



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

cimentaciones 1

LIBRETO DE CLASE, REVISIÓN ENERO 2024

César Augusto grijalva

INGENIERÍA CIVIL CUNOCL | UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

UNAS PALABRAS INICIALES:	4
CIMENTACIONES 1	4
NSE 2 – EDICIÓN 2018. DEMANDAS ESTRUCTURALES Y CONDICIONES DE SITIO	5
NSE 2.1 – EDICIÓN 2018 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS	5
NSE 5.3 – EDICIÓN 2018 OBRAS DE RETENCIÓN	5
NSE 7.1 – EDICIÓN 2018 DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO	5
FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACIÓN	6
CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTO:	8
¿HASTA DONDE EXCAVAR PARA HACER LA CIMENTACIÓN?	8
¿QUÉ ES NECESARIO EN EL ESTUDIO DE SUELOS?	9
CARGAS DE PROYECTO:	9
CUANDO EL SUELO NO FUNCIONA	10
GEOMALLAS	12
TENDENCIAS ACTUALES EN EL DESARROLLO Y USO DE GEOSINTÉTICOS	14
RESUMEN DE CRITERIOS EN CIMENTACIONES	18
RESISTENCIA REQUERIDA ACI 318-19	22
CRITERIOS DE CORTE	24
CORTES ACTUANTES:	25
IMPORTANTE A TOMAR EN CUENTA, PASOS PARA UNA CIMENTACIÓN TÍPICA:	25
ACERO MÍNIMO EN ZAPATAS -LOSAS-	28
ACERO MÍNIMO EN COLUMNAS	28
RECOMENDACIONES PARA MEZCLADO	28

<u>PROTECCIÓN DEL CONCRETO CONTRA SUBSTANCIAS QUÍMICAS</u>	<u>28</u>
<u>ALGUNOS PROBLEMAS GENERALES.....</u>	<u>31</u>
<u>CIMENTACIONES PARA VIVIENDA TÍPICA.....</u>	<u>42</u>
<u>5 ESPECIFICACIONES PARA CIMENTACION</u>	<u>52</u>
<u>CIMENTACIONES PARA MAQUINARIA</u>	<u>58</u>
<u>CIMIENTO PARA UNA MAQUINA DE ENSAYO UNIVERSAL</u>	<u>66</u>
<u>CIMIENTO PARA TORNO</u>	<u>67</u>
<u>DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA COMBINADA</u>	<u>69</u>
<u>DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA TRAPEZOIDAL COMBINADA</u>	<u>75</u>
<u>ZAPATAS SIMPLES.</u>	<u>82</u>
<u>ZAPATA CONCÉNTRICA</u>	<u>82</u>
<u>ZAPATA CONCÉNTRICA Y PILOTES DE FRICCIÓN</u>	<u>86</u>
<u>ZAPATA EXÉNTRICA</u>	<u>91</u>
<u>ZAPATA ESQUINADA.....</u>	<u>96</u>
<u>SUELO LINEAL O NO LINEAL.....</u>	<u>102</u>
<u>ZAPATA EXÉNTRICA GRADO 2.</u>	<u>103</u>
<u>ZAPATA EXÉNTRICA GRADO 3</u>	<u>108</u>
<u>ZAPATA EXÉNTRICA GRADO 4</u>	<u>113</u>
<u>VIGAS CONECTORAS</u>	<u>118</u>
<u>DISEÑO DE MURO EN VOLADIZO.....</u>	<u>123</u>

CIMENTACIONES 1/C.A.Grijalva.
Ingeniería Civil, CUNOC-USAC.

<u>APÉNDICES</u>	<u>133</u>
<u>APENDICE A. ACERO DE REFUERZO.....</u>	<u>133</u>
<u>APENDICE B. CUANTILLA O “ρ” BALANCEADO.....</u>	<u>135</u>
<u>APÉNDICE C. FÓRMULA GENERAL DE FLEXIÓN:</u>	<u>135</u>

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 2019. 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.

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 318-19, aun en vigencia.

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.

César A. Grijalva.
Quetzaltenango, julio 2021

BIBLIOGRAFÍA REFERIDA EN ESTE LIBRO DE CLASE

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19) American Concrete Institute. Farmington Hills, MI 48331 USA www.concrete.org

NSE 2 – EDICIÓN 2018. DEMANDAS ESTRUCTURALES Y CONDICIONES DE SITIO

NSE 2.1 – EDICIÓN 2018 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

NSE 5.3 – EDICIÓN 2018 OBRAS DE RETENCIÓN

NSE 7.1 – EDICIÓN 2018 DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO

MANUAL TÉCNICO NSE 7.9 EDICIÓN 2018 MANUAL DE DISEÑO DE EDIFICACIONES 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. SEPTIEMBRE 2001. Edición del Colegio de Ingenieros de Guatemala. Primera Edición.

NR 5 Requisitos para Diseño de Obras de Infraestructura. Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala. EDICIÓN PRELIMINAR, JUNIO 2002.

Colegio de Ingenieros de Guatemala, Secretaría de Coordinación Ejecutiva de la Presidencia y, Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.

NR 4 Requisitos Especiales para Vivienda y Otras Construcciones Menores. Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala. EDICIÓN PRELIMINAR, JUNIO 2002. Colegio de Ingenieros de Guatemala, Secretaría de Coordinación Ejecutiva de la Presidencia y, Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.

Soil Compactation and Equipment for Confined Areas. Copyright December 1999, Wacker Corporation. **FUNDAMENTOS SOBRE LA COMPACTACIÓN DE SUELOS.** Dirk R. Wiessig.

Copyright 1995 WACKER- WERKE GMBH & Co. KG, München. República Federal Alemana.

FUNDAMENTOS SOBRE LA COMPACTACIÓN DEL HORMIGÓN. Sepp Rixner, Hans Schindelbeck & Dirk R. Wiessig. Copyright 1999 WACKER-WERKE GMBH & Co. KG, München. República Federal Alemana. **Regulation of Constructions of Reinforced Concrete.**

Ingeniería 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-Hill.

Concreto Reforzado. Edward G. Nawy. Prentice Hall

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

TEORÍA Y CONCEPTOS

EL PROTAGONISMO DE LA CIMENTACIÓN Y SUELO EN LAS EDIFICACIONES.

El cimiento 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 disparejo 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 la 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.

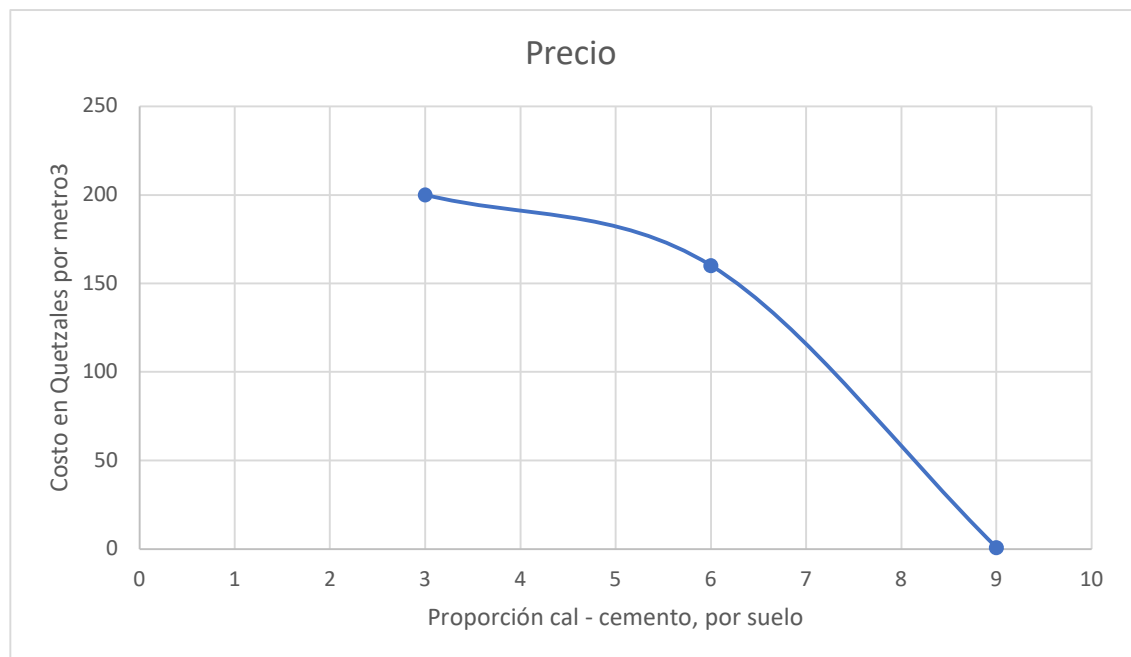
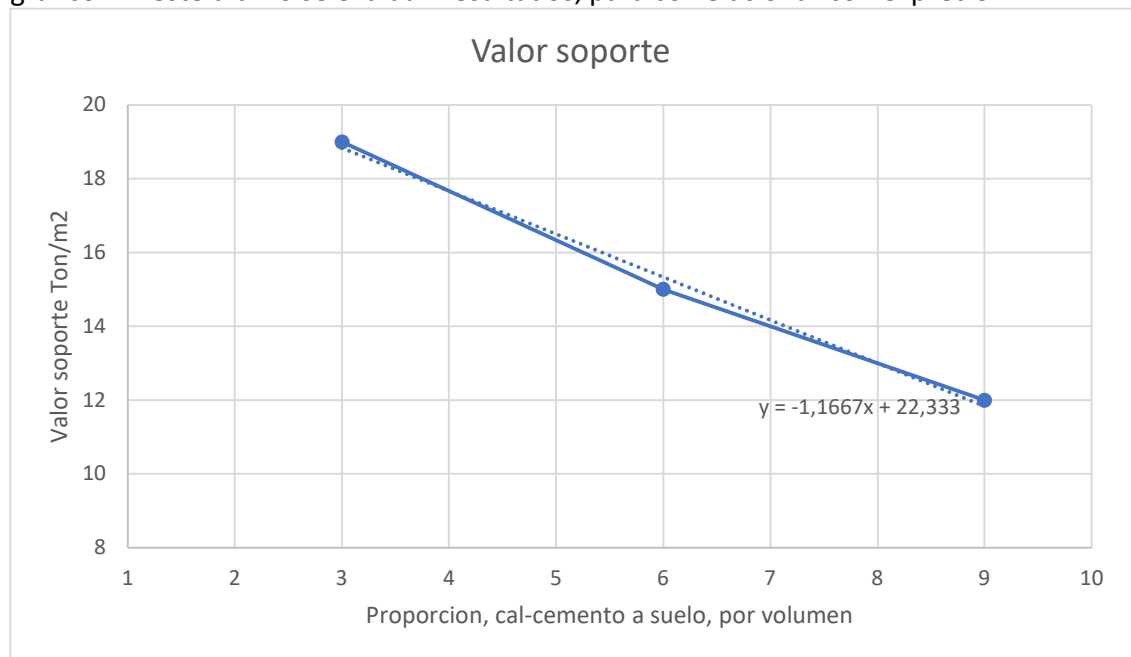
Pocos edificios de concreto pueden soportar un asentamiento diferencial entre columnas adyacentes de mas de 2 cm sin mostrar algunos signos de daño. Una estructura de acero puede soportar algo mas y una de mampostería de ladrillo puede soportar tres o cuatro veces mas esa cantidad sin daño serio. El 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 pude ser “3” puede ser otro número. Es de remarcar que se pueden tomar pares de datos con proporcion 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 geo textiles:** 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 partícula 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.

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

Biomatriz (Biomatrix, biomat.): Geomatríz 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.

TENDENCIAS ACTUALES EN EL DESARROLLO Y USO DE GEOSINTÉTICOS

1. ANTECEDENTES

Desde la antigüedad, se han colocado materiales naturales como pieles o fibras vegetales sobre los suelos muy blandos, para reforzarlos y evitar la incrustación de materiales de préstamo en la construcción de caminos, bordos, chinampas, etc. El empleo de telas con estos fines se inicia en el presente siglo, en la década de los años 60, y los primeros textiles de ingeniería aparecen a principios de los años 70; se adoptan entonces los términos geotextil y geomebrana como denominación de materiales elaborados con polímeros que se emplean en geotecnia.

A partir de los años 80, se desarrollan las georredes, las geomallas y los geodrenes, productos que representan la segunda generación de geosintéticos y que fueron diseñados para satisfacer necesidades particulares en obras realizadas en todo el mundo. Durante estas dos décadas, la praxis se adelantó a la teoría, por la variedad y cantidad de obras en las que se usaron geoproductos con base en métodos semi-empíricos de cálculo. Como toda nueva tecnología, los geosintéticos solamente pueden lograr credibilidad y respetabilidad a través de un proceso largo y laborioso consistente en numerosos estudios teóricos y experimentales, tanto en el campo como en el laboratorio, hasta que se defina progresivamente una metodología racional de diseño. Debe reconocerse que la mayor parte de los productos disponibles se encuentran todavía en esta etapa.

2. GEOSINTETICOS

En el Cuarto Congreso Internacional de Geotextiles, Geomebranas y Productos Relacionados, recientemente celebrado en la Haya, Holanda, se propusieron las siguientes definiciones (IGS, 1990).

Los geotextiles son materiales de construcción, flexibles y permeables a los fluidos, capaces de retener partículas de suelo mayores que el tamaño de sus poros, que han sido diseñados y fabricados para trabajos de ingeniería civil.

Las geomembranas son recubrimientos sintéticos impermeables a fluidos y partículas, que se utilizan en ingeniería geotécnica.

Se denomina "productos relacionados" aquellos similares a los geotextiles o a las

geomembranas, que no se apegan a las definiciones anteriores.

Estos tres tipos de materiales forman la familia de los geosintéticos.

Han surgido palabras de nuevo cuño para nombrar estos productos geocompuestos, geopanales, encapsulados, geobloques, geotubos, georredes mono y biorientadas, geoceldas, geomatrices y biomatrices. Las metodologías de diversas áreas deben combinarse para estudiar el comportamiento conjunto de los geosintéticos y de los suelos, Especialistas en mecánica de suelos, químicos y biólogos, ingenieros textiles y expertos en sofisticadas técnicas de medición deben laborar en equipo para comprender la interrelación entre materiales plásticos y naturales y para elaborar nuevos productos, teorías de diseño, pruebas de control y toda la metodología de aplicación necesaria para la revolución que ha producido la utilización de productos sintéticos en obras de ingeniería.

Destaca en estas innovaciones tecnológicas, el esfuerzo realizado por los técnicos que en forma primordial han participado en este campo, los geotecnistas y los químicos en polímeros, que se han dedicado con especial atención a conocer y comprender el área de conocimientos del otro especialista. De sea manera han surgido una nueva especie de expertos, los especialistas en geosintéticos, conformada por los ingenieros en mecánica de suelos que utilizan estos materiales y los químicos en polímeros, que desarrollan nuevos y mejores materiales (Giroud, 1990b).

CONSTRUCCION Y RECONSTRUCCION DE CAMINOS DE TERRACERIA UTILIZANDO ESTABILIZACION QUIMICA

Jacobo Chernovetzky H.
Vivienda Pueblo, S.A. de C.V.

INTRODUCCION.

En los últimos 20 años en los 85 países que han recibido préstamos por parte del Banco Mundial, la tercera parte de los caminos revestidos necesitarán reconstrucción. Este trabajo costará \$45,000 Millones de Dólares. Con medidas preventivas oportunas y utilizando tecnología apropiada hubiera costado menos de \$12,000 Millones de Dólares salvar estos caminos y abatir el costo de operación de los vehículos de los usuarios.

Si estos 85 países no mantienen mejor sus caminos, el costo final de la reconstrucción podría aumentar al triple y el costo de operación de los usuarios aún más.

En la República Mexicana existen más de 100,000 kms. de caminos de terracerías y se siguen atendiendo las demandas de nuevas rutas de caminos rurales de tal manera que conforme avanza el desarrollo del país se requiere de una modernización de dichas vías.

Sin embargo, la cada vez más difícil tarea de construir y reconstruir caminos a costos bajos, nos hace imposible conservar una mayor longitud de la red.

Es por esto que existe la necesidad de buscar nuevas tecnologías que nos permitan modernizar nuestros caminos a un menor costo que los métodos tradicionales.

El objeto de este trabajo, es analizar las ventajas que proporciona la utilización de un nuevo método de estabilización de suelos por medio de agentes químicos el cual se considera una alternativa más a las que actualmente se conocen.

CAMINOS RURALES Y REVESTIDOS

Dentro de la red estatal carretera un camino revestido es aquel que cumple con las características de tipo C y D, pero que se encuentra en la fase de subrasante; a diferencia de los caminos rurales que se ubican en tipo E y presentan un avance constructivo hasta el nivel de terracerías.

Sin embargo hay algo en común, estos caminos reciben con carácter provisional la superposición de una capa de material o materiales seleccionados en su superficie de rodamiento con la finalidad de facilitar la transitabilidad de los vehículos durante cualquier época del año.

Para la construcción, mantenimiento o reconstrucción de estos caminos, es necesario una selección correcta de los materiales para que se cumplan con las especificaciones propias que se marcan en las normas de la S.C.T., en cuanto a granulometría, plasticidad, V.R.S. y demás características mecánicas.

La localización de estos materiales en algunos casos es imposible o representa costos altísimos que hacen que la obra se encarezca, de ahí que se obliga a utilizar los materiales disponibles que se encuentran en el camino y que por sí solos no reúnen características físicas satisfactorias para dichos fines. En estos casos es necesario recurrir a cualquiera de los métodos de mejoramiento de suelos conocidos para poder cumplir con las características que nos marcan las normas de la S.C.T. pudiendo mencionar los siguientes métodos:

TABLA I.- Métodos de mejoramiento de suelos



La utilización de cada uno de estos métodos depende de las características particulares del suelo que se pretenda mejorar, no obstante que el de COMPACTACIÓN es el más usual, éste por sí solo no logra mantener las características que mejoran, es por esto que se quiere combinarlo con cualquiera de los otros métodos.

La estabilización es uno de los métodos de mejoramiento de suelos que puede solucionar el problema de el agotamiento de los bancos de materiales que cada día se está sintiendo más en la construcción, reconstrucción y conservación de caminos.

EL SISTEMA CONSOLID

Dentro de los métodos de mejoramiento de suelos de tipo químico (estabilización), desde 1982 se ha venido utilizando uno llamado SISTEMA CONSOLID que consiste en la incorporación de los agentes químicos Consolid 444 y Conservex al material existente en el camino.

a) EL CONSOLID 444 es una solución inversa ligeramente ácida (PH5), compuesta por un número de reactivos cuya misión es la de modificar las características físico-químicas de las partículas finas del suelo. Debido a esta modificación se logra la aglomeración

estable entre sí de partículas finas de arcillas y limos que normalmente se encuentran disociadas y sueltas en el suelo. Además el Consolid 444 es un producto hidrofóbico que logra una reducción de la absorción capilar produciendo un material más impermeable.

El Consolid 444 se diluye en agua y se aplica por medio de un carro tanque con barra de rocío a los materiales por tratar. Después del rocío se homogeneiza con un arado de disco para lograr un mejor contacto del aditivo con las partículas finas del material.

b) El CONSERVEX es un producto ligeramente alcalino (PH9), que se prepara con asfalto FR-3 ó FM-1, y se incorpora en agua con PH 7. El Conservex utiliza el agua como vehículo depositando pequeñas partículas de asfalto a través del suelo tratado con Consolid 444; de esta forma cuando la compactación del camino ha sido concluida, los diminutivos vacíos de aire quedan completamente sellados impidiendo el acceso a la humedad.

Una vez incorporados los dos aditivos se procede a la nivelación y compactación de la capa estabilizada procediendo de inmediato a ser abierta al tráfico. En algunos casos es recomendable aplicar un riego de sellado que proteja la capa estabilizada.

RESULTADOS

Hasta la fecha, el sistema se ha venido utilizando principalmente en 17 estados de la República Mexicana teniendo como resultado de acuerdo a los dictámenes proporcionados para este trabajo por la S.C.T. y Juntas Locales de Caminos las siguientes conclusiones:

- Los caminos estabilizados mantienen su nivel de servicio después de su aplicación a una edad aproximada de 4 años requiriendo únicamente de los trabajos normales de conservación en cuanto a drenaje y señalamiento.
- Se mejorara la capacidad de carga de la capa estabilizada, ya que se obtienen más altos valores relativos de soporte.
- La compactación se logra con mayor rapidez debido al proceso de aglutinamiento de los finos que integran el material estabilizado.
- Se impermeabiliza el material, lográndose una estabilidad volumétrica, manteniéndose la humedad necesaria para que no haya deformaciones.

e) En cuanto a costos se logran ahorros considerables ya que se evitan los recargos y afinamientos periódicos de material que se requieren para mantener el nivel de servicio de un camino revestido en forma tradicional.

En la Tabla 3 se presentan algunos resultados de las pruebas realizadas con diferentes tipos de suelos y dosificaciones de aditivos en varios Estados de la República Mexicana.

COSTOS

Actualmente el costo aproximado por Km de un camino de 6 m de corona, 15 cm de espesor de la capa estabilizada aplicándole un riego de sellado es de \$33'000.00, considerando todas las actividades que se requieren para utilizar el sistema.

TABLA 2.- ESTADOS DONDE SE HAN ESTABILIZADO CAMINOS CON CONSOLID 444 Y CONSERVEX.

ESTADO	LONG. (KM.)	AÑO
01 Aguascalientes	5.7	1989
06 Colima	0.4	1986
07 Chiapas	4.0	1987
09 Durango	7.0	1989
10 Guanajuato	4.0	1987
11 Guerrero	1.0	1986
14 México	182.0	1983-85 86-87- 88-1989
15 Michoacán	27.0	1986-87 88-1989
18 Nuevo León	0.1	1988
19 Oaxaca	1.0	1986
20 Puebla	21.1	1984-86 87-88
21 Querétaro	6.0	1986-87 1988
23 San Luis Potosí	23.0	1986-89
24 Sinaloa	1.2	1989
26 Tabasco	1.0	1985
27 Tamaulipas	3.0	1988
29 Veracruz	8.0	1987-89
	295.5	

TABLA 3 RESULTADOS COMPARATIVOS DE ESTABILIZACIÓN EN DIFERENTES MATERIALES
DOSIFICACION cc/m3

ESTADO	CLASIF. SUCS.	XFINOS	CD. 444	EMULSION. CK.	EMULSION	%V.R.S.	%CAPILARIDAD	COMP. SAMPLE Kg/cm2
San Luis P.	0	CL	51	0	0	22.05	100	19.33
	1		51	400	4000	36.02	50.9	28.33
	2		51	600	7000	41.17	47.8	34.50
	3		51	800	10000	48.16	39.0	42.50
PUEBLA	0	SC	40	0	0	8.0	91.2	0.72
	1		40	600	10000	12.5	16.7	2.07
	2		40	800	15000	14.0	9.7	2.89
MEXICO	0	SC	19	0	0	47	100	0.86
	1		19	600	7000	68	43	6.88
	2		19	800	10 000	112	27.5	7.74
MEXICO	0	GC	13	0	0	58.4	170	
	1		13	600	7000	101.8	28.7	
MEXICO	0	GM	14	0	0	100.7	100	18.0
	1		14	1000	11000	158.5	12.0	49.7

RESUMEN DE CRITERIOS EN CIMENTACIONES.

CARGAS USALES ADMISIBLES EN EL SUELO

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

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.

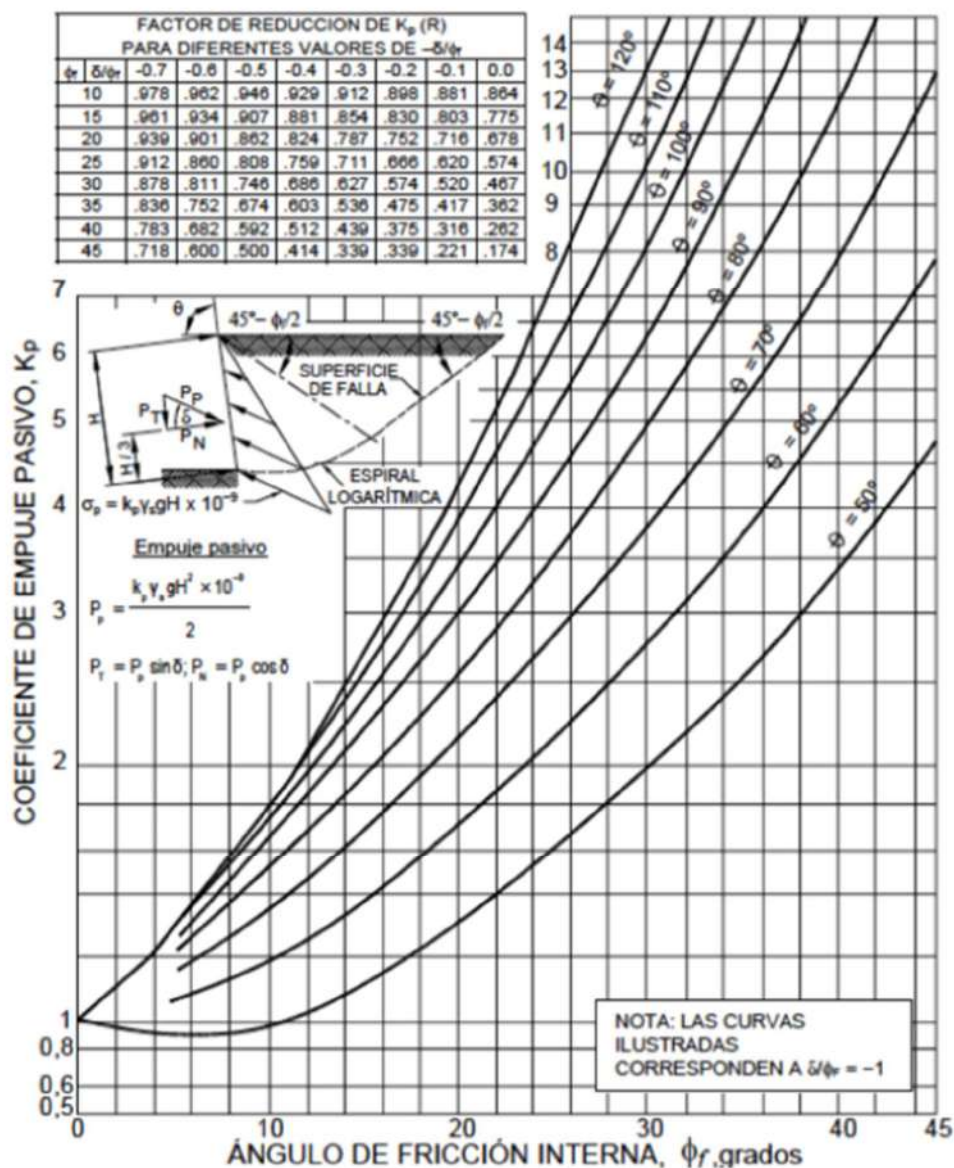
[5] Valor de resistencia al deslizamiento natural a ser multiplicado por el área de contacto.

[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 (°)	Coeficiente 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, grave 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

Figura 4.7.5-4 — Procedimientos de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (U.S. Department of the Navy 1982a). Tomado de las especificaciones AASTHO LRFD.



(e) **Coeficiente de Empuje Lateral Pasivo, k_p :** Para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se podrán estimar de la siguiente manera:

$$p_p = k_p \gamma_s g z (+10^{-9}) + 2c\sqrt{k_p} \quad (4.7.5-5)$$

Donde:

- P_p es el empuje lateral pasivo del suelo (MPa)
- γ_s es la densidad del suelo (kg/m^3)
- z es la profundidad debajo de la superficie del suelo (mm)
- c es la cohesión del suelo (MPa)
- k_p es el coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo
- g es la aceleración de la gravedad (m/s^2)

RESISTENCIA REQUERIDA ACI 318-19, 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 ú 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)

¹ ACI 318-19. Chapter 5, LOADS. Pág. 64

Table 5.3.1—Load combinations

Load combination	Equation	Primary load
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ or } S \text{ or } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(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

- 5.3.2. 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 exepcto:
- Aparcaderos
 - Áreas de plazas y reuniones públicas
 - Áreas donde L es mayor que 100 libras por pié²
- 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 fluídos (**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.

- c. 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.
- d. Si el efecto de **F** no es permanente, pero se presenta como carga primaria, **F** no se incluye en las ecuaciones 5.3.1.a y 5.3.1.g.
- 5.3.8. Si la carga, o cabeza lateral **H** está presente, puede ser incluida en la combinacion de esfuerzos de la ecuación 5.3.1, de acuerdo a:
 - a. Si **H** actúa lejana como carga primaria, puede ser incluida con un factor de 1.6.
 - b. Si el efecto de **H** es permanente y concentrado como carga primaria, puede ser incluido con un factor de 0.9.
 - c. 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 inundacion, se pueden utilizar los factores y combinaciones de ASCE/SEI 7. Tal como escarcha lluvia, con período de retorno de 50 años y 3 segundos de velocidad de ráfaga.
<https://www.asce.org/structural-engineering/asce-7-and-sei-standards/>
- 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.
- 5.3.11. 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.
- 5.3.12. 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.
- 5.3.13. Factores de esfuerzo por pretensionado, pueden incluirse de acuerdo a:
 - a. Un factor de 1.2 puede ser aplicado por la red de puntales, donde el pretensionado incremente sus esfuerzos de aplicación.
 - b. Un factor de 0.9 puede ser aplicado en una red de puntales y refuerzos en general.

CRITERIOS DE CORTE

Corte Simple: ACI 318-19. SI -sistema Métrico en Mpa, mks-métrico en kgf/cm², Inglés (psi)

22.5.6.2	$0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$	$0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$	$2\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$
----------	------------------------------	------------------------------	---------------------------

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 en ACI 318-19.

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

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

R22.5.5.1.3 The parameters within the size effect modification factor, λ_s , are consistent with fracture mechanics theory for reinforced concrete (Bažant et al. 2007; Frosch et al. 2017).

Corte Punzonante o Punzante. ACI 319-19, para elementos reforzados en dos sentidos. Si -sistema Métrico en Mpa, mks-métrico en kgf/cm², Inglés (psi)

22.6.5.2(a)	$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 4\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
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)	$v_c = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 0.27\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$

B1 = 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 especificadosi: $V_{resistente} > V_{actuante}$

Importante a tomar en cuenta, pasos para una cimentación típica:

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.

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

w_c , 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.

21.2—Strength reduction factors for structural concrete members and connections

21.2.1 Strength reduction factors ϕ shall be in accordance with Table 21.2.1, except as modified by 21.2.2, 21.2.3, and 21.2.4.

Table 21.2.1—Strength reduction factors ϕ

Action or structural element		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	—
(e)	Post-tensioned anchorage zones	0.85	—
(f)	Brackets and corbels	0.75	—
(g)	Struts, ties, nodal zones, and bearing areas designed in accordance with strut-and-tie method in Chapter 23	0.75	—
(h)	Components of connections of precast members controlled by yielding of steel elements in tension	0.90	—
(i)	Plain concrete elements	0.60	—
(j)	Anchors in concrete elements	0.45 to 0.75 in accordance with Chapter 17	—

Table 6.5.2—Approximate moments for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

Moment	Location	Condition	M_u
Positive	End span	Discontinuous end integral with support	$w_u \ell_n^2 / 14$
		Discontinuous end unrestrained	$w_u \ell_n^2 / 11$
	Interior spans	All	$w_u \ell_n^2 / 16$
Negative ⁽¹⁾	Interior face of exterior support	Member built integrally with supporting spandrel beam	$w_u \ell_n^2 / 24$
		Member built integrally with supporting column	$w_u \ell_n^2 / 16$
	Exterior face of first interior support	Two spans	$w_u \ell_n^2 / 9$
		More than two spans	$w_u \ell_n^2 / 10$
	Face of other supports	All	$w_u \ell_n^2 / 11$
	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 8 at each end of span	$w_u \ell_n^2 / 12$

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

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 ratios 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

ACERO MÍNIMO EN COLUMNAS

10.6—Reinforcement limits

10.6.1 Minimum and maximum longitudinal reinforcement

10.6.1.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average $f_{pe} < 225$ psi, area of longitudinal reinforcement shall be at least $0.01A_g$ but shall not exceed $0.08A_g$.

