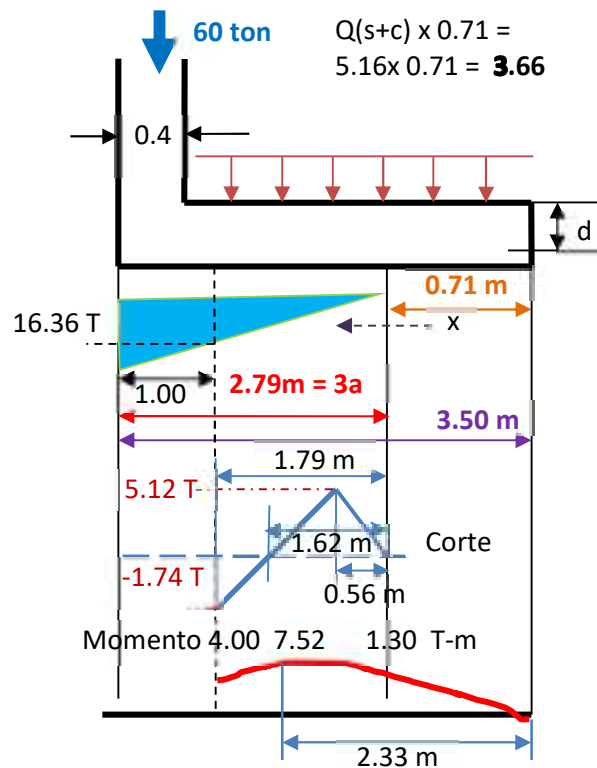
$$\text{Si } 0 < X < 2.79 \quad V_{act} = 3.66(\downarrow) + 5.16X(\downarrow) - 9.14X^2/2(\uparrow) \therefore \mathbf{V_{act}(1.79) = -1.74}$$

Para un valor máximo hay que derivar la función anterior:

$$\frac{\partial V_{act}}{\partial x} = 0 = 5.16 - 9.14X \therefore X = \frac{5.16}{9.14} = 0.56\text{m}$$

$$V_{act}(0.56\text{m}) = 5.12 \frac{T}{m} \rightarrow \text{franja unitaria}$$

CHEQUEO CORTE SIMPLE.



CHEQUEO FLEXIÓN EN SENTIDO X-X & Y-Y.

A rostro de columna

Calculando momento de sección

$$M_1 = 5.16 \times 0.71 \times \frac{0.71}{2} = 1.30 \frac{T-m}{m} \text{ (donde no actúa la reacción del suelo)}$$

$$\omega_{\text{Rostro-Columna}} = 9.14 \times (2.79 - 0.40) = 21.84 \frac{T}{m^2}$$

$$M_{RC} = \frac{5.16 \times (3.50 - 0.40)^2}{2} - 21.84 \times \frac{(2.79 - 0.40)}{2} \times \frac{2.39}{3} = 4.00 \frac{T-m}{m}$$

Para momento máximo en X - X.

$$V = 3.66 + 5.16X - 4.57X^2, \text{ si } V = 0 \Rightarrow X = 1.62 \text{ m}, \therefore \omega_{Umax} = 9.14 \times 1.62 = 14.83 \text{ T/m}$$

$$M_{actuate} = 5.16 \times \frac{2.33^2}{2} - 14.83 \times \frac{1.62}{2} \times \frac{1.62}{3} = 7.52 \frac{Ton-m}{m} \wedge 2.33 \text{ m} = 1.62 + 0.71$$

$$A_{S\text{mínimo}} = 0.0018 \times 60 \times 100 = 10.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.15\text{m} \approx 13.33 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{último}} = 0.9 \times 13.33 \times 2810 \times \left[60 - \frac{13.33 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right] = 1,996,260 \text{ kg-cm} = 19.96 \frac{Ton-m}{m}$$

$> 7.52 \frac{Ton-m}{m}$

Para momento máximo en Y - Y.

$$V = 3.66 + 5.16X - 4.57X^2, \text{ si } V = 0 \Rightarrow X = 1.62 \text{ m}, \therefore \omega_{U\max} = 9.14 \times 1.62 = 14.83 \text{ T/m}$$

$$M_{actunante} = 5.16 \times \frac{2.33^2}{2} - 14.83 \times \frac{1.62}{2} \times \frac{1.62}{3} = 7.52 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}} \wedge 2.33 \text{ m} = 1.62 + 0.71$$

$$\text{Peralte "Y"} = 60 \text{ cm} - \phi_{\#5} = 60 - 1.6 = 58.40 \text{ cm}$$

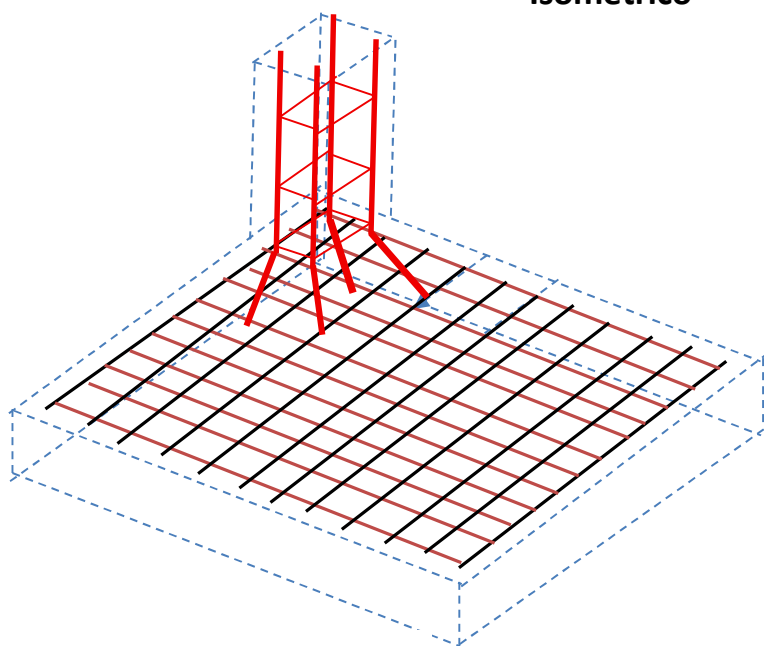
$$A_{S\text{mínimo}} = 0.0018 \times 58.40 \times 100 = 10.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.15\text{m} \approx 13.33 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{último}} = 0.9 \times 13.33 \times 2810 \times \left[58.40 - \frac{13.33 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right] = 1,942,322 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$= 19.42 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}} > 7.52 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}$$

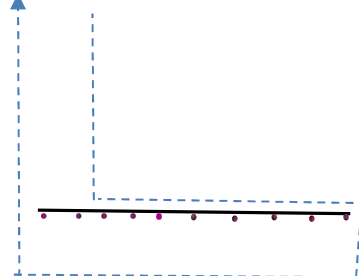
DETALLES DE ARMADO

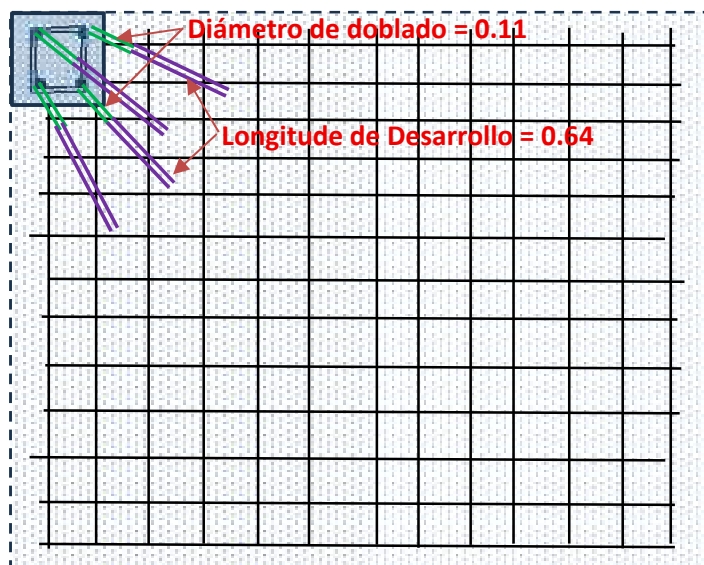
Isométrico



- ACERO FLEXION SUPERIOR
- ACERO ARMADO SUPERIOR

ELEVACIÓN LATERAL





DIÁMETRO DE DOBLADO

Se debe verificar que no sea mayor que el peralte de la zapata, de lo contrario es difícil de construir. Por ejemplo, si la columna sobre la zapata viene con un diámetro #5, según comité 318 del ACI, ver Apéndice A, se tiene un diámetro de doblado de **11 cm < d = 40 cm**, lo que es construible.

Con la siguiente tabla del ACI318-25 (25.3.1.) con doblez a 90 grados y varilla número 6, el diámetro de doblado es $6 \times (\text{diámetro varilla}) = 6 \times 1.91 = 11.46 \text{ cm} \approx \mathbf{11 \text{ cm} < d = 40 \text{ cm}}$, lo que está bien.

Table 25.3.1—Standard hook geometry for development of deformed bars in tension

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, in.	Straight extension ^{1/2} , in.	Type of standard hook
90-degree hook	No. 3 through No. 8	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 9 through No. 11	$8d_b$		
	No. 14 and No. 18	$10d_b$		
180-degree hook	No. 3 through No. 8	$6d_b$	Clear of $4d_b$ and 2.5 in.	
	No. 9 through No. 11	$8d_b$		
	No. 14 and No. 18	$10d_b$		

^{1/2} If compact hooks for deformed bars in tension include the specific inside bend diameter and straight extension length, it shall be permitted to use a longer straight extension instead of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

LONGITUD DE DESARROLLO

$$\begin{array}{|c|c|c|c|}
 \hline
 25.4.2.3 \text{ (top left)} & \left(\frac{f_t \psi_s \psi_e \psi_z}{2.1\lambda \sqrt{f_c'}} \right) d_b & \left(\frac{f_t \psi_s \psi_e \psi_z}{6.0\lambda \sqrt{f_c'}} \right) d_b & \left(\frac{f_t \psi_s \psi_e \psi_z}{25\lambda \sqrt{f_c'}} \right) d_b \\
 \hline
 \end{array}$$

De la anterior tabla se toma la del centro en kgf/cm y es para varilla número 6 o menos, donde:

$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $d_b = 1.91 \text{ cm}$, $\lambda = 0.85$,

$\Psi_t = 1.0$, no más de 30 cm de concreto bajo las varillas de refuerzo

$\Psi_e = 1.2$, refuerzo con recubrimiento de más de $3d_b = 3 \times 1.91 = 5.73 \text{ cm}$, refuerzo en estas zapatas de 3 pulgadas o 7.5 cm

$\Psi_g = 0.8$, varilla número 6 o menos, de lo contrario 1.0.

$$ld = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{2810 \times 1.0 \times 1.2 \times 0.8 \times 1.91}{6.6 \times 0.85 \times \sqrt{210}} = 63.4 \text{ cm} = \mathbf{64 \text{ cm}}$$

Hay que revisar que, la longitud de desarrollo sea menor a la mitad del lado o arista de zapata menos la mitad del lado de columna correspondiente menos la mitad del diámetro de doblado, para este caso: $3.50/2 - 0.40/2 - 0.11/2 = 1.495 > 0.64$ chequea dicha longitud de desarrollo.

ACTIVIDAD:

1. Replantear este problema con momentos en X y Y de valores diferentes y proponer dimensionales de zapata acorde a la proporción de momentos.
2. Replantear lo anterior con zapata y pilotes de fricción.

SUELO LINEAL O NO LINEAL.

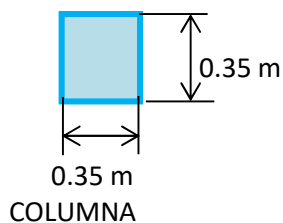
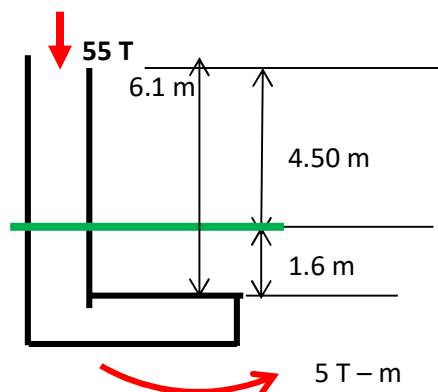
1. La mayoría de los textos se va por el lado de asumir suelos de proporción lineal entre esfuerzo o carga mínima y máxima. Es de recordar que, en ingeniería civil, la mayor parte de los modelos matemáticos son lineales. Un suelo lineal es como un fluido, donde la Zapata es una compuerta.
2. Sin embargo, en el trabajo con suelos arcillosos el suelo no necesariamente es lineal. Es la razón de los anteriores 3 ejercicios de zapatas con suelo de reacción no lineal. Es la idea de la especulación matemática al momento de cálculo. Se calcula de manera exponencial, pero puede ser logarítmico u otro el modelo del diagrama de reacción del suelo.
3. ¿Cómo saber si un suelo es lineal o no en su proporción de rango de esfuerzos? La evidencia está en los resultados de mecánica de suelos al observar y correlacionar la deformación esfuerzo. Se necesita de la teoría elástica de materiales en general. También un ensayo de consolidación

Integración de Área $\Rightarrow Y = \int_A X^n dA$

FIGURA	X^n	ÁREA	$\bar{X}$	MOMENTO 'X'	COMENTARIOS
	0	ca	$\frac{a}{2}$	$ca \cdot \frac{a}{2} = \frac{ca^2}{2}$	SUELOS ARENOSOS Y GRAVOSOS, NO HAY COHESIÓN. A3 GP, SP, GW
	1	$\frac{ca}{2}$	$\frac{a}{3}$	$\frac{ca}{2} \cdot \frac{a}{3} = \frac{ca^2}{6}$	SUELO COMO FLUIDO - Problema Computacional - LIBROS TEXTO
	2	$\frac{ca}{3}$	$\frac{a}{4}$	$\frac{ca}{3} \cdot \frac{a}{4} = \frac{ca^2}{12}$	EJ. SUCS CH, CL
	3	$\frac{ca}{4}$	$\frac{a}{5}$	$\frac{ca}{4} \cdot \frac{a}{5} = \frac{ca^2}{20}$	OH, OL BUSCAR EN A LABORATORIO
	4	$\frac{ca}{5}$	$\frac{a}{6}$	$\frac{ca}{5} \cdot \frac{a}{6} = \frac{ca^2}{30}$	DESCRIPCIÓN MATEMÁTICA DEL SUELO
	5	$\frac{ca}{6}$	$\frac{a}{7}$	$\frac{ca}{6} \cdot \frac{a}{7} = \frac{ca^2}{42}$	
	n	$\frac{ca}{n+1}$	$\frac{a}{n+2}$	$\frac{ca}{n+1} \cdot \frac{a}{n+2} = \frac{ca^2}{n^2+3n+2}$	

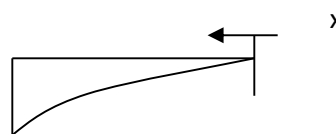
ZAPATA EXÉNTRICA GRADO 2 De ser posible No Utilizarla.

