

Universidad Católica de Santa María

Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil y del Medio Ambiente

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Diseño Estructural de un Edificio de 20 Pisos usando ACI318-14

Tesis para obtener el título de:

Ingeniero Civil

Presenta:

Oscar Muamar Gonzales Montufar

Arequipa, Perú

2015

Dedicatoria

A
Sofía Hilary

*A mi mejor inspiración de mi vida le
dejo dos lemas que cambiaron mi
vida:*

*“La educación autodidacta es, creo
firmemente, el único tipo de educación
que existe.”*

*“La violencia es el último recurso del
incompetente”.*

Isaac Asimov



Agradecimientos

Agradezco a mis profesores de la universidad que nos enseñaban a mí y a mis compañeros de clases con el único objetivo de que aprendiéramos. A todos los profesores que nos hicieron esforzarnos mucho más, para así lograr un mayor nivel académico.

Agradecer especialmente a mi asesor de tesis, el Msc. Ing. Jorge Rosas Espinoza, por sus excelentes acotaciones y su siempre disponibilidad a que sus alumnos aprendan lo mejor de la ingeniería estructural.



Resumen

Son muchos los problemas que presentan los alumnos egresados a la hora de diseñar, esto debido principalmente, porque los cursos son enseñados en la universidad son tratados muy independientemente.

Es por ello que la presente tesis tiene como principal objetivo dar un ejemplo teórico y práctico que ayude a los alumnos a entender cuál es el proceso de como diseñar en conjunto una edificación.

Se da un especial énfasis en los criterios de estructuración que se plantearon como ejemplo en este edificio de mediana altura. Si bien no se puede enseñar a estructurar exactamente, esto debido a que depende del criterio de cada profesional y depende de cada proyecto específico.

También se tomó en cuenta que no hay mucha bibliografía en español acerca de disipadores energéticos y aisladores sísmicos.

Finalmente, se presentan los diferentes datos de materiales y los factores que manda el reglamento peruano, para que se inserten especialmente en los programas de Etabs y Sap2000. Esto fue con la única finalidad de facilitar esta información a los estudiantes, dado que no se cuenta con mucha información del mismo.

Abstract

Many problems presented by alumni to the design, this due mainly because the courses are taught at the university are treated quite independently.

That is why this thesis main objective is to establish a theoretical and practical example to help students understand what the process of how to design a building together.

Particular emphasis on structuring criteria that were raised as examples in this mid-rise building is given. While you can not exactly teach structure, because this is at the discretion of each professional and depends on each specific project.

It also took into account that there is a lot of literature in Spanish on seismic isolators and energy dissipators.

Finally, different materials data and factors which controls the Peruvian regulations are presented, that is inserted into specially Etabs programs and Sap2000. This was the sole purpose for providing this information to students, since they do not have much information about it.

Contenido

1. GENERALIDADES.....	13
1.1 Consideraciones Importantes del Proyecto a Calcular	13
1.2 Combinaciones de Carga y Factores de Reducción.....	13
1.2.1 Combinaciones de Carga Según la Norma Peruana E0.60	14
1.2.2 Combinaciones de Carga Según el ACI-ASCE 7	14
1.2.3 Factores de Reducción según Norma Peruana	14
1.2.4 Factores de Reducción según el ACI.....	14
1.2.5 Comparación de los Factores de Reducción ACI 318-14 y RNE0.6015	
1.3 Método de Diseño.....	15
1.3.1 Métodos LRFD	15
1.3.2 Métodos Antiguos	15
1.4 Normas Empleadas	16
1.4.1 Nueva Norma ACI 318-14, cambios y nueva propuesta de enseñanza en las Universidades	16
1.5 Propiedades de los Materiales	22
1.5.1 Concreto	22
1.5.2 Acero	24
1.6 Condiciones del Suelo	26
1.6.1 Capacidad Portante según el Tipo de Suelo	26
1.6.2 Estudio de Suelos de la Edificación a Modelar	27
2. DISEÑO CONCEPTUAL	29
2.1 Objetivos de la estructuración	30
2.2 Criterios utilizados para estructurar	33
2.2.1 Estructuración por Carga Vertical	33
2.2.2 Estructuración por Carga Sísmica	34
2.3 Sistemas Estructurales para Fuerzas Sísmicas	34
3. PREDIMENSIONAMIENTO	35
3.1 Losas	35
3.1.1 Aligerados.....	35
3.1.2 Losas Macizas en una dirección	36

3.2 Escaleras	37
3.2.1 Escaleras Autoportantes	37
3.3 Vigas.....	38
3.3.1 Fórmulas de Predimensionamiento.....	38
3.3.2 Vigas Chatas	38
3.4 Columnas.....	39
3.5 Muros.....	40
3.6 Cisterna y Tanque Elevado	40
4. METRADO DE CARGAS	41
4.1 Procedimiento por el Software Etabs	41
4.1.1 Patrón de Carga	41
4.1.2 Casos de Carga	42
4.1.3 Combinación de Cargas	42
4.2 Procedimiento Manual	43
5. MODELO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA CARGAS VERTICALES Y SÍSMICAS.....	49
5.1 Modelo Matemático.....	49
5.1.1 Definición de los materiales	53
5.1.2 Definición de las Secciones	56
5.1.3 Generación del Modelo.....	58
5.2 Análisis por cargas Verticales	62
5.2.1 Carga Muerta.....	62
5.2.2 Carga Viva.....	63
5.3 Carga de Sismo	63
5.3.1 Datos para Análisis Sísmico Estático.....	64
5.3.2 Datos para realizar un Análisis Dinámico.....	64
5.4 Modelado y Análisis	68
5.4.1 OPCIONES DE ANALISIS	68
5.4.2 RUN ANALYSIS	68
5.4.3 FORMAS DE MODO	69
5.4.4 PESO DE LA ESTRUCTURA	70
5.4.5 Factor de Escala para el diseño de los elementos sismorresistentes	70
5.4.6 Desplazamiento Relativo (Drift- Derivas)	71
6. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO	73
6.1 Pórticos Especiales y Muros Estructurales Especiales (Modificaciones ACI 318-14)	73
6.2 Análisis y Diseño de Vigas	74

6.2.1 Flexión	74
6.2.2 Cortante	83
6.2.3 Detalle de Vigas de Pórticos de Gravedad.....	87
6.2.4 Diseño por Capacidad y Detalle de Vigas de Pórticos Especiales	88
6.2.5 Torsión	96
6.3 Análisis y Diseño de Losas	97
6.4 Diseño de Columnas.....	99
6.4.1 Carga Axial	99
6.4.2 Flexo-Compresión	99
6.4.3 Cortante.....	100
6.4.4 Detalle de Columnas de Pórticos Especiales	101
6.4.5 Detalle de Columnas de Pórticos Gravitacionales.....	104
6.5 Análisis y Diseño de Muros Estructurales	114
6.5.1 Cargas y factores de resistencia para el diseño de muros	114
6.5.2 Flexo-compresión	116
6.5.3 Cortante Muros Esbeltos	116
6.5.4 Diseño de Muros esbeltos sin una sección crítica identificada	127
6.5.5 Ejemplo de Diseño del Muro Esbelto resistente a Sismo	128
6.6 Conexión Viga-Columna	142
6.6.1 Análisis de Uniones con Refuerzo y sin Refuerzo	144
6.6.2 Ejemplo de Diseño la Unión viga columna.....	145
6.7 Análisis y Diseño de Cimentación	146
6.7.1 Zapatas Aisladas	148
6.7.2 Ejemplo de Diseño de Zapata.....	155
6.8 Análisis y Diseño de Muros Anclados	157
6.8.1 Análisis y Diseño de Muros Pantalla	157
6.8.2 Ejemplo de Diseño del refuerzo de la pantalla del Muro Anclado....	159
7. ANEXOS.....	162
PLANOS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO	162
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	163
8.1 Conclusiones	163
8.2 Recomendaciones	164
9. BIBLIOGRAFÍA	165

Índice de Tablas

Tabla 1.1 Características Arquitectónicas del Proyecto	13
Tabla 1.2: Combinaciones de Carga E.060	14
Tabla 1.3: Combinaciones de Carga ACI.....	14
Tabla 1.4: Factores de Reducción de Resistencia E0.60.....	14
Tabla 1.5: Factores de Reducción de Resistencia ACI	14
Tabla 1.6: ACI 318-14 Tabla 21.2.2 - Factores de Reducción de Resistencia ϕ para momento, carga axial, o combinando la fuerza axial y el momento.	15
Tabla 1.7: ACI 318-14 y RNE 0.60 - Factores de Reducción de Resistencia ϕ 15	
Tabla 1.8: ACI 318-14 Tabla 19.2.1.1 - Límites para $f'c$	22
Tabla 1.9: Módulo de Elasticidad del Concreto para diferentes tipos de concretos	22
Tabla 1.10: Equivalencia de la resistencia del concreto en sistemas SI, MKS, USA	23
Tabla 1.11: Módulo de Corte, para un $w_c = \text{Kg/cm}^3$ dado y poisson respectivamente.....	23
Tabla 1.12: Esfuerzos de los Tipos de Acero.....	25
Tabla 1.13: Propiedades Geométricas de las Varillas.....	25
Tabla 1.14: Áreas de las Varillas	26
Tabla 3.1: Predimensionamiento del peralte de Aligerados en 1 dirección	36
Tabla 3.2: Predimensionamiento del peralte de Aligerados en 2 dirección	36
Tabla 3.3: Predimensionamiento del peralte de Losas Macizas en 1 dirección	36
Tabla 3.4:	40
Tabla 6.1: ACI 318-14 Tabla 21.2.1 - Factores de Reducción de Resistencia ϕ	74
Tabla 6.2: Factor de Reducción vs Deformación	75
Tabla 6.3: ACI 318 – 22.5.5.1 Resistencia al cortante	97
Tabla 6.4: Columnas de Pórticos Resistentes a Momentos Especiales	102
Tabla 6.5: Factor de Reducción a la resistencia	115
Tabla 6.6: Factor de reducción a la resistencia para vigas acopladoras	115
Tabla 6.7: Coeficiente de la contribución relativa al concreto	116
Tabla 6.8: Tabla 11.6.1: Refuerzo mínimo para muros dentro del plano $V_u \leq 0.5\phi V_c$	116
Tabla 6.9: Tabla R18.10.1: Valores del Coeficiente de Cortante-Fricción μ ...	117
Tabla 6.10: Tabla 22.9.4.4: Máximo V_n cruzando el asumido plano de cizallamiento o de corte	117
Tabla 6.11: Coeficiente de contribución del concreto.....	131
Tabla 6.12: Ecuaciones para longitud de desarrollo	139
Tabla 6.13: Factores de modificación para el desarrollo de barras deformadas y alambres deformados en tensión	140
Tabla 6.14: Recubrimiento o espaciamiento entre ejes de barras del elemento de borde.....	141
Tabla 6.15: Recubrimiento o espaciamiento entre ejes de barras del alma	142
Tabla 6.16: Capacidad portante para diferente tipos de suelos	146
Tabla 6.17: Cortante por punzonamiento en dos direcciones	152
Tabla 6.18: Tabla 19.2.4.2 Factor de modificación λ	153
Tabla 6.19: Cortantes máximos en las dos direcciones	153
Tabla 6.20: Resistencias promedios contra el deslizamiento de bulbos de concreto en distintos terrenos	158