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.⁷

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 6.BICARBONATO DE SODIO

7.CARBONATO DE SODIO

8.FLORURO DE SODIO

9.HIDRÓXIDO DE SODIO (concentración menor al 20%) 10.SILICOFLUORATO 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 AMONIACAL 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 mas del 20%) 15.ÁCIDO SULFÚRICO.

⁷ ESTRUCTURAS DE CONCRETO PARA EL MEJORAMIENTO DEL MEDIO AMBIENTE. IMCYC.
Sección 5.7, Pág. 79-79.

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 QUÍMICOS⁸ CEMENTOS:

CIMENTACIONES 1/C.A.Grijalva.
Ingeniería Civil, CUNOC-USAC.

1. PORTLAND de acuerdo a ASTM 150, Tipo: I, IA, II, IIA, III, IIIA, V.
2. PORTLAND ESCORIA ALTO HORNO de acuerdo a ASTM C 595, Tipo: IS, IS-A
3. PORTLAND PUZOLANA de acuerdo a ASTM C 595, Tipo: IP, IPA, donde la puzolana no exceda el 25% por peso.
4. HIDRÁULICO EXPANSIVO, de acuerdo a 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 mas 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 a lo anotado anteriormente,
3. Relación máxima agua/cemento = 0.45
4. Contenido Mínimo de Cemento f

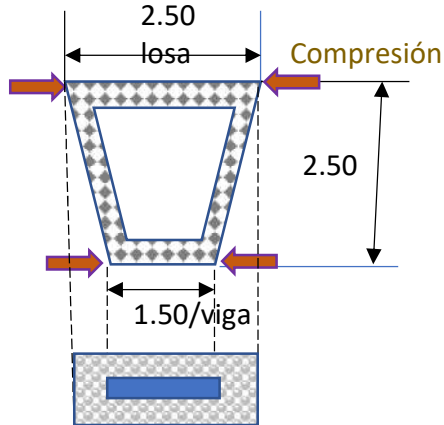
EJEMPLOS TÍPICOS DE CIMENTACIÓN

ALGUNOS PROBLEMAS GENERALES

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)

$f_y = 30000 \text{ psi}$ (Acero grado 30, comercial)

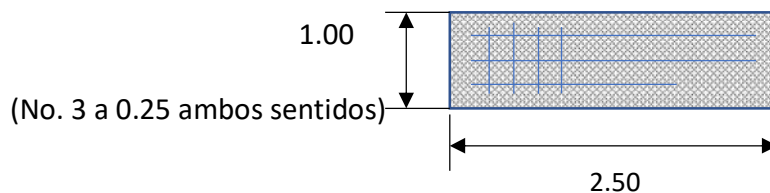
Carga Viva = 250 kg/m^2 Carga Muerta = 400 kg/m^2

Suelo tipo 4, según tabla 5.10.1.1. AGIES NSE 2.1, ver pág 13 de este manual.

Condicioones de servicio de acuerdo a sección 5.3.1. ACI 318-19, 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 proximados de la tabla 6.5.2. de ACI 318-19, ver este manual se tiene: $w = 976 \frac{kg}{m^2} \times 2.50m = 2440 \frac{kg}{m}$

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

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

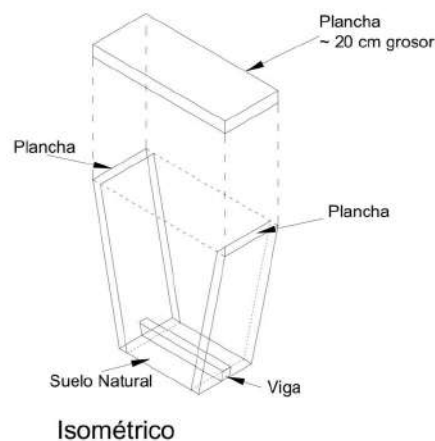
$$As^2 \left(\frac{2100}{1.7 \times 210 \times 250} \right) - As(15) + \frac{138,600}{0.9 \times 2100} = 0 \text{ y } d = 15 \text{ cm, 2 pulg. recubrimiento, } As = \left[\frac{4.93 \text{ cm}^2}{218.10 \text{ cm}^2} \right]$$

Ahora acero mínimo como el 1.8 o/oo, sección 24.4.3.2 ACI 318-19 (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 cm² de sección)

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

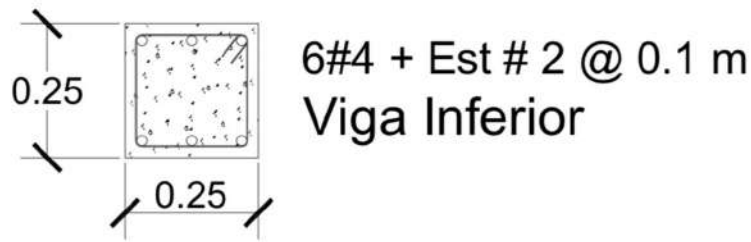


ARMADO VIGA INFERIOR

Columna en compresión, $0.01 \text{ área gruesa} < As_{col} < 0.08 \text{ AG}$, ACI 318-19, sección 10.6.1.1 (ver este manual)

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

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

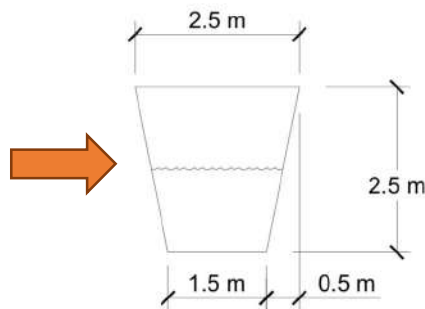


Calculado la compresión en columna, concreto más acero

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

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: $20 \times 2.5 = 50 \text{ kPa} = 5099 \text{ kg/m}^2$



Esquema y Proporciones

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

MOMENTO HORIZONTAL: $w = \frac{13000 kg}{0.5 m} = 26000 \frac{kg}{m}$ $M = \frac{wl^2}{9} = \frac{26000 \times 0.5^2}{9} = 772 \text{ kg} - m$
(tabla 6.5.2. Pág. 22 manual)

CÁLCULO DE ACERO (Fórmula general de flexión)

$$As^2 \left(\frac{2100}{1.7 \times 210 \times 250} \right) - As(15) + \frac{295500}{0.9 \times 2100} = 0 \quad As \left[\frac{10.60 cm^2 / 250 cm}{210.30 cm^2 / 250 cm} \right]$$

$$As^2 \left(\frac{2100}{1.7 \times 210 \times 50} \right) - As(15) + \frac{77200}{0.9 \times 2100} = 0. \quad As \left[\frac{2.78 cm^2 / 50 cm}{205.80 cm^2 / 50 cm} \right]$$

CIMENTACIONES 1/C.A.Grijalva.
Ingeniería Civil, CUNOC-USAC.

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

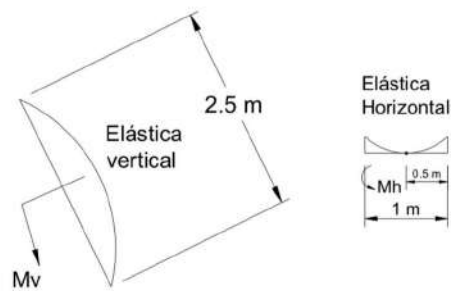
Ambas mayor que el 0.0018 del acero mínimo de losas, sección 24.4.3.2 ACI 318-19.

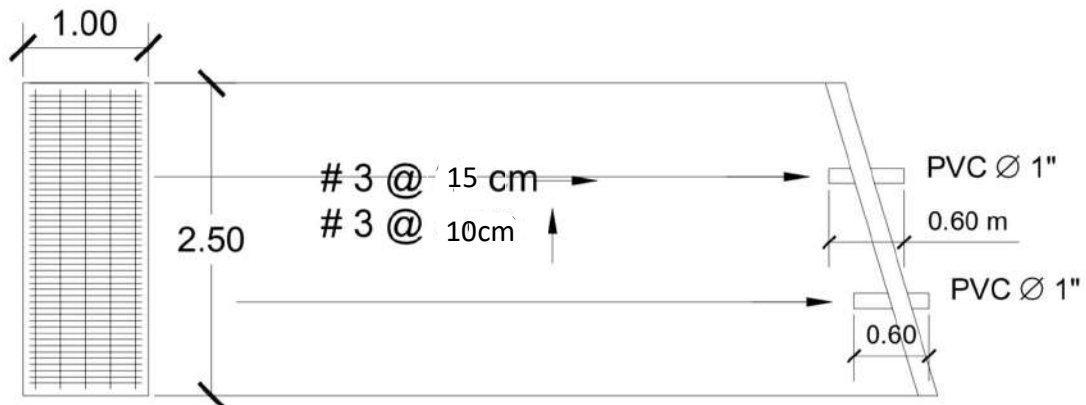
$$\frac{x_{hor} \text{ cm}}{0.71 \text{ cm}^2} = \frac{250 \text{ cm}}{10.60 \text{ cm}^2} \rightarrow x = 16.74, x = 15 \text{ cm. No. 3 @ 0.15 m}$$

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



Panel 3D
Pared Canal





Revisión de pantallas de Contención

Idea Básica: Concreto Ciclópeo Proporción 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, modulo de finura 2.8.
- 3 volumen piedrin 1/2" diámetro.
- Relación agua/cemento 0.60.
- Revenimiento ~ 7 centímetros
- 20 días de fraguado.

Piedra (Recomendaciones por limpieza).

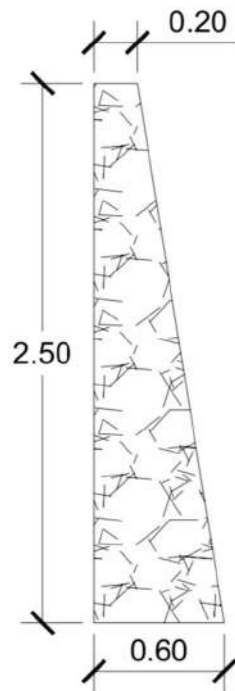
- De ser posible lavar con ácido muriático al 5%.
- Cepillado con cepillo de alambre.

(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 formaleteada.



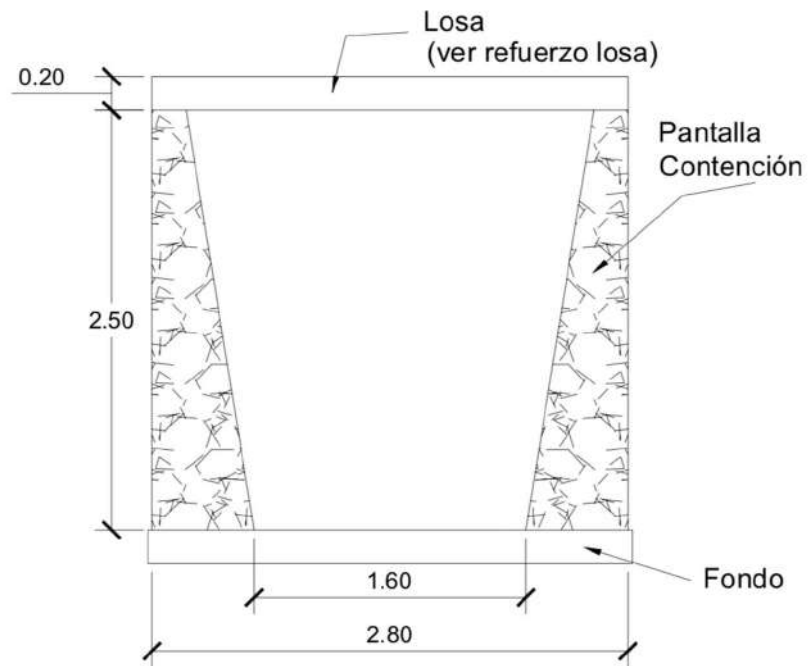
Detalle Pantalla de contención.

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

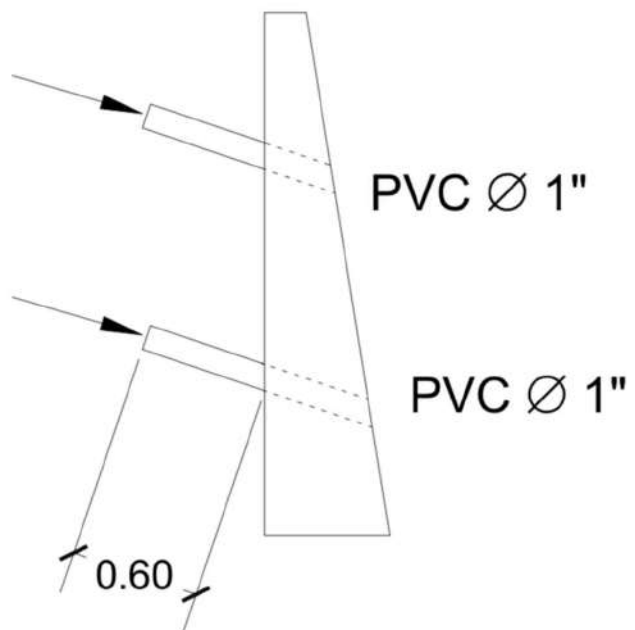
(Espesor mínimo según Unepar la fan)

- 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 formaleteada.



Detalle Armado Pantalla



DISEÑO DE CIMIENTO CORRIDO

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

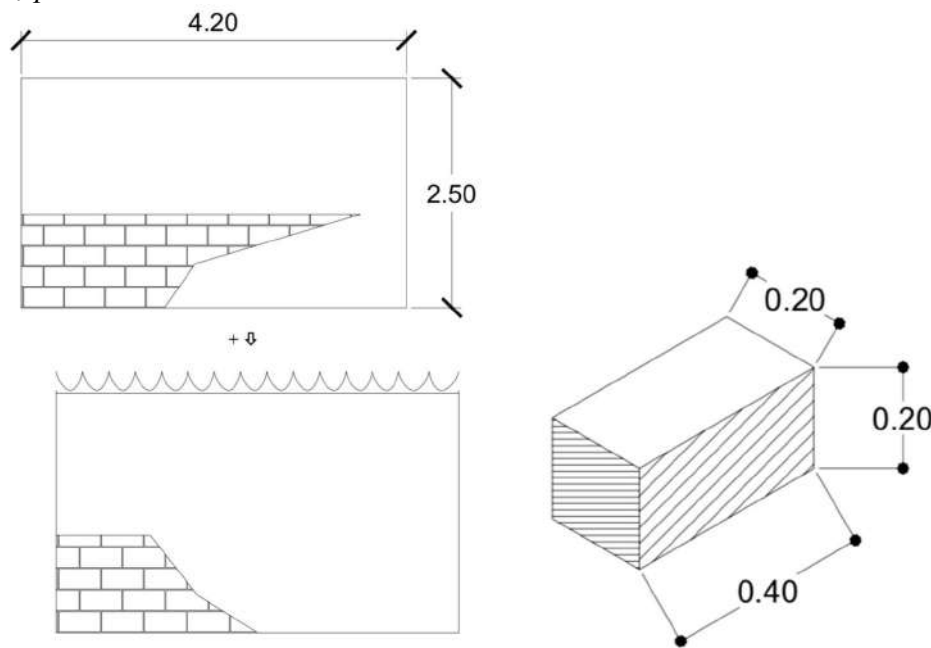
$D = 75 \text{ Kg/m}$

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

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

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

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



Calculando el peso propio del muro:

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

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

Distribuyendo la carga $= \frac{1535kg}{4.29m} = 365 \text{ kg/m}$

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.

$U_1 = 1.4 \times 440 = 616$

$U_2 = 1.2 \times 440 + 1.6 \times 100 = 688$

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

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

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

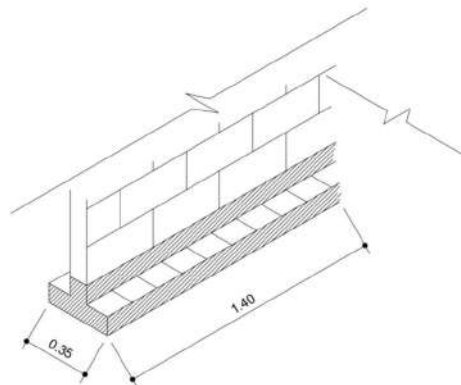
$U_6 = 0.9 \times 440 = 396$

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

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

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:



Cimiento corrido vrs. Viga T invertid

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**

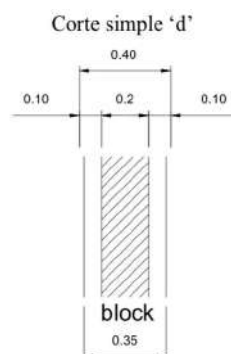
Por promedio aritmético: $\frac{1.2+1.6+1.0}{3} = 1.27 = f_{cu}$

Si promedio ponderado:

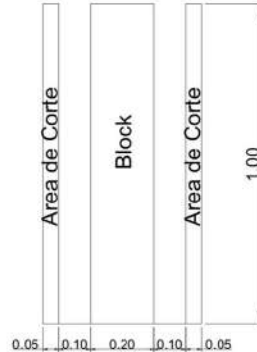
D	20%	1.2 x 0.20
L	40%	1.6 x 0.40
E	40%	1.0 x 0.40
Σ	100%	1.28 = f_{cu}

Si se toma el más crítico: **1.28 = 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, $\rightarrow Z = 40 \text{ cm} > 0.35 \text{ m}$
= 35 cm Si ancho = 0.50 m se tiene:



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

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

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

Concreto con arena liviana y pedrín 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: $\frac{d}{2} = \frac{10 \text{ cm}}{2} = 5 \text{ cm}$

Tomando el peralte en efecto de medida (Sección 22.5.5.1.3. ACI 318-19, ver este manual

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

$$V_{Res1} = 1.1 \times \lambda_s \times \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times 1 \times 0.85 \sqrt{210} \times 200 \times 10 = 27,099 \text{ kg}$$

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

$$= 0.53 \times 0.85 \times 1 \left(1 + \frac{2}{5}\right) \times \sqrt{210} \times 200 \times 10 = \mathbf{18,279 \text{ kg}}$$

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

$$= 19,955 \text{ kg}$$

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 se deflectan 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. $V_{actuante} = 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 1.00 \text{ m} \times 0.10 \text{ m} \times 2 = 400 \text{ kg}$

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

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

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

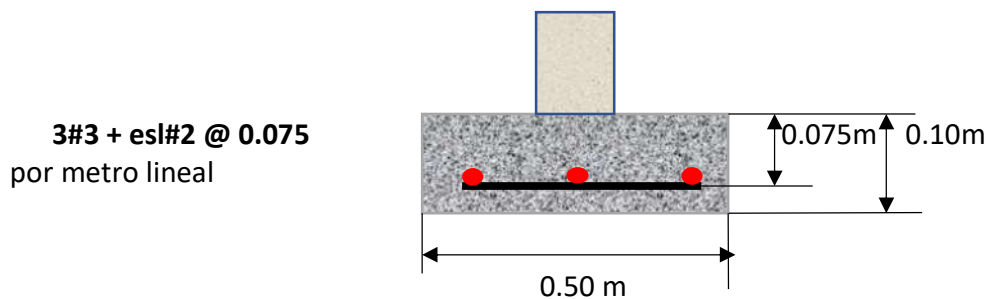
$$0.1574As^2 - 7.5As + 13.602 = 0. As \left[\frac{1.89 \text{ cm}^2}{45.75 \text{ cm}^2} \right]$$

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 $1.89 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = \mathbf{3 \text{ No. 3 longitudinal}}$
Y acero No. 4 de 1.29 cm^2 de sección, es $1.89 / 1.29 = 2 \text{ No. 4. Acero longitudinal.}$

Acero por corte, será el mínimo ya que los cortes resistentes simple y punzonante (fórmulas del ACI 318-19) son mayores a los cortes actuantes (simple y punzonantes)

La separación máxima de eslabones no mas de la distancia equivalente al peralte, o sea $d = 7.5 \text{ cm}$, según sección 25.7.1.1. del ACI 319-19. **Eslabon (Esl) No. 2 a 0.075 m como acero trasnversal.**



Cimentaciones para Vivienda Típica.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 **7.00 metros**. 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.

Las viviendas deben cimentarse siempre en terreno estable y deben empotrarse por los menos *40 cm dentro del terreno para viviendas de 1 nivel de block o ladrillo y 35 cm para muros de concreto liviano. Para viviendas de 2 niveles de block o ladrillo se debe empotrar 60 cm, mientras que para muros de concreto liviano será 50 cm el empotramiento mínimo.* Se debe proteger la cimentación de la acción del agua, impermeabilizándola cuando sea posible.

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:

² TOMADO DE AGIES NR-4 2001. REQUISITOS ESPECIALES PARA VIVIENDA Y OTRAS CONSTRUCCIONES MENORES.

a) Realizar un pozo de una profundidad mínima de **1.50 m** que demuestre la calidad razonable del suelo para cimentar. Una forma sencilla de saber si el terreno es blando o es firme consiste en tratar de enterrar una **varilla número 4 (de 1/2 " de diámetro)** en el fondo del pozo. Si la varilla penetra el terreno podría considerarse firme. Dicha prueba se puede ir efectuando conforme avanza la excavación, hasta llegar a suelo aceptable o desechar el lugar.

b) La capacidad portante máxima que podría usarse para establecer dimensiones mínimas de la cimentación diferentes a las aquí proporcionadas no puede exceder de **5. Ton/m²**. En aquellas ciudades o localidades donde la experiencia ha demostrado que es aceptable utilizar capacidades portantes del suelo mayores de **5. Ton/m²** , la oficina o dependencia municipal encargada del control de construcciones puede fijar un límite diferente a esta capacidad .

c) Indagar el comportamiento de las edificaciones similares en las zonas aledañas desde el punto de vista de asentamientos y deslizamientos, demostrando que el comportamiento ha sido adecuado; hay que ver las construcciones vecinas si se han agrietado o han tenido asentamientos. Evitar suelos muy blandos o rellenos recientes.

Otra forma de corroborar que el suelo es firme consiste la siguiente técnica sencilla: Realizar la excavación, colocar una **cubeta con agua limpia** sobre la excavación, con un mazo golpear bruscamente el suelo alrededor de la cubeta. *Si el terreno es compacto y duro, el agua continuará inmóvil o vibrará muy poco. Si el terreno es blando, el agua se pondrá en movimiento con oscilaciones mayores.*

Trabajos preliminares

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 30 cm de espesor* (maleza, raíces, árboles) hasta encontrar suelo firme.

Se debe apisonar, humedecer y golpear con un mazo de 25 cm el terreno hasta volverlo firme y duro

Detalles de cimentación

Para desarrollos habitacionales en serie cuando se hagan *módulos de viviendas* unidas, el número máximo de unidades por módulo será de **4 viviendas** ó longitudes totales *no mayores de 28.00 m*. De preferencia las plataformas de las viviendas en un mismo módulo estarán al mismo nivel. Cuando lo anterior no pueda conseguirse, y *para desniveles no mayores de 0.80 m*, la vivienda que esté en la parte superior de la plataforma tendrá la cimentación de las paredes contiguas y perpendiculares a la pared medianera hasta el mismo nivel que la vivienda que está en la parte inferior.

- Además la parte inferior de la medianera tendrá que ser construida como un muro de retención, con refuerzo adecuado y previsiones de impermeabilización para el control de humedad. *Para los casos de paredes de block o ladrillo tubular se podrá colocar 1 varilla de 3/8" en cada agujero desde la cimentación hasta la solera de humedad de la casa mas alta, pasando por lo menos a una altura de 0.40 m.*
- También se uniformizarán las soleras intermedias de las paredes contiguas, y la solera de remate de la casa mas baja debe convertirse en solera intermedia de la casa mas alta.

Detalles de cimentación

Para desarrollos habitacionales en serie cuando se hagan módulos de viviendas unidas, el número máximo de unidades por módulo será de 4 viviendas ó longitudes totales no mayores de 28.00 m. De preferencia las plataformas de las viviendas en un mismo módulo estarán al mismo nivel. Cuando lo anterior no pueda conseguirse, y para desniveles no mayores de 0.80 m, la vivienda que esté en la parte superior de la plataforma tendrá la cimentación de las paredes contiguas y perpendiculares a la pared medianera hasta el mismo nivel que la vivienda que está en la parte inferior.

Además la parte inferior de la medianera tendrá que ser construida como un muro de retención, con refuerzo adecuado y previsiones de impermeabilización para el control de humedad. Para los casos de paredes de block o ladrillo tubular se podrá colocar 1 varilla de 3/8" en cada agujero desde la cimentación hasta la solera de humedad de la casa mas alta, pasando por lo menos a una altura de 0.40 m.

También se uniformizarán las soleras intermedias de las paredes contiguas, y la solera de remate de la casa mas baja debe convertirse en solera intermedia de la casa mas alta.

Consideraciones sobre el paso de tuberías.

- Todas las tuberías deberán pasar por debajo del cimientado corrido, procurando realizar las excavaciones antes de fundir cimientados. De ser necesario pasar sobre el Cimientado Corrido, los tubos deben atravesar el levantado por debajo de la solera de amarre o humedad.
- De atravesar Cimientado Corrido, debe ser de concreto ciclópeo, siempre y cuando la tubería no exceda las 6" y se mantengan distancias mínimas de 0.15 m al borde superior y de 0.10 m al borde inferior.

5.3 Detalles de la cimentación

5.3.0.1 Los muros deben cimentarse sobre un cimientado corrido de acuerdo al tipo de material de las paredes, el tipo de techo y número de niveles. En todo caso los cimientados o vigas de cimentación deberán estar dispuestas en cuadros cerrados cuyo lado mayor no sobrepase los 7 m. Cuando no haya muro, debe continuarse el cimientado hasta su intersección con otro.

5.3.0.2 Para desarrollos habitacionales en serie cuando se hagan módulos de viviendas unidas, el número máximo de unidades por módulo será de 4 viviendas ó longitudes totales no mayores de 28 m. De preferencia las plataformas de las viviendas en un mismo módulo estarán al mismo nivel. Cuando lo anterior no pueda conseguirse, y para desniveles no mayores de 0.80 m, la vivienda que esté en la parte superior de la plataforma tendrá la cimentación de las paredes contiguas y perpendiculares a la pared medianera hasta el mismo nivel que la vivienda que esté en la parte inferior. Además la parte inferior de la pared medianera tendrá que ser construida como un muro de retención, con refuerzo adecuado y previsiones de impermeabilización para control de humedad. Para los casos de paredes de bloc o ladrillo tubular se podrá colocar 1 varilla de 3/8" en cada agujero desde la cimentación hasta la solera de humedad de la casa más alta, pasando por lo menos una altura de 0.40 m.

5.3.0.3 También se uniformizarán las soleras intermedias de las paredes contiguas, y la solera de remate de la casa más baja debe convertirse en solera intermedia en la casa más alta.

5.3.1 Viviendas de bajareque.

La cimentación consiste de una combinación de cimientado corrido más pilotes. Ambos pueden hacerse de concreto ciclópeo de un 60% de concreto de 1:2:3 (proporción en volumen cemento:arena:pedrín) y un 40% de piedra. También se puede hacer de piedra + cal + talpetate. El cimientado corrido sirve para apoyar las paredes propiamente dichas y tendrá un ancho de 0.30 m y un peralte total de 0.40 m, sobresaliendo 0.10 m sobre el nivel del suelo como medida de protección contra la humedad. En la parte superior el cimientado tendrá un ancho de 0.15 m, haciendo el cambio gradual a partir del suelo. Los pilotes serán de una sección transversal mínima de 0.50 m x 0.50 m y una profundidad total de 0.80 m, sobresaliendo sobre el suelo 0.10 m. En dichos pilotes se ahogarán los horcones de madera de no más de 8" de diámetro o paral de 5" x 5". La cantidad que se hincarán los horcones o parales dentro de los pilotes no será menor de 0.30 m ni mayor de 0.50 m. Dichos pilotes se espaciarán a no más de 3.00 m.

5.3.2 Viviendas de bloc o ladrillo de 1 nivel con techo liviano

5.3.2.1 Su cimentación puede consistir en un cimientado corrido de concreto reforzado con un ancho de 0.35 m por 0.20 m de peralte, más una hilera de bloc "U" funcionando como solera de humedad ó bien 2 hileras de ladrillo más solera de humedad fundida de 0.13 m de peralte. El refuerzo del cimientado corrido consiste en 2 varillas 3/8" corridas más eslabón 3/8" a cada 0.20 m, mientras que la solera de humedad de 2 varillas 3/8" corridas más eslabón 2/8" a cada 0.15 m. **5.3.2.2** Alternativamente puede usarse un cimientado corrido de concreto ciclópeo de un 60% de concreto de 1:2:3 (proporción en volumen cemento:arena:pedrín) y un 40% de piedra. Dicho cimientado tendrá dimensiones mínimas de 0.35 m de ancho por 0.40 m de peralte. Inmediatamente arriba irá una solera de amarre de 0.20 m de peralte de concreto reforzado 1:2:3 (proporción en volumen cemento:arena:pedrín), con un ancho mayor al del muro que va a soportar y refuerzo

consistente en 4 varillas de 3/8" con estribos de 2/8" a cada 0.15 m.

5.3.2.3 También podría usarse un cimiento corrido trapezoidal de concreto reforzado que mida 0.35 m de ancho en la base, 0.20 m de ancho en el tope y 0.35 m de peralte, con refuerzo de 4 varillas corridas de 3/8" más estribo 2/8" a cada 0.15 m. El recubrimiento que debe tener el refuerzo es de 0.08 m en el fondo, y de 0.05 m en los laterales.

5.3.3 Viviendas de muros de concreto liviano prefabricados o fundidos en el lugar de 1 nivel con techo liviano

5.3.3.1 Su cimentación puede consistir en un cimiento corrido de concreto reforzado con un ancho de 0.35 m por 0.20 m de peralte situado a una profundidad de 0.35 m medidos a la parte inferior. El refuerzo del cimiento corrido consiste en 2 varillas 3/8" corridas más eslabón 3/8" a cada 0.20 m.

5.3.3.2 También podría usarse un cimiento corrido trapezoidal de concreto reforzado que mida 0.35 m de ancho en la base, 0.20 m de ancho en el tope y 0.35 m de peralte, con refuerzo de 4 varillas corridas de 3/8" más estribo 2/8" a cada 0.15 m. El recubrimiento que debe tener el refuerzo es de 0.08 m en el fondo, y de 0.05 m en los laterales. Además se colocarán pasadores verticales de 3/8" a cada 0.30 m con alturas de 30. y 45. cm alternados para traslapar el refuerzo del muro propiamente dicho.

5.3.3.3 Para algunos casos de muros prefabricados, el cimiento trapezoidal podría fundirse en dos etapas. La primera etapa hasta un peralte de 20. cm, dejando expuesta la parte superior del estribo y las dos varillas longitudinales superiores. La superficie de la primera etapa de fundición deberá dejarse con pequeñas irregularidades para facilitar la adherencia de la segunda etapa de fundición. También el estribo de 2/8" podría sustituirse por una combinación de "U" de 2/8" más un eslabón de 2/8" que abrace las dos varillas longitudinales superiores.

5.3.3.4 Los detalles particulares de los sistemas serán responsabilidad de cada fabricante, pudiendo AGIES estudiarlos y aprobarlos sobre una base individual cuando los interesados lo requieran.

5.3.4 Viviendas de bloc o ladrillo de 1 nivel con techo de losa

Su cimentación puede consistir en un cimiento corrido de concreto reforzado con un ancho de 0.40 m por 0.25 m de peralte, luego levantado de bloc o ladrillo y en seguida, una solera de humedad fundida de 0.15 m de peralte, sumando una profundidad mínima de 0.60 m medido desde la parte inferior del cimiento. El refuerzo del cimiento corrido consiste en 3 varillas 3/8" corridas más eslabón 3/8" a cada 0.20 m.

Mientras que la solera de humedad consiste de 4 varillas 3/8" corridas más estribo 2/8" a cada 0.15 m.