Diseñe la zapata siguiente:



Reacción del suelo:
GRADO 2
 $q_{\max} = wx^2$

Datos:
 $f_{cu} = 1.55$
 $V_s = 16 \text{ T/m}^2$
Dens. Suelo = 1.5 T/m^3
Dens. Concreto = 2.3 T/m^3
 $f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$



CARGAS DE SERVICIO

$$P' = 55/1.55 = 35.48 \text{ T}$$

$$M_x = 5/1.55 = 3.23 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$A_{ZAPATA} = \frac{1.55 \times 35.48}{16} = 3.44 \text{ m}^2 \rightarrow \{zapata = 1.85 \times 1.85 \text{ m}\}$$

Si se estiman un área de Zapata no tan al límite del valor soporte: $3.70 \times 3.70 = \underline{13.69 \text{ m}^2}$

Con: $P_d = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$

$$P' = \dots\dots\dots 35.48 \text{ T} +$$

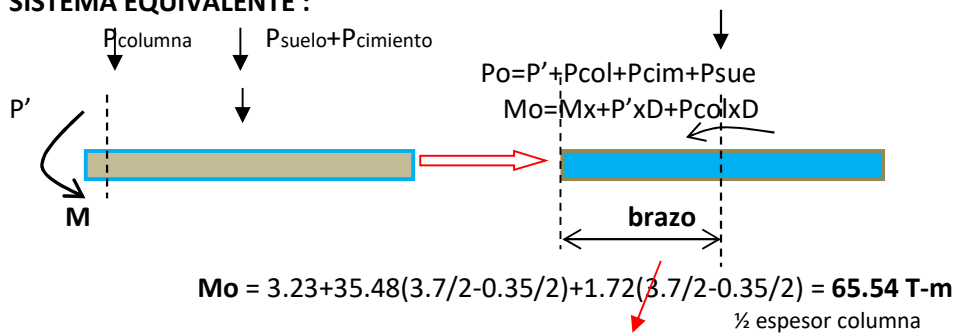
$$P_{\text{columna}} = 0.35 \times 0.35 \times 6.1 \times 2.3 = 1.72 \text{ T}$$

$$P_{\text{suelo}} = 3.7 \times 3.7 \times 1.6 \times 1.5 = 32.86 \text{ T}$$

$$P_{\text{cimiento}} = 3.7 \times 3.7 \times 0.50 \times 2.3 = \underline{15.74 \text{ T}} \text{ se asume "t = 0.50 grosor zapata"}$$

$$\underline{85.80 \text{ T}}$$

SISTEMA EQUIVALENTE :



Donde: $e = \frac{M}{P} = \frac{65.54 \text{ T} \cdot \text{m}}{85.80 \text{ T}} = 0.76 \text{ m}$

La PRESIÓN es:

$$q_{MAX} = \frac{2P}{3bd} = \frac{2P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4 \times 85.80}{3 \times 3.7(3.7 - 2 \times 0.76)} = 14.18 \text{ T/m}^2 \leq V_s = 16 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

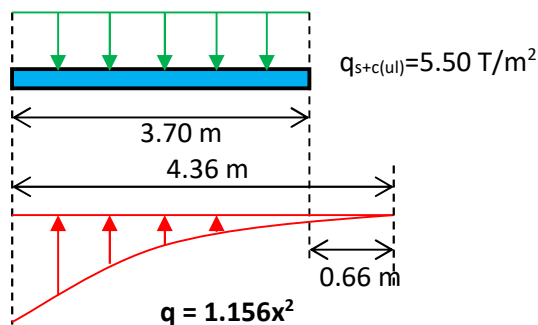
$$a = \ell/2 - e = 3.7/2 - 0.76 = 1.09 = a \rightarrow 4a = 4.36 \text{ m}$$

La Presión del terreno último es: $q_{MAX} = 1.55 \times 14.18 = 21.98 \text{ T/m}^2$

La presión terreno y cimiento sobre este último es:

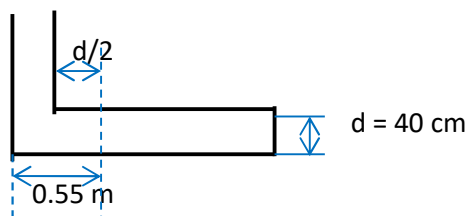
$$q_{s+c} = 1.5 \times 1.6 + 2.3 \times 0.5 = 3.55 \text{ T/m}^2 \Rightarrow q_{ul(s+c)} = 1.55 \times 3.55 = 5.50 \text{ T/m}^2$$

Presión sobre el cimiento:



$q_{\max} = 21.98 \text{ T/m}^2$ (reacción del suelo)

CHEQUEO CORTE PUNZONANTE. 0.50 m. Asumiendo $d = 40 \text{ cm}$ (10 cm de recubrimiento)



$$0.35 + d/2 = 0.55 \text{ m}$$

$$x = 4.36 - 0.55 = 3.81$$

$$\text{así } q(3.81) = 1.156(3.81)^2 = 16.87 \text{ T/m}^2$$

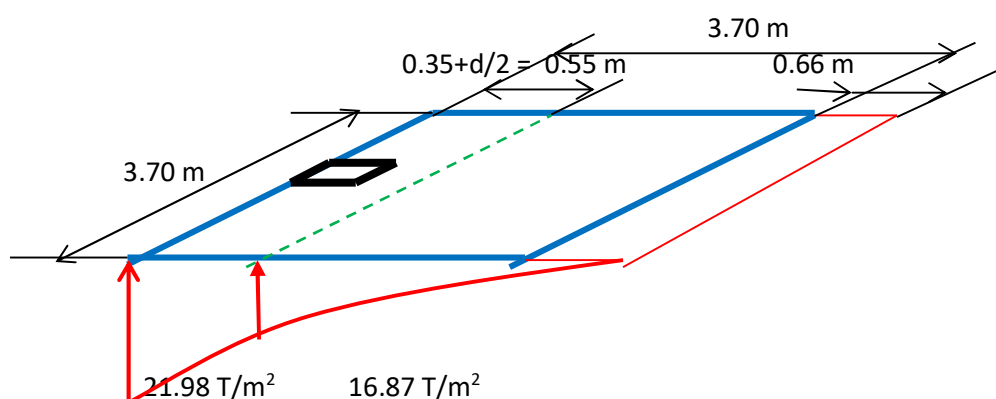
$$\text{Además: } 35 + d = 75 \text{ cm}$$

CORTE ACTUANTE PUNZONANTE (Aproximación lineal, por sector del gráfico)

$$V_{\text{actuante}} = P_u + q_{ul(s+c)} \times (35 + d) \left(35 + \frac{d}{2} \right) - \left(\frac{q_{\max} - q_{ul(s+c)}}{2} \right) (35 + d) \left(35 + \frac{d}{2} \right)$$

$$V_{\text{actuante}} = 55 + 5.50 \times 0.75 \times 0.55 - \left(\frac{21.98 - 16.87}{2} \right) \times 0.75 \times 0.55$$

$$V_{\text{act}} = 60.75 \text{ ton}$$



CORTE RESISTENTE PUNZONANTE de ACI 318-25

Corte punzonante o punzante a peralte medios: $\frac{d}{2} = \frac{40 \text{ cm}}{2} = 20 \text{ cm}$

$$b = 2 \times (35 + d/2) + 35 + 2 \times (d/2) = 2 \times (35 + 20) + 35 + 40 = 185 \text{ cm}$$

Tomando el peralte en efecto de medida (Sección 22.5.5.1.3. ACI 318-25, ver este manual en

$$\text{centímetros}) \lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04 \times d}} \leq 1 \quad \lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04 \times 40}} = 0.88, \quad \lambda_s = 0.88$$

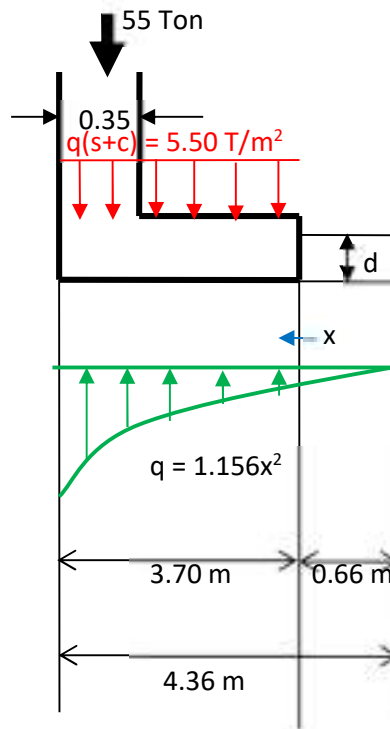
$$V_{\text{Res1}} = 1.1 \times \lambda_s \times \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times 0.88 \times 0.85 \sqrt{210} \times 185 \times 40 = 88,233.9 \text{ kg} \\ = 88.2 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{Res2}} = 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \lambda_s \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times 0.88 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times \sqrt{210} \times 185 \times 40 \\ = 127,538.1 \text{ kg} = 127.5 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{Res3}} = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.27 \left(2 + \frac{30 \times 40}{185} \right) \times 0.85 \sqrt{210} \times 185 \times 40 \\ = 208,858.4 \text{ kg} = 208.9 \text{ Ton}$$

$$V_{res1-MENOR} > V_{actuante}, 88.2 \text{ Ton} > 61 \text{ Ton}$$

CHEQUEO CORTE SIMPLE.



CORTE SIMPLE ACTUANTE.

Si "d = 45" y "grueso columna = 35" la suma de ambos = 80 cm.

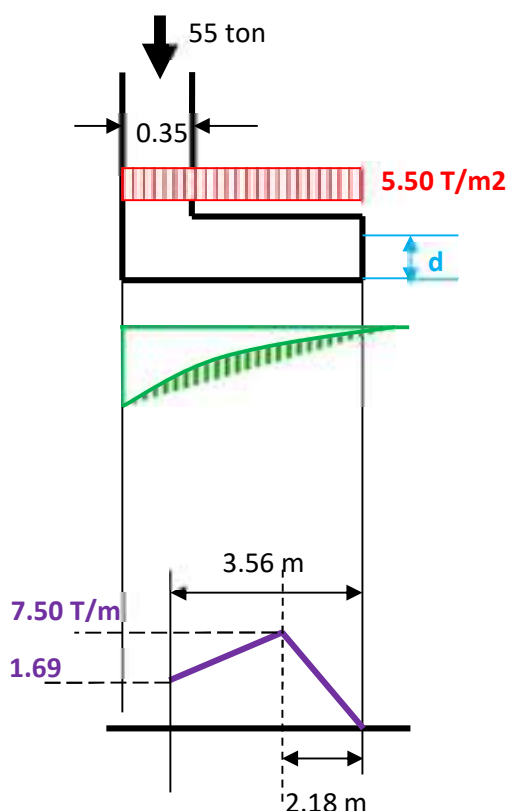
Entonces: $X = 4.36 - 0.80$, $X = 3.56$ de donde $q(3.56) = 1.156(3.56)^2 = 14.65$

$$\text{Si } 0 < X < 3.70 \quad V_{act} = 5.50X(\downarrow) - 1.156X^3/3(\uparrow) - 1.156(0.66)^2(\uparrow) = -0.50 + 5.50X - 1.156X^3/3 \quad \therefore V_{act}(3.56) = 1.69$$

Para un valor máximo hay que derivar la función anterior:

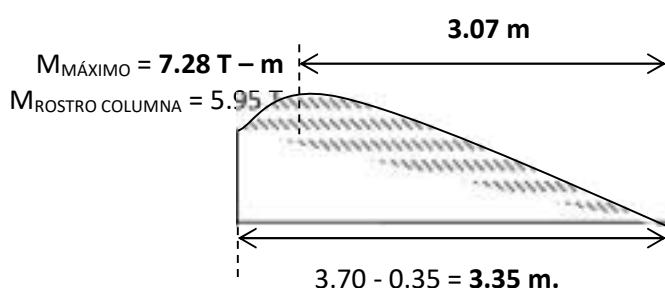
$$\frac{\partial V_{act}}{\partial x} = 0 = 5.50 - 1.156X^2 \quad \therefore X = \sqrt{\frac{5.50}{1.156}} = 2.18m$$

$$V_{act}(2.18) = 7.50 \frac{T}{m} \rightarrow \text{franja unitaria}$$



CHEQUEO FLEXIÓN EN SENTIDO X-X

A rostro de columna



Calculando momento a rostro de columna:

$$\omega_{\text{ROSTRO-COLUMNA}} = 1.156 \times (4.36 - 0.35)^2 = 18.59 \frac{T}{m^2}; (4.36 - 0.35 = 4.01)$$

$$M_{RC} = \frac{5.50x(3.70 - 0.35)^2}{2} - 18.59 \times \frac{4.01}{3} \times \frac{4.01}{4} = 5.95 \frac{T-m}{m}$$

Para momento máximo:

$$V = -0.50 + 5.50X - 1.156X^3/3 = -0.50 + 5.50X - 0.3853X^3,$$

$$\text{si } V = 0 \Rightarrow X = 3.73 \text{ m}, \therefore \omega_{U\text{max}} = 1.156 \times 3.73^2 = 16.08 \text{ T/m}$$

$$M_{actuate} = 5.50 \times \frac{(3.73 - 0.66)^2}{2} - 16.08 \times \frac{3.73}{3} \times \frac{3.73}{4} = 7.28 \frac{\text{Ton} - m}{m} \wedge 3.07 \text{ m}$$

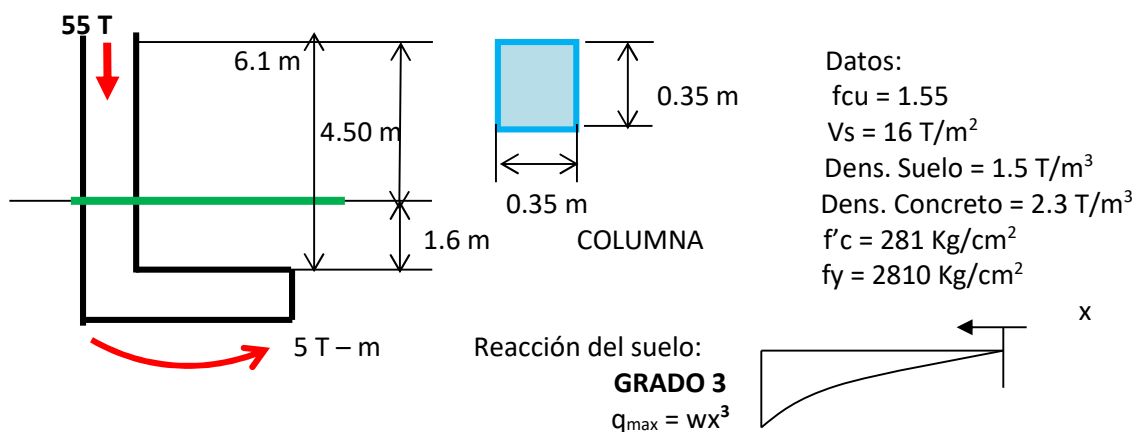
$$= 3.73 - 0.66$$

$$As_{\text{mínimo}} = 0.0018 \times 40 \times 100 = 7.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.25\text{m} \approx 8.00 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{último}} = 0.9 \times 8.00 \times 2810 \times \left[40 - \frac{8.00 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right] = 799,759 \text{ kg} - \text{cm} = \mathbf{8.00 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}} \\ > \mathbf{7.28 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}}$$

ZAPATA EXÉNTRICA GRADO 3. De ser posible No Utilizarla.