Índice de Figuras

Figura 1-1: Capítulos en ACI 318-14	17
Figura 1-2: Elementos Estructurales que resisten las acciones sobre la estructura de manera conjunta	18
Figura 1-3: Detalle típico mostrando dowels colocado para transferir a un muro estructural a través de cortante-fricción. ACI 318-14 R12.5.3.7	19
Figura 1-4: Pórtico Especial Resistente a Momentos	20
Figura 1-5: Diseño de Elementos de borde, especiales y ordinarios a partir de la sección crítica identificada en la interfaz muro cimentación, en base al método de diseño por desplazamiento.	21
Figura 1-6: Diseño de Elementos de borde especiales y ordinarios sin sección crítica identificada en base al método de diseño por verificación de esfuerzos.	21
Figura 1-7: Propiedades del Concreto en ETABS	24
Figura 1-8: Propiedades del Acero en ETABS	24
Figura 2-1: Estabilidad de la Estructura.....	31
Figura 2-2: Criterio de Estructuración según la Forma y Elevación del Edificio	33
Figura 3-1: Criterios para dimensionamiento vertical (resistencia) y horizontal (rigidez).....	35
Figura 3-2: Modelamiento del elemento estructural Aligerado.....	35
Figura 4-1: Definición de Patrones de Cargas.....	42
Figura 4-2: Patrón de Carga Sísmica	42
Figura 5-1: Inicialización del Modelo	49
Figura 5-2: Planta típica del sótano	50
Figura 5-3: Planta típica de pisos	50
Figura 5-4: Configuración de la geometría	50
Figura 5-5: Grillas en Planta.....	51
Figura 5-6: Dimensiones en los Pisos	51
Figura 5-7: Edición de las Alturas.....	52
Figura 5-8: Selección de Solo Grillas	52
Figura 5-9: Modelado de Grillas del Edificio	53
Figura 5-10: Calculadora CSI	53
Figura 5-11: Conversión de Unidades	54
Figura 5-12: Propiedades del Concreto en ETABS	54
Figura 5-13: Cuadro de dialogo para definir el Acero	55
Figura 5-14: Cuadro de dialogo para definir el material Albañilería	55
Figura 5-15: C3 70x60	56
Figura 5-16: C1 100x60	56
Figura 5-17: V 40x60.....	56
Figura 5-18: V 30x60.....	56
Figura 5-19: Definición de elementos tipo área usando el editor de propiedades de secciones	57
Figura 5-20: Definición de elementos tipo área usando el editor de propiedades de	secciones 57
Figura 5-21: Dibujo de las Vigas.....	58
Figura 5-22: Dibujo de Nudos ficticios para ayudarnos a modelar los muros ..58	
Figura 5-23: División de los elementos frames acorde al correcto comportamiento	59
Figura 5-24: Generación de los Muros	59

Figura 5-25: Discretización de los Muros	60
Figura 5-26: Generación de la Escalera	60
Figura 5-27: Asignación de las losas.....	61
Figura 5-28: Definición de elementos tipo área usando el editor de propiedades de secciones	61
Figura 5-29: Vista del modelo final en 3D.....	62
Figura 5-30: Definición de los casos de carga muerta y asignación de la misma	63
Figura 5-31: Definición de los casos de carga viva y asignación de la misma según los casos	63
Figura 5-32: Definición de la fuente de masa a considerar	64
Figura 5-33: Se ha definido un espectro de respuesta a partir de Etabs	65
Figura 5-34: Tres grados de libertad por cada piso = 63 modos.....	65
Figura 5-35: Sismos Dinámicos en X y en Y	66
Figura 5-36: Casos de Carga de Sismo Dinámicos según el Espectro de Respuesta.....	66
Figura 5-37: Respuesta Espectral en dirección prescrita X-X al 100% dirección X y 2/3 en la dirección gravitacional	67
Figura 5-38: Respuesta Espectral en dirección prescrita Y-Y al 100% dirección Y y 2/3 en la dirección gravitacional	67
Figura 5-39: Analysis Options – Full 3D Space Frame	68
Figura 5-40: Run Now	68
Figura 5-41: Periodos fundamentales T1= 1.67seg y T2= 0.922 seg longitudinales	69
Figura 5-42: Formas de modo predominante en la estructura	69
Figura 5-43: Peso de la estructura Pt=7235.54 Tn	70
Figura 5-44: Factor de Escala en las direcciones X e Y	70
Figura 5-45: Verificación de las derivas en X	71
Figura 5-46: Verificación de las derivas en Y	71
Figura 5-47: Control de las derivas del Edificio	72
Figura 6-1: Ladeo a la derecha y a la izquierda.....	86
Figura 6-2: Mpr producido por el ladeo a la derecha y a la izquierda.....	86
Figura 6-3: Cortantes Especiales de la Derecha y la Izquierda	86
Figura 6-4: Cortantes Estáticos y Envolvente de Cortantes.....	87
Figura 6-5: Vigas que no son parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas	87
Figura 6-6: Refuerzo Longitudinal	88
Figura 6-7: Espaciamiento de Estribos en Vigas Especiales	90
Figura 6-8: Estribos según la dirección del sismo	101
Figura 6-9: $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ ACI 318-18.7.5.2	102
Figura 6-10: $P_u > 0.3A_g f'_c$ ACI 318-18.7.5.2	102
Figura 6-11: Requerimiento de refuerzo en columnas ACI 318-14	102
Figura 6-12: Pórtico gravitacional tipo 2	104
Figura 6-13: Pórtico gravitacional tipo 1	104
Figura 6-14: Demandas exceden la resistencia de diseño y no se calcularon los efectos de desplazamiento sobre las demandas	104
Figura 6-15: Pórticos que no excedan las demandas de diseño, se calcularon los efectos de desplazamiento sobre las demandas	104
Figura 6-16: Ejemplos de Zonas Paneles de Muros a) Muros acoplados sobre muros de sótanos, b) volteo resistido por el muro sótano soportando el muro de	

la torre, c)Volteo resistido por el par del diafragma, d) Volteo resistido por el Estabilizador(Outrigger)	118
Figura 6-17: Modelo Puntal-Tensor en Zonas Paneles de Muros.....	119
Figura 6-18: Idealización de Zonas Paneles en Muros	119
Figura 6-19: Requerimientos del Muro Especial.....	120
Figura 6-20: Diseño de muros basado en el Desplazamiento	121
Figura 6-21: Diagrama de Deformación en el muro.....	122
Figura 6-22: Falla controlada por compresión	125
Figura 6-23: Falla controlada por tracción	125
Figura 6-24: Elemento de Borde Especial	126
Figura 6-25: Elemento de Borde Ordinario donde $\rho_e > 28/f_y$	126
Figura 6-26: Disposición del refuerzo vertical.....	127
Figura 6-27: Diseño de Elementos de borde especiales y ordinarios sin sección crítica identificada en base al método de diseño por verificación de esfuerzos.	127
Figura 6-28: Requerimientos para muros esbeltos	128
Figura 6-29: DCL de la unión viga-columna	142
Figura 6-30: Formas típicas de falla VESIC, 1963.....	147
Figura 6-31: Tipos de Asentamientos.....	149
Figura 6-32: Presión Elástica, esfuerzo uniforme	149
Figura 6-33: Presión Elástica, esfuerzo sin levantamientos.....	150
Figura 6-34: Presión Elástica, esfuerzo luego de levantarse	150
Figura 6-35: Plastificación Parcial	150
Figura 6-36: Plastificación Total	150
Figura 6-37: Cortante en dos direcciones.....	151
Figura 6-38: Cortante en una dirección	151
Figura 6-39: Diagramas Aparentes de Presiones de Tierra en Muros Anclados	159
Figura 6-40: Diagrama de Presiones de Tierra en Muros Anclados	159
Figura 6-41: Transformación de Carga de Presión Total de Tierra en Diagrama Aparente de Presión para Muros Anclados	159

Introducción

El objetivo de esta tesis es desarrollar el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de 20 pisos y 3 sótanos, destinado al uso de viviendas multifamiliares, ubicado en el distrito de Pueblo Libre, departamento de Lima y hacer la comparación entre los resultados del el ACI 318-14.

El edificio se proyectara sobre un área de Terreno de 504.85 m², El Proyecto plantea proyectar una edificación 19 niveles, tres sótanos y una azotea, con un área libre de 173.46 m² (34.36%).

De acuerdo al Estudio de Suelos la edificación quedará cimentada sobre un suelo de grava (GP) con arena medianamente densa a densa con contenido de piedras de un T.M. de 12" y con una capacidad admisible de 3.8 kg/cm² a una profundidad de 2.00m respecto al nivel de la superficie original del terreno. No se detectó nivel de napa freática ni agresividad del suelo a las estructuras de cimentación.

Para el sistema de abastecimiento de agua se considerará un tanque elevado y una cisterna de concreto armado.

El sistema estructural que se utilizará será de muros y pórticos de concreto armado en la dirección principal paralela a la fachada principal (x-x) y en la dirección perpendicular a la fachada principal (y-y). Las placas se localizaron en planta de tal manera de cumplir con los requerimientos arquitectónicos y diseño sismorresistente.

Del análisis sísmico se obtendrán los desplazamientos y derivas máximas del edificio.

La cimentación está constituida por zapatas aisladas, conectadas y cimientos corridos de concreto armado, a su vez se tendrá para los sótanos, la ayuda de muros anclados que resistirán la presión de empuje del suelo.