5.3.5 Viviendas de muros de concreto liviano prefabricados o fundidos en el lugar de 1 nivel con techo de losa

5.3.5.1 Su cimentación puede consistir en un cimiento corrido de concreto reforzado con un ancho de 0.40 m por 0.25 m de peralte y luego un sobrecimiento de 0.20 m de espesor y 0.20 m de peralte. El refuerzo del cimiento corrido consiste en 3 varillas 3/8" corridas más eslabón 3/8" a cada 0.20 m. Mientras que el sobrecimiento tendrá un refuerzo de 4 varillas 3/8" corridas y una "U" de 3/8" a cada 0.30 m, con patas que sobresalgan 30. y 45. cm alternadas para poder traslapar el refuerzo del muro propiamente dicho.

5.3.5.2 Alternativamente podría usarse un cimiento corrido trapezoidal de concreto reforzado que mida 0.40 m de ancho en la base, 0.20 m de ancho en el tope y 0.40 m de peralte, con refuerzo de 3 varillas corridas de 3/8" en la parte inferior y 2 varillas de 3/8" corridas en la parte superior, más estribo 3/8" a cada 0.20 m. El recubrimiento que debe tener el refuerzo es de 0.08 m en el fondo, y de 0.05 m en los laterales.

5.3.5.3 Para algunos casos de muros prefabricados, el cimiento trapezoidal podría fundirse en dos etapas. La primera etapa hasta un peralte de 25. cm, dejando expuesta la parte superior del estribo y las dos varillas longitudinales superiores. La superficie de la primera etapa de fundición deberá dejarse con pequeñas irregularidades para facilitar la adherencia de la segunda etapa de fundición. También el estribo de 3/8" podría sustituirse por una combinación de "U" de 3/8" más un eslabón de 3/8" que abrace las dos varillas longitudinales superiores.

5.3.6 Viviendas de bloc o ladrillo de 2 niveles

5.3.6.1 Su cimentación será un cimiento corrido de concreto reforzado con un ancho mínimo de 0.50 m por 0.30 m de peralte, luego levantado de bloc o ladrillo y en seguida, una solera de humedad fundida de 0.15 m de peralte, sumando una profundidad mínima de 0.65 m medido desde la parte inferior del cimiento. El refuerzo del cimiento corrido consiste en 3 varillas 1/2" corridas más eslabón 3/8" a cada 0.15 m. Mientras que la solera de humedad consiste de 4 varillas 3/8" corridas más estribo 2/8" a cada 0.15 m.

5.3.6.2 Alternativamente podría usarse un cimiento corrido trapezoidal de concreto reforzado que mida 0.45 m de ancho en la base, 0.20 m de ancho en el tope y 0.50 m de peralte, con refuerzo de 3 varillas corridas de 1/2" en la parte inferior y 2 varillas de 3/8" corridas en la parte superior, más un estribo 3/8" y eslabón de 2/8" a cada 0.20 m. El eslabón ubicado a mitad de altura del cimiento. El recubrimiento que debe tener el refuerzo es de 0.08 m en el fondo, y de 0.05 m en los laterales.

5.3.7 Viviendas de muros prefabricados de 2 niveles

5.3.7.1 La cimentación consiste de un cimiento corrido trapezoidal de concreto reforzado que mida 0.45 m de ancho en la base, 0.20 m de ancho en el tope y 0.50 m de peralte, con refuerzo de 3 varillas corridas de 1/2" en la parte inferior y 2 varillas de 3/8" corridas en la parte superior, más un estribo 3/8" y eslabón de 2/8" a cada 0.20 m.

El eslabón ubicado a mitad de altura del cimiento. El recubrimiento que debe tener el refuerzo es de 0.08 m en el fondo, y de 0.05 m en los laterales.

5.3.7.2 El cimiento podría fundirse en dos etapas. La primera etapa hasta un peralte de 35. cm pasando el eslabón de 2/8", dejando expuesta la parte superior del estribo y las dos varillas longitudinales superiores. La superficie de la primera etapa de fundición deberá dejarse con pequeñas irregularidades para facilitar la adherencia de la segunda etapa de fundición. También el estribo de 3/8" podría sustituirse por una combinación de "U" de 3/8" más un eslabón de 3/8" que abrace las dos varillas longitudinales superiores.

5.3.8 Viviendas con paredes fundidas en el lugar de 2 niveles

Su cimentación será un cimiento corrido de concreto reforzado con un ancho mínimo de 0.50 m por 0.30 m de peralte, luego un sobrecimiento de 0.20 m de espesor y 0.40 m de peralte. El refuerzo del cimiento corrido consiste en 3 varillas 1/2" corridas más eslabón 3/8" a cada 0.15 m. Mientras que el sobrecimiento tendrá un refuerzo de 6 varillas 3/8" corridas y una "U" de 3/8" a cada 0.30 m, con patas que sobresalgan 30. y 40. cm alternadas para poder traslapar el refuerzo del muro propiamente dicho.

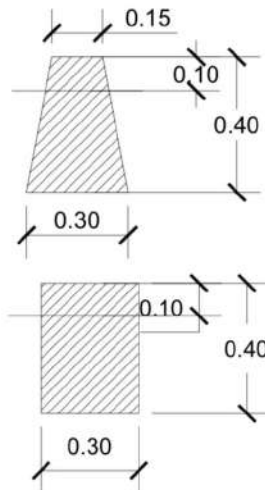
5.3.9 Consideraciones sobre el paso de tuberías

5.3.9.1 Todas las tuberías deberían pasar por debajo del cimiento corrido, procurando realizar las excavaciones antes de fundir los cimientos.

5.3.9.2 Cuando sea necesario pasar por encima del cimiento corrido, los tubos pueden atravesar el levantado por debajo de la solera de humedad o solera de amarre.

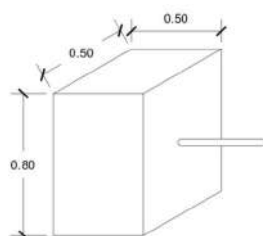
5.3.9.3 En caso sea necesario se puede atravesar el cimiento corrido de concreto ciclópeo, siempre y cuando el diámetro de la tubería no exceda de 6" y se mantengan distancias mínimas de 0.15 m al borde superior, y de 0.10 m al borde inferior.

UNA INTERPRETACIÓN
CIMENTACIÓN BAJAREQUE CIMIENTO CORRIDO + PILOTES

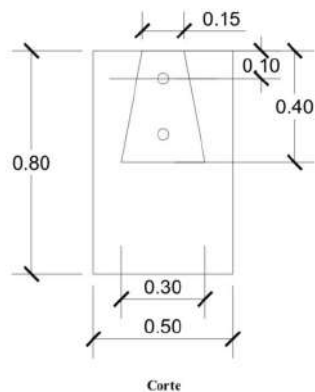


Concreto Ciclopeo
60% concreto $\frac{1}{2}/3$
40% piedra
Para cimiento corrido + pilotes.

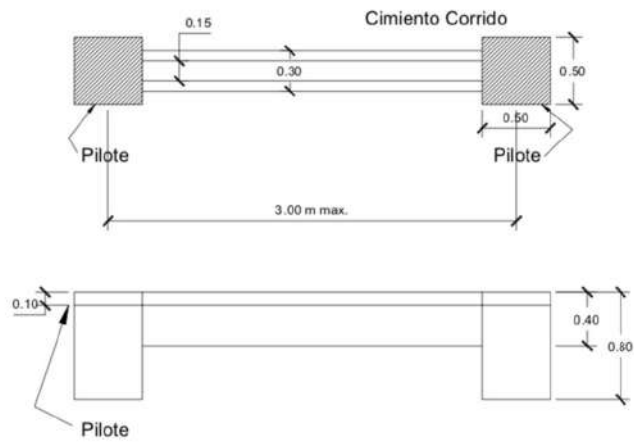
PILOTES



Pilote	Harcones $\varnothing_{max} = 8''$
	Paral max. $5'' \times 5''$
	Prof. min en pilote = 30 cm
	Prof. Max en pilote = 50 cm



CIMENTACIONES 1/C.A.Grijalva.
Ingeniería Civil, CUNOC-USAC.

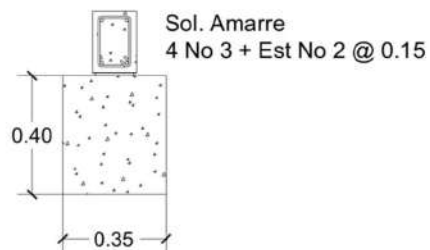


Primer Nivel → Techo Liviano

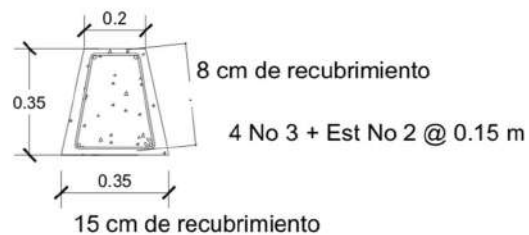
Vivienda block o Ladrillo



Cimiento corrido	Concreto	60 % Concreto 1/3
	Ciclopo	40 % piedra

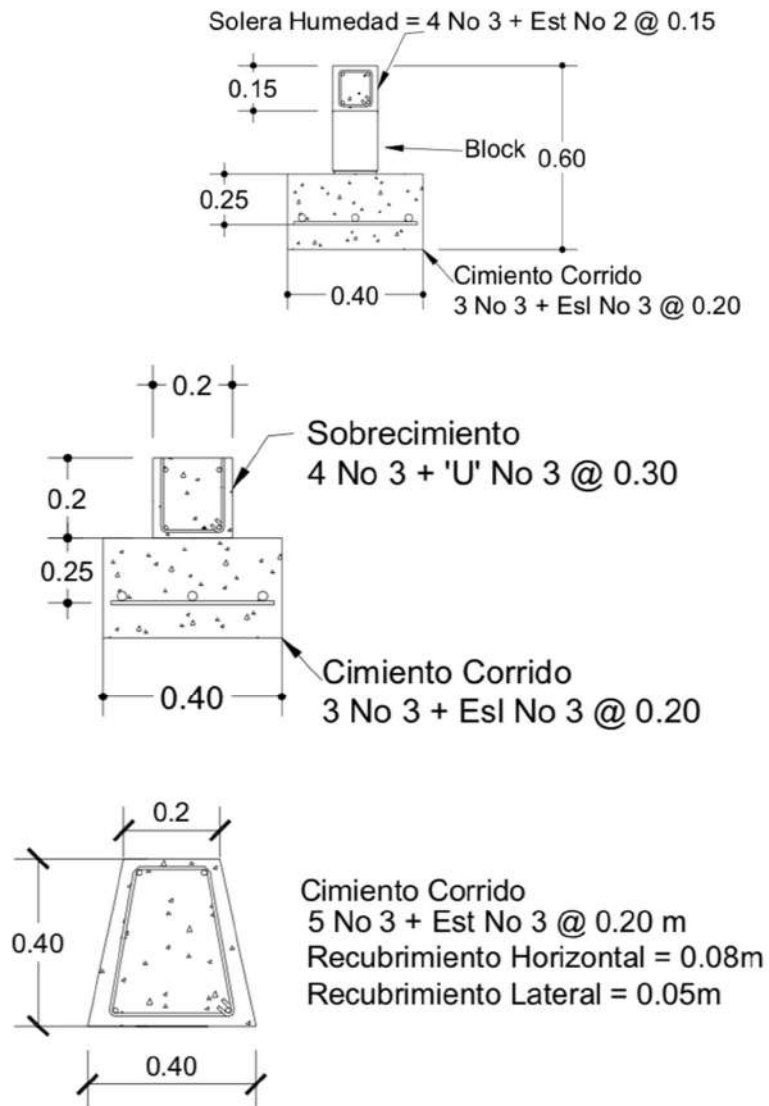


Cimiento corrido → Concreto Reforzado

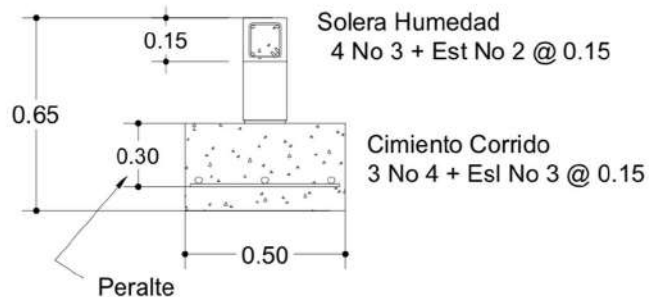


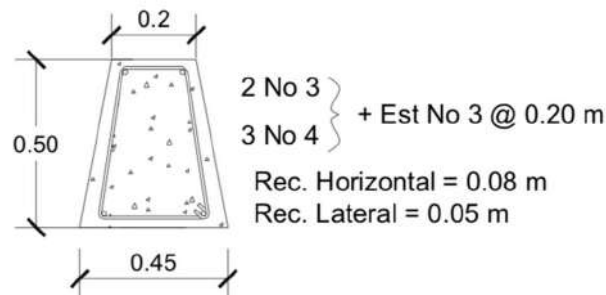
Viviendas Block o Ladrillo

Primer Nivel + Techo Losa * Trancisión → 2 niveles



Viviendas Block o Ladrillo → 2 niveles.





5 ESPECIFICACIONES PARA CIMENTACION³

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 7.0 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 Las viviendas deben cimentarse siempre en terreno estable y deben empotrarse por lo menos 400 mm dentro del terreno para viviendas de 1 nivel de bloque o ladrillo.. Para viviendas de 2 niveles de bloque o ladrillo se deben empotrar 600 mm. Se debe proteger la cimentación de la acción del agua, impermeabilizándola cuando sea posible.

5.1.4 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:

1. a) Realizar un pozo de una profundidad mínima de 1.5 m. que demuestre la calidad razonable del suelo para cimentar. Una forma sencilla de saber si el terreno es blando o es firme consiste en tratar de enterrar una barra No. 4 (12.7 mm) en el fondo del pozo. Si la barra penetra fácilmente, el terreno puede considerarse blando, de lo contrario el terreno podría considerarse firme. Dicha prueba se puede ir efectuando conforme avanza la excavación, hasta llegar a suelo aceptable o desechar el lugar.

³ AGIES NSE 4-10. Requisitos prescriptivos para vivienda y edificaciones menores de uno y dos niveles.

2. b) La capacidad portante máxima que podría usarse para establecer dimensiones mínimas de la cimentación diferentes a las aquí proporcionadas no puede exceder de 0.05 MPa (5.0 Ton/m²). En aquellas ciudades o localidades donde la experiencia ha demostrado que es aceptable utilizar capacidades portantes del suelo mayores de 0.05 MPa
3. (5 Ton/m²), la oficina o dependencia municipal encargada del control de construcciones puede fijar un límite diferente a esta capacidad. Se tiene la opción de diseñar la cimentación de acuerdo con el capítulo 5 NSE 2.3 de estas normas.
4. Indagar el comportamiento de las edificaciones similares en las zonas aledañas desde el punto de vista de asentamientos y deslizamientos, demostrando que el comportamiento ha sido adecuado; hay que ver las construcciones vecinas si se han agrietado o han tenido asentamientos. Evitar suelos muy blandos o rellenos recientes.

5.1.5 Otra forma de corroborar que el suelo es firme consiste en la siguiente técnica sencilla: realizar la excavación, colocar una cubeta con agua limpia sobre la excavación, con un mazo golpear bruscamente el suelo alrededor de la cubeta. Si el terreno es compacto y duro, el agua continuará inmóvil o vibrará muy poco. Si el terreno es blando, el agua se pondrá en movimiento con oscilaciones mayores.

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. La compactación se realizara de acuerdo con lo siguiente:

- a) Para proyectos de menos de 5 viviendas, el piso de la excavación para cimientos se debe compactar y colocar dos capas de 100 mm de selecto compactado manualmente, con un mazo de 15 kg. y 250 mm por 250 mm de área.
- b) Para proyectos de más de 5 viviendas, el piso de la excavación para cimientos se debe compactar y colocar dos capas de 150 mm de selecto compactado mecánicamente mediante compactadoras manuales ("bailarinas").

Detalles de la cimentación

Los muros deben cimentarse sobre un cimiento corrido de acuerdo al tipo de material de las paredes, el tipo de techo y número de niveles. En todo caso los cimientos o vigas de cimentación deberán estar dispuestas en cuadros cerrados cuyo lado mayor no sobrepase los 7.0 m. Cuando no haya muro, debe continuarse el cimiento hasta su intersección con otro. Todo muro tendrá un cimiento corrido convencional cuyo ancho será de por lo menos dos veces el espesor del muro que soporta.

Para desarrollos habitacionales en serie cuando se hagan módulos de viviendas unidas, el número máximo de unidades por módulo será de 4 viviendas ó longitudes totales no mayores de 28.0 m. De preferencia las plataformas de las viviendas en un mismo módulo estarán al mismo nivel. Cuando lo anterior no pueda conseguirse, y para desniveles no mayores de 800 mm, la vivienda que esté en la parte superior de la plataforma tendrá la cimentación de las paredes contiguas y perpendiculares a la pared final o extrema del módulo de casas hasta el mismo nivel que la vivienda que esté en la parte inferior. Además la parte inferior de la pared final o extrema del módulo de casas tendrá que ser construida como un muro de retención, con refuerzo adecuado y previsiones de impermeabilización para control de humedad. Para los casos de paredes de block o ladrillo tubular se podrá colocar 1 barra No.3 (9.5 mm) en cada agujero desde la cimentación hasta la solera de humedad de la casa más alta, pasando por lo menos una altura de 400 mm.

También se uniformizarán las soleras intermedias de las paredes contiguas, y la solera de remate de la casa más baja debe convertirse en solera intermedia en la casa más alta.

5.3.1 Viviendas de bloque o ladrillo de 1 nivel con techo liviano

5.3.1.1 Su cimentación puede consistir en un cimiento corrido de concreto reforzado con un ancho de 300 mm por 200 mm de peralte, más una hilera de block "U" funcionando como solera de humedad ó bien 2 hileras de ladrillo más solera de humedad fundida de 130 mm de peralte. El refuerzo del cimiento corrido consiste en 2 barras No.3 (9.5mm) corridas más eslabón No.3 (9.5mm) a cada 200 mm, mientras que la solera de humedad de 2 barras No.3 (9.5mm) corridas más eslabón No.2 (6.4 mm) a cada 150 mm.

5.3.1.2 También podría usarse un cimiento corrido trapezoidal de concreto reforzado que mida 350 mm de ancho en la base, 200 mm de ancho en el tope y 350 mm de peralte, con refuerzo de 4 barras corridas de No.3 (9.5 mm) con estribos de No.2 (6.4 mm) a cada 150 mm. El recubrimiento que debe tener el refuerzo es de 80 mm en el fondo, y de 50 mm en los laterales.

5.3.2 Viviendas de muros de concreto liviano prefabricados o fundidos en el lugar de 1 nivel con techo liviano

5.3.2.1 Su cimentación puede consistir en un cimiento corrido de concreto reforzado con un ancho de 300 mm por 200 mm de peralte situado a una profundidad de 350 mm medidos a la parte inferior. El refuerzo del cimiento corrido consiste en 2 barras No.3 (9.5 mm) corridas más eslabón No.3 (9.5 mm) a cada 200 mm.

5.3.2.2 También podría usarse un cimiento corrido trapezoidal de concreto reforzado que mida 350 mm de ancho en la base, 200 mm de ancho en el tope y 350 mm de peralte, con refuerzo de 4 barras corridas No.3 (9.5 mm) más estribo No.2 (6.4 mm) a cada 150 mm. El recubrimiento que debe tener el refuerzo es de 80 mm en el fondo, y de 50 mm en los laterales. Además se colocarán pasadores verticales No.3 (9.5 mm) a cada 300 mm con alturas de 300 y 450 mm alternados para traslapar el refuerzo del muro propiamente dicho.

5.3.2.3 Para algunos casos de muros prefabricados, el cimiento trapezoidal podría fundirse en dos etapas. La primera etapa hasta un peralte de 200 mm dejando expuesta la parte superior del estribo y las dos barras longitudinales superiores. La superficie de la primera etapa de fundición deberá dejarse con pequeñas irregularidades para facilitar la adherencia de la segunda etapa de fundición. También el estribo No.2 (6.4 mm) podría sustituirse por una combinación de "U" No.2 (6.4 mm) más un eslabón No.2 (6.4 mm) que abrace las dos barras longitudinales superiores.

5.3.2.4 Los detalles particulares de los sistemas serán responsabilidad de cada fabricante, pudiendo AGIES estudiarlos y aprobarlos sobre una base individual cuando los interesados lo requieran.

5.3.3 Viviendas de bloque o ladrillo de 1 nivel con techo de losa

Su cimentación puede consistir en un cimiento corrido de concreto reforzado con un ancho de 400 mm por 250 mm de peralte, luego levantado de block o ladrillo y en seguida, una solera de humedad fundida de 150 mm de peralte, sumando una profundidad mínima de 600 mm medido desde la parte inferior del cimiento. El refuerzo del cimiento corrido consiste en 3 barras No.3 (9.5 mm) corridas más eslabón No.3 (9.5 mm) a cada 200 mm. Mientras que la solera de humedad consiste de 4 barras No.3 (9.5 mm) corridas más estribo No.2 (6.4 mm) a cada 150 mm.

5.3.4 Viviendas de muros de concreto liviano prefabricados o fundidos en el lugar de 1 nivel con techo de losa

5.3.4.1 Su cimentación puede consistir en un cimientito corrido de concreto reforzado con un ancho de 400 mm por 250 mm de peralte y luego un sobrecimiento de 200 mm de espesor y 200 mm de peralte. El refuerzo del cimientito corrido consiste en 3 barras No.3 (9.5 mm) corridas más eslabón No.3 (9.5 mm) a cada 200 mm. Mientras que el sobrecimiento tendrá un refuerzo de 4 barras No.3 (9.5 mm) corridas y una “U” No.3 (9.5 mm) a cada 300 mm, con patas que sobresalgan 300 y 450 mm alternadas para poder traslapar el refuerzo del muro propiamente dicho.

5.3.4.2 Alternativamente podría usarse un cimientito corrido trapezoidal de concreto reforzado que mida 400 mm de ancho en la base, 200 mm de ancho en el tope y 400 mm de peralte, con refuerzo de 3 barras corridas No.3 (9.5 mm) en la parte inferior y 2 barras No.3 (9.5 mm) corridas en la parte superior, más estribo No.3 (9.5 mm) a cada 200 mm. El recubrimiento que debe tener el refuerzo es de 80 mm en el fondo, y de 50 mm en los laterales.

5.3.4.3 Para algunos casos de muros prefabricados, el cimientito trapezoidal podría fundirse en dos etapas. La primera etapa hasta un peralte de 25 mm, dejando expuesta la parte superior del estribo y las dos barras longitudinales superiores. La superficie de la primera etapa de fundición deberá dejarse con pequeñas irregularidades para facilitar la adherencia de la segunda etapa de fundición. También el estribo No.3 (9.5 mm) podría sustituirse por una combinación de “U” No.3 (9.5 mm) más un eslabón No.3 (9.5 mm) que abrace las dos barras longitudinales superiores.

5.3.5 Viviendas de bloque o ladrillo de 2 niveles

5.3.5.1 Su cimentación será un cimientito corrido de concreto reforzado con un ancho mínimo de 500 mm por 250 mm de peralte, luego levantado de block o ladrillo y en seguida, una solera de humedad fundida de 150 mm de peralte, sumando una profundidad mínima de 600 mm medido desde la parte inferior del cimientito. El refuerzo del cimientito corrido consiste en 4 barras No.3 (9.5 mm) corridas más eslabón No.3 (9.5 mm) a cada 150 mm. Mientras que la solera de humedad consiste de 4 barras No.3 (9.5 mm) corridas más estribo No.2 (6.4 mm) a cada 150 mm.

5.3.5.2 Alternativamente podría usarse un cimientito corrido trapezoidal de concreto reforzado que mida 450 mm de ancho en la base, 200 mm de ancho en el tope y 500 mm de peralte, con refuerzo de 3 barras corridas No.4 (12.7 mm) en la parte inferior y 2 barras No.3 (9.5 mm) corridas en la parte superior, más un estribo No.3 (9.5 mm) y eslabón No.2 (6.4 mm) a cada 200 mm. El eslabón ubicado a mitad de altura del cimientito. El recubrimiento que debe tener el refuerzo es de 80 mm en el fondo, y de 50 mm en los laterales.

5.3.6 Viviendas de muros prefabricados de 2 niveles

5.3.6.1 Su cimentación será un cimiento corrido de concreto reforzado con un ancho mínimo de 500 mm por 250 mm de peralte, luego levantado de block o ladrillo y en seguida, una solera de humedad fundida de 150 mm de peralte, sumando una profundidad mínima de 600 mm medido desde la parte inferior del cimiento. El refuerzo del cimiento corrido consiste en 4 barras No.3 (9.5 mm) corridas más eslabón No.3 (9.5 mm) a cada 150 mm. Mientras que la solera de humedad consiste de 4 barras No.3 (9.5 mm) corridas más estribo No.2 (6.4 mm) a cada 150 mm.

5.3.6.2 La cimentación consiste de un cimiento corrido trapezoidal de concreto reforzado que mida 450 mm de ancho en la base, 200 mm de ancho en el tope y 500 mm de peralte, con refuerzo de 3 barras corridas No.4 (12.7 mm) en la parte inferior y 2 barras No.3 (9.5 mm) corridos en la parte superior, más un estribo No.3 (9.5 mm) y eslabón No.2 (6.4 mm) a cada 200 mm. El eslabón ubicado a mitad de altura del cimiento. El recubrimiento que debe tener el refuerzo es de 80 mm en el fondo, y de 50 mm en los laterales.

5.3.6.3 El cimiento podría fundirse en dos etapas. La primera etapa hasta un peralte de 350 mm pasando el eslabón No.2 (6.4 mm), dejando expuesta la parte superior del estribo y las dos barras longitudinales superiores. La superficie de la primera etapa de fundición deberá dejarse con pequeñas irregularidades para facilitar la adherencia de la segunda etapa de fundición. También el estribo No.3 (9.5 mm) podría sustituirse por una combinación de “U” No.3 (9.5 mm) más un eslabón No.3 (9.5 mm) que abrace las dos barras longitudinales superiores.

5.3.7 Viviendas con paredes fundidas en el lugar de 2 niveles

Su cimentación será un cimiento corrido de concreto reforzado con un ancho mínimo de 500 mm por 300 mm de peralte, luego un sobrecimiento de 200 mm de espesor y 400 mm de peralte. El refuerzo del cimiento corrido consiste en 3 barras No.4 (12.7 mm) corridas más eslabón No.3 (9.5 mm) a cada 150 mm. Mientras que el sobrecimiento tendrá un refuerzo de 6 barras No.3 (9.5 mm) corridas y una “U” No.3 (9.5 mm) a cada 300 mm, con patas que sobresalgan 300 y 400 mm alternadas para poder traslapar el refuerzo del muro propiamente dicho.

Tabla 5-1
Resumen de dimensiones de cimientos de viviendas

Descripción	Dimensiones		Refuerzo Mínimo	
	Peralte mm	Ancho mm	Longitudinal	Transversal
5.3.1 Viviendas de block o ladrillo de 1 nivel con techo liviano	350	200	2 No.3 (9.5 mm)	esl. No.3 (9.5 mm) @ 200 mm
5.3.2 Viviendas de muros de concreto liviano prefabricados o fundidos en el lugar de 1 nivel con techo liviano	350	200	2 No.3 (9.5 mm)	esl. No.3 (9.5 mm) @ 200 mm
5.3.3 Viviendas de bloque o ladrillo de 1 nivel con techo de losa	400	250	3 No.3 (9.5 mm)	esl. No.3 (9.5 mm) @ 200 mm
5.3.4 Viviendas de muros de concreto liviano prefabricados o fundidos en el lugar de 1 nivel con techo de losa	400	250	3 No.3 (9.5 mm)	esl. No.3 (9.5 mm) @ 200 mm
5.3.5 Viviendas de bloque o ladrillo de 2 niveles	500	300	3 No.4 (12.7 mm)	esl. No.3 (9.5 mm) @ 150 mm
5.3.6 Viviendas de bloque o ladrillo de 2 niveles	500	300	3 No.4 (12.7 mm)	esl. No.3 (9.5 mm) @ 150 mm
5.3.7 Viviendas con paredes fundidas en el lugar de 2 niveles	500	300	3 No.4 (12.7 mm)	esl. No.3 (9.5 mm) @ 150 mm

Nota : podrán usarse dimensiones menores a las especificadas en esta tabla para el cimiento y/o refuerzo siempre y cuando exista un estudio de suelo y un diseño estructural que ampare dicha disminución.

5.3.8 Consideraciones sobre el paso de tuberías

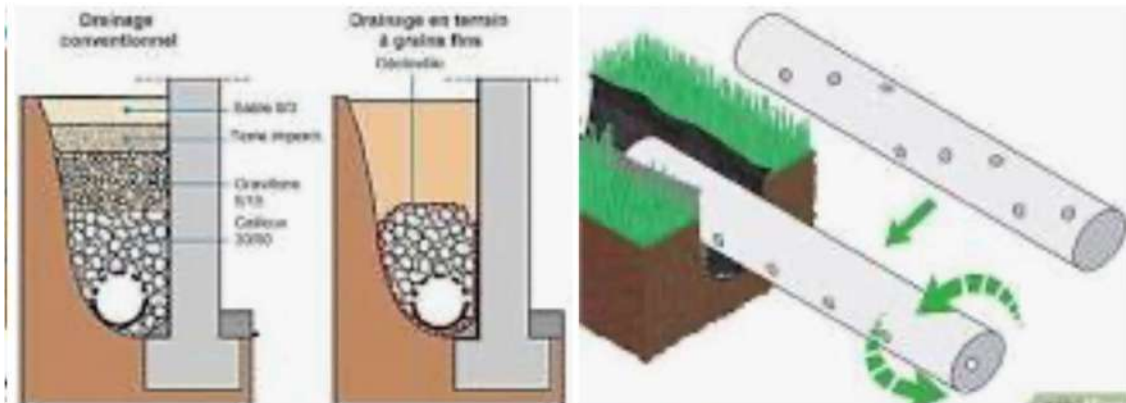
5.3.8.1 Todas las tuberías deberían pasar por debajo del cimiento corrido, procurando realizar las excavaciones antes de fundir los cimientos.

5.3.8.2 Cuando sea necesario pasar por encima del cimiento corrido, los tubos pueden atravesar el levantado por debajo de la solera de humedad o solera de amarre.

5.3.8.3 En caso sea necesario se puede atravesar el cimiento corrido de concreto ciclópeo, siempre y cuando el diámetro de la tubería no exceda de 152 mm (6 pulgadas) y se mantengan distancias mínimas de 150 mm al borde superior, y de 100 mm al borde inferior.

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,



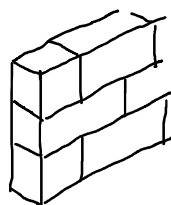
especialmente en la estación de lluvias.

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.

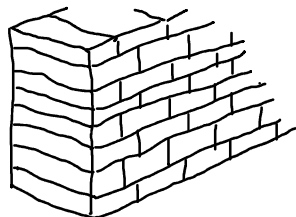
Sin embargo, a raíz del terremoto guatemalteco de 1976, al adobe se le adosa mala fama, que es mal material para la resistencia estructural. Pero puede pensarse que es el resultado de la toma de ventaja de la industria del cemento.

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 y 2018; 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

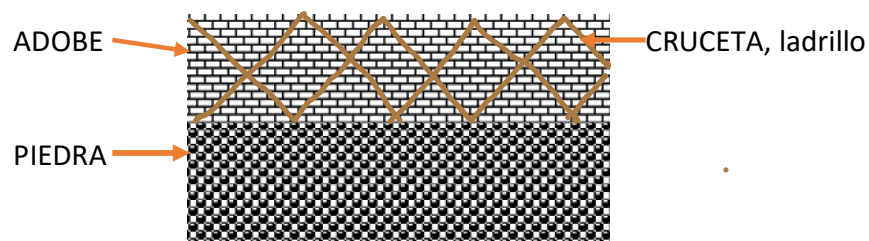
Como se puede ver, el adobe se colocaba de manera vertical y no horizontal, siendo la última la correcta. Como resultado muros de carga esbeltos que no soportan el empuje lateral de las fuerzas de sismo. El desastre era inminente. A raíz de ello los fabricantes de

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 n 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 cimientio 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 mas 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
- o ECONÓMICO

CARGAS

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

CONSTRUCCIÓN

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

ECONÓMICO

- ☐ EQUIPO ADECUADO PARA COMPACTAR
- ☐ FABRICACIÓN DEL CONCRETO

CIMENTACIONES 1/C.A.Grijalva.
Ingeniería Civil, CUNOC-USAC.