Diseñe la zapata siguiente:



CARGAS DE SERVICIO

$$P' = 55/1.55 = 35.48 \text{ T}$$

$$Mx = 5/1.55 = 3.23 \text{ T} - \text{m}$$

$$A_{\text{ZAPATA}} = \frac{1.55 \times 35.48}{16} = 3.44 \text{ m}^2 \rightarrow \{ \text{zapata} = 1.85 \times 1.85 \text{ m} \}$$

Si se estiman un área de Zapata no tan al límite del valor soporte: $3.70 \times 3.70 = \mathbf{13.69 \text{ m}^2}$

Con: $P_d = P' + P_{\text{columna}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{cimiento}}$

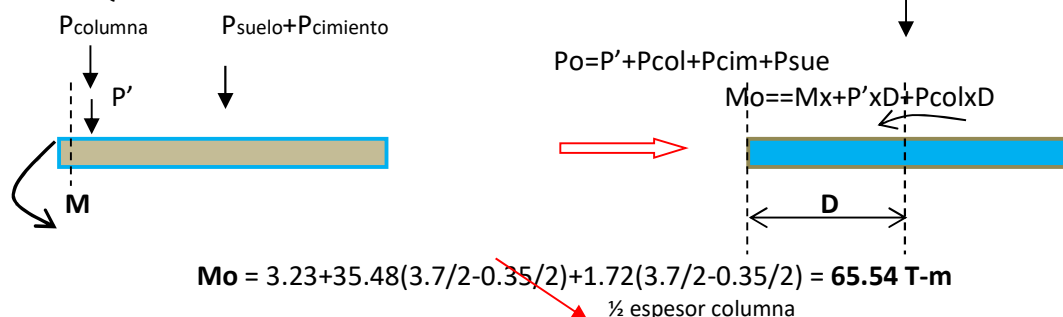
$$P' = \dots\dots\dots 35.48 \text{ T} +$$

$$P_{\text{columna}} = 0.35 \times 0.35 \times 6.1 \times 2.3 = 1.72 \text{ T}$$

$$P_{\text{suelo}} = 3.7 \times 3.7 \times 1.6 \times 1.5 = 32.86 \text{ T}$$

$$P_{\text{cimiento}} = 3.7 \times 3.7 \times 0.50 \times 2.3 = 15.74 \text{ T} \text{ se asume "t = 0.50 grosor zapata"} \\ \mathbf{85.80 \text{ T}}$$

SISTEMA EQUIVALENTE :



$$\text{Donde: } e = \frac{M}{P} = \frac{65.54 \text{ T-m}}{85.80 \text{ T}} = 0.76 \text{ m}$$

La PRESIÓN es:

$$q_{MAX} = \frac{2P}{3bd} = \frac{2P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4 \times 85.80}{3 \times 3.7(3.7 - 2 \times 0.76)} = 14.18 T/m^2 \leq V_s = 16 \frac{T}{m^2}$$

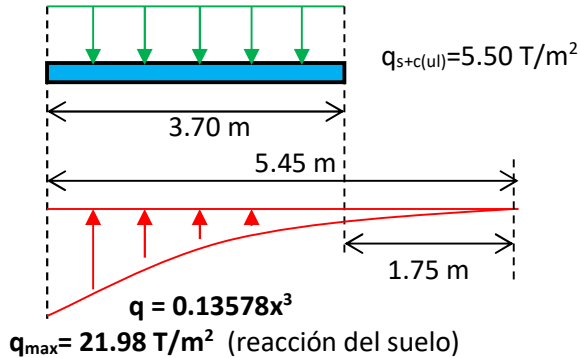
$$a = \ell/2 - e = 3.7/2 - 0.76 = 1.09 = a \rightarrow 5a = 5.45m$$

La Presión del terreno último es: $q_{MAX} = 1.55 \times 14.18 = 21.98 T/m^2$

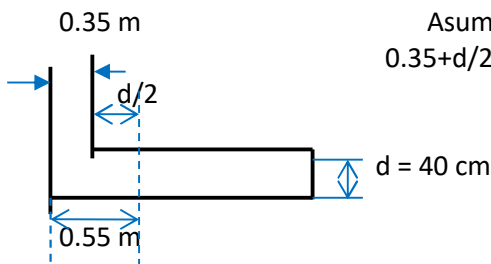
La presión terreno y cimiento sobre este último es:

$$q_{s+c} = 1.5 \times 1.6 + 2.3 \times 0.5 = 3.55 T/m^2 \Rightarrow q_{ul(s+c)} = 1.55 \times 3.55 = 5.50 T/m^2$$

Presión sobre el cimiento:



CHEQUEO CORTE PUNZONANTE.



Asumiendo $d = 40 cm$ (10 cm de recubrimiento)

$$0.35 + d/2 = 0.55 m$$

$$x = 5.45 - 0.55 = 4.90 m$$

$$\text{así } q(4.90) = 0.13578(4.9)^3 = 15.97 T/m^2$$

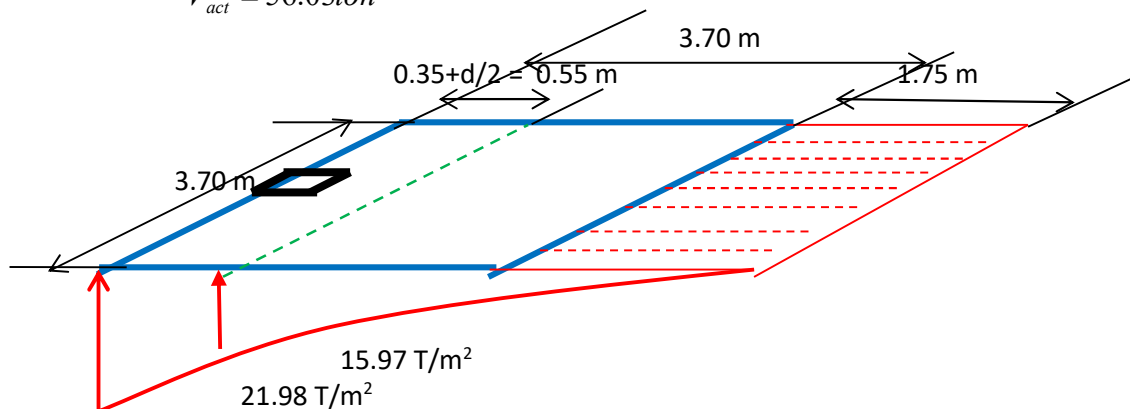
$$\text{Además: } 35 + d = 75 cm$$

CORTE ACTUANTE PUNZONANTE (Aproximación lineal, por sector del grafico)

$$V_{actuante} = P_u + q_{ul(s+c)} \times (35 + d) \left(35 + \frac{d}{2} \right) - \left(\frac{q_{max} - q_{ul(s+c)}}{2} \right) (35 + d) \left(35 + \frac{d}{2} \right)$$

$$V_{actuante} = 55 + 5.50 \times 0.75 \times 0.55 - \left(\frac{21.98 - 15.97}{2} \right) \times 0.75 \times 0.55$$

$$V_{act} = 56.03 ton$$



CORTE RESISTENTE PUNZUNANTE de ACI 318-19

Corte punzonante o punzante a peralte medios: $\frac{d}{2} = \frac{40\text{ cm}}{2} = 20\text{ cm}$

$$b = 2 \times (35 + d/2) + 35 + 2 \times (d/2) = 2 \times (35 + 20) + 35 + 40 = \mathbf{185\text{ cm}}$$

Tomando el peralte en efecto de medida (Sección 22.5.5.1.3. ACI 318-25, ver este manual **en**

centímetros) $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times d}} \leq 1$ $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times 40}} = 0.88$, $\lambda_s = 0.88$

$$V_{Re} = 1.1 \times \lambda_s \times \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times 0.88 \times 0.85 \sqrt{210} \times 185 \times 40 = 88,233.9\text{ kg}$$

$$= \mathbf{88.2\text{ Ton}}$$

$$V_{Res2} = 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \lambda_s \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times 0.88 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{210} \times 185 \times 40$$

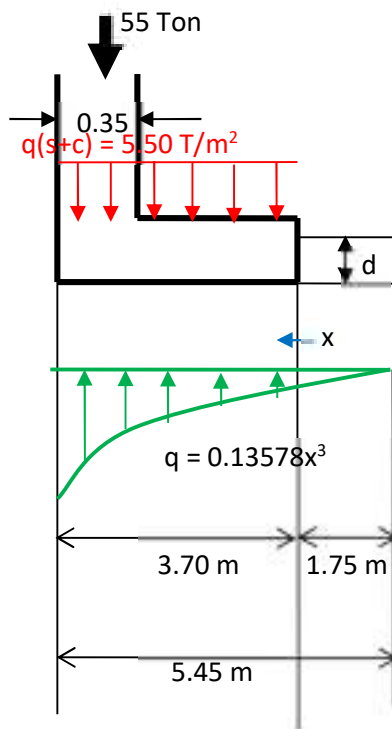
$$= 127,538.1\text{ kg} = 127.5\text{ Ton}$$

$$V_{Res3} = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.27 \left(2 + \frac{30 \times 40}{185}\right) \times 0.85 \sqrt{210} \times 185 \times 40$$

$$= 208,858.4\text{ kg} = 208.9\text{ on}$$

$$V_{res1-MENOR} > V_{actuante}, \mathbf{88.2\text{ Ton} > 56\text{ Ton}}$$

CHEQUEO CORTE SIMPLE.

**CORTE SIMPLE ACTUANTE.**

Si "d = 45" y "grosor columna = 35" la suma de ambos = 80 cm.

Entonces: X = 5.45 - 0.80, **X = 4.65** de donde $q(4.65) = 0.13578(4.65)^3 = \mathbf{13.65}$

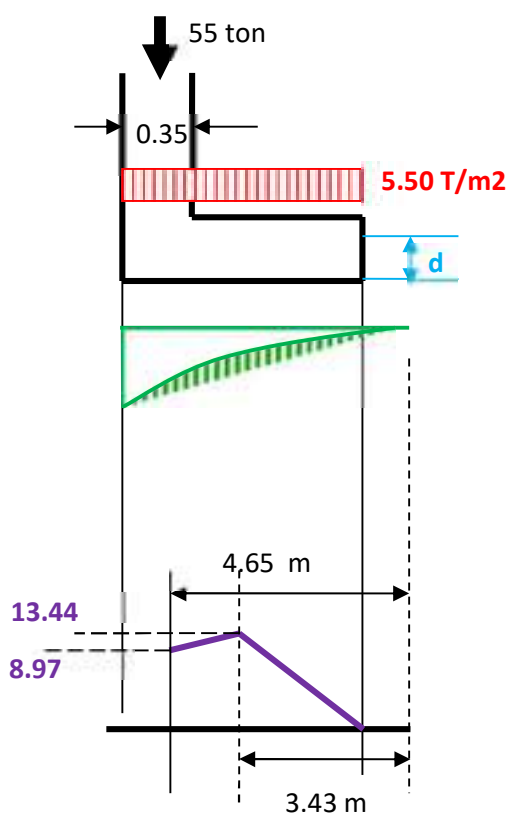
$$\text{Si } 0 < X < 3.70 \quad V_{act} = \mathbf{5.50X(\downarrow)} - \mathbf{0.13578X^4/4(\uparrow)} - \mathbf{0.13578(1.75)^3(\uparrow)} =$$

$$-0.73 + 5.50X - 0.13578X^4/4 \quad \therefore \mathbf{V_{act}(4.65) = 8.97}$$

Para un valor máximo hay que derivar la función anterior:

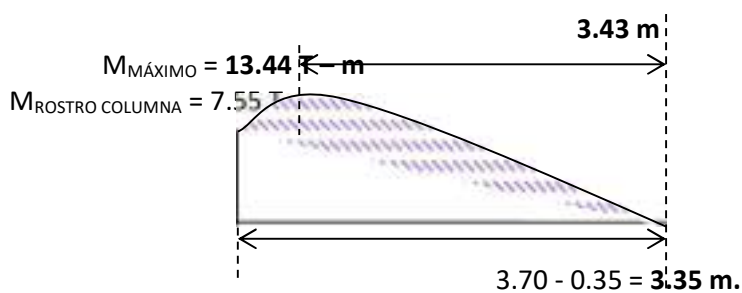
$$\frac{\partial V_{act}}{\partial x} = 0 = 5.50 - 0.13578X^3 \therefore X = \sqrt[3]{\frac{5.50}{0.13578}} = 3.43m$$

$$V_{act}(3.43) = 13.44 \frac{T}{m} \rightarrow \text{franja.unitaria}$$



CHEQUEO FLEXIÓN EN SENTIDO X-X

A rostro de columna



Calculando momento a rostro de columna:

$$\omega_{ROSTRO-COLUMNA} = 0.13578 \times (5.45 - 0.35)^3 = 18.01 \frac{T}{m^2}; (5.45 - 0.35 = 5.10)$$

$$M_{RC} = \frac{5.50(3.70 - 0.35)^2}{2} - 18.01 \times \frac{5.10}{4} \times \frac{5.10}{5} = 7.44 \frac{T-m}{m}$$

Para momento máximo:

$$V = -0.73 + 5.50X - 0.13578X^4/4 = -0.73 + 5.50X - 0.033945X^4,$$

$$\text{si } V = 0 \Rightarrow X = 5.41 \text{ m, } \therefore \omega_{U\max} = 0.13578 \times 5.41^3 = 21.50 \text{ T/m}$$

$$M_{actuate} = 5.50 \times \frac{(5.41 - 1.75)^2}{2} - 21.50 \times \frac{5.41}{4} \times \frac{5.41}{5} = 5.37 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}} \wedge 3.66 \text{ m}$$

$$= 5.41 - 1.75$$

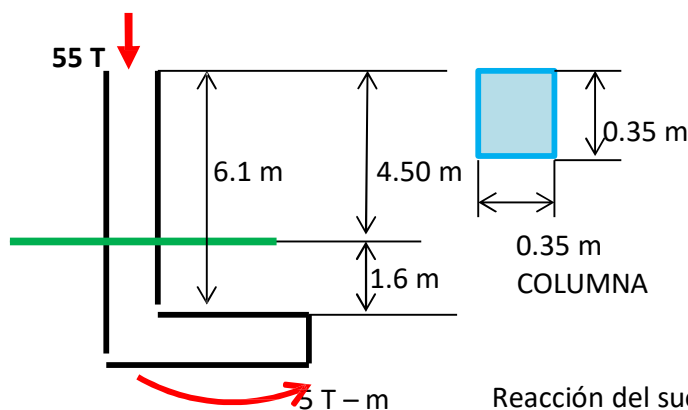
$$A_{s\minimo} = 0.0018 \times 40 \times 100 = 7.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.25\text{m} \approx 8.00 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{último}} = 0.9 \times 8.00 \times 2810 \times \left[40 - \frac{8.00 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right] = 799,759 \text{ kg} - \text{cm} = 8.00 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}$$

$$> 5.37$$

ZAPATA EXÉNTRICA GRADO 4. De ser posible No Utilizarla.