Para el diseño de los diferentes elementos estructurales se utilizó el Método de Resistencia y se ha cumplido con los criterios de diseño de Código ACI 318-14 en su última versión. Los elementos diseñados serán los siguientes: losas aligeradas y macizas, vigas, columnas, muros de corte (placas), escaleras, tanque elevado, cisterna y cimentación y muros anclados del edificio.



1. GENERALIDADES

Cálculo:

Es determinar la forma general y todas las dimensiones específicas de una estructura particular de forma que pueda realizar la función para la que se creó y resista con seguridad las influencias que actúan sobre ella a lo largo de su vida útil.

Mecánica Estructural:

Es el conjunto de conocimientos científicos que permiten predecir con cierta seguridad cómo se comportará una estructura de forma y dimensiones dadas, cuando esté sometida a fuerzas y otras influencias mecánicas conocidas. A su vez es uno de los principios útiles en este proceso de cálculo.

Comportamiento de las estructuras

Métodos de Análisis más modernos reconocen el comportamiento No-Elástico de las estructuras, concuerdan mucho más estrechamente con el comportamiento real de las estructuras.

El Proyecto Arquitectónico

1.1 Consideraciones Importantes del Proyecto a Calcular

Tabla 1.1 Características Arquitectónicas del Proyecto

Proyecto	Green Tower
Tipo de proyecto	Dptos. Multifamiliares
Área de terreno	504.85 m ²
Área techada total	7352.97 m ²
Nro. de pisos	19 y azotea
Nro. de dptos.	54 (3 por piso)
Altura de piso	3 m
Nº de Estacionamientos	53
Características	02 ascensores, escalera de emergencia, cuarto de bomba

1.2 Combinaciones de Carga y Factores de Reducción

El requisito básico para el "Diseño por Resistencia"

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida} \rightarrow \phi (\text{Resistencia nomina}) \geq U$$



1.2.1 Combinaciones de Carga Según la Norma Peruana E0.60

Tabla 1.2: Combinaciones de Carga E.060

$1.4 CM + 1.7 CV$
$1.25 (CM + CV \pm Cvx)$
$1.25 (CM + CV \pm Cvy)$
$0.9 CM \pm 1.25 CVx$
$0.9 CM \pm 1.25 CVy$
$1.25 (CM + CV) \pm CSx$
$1.25 (CM + CV) \pm CSy$
$0.9 CM \pm CSx$
$0.9 CM \pm CSy$

1.2.2 Combinaciones de Carga Según el ACI-ASCE 7

Tabla 1.3: Combinaciones de Carga ACI

$U = 1.4 CM$
$U = 1.2 CM + 1.6 CV + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
$U = 1.2 CM + 1.6(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$
$U = 1.2 CM + 1.0 W + 1.0 L + 0.5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
$U = 1.2 CM + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S$
$U = 0.9 CM + 1.0 W$
$U = 0.9 CM + 1.0 E$

1.2.3 Factores de Reducción según Norma Peruana

Tabla 1.4: Factores de Reducción de Resistencia E0.60

Solicitación	Factor de reducción
Flexión	0.9
Tracción y Tracción + Flexión	0.9
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y flexo-compresión:	
Elementos con Espirales	0.75
Elementos con Estribos	0.7
Aplastamiento en el concreto	0.7
Zonas de anclaje del post-tensado	0.85
Concreto simple	0.65

1.2.4 Factores de Reducción según el ACI

Tabla 1.5: Factores de Reducción de Resistencia ACI

Solicitación	Factor de reducción
Tracción	0.9
Compresión:	
Refuerzo en espiral	0.75
Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Aplastamiento del concreto	0.65
Zonas de anclaje de postensado	0.85
Para diseño sísmico	0.6
Nudos y vigas de acople	0.85
Concreto Simple: Flexión Compresión, Cortante y aplastamiento	0.6

Tabla 1.6: ACI 318-14 Tabla 21.2.2 - Factores de Reducción de Resistencia ϕ para momento, carga axial, o combinando la fuerza axial y el momento.

Deformación Neta por Tensión	Clasificación	ϕ			
		Tipo de Refuerzo transversal			
		Espirales conforme a 25.7.3		Otros	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controla-Compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t \leq 0.005$	Transición	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(d)
$\epsilon_t \geq 0.005$	Controla-Tensión	0.90	(e)	0.90	(f)

1.2.5 Comparación de los Factores de Reducción ACI 318-14 y RNE0.60

Tabla 1.7: ACI 318-14 y RNE 0.60 - Factores de Reducción de Resistencia ϕ

		Factor de reducción	E-060	ACI 318-14
Carga axial y con flexión	Flexión sin carga axial		0.90	0.90
	Carga axial de tracción con o sin flexión o sin flexión		0.90	0.90
	Carga Axial de compresión con o sin flexión (Con refuerzo con espiral)		0.75	0.70
	Carga Axial de compresión con o sin flexión (Otros)		0.70	0.65
	Cortante y torsión		0.85	0.75
	Aplastamiento en el concreto (Excepto para anclajes de postensado y modelos puntual-tensor)		0.70	0.65
	Zonas de anclaje de postensado		0.85	0.85
	Elementos de Concreto Plano		0.65	0.60
	Anclaje en elementos de Concreto Armado		No requiere según el cap12	0.45 to 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17
	Puntales, Tensores, Zonas nodales, Áreas aplastadas y que son diseñadas de acuerdo con el Método Puntal-Tensor en el Capítulo 23			0.75

1.3 Método de Diseño

1.3.1 Métodos LRFD

Los Métodos de Diseño utilizado actualmente es la filosofía de diseño “Diseño por Carga y Resistencia Factorizada” o comúnmente conocida como Método LRFD ó Método de los Estados Límites.

1.3.2 Métodos Antiguos

- ✓ Diseño por Factores de Carga
- ✓ Diseño a la Rotura



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

- ✓ Diseño por esfuerzos permisibles

1.4 Normas Empleadas

Las normas empleadas en el presente texto son:

Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

Norma E.020 Cargas

Norma E.030 Diseño Sismoresistente

Norma E.050 Diseño de Suelos y Cimentaciones

American Concrete Institute

Código Americano para Concreto Estructural (ACI 318-14).

1.4.1 Nueva Norma ACI 318-14, cambios y nueva propuesta de enseñanza en las Universidades

El análisis de resistencia y comportamiento de un miembro de concreto reforzado es continuamente actualizado por medio de ensayos, buenas y malas experiencias del comportamiento de las estructuras frente a sismos, sin embargo toda esta información ha de ser recopilada, debatida, resumida y organizada en un solo texto que contenga todos estos requisitos para con el cual se debe de seguir para no incurrir en un error ya cometido con anterioridad. Haciendo constantemente un refinamiento en el verdadero comportamiento y dando mejores soluciones en el mejor comportamiento de los elementos estructurales.

La última actualización del ACI está dada por el grupo 318 del año 2014, el cual se publicó en octubre del 2014 precisamente, más conocido como 318-14.

Estos cambios son resumidos a continuación:

1. Cambios organizacionales basados en el comportamiento conjunto de la estructura, asumiendo que se entiende el comportamiento básico de los elementos.
2. Anteriormente en los códigos previos se basó en el comportamiento, el cual ayudaba mucho a los profesores, ya que sin entender el comportamiento no se puede enseñar el diseño de los miembros estructurales.

Conclusión:

Lo que un ingeniero o estudiante necesita saber para utilizar el código ACI 318-14 es:

- 1.-“Comprender el comportamiento”.
- 2.-“Saber cómo una estructura es desarrollada, es decir cómo se comporta en conjunto, debido a que el 318-14 es un código basado en el sistema y no solo en los miembros estructurales”.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

1.4.1.1 Nueva propuesta de enseñanza del Concreto Armado en las Universidades en base al código ACI 318-14

Debido a los cambios que se presentan en el nuevo código del ACI 318-14, es el porqué de la necesidad de reordenar la secuencia de enseñanza, para que así sea posible para los estudiantes el uso del código 318-14.

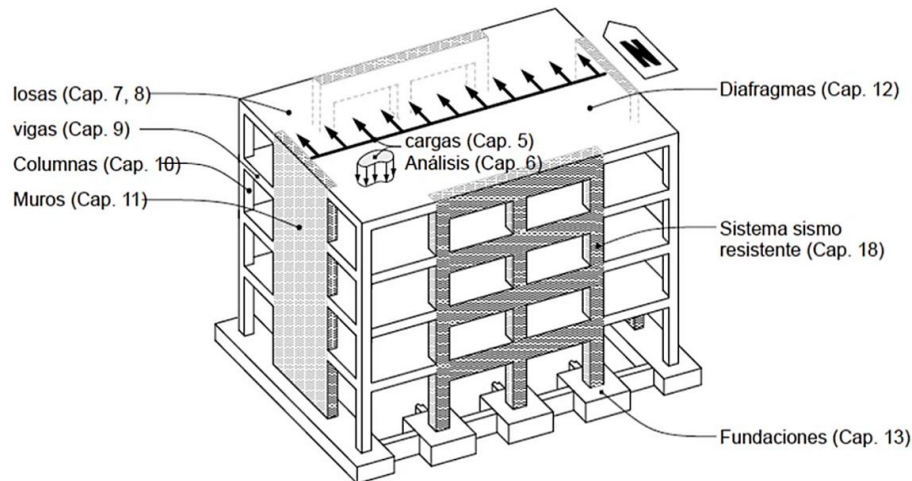


Figura 1-1: Capítulos en ACI 318-14

1. Se introducirá con los Materiales y sus distintas propiedades:

Capítulo 19: Concreto y Concreto Confinado $f'c, Ec, fr, \lambda$

Capítulo 20: Acero $f'y, Es$

2. Capítulos del Comportamiento del Concreto Reforzado:

(Será la base para entender el código y será utilizado como “herramientas”)