VIBRACIÓN: en estas cargas cíclicas hay que evaluar que la frecuencia de la cimentación de la máquina (si la hubiera) jamás coincida con el período 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 torno.

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/cm^2) w_c = densidad del concreto (de 1440 a 2480 kg/m^3)

f'_c = esfuerzo de trabajo a compresión del concreto $E = w^{1.5} \times 0.14 \sqrt{f'_c}$

CARGAS ESTÁTICAS.

VIVAS: son las cargas que no pertenecen a la estructura, que son ocasionales de acuerdo a 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 318-19 (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 318-19 (5.3.1) las cargas muertas tienen un factor de 1.2.

CONCLUSIÓN CON RESPECTO A LAS CARGAS. Se evalúa por separado la vibración.
Para las cargas estáticas, tomando la sección 5.3 (esfuerzo requeridos) del ACI 318-19 se evalúa el mayor valor entre:

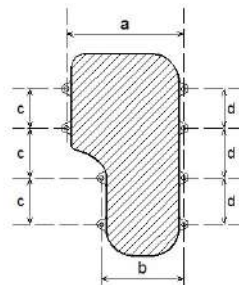
- $U = 1.4(\text{carga muerta})$
- $U = 1.2(C. \text{ Muerta}) + 1.6(c. \text{ Viva} + \text{ impacto})$
 $U = \text{carga última o máxima factorizada}$

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 topógrafo
- Un nivel electrónico de burbuja de precisión:



ANCLAJE: La mayoría de 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 recomiendan:

CIMENTACIONES 1/C.A.Grijalva.
Ingeniería Civil, CUNOC-USAC.



■ VIBROPISONADOR



■ PLANCHA VIBRATORIA

Campos de aplicaciones principales	Tipo de Máquina					
	Vibroapi- sonador	Planchas vibradoras	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	●	●	-	+	●	+
Construcciones ferroviarias	●	+	-	+	●	-
Ingeniería hídrica y basurales	●	●	-	●	+	-
Compactación 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 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.

IMCOPORADORES 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 días y aún mas 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 23 5/8" (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 mas de **50 kg (equipo y accesorios para ensayo a Tensión)**

RESUMEN DE CARGAS

CARGA	KG	FACTOR ACI 318-19.	CARGA FACTORIZADA (KG)
Impacto	10000	1.6	16000
Muerta	910	1.2	1092
Viva	50	1.6	80
		sumatoria	17172 kg 37780 #

ANALIZANDO SUJECCIÓN

Si el apoyo es únicamente en los 4 pernos de 1/2", con acero $f_y = 60$ 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 A SOPORTAR EN LOS 4 PERNOS:

- ☐ 47124 > 37780.
- ☐ Esfuerzo pernos > Carga U. Factorizada ✓
- ☐ En razón = 47124/37780 = 1.2. No conviene estar justo en el límite.
- ☐ 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:

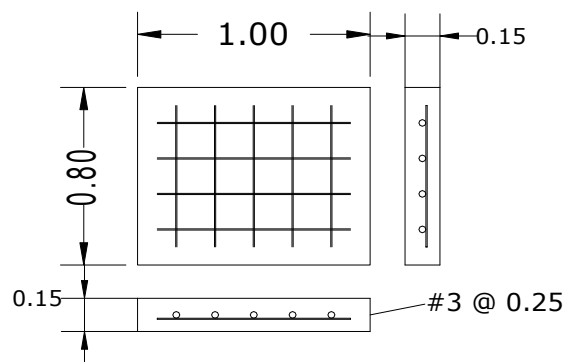
$$f'_c_{MIN} = \frac{\text{carga factorizada}}{\text{sección bastidor}} = \frac{37780 \#}{31.5 \times 23.625 \text{ pl}^2} = 50.8 \text{ psi}$$

- ☐ ☐ 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% (0.0018) ACI 318-19/24.4.3.2.
 - #3 (3/8) = 0.71
 - $15 \times 100 \times 0.0018 = 2.7 \quad 1\text{m}/2.7 = x/0.71$
implica 0.26 m = X ≈ 0.25
- Ajustar por el recubrimiento mínimo: 7.5 cm. (3 pulg.) ACI 318-19/20.5.1.3.1.

Cimentación



CIMIENTO PARA TORNO

Rango velocidades: 90 – 1800 rpm.

Peso: 1800 #.

CIMENTACIONES 1/C.A.Grijalva.
Ingeniería Civil, CUNOC-USAC.

Área bastidor: 0.80 x 2.50 metros. Birmingham YCL 1440 GH.
Objetos sujeción: 6 pernos de ½"
150# carga trabajo



VIBRACIÓN ACTUANTE

Rango velocidad: 90 – 1800 rpm

Si 2π rad = 1 rev. y 1 min = 60 seg π rad/30seg

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 concreto \approx 2400 kg/m³

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

$$E_c = w_c^{1.5} \times 0.14 \sqrt{f'_c} = 2400^{1.5} \times 0.14 \sqrt{210} = 2.39 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

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

Tomando la inercia mas pequeña del bastidor "I_g"

CÁLCULO DE EI, M (MASA) Y P

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

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

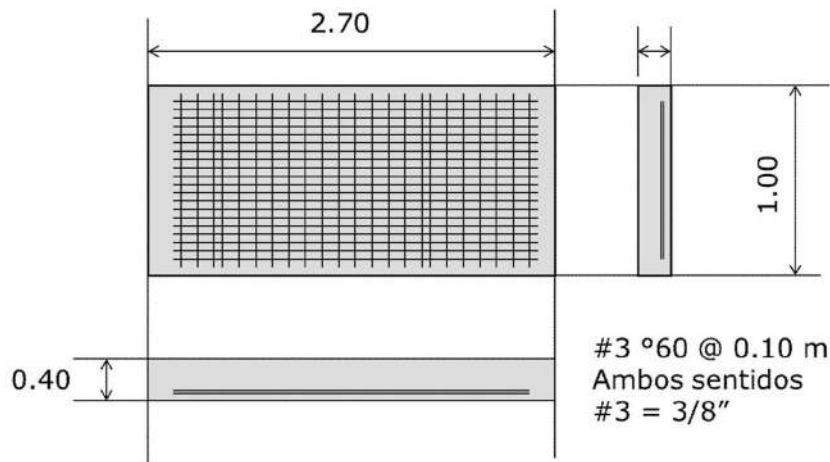
$$p = \sqrt{\frac{6.37 \times 10^{11}}{1920}} = 18215 \text{ rad/seg} \geq 188.5 \text{ rad/seg}$$

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

REQUISITOS DE ARMADO

- ACI 318-19/13.3.1.2.
- ACERO MÍNIMO $\rho = 1.8\%$ (0.0018) ACI 318-19/24.4.3.2.
 - #3 (3/8) = 0.71 CM²
 - $40 \times 100 \times 0.0018 = 7.2 \text{ CM}^2$ $1M/7.2 = X/0.71$
IMPLICA 0.0986 M = X \approx 0.10 A CADA 10 CM.
- AJUSTAR POR EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO: 7.5 CM. (3 PULG.) ACI 318-19/20.5.1.3.1.

DETALLE DE ARMADO



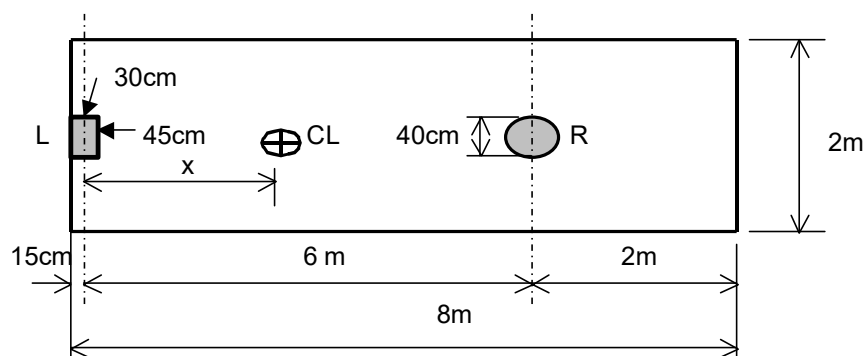
DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA COMBINADA⁴

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.



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

Carga total de columnas = 90,68 + 158,70 = **249.38 Ton.**

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

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

$$\text{Área mínima de zapata: } A_f = \frac{P}{p_n} = \frac{249.38}{14.79} = 16.86 \text{ m}^2$$

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

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

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

MOMENTOS Y CORTANTES FACTORIZADOS.

COLUMNA "L"

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

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

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

COLUMNA "R"

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

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

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

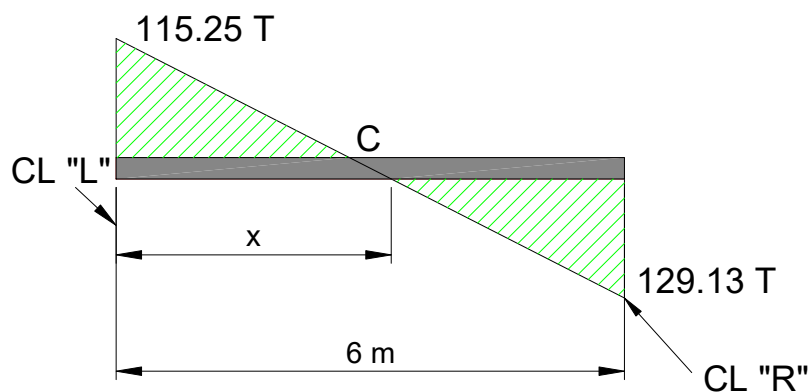
La presión de apoyo neta factorizada del suelo para el diseño estructural de la zapata es:

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

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

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

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



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.

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

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:

$$M_{UC} = \frac{41.77 \times (8 - (2.83 + 0.15))^2}{2} - 121.67 \times (6 - 2.83) = 526.31 - 674.16 = -147.85 \text{ Ton} - m$$

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

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.

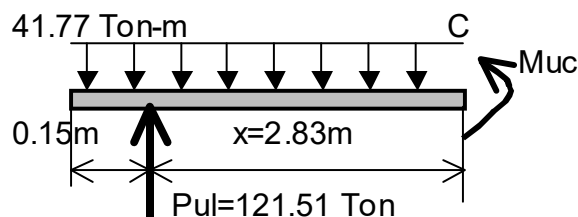
DISEÑO DE LA ZAPATA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL.

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

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

en el eje de las columnas:



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

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

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

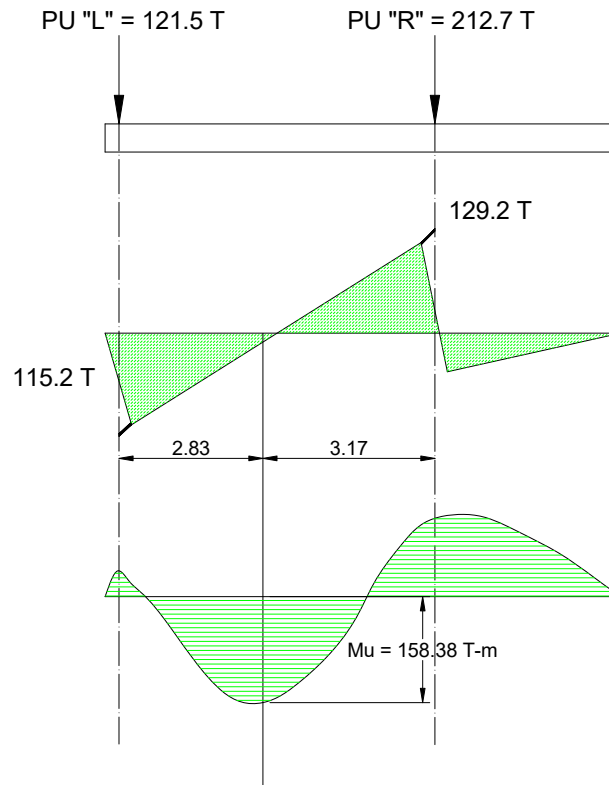
$$= 101.31 \text{ Ton}$$

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

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

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 .



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

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

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

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

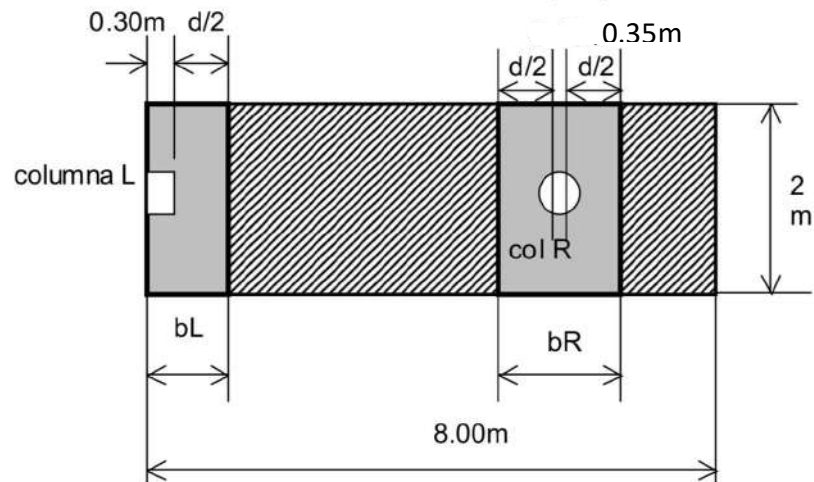
Utilice 27 varillas de #6 en el lecho superior del claro intermedio.

DISEÑO DE LA ZAPATA EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.

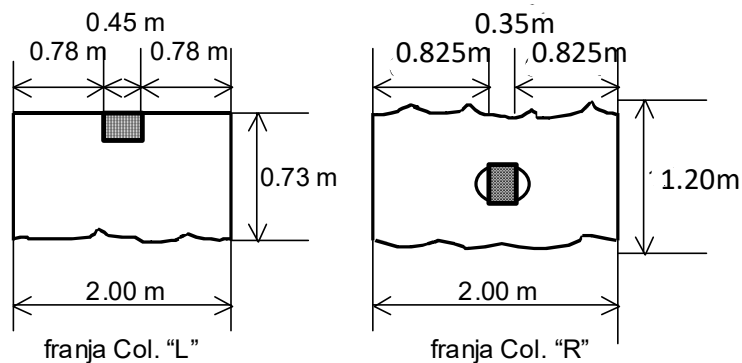
Ambas columnas se tratan como columnas aisladas. El ancho de la faja no debe ser mayor que el ancho de la columna mas la mitad del peralte efectivo d a cada lado de la columna. Esta hipótesis se encuentra del lado de la seguridad, puesto que la distribución real de los esfuerzos de flexión es indeterminada 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:

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

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

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

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

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

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

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

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 TENSIÓN. De ACI 318-02, sección 12.2.

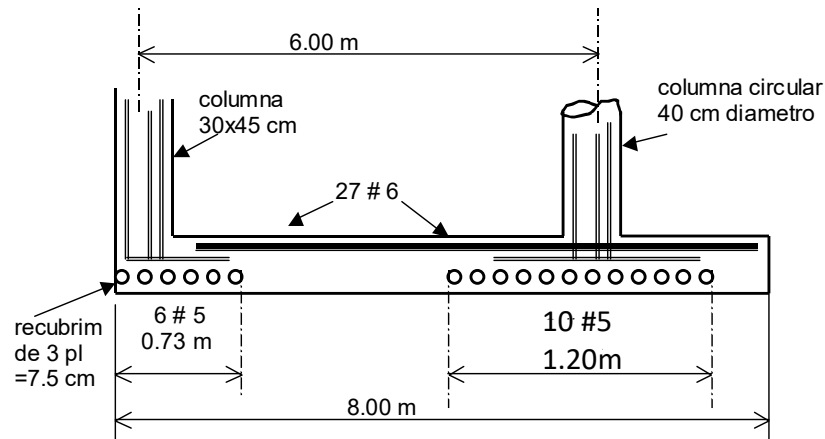
$$\xrightarrow{\text{PARA \#6}} \frac{ld}{db} = \frac{f_y \times \alpha \beta \gamma}{6.6 \sqrt{f'_c}} \Rightarrow \frac{ld}{1.91 \text{cm}} = \frac{2810 \times 1.3 \times 1.5 \times 0.8}{6.6 \sqrt{210}} = 45.83 \therefore ld = 87.54 \text{cm}$$

$\alpha = 1.3$ = 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 COMBINADA⁵

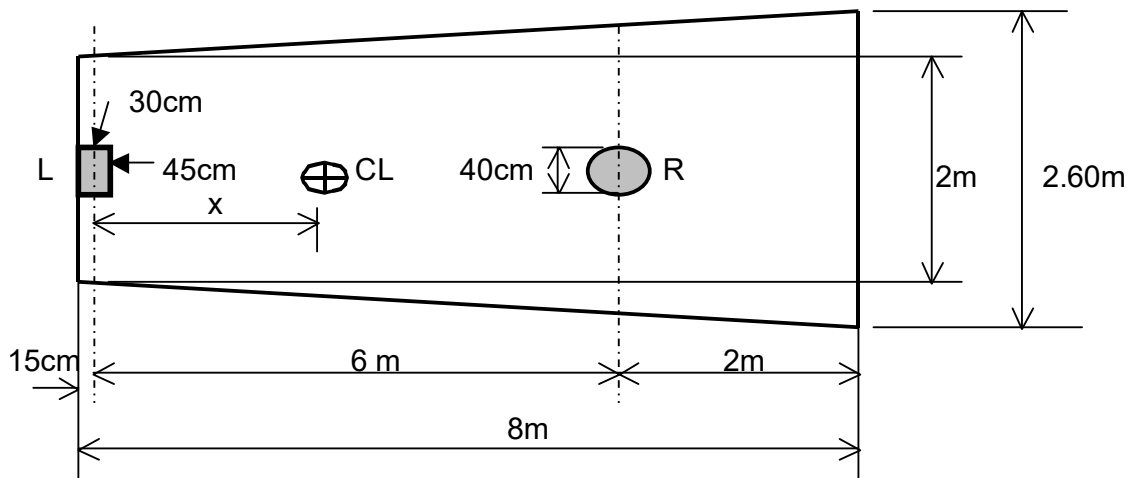
Una zapata tiene el arreglo de la figura. La columna "L" en el lindero de la propiedad esta sujeta a una carga total axial de servicio $P_L = 90.68 \text{ Ton}$, y la columna interna "R" esta sujeta a una carga total de servicio $P_R = 158.70 \text{ Ton}$. La carga viva es el 35 % del total. La **capacidad 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.

⁵ CONCRETO REFORZADO. Edwar Nawy. Prentice Hall. Traducción de Primera Edición en Inglés. Pag. 566-574. Sección 12.8.3. **ACLARACIÓN: 318-83.**



Carga total de columnas = 90,68 + 158,70 = **249.38 Ton.**

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

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

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

Área mínima de zapata:

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

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

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"

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

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

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

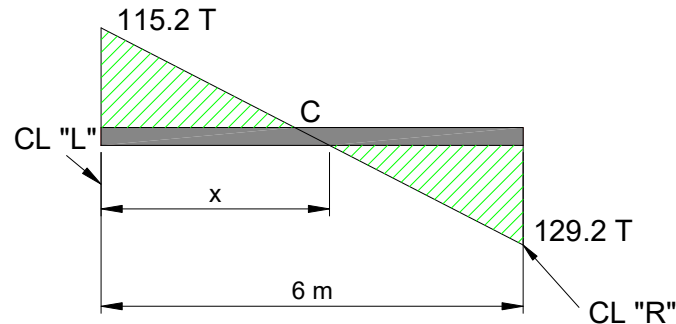
La presión de apoyo neta factorizada del suelo para el diseño estructural de la zapata es:

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

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:

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

En teoría M_{UC} igual por la izquierda que por la derecha, pero $\frac{M_{UC \text{ izquierda}}}{M_{UC \text{ derecha}}} = 1.07$ 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.

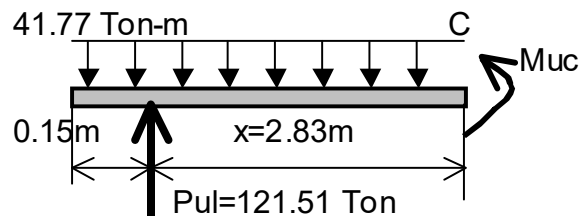
DISEÑO DE LA ZAPATA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL.

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

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

en el eje de las columnas:



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

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

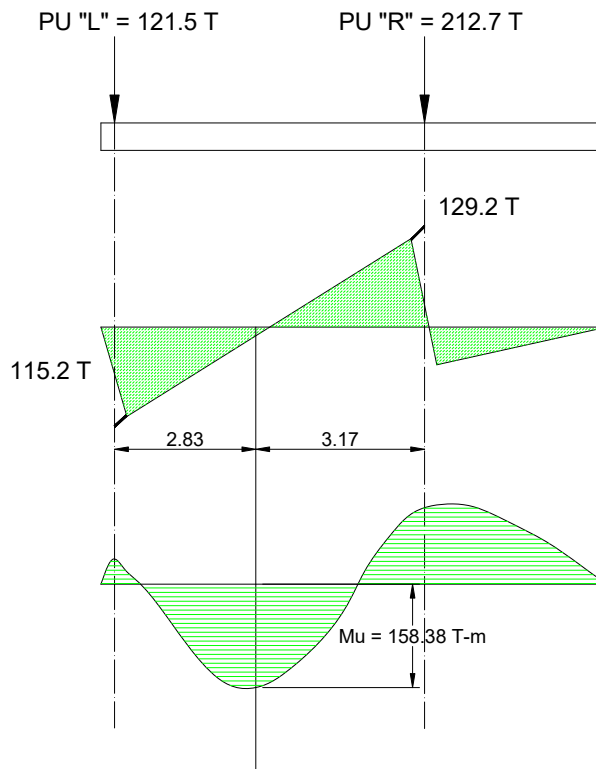
$$V_{ACTUANTE} = 151.92 - \left(\frac{0.35}{2} + d \right) \left(\frac{41.77}{0.85} \right) = 151.92 - (0.18 + 0.85)(49.14) = 101.31\text{Ton}$$

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

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

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 .



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

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

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

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

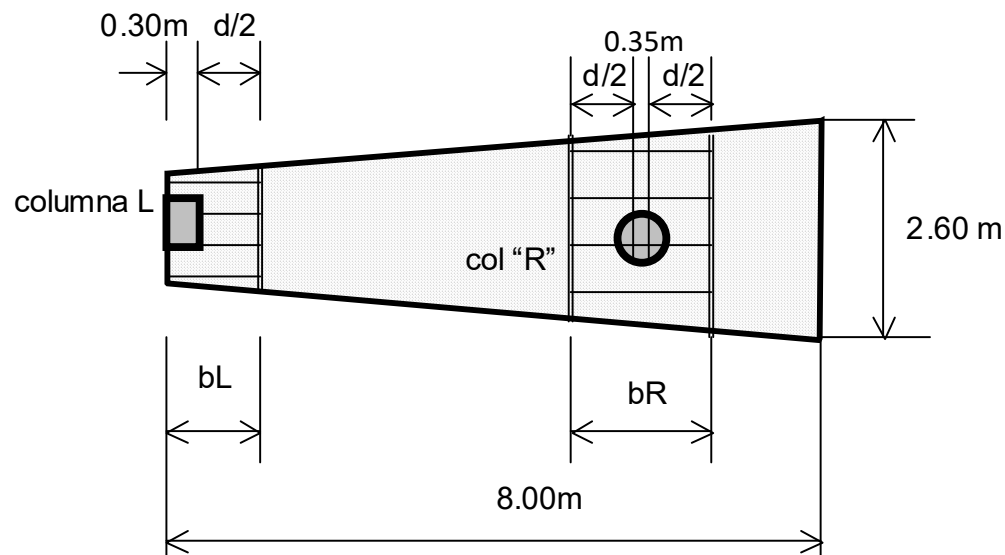
Utilice 27 varillas de #6 en el lecho superior del claro intermedio.

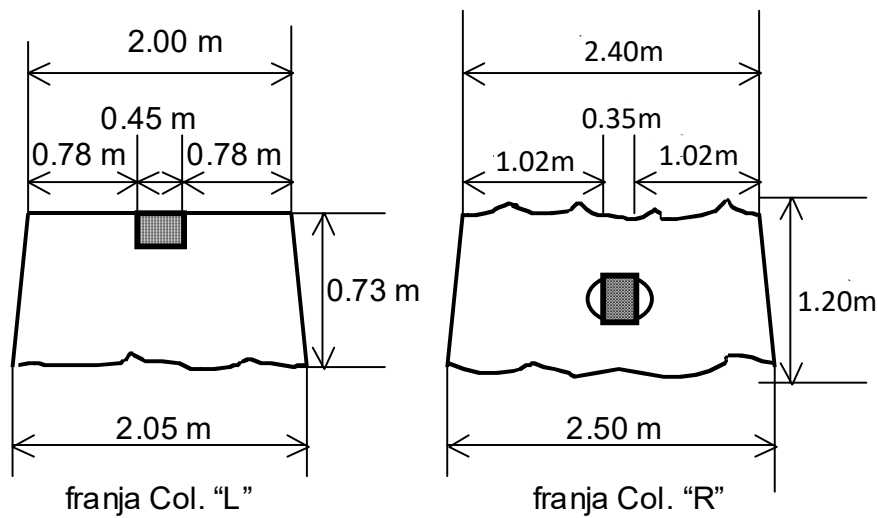
DISEÑO DE LA ZAPATA EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL.

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.

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

Ancho de banda





FRANJA DE REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA "L"

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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 Tensión.

De ACI 318-95, sección 12.2.

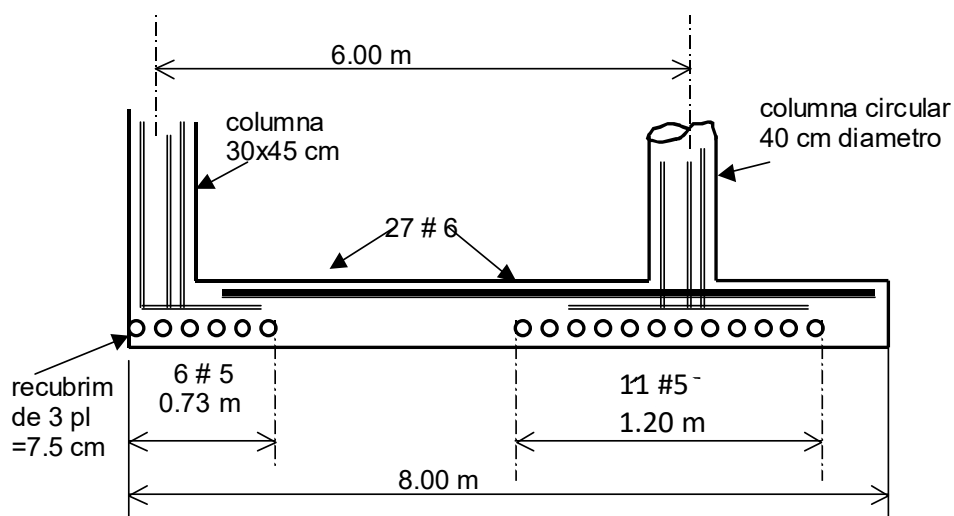
$$\xrightarrow{\text{PARA \#6}} \frac{ld}{db} = \frac{f_y \times \alpha \beta \gamma}{6.6 \sqrt{f'_c}} \Rightarrow \frac{ld}{1.91 \text{ cm}} = \frac{2810 \times 1.3 \times 1.5 \times 0.8}{6.6 \sqrt{210}} = 45.83 \therefore ld = 87.54 \text{ cm}$$

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

β = factor recubrimiento

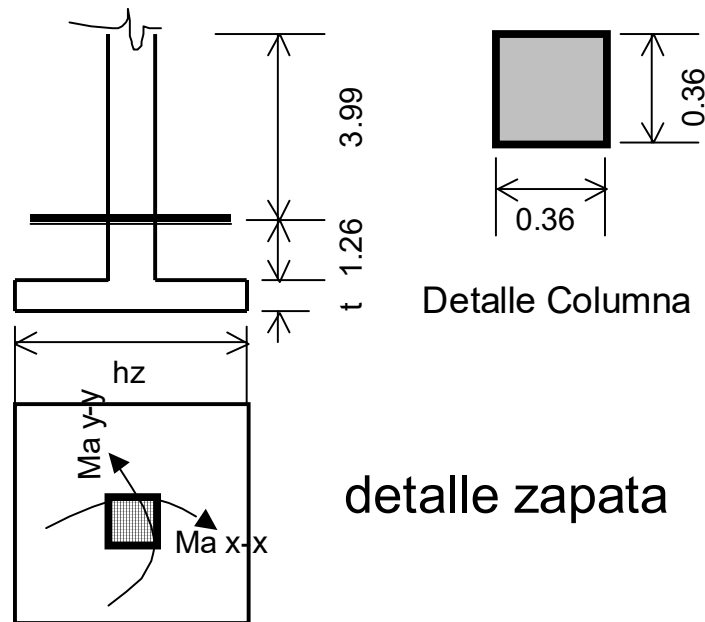
γ = factor de tamaño de refuerzo, hasta varilla no. 6

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



ZAPATAS SIMPLES.

ZAPATA CONCÉNTRICA la más sencilla de analizar



Esfuerzos a soportar⁶:

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

Datos estructurales:

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

Cálculo de Cargas de Servicio:

$$P_{u \text{ s}} = 30.5/1.4 = \underline{21.8 \text{ T}} \\ M_{a \text{ s x-x}} = 14.57/1.4 = \underline{10.4 \text{ T-m}} \\ M_{a \text{ s y-y}} = 12.1/1.4 = \underline{8.6 \text{ T-m}}$$

Área Inicial Zapata:

$$A_z = (f_{cu} \times P_{u \text{ s}})/V_s = (1.4 \times 21.4)/18.5 = \underline{1.65 \text{ m}^2} \Rightarrow \sqrt{1.65} = 1.3 \text{ m} \times 1.3 \text{ m} \\ \text{Se propone una zapata de } \underline{2.60 \times 2.60 \text{ m} = 6.76 \text{ m}^2} \text{ y } t = \underline{0.45 \text{ m}}$$

Cálculo de Peso Total sobre Zapata:

$$\begin{aligned} \text{Peso suelo sobre zapata} & \dots\dots\dots 6.76 \times 1.26 \times 1.965 = \underline{16.7 \text{ T}} \\ \text{Peso propio cimiento} & \dots\dots\dots 6.76 \times 0.45 \times 2.4 = \underline{7.3 \text{ T}} \\ \text{Fuerza axial factorizada} & \dots\dots\dots \underline{21.8 \text{ T}} \\ \text{TOTAL} & \dots\dots\dots \underline{45.8 \text{ T}} \end{aligned}$$

Cálculo de Excentricidades:

⁶ 1T = 1000 kg

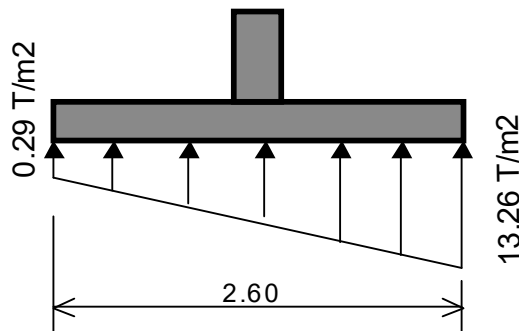
$$e_x = M_{as\ x-x} / P_u = 10.4/45.8 = 0.23\text{ m} < h_z/6 = 2.6/6 = 0.43\text{ m}$$

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

$$q_{\min}^{\max} = \frac{P_u}{A_z} \pm \frac{M_{a_{x-x}}}{b_z \times h_z^2} \pm \frac{M_{a_{y-y}}}{b_z^2 \times h_z} = \frac{45.8}{6.76} \pm \frac{10.4}{\frac{2.6^3}{6}} \pm \frac{8.6}{\frac{2.6^3}{6}}$$

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

diagrama de presiones



Presión de Diseño Última:

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

Peralte Efectivo:

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

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

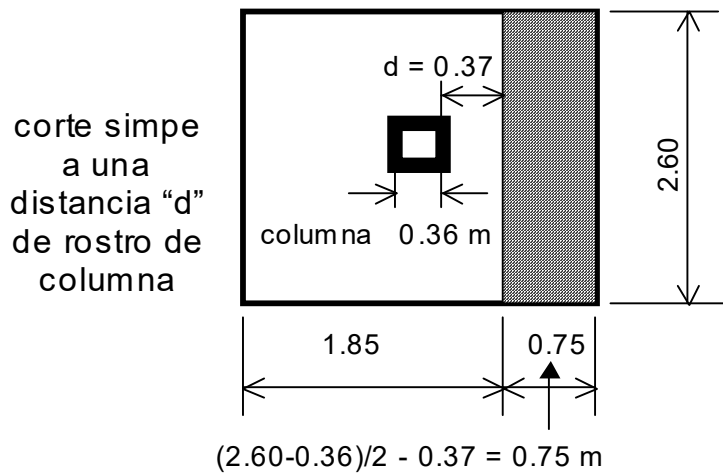
Asumiendo un recubrimiento de alrededor de 3 pulgadas.