Diseñe la zapata siguiente:



Datos:

$$f_{cu} = 1.55$$

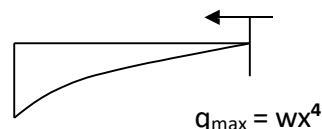
$$V_s = 16 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Dens. Suelo} = 1.5 \text{ T/m}^3$$

$$\text{Dens. Concreto} = 2.3 \text{ T/m}^3$$

$$f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

Reacción del suelo:
GRADO 4

CARGAS DE SERVICIO

$$P' = 55/1.55 = 35.48 \text{ T}$$

$$M_x = 5/1.55 = 3.23 \text{ T} - \text{m}$$

$$A_{ZAPATA} = \frac{1.55 \times 35.48}{16} = 3.44 \text{ m}^2 \rightarrow \{zapata = 1.85 \times 1.85 \text{ m}\}$$

Si se estiman un área de Zapata no tan al límite del valor soporte: $3.70 \times 3.70 = 13.69 \text{ m}^2$ Con: $P_d = P' + P_{columna} + P_{suelo} + P_{cimiento}$

$$P' = \dots\dots\dots 35.48 \text{ T} +$$

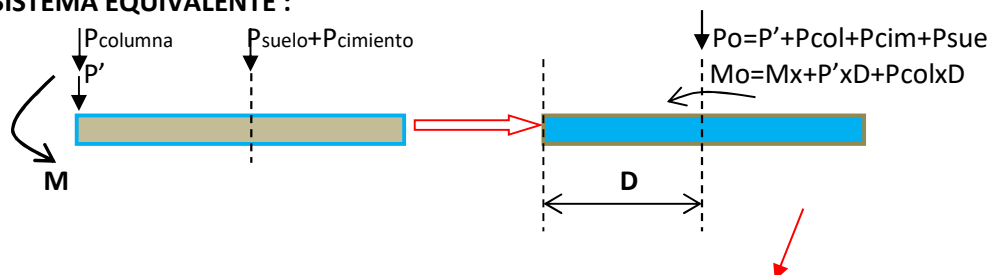
$$P_{columna} = 0.35 \times 0.35 \times 6.1 \times 2.3 = 1.72 \text{ T}$$

$$P_{suelo} = 3.7 \times 3.7 \times 1.6 \times 1.5 = 32.86 \text{ T}$$

$$P_{cimiento} = 3.7 \times 3.7 \times 0.50 \times 2.3 = 15.74 \text{ T} \text{ se asume "t = 0.50 grosor zapata"}$$

$$85.80 \text{ T}$$

SISTEMA EQUIVALENTE :



$$M_o = 3.23 + 35.48(3.7/2 - 0.35/2) + 1.72(3.7/2 - 0.35/2) = 65.54 \text{ T-m}$$

½ espesor columna

Donde: $e = \frac{M}{P} = \frac{65.54T - m}{85.80T} = 0.76m$

La PRESIÓN es:

$$q_{MAX} = \frac{2P}{3bd} = \frac{2P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4 \times 85.80}{3 \times 3.7(3.7 - 2 \times 0.76)} = 14.18T/m^2 \leq V_s = 16 \frac{T}{m^2}$$

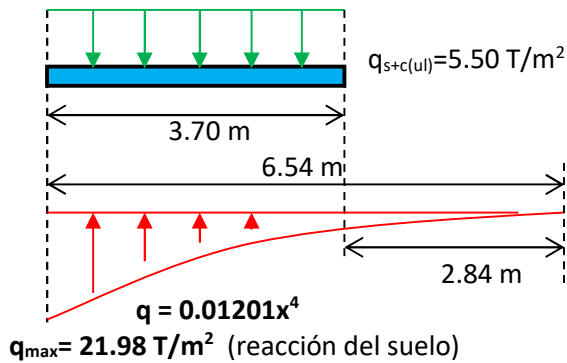
$$a = \ell/2 - e = 3.7/2 - 0.76 = 1.09 = a \rightarrow 6a = 6.54m$$

La Presión del terreno último es: $q_{MAX} = 1.55 \times 14.18 = 21.98T/m^2$

La presión terreno y cimiento sobre este último es:

$$q_{s+c} = 1.5 \times 1.6 + 2.3 \times 0.5 = 3.55T/m^2 \Rightarrow q_{ul(s+c)} = 1.55 \times 3.55 = 5.50T/m^2$$

Presión sobre el cimiento:



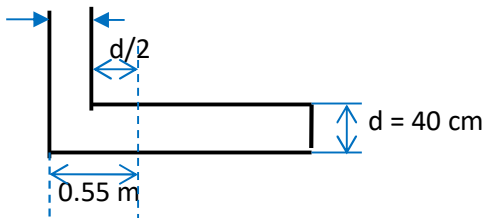
CHEQUEO CORTE PUNZONANTE.

0.35 m. Asumiendo $d = 40 \text{ cm}$ (10 cm de recubrimiento) $0.35 + d/2 = 0.55 \text{ m}$

$$x = 6.54 - 0.55 = 5.99 \text{ m}$$

$$\text{así } q(5.99) = 0.01201(5.99)^4 = 15.46 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Además: } 35 + d = 75 \text{ cm}$$

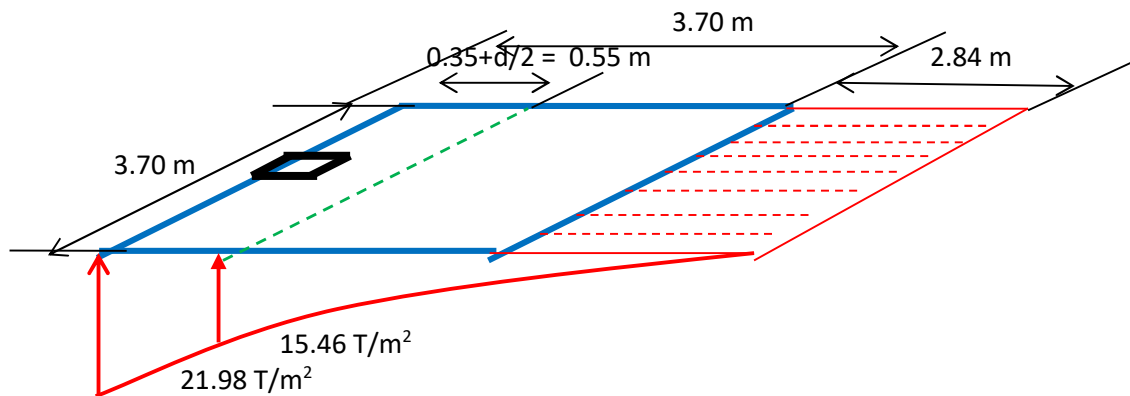


CORTE ACTUANTE PUNZONANTE (Aproximación lineal, por sector del gráfico)

$$V_{actuante} = P_u + q_{ul(s+c)} \times (35 + d) \left(35 + \frac{d}{2} \right) - \left(\frac{q_{max} - q_{ul(s+c)}}{2} \right) (35 + d) \left(35 + \frac{d}{2} \right)$$

$$V_{actuante} = 55 + 5.50 \times 0.75 \times 0.55 - \left(\frac{21.98 - 15.46}{2} \right) \times 0.75 \times 0.55$$

$$V_{act} = 55.94 \text{ ton}$$



CORTE RESISTENTE PUNZUNANTE de ACI 318-25

Corte punzonante o punzante a peralte medios: $\frac{d}{2} = \frac{40 \text{ cm}}{2} = 20 \text{ cm}$

$$b = 2 \times (35 + d/2) + 35 + 2 \times (d/2) = 2 \times (35 + 20) + 35 + 40 = \mathbf{185 \text{ cm}}$$

Tomando el peralte en efecto de medida (Sección 22.5.5.1.3. ACI 318-25, ver este manual **en centímetros**) $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times d}} \leq 1$ $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times 40}} = 0.88$, $\lambda_s = 0.88$

$$V_{Res1} = 1.1 \times \lambda_s \times \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times 0.88 \times 0.85 \sqrt{210} \times 185 \times 40 = 88,233.9 \text{ kg}$$

$$= \mathbf{88.2 \text{ Ton}}$$

$$V_{Res2} = 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \lambda_s \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.53 \times 0.85 \times 0.88 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times \sqrt{210} \times 185 \times 40$$

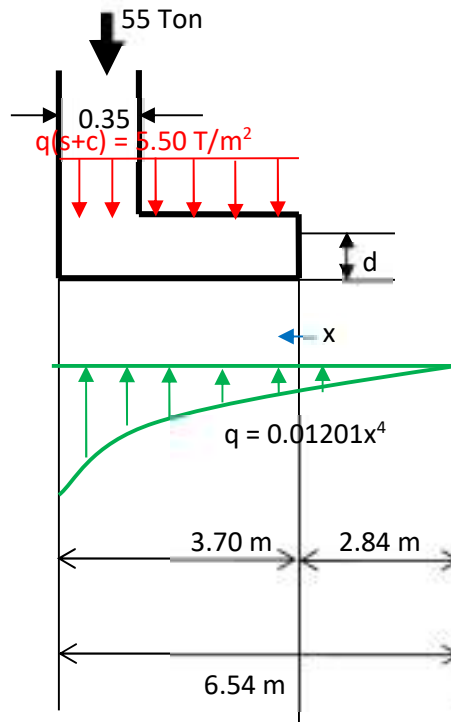
$$= 127,538.1 \text{ kg} = 127.5 \text{ Ton}$$

$$V_{Res3} = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.27 \left(2 + \frac{30 \times 40}{185} \right) \times 0.85 \sqrt{210} \times 185 \times 40$$

$$= 208,858.4 \text{ kg} = 208.9 \text{ Ton}$$

$$V_{res1-MENOR} > V_{actuante}, \mathbf{88.2 \text{ Ton} > 61 \text{ Ton}}$$

CHEQUEO CORTE SIMPLE.



CORTE SIMPLE ACTUANTE.

Si "d = 45" y "grueso columna = 35" la suma de ambos = 80 cm.

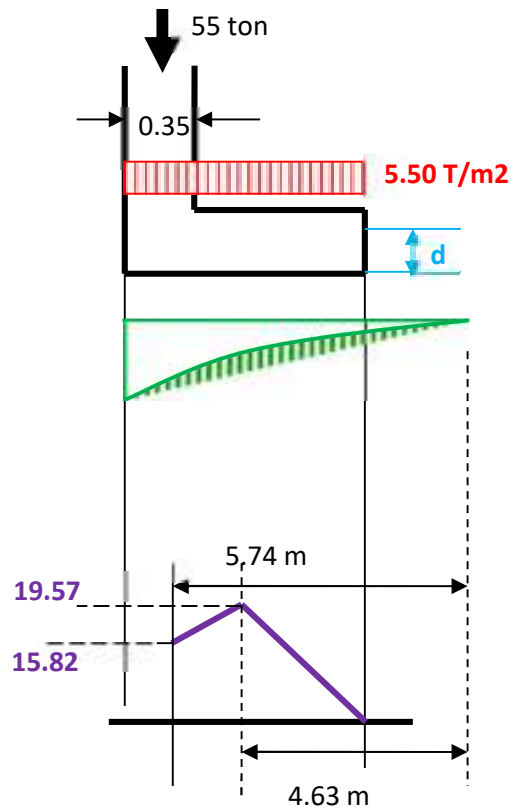
Entonces: $X = 6.54 - 0.80$, **$X = 5.74$** de donde $q(5.74) = 0.01201(5.74)^4 = \mathbf{13.04}$

$$\text{Si } 0 < X < 3.70 \quad V_{act} = 5.50X(\downarrow) - 0.01201X^5/5(\uparrow) - 0.01201(2.84)^4(\uparrow) = -0.78 + 5.50X - 0.01201X^5/5 \quad \therefore \mathbf{V_{act}(5.74) = 15.82 \text{ T}}$$

Para un valor máximo hay que derivar la función anterior:

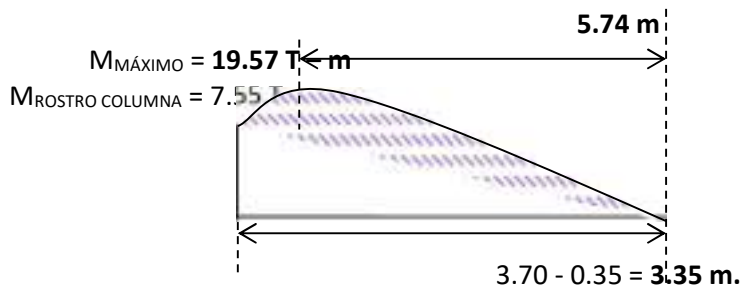
$$\frac{\partial V_{act}}{\partial x} = 0 = 5.50 - 0.01201X^4 \quad \therefore X = \sqrt[4]{5.5/0.01201} = 4.63m$$

$$V_{act}(4.63) = 19.57 \frac{T}{m} \rightarrow \text{franja unitaria}$$



CHEQUEO FLEXIÓN EN SENTIDO X-X

A rostro de columna



Calculando momento a rostro de columna:

$$\omega_{\text{ROSTRO-COLUMNA}} = 0.01201 \times (6.54 - 0.35)^4 = 17.63 \frac{T}{m^2}; (6.54 - 0.35 = 6.19)$$

$$M_{RC} = \frac{5.50(3.70 - 0.35)^2}{2} - 17.63 \times \frac{6.19}{5} \times \frac{6.19}{6} = 8.34 \frac{T-m}{m}$$

Para momento máximo:

$$V = -0.78 + 5.50X - 0.01201X^5/5 = -0.73 + 5.50X - 0.002402X^5,$$

$$\text{si } V = 0 \Rightarrow X = 6.88 \text{ m, } \therefore \omega_{U\max} = 0.01201 \times 6.88^4 = 26.91 \text{ T/m}$$

$$M_{actuate} = 5.50 \times \frac{(6.88 - 2.84)^2}{2} - 26.91 \times \frac{6.88}{5} \times \frac{6.88}{6} = 2.43 \frac{Ton-m}{m} \wedge 4.04 \text{ m}$$

$$= 6.88 - 2.84$$

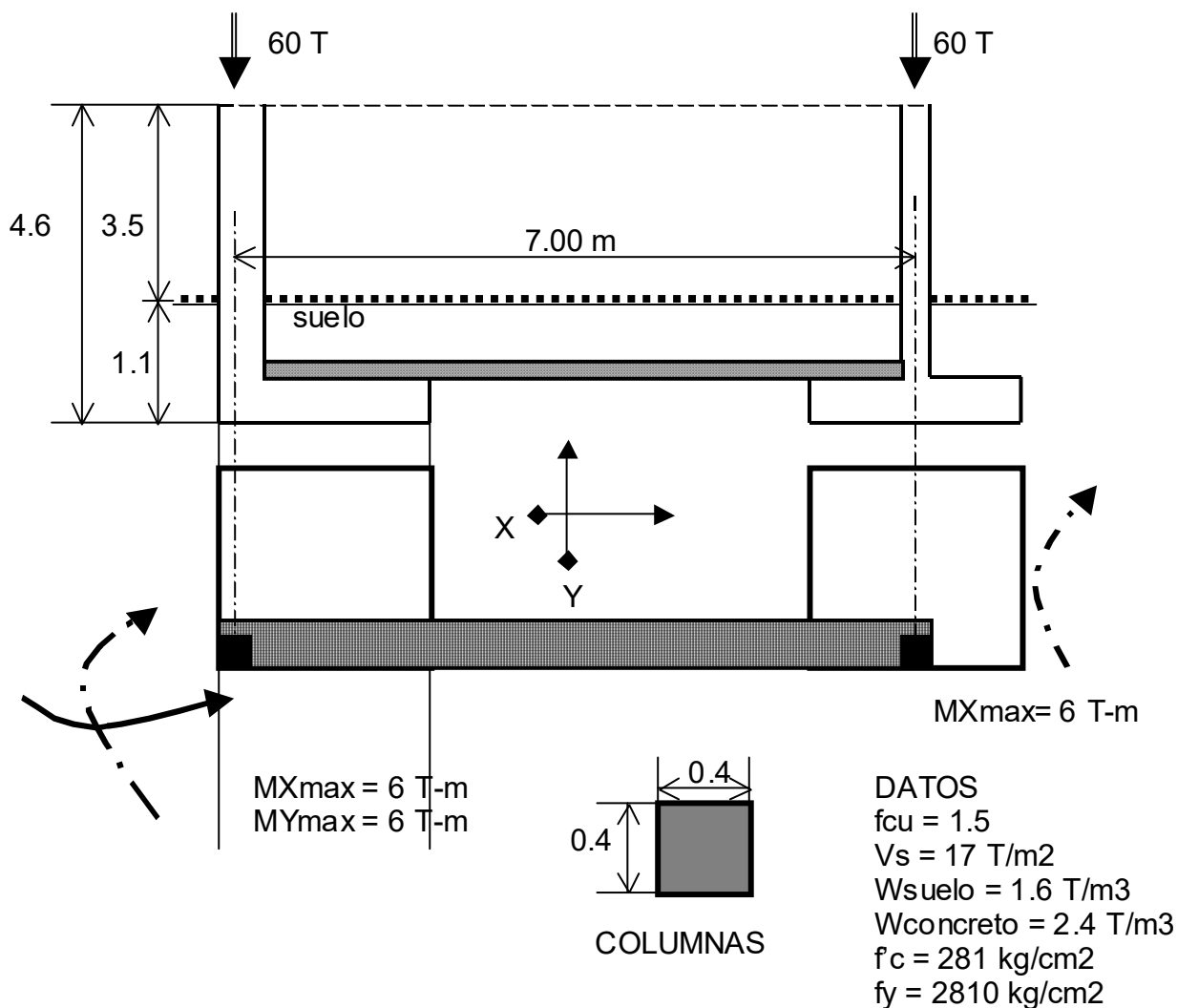
$$A_{s\text{mínimo}} = 0.0018 \times 40 \times 100 = 7.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.25\text{m} \approx 8.00 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{último}} = 0.9 \times 8.00 \times 2810 \times \left[40 - \frac{8.00 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right] = 799,759 \text{ kg} - \text{cm} = 8.00 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}$$

$$> 2.43 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}$$

VIGAS CONECTORAS⁶

Combinando los ejemplos anteriores con ZAPATAS de 3.5 x 3.5 metros



En primera instancia se tiene que integrar el diagrama de momentos para la viga Conectora entre zapatas. En este diagrama hay que tomar en cuenta los momentos en las zapatas sobre el eje "X" el valor soporte del suelo, así como el material constructivo sobre dicha viga.