Cap. 21: Factores de Reducción de Resistencia

Cap. 22: Resistencia seccional: **(Importante)**

Miembros Cargados Axialmente

- ✓ Vigas
- ✓ Columnas
- ✓ Muros

Fuerza Axial y Momento

- ✓ Vigas
- ✓ Columnas
- ✓ Muros

Cortante

- ✓ Vigas
- ✓ Columnas
- ✓ Muros

Cap. 25: Detalles de Refuerzo



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

3. Capítulos de Componentes Estructurales:

Cap.7 Losas de un sentido

Cap.9 Vigas

Cap.10 Columnas Cortas

Cap.11 Muros

Cap.8 Losas en dos sentidos

Cap.13 Cimentaciones

4. Para el Análisis Estructural:

Cap 5: Cargas

5.3 Factores de Cargas y
Combinaciones

Cap 6: Análisis Estructural

6.5 Métodos de Simplificación

6.6- Análisis de Primer Orden

5. Serviciabilidad:

24.2 Deflexiones

24.3 Control de fisuras

24.4 Refuerzo por Contracción y Temperatura

6. Temas Especiales I - Varios

Cap.6 Columnas Esbeltas

Cap.22.7 Torsión

Cap.8 Losas de dos sentidos

Cap.15 Conexiones

- ✓ Viga-Columna
- ✓ Losa-Columna
- ✓ Losa-Muro

Cap.23 Modelos Puntal-Tensor

7. Temas Especiales II – Sistemas Estructurales

Diseño Sísmico y verificación del rendimiento – Introducción

Cap.18.3 Pórticos de Gravedad u Ordinarios

Cap.18.6 Pórticos Especiales Resistentes a Momentos

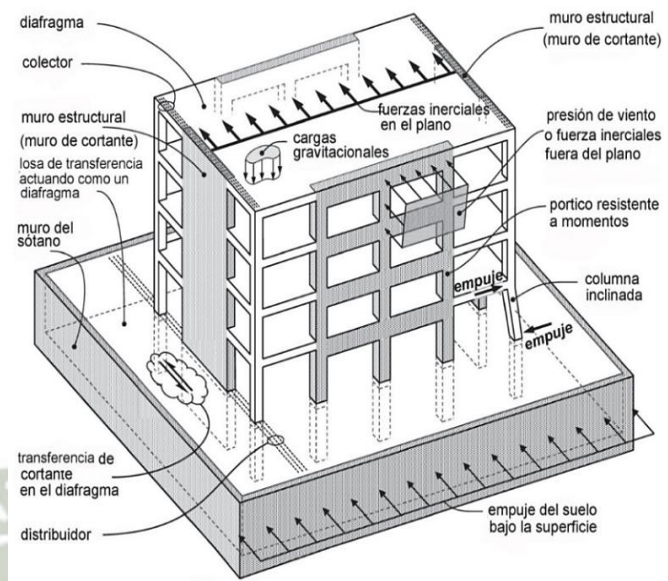


Figura 1-2: Elementos Estructurales que resisten las acciones sobre la estructura de manera conjunta



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

- ✓ Vigas
- ✓ Columnas
- ✓ Uniones

Cap.18.10 Muros Estructurales Especiales

Cap.18.12 Diafragmas y Armaduras

Cap.18.13 Cimentaciones

En este capítulo de Sistemas Estructurales indica que el diseño del concreto estructural ha evolucionado del énfasis que se debía diseñar los elementos estructurales individualmente, para llegar a diseñarse la estructura como un sistema entero.

NOTA

Fácilmente esto último confundido ya que a simple vista pareciera que no se hubiera modificado nada, pero si nos ponemos a ver la siguiente gráfica veremos que las fuerzas debido al sismo o viento se distribuyen al diafragma y estos a las conexiones como colectores y uniones entre losas-vigas-columnas y muros estructurales. Es por ello que ahora todas **las fuerzas actuantes sobre la edificación tienen que ser resistidas por el conjunto de elementos y no individualmente.**

Ahora luego de haber explicado un resumen de los sistemas estructurales, esto nos lleva al capítulo de Diafragmas, el cual por primera vez tenemos un capítulo de diafragmas, anteriormente aplicables a casas y edificios. Pero hablamos ahora de diafragmas en general.

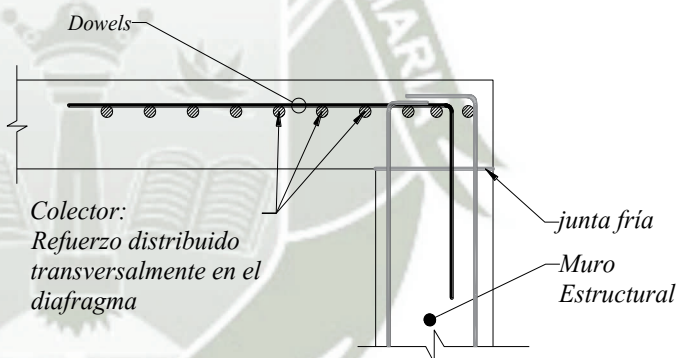


Figura 1-3: Detalle típico mostrando dowels colocado para transferir a un muro estructural a través de cortante-fricción. [ACI 318-14 R12.5.3.7](#)

No solo es para resistir un sismo, sino que guarda tu edificio junto y hace que tu marco y tus muros que son normalmente planos, los mantiene planos en realidad, eso es lo que hace un diafragma, y el hecho que el código hable por primera vez en el código es muy importante y el hecho que hable acerca del sistema y cuáles son los requerimientos son realmente importantes y creo que desde ahora en adelante debe ser punto importante en lo que se debe tratar en toda clase, no importa si son cursos de pregrado o postgrado, simplemente es un tema muy importante que no debe ser obviado, ya que estando en Perú si no estamos teniendo cuidado en el diafragma estamos en un gran problema.

Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Cabe resaltar que el código ha actualizado algunos puntos muy importantes:

Pórtico Especial Resistente a Momentos

Estructuras Resistentes a Sismo (ACI 318-14 18.7.5 Columnas de Marcos de momentos especiales - Refuerzo Transversal)

Se aplica a columnas que forman parte del sistema resistente de fuerzas-sísmicas y son proporcionados principalmente para resistir flexión, cortante y fuerzas axiales.

Se aplican sin tener en cuenta la magnitud de la fuerza axial. Cabe recordar que anteriores códigos se permitía columnas con bajos niveles de esfuerzos axiales para ser detallados como vigas.

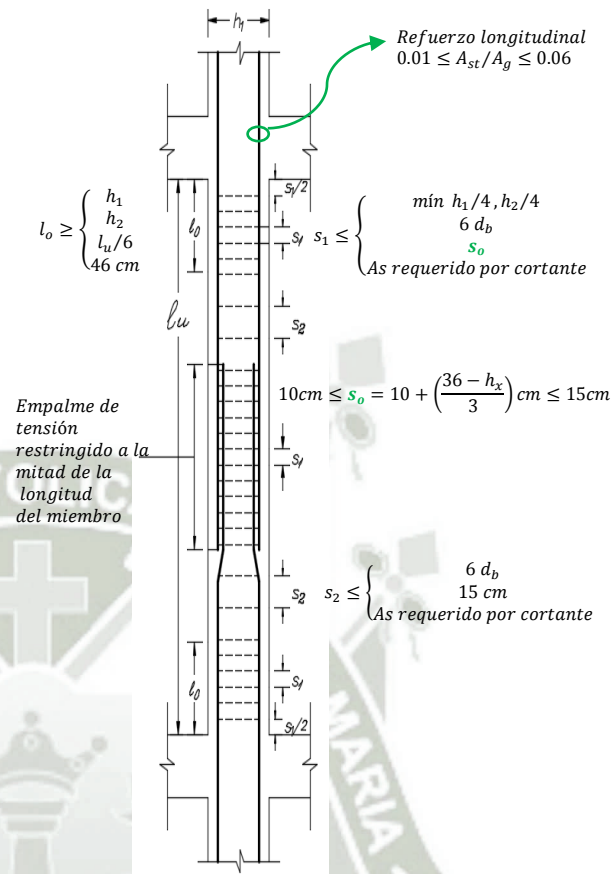


Figura 1-4: Pórtico Especial Resistente a Momentos

ACI 318-14 18.7.5.2 Según el código el refuerzo transversal debe ser de acuerdo a lo siguiente:

- $P_u > 0.3 A_g f'_c$ columnas con estribos
- Arreglo del refuerzo longitudinal y de los estribos debe ser, tal y como se muestra en la figura.

Muros estructurales Especiales: ACI 318-14 no solo están definido en base a fórmulas sino que están ayudados por imágenes y ecuaciones adjuntas, tal y como es el caso de los Muros Especiales.

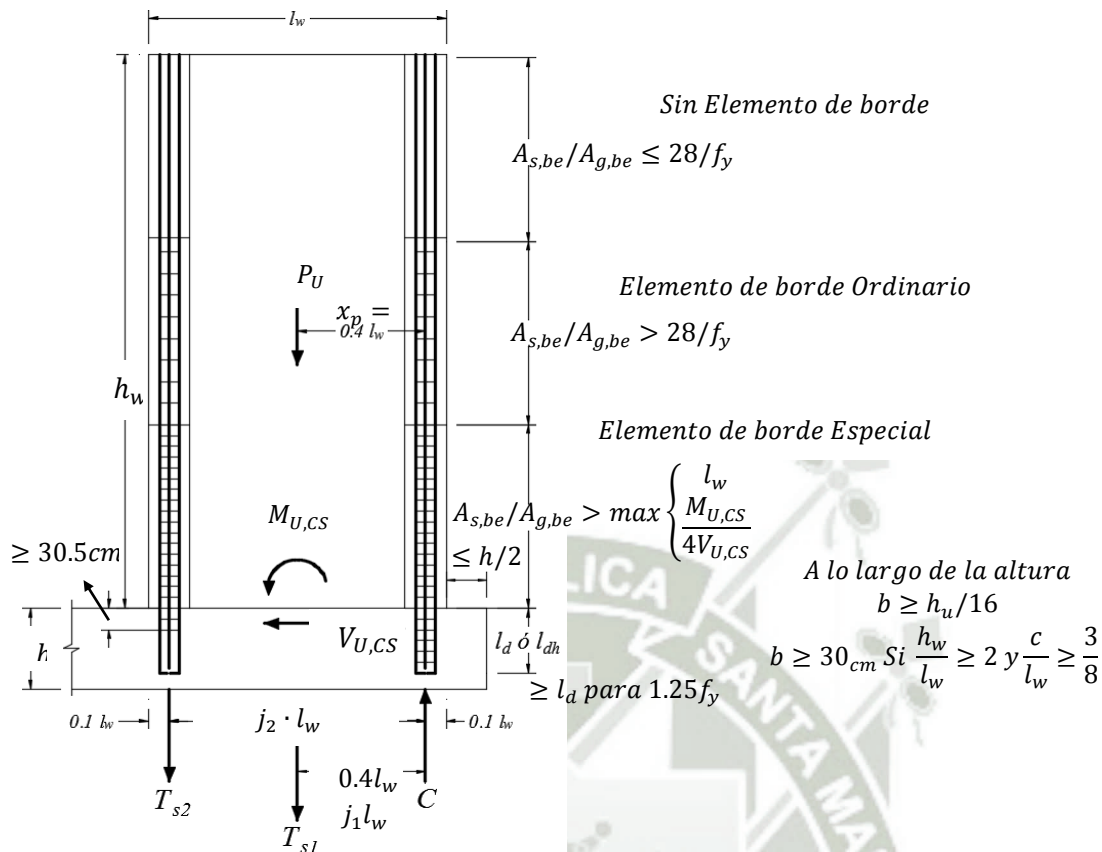


Figura 1-5: Diseño de Elementos de borde, especiales y ordinarios a partir de la sección crítica identificada en la interfaz muro cimentación, en base al método de diseño por desplazamiento.