Corte Simple:

$$\bullet\ V_{actuante} = q_{du} h_z \times l = q_{du} h_z \left(\frac{h_z - h_c}{2} - d \right) = 18.56 \times 2.60 \times \left(\frac{2.60 - 0.36}{2} - 0.37 \right) = 36.19\text{Ton}$$

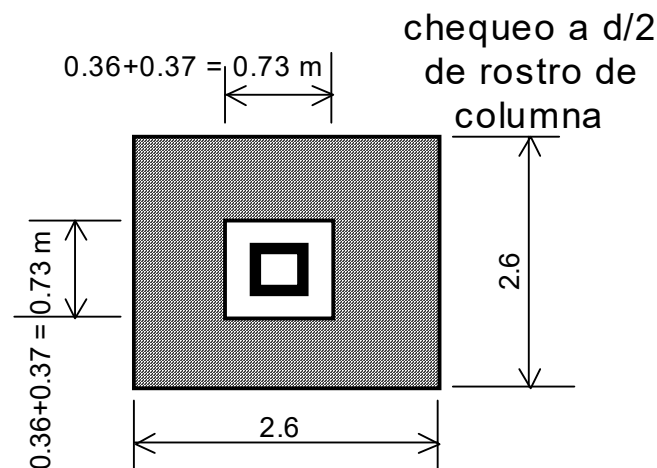
$$V_{resistente} = \lambda \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 37 \times 260 = 62803\text{kg} = 62.8\text{Ton}$$

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



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 22.5.5.1.3. ACI 318-19, ver este manual

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

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

$$= 118.6 \text{ Ton}$$

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

$$= 0.53 \times 0.85 \times 0.81 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{210} \times 292 \times 37 = 171394 \text{ kg}$$

$$= 171.4 \text{ Ton}$$

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

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

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

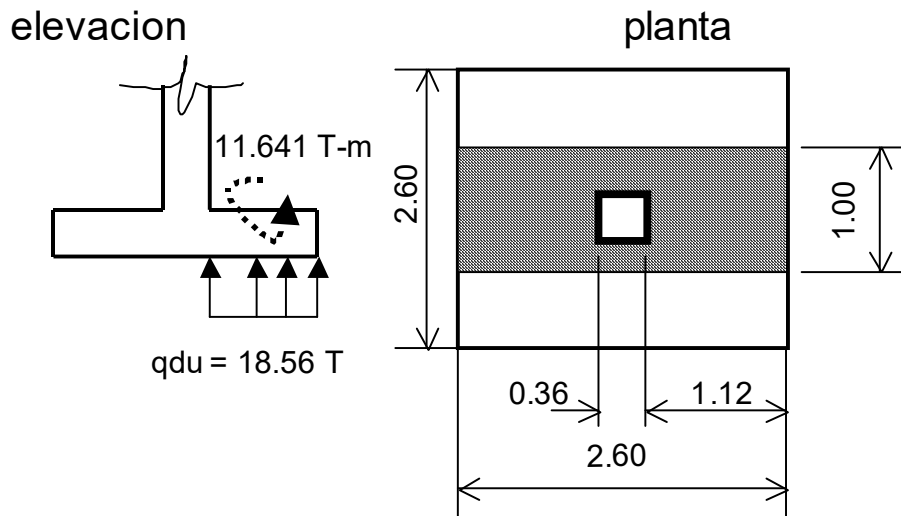
$$V_{\text{res1-MENOR}} > V_{\text{actuante}}, \quad 118.6 \text{ Ton} > 115.6 \text{ Ton}$$

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

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

tiene:



Diseñar por flexión para:

$$M_{x-x} = 1164083 \text{ kg-cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 55 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s \#6 = 2.84 \text{ cm}^2$$

Entonces:

1. Calcular acero por flexión y,
2. Comparar con acero mínimo para losas (ver apéndice F)

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: $d = 55 - 1.91/2 = \underline{54 \text{ cm}}$

Diseñar por flexión para:

$$M_{x-x} = 1164083 \text{ kg-cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 54 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s \#6 = 2.84 \text{ cm}^2$$

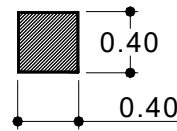
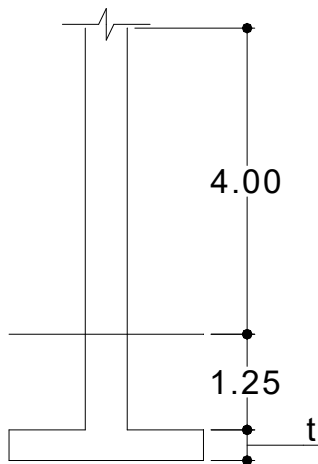
Entonces:

1. Calcular acero por flexión y,
- Comparar con acero mínimo para losas (ver apéndice F)

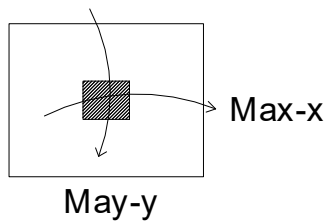
ACTIVIDAD:

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

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:

$$Pu_s = 31/1.4 = 22.1T; Mas_{x-x} = Mas_{y-y} = 14.5/1.4 = 10.4T - m$$

Área Inicial Zapata:

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

So 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.

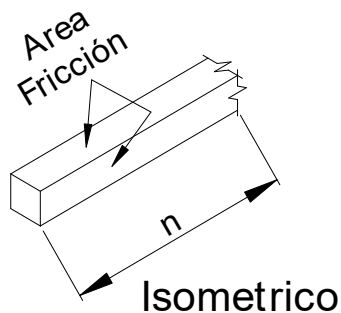
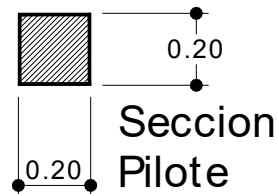
Sobre carga en pilotes:

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

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

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

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



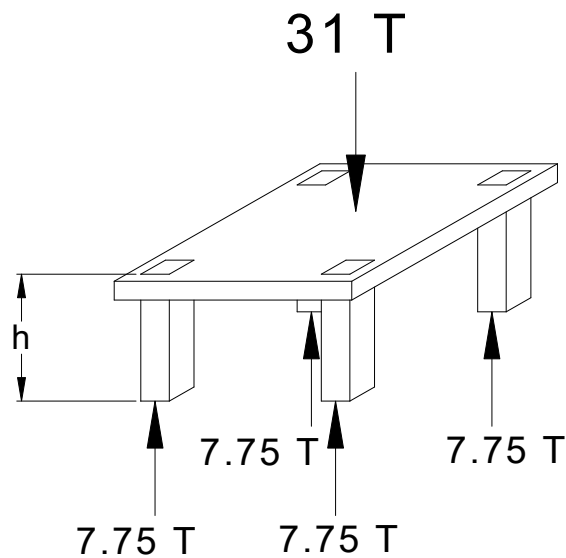
(Fricción entre concreto y suelo)

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

Número de Pilotes (Carga Total)

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





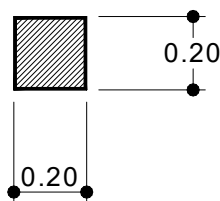
Isométrico Zapata Piloteada

Área pilote a Fricción (caras o superficies)

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

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

Si Arista de Sección de Pilote es 0.20



$$2.15 \text{ m}^2 = 4 * 0.20 * h$$

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

Refuerzos en Pilotes

$$f'_c = 210 \frac{Kg}{cm^2} = 0.21T/cm^2$$

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

∴ Área mínima de columna: (factorizando) $84 * 0.7 = 58T > 7.75T$

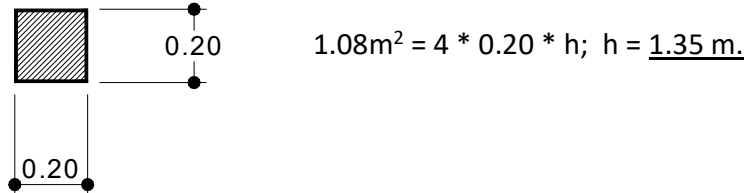
Pero, Replanteando a 8 pilotes.

Con 8 Pilotes se tiene $31/8 = 3.9T$

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

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	

Pero 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 22.1 T

TOTAL..... 47.3 T

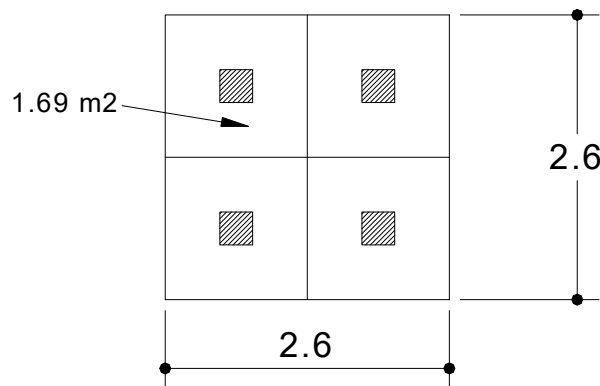
Calculo Excentricidades

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

$$0.31 < h_z/6 < b_z/6; \quad 0.31 < 2.6/6; \quad \underline{0.31 < 0.43}.$$

Presión de Diseño Pilote:

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



$$q = \frac{7.75T}{1.69m^2} = 4.6T/m^2.$$

$$q_{ul} = f_{CU} * q = 1.4 * 4.6 = 6.42T/m^2 = q_{cl} > V_s, \text{ compensado * fricción.}$$

Peralte Efectivo

Con 7.5 cm (3 plg) de recubrimiento, $d = 45 - 7.5 = \underline{37.5 \text{ cm.}}$

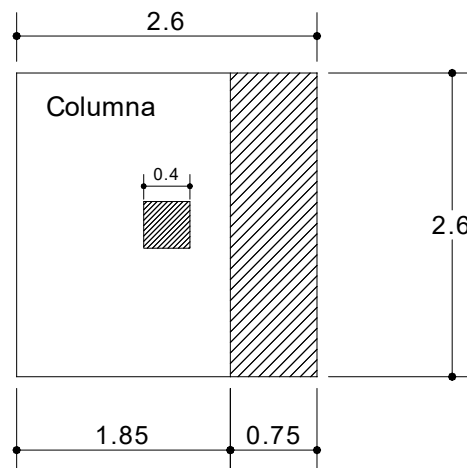
Corte Simple

$$V_{Actuante} = q_{ul} * hz * l = q_{ul} * hz * \left(\frac{hz - hc}{2} - d \right) = 6.42 * 2.60 \left(\frac{2.60 - 0.40}{2} - 0.375 \right) = 12.10 \text{ T}$$

$$V_{Resistente} = \lambda * 0.53 \sqrt{f'c} * d * hz = 0.75 * 0.53 \sqrt{210} * 37.5 * 260 / 1000 = 56.48T \quad \text{-concreto}$$

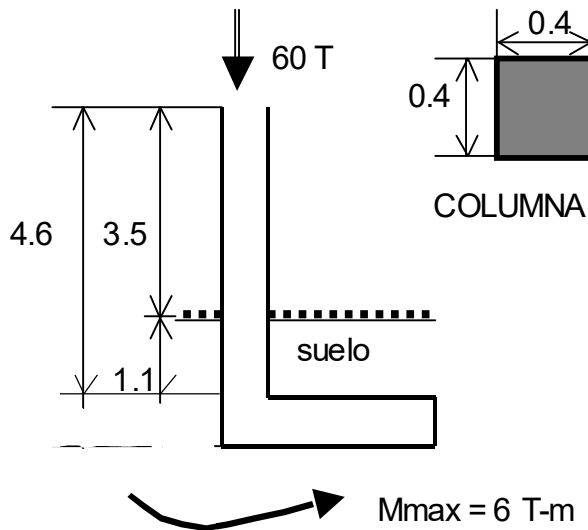
liviano ver este manual-

$$\therefore \underline{56.5 = V_R > 12.1 = V_A}$$



ZAPATA EXÉNTRICA de ser posible No Utilizarla.

Diseñe la zapata siguiente:

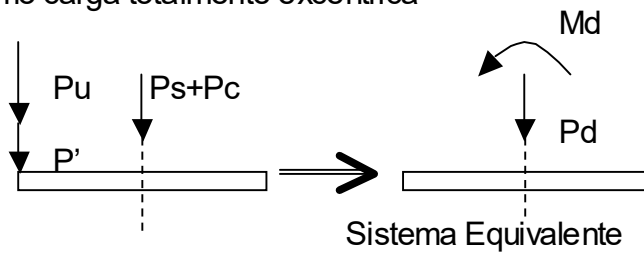


DATOS

$f_{cu} = 1.5$
 $V_s = 17 \text{ T/m}^2$
 $W_{\text{suelo}} = 1.6 \text{ T/m}^3$
 $W_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ T/m}^3$
 $f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$

1. CARGA SERVICIO
 $P' = 60/1.5 = 40 \text{ T}$
 $M_x = 6/1.5 = 4 \text{ T-m}$

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: $3.50 \times 3.50 = \underline{12.25 \text{ m}^2}$

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

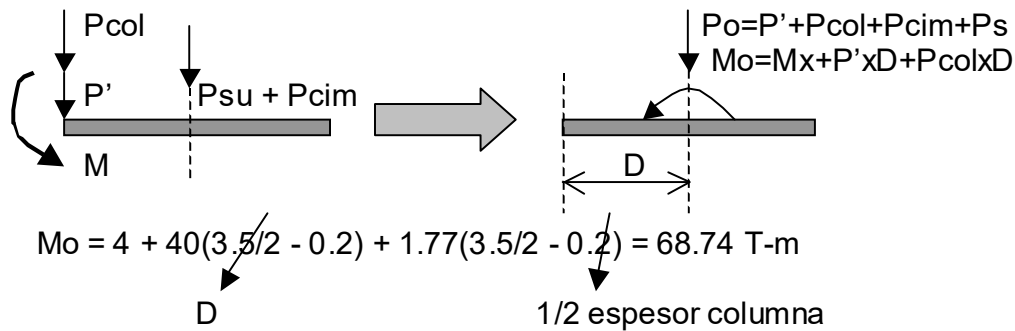
$P' = \dots\dots\dots 40.00 \text{ T} +$

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

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

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

78.03 T



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

La PRESIÓN es:

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

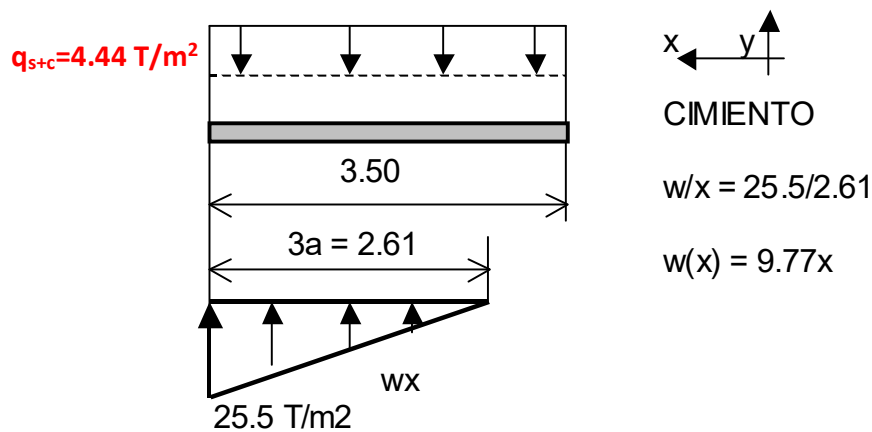
$$a = \ell / 2 - e = 3.5 / 2 - 0.8 = 0.87 = a \rightarrow 3a = 2.61 \text{ m}$$

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

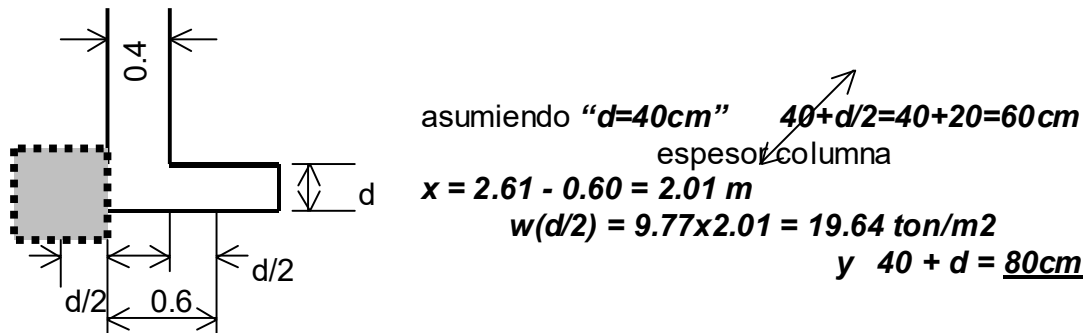
La presión terreno y cimiento sobre este último es:

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

Presión sobre el cimiento:



CHEQUEO CORTE PUNZONANTE.

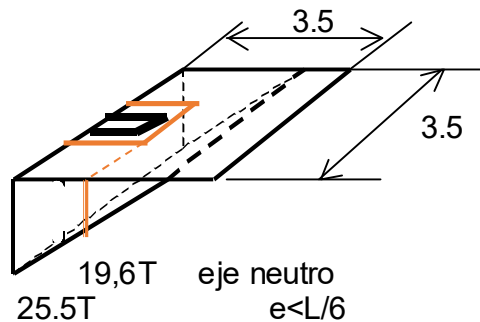


CORTE ACTUANTE PUNZONANTE

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

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

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



CORTE RESISTENTE PUNZONANTE de ACI 318-19

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

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

Tomando el peralte en efecto de medida (Sección 22.5.5.1.3. ACI 318-19, ver este manual

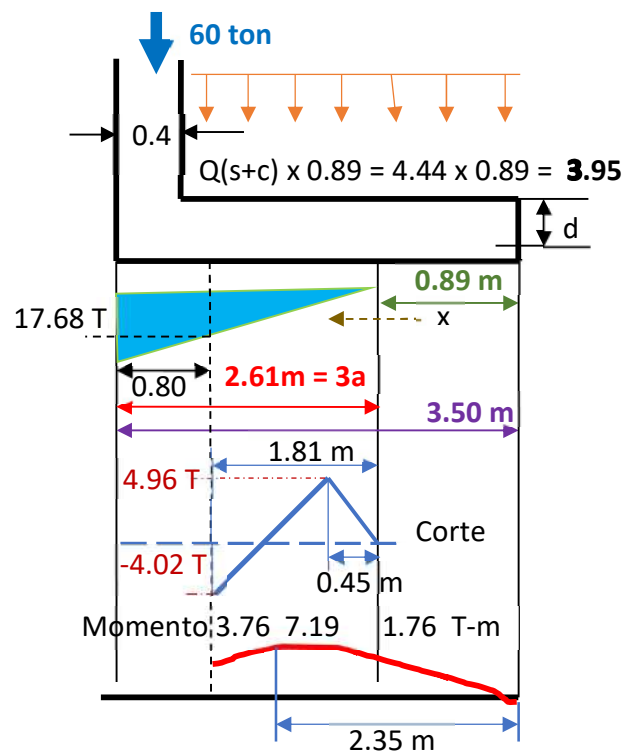
en centímetros) $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04 \times d}} \leq 1 \quad \lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04 \times 40}} = 0.77, \quad \lambda_s = 0.77$

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

$$= \mathbf{83.5\text{ Ton}}$$

$$\begin{aligned}
 V_{Res2} &= 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \lambda_s \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= 0.53 \times 0.85 \times 0.77 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{210} \times 200 \times 40 = 120,644 \text{ kg} \\
 &= 120.6 \text{ Ton} \\
 V_{Res3} &= 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.27 \left(2 + \frac{30 \times 40}{200}\right) \times 0.85 \sqrt{210} \times 200 \times 40 \\
 &= 212,849 \text{ kg} = 212.8 \text{ Ton} \\
 V_{res1-MENOR} &> V_{actuante}, \quad 83.5 \text{ Ton} > 61 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

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

$$M_1 = 4.44 \times 0.89 \times \frac{0.89}{2} = 1.76 \frac{T-m}{m} \text{ donde no actúa la reacción del suelo}$$

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

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

Para momento máximo

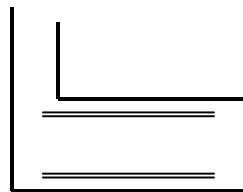
$$V = 3.95 + 4.44X - 4.89X^2, \text{ si } V = 0 \Rightarrow X = 1.46 \text{ m}, \therefore \omega_{Umax} = 9.77 \times 1.46 = 14.27 \text{ T/m}$$

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

$$= 1.46 + 0.89$$

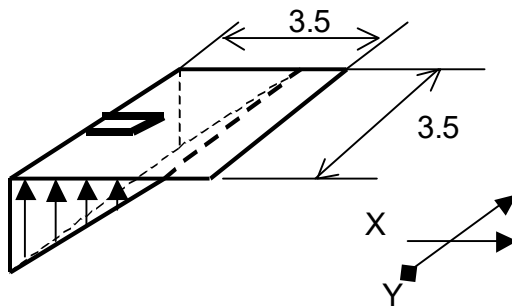
$$A_{s\text{mínimo}} = 0.0018 \times 40 \times 100 = 7.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.25 \text{ m} \approx 8 \text{ cm}^2$$

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



#5@0.25

CHEQUEO FLEXIÓN EN SENTIDO Y - Y



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

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

PARA MOMENTO ACTUANTE, (a rostro de columna)

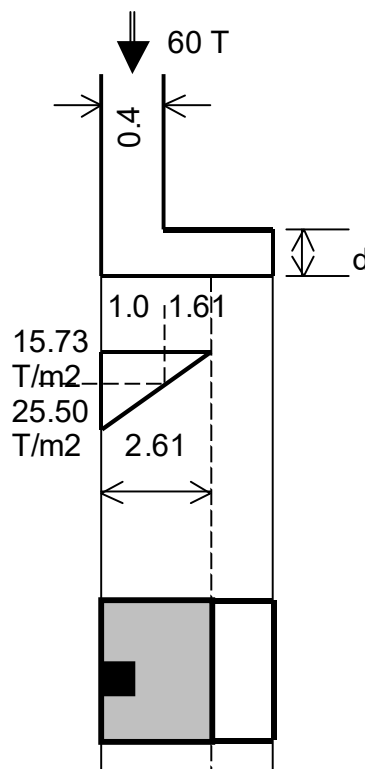
$$M_{act} = \frac{\omega \ell^2}{2} = \frac{20.62 \times 1.55^2}{2} = 19.44 T - \frac{m}{m} \wedge 1.55 = \left\{ \frac{3.5 - 0.4}{2} \right\}$$

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

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

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

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

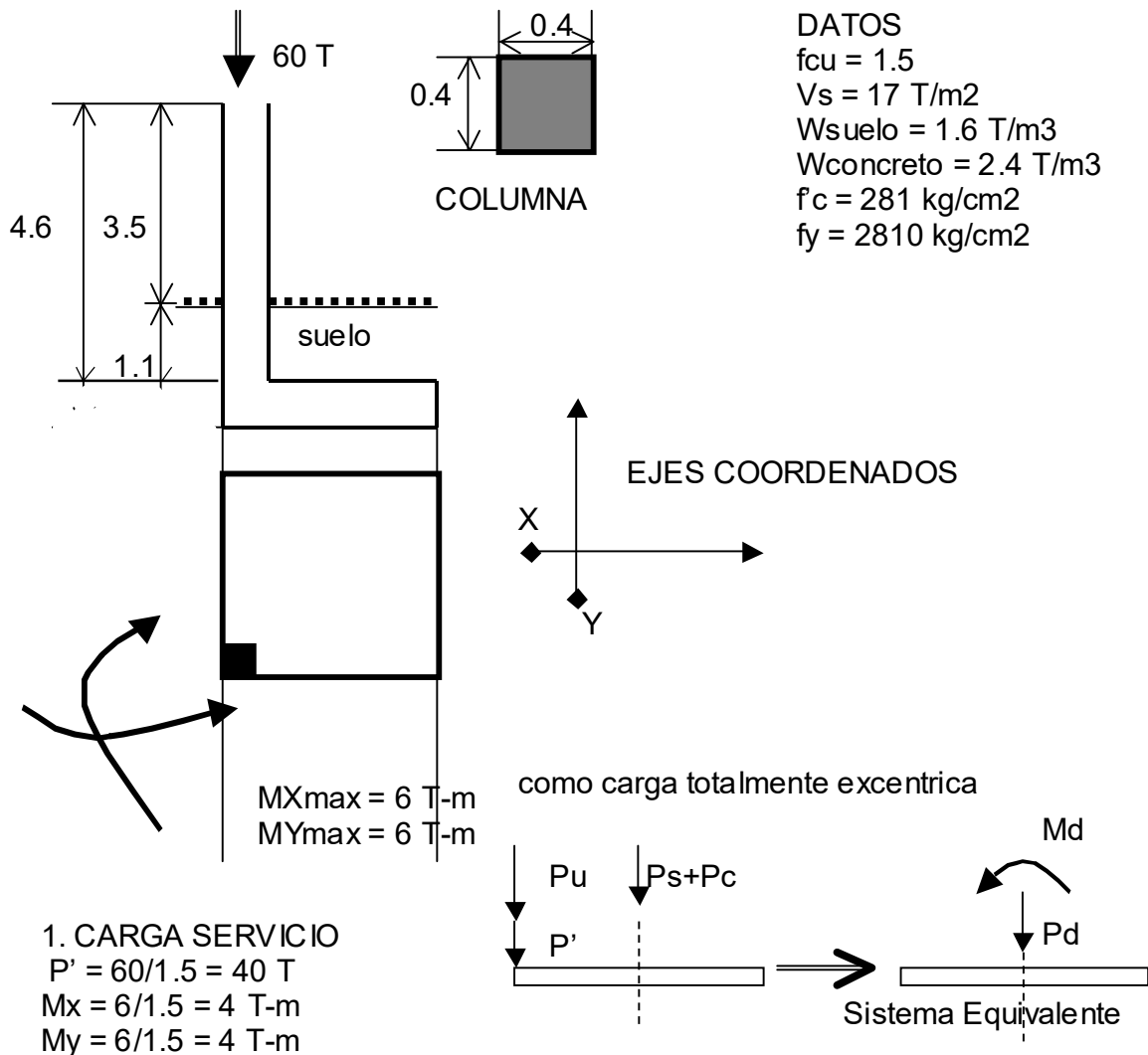


ACTIVIDAD:

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 mas inestable No Utilizarla.