⁶ DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. Nilson & Winter. 11ª Edición. McGraw-Hill. Pág: 564 - 566, Ejemplo 18.4.

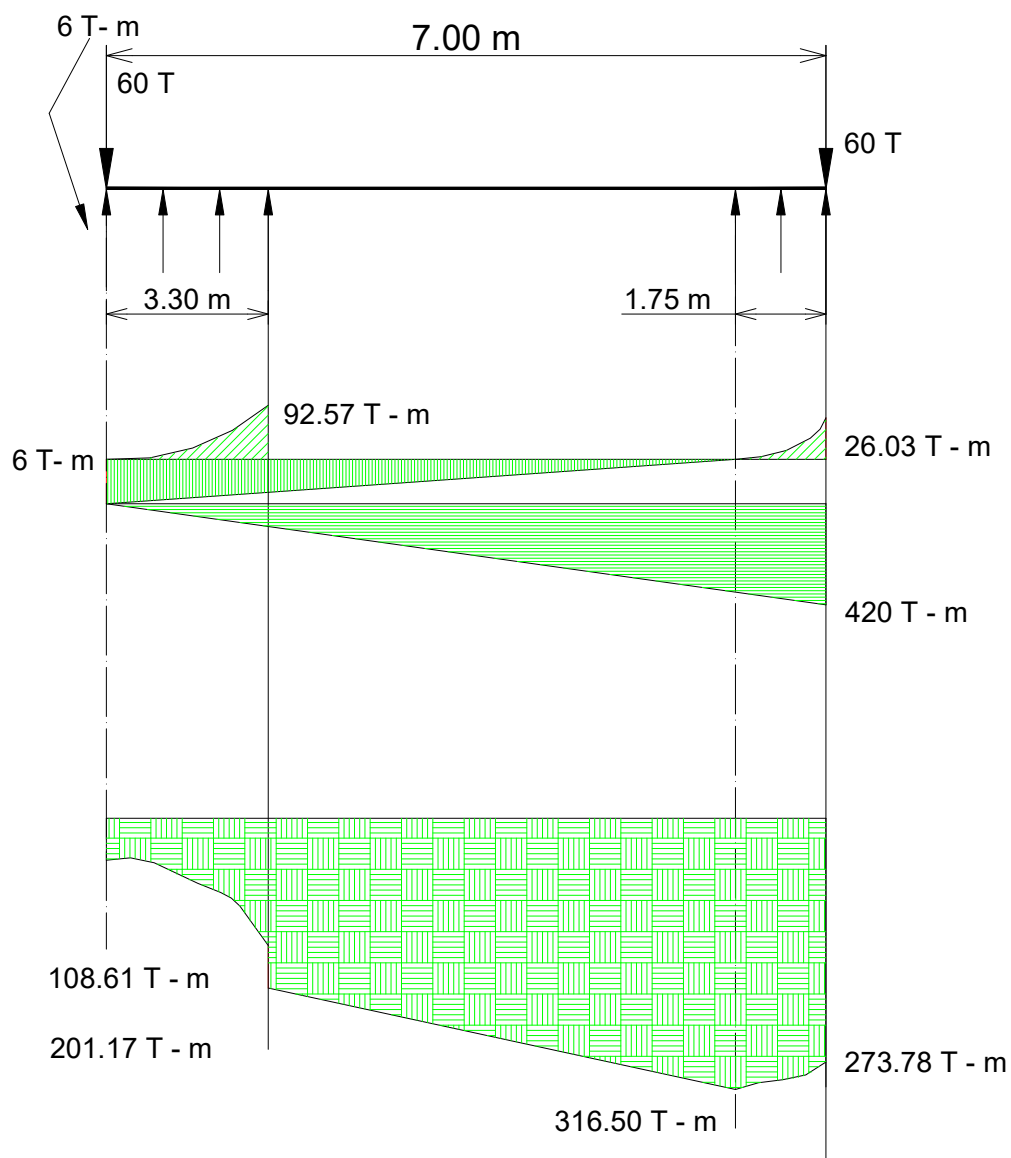


DIAGRAMA DE MOMENTOS

Ecuaciones para Momento:

$$M_{x=0}^{X=3.3} = 6 - \frac{6x}{7} + \frac{420x}{7} - \frac{17x^2}{2} = 6 + \frac{414x}{7} - \frac{17x^2}{2}$$

$$M_{X=3.3}^{X=5.25} = 6 - \frac{6x}{7} + \frac{420x}{7} = 6 + \frac{414x}{7}$$

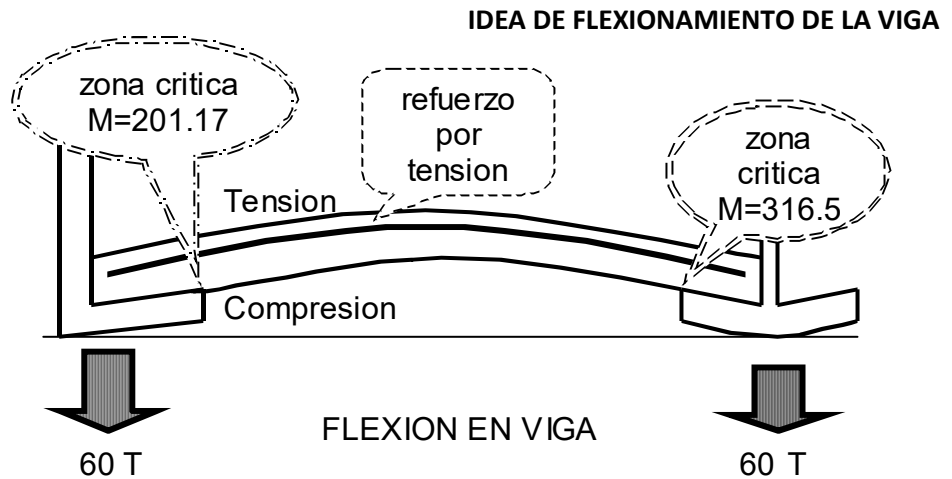
$$M_{X=5.25}^{X=7.00} = 6 - \frac{6x}{7} + \frac{420x}{7} - \left[17(x-5.25) \times \left(\frac{x-5.25}{2} + 5.25 \right) \right] = 6 + \frac{414x}{7} - \left[17(x-5.25) \times \left(\frac{x-5.25}{2} + 5.25 \right) \right]$$

Evaluando valores

$$0.00 \leq x \leq 3.30 \therefore M_{x=0} = 6T - m \wedge M_{x=3.30} = 108.61T - m$$

$$3.30 \leq x \leq 5.25 \therefore M_{x=3.30} = 201.17T - m \wedge M_{x=5.25} = 316.50T - m$$

$$5.25 \leq x \leq 7.00 \therefore M_{x=5.25} = 316.50T - m \wedge M_{x=7.00} = 237.78T - m$$



DISEÑAR ACERO EN VIGAS PARA LOS SIGUIENTES MOMENTOS:

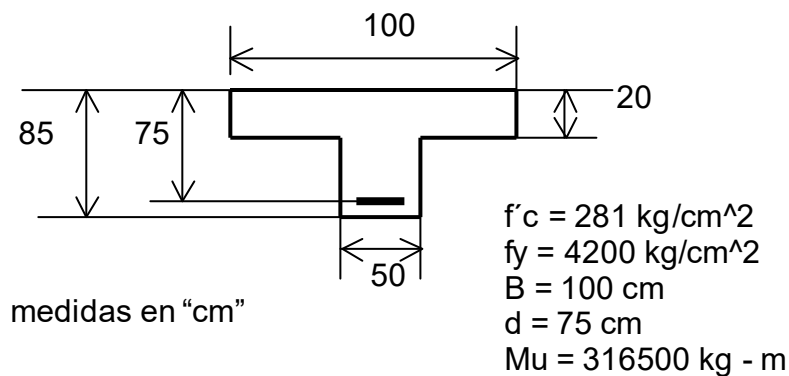
$$M = \phi f_y A_s \left(d - \frac{f_y A_s}{1.7 f'_c \times b} \right)$$

$$\Rightarrow 21017000_{\text{kg-cm}} = 0.9 \times 28104s \left(d - \frac{28104s}{1.7 \times 281b} \right) \wedge 31650000 = 0.9 \times 28104s \left(d - \frac{28104s}{1.7 \times 281b} \right)$$

TAREA

1. Diseñar refuerzo de viga a tensión por flexión,
2. Derivar funciones para intervalos de "x" y obtener diagrama de Corte,
3. Diseñar refuerzo por Corte.

SOLUCIÓN POR VIGA "T"



CAGrijalva. Cimentaciones 1. Revisión 2025

1. Diseñar la viga como si fuera rectangular **"Bd"**

$$As^2 \left[\frac{4200}{1.7 \times 281 \times 100} \right] - As[75] + \frac{31650000}{0.9 \times 4200} = 0$$

$$As = 132.78 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 f'c \times b}$$

2. Calcular la ubicación del eje neutro $Asf = 0$

$$a = \frac{132.78 \times 4200}{0.85 \times 281 \times 100}$$

$$a = 23.35 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{23.35}{0.85} = 27.47 \text{ cm}$$

$$c \leq t \rightarrow \text{fin}$$

3. Comparar el eje neutro con **"t"** $c > t \rightarrow \text{viga } T$ $27.47 > 20 \rightarrow \text{viga "T"}$

4. Calcular $Asfy$ (ver Ec. 1)

$$Asf \times fy = 0.85 f'c (B - b)t = 0.85 \times 281 (100 - 50) \times 20 = 238850 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

5. Calcular $(As - Asf)fy$ (ver Ec. 2 $\rightarrow f(a)$)

$$(As - Asf) = 0.85 (f'c \times ab) = 0.85 \times 281 \times 50 \times a = 11942.5a$$

$$a \rightarrow \text{incognita}$$

6. Sustituir valores en Ecuación General, despejando **"a"**

$$M_{\text{EXTERNO}} = M_{\text{INTERNO}} \therefore M_{\text{EXTERNO}} = M_{\text{ULTIMO}}$$

$$M_{\text{ULTIMO}} = \phi \left\{ \left[(As - Asf)fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] + \left[Asf \times fy \left(d - \frac{t}{2} \right) \right] \right\} \leftarrow \text{F.GENERAL}$$

$$31650000 = 0.9 \left\{ 11942.5a \left(75 - \frac{a}{2} \right) + 238850 \left(75 - \frac{20}{2} \right) \right\}$$

$$35166667 = 895687.5a - 5971.25a^2 + 15525250$$

$$a^2 - 150a + 3289.33 = 0$$

$$a = 26.67 \text{ cm}$$

7. Sustituir **"a"** en **"2"**

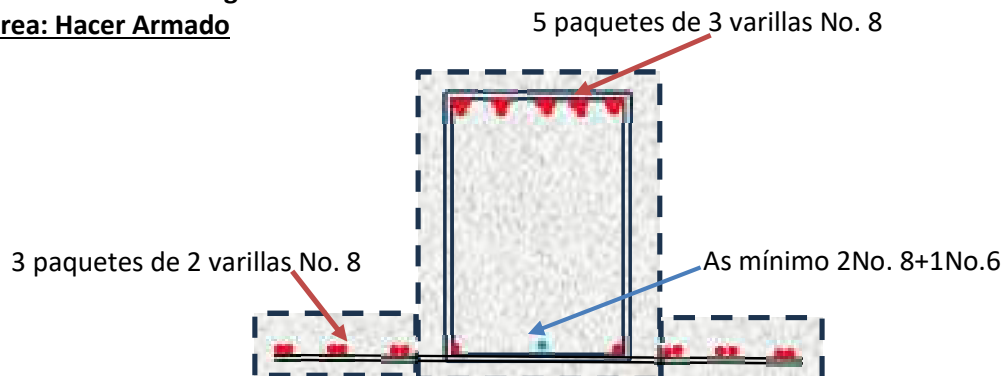
$$As = \frac{26.67 \times 0.85 \times 281 \times 50}{4200} + \frac{238850}{4200} = 132.71 \text{ cm}^2 = 75.84 + 56.87 = 15\#8 + 12\#8$$

Acero de los voladizos lo pies (feet) = 12No. 8 y Acero del alma = 15No. 8, pero el alma por armado lleva en el mismo plano del acero de los patines o pies un acero mínimo de viga (rectangular que es la sección del alma de esta viga T, que es $\frac{14bd}{fy} = \frac{14 \times 50 \times 75}{4200} = 12.5 \text{ cm}^2 = 2No. 8 + 1No. 6 = 13.07 \text{ cm}^2$

Recuerde que varilla No. 8 con sección de 5.10 cm^2 y la No. 6 es de 2.84 cm^2

Colocar esto como viga T invertida

Tarea: Hacer Armado



ARMADO: 29No. 8 + 1No.6 + estribo No. 3 a 0.25 + eslabón No. 3 a 0.25. Refuerzo de corte por armado.