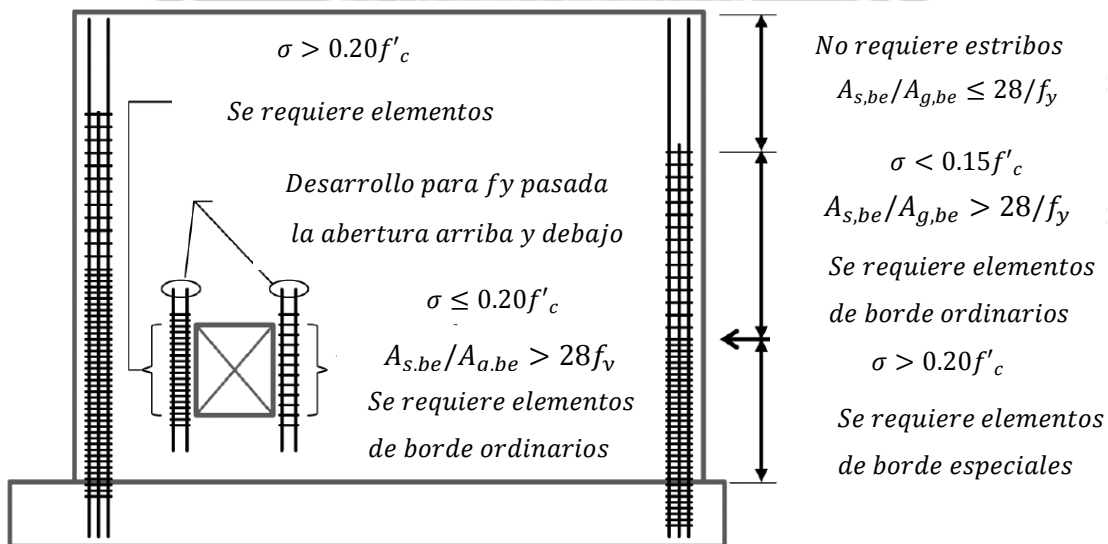


Figura 1-6: Diseño de Elementos de borde especiales y ordinarios sin sección crítica identificada en base al método de diseño por verificación de esfuerzos.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

En Fundaciones: Haciendo este último código 2014 mucho más actualizado, ya que incluye el método puntal-tensor para zapatas, las cuales como veremos más adelante son trabajadas como regiones de Discontinuidad.

1.5 Propiedades de los Materiales

1.5.1 Concreto

Para poder diseñar son necesarios ciertos datos (estos son requeridos para poder diseñar en softwares como Etabs, Sap2000, etc.), los cuales mencionamos a continuación:

Esfuerzo de compresión ($f'c$)

El ACI 318-14 nos proporciona una tabla muy útil en el cual nos da los límites para la resistencia del concreto, según el tipo de concreto y su tipo de aplicación:

Tabla 1.8: ACI 318-14 Tabla 19.2.1.1 - Límites para $f'c$

Aplicación	Concreto	Mínimo	Mínimo
		$f'c$, psi	$f'c$, psi
General	Peso Normal y Ligero	2500	Ninguno
Marcos de momentos especiales y muros estructurales Especiales	Peso Normal	3000	Ninguno
	Ligero	3000	5000 ⁽¹⁾

(1) El límite es permitido ser excedido donde se demuestre experimentalmente la evidencia que los miembros están hechos de concreto ligero provistos de resistencia y dureza igual a o que excedan aquellos de miembros comparables hechos con concreto de peso normal de la misma resistencia

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2, \text{ (Es el concreto más utilizado en Perú)}$$

$$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2, \text{ (Es la mínima resistencia a compresión del concreto utilizado para "Diseño Estructural")}$$

Módulo de Elasticidad del Concreto

(a) Para valores $w = 1440$ a $w = 2500 \text{ kg/m}^3$ para ACI w_c entre 90 y 160 lb/ft³

$$\text{ACI 318 - 14 19.2.2.1 (a)} \quad E_c = 0.14 \times w^{3/2} \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$$

$w =$ Peso unitario del concreto endurecido $[\text{kg/m}^3]$

(b) Para concreto normal ($\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3 = 0.0024 \text{ kg/cm}^3$)

$$\text{ACI 318 - 14 19.2.2.1 (b)} \quad E_c = 15100 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 1.9: Módulo de Elasticidad del Concreto para diferentes tipos de concretos

$f'c$	$w1 =$	$w2 =$	w normal =
	1440	2500	2400
	E_{c1}	E_{c1}	E_{c2}
175	97588.03	223235.27	199754.22
210	106902.33	244541.98	218819.79
280	123440.17	282372.76	252671.33
350	138010.31	315702.34	282495.13
420	151182.72	345834.59	309457.91



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Módulo de Poisson

$$\nu = \frac{\text{Deformación Transversal}}{\text{Deformación Longitudinal}} \rightarrow \nu_{prom} = 0.16$$

Nota: Para concretos de alta resistencia ≈ 0.21 ; para concretos de baja resistencia ≈ 0.11 (algunos autores utilizan 0.2 para el concreto en el Perú)

Concretos de Alta Resistencia son los que exceden los 420 Kg/cm², es decir un Poisson aproximado de 0.20

Particularmente considero que son:

Concretos de Baja Resistencia 175 Kg/cm² y 210 Kg/cm², es decir un Poisson aproximado de 0.11 y 0.14

Concretos de Baja Resistencia 280 Kg/cm² y 350 Kg/cm², es decir un Poisson aproximado de 0.16 y 0.18

Tabla 1.10: Equivalencia de la resistencia del concreto en sistemas SI, MKS, USA

Sistema SI Esfuerzos en Mpa	Sistema MKS Esfuerzos en Kg/cm ²	Sistema USA Esfuerzos en lb/pulg ² = psi
1 Mpa	10 Kg/cm ²	145 psi
f _c = 17.5 Mpa	175 Kg/cm ²	2500 psi
f _c = 21 Mpa	210 Kg/cm ²	3000 psi
f _c = 28 Mpa	280 Kg/cm ²	4000 psi
f _c = 35 Mpa	350 Kg/cm ²	5000 psi
f _c = 40 Mpa	420 Kg/cm ²	6000 psi
f _y = 280 Mpa	2800 Kg/cm ²	40000 psi
f _y = 420 Mpa	4200 Kg/cm ²	60000 psi

Módulo de Corte

$$G_c = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

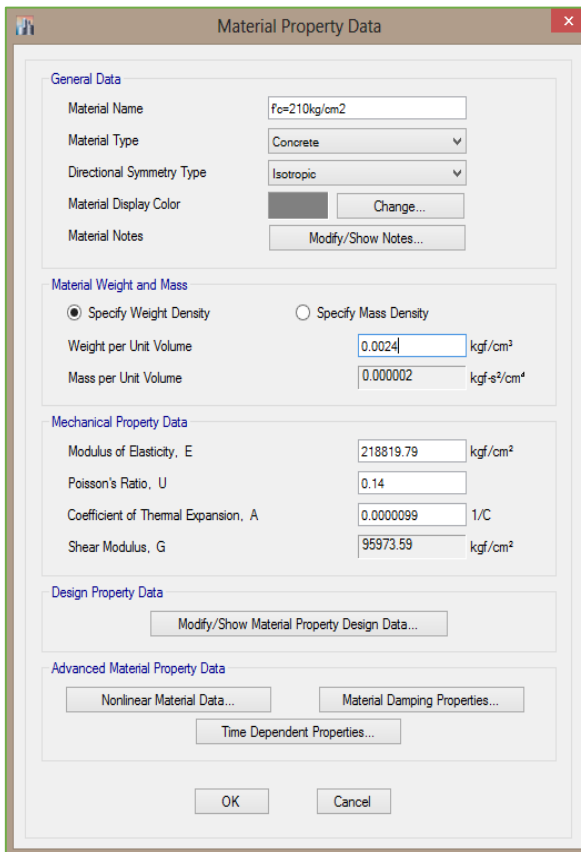
Tabla 1.11: Módulo de Corte, para un w = Kg/cm³ dado y poisson respectivamente

f _c (kg/cm ²)	w	E _c	G _c	ν
175	2400.00	199754.22	89979.38	0.11
210	2400.00	218819.79	95973.59	0.14
280	2400.00	252671.33	108910.06	0.16
350	2400.00	282495.13	119701.33	0.18
420	2400.00	309457.91	128940.80	0.20
460	2400.00	323858.92	129543.57	0.25

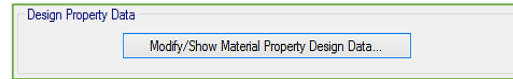


Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María



Para definir la Resistencia Específica de Concreto a Compresión, nos dirigimos a: Design Property / Modify/Show Material Property Design Data...



y completamos los datos de la siguiente manera:

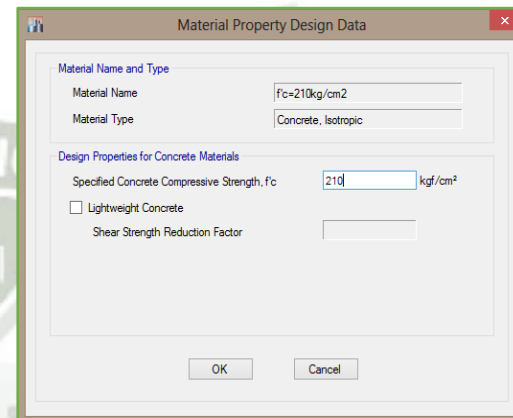


Figura 1-7: Propiedades del Concreto en ETABS

1.5.2 Acero

Esfuerzo de Fluencia ($f'y$)

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Grado 60 (es el acero más utilizado en Perú)