Diseñe la zapata siguiente:



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

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

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

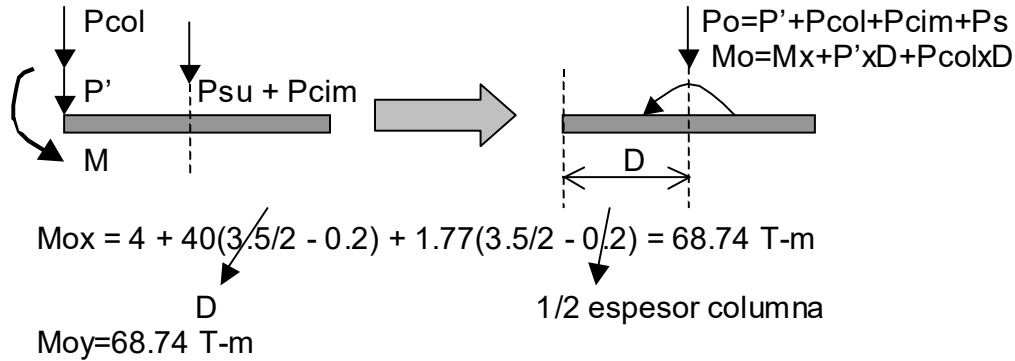
$P' = \dots\dots\dots 40.00 \text{ T} +$

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

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

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

83.91 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:

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

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

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

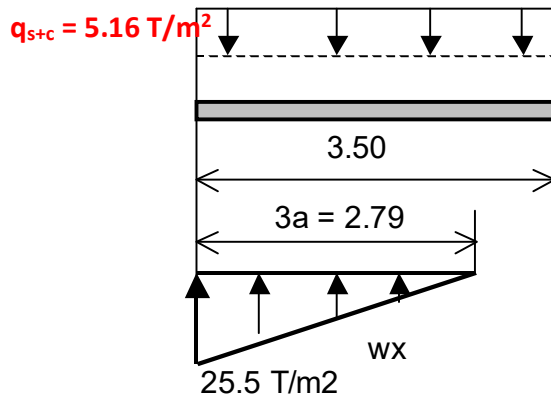
$$a_y = \frac{\ell_y}{2} - e_y = 3.5 / 2 - 0.82 = 0.93 = a_y \rightarrow 3a_y = 2.79 \text{ m}$$

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**:

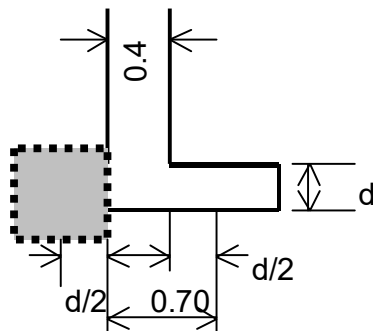


CIMIENTO

$$w/x = 25.5/2.79$$

$$w(x) = 9.14x$$

CHEQUEO CORTE PUNZONANTE.



asumiendo " $d=60\text{cm}$ " $40 + d/2 = 40 + 30 = 70\text{cm}$
espesor columna

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

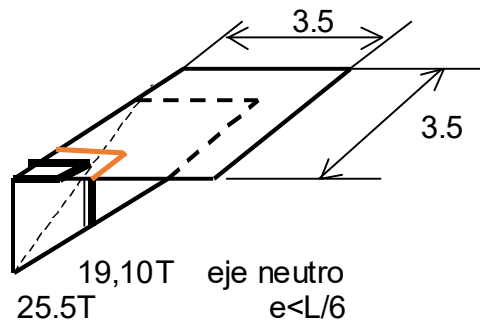
$$w(d/2) = 9.14 \times 2.09 = 19.10 \text{ ton/m}^2$$

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 318-19

Corte punzonante o punzante a peralte medios: $\frac{d}{2} = \frac{60\text{cm}}{2} = 30\text{ cm}$

$$b = 2 \times (40 + d/2) = 2 \times (40 + 30) = \mathbf{140\text{ cm}}$$

Tomando el peralte en efecto de medida (Sección 22.5.5.1.3. ACI 318-19, ver este manual

en centímetros) $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times d}} \leq 1 \quad \lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times 60}} = 0.59, \quad \lambda_s = 0.59$

$$V_{Res}^x = V_{Res1}^y = 1.1 \times \lambda_s \times \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times 0.59 \times 0.85 \sqrt{210} \times 140 \times 60 \\ = 67,151\text{kg} = \mathbf{67.2\text{ Ton}}$$

$$V_{Res2}^x = V_{Res2}^y = 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \lambda_s \sqrt{f'c} \times b \times d \\ = 0.53 \times 0.85 \times 0.59 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{210} \times 140 \times 60 = 97,063\text{kg} \\ = 97.1\text{ Ton}$$

$$V_{Res3}^x = V_{Res}^y = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d \\ = 0.27 \left(2 + \frac{20 \times 40}{140}\right) \times 0.85 \sqrt{210} \times 140 \times 60 = 215,510\text{kg} \\ = 215.5\text{ Ton}$$

$V_{res1-MENOR} > V_{actuante}$, $67.2\text{ Ton} > 61\text{ Ton}$ 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 $W(1.79) = 9.14 \times 1.79 = \mathbf{16.36 = W(1.79)}$

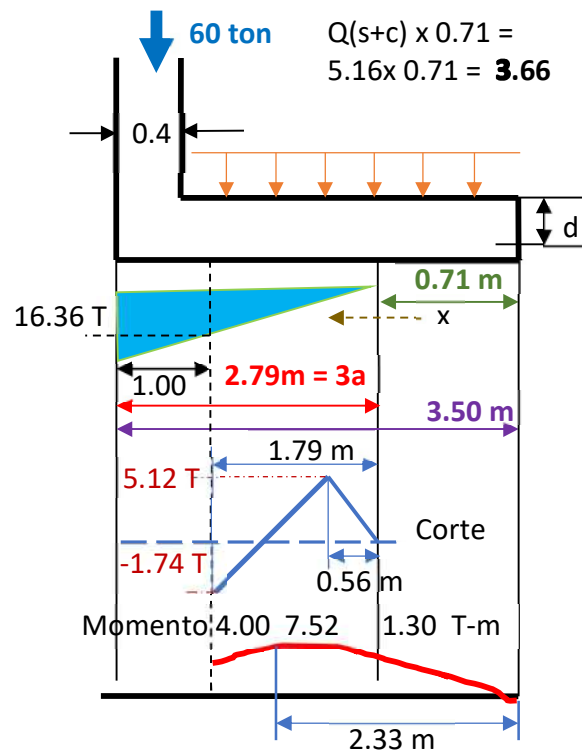
Si $0 < X < 2.79$ $V_{act} = 3.66(\downarrow) + 5.16X(\downarrow) - 9.14X^2/2(\uparrow) \therefore \mathbf{V_{act}(1.79) = -1.74}$

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.

$$V = 3.66 + 5.16X - 4.57X^2, \text{ si } V = 0 \Rightarrow X = 1.62 \text{ m}, \therefore \omega_{U_{\max}} = 9.14 \times 1.62 = 14.83 \text{ T/m}$$

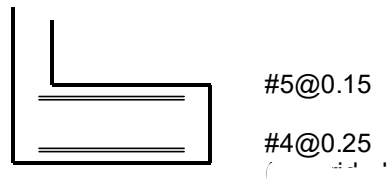
$$M_{\text{actuate}} = 5.16 \times \frac{2.33^2}{2} - 14.83 \times \frac{1.62}{2} \times \frac{1.62}{3} = 7.52 \frac{Ton-m}{m} \wedge 2.33 \text{ m}$$

$$= 1.62 + 0.71$$

$$A_{\text{mínimo}} = 0.0018 \times 60 \times 100 = 10.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.15\text{m} \approx 13.33 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{último}} = 0.9 \times 13.33 \times 2810 \times \left[60 - \frac{13.33 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right] = 1,996,260 \text{ kg-cm}$$

$$= 19.96 \frac{Ton-m}{m} > 7.52 \frac{Ton-m}{m}$$



Para momento máximo en ' - Y.

$$V = 3.66 + 5.16X - 4.57X^2, \text{ si } V = 0 \Rightarrow X = 1.62 \text{ m}, \therefore \omega_{U\max} = 9.14 \times 1.62 = 14.83 \text{ T/m}$$

$$M_{actuate} = 5.16 \times \frac{2.33^2}{2} - 14.83 \times \frac{1.62}{2} \times \frac{1.62}{3} = 7.52 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}} \wedge 2.33 \text{ m}$$

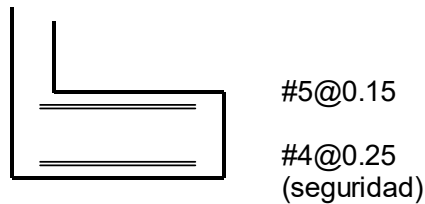
$$= 1.62 + 0.71$$

$$\text{Peralte "Y"} = 60 \text{ cm} - \phi_{\#5} = 60 - 1.6 = 58.40 \text{ cm}$$

$$A_{s\text{mínimo}} = 0.0018 \times 58.40 \times 100 = 10.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.15\text{m} \approx \mathbf{13.33 \text{ cm}^2}$$

$$M_{\text{último}} = 0.9 \times 13.33 \times 2810 \times \left[58.40 - \frac{13.33 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right] = 1,942,322 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$= \mathbf{19.42 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}} > \mathbf{7.52 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}}$$



ACTIVIDAD:

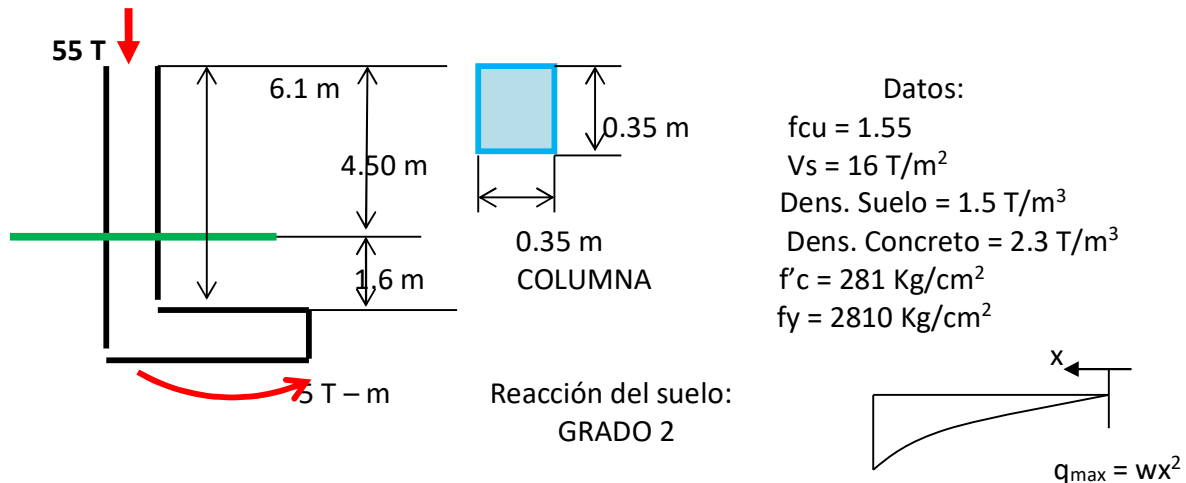
1. Replantear este problema con momentos en X y Y de valores diferentes y proponer dimensionales de zapata acorde a la proporción de momentos.
2. Replantear lo anterior con zapata y pilotes de fricción.

SUELO LINEAL O NO LINEAL.

1. La mayoría de textos se va por el lado de asumir suelos de proporción lineal entre esfuerzo o carga mínima y máxima.
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.
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.

ZAPATA EXÉNTRICA GRADO 2. De ser posible No Utilizarla.

Diseñe la zapata siguiente:



CARGAS DE SERVICIO

$$P' = 55/1.55 = 35.48 \text{ T}$$

$$M_x = 5/1.55 = 3.23 \text{ T-m}$$

$$A_{ZAPATA} = \frac{1.55 \times 35.48}{16} = 3.44 \text{ m}^2 \rightarrow \{zapata = 1.85 \times 1.85 \text{ m}\}$$

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

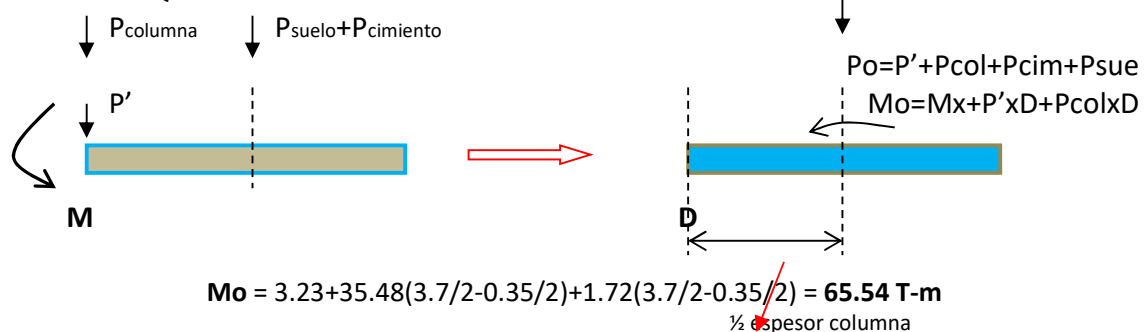
$$P' = \dots\dots\dots 35.48 \text{ T} +$$

$$P_{columna} = 0.35 \times 0.35 \times 6.1 \times 2.3 = 1.72 \text{ T}$$

$$P_{suelo} = 3.7 \times 3.7 \times 1.6 \times 1.5 = 32.86 \text{ T}$$

$$P_{cimiento} = 3.7 \times 3.7 \times 0.50 \times 2.3 = 15.74 \text{ T} \text{ se asume "t = 0.50 grosor zapata"} \\ \underline{85.80 \text{ T}}$$

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:

$$q_{MAX} = \frac{2P}{3bd} = \frac{2P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4 \times 85.80}{3 \times 3.7(3.7 - 2 \times 0.76)} = 14.18 T/m^2 \leq V_s = 16 \frac{T}{m^2}$$

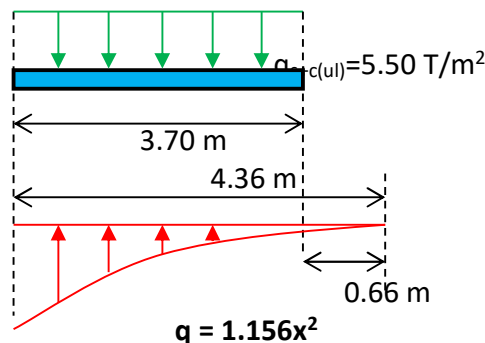
$$a = \ell/2 - e = 3.7/2 - 0.76 = 1.09 = a \rightarrow 4a = 4.36m$$

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:

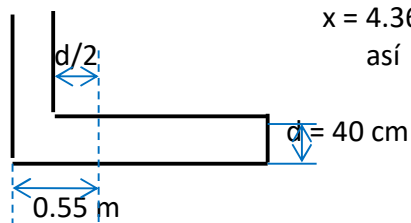
$$q_{s+c} = 1.5 \times 1.6 + 2.3 \times 0.5 = 3.55 T/m^2 \Rightarrow q_{ul(s+c)} = 1.55 \times 3.55 = 5.50 T/m^2$$

Presión sobre el cimiento:



$q_{max} = 21.98 T/m^2$ (reacción del suelo)

CHEQUEO CORTE PUNZONANTE. 0.50 m Asumiendo $d = 40$ cm (10 cm de recubrimiento) $0.35 + d/2 = 0.55$ m



$$x = 4.36 - 0.55 = 3.81$$

$$\text{así } q(3.81) = 1.156(3.81)^2 = 16.87 T/m^2$$

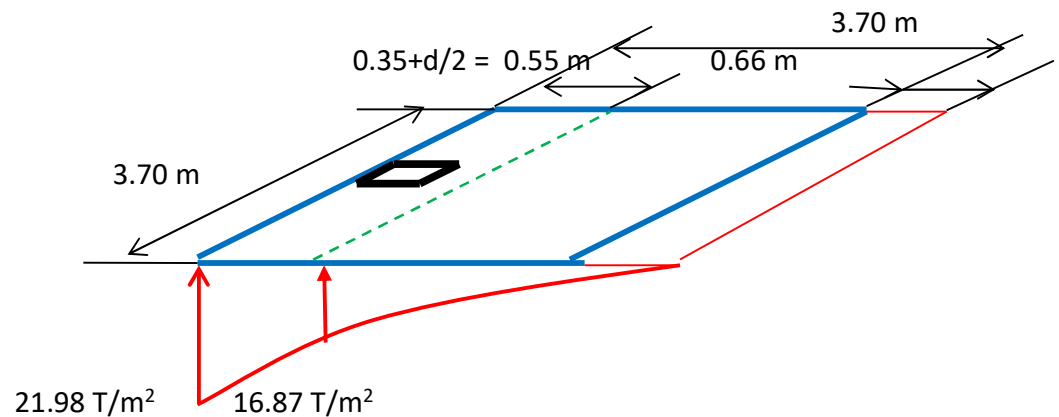
$$\text{Además: } 35 + d = 75 \text{ cm}$$

CORTE ACTUANTE PUNZONANTE (Aproximación lineal, por sector del grafico)

$$V_{actuante} = P_u + q_{ul(s+c)} \times (35 + d) \left(35 + \frac{d}{2} \right) - \left(\frac{q_{max} - q_{ul(s+c)}}{2} \right) (35 + d) \left(35 + \frac{d}{2} \right)$$

$$V_{actuante} = 55 + 5.50 \times 0.75 \times 0.55 - \left(\frac{21.98 - 16.87}{2} \right) \times 0.75 \times 0.55$$

$$V_{act} = 60.75 ton$$



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 318-19, ver este manual

en centímetros) $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times d}} \leq 1 \quad \lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04 \times 40}} = 0.77, \quad \lambda_s = 0.77$

$$V_{Res} = 1.1 \times \lambda_s \times \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times 0.77 \times 0.85 \sqrt{210} \times 185 \times 40 = 108,395\text{kg}$$

$$= \mathbf{108.4\text{ Ton}}$$

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

$$= 0.53 \times 0.85 \times 0.77 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{210} \times 185 \times 40 = 156,681\text{kg}$$

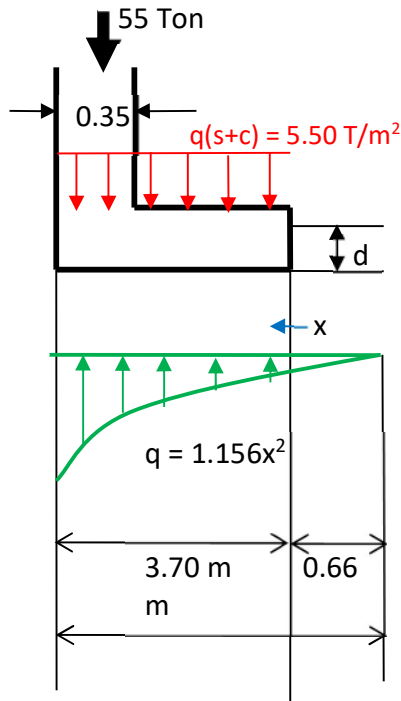
$$= \mathbf{156.7\text{ Ton}}$$

$$V_{Res3} = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.27 \left(2 + \frac{30 \times 40}{200}\right) \times 0.85 \sqrt{210} \times 185 \times 40$$

$$= 159,637\text{kg} = \mathbf{159.6\text{ Ton}}$$

$$\mathbf{V_{res1-MENOR} > V_{actuante}, \quad 108.4\text{ Ton} > 61\text{ Ton}}$$

CHEQUEO CORTE SIMPLE.



CORTE SIMPLE ACTUANTE.

Si "d = 45" y "grueso columna = 35" la suma de ambos = 80 cm.

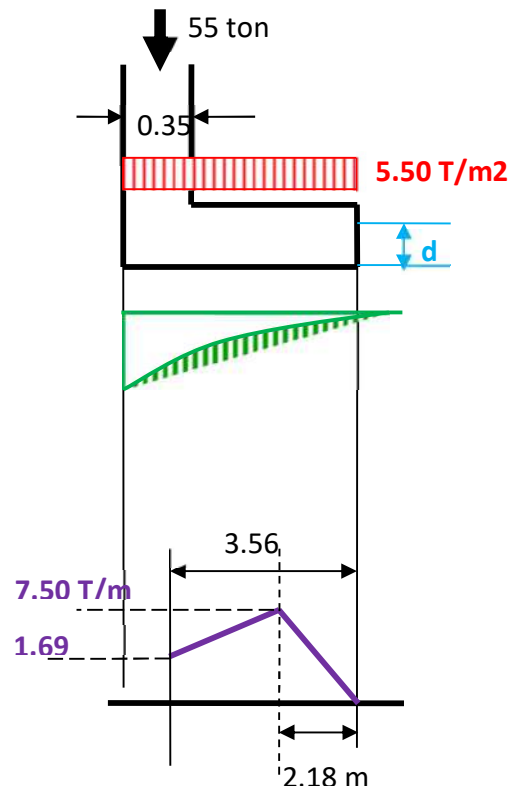
Entonces: $X = 4.36 - 0.80$, **$X = 3.56$** de donde $q(3.56) = 1.156(3.56)^2 = \mathbf{14.65}$

$$\text{Si } 0 < X < 3.70 \quad V_{act} = \mathbf{5.50X(\downarrow)} - \mathbf{1.156X^3/3(\uparrow)} - \mathbf{1.156(0.66)^2(\uparrow)} = \\ -0.50 + 5.50X - 1.156X^3/3 \quad \therefore \mathbf{V_{act}(3.56) = 1.69}$$

Para un valor máximo hay que derivar la función anterior:

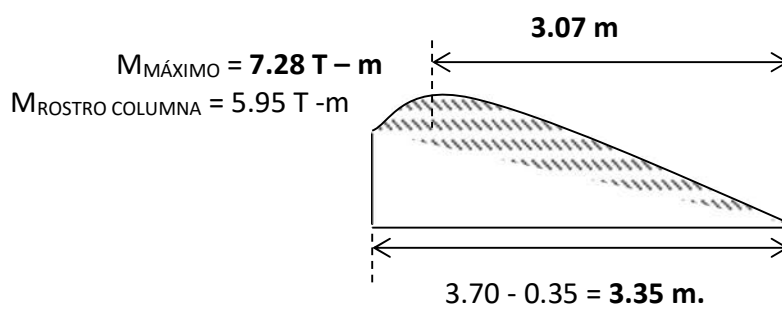
$$\frac{\partial V_{act}}{\partial x} = 0 = 5.50 - 1.156X^2 \quad \therefore X = \sqrt{\frac{5.50}{1.156}} = 2.18m$$

$$V_{act}(2.18) = 7.50 \frac{T}{m} \rightarrow \text{franja unitaria}$$



CHEQUEO FLEXIÓN EN SENTIDO X-X

A rostro de columna



Calculando momento a rostro de columna:

$$\omega_{\text{ROSTRO-COLUMNA}} = 1.156 \times (4.36 - 0.35)^2 = 18.59 \frac{T}{m^2}; (4.36 - 0.35 = 4.01)$$

$$M_{RC} = \frac{5.50 \times (3.70 - 0.35)^2}{2} - 18.59 \times \frac{4.01}{3} \times \frac{4.01}{4} = 5.95 \frac{T-m}{m}$$

Para momento máximo:

$$V = -0.50 + 5.50X - 1.156X^3/3 = -0.50 + 5.50X - 0.3853X^3,$$

si $V = 0 \Rightarrow X = 3.73 \text{ m}, \therefore \omega_{U\text{max}} = 1.156 \times 3.73^2 = 16.08 \text{ T/m}$

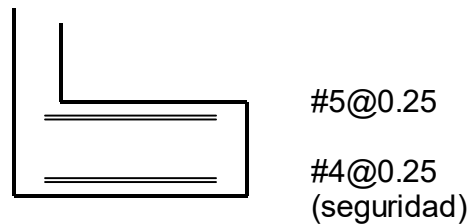
$$M_{actuate} = 5.50 \times \frac{(3.73 - 0.66)^2}{2} - 16.08 \times \frac{3.73}{3} \times \frac{3.73}{4}$$

$$= 7.28 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}} \wedge 3.07 \text{ m} = 3.73 - 0.66$$

$$A_{s\text{mínimo}} = 0.0018 \times 40 \times 100 = 7.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.25\text{m} \approx 8.00 \text{ cm}^2$$

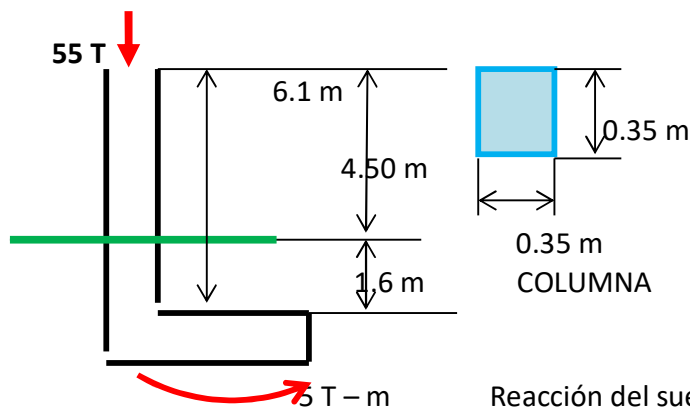
$$M_{\text{último}} = 0.9 \times 8.00 \times 2810 \times \left[40 - \frac{8.00 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right] = 799,759 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$= 8.00 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}} > 7.28 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}$$



ZAPATA EXÉNTRICA GRADO 3. De ser posible No Utilizarla.

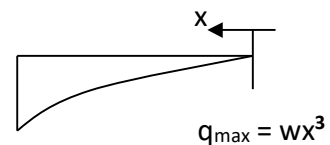
Diseñe la zapata siguiente:



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
- $f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$
- $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$

Reacción del suelo:
GRADO 3



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: $3.70 \times 3.70 = \underline{13.69 \text{ m}^2}$

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

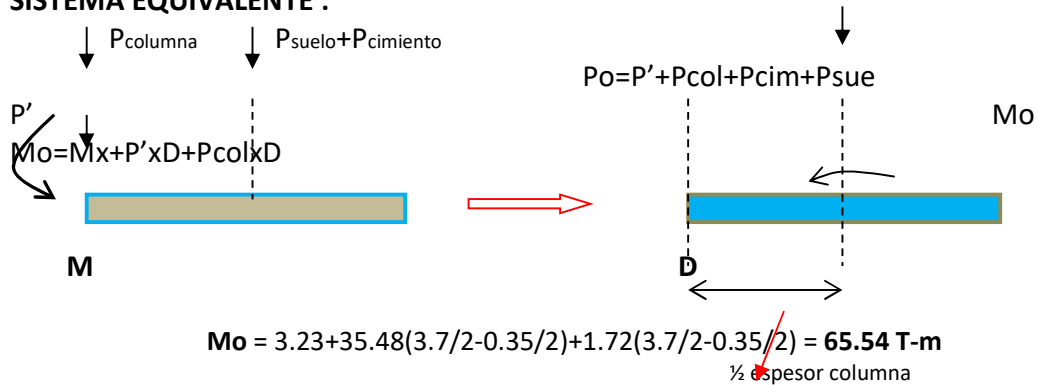
$$P' = \dots\dots\dots 35.48 \text{ T} +$$

$$P_{\text{columna}} = 0.35 \times 0.35 \times 6.1 \times 2.3 = 1.72 \text{ T}$$

$$P_{\text{suelo}} = 3.7 \times 3.7 \times 1.6 \times 1.5 = 32.86 \text{ T}$$

$$P_{\text{cimiento}} = 3.7 \times 3.7 \times 0.50 \times 2.3 = 15.74 \text{ T} \text{ se asume "t = 0.50 grosor zapata"} \\ \mathbf{85.80 \text{ T}}$$

SISTEMA EQUIVALENTE :



Donde: $e = \frac{M}{P} = \frac{65.54 \text{ T-m}}{85.80 \text{ T}} = 0.76 \text{ m}$

La PRESIÓN es:

$$q_{\text{MAX}} = \frac{2P}{3bd} = \frac{2P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4 \times 85.80}{3 \times 3.7(3.7 - 2 \times 0.76)} = 14.18 \text{ T/m}^2 \leq V_s = 16 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

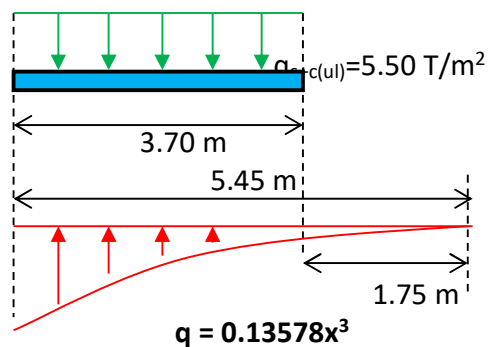
$$a = \ell/2 - e = 3.7/2 - 0.76 = 1.09 = a \rightarrow 5a = 5.45 \text{ m}$$

La Presión del terreno último es: $q_{\text{MAX}} = 1.55 \times 14.18 = 21.98 \text{ T/m}^2$

La presión terreno y cimiento sobre este último es:

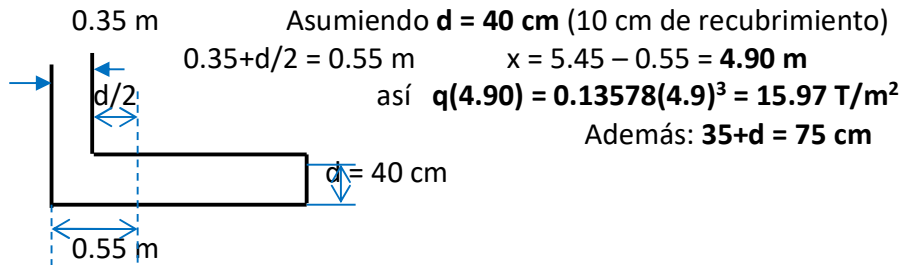
$$q_{s+c} = 1.5 \times 1.6 + 2.3 \times 0.5 = 3.55 \text{ T/m}^2 \Rightarrow q_{ul(s+c)} = 1.55 \times 3.55 = 5.50 \text{ T/m}^2$$

Presión sobre el cimiento:



$$q_{\text{max}} = 21.98 \text{ T/m}^2 \text{ (reacción del suelo)}$$

CHEQUEO CORTE PUNZONANTE.

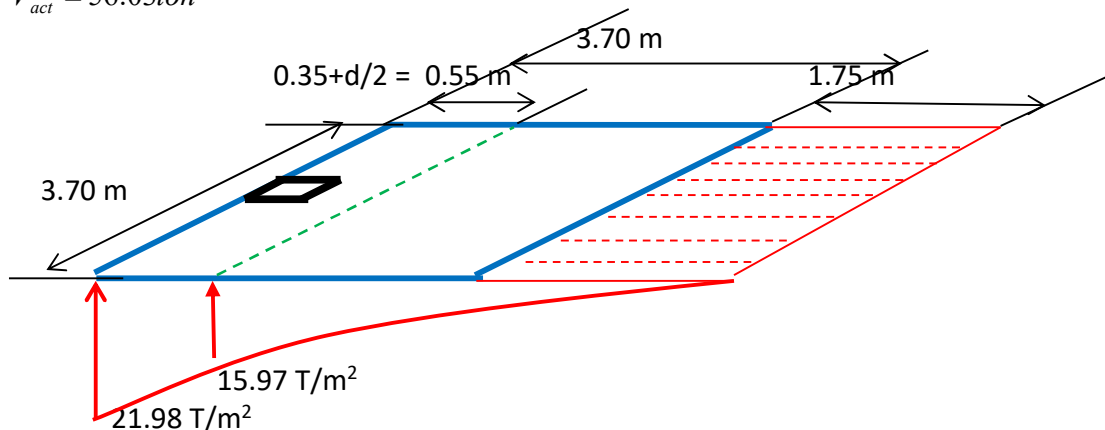


CORTE ACTUANTE PUNZONANTE (Aproximación lineal, por sector del grafico)

$$V_{actuante} = P_u + q_{ul(s+c)} \times (35 + d) \left(35 + \frac{d}{2} \right) - \left(\frac{q_{\max} - q_{ul(s+c)}}{2} \right) (35 + d) \left(35 + \frac{d}{2} \right)$$

$$V_{actuante} = 55 + 5.50 \times 0.75 \times 0.55 - \left(\frac{21.98 - 15.97}{2} \right) \times 0.75 \times 0.55$$

$$V_{act} = 56.03 \text{ ton}$$



CORTE RESISTENTE PUNZONANTE de ACI 318-19

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

$$b = 2 \times (35 + d/2) + 35 + 2 \times (d/2) = 2 \times (35 + 20) + 35 + 40 = 185 \text{ cm}$$

Tomando el peralte en efecto de medida (Sección 22.5.5.1.3. ACI 318-19, ver este manual

en centímetros) $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04 \times d}} \leq 1$ $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04 \times 40}} = 0.77$, $\lambda_s = 0.77$

$$V_{Res1} = 1.1 \times \lambda_s \times \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times 0.77 \times 0.85 \sqrt{210} \times 185 \times 40 = 108,395 \text{ kg}$$

$$= 108.4 \text{ Ton}$$

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

$$= 0.53 \times 0.85 \times 0.77 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times \sqrt{210} \times 185 \times 40 = 156,681 \text{ kg}$$

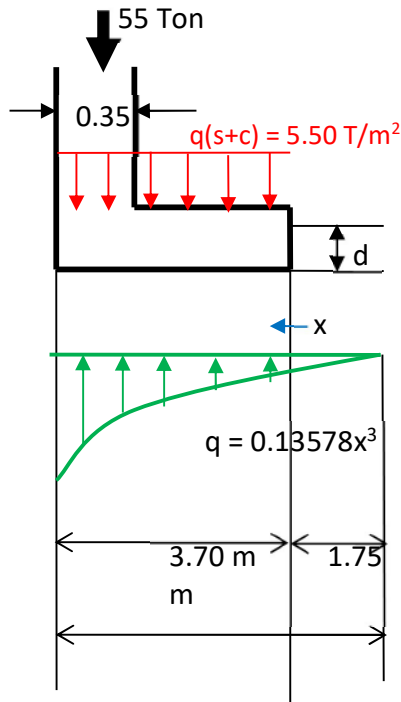
$$= 156.7 \text{ Ton}$$

$$V_{Res3} = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.27 \left(2 + \frac{30 \times 40}{200} \right) \times 0.85 \sqrt{210} \times 185 \times 40$$

$$= 159,637 \text{ kg} = 159.6 \text{ Ton}$$

$$V_{res1-MENOR} > V_{actuante}, \text{ 108.4 Ton} > 56 \text{ Ton}$$

CHEQUEO CORTE SIMPLE.



CORTE SIMPLE ACTUANTE.

Si "d = 45" y "grueso columna = 35" la suma de ambos = 80 cm.