LONGITUD DE DESARROLLO

VARILLA NUMERO 8

25.4.2.3 (top right)	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{5.3 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$ ✓	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{20 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
----------------------	---	---	--

ACERO DEL ALMA DE LA VIGA T

De la anterior tabla se toma la del centro en kgf/cm y es para varilla número 8, donde:

$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$, $d_b = 2.54 \text{ cm}$, $\lambda = 0.85$,

$\Psi_t = 1.3$, no más de 30 cm de concreto bajo las varillas de refuerzo, de lo contrario 1.3

$\Psi_e = 1.2$, refuerzo con recubrimiento de más de $3d_b = 3 \times 1.91 = 5.73 \text{ cm}$, refuerzo en estas zapatas de 3 pulgadas o 7.5 cm

$\Psi_g = 1.0$, varilla número 6 o menos, de lo contrario 1.0.

$$ld = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{2810 \times 1.3 \times 1.2 \times 1.0 \times 2.54}{5.3 \times 0.85 \times \sqrt{281}} = 147.44 \text{ cm} = \mathbf{150 \text{ cm}}$$

RESTO DE VARILLAS NUMERO 8

De la anterior tabla se toma la del centro en kgf/cm y es para varilla número 8, donde:

$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$, $d_b = 2.54 \text{ cm}$, $\lambda = 0.85$,

$\Psi_t = 1.0$, no más de 30 cm de concreto bajo las varillas de refuerzo, de lo contrario 1.3

$\Psi_e = 1.2$, refuerzo con recubrimiento de más de $3d_b = 3 \times 1.91 = 5.73 \text{ cm}$, refuerzo en estas zapatas de 3 pulgadas o 7.5 cm

$\Psi_g = 1.0$, varilla número 6 o menos, de lo contrario 1.0.

$$ld = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{2810 \times 1.0 \times 1.2 \times 1.0 \times 2.54}{5.3 \times 0.85 \times \sqrt{281}} = 113.42 \text{ cm} = \mathbf{115 \text{ cm}}$$

VARILLA NUMERO 6

25.4.2.3 (top left)	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$ ✓	$\left(\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{25 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
---------------------	---	---	--

De la anterior tabla se toma la del centro en kgf/cm y es para varilla número 6 o menos, donde:

CAGrijalva. Cimentaciones 1. Revisión 2025

$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$, $d_b = 1.91 \text{ cm}$, $\lambda = 0.85$,

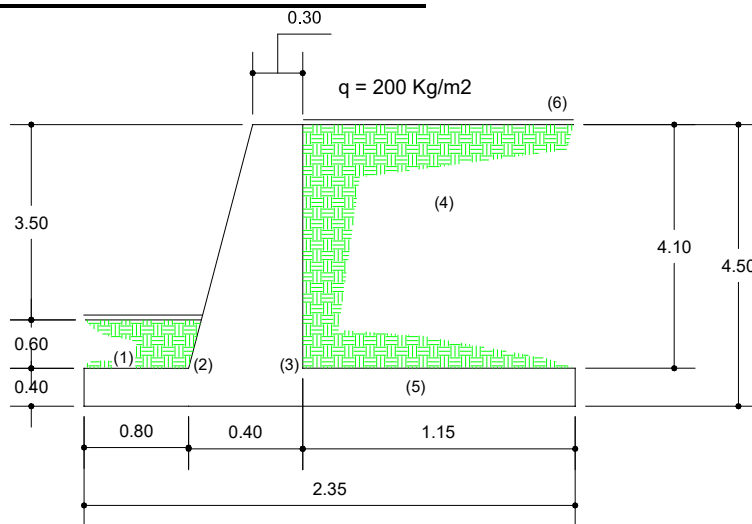
$\Psi_t = 1.0$, no más de 30 cm de concreto bajo las varillas de refuerzo

$\Psi_e = 1.2$, refuerzo con recubrimiento de más de $3d_b = 3 \times 1.91 = 5.73 \text{ cm}$, refuerzo en estas zapatas de 3 pulgadas o 7.5 cm

$\Psi_g = 0.8$, varilla número 6 o menos, de lo contrario 1.0.

$$ld = \frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g d_b}{6.6 \lambda \sqrt{f'_c}} = \frac{2810 \times 1.0 \times 1.2 \times 0.8 \times 1.91}{6.6 \times 0.85 \times \sqrt{281}} = 54.79 \text{ cm} = \mathbf{55 \text{ cm}}$$

Diseño de Muro en Voladizo.



Datos

$\gamma_s = 1600 \text{ kg/m}^3$ $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ $\phi = 30^\circ$ $\mu = 0.36$ $V_s = 16 \text{ T/m}^2$ $f'_c = 281 \text{ kg/m}^2$

$f_y = 2810 \text{ kg/m}^2$ Los coeficientes de empuje activo y pasivo respectivamente serán:

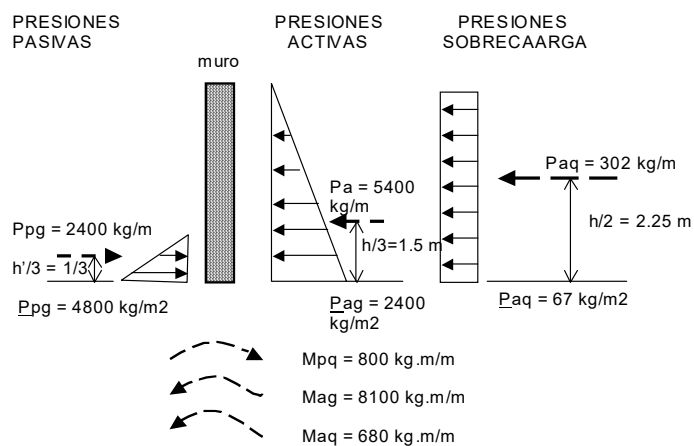
$$K_{activo} = \frac{1 - \sin(30^\circ)}{1 + \sin(30^\circ)} = \frac{1}{3}$$

$$K_{pasivo} = \frac{1 + \sin(30^\circ)}{1 - \sin(30^\circ)} = 3$$

Presiones horizontales a una profundidad "h" del muro: (kg/m ²)	Cálculo de las cargas totales de los diagramas de Presión: (kg/m)
$\underline{P}_{ay} = K_a \cdot \gamma_s \cdot h = \frac{1}{3} \times 1600 \times 4.50 = \mathbf{2400}$	$\underline{P}_{ay} = \frac{1}{2} \times \underline{P}_{ay} \times h = \frac{1}{2} * 2400 * 4.5 = \mathbf{5400}$
$\underline{P}_{aq} = K_a \cdot q = \frac{1}{3} \times 200 = \mathbf{67}$	$\underline{P}_{aq} = \underline{P}_{aq} \times h = 67 * 4.5 = \mathbf{302}$
$\underline{P}_{pq} = K_p \cdot \gamma_s \cdot h' = 3 \times 1,600 \times 1.00 = \mathbf{4800}$	$\underline{P}_{pq} = \frac{1}{2} \times \underline{P}_{pq} \times h = \frac{1}{2} * 4800 * 1.00 = \mathbf{2400}$

Los Momentos al Pié del Muro serán: (kg-m/m)
$M_{ay} = \underline{P}_{ay} \times h/3 = 5400 \times 4.5/3 = \mathbf{8100}$
$M_{aq} = \underline{P}_{aq} \times h/3 = 302 \times 4.5/2 = \mathbf{680}$
$M_{pq} = \underline{P}_{pq} \times h'/3 = 2400 \times 1/3 = \mathbf{800}$

A continuación, se muestran diagramas de cuerpo Libre donde se muestran las presiones actuantes sobre el MURO, así como las cargas y momentos que generan dichas presiones:



De acuerdo a la distribución geométrica indicada en la figura del muro, se calcula el peso total del sistema de sostenimiento y el momento respecto al punto "O"

figura	área	γ	W	brazo	Momento
1	$0.80 \times 0.60 = 0.48$	1600	768	$0.80/2 = 0.40$	307
2	$0.10 \times 4.10/2 = 0.21$	2400	492	$0.80 + 2/3 \times 0.10 = 0.87$	426
3	$0.30 \times 4.10 = 1.23$	2400	2952	$1.20 - 0.30/2 = 1.05$	3100
4	$1.15 \times 4.10 = 4.72$	1600	7544	$2.35 - 1.15/2 = 1.78$	13391
5	$0.40 \times 2.35 = 0.94$	2400	2256	$2.35/2 = 1.18$	2651
6	1.15	200	230	$2.35 - 1.15/2 = 1.78$	408
		sumat	14242		20283

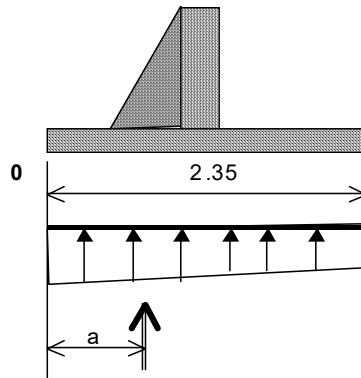
Chequeando estabilidad **contra volteo**:

$$FS = \frac{\sum M_R}{\sum M_{act}} = \frac{M_{p\gamma} + M_W}{M_{a\gamma} + M_{aq}} = \frac{800 + 20283}{8100 + 680} = 2.40 > 1.40 \Rightarrow ok$$

Chequeando estabilidad **contra estabilidad**:

$$FS = \frac{P_{p\gamma} + \mu W}{P_{a\gamma} + P_{pq}} = \frac{2400 + 0.36 \times 14242}{5400 + 302} = 1.32 < 1.40 \Rightarrow diente$$

Chequeo de Presión Máxima bajo la base del muro:



La distancia "a" a partir del punto "0" donde actúa la resultante de las cargas verticales será:

$$a = \frac{\sum Mo}{W} = \frac{M_{p\gamma} + M_W - M_{aq} - M_{a\gamma}}{W} = \frac{800 + 20283 - 8100 - 680}{14242} = 0.86$$

$3a = 2.58 > b = 2.35 \Rightarrow$ la distribución de presiones es Trapezoidal, por lo que no hay presiones negativas

La excentricidad de la resultante de cargas, respecto al Centro de Gravedad del cimiento será:

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.35}{2} - 0.86 = 0.315$$

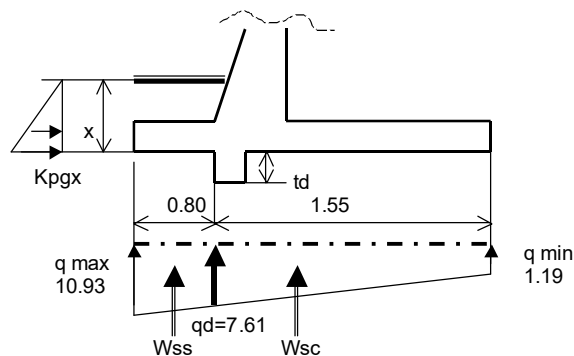
Las presiones Máxima y Mínima unitarias serán:

$$q = \frac{W}{1 \times b} \pm \frac{P \times e}{1 \times \frac{b^2}{6}} = \frac{14242}{1 \times 2.35} \pm \frac{14242 \times 0.315}{1 \times \frac{2.35^2}{6}}$$

$$q_{MAX} = 10.93 < V_s = 16$$

$$q_{MIN} = 1.19 > 0 \leftarrow OK$$

1. Diseño del **Diente** en la base del muro para evitar deslizamiento:



La presión a rostro del diente es: $\frac{qd - 1.19}{1.55} = \frac{10.93 - 1.19}{2.35} \Rightarrow qd = 7.61T / m^2$

$$W_{SS} = \frac{(10.93 + 7.61) \times 0.80}{2} = 7.42$$

$$W_{SC} = \frac{(7.61 + 1.19) \times 1.55}{2} = 6.82$$

Además, se tienen las cargas totales: $Wt = W_{SS} + W_{SC} = 14.24$

Para la estabilidad contra el deslizamiento, se tiene la condición mínima:

$$FS = \frac{\sum F_R}{\sum F_{ACT}} = 1.40 \Rightarrow \sum F_R = 1.40 \times \sum F_{ACT}$$

$$K_p \gamma \times x \times \frac{x}{2} + W_{SS} \times \tan \phi + \mu_{SC} \times W_{SC} = 1.40 \times (P_{ay} + P_{aq})$$

$$\frac{3 \times 1600 x^2}{2} + 7420 \tan 30^\circ + 0.40 \times 6820 = 1.40 \times (5400 + 302)$$

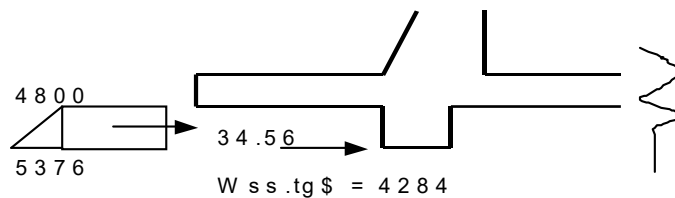
$$x = 0.72$$

Si $x = 0.72 \Rightarrow C = 0.72 - 0.60 = 0.12$ m mínimo para diente.

La presión Pasiva a $x = 1.12$ (1 + 0.12 de diente) es: $\bar{P}_{p\gamma x} = 3 \times 1600 \times 1.12 = 5376 \text{ kg/m}^2$

$$P''_{p\gamma D} = 5376 - 4800 = 576 \text{ kg/m}$$

$$P'_{p\gamma D} = 576 \times 0.12 \text{ m} / 2 = 34.56 \text{ kg/m}$$



Chequeo por **Corte: concreto liviano**

$$V_{\mu ROSTRO} = 1.6(P'_{p\gamma D} + P''_{p\gamma D} + W_{SS} \times \tan \phi) = 1.6(34.56 + 576 + 4284) = 7834 \text{ kg/m}$$

Tomando un espesor de diente de $t = 0.25 \Rightarrow d = 0.25 - 0.10 = 0.15$

$$V_{RESISTENTE} = \lambda \times 0.53 \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.75 \times 0.53 \sqrt{281} \times 100 \times 15 = 9995 \text{ kg/m} > V_{\mu ROSTRO} = 7831 \text{ kg/m}$$

Chequeo a Flexión:

$$M_{\mu ACTUANTE} = W_{ss} \times tg\phi \times 0.12 + P''_{P7D} \times \frac{0.12}{2} + P'_{P7D} \times \frac{2}{3} \times 0.12$$

$$M_{\mu ACTUANTE} = 4284 \times 0.12 + 576 \times \frac{0.12}{2} + 34.56 \times \frac{2}{3} \times 0.12 = 551.4 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{\mu} = 551.4$$

$$b = 6 \Rightarrow A_{s_{NEG}} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$d = 15$$

$$A_{s_{MINIMO}} = 0.002 \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 25 = 5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#4 @ 0.25 \leftarrow \text{OK}$$

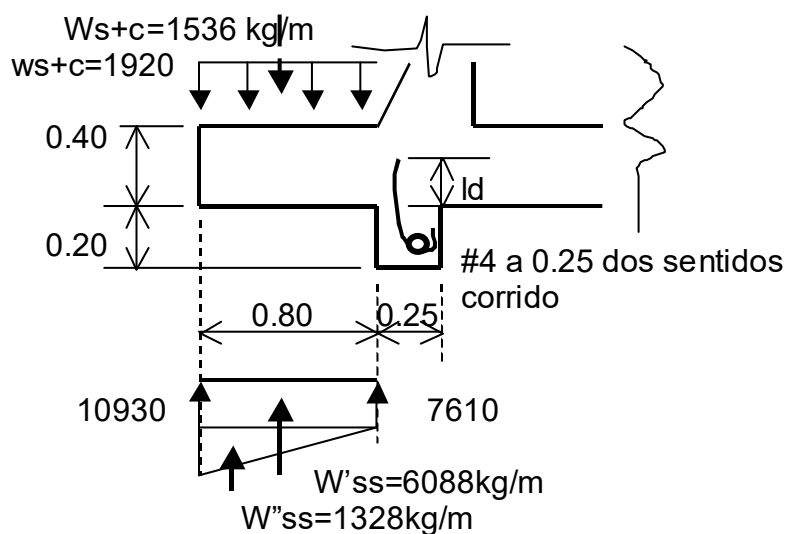
2. Diseño Estructural de la Zarpa:

$$W_{s+c} = 1600 \times 0.60 + 2400 \times 0.40 = 1920 \text{ Kg/m}^2$$

Chequeo por CORTE: (ver próximo gráfico)

$$V_{\mu ROSTRO} = 1.6(W'_{ss} + W''_{ss} - W_s + c) = 1.6(6088 + 1328 - 1536) = 9408 \text{ kg/m} = V_{\mu ROSTRO}$$

El corte actuante es vertical y hacia arriba, por lo que la tensión se producirá en la parte inferior de la zarpa, donde se deberá colocar el refuerzo.