Peso específico

$$(\gamma_a = 7850 \text{ kg/m}^3 = 0.00785 \text{ kg/cm}^3)$$

En etabs encontraremos esta propiedad

como **Weight per Unit Volume**

Para acero común

$$(\gamma_a = 7800 \text{ kg/m}^3)$$

Módulo de Poisson $\nu = 0.3$

Módulo de Elasticidad (Es)

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

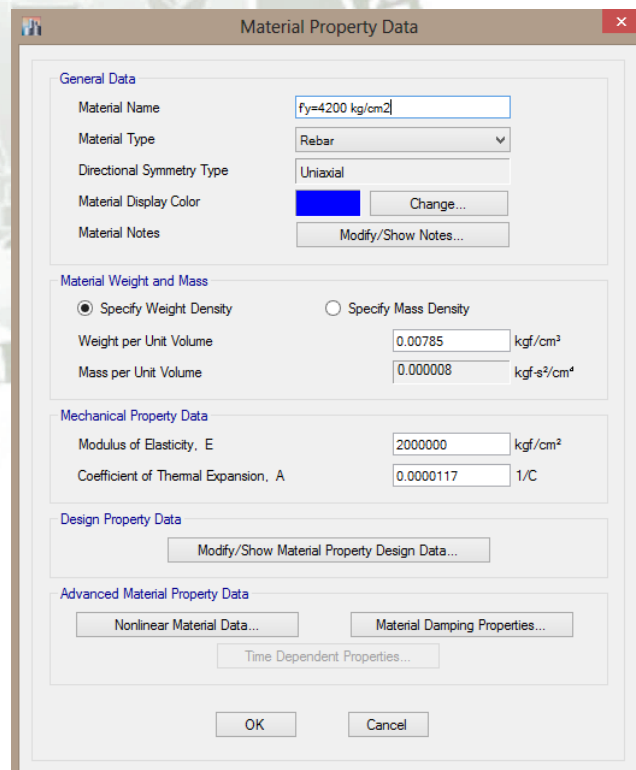


Figura 1-8: Propiedades del Acero en ETABS



Bach. Oscar Gonzales M.

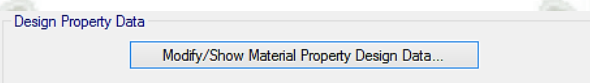
Universidad Católica de Santa María

Tabla 1.12: Esfuerzos de los Tipos de Acero

Esfuerzos de los Tipos de Acero		
	f_y (kg/cm²)	f_s (kg/cm²)
Grado 40	2800	4900
Grado 60	4200	6300
Grado 75	5300	7000
f_y = Esfuerzo de fluencia del acero		
f_s = Resistencia mínima a la tracción a la rotura		

Para colocar los datos de los esfuerzos según el Tipo de Acero, nos dirigimos a:

Design Property / Modify/Show Material Property Design Data...



Y completamos los datos de la siguiente manera:

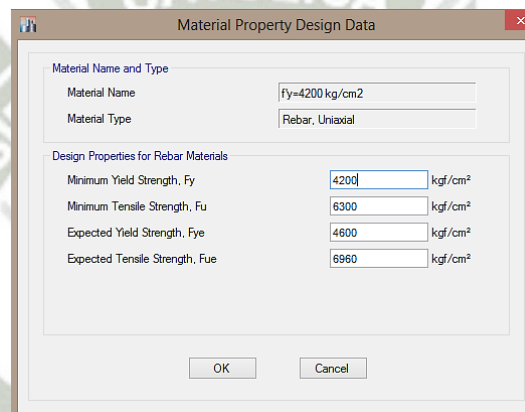


Tabla 1.13: Propiedades Geométricas de las Varillas

Diámetro Pulg y mm		Varillas en #	Área cm²	Perímetro cm
(pulg)	(cm)	# / 8		
3/8"	0.95	3	0.71	2.99
1/2"	1.27	4	1.29	3.99
5/8"	1.59	5	1.99	4.99
3/4"	1.91	6	2.84	5.98
7/8"	2.22	7	3.88	6.98
1"	2.54	8	5.10	7.98
1 1/8"	2.86	9	6.41	8.98
1 1/4"	3.18	10	7.92	9.97
1 3/8"	3.49	11	10.06	10.97
1 1/2"	3.81	12	11.40	11.97



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Tabla 1.14: Áreas de las Varillas

Varillas en Pulg y mm		Varillas en #	Area (cm ²)									
(pulg)	(mm)		Número de varillas									
		# / 8	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	6mm		0.28	0.56	0.84	1.12	1.40	1.68	1.96	2.24	2.52	2.80
1/4"			0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20
	8mm		0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03
3/8"		3	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70	6.41	7.13
	12mm		1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.91	9.04	10.17	11.30
1/2"		4	1.29	2.58	3.87	5.16	6.45	7.74	9.03	10.32	11.61	12.90
5/8"		5	1.99	3.98	5.97	7.96	9.95	11.94	13.93	15.92	17.91	19.90
3/4"		6	2.84	5.68	8.52	11.36	14.20	17.04	19.88	22.72	25.56	28.40
7/8"		7	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.28	27.16	31.04	34.92	38.79
1"		8	5.10	10.20	15.30	20.40	25.50	30.60	35.70	40.80	45.90	51.00
1 1/8"		9	6.41	12.83	19.24	25.65	32.07	38.48	44.89	51.30	57.72	64.13
1 1/4"		10	7.92	15.83	23.75	31.67	39.59	47.50	55.42	63.34	71.26	79.17
1 3/8"		11	10.06	20.12	30.18	40.24	50.30	60.36	70.42	80.48	90.54	100.60
1 1/2"		12	11.40	22.80	34.20	45.60	57.00	68.40	79.80	91.20	102.60	114.00

1.6 Condiciones del Suelo

1.6.1 Capacidad Portante según el Tipo de Suelo

➤ VALORES REFERENCIALES

Suelo Rígido: $qa > 3 \text{ kg/cm}^2$

Suelo Intermedio: $1.2 \text{ kg/cm}^2 < qa \leq 3 \text{ kg/cm}^2$

Suelo Flexible: $qa \leq 1.2 \text{ kg/cm}^2$

➤ Asentamiento

Tolerable: Consecuencia del proceso constructivo) E.M.S.

Suelo Rígido: $St \leq 0.5 \text{ cm}$

Suelo Intermedio: $0.5 \text{ cm} < St \leq 1 \text{ cm}$

Suelo Flexible: $1 \text{ cm} < St \leq 1.5 \text{ cm}$

$$St = \frac{P_{total}}{Kz} = \frac{P_{edif} + P_{cim}}{Coef. de Balasto} = \frac{P_{edif} + P_{cim}}{C1 \cdot A_{cim}}$$

➤ Coeficiente de Balasto Vertical (C1)

Suelo Rígido: $C1 > 6 \text{ kg/cm}^2$

Suelo Intermedio: $3 \text{ kg/cm}^2 < C1 \leq 6 \text{ kg/cm}^2$

Suelo Flexible: $C1 \leq 3 \text{ kg/cm}^2$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

➤ **Módulo de Reacción según el tipo de suelo (Arenosos o Gravo Arenosos)**

Arena seca o húmeda suelta (N de 3 a 9): $K_s = 1.20 \text{ a } 3.60 \text{ kg/cm}^3$

Arena seca o húmeda media (N de 9 a 30): $K_s = 3.60 \text{ a } 12.00 \text{ kg/cm}^3$

Arena seca o húmeda densa (N de 30 a 50): $K_s = 12.00 \text{ a } 24.00 \text{ kg/cm}^3$

Grava fina con arena fina: $K_s = 8.00 \text{ a } 10.00 \text{ kg/cm}^3$

Grava media con arena fina: $K_s = 10.00 \text{ a } 12.00 \text{ kg/cm}^3$

Grava media con arena gruesa: $K_s = 12.00 \text{ a } 15.00 \text{ kg/cm}^3$

Grava gruesa con arena gruesa: $K_s = 15.00 \text{ a } 20.00 \text{ kg/cm}^3$

1.6.2 Estudio de Suelos de la Edificación a Modelar

De acuerdo al Estudio de Suelos la edificación quedará cimentada sobre un suelo de grava (GP) con arena medianamente densa a densa con contenido de piedras de un T.M. de 12" y con una capacidad admisible de 3.8 kg/cm² a una profundidad de 2.00m respecto al nivel de la superficie original del terreno. No se detectó nivel de napa freática ni agresividad del suelo a las estructuras de cimentación.

Nivel de Cimentación: $D_f = -2.00m$ (mínimo)

Tipo de Cimentación: *Superficial*

Ángulo de fricción interna (cimentos): $\varphi = 37^\circ$

Ángulo de fricción interna (Muros de Sótano): $\varphi = 31^\circ$

Peso Específico del Suelo: $\gamma = 1.65 \text{ tnf/m}^3$

Cohesión: $c = 0.00 \text{ kgf/cm}^2$

Capacidad Admisible: $q_a = 3.8 \text{ kgf/cm}^2$

Perfil del Suelo:

Suelo de Grava (GP) con arena medianamente densa a densa con T. M. de 12"

Napa Freática: No presenta

Agresividad del suelo a estructuras de cimentación: No presenta



2. DISEÑO CONCEPTUAL

El diseño conceptual de una edificación consiste en la selección de:

- ✓ El sistema estructural de la edificación.
- ✓ Materiales a utilizar en la edificación.

Existen 2 formas de diseñar una edificación:

- ✓ Diseño obligatorio: Diseño realizado estrictamente de acuerdo a la normativa.
- ✓ Diseño basado en el desempeño: Diseño en base a un sustento con el análisis estructural, hace posible un diseño diferente a las indicaciones de la normativa, pero de igual manera hace que cumpla y/o supere los requisitos del mismo.

El diseño por Desempeño hace referencia al concepto de **Objetivo de Desempeño** (Es una declaración del desempeño esperado del edificio condicionado a que sobre el mismo edificio se sujete a una carga en particular.), es así que el TBI “Tall Building Initiative” (2010) en su artículo “Lineamientos en el diseño sísmico de Edificios Altos basados en el Desempeño”, el cual tiene 2 objetivos de desempeño y son:

- El edificio debe tener una pequeña probabilidad de colapso que amenace la vida dado que este ha sido sujeto a movimientos sísmicos raros del terreno definido como el *nivel de movimiento Sísmico Máximo Considerado* (Maximum Considered Earthquake or MCE).
- El edificio debe tener una pequeña probabilidad de daño requiriendo reparado dado que este ha sido sujeto a más frecuentes sacudidas del terreno definido como el *nivel de movimiento de “Servicio Sísmico”* (Service Level Earthquake SLE).