Entonces: $X = 5.45 - 0.80$, **$X = 4.65$** de donde $q(4.65) = 0.13578(4.65)^3 = \mathbf{13.65}$

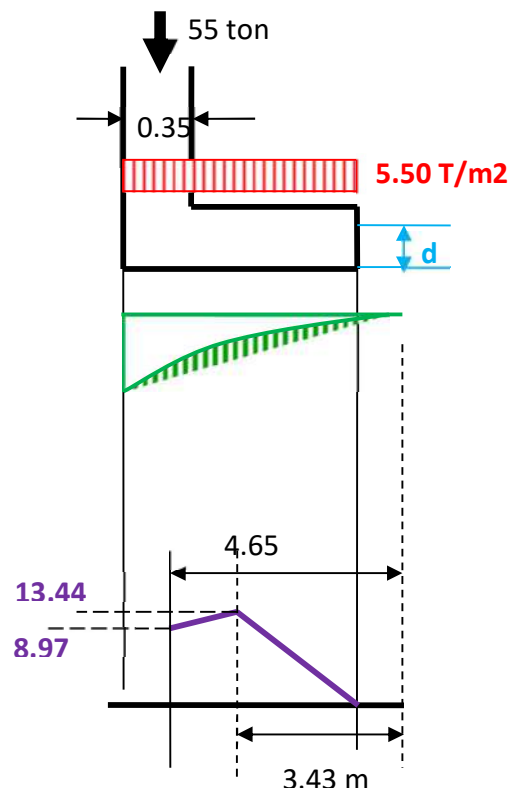
$$\text{Si } 0 < X < 3.70 \quad V_{act} = \mathbf{5.50X}(\downarrow) - \mathbf{0.13578X^4/4}(\uparrow) - \mathbf{0.13578(1.75)^3}(\uparrow) =$$

$$-0.73 + 5.50X - 0.13578X^4/4 \quad \therefore \mathbf{V_{act}(4.65) = 8.97}$$

Para un valor máximo hay que derivar la función anterior:

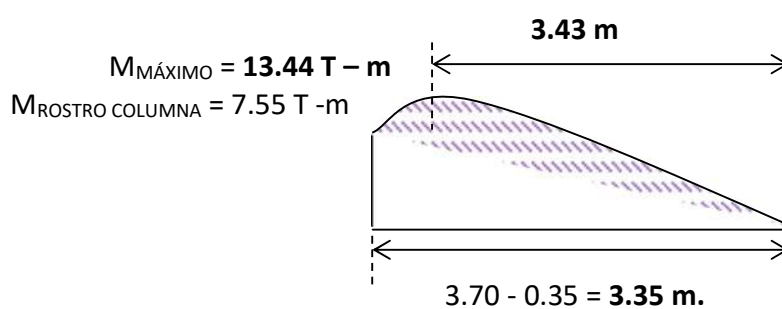
$$\frac{\partial V_{act}}{\partial x} = 0 = 5.50 - 0.13578X^3 \quad \therefore X = \sqrt[3]{\frac{5.50}{0.13578}} = 3.43 \text{ m}$$

$$V_{act}(3.43) = 13.44 \frac{T}{m} \rightarrow \text{franja unitaria}$$



CHEQUEO FLEXIÓN EN SENTIDO X-X

A rostro de columna



Calculando momento a rostro de columna:

$$\omega_{\text{ROSTRO-COLUMNA}} = 0.13578 \times (5.45 - 0.35)^3 = 18.01 \frac{T}{m^2}; (5.45 - 0.35 = 5.10)$$

$$M_{RC} = \frac{5.50(3.70 - 0.35)^2}{2} - 18.01 \times \frac{5.10}{4} \times \frac{5.10}{5} = 7.44 \frac{T-m}{m}$$

Para momento máximo:

$$V = -0.73 + 5.50X - 0.13578X^4/4 = -0.73 + 5.50X - 0.033945X^4,$$

$$\text{si } V = 0 \Rightarrow X = 5.41 \text{ m}, \therefore \omega_{U_{\max}} = 0.13578 \times 5.41^3 = 21.50 \text{ T/m}$$

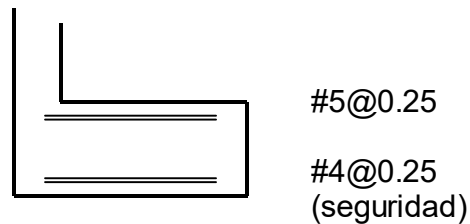
$$M_{actuate} = 5.50 \times \frac{(5.41 - 1.75)^2}{2} - 21.05 \times \frac{5.41}{4} \times \frac{5.41}{5}$$

$$= 6.03 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}} \wedge 3.66 \text{ m} = 5.41 - 1.75$$

$$A_{s\text{mínimo}} = 0.0018 \times 40 \times 100 = 7.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.25\text{m} \approx 8.00 \text{ cm}^2$$

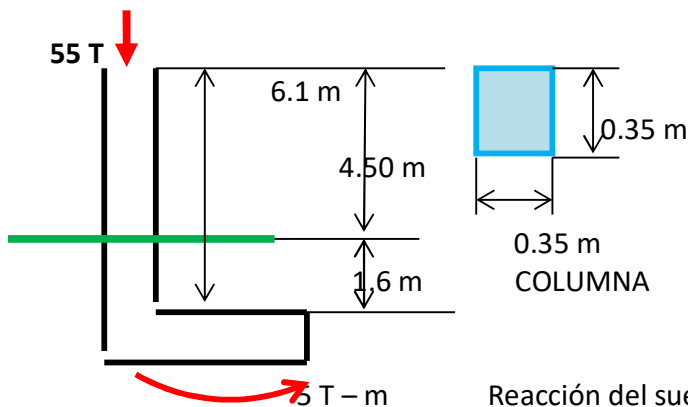
$$M_{\text{último}} = 0.9 \times 8.00 \times 2810 \times \left[40 - \frac{8.00 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right] = 799,759 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$= 8.00 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}} > 6.03 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}$$



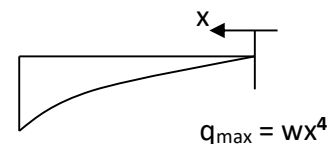
ZAPATA EXÉNTRICA GRADO 4. De ser posible No Utilizarla.

Diseñe la zapata siguiente:



Reacción del suelo:
GRADO 4

Datos:
fcu = 1.55
Vs = 16 T/m²
Dens. Suelo = 1.5 T/m³
Dens. Concreto = 2.3 T/m³
f'c = 281 Kg/cm²
fy = 2810 Kg/cm²



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: $3.70 \times 3.70 = \underline{13.69 \text{ m}^2}$

Con: Pd = P' + Pcolumna + Psuelo + Pcimiento

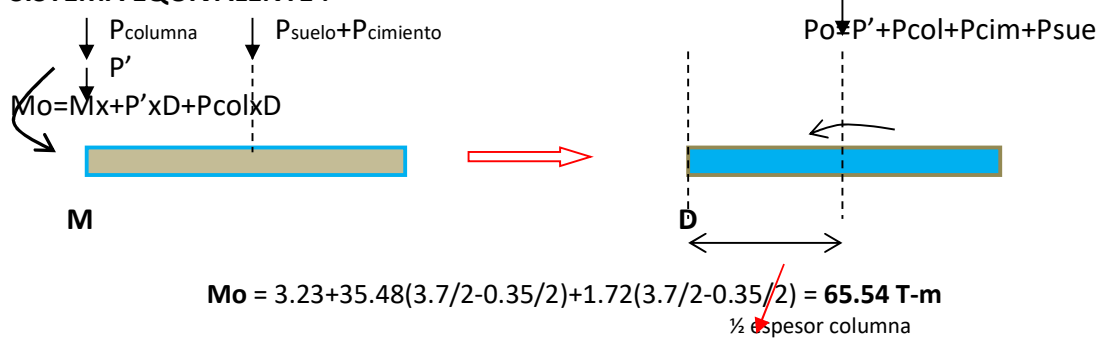
$$P' = \dots\dots\dots 35.48 \text{ T} +$$

$$P_{\text{columna}} = 0.35 \times 0.35 \times 6.1 \times 2.3 = 1.72 \text{ T}$$

$$P_{\text{suelo}} = 3.7 \times 3.7 \times 1.6 \times 1.5 = 32.86 \text{ T}$$

$$P_{\text{cimiento}} = 3.7 \times 3.7 \times 0.50 \times 2.3 = 15.74 \text{ T} \text{ se asume "t = 0.50 grosor zapata"} \\ \mathbf{85.80 \text{ T}}$$

SISTEMA EQUIVALENTE :



Donde: $e = \frac{M}{P} = \frac{65.54 \text{ T}\cdot\text{m}}{85.80 \text{ T}} = 0.76 \text{ m}$

La PRESIÓN es:

$$q_{\text{MAX}} = \frac{2P}{3bd} = \frac{2P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4P}{3b(\ell - 2e)} = \frac{4 \times 85.80}{3 \times 3.7(3.7 - 2 \times 0.76)} = 14.18 \text{ T/m}^2 \leq V_s = 16 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

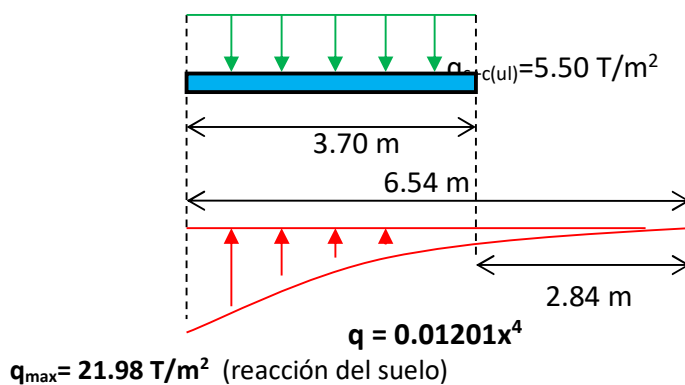
$$a = \ell/2 - e = 3.7/2 - 0.76 = 1.09 = a \rightarrow 6a = 6.54 \text{ m}$$

La Presión del terreno último es: $q_{\text{MAX}} = 1.55 \times 14.18 = 21.98 \text{ T/m}^2$

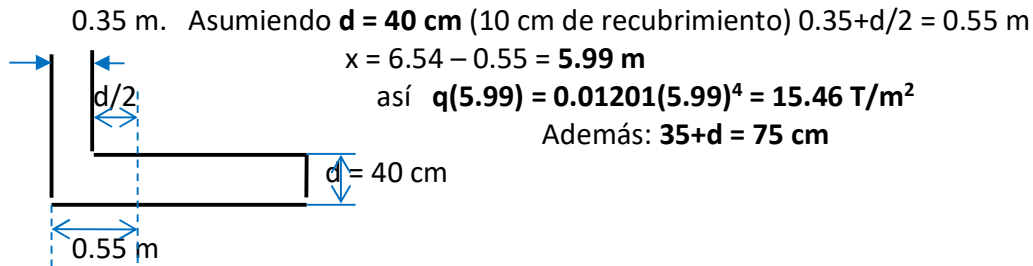
La presión terreno y cimiento sobre este último es:

$$q_{s+c} = 1.5 \times 1.6 + 2.3 \times 0.5 = 3.55 \text{ T/m}^2 \Rightarrow q_{ul(s+c)} = 1.55 \times 3.55 = 5.50 \text{ T/m}^2$$

Presión sobre el cimiento:



CHEQUEO CORTE PUNZONANTE.

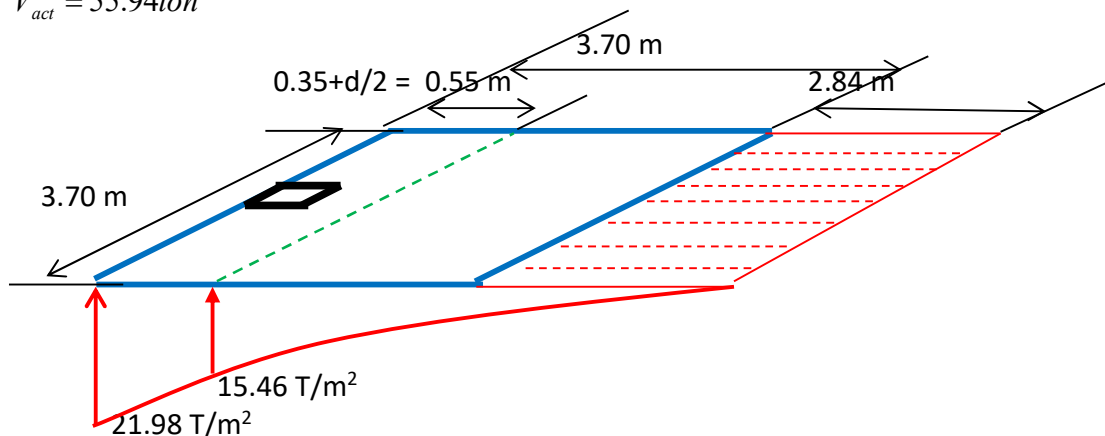


CORTE ACTUANTE PUNZONANTE (Aproximación lineal, por sector del grafico)

$$V_{actuante} = P_u + q_{ul(s+c)} \times (35 + d) \left(35 + \frac{d}{2} \right) - \left(\frac{q_{max} - q_{ul(s+c)}}{2} \right) (35 + d) \left(35 + \frac{d}{2} \right)$$

$$V_{actuante} = 55 + 5.50 \times 0.75 \times 0.55 - \left(\frac{21.98 - 15.46}{2} \right) \times 0.75 \times 0.55$$

$$V_{act} = 55.94 \text{ ton}$$



CORTE RESISTENTE PUNZONANTE de ACI 318-19

Corte punzonante o punzante a peralte medios: $\frac{d}{2} = \frac{40 \text{ cm}}{2} = 20$ 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 318-19, ver este manual

en centímetros) $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04 \times d}} \leq 1$ $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.04 \times 40}} = 0.77$, $\lambda_s = 0.77$

$$V_{Res} = 1.1 \times \lambda_s \times \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 1.1 \times 0.77 \times 0.85 \sqrt{210} \times 185 \times 40 = 108,395 \text{ kg}$$

$$= 108.4 \text{ Ton}$$

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

$$= 0.53 \times 0.85 \times 0.77 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \times \sqrt{210} \times 185 \times 40 = 156,681 \text{ kg}$$

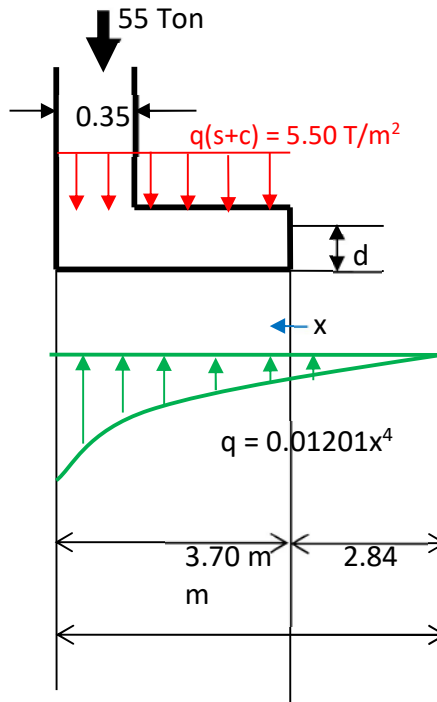
$$= 156.7 \text{ Ton}$$

$$V_{Res3} = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.27 \left(2 + \frac{30 \times 40}{200} \right) \times 0.85 \sqrt{210} \times 185 \times 40$$

$$= 159,637 \text{ kg} = 159.6 \text{ Ton}$$

$$V_{res1-MENOR} > V_{actuante}, \mathbf{108.4 \text{ Ton} > 61 \text{ Ton}}$$

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 $q(5.74) = 0.01201(5.74)^4 = \mathbf{13.04}$

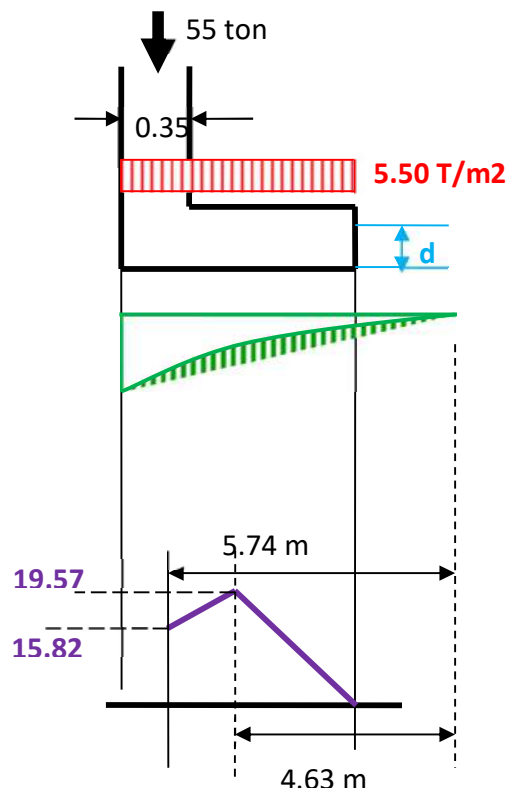
$$\text{Si } 0 < X < 3.70 \quad V_{act} = \mathbf{5.50X(\downarrow)} - \mathbf{0.01201X^5/5(\uparrow)} - \mathbf{0.01201(2.84)^4(\uparrow)} =$$

$$-0.78 + 5.50X - 0.01201X^5/5 \quad \therefore \mathbf{V_{act}(5.74) = 15.82 \text{ T}}$$

Para un valor máximo hay que derivar la función anterior:

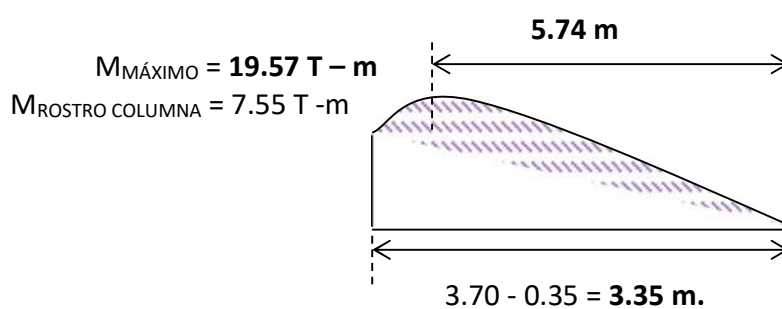
$$\frac{\partial V_{act}}{\partial x} = 0 = 5.50 - 0.01201X^4 \quad \therefore X = \sqrt[4]{5.5/0.01201} = 4.63 \text{ m}$$

$$V_{act}(4.63) = 19.57 \frac{\text{T}}{\text{m}} \rightarrow \text{franja unitaria}$$



CHEQUEO FLEXIÓN EN SENTIDO X-X

A rostro de columna



Calculando momento a rostro de columna:

$$\omega_{\text{ROSTRO-COLUMNA}} = 0.01201 \times (6.54 - 0.35)^4 = 17.63 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}; (6.54 - 0.35 = 6.19)$$

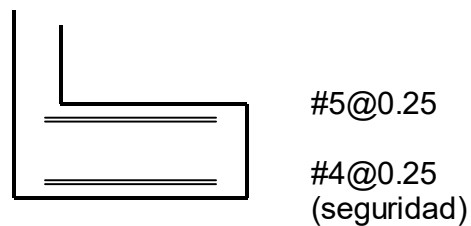
$$M_{RC} = \frac{5.50(3.70 - 0.35)^2}{2} - 17.63 \times \frac{6.19}{5} \times \frac{6.19}{6} = 8.34 \frac{\text{T} - \text{m}}{\text{m}}$$

Para momento máximo:

$$V = -0.78 + 5.50X - 0.01201X^5/5 = -0.73 + 5.50X - 0.002402X^5,$$

$$\text{si } V = 0 \Rightarrow X = 6.88 \text{ m, } \therefore \omega_{U\text{max}} = 0.01201 \times 6.88^4 = 26.91 \text{ T/m}$$

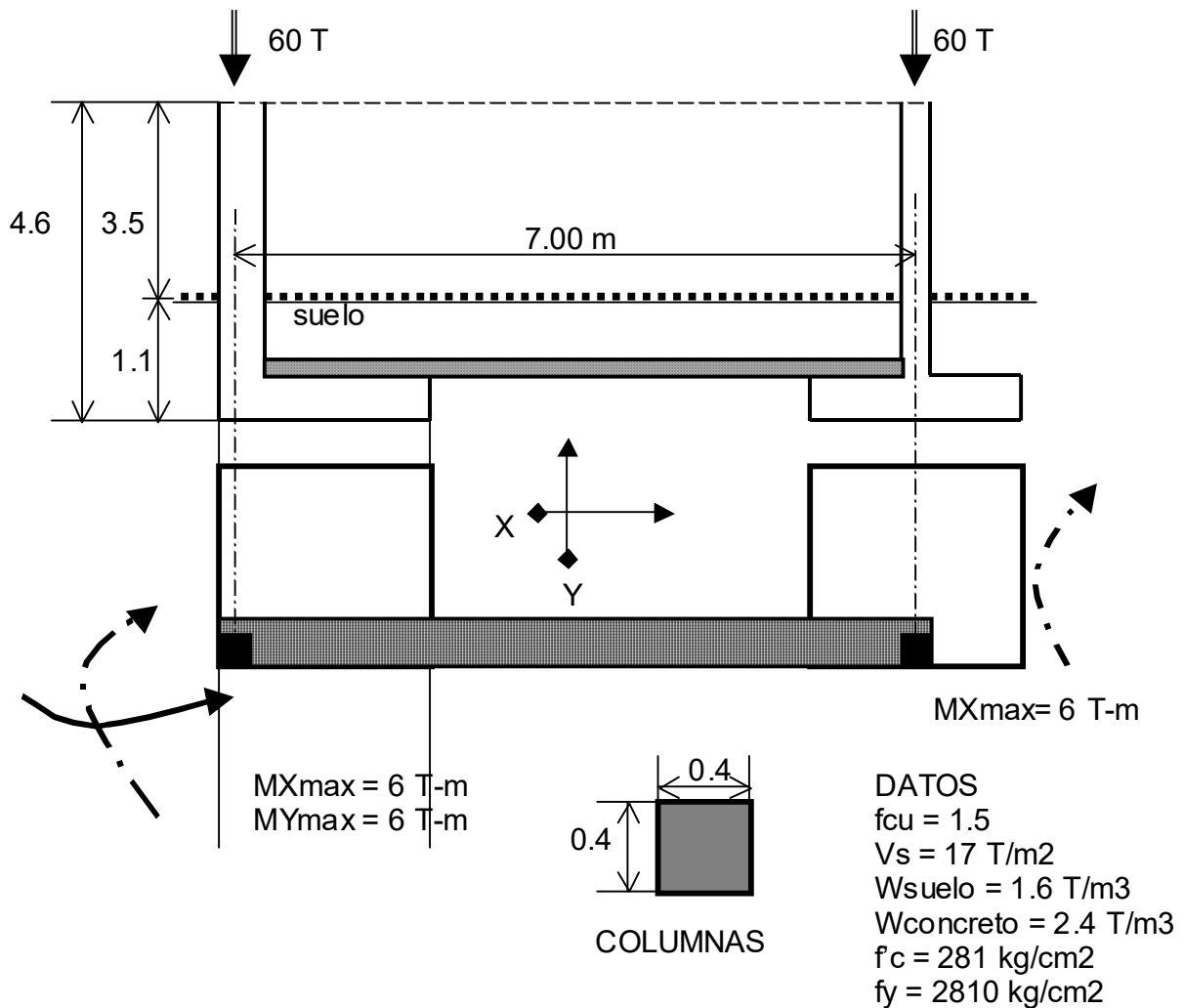
$$\begin{aligned}
 M_{actuate} &= 5.50 \times \frac{(6.88 - 2.84)^2}{2} - 26.91 \times \frac{6.88}{5} \times \frac{6.88}{6} \\
 &= 2.43 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}} \wedge 4.04 \text{ m} = 6.88 - 2.84 \\
 A_{\text{mínimo}} &= 0.0018 \times 40 \times 100 = 7.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5@0.25\text{m} \approx \mathbf{8.00 \text{ cm}^2} \\
 M_{\text{último}} &= 0.9 \times 8.00 \times 2810 \times \left[40 - \frac{8.00 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right] = 799,759 \text{ kg} - \text{cm} \\
 &= \mathbf{8.00 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}} > \mathbf{2.43 \frac{\text{Ton} - \text{m}}{\text{m}}}
 \end{aligned}$$



VIGAS CONECTORAS ⁷

Combinando los ejemplos anteriores con ZAPATAS de 3.5 x 3.5 metros

⁷ DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. Nilson & Winter. 11ª Edición. McGraw-Hill.
Pág: 564 - 566, Ejemplo 18.4.



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.

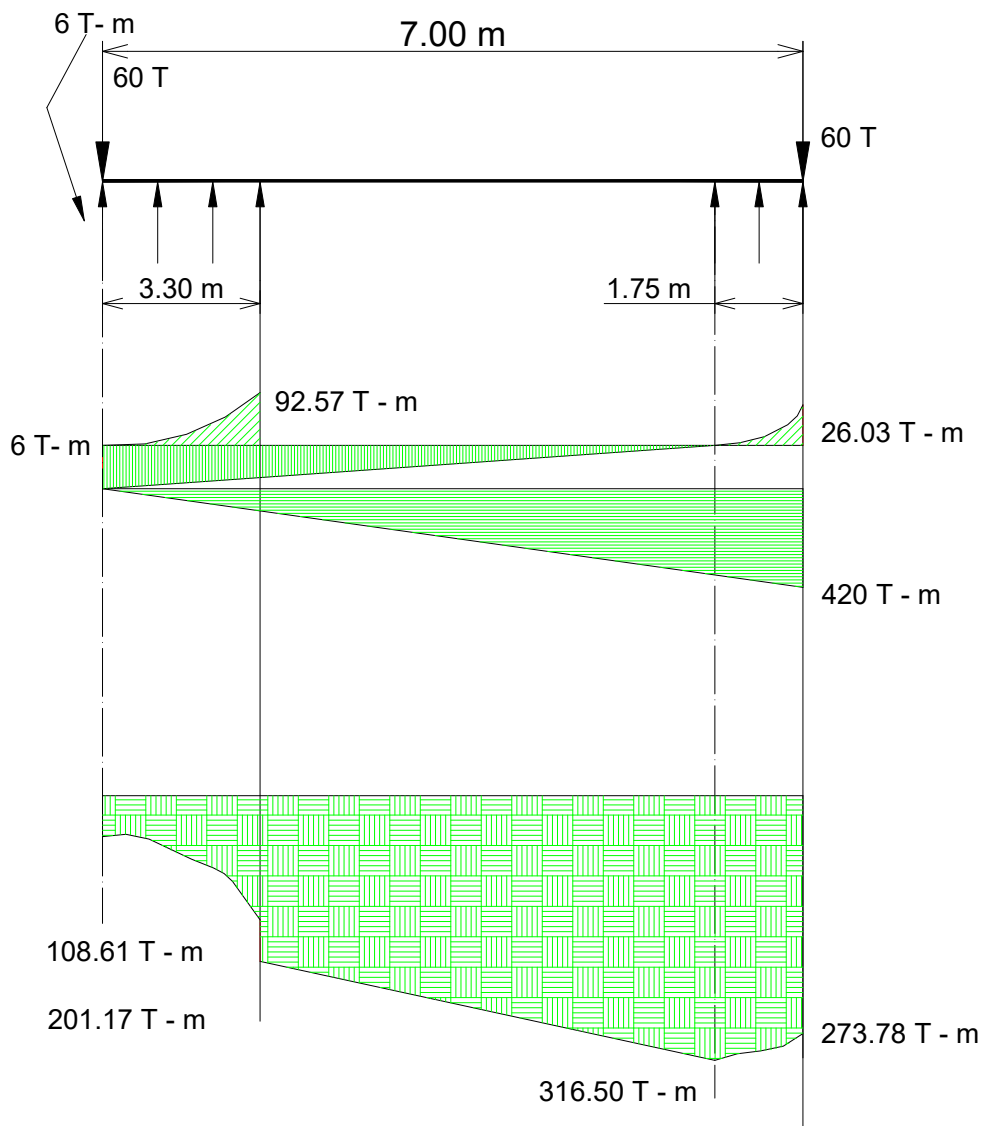


DIAGRAMA DE MOMENTOS

Ecuaciones para Momento:

$$M_{x=0}^{x=3.3} = 6 - \frac{6x}{7} + \frac{420x}{7} - \frac{17x^2}{2} = 6 + \frac{414x}{7} - \frac{17x^2}{2}$$

$$M_{x=3.3}^{x=5.25} = 6 - \frac{6x}{7} + \frac{420x}{7} = 6 + \frac{414x}{7}$$

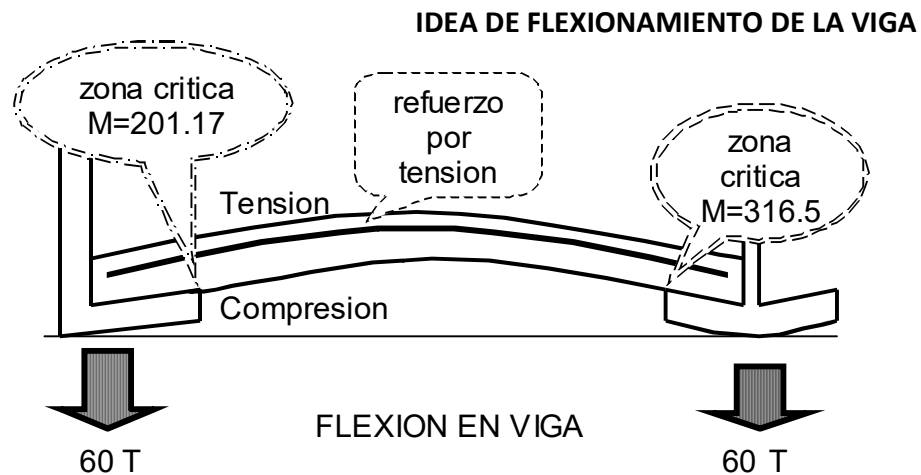
$$M_{x=5.25}^{x=7.00} = 6 - \frac{6x}{7} + \frac{420x}{7} - \left[17(x-5.25) \times \left(\frac{x-5.25}{2} + 5.25 \right) \right] = 6 + \frac{414x}{7} - \left[17(x-5.25) \times \left(\frac{x-5.25}{2} + 5.25 \right) \right]$$

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:

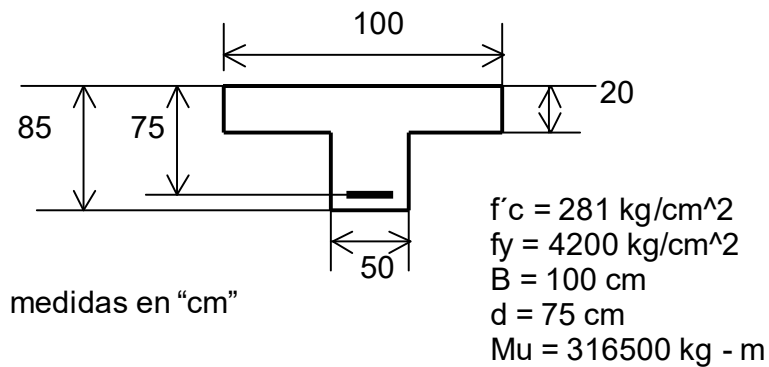
$$M = \phi f_y A_s \left(d - \frac{f_y A_s}{1.7 f'_c \times b} \right)$$

$$\Rightarrow 21017000_{kg-cm} = 0.9 \times 2810 A_s \left(d - \frac{2810 A_s}{1.7 \times 281b} \right) \wedge 31650000 = 0.9 \times 2810 A_s \left(d - \frac{2810 A_s}{1.7 \times 281b} \right)$$

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"



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 $Asf fy$ (ver Ec. 1)

$$Asf \times fy = 0.85 f'c (B - b) t = 0.85 \times 281 (100 - 50) \times 20 = 238850 \text{ kg - cm}$$

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**"

$$M_{EXTERNO} = M_{INTERNO} \therefore M_{EXTERNO} = M_{ULTIMO}$$

$$M_{ULTIMO} = \phi \left\{ \left[(As - Asf) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] + \left[Asf \times f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) \right] \right\} \leftarrow F.GENERAL$$

$$31650000 = 0.9 \left\{ 11942.5a \left(75 - \frac{a}{2} \right) + 238850 \left(75 - \frac{20}{2} \right) \right\}$$

$$35166667 = 895687.5a - 5971.25a^2 + 15525250$$

$$a^2 - 150a + 3289.33 = 0$$

$$a = 26.67 \text{ cm}$$

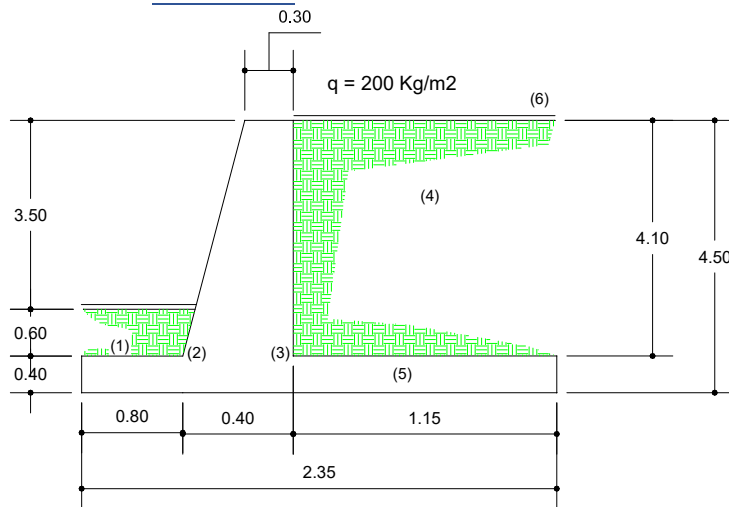
7. Sustituir "a" en "2"

$$As = \frac{26.67 \times 0.85 \times 281 \times 50}{4200} + \frac{238850}{4200} = 132.71 \text{ cm}^2 = 75.84 + 56.87 = 15\#8 + 12\#8$$