El peralte efectivo será: $d = 40 - (\text{recubrimiento} + \phi\#6) = 40 - (8 + 1.91/2) = 31.05$

El corte Resisten

$$V_{RESISTENTE} = 0.75 \times 0.53 \sqrt{f'c} \times bd = 0.75 \times 0.53 \sqrt{281} \times 100 \times 31.05 = 20690 \frac{kg}{m} > 9967 \frac{kg}{m} \leftarrow OK$$

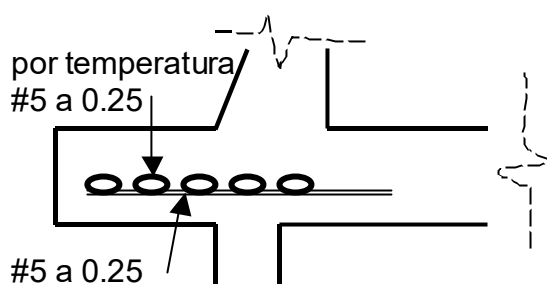
Chequeo por Flexión:

$$M_{urostro} = 1.6 \left\{ W'_{ss} \times \frac{0.80}{2} + W''_{ss} \times \frac{0.80 \times 2}{3} - W_s + c \times \frac{0.80}{2} \right\}$$

$$M_{urostro} = 1.6 \left\{ 6088 \times \frac{0.80}{2} + 1328 \times \frac{0.80 \times 2}{3} - 1536 \times \frac{0.80}{2} \right\} = 4047 \frac{kg \times m}{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{urostro} = 4047 \\ d = 31.05 \\ b = 100 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{s_{neg}} = 5.21 cm^2 / m$$

$$A_{s_{minimo}} = 0.002 \times 40 \times 100 = 8 cm^2 > A_{s_{neg}} \therefore \#5 a 0.25$$

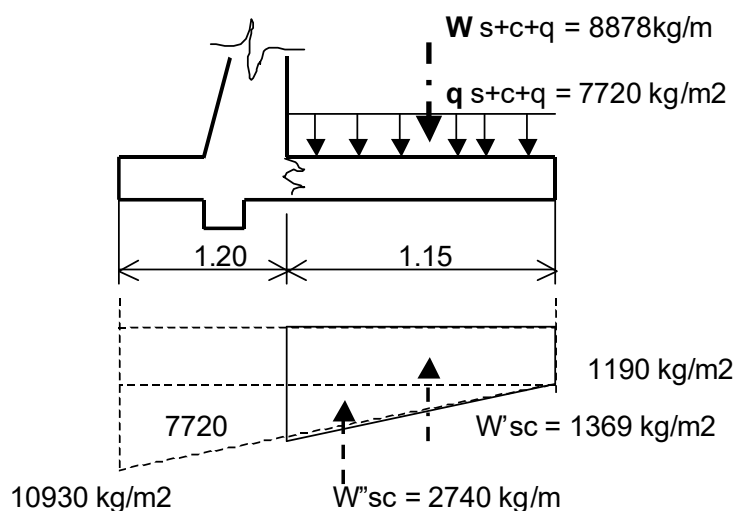


REFUERZO DE LA ZARPA

3. Diseño Estructural del Talón:

Presión a rostro interior de pantalla será: $\frac{q_{RT} - 1.190}{1.15} = \frac{10930 - 1190}{2.35} \Rightarrow q_{RT} = 5956 \frac{kg}{m^2}$

Y además: $q_{S+C+q} = \gamma_s h + \gamma_s t + q = 1600 \times 4.10 + 2400 \times 0.40 + 200 = 7720 \frac{kg}{m^2}$

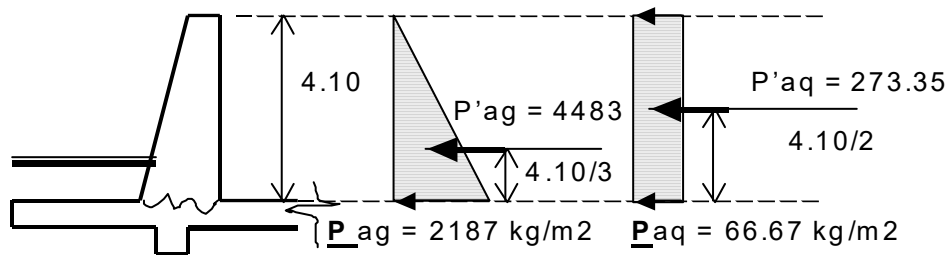


Chequeo por **Flexión:**

$$V_{Urostro} = 1.6 \times \left| W_{s+c+q} \times \frac{1.15}{2} - W'_{sc} \times \frac{1.15}{2} - W''_{sc} \times \frac{1.15}{3} \right| = 1.6 \times \left[\frac{8878 \times 1.15}{2} - \frac{1369 \times 1.15}{2} - \frac{2740 \times 1.15}{3} \right] = 5228$$

$$M_{Urostro} = 5228 \frac{kg \times m}{m} \left. \begin{array}{l} b = 10 \\ d = 31 \end{array} \right\} \begin{array}{l} As_{NEG} = 7.83 cm^2 \xrightarrow{GOBIERNA} As_{MINIMO} = 8 cm^2 \Rightarrow \#5a0.25 \end{array}$$

4. Diseño Estructural de **Pantalla:**

Chequeo por **Corte:**

$$V_{Urostro} = 1.6(P'_{ag} + P_{aq}) = 1.6 \times (4483 + 273.75) = 7611 \frac{kg}{m}$$

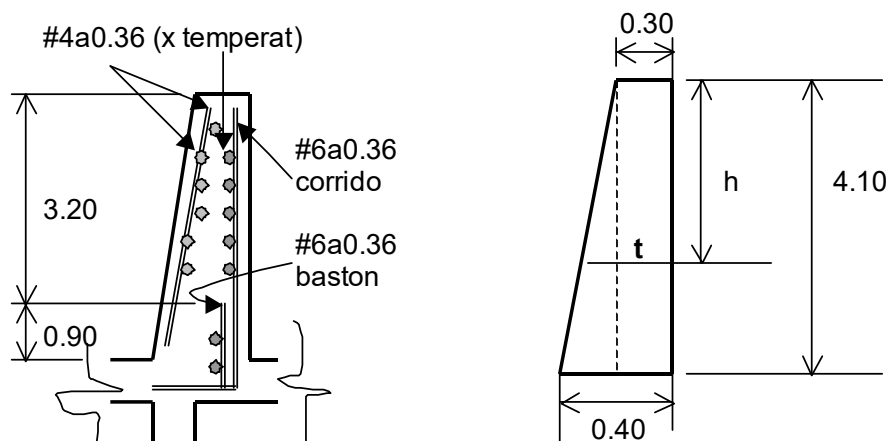
$$\xrightarrow{SI} d = 40 - \text{recubrimiento} - \frac{\phi \#8}{2} = 40 - 8 - \frac{2.54}{2} \approx 0.31$$

$$V_{RESISTENTE} = 0.75 \times 0.53 \sqrt{281} \times 31 \times 100 = 20653 \frac{kg}{m} > V_{Urostro} \xleftarrow{OK}$$

Chequeo por **Flexión:**

$$M_{Urostro} = 1.6 \left[P'_{ag} \times \frac{4.10}{3} + P_{aq} \times \frac{4.10}{2} \right] = 1.6 \left[4483 \times \frac{4.10}{3} + 273.75 \times \frac{4.10}{2} \right] = 10700 \frac{kg \times m}{m}$$

$$M_{Urostro} = 10700 \left. \begin{array}{l} b = 100 \\ d = 31 \end{array} \right\} \begin{array}{l} As_{NEG} = 14.02 cm^2 > As_{MINIMO} = 8 cm^2 \therefore \#6a0.20m \end{array}$$



El espesor promedio de la pantalla es:

$$t = \frac{0.40 + 0.30}{2} = 0.35$$

En la pantalla: $A_{s_{\min}} = 0.002 \times 100 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$ Compartiendo en dos camas se tiene: **$A_s = 3.5 \text{ cm}^2$**
 $\Rightarrow \#4 \text{ a } 0.36$

El cálculo del punto de corte **h** para los bastones, por relación de triángulos en la figura anterior:

$$\frac{t - 30}{h} = \frac{40 - 30}{4.10} \therefore t = 30 + 2.44h \leftarrow^1$$

El peralte efectivo en el muro, para cualquier espesor **t**:

$$d = t - \left(\text{recubrimiento} + \phi \frac{\#6}{2} \right) = t - \left(8 + \frac{1.91}{2} \right) = t - 8.96$$

Sustituyendo la ecuación 1 en la

anterior: $d = (30 + 2.44h) - 8.96 \Rightarrow d = 21.04 + 2.44h \leftarrow^2$

El momento que resiste una sección de la pantalla esta dado por:

$$M_{\text{RESISTENTE}} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c \times b} \right) \xrightarrow{SI} A_s = \#6 \text{ a } 0.36 = 7.92$$

$$\Rightarrow M_{\text{RES}} = 0.9 \times 7.92 \times 2810 \left(d - \frac{7.92 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right) = 20030 \times (d - 0.466)$$

Sustituyendo Ec. 2 en la

anterior y operando: $M_{\text{RESIST}} = 4121 + 488.73h$ Con un momento actuante:

$$M_{ACT} = 1.6 \left(\frac{1}{3} \times 1600 \times h \times \frac{h}{2} \times \frac{h}{3} + \frac{1}{3} \times 200 \times h \times \frac{h}{2} \right) = 142.22h^3 + 53.33h^2$$

Con $\Delta = M_{res} - M_{act}$ por iteraciones se encuentra:

h	3.15	3.20	3.25	3.30
M _{res}	5376	5476	5576	5677
M _{act}	4974	5206	5445	5691
Δ	+402	+270	+131	-14

Conclusión: **h = 3.30**

APÉNDICES

APENDICE A. Acero de Refuerzo.

DIAMETRO (")	número	ÁREA (cm ²)	Observación	Varilla/qq
1/4 = 0.64 cm	2	0.31	LISO	30
3/8 = 0.95 cm	3	0.71	corrugado	13
1/2 = 1.27 cm	4	1.29	corrugado	7½
5/8 = 1.59 cm	5	2.00	"	
3/4 = 1.91 cm	6	2.84	"	
7/8 = 2.22 cm	7	3.87	"	
1 = 2.54 cm	8	5.10	"	
9/8 = 2.86 cm	9	6.45	"	

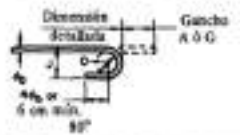
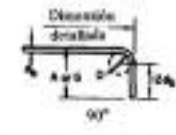
Tabla 1 - Designaciones y requisitos dimensionales de las barras de acero corrugadas para hormigón armado

Designación	Dimensiones nominales (1)								Corrugaciones					
	Masa unitaria (véase 5.3)		Diámetro		Área		Perímetro		Espaciamiento máximo promedio		Altura mínima promedio		Ancho máximo del cordón de separación	
	kg/m	libras/pie	milímetros	pulgadas	centímetros cuadrados	pulgadas cuadradas	centímetros	pulgadas	centímetros	pulgadas	centímetros	pulgadas	centímetros	pulgadas
2	0.249	0.167	6.35	0.250	0.317	0.05	1.994	0.785	—	—	—	—	—	—
3	0.560	0.376	9.53	0.375	0.713	0.11	2.992	1.178	0.664	0.262	0.038	0.015	0.363	0.143
4	0.994	0.668	12.70	0.500	1.267	0.20	3.990	1.571	0.889	0.350	0.051	0.020	0.485	0.191
5	1.552	1.043	15.88	0.625	1.981	0.31	4.988	1.963	1.110	0.437	0.071	0.028	0.607	0.239
6	2.235	1.502	19.05	0.750	2.850	0.44	5.984	2.356	1.333	0.525	0.097	0.038	0.726	0.286
7	3.042	2.044	22.23	0.875	3.881	0.60	6.982	2.749	1.554	0.612	0.112	0.044	0.848	0.334
8	3.973	2.670	25.40	1.000	5.067	0.79	7.980	3.142	1.778	0.700	0.127	0.050	0.973	0.383
9	5.060	3.400	28.65	1.128	6.447	1.00	9.002	3.544	2.006	0.790	0.142	0.056	1.095	0.431
10	6.404	4.303	32.26	1.270	8.174	1.27	10.135	3.990	2.258	0.889	0.163	0.064	1.237	0.487
11	7.907	5.313	35.81	1.410	10.072	1.56	11.252	4.430	2.507	0.987	0.180	0.071	1.372	0.540
14	11.384	7.650	43.00	1.693	14.522	2.25	13.513	5.320	3.010	1.185	0.216	0.085	1.646	0.648
18	20.239	13.600	57.33	2.257	25.814	4.00	18.009	7.090	4.013	1.580	0.259	0.102	2.195	0.864

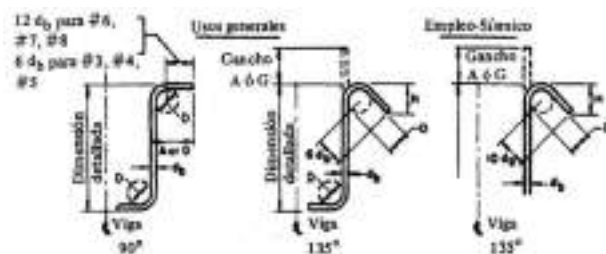
(1) Las dimensiones nominales de una barra corrugada son equivalentes a aquellas de una barra lisa que tiene la misma masa unitaria que la barra corrugada.

APENDICE A-1

TABLA 1. Ganchos estándar

Ganchos de extremo recomendados, todos los grados				
Tamaño de varilla	Dímetro de doblado terminado D, (cm)	Ganchos de 180° A ó G (cm)	Ganchos de 90° J (cm)	Ganchos de 90° A ó G (cm)
#3	6	13	8	15
#4	8	15	10	20
#5	9	18	13	25
#6	11	20	15	30
#7	13	25	18	35
#8	15	28	20	40
#9	24	38	30	48
#10	27	43	34	56
#11	30	48	37	61
#14	46	69	55	79
#18	61	91	72	104

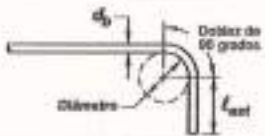


Estribos y ganchos de anclaje, todos los grados

Tamaño de varilla	D, (cm)	Para empleo general Gancho de 90°		Para empleo sísmico		
		A ó G	A ó G	Gancho de 135° H, aprox	A ó G	Gancho de 135° H, aprox
#3	4	10	10	6	13	9
#4	5	11	11	8	17	11
#5	6	15	14	9	20	14
#6	11	30	20	11	28	17
#7	13	36	23	13	32	20
#8	15	41	27	15	37	23

ϕ_b = diámetro nominal de varilla, alambre o cable pretensado, cm

Tabla 25.3.2 — Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ⁽¹⁾ ℓ_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

⁽¹⁾ El gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento incluye el diámetro interior del doblado específico y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

APENDICE B. CUANTILLA O “ ρ ” BALANCEADO

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0.85 f'_c \times 0.003}{f_y \left(\frac{f_y}{2.039 \times 10^6} + 0.003 \right)} = \frac{\beta_1 \times 0.85 f'_c \times 6115}{f_y (f_y + 6115)} = \rho_b$$

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

APÉNDICE C. Fórmula general de Flexión:

$$Mu = \phi \times As \times f_y \times \left(d - \frac{As \times f_y}{1.7 \times f'_c \times b} \right)$$

En forma cuadrática: $ax^2 + bx + c = 0$

$$As^2 \left[\frac{fy}{1.7 f'c \times b} \right] - As[d] + \frac{Mu}{\phi Fy} = 0$$

Resolución cuadrática:

$$As = \frac{0.85 f'c \times b}{fy} \left[d \pm \sqrt{d^2 - \frac{Mu}{0.425 \phi \times f'c \times b}} \right]$$

APÉNDICE D. Valores de carga viva AGIES NSE 2 - 2018.