Si bien cuando diseñamos normalmente se toma como base el “diseño obligatorio”, también podemos usar el “diseño basado en el desempeño, pero para lo cual se necesitará de la verificación del desempeño, es así que para esto que se usará varios tipos de análisis y métodos de diseño y se hará referencia a los siguientes conceptos de ingeniería sísmica:

- ✓ Diseño del Estado Límite: Es una condición de un miembro estructural(o sistema estructural) bajo el cual el miembro estructural(o sistema) ya no satisface un requerimiento de desempeño.

Es un proceso en el cual varios estados límites son identificados y son diseñados para.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Existen dos tipos de Estados Límites:

- Estado límite de servicio: Es la condición del miembro o sistema estructural de tal manera que el edificio permanezca funcional bajo cargas normales o de rutina (muerta y viva sin factorizar).
- Estado último de servicio: Es la condición del miembro o sistema estructural de tal manera que el edificio permanezca funcional bajo cargas de condiciones anormales en el cual se utilizaran las combinaciones de carga que nos da el ASCE 7.
- ✓ Diseño por Capacidad: Es un método de diseño para controlar el mecanismo de fluencia de una estructura que esta supuesta a responder inelásticamente a un diseño de carga o a sobrecarga.
- ✓ Diseño Basado en el Desplazamiento: Es un proceso por el cual el sismo induce demandas de desplazamiento son primero estimados, seguidos por una valoración de las demandas y capacidades de deformación local.
- ✓ Evaluación del Desempeño bajo Movimiento Sísmico del Terreno: Con el uso de información de movimientos sísmicos pasados, es que se puede hacer un análisis dinámico no-lineal y puede ser utilizado para estimar las capacidades del desempeño de un edificio bajo esta banca de datos sísmicos, o para verificar que el desempeño es a lo menos equivalente para que se pueda obtener usando las provisiones del código de edificaciones obligatorias.

Así mismo para poder conceptualizar nuestro diseño de la edificación nos referiremos a estructurar el edificio a la selección del sistema estructural para resistir un sismo.

Se entiende por estructuración del edificio, a la coordinación con los diferentes profesionales que intervendrán en las disposiciones de espacio, con el único objetivo de darle el mejor comportamiento sismo resistente o para el cual haya sido diseñado el edificio. Podemos señalar algunas consideraciones a la hora de estructurar:

2.1 Objetivos de la estructuración

Existen 4 objetivos principales:

- 1.- Economía: Se tenderá a hacer un diseño estructural óptimo general del edificio.
- 2.- Estética: Se debe de respetar en lo posible la arquitectura del edificio.
- 3.- Funcionabilidad: A la hora de estructurar, se tiene que prever que el principal objetivo es que los ambientes puedan ser útiles, según fueron diseñados, es decir los elementos estructurales no deben estorbar, o en el peor de los casos ser coordinados con el arquitecto.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

4.- Seguridad: Como principal objetivo es el de dar seguridad a los ocupantes del edificio.

5.- Estabilidad: Volteo, deslizamiento y rotación.

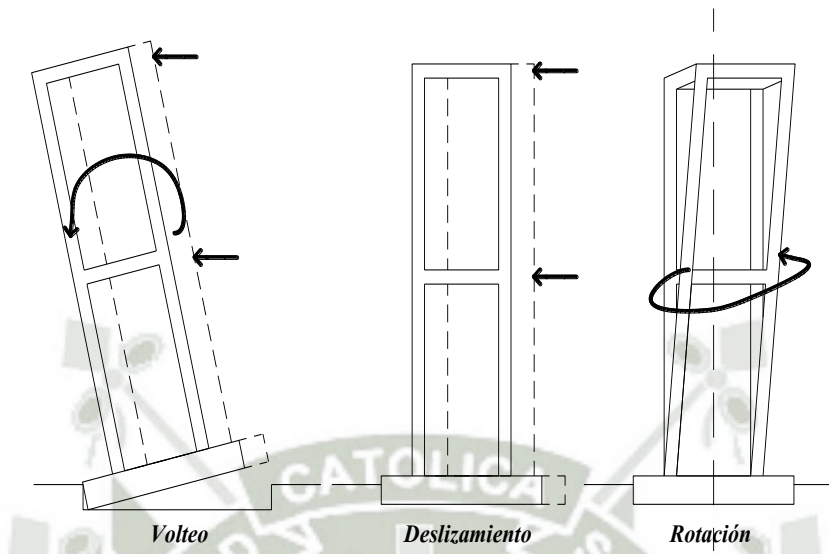


Figura 2-1: Estabilidad de la Estructura

Se puede mencionar algunas frases de celebres ingenieros peruanos para poder entender el concepto de estructuración, tales como:

- ✓ “Es aconsejable que la estructuración sea la **más simple** y simple posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmicos se acerque lo más posible a la estructura **real**” según **Blanco Blasco (1994)**
- ✓ “Idealmente el objeto del diseño de un sistema es la **optimización del sistema**, es decir la obtención de todas las mejores soluciones posibles. El lograr una solución óptima absoluta es prácticamente imposible, sin embargo, puede ser útil optimizar de acuerdo con determinado criterio, tal como el de peso o costo mínimo; teniendo en cuenta siempre que no existen **soluciones** únicas sino **razonables**” según **Roberto Morales Morales (1997)**
- ✓ “Diseñar una estructura para resistir la totalidad de los esfuerzos generados por un movimiento sísmico no es **económico**. Por ello, actualmente se prefiere reducir la carga de diseño y garantizar la capacidad de la estructura para disipar energía. Esta solución, aunque más económica, implica que la estructura se comportará dentro del rango plástico. y que por lo tanto, se esperan daños en ella pero no de magnitud suficiente para llevarla al colapso.” según **Theodore E. Harmsem (2000)**



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

- ✓ “En los proyectos estructurales el aspecto más importante es la coherencia y el ajuste de todas las partes de la estructura, la disposición de la columna, la colocación de las vigas y viguetas, la selección de techos, muros, cimentación. Frente a esta totalidad, es cuando por primera vez se puede balancear la línea de acción de las fuerzas del todo estructural.”..... según **Fernando Oshiro Higa (1997)**

- ✓ “Se deberá enfatizar que ningún manual o reglamento de sismo puede suplantar el criterio profesional del ingeniero familiarizado con los problemas de los movimientos sísmicos”..... según **Fernando Oshiro Higa (1997)**

- ✓ “Estructurar edificios. De una adecuada estructuración que se proporcione a los edificios, buscando principalmente la sencillez a fin de comprender cómo se transmiten las cargas de un elemento estructural a otro, dependerá el comportamiento que tenga la estructura ante las distintas solicitaciones. Debe mencionarse que edificios que tuvieron grandes complicaciones en sus formas estructurales llegaron a colapsar, pese a que en su diseño se utilizaron programas refinados de análisis estructural, a diferencia de otros edificios cuya estructura era sencilla y que fueron analizados mediante procesos aproximados de cálculo.” según **Ángel San Bartolomé (1998)**

- ✓ “Estructurar un edificio significa tomar decisiones en conjunto con los otros profesionales que intervienen en la obra (Arquitecto, Ingenieros de Instalaciones, etc.) acerca de la disposición y características que deben tener los diferentes elementos estructurales, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil; esto es, que tanto las cargas permanentes (peso propio, acabados, etc.) como las eventuales (sobrecarga, sismo, viento, etc.), se transmitan adecuadamente hasta el suelo de cimentación”..... según **Ángel San Bartolomé (1998)**

Así podemos darnos una idea de cómo es el proceso que idearon los ingenieros ya mencionados para plantear algunas soluciones en los sistemas estructurales de sus edificios.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

2.2 Criterios utilizados para estructurar

La parte más importante a la hora de diseñar un edificio en lo que respecta a Estructura, es la concepción de cómo, en conjunto funcionará el edificio, es lo que comúnmente llamamos Estructuración.

Y todo se resume a que un edificio mal estructurado o conceptualizado no se comportará adecuadamente ante un sismo, puesto que si en conjunto no trabaja bien, mucho menos trabajará de forma adecuada cada elemento.

Es en sí la carta representación de un ingeniero estructural, su más grande aporte y el mejor diseño óptimo estructural viene muy de la mano con la estructuración.

Existen varios puntos a considerar para comenzar a estructurar, y son:

Edificio Completo:

Depende de los siguientes factores:

- ✓ Peso del Edificio
- ✓ Forma del Edificio en Planta
- ✓ Forma del Edificio en Elevación
- ✓ Separación entre Edificios Vecinos

Elementos del Edificio

Se hace la estructuración dependiendo el tipo de cargas asignadas:

2.2.1 Estructuración por Carga Vertical

La carga muerta o gravitacional es primero transmitida de las losas a las vigas, de las vigas a las columnas y de las columnas a la fundación.

2.2.1.1 Sistemas de Pequeñas Luces

- A. Losas Aligeradas
- B. Losas Macizas
- C. Ductos
- D. Diafragmas Flexibles

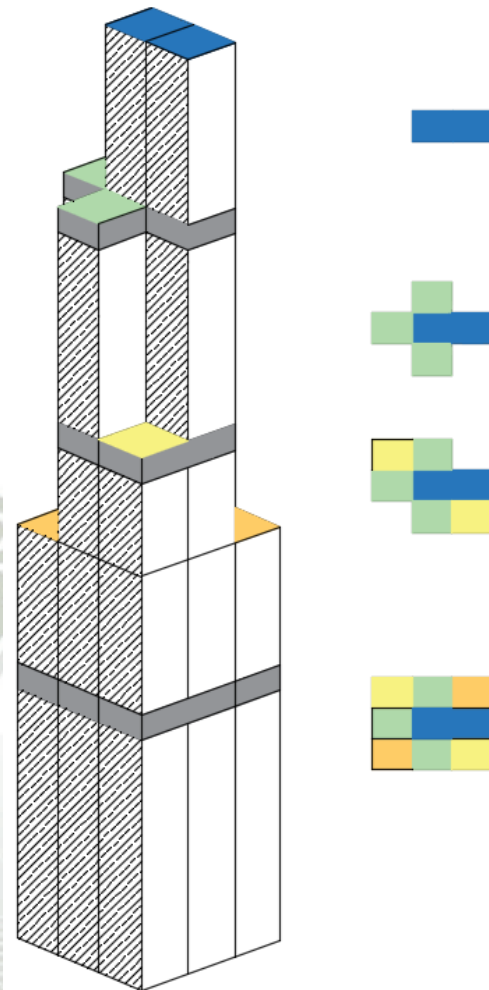


Figura 2-2: Criterio de Estructuración según la Forma y Elevación del Edificio



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

2.2.1.2 Sistemas de Grandes Luces

- A. Losas con Vigas Intermedias o Secundarias
- B. Aligerados Armado en Dos Sentidos
- C. Losa Maciza Armada en Dos Sentidos, apoyado en Vigas Peraltadas o Muros

2.2.2 Estructuración por Carga Sísmica

Las masas acumuladas en cada piso, producen aceleraciones en un sismo. En los edificios son modelados cada piso como si se concentraran las masas al nivel de las losas, creándose lo que llamamos “Modelo de Masas Concentradas”.