Colocar esto como viga T invertida

Tarea: Hacer Armado

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:

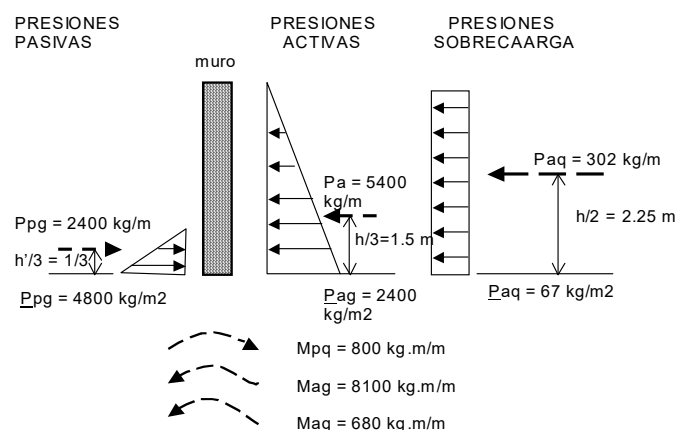
$$K_{activo} = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)} = \frac{1}{3}$$

$$K_{pasivo} = \frac{1 + \text{sen}(30^\circ)}{1 - \text{sen}(30^\circ)} = 3$$

Presiones horizontales a una profundidad "h" del muro: (kg/m ²)	Cálculo de las cargas totales de los diagramas de Presión: (kg/m)
$\underline{Pa}_\gamma = K_a \cdot \gamma_s \cdot h = 1/3 \times 1600 \times 4.50 = 2400$	$Pa_\gamma = \frac{1}{2} \times \underline{Pa}_\gamma \times h = \frac{1}{2} * 2400 * 4.5 = 5400$
$\underline{Pa}_q = K_a \cdot q = 1/3 \times 200 = 67$	$Pa_q = \underline{Pa}_q \times h = 67 * 4.5 = 302$
$\underline{Pp}_q = K_p \cdot \gamma_s \cdot h' = 3 \times 1,600 \times 1.00 = 4800$	$Pp_q = \frac{1}{2} \times \underline{Pp}_q \times h = \frac{1}{2} * 4800 * 1.00 = 2400$

Los Momentos al Pié del Muro serán: (kg-m/m)
$Ma_\gamma = Pa_\gamma \times h/3 = 5400 \times 4.5/3 = 8100$
$Ma_q = Pa_q \times h/3 = 302 \times 4.5/2 = 680$
$Mp_q = Pp_q \times h'/3 = 2400 \times 1/3 = 800$

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

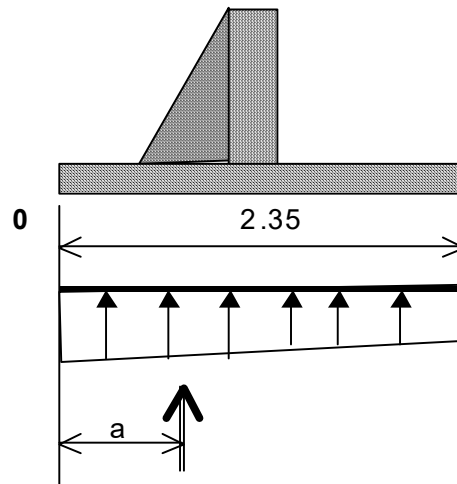
Chequeando estabilidad **contra volteo**:

$$FS = \frac{\sum M_R}{\sum M_{act}} = \frac{M_{p\gamma} + M_W}{M_{a\gamma} + M_{aq}} = \frac{800 + 20283}{8100 + 680} = 2.40 > 1.40 \Rightarrow ok$$

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 (en tensión)

La excentricidad de la resultante de cargas, respecto al Centro de Gravedad del cimiento será:

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.35}{2} - 0.86 = 0.315$$

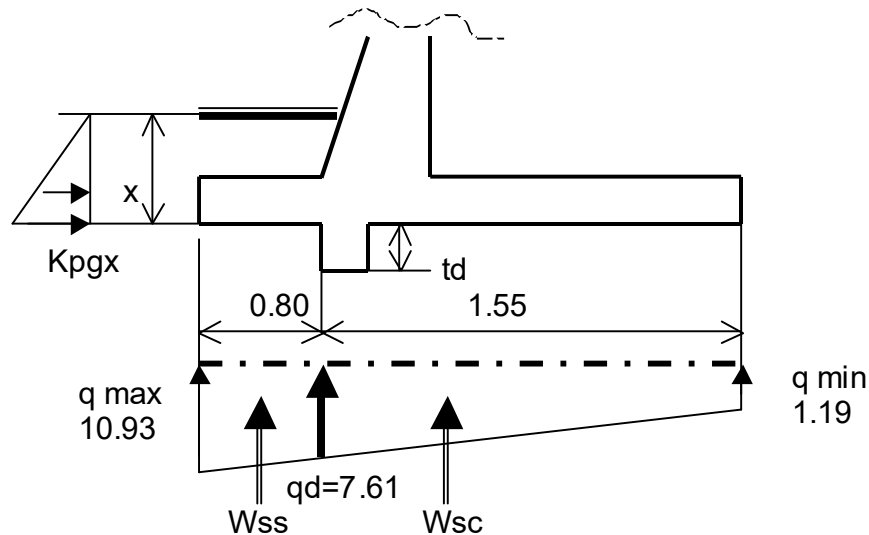
Las presiones Máxima y Mínima unitarias serán:

$$q = \frac{W}{1 \times b} \pm \frac{P \times e}{1 \times \frac{b^2}{6}} = \frac{14242}{1 \times 2.35} \pm \frac{14242 \times 0.315}{1 \times \frac{2.35^2}{6}}$$

$$q_{MAX} = 10.93 < V_s = 16$$

$$q_{MIN} = 1.19 > 0 \leftarrow OK$$

1. Diseño del **Diente** en la base del muro para evitar deslizamiento:



La presión a rostro del diente es: $\frac{qd - 1.19}{1.55} = \frac{10.93 - 1.19}{2.35} \Rightarrow qd = 7.61 \text{ T/m}^2$

$$W_{ss} = \frac{(10.93 + 7.61) \times 0.80}{2} = 7.42$$

$$W_{sc} = \frac{(7.61 + 1.19) \times 1.55}{2} = 6.82$$

Además se tienen las cargas totales: $W_t = W_{ss} + W_{sc} = 14.24$

Para la estabilidad contra el deslizamiento, se tiene la condición mínima:

$$FS = \frac{\sum F_R}{\sum F_{ACT}} = 1.40 \Rightarrow \sum F_R = 1.40 \times \sum F_{ACT}$$

$$K_p \gamma \times x \times \frac{x}{2} + W_{ss} \times \tan \phi + \mu_{sc} \times W_{sc} = 1.40 \times (P_{ay} + P_{aq})$$

$$\frac{3 \times 1600 \times x^2}{2} + 7420 \tan 30^\circ + 0.40 \times 6820 = 1.40 \times (5400 + 302)$$

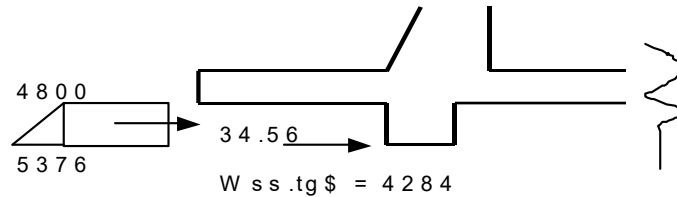
$$x = 0.72$$

Si $x = 0.72 \Rightarrow C = 0.72 - 0.60 = 0.12 \text{ m}$ 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

$$V_{\mu ROSTRO} = 1.6(P'_{P\gamma D} + P''_{P\gamma D} + W_{ss} \times \text{tg} \phi) = 1.6(34.56 + 576 + 4284) = 7834 \text{ kg/m}$$

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:

$$M_{\mu ACTUANTE} = W_{ss} \times \text{tg} \phi \times 0.12 + P''_{P\gamma D} \times 0.12 / 2 + P'_{P\gamma D} \times 2/3 \times 0.12$$

$$M_{\mu ACTUANTE} = 4284 \times 0.12 + 576 \times 0.12 / 2 + 34.56 \times 2/3 \times 0.12 = 551.4 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{\mu} = 551.4$$

$$b = 6 \Rightarrow A_{s NEG} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$d = 15$$

$$A_{s MINIMO} = 0.002 \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 25 = 5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#4 @ 0.25 \leftarrow \text{OK}$$

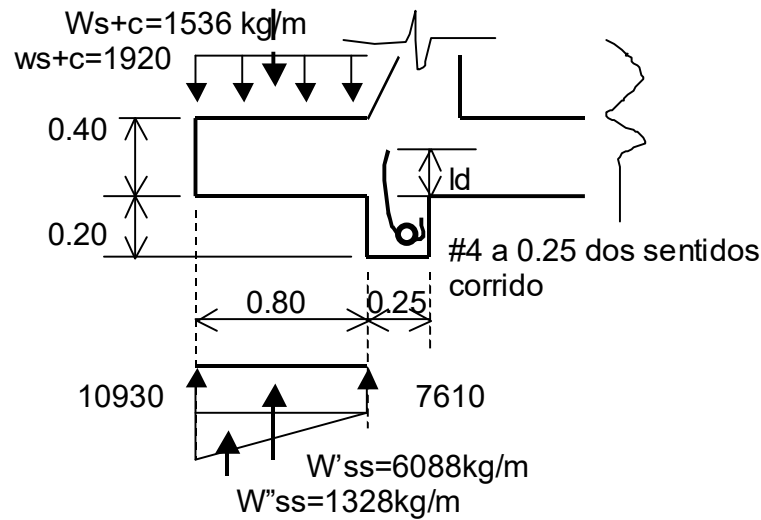
2. Diseño Estructural de la Zarpa:

$$W_{s+c} = 1600 \times 0.60 + 2400 \times 0.40 = 1920 \text{ Kg/m}^2$$

Chequeo por CORTE: (ver próximo grafico)

$$V_{\mu ROSTRO} = 1.6(W'_{ss} + W''_{ss} - W_s + c) = 1.6(6088 + 1328 - 1536) = 9408 \text{ kg/m} = V_{\mu ROSTRO}$$

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 Resistente:

$$V_{RESISTENTE} = 0.75 \times 0.53 \sqrt{f'c} \times bd = 0.75 \times 0.53 \sqrt{281} \times 100 \times 31.05 = 20690 \frac{kg}{m} > 9967 \frac{kg}{m} \leftarrow OK$$

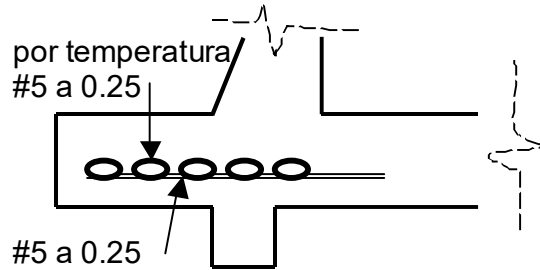
Chequeo por **Flexión**:

$$M_{urostro} = 1.6 \left\{ W'_{ss} \times \frac{0.80}{2} + W''_{ss} \times \frac{0.80 \times 2}{3} - W_{s+c} \times \frac{0.80}{2} \right\}$$

$$M_{urostro} = 1.6 \left\{ 6088 \times \frac{0.80}{2} + 1328 \times \frac{0.80 \times 2}{3} - 1536 \times \frac{0.80}{2} \right\} = 4047 \frac{kg \times m}{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{urostro} = 4047 \\ d = 31.05 \\ b = 100 \end{array} \right\} \Rightarrow As_{neg} = 5.21 cm^2 / m$$

$$As_{minimo} = 0.002 \times 40 \times 100 = 8 cm^2 > As_{neg} \therefore \#5a0.25$$



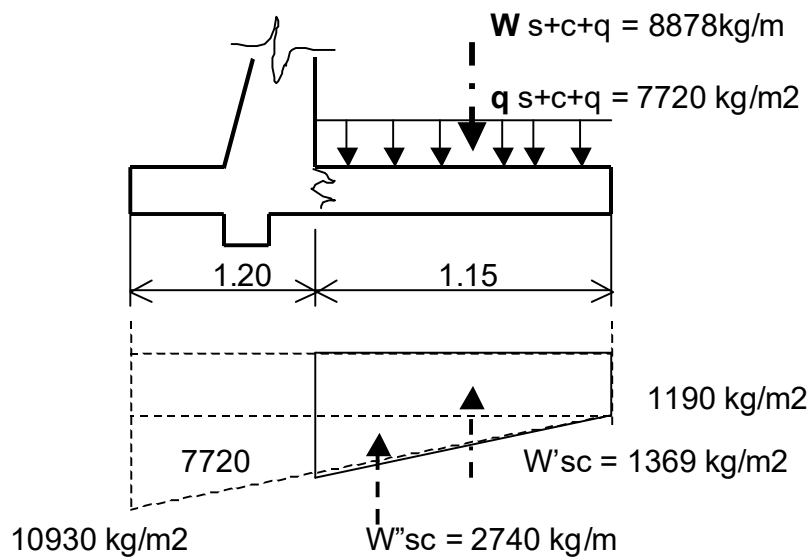
REFUERZO DE LA ZARPA

3. Diseño Estructural del Talón:

Presión a rostro interior de pantalla será:

$$\frac{q_{RT} - 1.190}{1.15} = \frac{10930 - 1190}{2.35} \Rightarrow q_{RT} = 5956 \text{ kg/m}^2$$

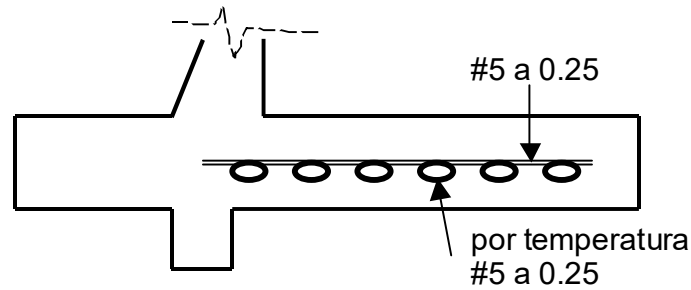
Y además: $q_{S+C+q} = \gamma_s h + \gamma_s t + q = 1600 \times 4.10 + 2400 \times 0.40 + 200 = 7720 \text{ kg/m}^2$



Chequeo por Flexión:

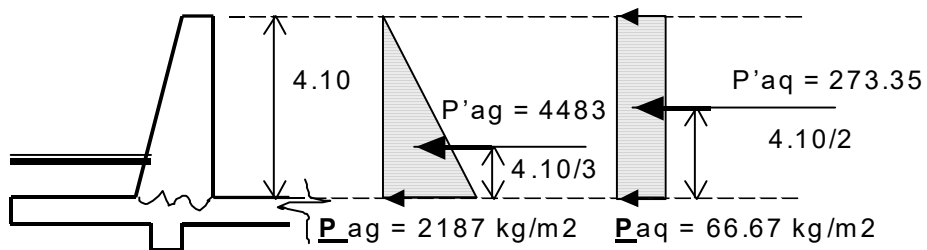
$$V_{Urostro} = 1.6 \times \left[W_{s+c+q} \times \frac{1.15}{2} - W'_{sc} \times \frac{1.15}{2} - W''_{sc} \times \frac{1.15}{3} \right] = 1.6 \times \left[\frac{8878 \times 1.15}{2} - \frac{1369 \times 1.15}{2} - \frac{2740 \times 1.15}{3} \right] = 5228$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{Urostro} = 5228 \text{ kg} \times \text{m} \\ b = 10 \\ d = 31 \end{array} \right\} A_{s_{NEG}} = 7.83 \text{ cm}^2 \xrightarrow{\text{GOBIERNA}} A_{s_{MINIMO}} = 8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#5a0.25$$



REFUERZO DE TALON

4. Diseño Estructural de **Pantalla**:



Chequeo por **Corte**:

$$V_{Urostro} = 1.6(P'_{ag} + P'_{aq}) = 1.6 \times (4483 + 273.75) = 7611 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

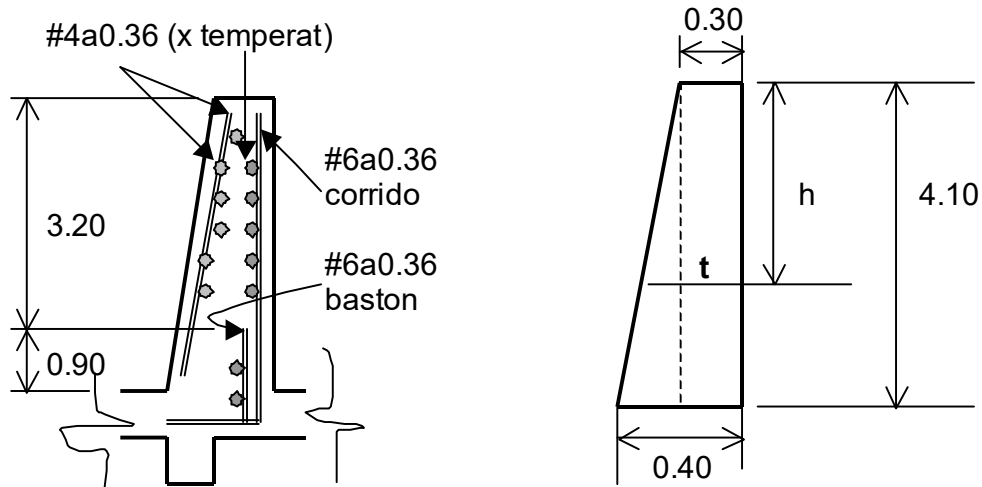
$$\xrightarrow{SI} d = 40 - \text{recubrimiento} - \frac{\phi \#8}{2} = 40 - 8 - \frac{2.54}{2} \approx 0.31$$

$$V_{RESISTENTE} = 0.75 \times 0.53 \sqrt{281} \times 31 \times 100 = 20653 \frac{\text{kg}}{\text{m}} > V_{Urostro} \leftarrow \text{OK}$$

Chequeo por **Flexión**:

$$M_{Urostro} = 1.6 \left[P'_{ag} \times \frac{4.10}{3} + P'_{aq} \times \frac{4.10}{2} \right] = 1.6 \left[4483 \times \frac{4.10}{3} + 273.75 \times \frac{4.10}{2} \right] = 10700 \text{ kg} \times \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{Urostro} = 10700 \\ b = 100 \\ d = 31 \end{array} \right\} As_{NEG} = 14.02 \text{ cm}^2 > As_{MINIMO} = 8 \text{ cm}^2 \therefore \#6 a 0.20 \text{ m}$$



El espesor promedio de la pantalla es: $t = \frac{0.40 + 0.30}{2} = 0.35$

En la pantalla: $As_{\min} = 0.002 \times 100 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$ Compartiendo en dos camas se tiene: **As = 3.5 cm² ⇒ #4 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**: $d = t - (\text{recubrimiento} + \frac{\phi \#6}{2}) = t - \left(8 + \frac{1.91}{2}\right) = t - 8.96$

Sustituyendo la ecuación 1 en la anterior:

$$d = (30 + 2.44h) - 8.96 \Rightarrow d = 21.04 + 2.44h$$

El momento que resiste una sección de la pantalla esta dado por:

$$M_{RESISTENTE} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1.7 f'_c \times b} \right) \xrightarrow{SI} A_s = \#6a0.36 = 7.92$$

$$\Rightarrow M_{RES} = 0.9 \times 7.92 \times 2810 \left(d - \frac{7.92 \times 2810}{1.7 \times 281 \times 100} \right) = 20030 \times (d - 0.466)$$

Sustituyendo Ec. 2 en

la anterior y operando: $M_{RESIST} = 4121 + 488.73h$ 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
Mres	5376	5476	5576	5677
Mact	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	7 1/2
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	"	

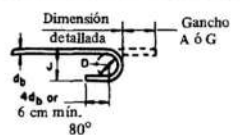
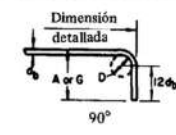
Tabla 1 - Designaciones y requisitos dimensionales de las barras de acero corrugadas para hormigón armado

Designación	Dimensiones nominales (1)								Corrugaciones					
	Masa unitaria (véase 5.3)		Diámetro		Area		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	0.666	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	4.986	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.

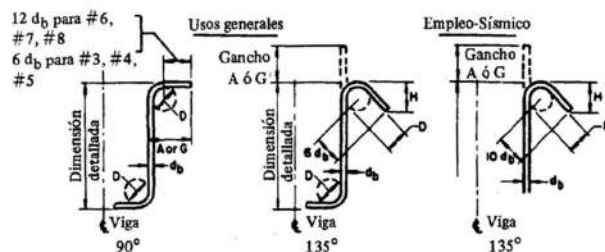
APENDICE A-1

TABLA 1. Ganchos estándar

Ganchos de extremo recomendados, todos los grados

Tamaño de varilla	Diámetro 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

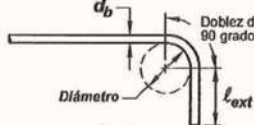
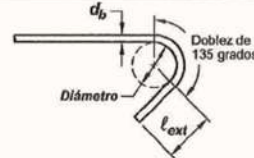
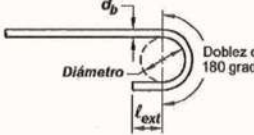


Estribos y ganchos de amarre, todos los grados

Tamaño de varilla	D, (cm)	Para empleo general Gancho de 90°		Para empleo sísmico Gancho de 135°		
		A o G	A o G	H, aprox	A o G	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

d_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/m²)	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
Clínicas y encamamiento	250 [R]	
Servicios médicos y laboratorio	350 [R]	800
Farmacia	500	
Escaleras	500	
Cafetería y cocina	500	

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]	

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 ^[b]	
Azoteas usadas para jardín o para reuniones	500	
Cubiertas livianas (Inciso 3.3 (h))		
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50 ^{[b][c]}	135

APÉNDICE E. Longitud de desarrollo. ACI 318.19.

PARTE 8: REFUERZO

491

REGLAMENTO

COMENTARIO

Tabla 25.4.2.3 — Longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 19 ó menores y alambres corrugados	Barras No. 22 y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que se están desarrollando o empalmado por traslape no menor que d_b , recubrimiento libre al menos d_b , y no menos estribos a lo largo de ℓ_d que el mínimo del Reglamento o espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrollados o empalmados por traslape no menor que al menos $2d_b$ y recubrimiento libre al menos que d_b	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Otros casos	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_g}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

libre de $2d_b$ o una combinación de un espaciamiento libre de d_b y estribos mínimos. Para estos casos, de ocurrencia frecuente, la longitud de desarrollo para barras de gran diámetro puede tomarse como

$\ell_d = \left[f_y \psi_t \psi_e \psi_g / \left(1.7 \lambda \sqrt{f'_c} \right) \right] d_b$. En el desarrollo del ACI 318-95, la comparación con las disposiciones pasadas y la verificación con una base de datos experimentales mantenida por ACI 408.1R indicaron que para barras corrugadas No. 19 y menores, así como también para alambres corrugados, las longitudes de desarrollo podían reducirse en un 20 por ciento usando $\psi_s = 0.8$. Esto se convirtió en la base para la columna “Barras No. 19 o menores y alambres corrugados” de la Tabla en 25.4.2.3. Con menos recubrimiento y en ausencia de estribos mínimos, los límites del espaciamiento libre mínimo de 25.2.1 y los requisitos de recubrimiento mínimo de concreto de 20.5.1.3 conducen a un valor mínimo del recubrimiento c_b igual a d_b . Así, para “otros casos”, los valores se calculan usando $(c_b + K_{tr})/d_b = 1.0$ en la ecuación (25.4.2.4a).

El usuario puede construir fácilmente expresiones simples y útiles. Por ejemplo, en todas las estructuras con concreto de peso normal ($\lambda = 1.0$), refuerzo sin revestimiento ($\psi_e = 1.0$) barras No. 22 o mayores localizadas en la parte inferior de la sección ($\psi_t = 1.0$) con $f'_c = 28$ MPa y acero Grado 420 ($\psi_g = 1.0$), las ecuaciones se reducen a

$$\ell_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{1.7(1.0)\sqrt{28}} d_b = 47d_b$$

o

$$\ell_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{1.1(1.0)\sqrt{28}} d_b = 72d_b$$

25 Detallado del refuerzo

libre de $2d_b$ o una combinación de un espaciamiento libre de d_b y estribos mínimos. Para estos casos, de ocurrencia frecuente, la longitud de desarrollo para barras de gran diámetro puede tomarse como $\ell_d = \left[f_y \psi_t \psi_e \psi_g / (1.7 \lambda \sqrt{f'_c}) \right] d_b$. En el desarrollo del ACI 318-95, la comparación con las disposiciones pasadas y la verificación con una base de datos experimentales mantenida por ACI 408.1R indicaron que para barras corrugadas No. 19 y menores, así como también para alambres corrugados, las longitudes de desarrollo podían reducirse en un 20 por ciento usando $\psi_s = 0.8$. Esto se convirtió en la base para la columna "Barras No. 19 o menores y alambres corrugados" de la Tabla en 25.4.2.3. Con menos recubrimiento y en ausencia de estribos mínimos, los límites del espaciamiento libre mínimo de 25.2.1 y los requisitos de recubrimiento mínimo de concreto de 20.5.1.3 conducen a un valor mínimo del recubrimiento c_b igual a d_b . Así, para "otros casos", los valores se calculan usando $(c_b + K_{tr})/d_b = 1.0$ en la ecuación (25.4.2.4a).

El usuario puede construir fácilmente expresiones simples y útiles. Por ejemplo, en todas las estructuras con concreto de peso normal ($\lambda = 1.0$), refuerzo sin revestimiento ($\psi_e = 1.0$) barras No. 22 o mayores localizadas en la parte inferior de la sección ($\psi_t = 1.0$) con $f'_c = 28$ MPa y acero Grado 420 ($\psi_g = 1.0$), las ecuaciones se reducen a

$$\ell_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{1.7(1.0)\sqrt{28}} d_b = 47d_b$$

o

$$\ell_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{1.1(1.0)\sqrt{28}} d_b = 72d_b$$

25 Detallado del refuerzo

REGLAMENTO

COMENTARIO

los extremos discontinuos de los miembros, se debe cumplir con 25.4.3.4.

Tabla 25.4.3.2 — Factores de modificación para el desarrollo de las barras con gancho en tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto liviano λ	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Epóxico ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Confinamiento del refuerzo ψ_s	Para barras No. 36 y menores con $A_{hh} \geq 0.4A_{hs}$ o $s^{(1)} \geq 6d_b^{(2)}$	1.0
	Otros	1.6
Ubicación ψ_o	Para barras con gancho No. 36 y menores: (1) que terminan dentro del núcleo de la columna con recubrimiento lateral normal al plano del gancho ≥ 60 mm, o (2) con recubrimiento lateral normal al plano del gancho $\geq 6d_b$	1.0
	Otros	1.25
Resistencia del concreto ψ_c	Para $f'_c < 42$ MPa	$\frac{f'_c}{105} + 0.6$
	Para $f'_c \geq 42$ MPa	1.0

El factor ψ_e que refleja los efectos del revestimiento epóxico se basa en los ensayos (Hamad et al. 1993) que muestran que la longitud de desarrollo para barras con gancho debe incrementarse en un 20 por ciento para tener en consideración la reducción en la adherencia cuando el refuerzo está recubierto con epóxico. El factor de ubicación ψ_o está basado en ensayos (Johnson and Jirsa 1981; Sperry et al. 2017a,b) que demostraron que la longitud de desarrollo de barras con gancho ancladas dentro del núcleo de una columna con recubrimiento lateral menor que 60 mm o en otros miembros con recubrimiento lateral menor que $6d_b$ requiere un 25 por ciento mayor de longitud de desarrollo en comparación con miembros similares con mayor recubrimiento.

El factor ψ_s de refuerzo de confinamiento se basa en resultados de ensayo presentados por Ajaam et al. (2018). Un valor de 1.0 es utilizado para ψ_s para barras con gancho separadas ampliamente, con $s \geq 6d_b$ y para barras con gancho con $A_{hh}/A_{hs} \geq 0.4$. Donde la separación entre barras es pequeña, o $A_{hh}/A_{hs} < 0.4$ el factor de confinamiento es 1.6. Debido a que no se dispone de resultados de ensayos con barras No. 43 y No. 57, los valores de ψ_s para barras con gancho mayores que No. 36 son los mismos que para barras No. 36 y diámetros menores sin refuerzo de confinamiento. No se han realizado ensayos que permitan verificar la extrapolación.

⁽¹⁾ s es el mínimo espaciamiento centro a centro de las barras con gancho
⁽²⁾ d_b es el diámetro nominal de la barra con gancho.

El factor ψ_e que refleja los efectos del revestimiento epóxido se basa en los ensayos (Hamad et al. 1993) que muestran que la longitud de desarrollo para barras con gancho debe incrementarse en un 20 por ciento para tener en consideración la reducción en la adherencia cuando el refuerzo está recubierto con epóxido. El factor de ubicación ψ_o está basado en ensayos (Johnson and Jirsa 1981; Sperry et al. 2017a,b) que demostraron que la longitud de desarrollo de barras con gancho ancladas dentro del núcleo de una columna con recubrimiento lateral menor que 60 mm o en otros miembros con recubrimiento lateral menor que $6d_b$ requieren un 25 por ciento mayor de longitud de desarrollo en comparación con miembros similares con mayor recubrimiento.

El factor ψ_s de refuerzo de confinamiento se basa en resultados de ensayo presentados por Ajaam et al. (2018). Un valor de 1.0 es utilizado para ψ_s para barras con gancho separadas ampliamente, con $s \geq 6d_b$ y para barras con gancho con $A_{hh}/A_{hs} \geq 0.4$. Donde la separación entre barras es pequeña, o $A_{hh}/A_{hs} < 0.4$ el factor de confinamiento es 1.6. Debido a que no se dispone de resultados de ensayos con barras No. 43 y No. 57, los valores de ψ_s para barras con gancho mayores que No. 36 son los mismos que para barras No. 36 y diámetros menores sin refuerzo de confinamiento. No se han realizado ensayos que permitan verificar la extrapolación a barras grandes con resistencia del concreto mayor que 70 MPa. Las longitudes de desarrollo cuando se calculan utilizando 25.4.3.1(a) y los factores de 25.4.3.2, llegan a ser hasta 50 por ciento mayores que las requeridas por Reglamentos anteriores a ACI 318-19.

APÉNDICE F

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 a 2011 se tenía $\theta = 0.75$, como valor constante

A partir de la edición del año 2014 ahora $0.75 \ll \lambda \ll 1.00$, como función de la densidad de los agregados fino y grueso.

APÉNDICE G

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.

CIMENTACIONES 1/C.A.Grijalva.
Ingeniería Civil, CUNOC-USAC.

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 escombros o piedras 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 fallencias 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 mas 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 momento 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 VOLUMEN: 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 momento 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: Per ejemplo: $k_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$, $k_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$, $k_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}}$, o 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 tala 20.5.1.3.1. establece valores re recubrimientos para elementos no presforzados entre 40 a 75 mil[ímetros

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. $I_x = I_{centroide} + Area * d^2$