Tabla 3.7.1-1 — Cargas vivas para edificaciones

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Vivienda		
Balcones	300 [R]	
Habitaciones y pasillos	200 [R]	
Escaleras	300	
Oficina		
Pasillos y escaleras	300	
Oficinas	250 [R]	800
Áreas de cafetería	500	
Hospitales		
Pasillos y rampas	500	450
Clinicas y encamamiento	250 [R]	
Servicios médicos y laboratorio	350 [R]	800
Farmacia	500	
Escaleras	500	
Cafetería y cocina	500	

Tabla 3.7.1-1 (continuación)

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Almacenes		
Minoristas	500	800
Mayoristas	600	1200
Bodegas		
Cargas livianas	600	800
Cargas pesadas	1200	1200
Fábricas		
Industrias livianas	500	800
Industrias pesadas	1000	1200
Cubiertas pesadas (Inciso 3.3 (g))		
Azoteas de concreto con acceso	200	
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100	
Azoteas con inclinación mayor de 20°	75 [a]	
Azoteas usadas para jardín o para reuniones	500	
Cubiertas livianas (Inciso 3.3 (h))		
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, ionas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50 [b][c]	135

[a] Carga depende del tipo de cancha

[b] Sobre proyección horizontal

[c] Carga no reducible

[R] Puede aplicar reducción de carga viva según Sección 3.5.

Tabla 3.7.1-1 (continuación)

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Hoteles, carga de escaleras y de elevadores		
Habitaciones	200 [R]	450
Servicios y áreas públicas	500	800
Educativos		
Aulas	200 [R]	400
Pasillos y escaleras	500	
Salones de lectura de biblioteca	200 [R]	400
Área de estanterías de biblioteca	700	800
Áreas de reunión		
Escaleras privadas	300 [R]	Ver 3.2 (d)
Escaleras públicas	500	Ver 3.2 (d)
Balcones	500	
Vestíbulos públicos	500	
Plazas a nivel de la calle	500	800
Salones con asiento fijo	300 [R]	
Salones sin asiento fijo	500	800
Escenarios y circulaciones	500	
Estacionamientos		
Garajes para automóviles de pasajeros	250	Ver 3.2 (c)
Garajes para automóviles de carga (2000 Kg)	500	Ver 3.2 (c)
Rampas vehiculares de uso colectivo	500	Ver 3.2 (c)
Áreas de circulación vehicular	250	Ver 3.2 (c)
Áreas de servicio y reparación	500	Ver 3.2 (c)
Instalaciones deportivas públicas		
Zonas de circulación	500	
Zonas de asientos fijos	400	
Zonas sin asientos	800	
Canchas deportivas	Ver nota [a]	

APÉNDICE E.**CAMBIOS DE FACTORES DE CORTE EN EL TIEMPO DEL ACI 318**

Hasta la edición del año 1995 se tenía $\theta = 0.85$, como valor constante De la edición de 1999

a2011 se tenía $\theta = 0.75$, como valor constante

A partir de la edición del año 2014 hasta ahora $0.75 \ll \lambda \ll 1.00$, como función de la densidad de los agregados fino y grueso.

APÉNDICE F

GLOSARIO

ACERO CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA: cantidad de acero que estabiliza la masa fresca y semisólida del concreto para que éste no manifieste agrietamiento por los cambios de humedad. Por ejemplo, en las etapas de fraguado y endurecimiento.

ACERO MÁXIMO: cantidad de acero límite donde aún se puede especular y prever la falla balanceada de un elemento de concreto armado. Es decir, a un tiempo la falla de compresión en el concreto y a de tensión en el acero. Este aspecto se considera en el diseño de vigas. Si se sobrepasa el acero máximo, se potencializa la falla del concreto que tiende a explotar en pedazos.

ACERO MÍNIMO: la cantidad mínima de acero para que el concreto funcione de manera uniforme con el acero de construcción. De una manera razonable se correspondan la tensión y compresión en acero concreto. En la práctica se busca un agrietamiento razonable del concreto armado, también es la cantidad necesaria de acero para que el concreto tome la forma que se requiere sin desmoronamiento.

AGREGADO: material que se agrega al cemento, agua y a veces cal. Por costos, en lugar de fundir un bloque de cemento, o cemento cal, se adicionan agregados para dar cuerpo al volumen a fabricar. Entonces, el cemento, agua y cal en su defecto, como lo que pega y une los agregados. Típicamente los agregados como piedrín y arena, pero puede ser también desecho de fibra tal como papel y textiles, cortezas de cocos y desechos de madera, si se busca un concreto no estructural clásico. Un caso extremo de hacer concretos con blindaje balístico y de radiaciones, es utilizar municiones de plomo. En esto último un caso especial es la fabricación de lastres y contrapesos, talos como los de talanqueras o flechas de paso vehiculares, estos pesos se utiliza desecho de varillas de construcción como agregados de estos contrapesos.

AGREGADO FINO: generalmente son las arenas, las que están comprendidas dentro del rango de los tamices número 4 al 200

AGREGADO GRUESO: generalmente son piedrines, que no es más que áridos geológicos arriba del tamiz número 4, pero tradicionalmente no arriba de los 150 milímetros o 6 pulgadas de diámetro.

AREA: sinónimo de sección transversal de cualquier elemento...

CAL: material inorgánico compuesto principalmente de óxido de calcio y/o hidróxido de calcio. La cal se encuentra en terrones de manera natural, que se deben de quebrar e hidratar. Dicha hidratación es el apagado de la cal que es ávida de agua y humedad, donde la velocidad de apagado puede ser rápida o lenta, o sea cal agresiva o no. Dicho proceso de hidratación libera calor, por lo que el contacto con la piel humana puede provocar quemaduras. Después del apagado se procede a moler la cal para darle una granulometría adecuada al uso de albañilería. Generalmente la densidad relativa de la cal va de 1.60 a 1.65, para un promedio de 1.62, lo que es en densidad $1620 \text{ kg/m}^3 = 1.62 \text{ gr/cc} = 1.62 \text{ T/m}^3$. Esta densidad típicamente se aproxima a la mitad de la densidad del cemento. Entonces si se tiene un mismo volumen de cal que uno de

cemento, la cal con un peso aproximado de la mitad del cemento.

CEMENTO: conglomerante formado por una mezcla de caliza y arcilla calcinada para después ser molida. La densidad relativa del cemento ronda de 3.1 a 3.2, con un valor medio de 3.15, lo que implica una densidad de $3150 \text{ kg/m}^3 = 3.15 \text{ T/m}^3 = 3.15 \text{ gr/cc}$. Esta densidad es la mitad de la media de la cal hidratada comercial, por lo que un volumen de cemento de igual magnitud a un volumen de cal pesa el doble de la última. El saco de cemento típicamente en bolsas de 1 pie^3 .

CEMENTOS AÉREOS: los que endurecen con el vapor de agua contenido en el ambiente o aire, por ejemplo, algunos tipos de yeso.

CEMENTO ASFÁLTICO: es una emulsión bituminosa (petróleo crudo refinado) pastosa, soluble en agua que se puede mezclar con arena, grava y fibras minerales. Funciona de impermeabilizante y sellador. El tiempo de secado y consistencia depende de la cantidad de asfalto, que condiciona la viscosidad.

CEMENTO BLANCO: generalmente en nuestro medio es un cemento Portland tipo I, para todo uso, pero por decoración y usos de tinturas es de color blanco. Generalmente debe su color gris claro a la ausencia de óxidos férricos (Fe_2O_3) Para suplir la falta de este óxido se agrega óxido de calcio (CaO) y fluorita (CaF_2) criolita (Na_3AlF_6)

CEMENTO ESTRUCTURAL: un cemento para la producción industrializada de concreto, siendo mas eficiente y de temprano desarrollo de resistencia tempranas. Como principal ventaja está el menor tiempo de desencofrado. Como se puede utilizar en losas, vigas y columnas, también en pisos.

CEMENTO HIDRÁULICO: todo cemento que reacciona con agua es una gran familia de cementos que incluye al Portland, Blanco, estructural y más.

CEMENTO PORTLAND: nace en 1824 con Joseph Aspdin en Inglaterra, que al utilizar materiales de la región el resultado es un concreto cuya apariencia es similar a la isla de Portland, ubicada en el Canal de la Mancha. Es de recordar que este cemento se hace necesario en la expansión final de la Revolución Industrial inglesa, un aporte a la creciente industria de la construcción de ese entonces.

CEMENTO QUIRÚRGICO: es un cemento especializado en presentaciones pequeñas (50, 100 o más gramos, más su líquido para mezclar) para uso en cirugías de colocación de prótesis y ortodoncia. Elaborado a base de óxido de zinc y eugenol, no contiene asbesto. —No es material de construcción—

CEMENTO ROMANO: precursor y abuelo de cemento actual. A base de mortero (cal, arena y agua, por ejemplo) y de piedras de todo tipo. Opus caementicium, donde escombro o piedra en bruto = caementicium. En algunos casos históricos se utilizaron conchas marinas trituradas como agregado fino, en especial la del caracol múrice, del que se extraía un tinte púrpura, un color para vestimenta de los nobles y emperadores por su alto precio.

CIMBRA: sinónimo de formaleta, encofrado.

CONCRETO: la unión de agua, cementantes (cal cemento) y agregados (fino y grueso,

típicamente arena y piedrín) Si se hace necesario se utilizan aditivos o agentes químicos para la mejora del desempeño del concreto fresco, como también endurecido) En teoría un concreto bien diseñado no necesita de aditivos, pero implica un cuidadoso desarrollo con observación de resultados y toma de notas de los comportamientos de los diseños de mezclas en la práctica. Por falta de tiempo se ve el uso de aditivos como un medio práctico para subsanar las falencias del concreto, que pueden obedecer al tipo de agregados. Es de recordar que típicamente los diseños de mezclas parten de tablas y gráficos estadísticos de la tendencia del comportamiento del concreto en base a los proporcionamientos de sus ingredientes o componentes, pero generalmente no consideran estos métodos la composición mineralógica de los agregados, que pueden condicionar la reacción del cementante.

CONCRETO ARMADO: concreto más acero de construcción, donde al acero se le asignan los esfuerzos de tensión de falla dúctil (Implica estiramiento y reducción de sección visible) y en el concreto se consideran esfuerzos de compresión, por falla frágil (instantes antes de la falla y estalladura se perciben grietas ortogonales al radio de la sección crítica)

DEFORMACIÓN MÍNIMA UNITARIA: estadísticamente la deformación unitaria es de un 0.3% o 3‰, que es $3\text{mm}/7\text{m} = 0.003\text{mm}/\text{mm} = 0.003\text{m}/\text{m} = 0.003\text{plg}/\text{plg}$, y otros sistemas de medidas. La sección 22.2.2.1, del ACI 318-19, indica que la deformación unitaria en la fibra extrema analizada en esfuerzo de compresión, para que sea segura no debe exceder de ese 3 por millar de la unidad longitudinal paralela al esfuerzo de aplastamiento.

DIÁMETRO DE DOBLADO: o diámetro de doblado seguro para que el acero de refuerzo no sufra fatiga y descascaramiento por doblez cerrado sin diámetro de transición en cambio de dirección. Además de los criterios de ACI 315, se tiene que el ACI 318-19, en su tabla 25.3.2 establece de 4 a 6 veces el diámetro de varilla dependiendo del calibre y grado de esta.

ENCOFRADO: sinónimo de cimbra, formaleta.

ESLABÓN: refuerzo de acero de corte longitudinal, a manera de grapa que une una o mas varillas de refuerzo en una línea definida de corte, es decir en 1D.

ESTRIBO: similar al estribo de monta, es refuerzo de corte para un plano definido, es decir en 2D. Une de tres varillas en adelante.

FORMALETA: sinónimo de cimbra, encofrado.

INERCIA: En física, la inercia es la propiedad que tienen los cuerpos que permanecen en su estado de reposo o movimientos relativos. Dicho, de forma general, es la resistencia que opone la materia a que se modifique su estado de movimiento, incluyendo cambios en la velocidad o en la dirección del movimiento. Es la aplicación de la primera ley de Newton.

INERCIA CENTROIDAL: es la inercia o cambio de área respecto al centro de ésta, en términos prácticos es donde la sección está en equilibrio y no cabecea ante la acción de la gravedad, por ejemplo.

INERCIA POLAR: es la sumatoria de un par de inercias centroidales respecto a dos ejes ortogonales o en ángulo recto. La principal característica es que dicha suma es constante, con respecto a cualquier par de ejes ortogonales que coincidan con el centroide de la

sección a analizar.

INTEGRACIÓN DE ÁREA: si se supone espesor y densidad de lámina constantes se puede realizar la integración de área. Sea $integración_x = \int_{Area} x^n dA$, para eje x en este caso, como en y o z, donde n puede ser con valores 0, 1 o 2. Si es cero (0) simplemente cero momento de área o área, si se tiene 1 de exponente se tiene módulo de sección p primer momento de área, si por último se tiene un exponente grado 2 se considera un segundo momento de área o inercia centroidal.

INTEGRACIÓN DE LÍNEA: si un elemento delgado se considera con sección constantes, se puede integrar sobre la longitud o línea como $VOLUMEN_x = area \int_0^L dL$, para eje x por

ejemplo, puede ser para otros ejes.

INTEGRACIÓN DE MASA: si el espesor de lámina y su densidad no son constantes se realiza una integración de masa así $Masa_x = \int_{masa} x^n dM$, para el eje x, pudiendo ser para los otros ejes del espacio. Donde n puede ser con valores 0, 1 o 2. Si es cero (0) simplemente cero momentos de masa o masa, si se tiene 1 de exponente se tiene primer momento de masa, si por último se tiene un exponente grado 2 se considera un segundo momento de masa.

INTEGRACIÓN DE VOLÚMEN: si el espesor de lámina no es constante pero su densidad es constante se realiza una integración de masa así $Volumen_x = \int_{volumen} x^n dV$, para el eje x, pudiendo ser para los otros ejes del espacio. Donde n puede ser con valores 0, 1 o 2. Si es cero (0) simplemente cero momentos de volumen o volumen, si se tiene 1 de exponente se tiene primer momento de volumen, si por último se tiene un exponente grado 2 se considera un segundo momento de volumen.

LONGITUD DESARROLLO: es la longitud que el acero se debe colocar dentro del concreto para resistir la tensión. Dicha longitud de desarrollo es directamente proporcional al grado y diámetro del acero e inversamente proporcional al esfuerzo de trabajo a compresión del concreto. Se hace necesario considerar la cantidad de concreto bajo las varillas de refuerzo por la acción de la gravedad y el recubrimiento de dicho acero de refuerzo. La tabla 25.4.2.3 del ACI 318-19 con sus comentarios resume e indica esto

MÓDULO DE FINURA: es una granulometría especial para las arenas con el fin de encontrar si es gruesa o fina. Arenas finas (1.5 a 2.2) otorgan concretos con poros más pequeños y en menor cantidad, pero se consume más cemento. Arenas gruesas (3.2 a 2.9) implica menos cemento, pero se fabrican concretos más porosos. Se prefieren arenas medias, de 2.9 a 2.2.

MÓDULO DE SECCIÓN: o primer momento de área, ver inercia.

PERALTE: la altura neta de una sección rectangular, es decir la altura total o bruta menos el recubrimiento.

PRIMER MOMENTO DE ÁREA: o módulo de sección, ver inercia.

RADIO DE GIRO: una medida del alejamiento promedio de la sección resistente del centro

de gravedad, como también de una masa: Por ejemplo: $k_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$, $k_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$, $k_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}}$

en su defecto $k_x = \sqrt{\frac{I_x}{m}}$ y más.

RECUBRIMIENTO: es el espesor de concreto que cubre en los extremos al acero de refuerzo por temas de inhibir corrosión. La tabla 20.5.1.3.1. establece valores de recubrimientos para elementos no presforzados entre 40 a 75 milímetros.

SEGUNDO MOMENTO DE ÁREA: o inercia centroidal, ver inercia.

TEOREMA DE EJES PARALELOS: es la fórmula para calcular la inercia respecto aun eje cualquiera que no es el centroidal, no es más que la sumatoria de la inercia centroide mas el producto del área de la sección por el cuadrado de la distancia entre eje centroidal y el eje cualquiera que se analiza. $I_x = I_{\text{centroide}} + Area * d^2$