La estructura ideal es utilizar el menor peso en la losa y rigidizar los transmisores verticales en todo el edificio, es decir se puede aumentar placas y muros de albañilería. Transmisores verticales se refiere a Columnas, Muros Estructurales especiales ó Muros Portantes de Albañilería Confinada y Albañilería Armada.

La rigidización mínima exigida por el reglamento es en cada dirección con el 100% de sismo actuando en forma independiente, es decir que debe ser lo suficientemente rígida la estructura para soportar un sismo en su 100% en cada dirección.

2.3 Sistemas Estructurales para Fuerzas Sísmicas

El sistema estructural resiste las cargas laterales (fuerzas sísmicas o de viento), y su importancia es mayor mientras más alto sea el edificio. Existen 3 tipos de sistemas estructurales resistentes a cargas laterales:

Sistema de Pórticos Estructurales Este Tipo de Sistemas consisten básicamente en pórticos de columnas y vigas.

Sistema de Muros Estructurales El total de las fuerzas laterales son resistidos por los muros estructurales

Sistemas Duales Es la interacción de pórticos y muros estructurales de concreto armado.



3. PREDIMENSIONAMIENTO

El proceso de diseño de los elementos estructurales, es en sí un proceso iterativo en el cual se va probando diferentes dimensiones y cantidades de aceros elegidas, según el criterio del ingeniero estructural, el cual debe de cumplir con los requisitos mínimos que establezcan las diferentes normas.

Para hacer mucho más corto este proceso iterativo y a su vez para verificar a grandes rasgos algunos de estos elementos, se utilizan fórmulas de predimensionamiento, para los diferentes elementos estructurales.

CONSIDERACIÓN IMPORTANTE:

Acción → Dimensionamiento por:

Fuerzas Verticales → Criterios de Resistencia de los Elementos Estructurales

Fuerzas Horizontales → Criterios de Rigidez

Junta Sísmica: El desplazamiento horizontal en el último nivel es de 1/300 a 1/500 de la altura total del edificio y a su vez deben de cumplir con la norma Peruana.

ACCIONES DE FUERZAS VERTICALES Y HORIZONTALES

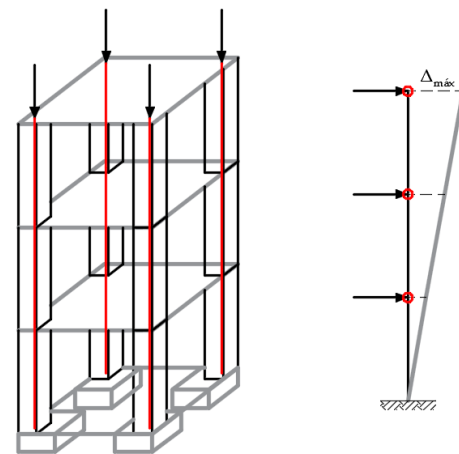


Figura 3-1: Criterios para dimensionamiento vertical (resistencia) y horizontal (rigidez).

3.1 Losas

3.1.1 Aligerados

El modelamiento de las losas aligeradas es según la acción a resistir:

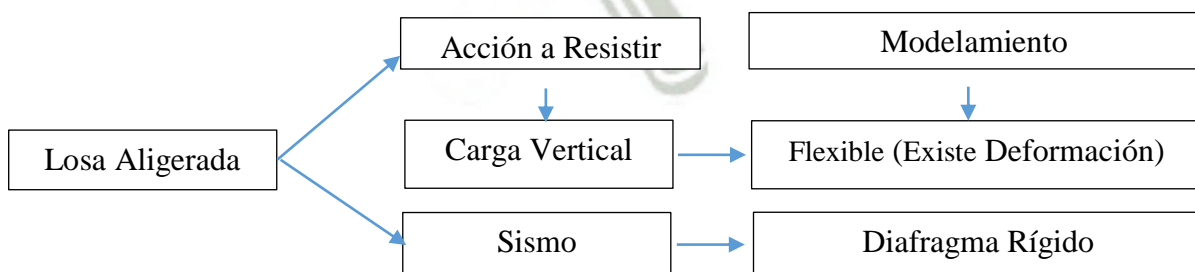


Figura 3-2: Modelamiento del elemento estructural Aligerado

Explicación:

En modelamiento por carga vertical en losas es flexible, debido a que conlleva deformación debido a esta carga.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Sin embargo el modelamiento por carga sísmica arrastra toda la losa aligerada comportándose como toda una gran placa y por consiguiente se supone infinita su rigidez en ese sentido, es por ello que se le suele llamar “Diafragma Rígido”.

Fórmula del Peralte del Aligerado

$$H = \frac{L_n}{25}$$

Donde:

Ln: Longitud del lado menor

Piso terminado e = 5cm y el peso del piso terminado es igual a 100Kg/m2

Peso de Tabiquería es igual a 100 Kg/m2

Tabla 3.1: Predimensionamiento del peralte de Aligerados en 1 dirección

Luz (m)	Peralte	Alt. Ladrillo
	(cm)	(cm)
L < 4 m	17	12
4m < L < 5.5 m ≈ 5 m	20	15
5m < L < 6.5 m ≈ 6 m	25	20
6m < L < 7.5 m ≈ 7m	30	25

Nota: En el peralte se incluye los 5cms de espesor de losa

Tabla 3.2: Predimensionamiento del peralte de Aligerados en 2 dirección

Luz (m)	Peralte	Alt. Ladrillo
	(cm)	(cm)
6.5m < L < 7.5 m	25	20
7m < L < 8 m	30	25

Nota:

En el peralte se incluye los 5cms de espesor de losa

Sobrecarga Máxima = (300 - 350) kg/m2

3.1.2 Losas Macizas en una dirección

Predimensionamiento Aproximado: $e_{maciza} = e_{aligerada} - 5cm$

Nota: Así mismo este predimensionamiento sirve para las losas nervadas.

Fórmula del Peralte de la Losa Maciza

$$H = L/40$$

Tabla 3.3: Predimensionamiento del peralte de Losas Macizas en 1 dirección

Luz (m)	Peralte (cm)
L ≤ 4 m	12 - 13
4 m < L ≤ 5.5 m	15
5.5 m < L ≤ 6.5 m	25
6.5 m < L ≤ 7.5 m	30

En dos sentidos:

$$H = L/180$$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

3.2 Escaleras

Estos elementos funcionan como losas inclinadas y se recomienda que tengan una inclinación de 20° a 50° para brindar una comodidad al usuario.

Los límites son:

$$61 \text{ cm} \leq 2c + p \leq 64 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} < \text{paso (p)} < 30 \text{ cm}$$

$$16 \text{ cm} < \text{contrapaso (cp)} < 19 \text{ cm}$$

$$43 \text{ cm} \leq c + p \leq 45 \text{ cm}$$

3.2.1 Escaleras Autoportantes

A este tipo de escaleras autoportantes se les denomina así porque el descanso es soportado propiamente por las vigas superiores e inferiores las cuales están amarradas por las escaleras hacen que por el peso del descanso este trabaje por torsión y la escalera superior trabaje a tracción y la escalera inferior trabaje a compresión.

Actualmente estos tipos de escaleras son muy utilizadas debido a que son muy comúnmente propuestos por los arquitectos ya que ayudan a la visibilidad requerida.

Análisis

- 1.- Para comenzar se separa en 2 tramos la escalera y los efectos en el descanso se superponen.
- 2.- Se hace el Metrado de las Cargas para las rampas.
- 3.- Se hace el Metrado de las Cargas para el descanso.
- 4.- Se hallan los Diagramas de Fuerzas Cortantes y Diagramas de Momentos Flectores de cada tramo.

Predimensionamiento $t=L/20$

Modelamiento

- 1.- Tanto las rampas como el descanso son modelados como losas tipo Shell, y puesto que el Software utilizado en este caso ETABS 2015 trabaja en base a elementos finitos, los análisis deberán de ser coherentes con en el modo de trabajo de cada tramo, tal y como se explicó previamente.
- 2.- Normalmente se modela con vigas al comienzo y al terminar la escalera autoportante, las cuales básicamente resisten todos los esfuerzos de compresión y tracción, y la viga conectora que resistiría a esfuerzos combinados.
- 3.- Se puede modelar también como simplemente apoyados los tramos y deben de coincidir los momentos en el descanso.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Diseño

- 1.- Con los momentos de las rampas se diseñan las mismas y se compara con el acero mínimo.
- 2.- Cada descanso de cada tramo es separado para calcular su aporte de fuerzas tanto en compresión como en tracción, para luego hallar los momentos para las rampas superiores e inferiores.
- 3.- Se diseñan los descansos separados a flexo-tracción, flexo-compresión y tracción en cada rampa.
- 4.- Hay diseñadores que diseñan una viga conectora en el descanso, la cual trabaja a torsión y básicamente es la que impera el diseño.

3.3 Vigas**3.3.1 Fórmulas de Predimensionamiento**

Se considera cargas Muertas y de Sismo, en acción combinada.

Ancho:
$$b = \frac{B}{20} = \frac{1}{2}h \text{ ó } \frac{2}{3}h$$

Norma peruana: $b_{\min} = 25 \text{ cm}$, solo para pórticos o elementos sismoresistentes.

Peralte:
$$h = \frac{L_n}{\left(\frac{4.01}{\sqrt{w_u}}\right)}$$

$$W_U = 1.2W_D + 1.6W_L$$

$$W_D = P_{aligerado} (350 \text{ kg/m}^2) + P_{acabados} (100 \text{ kg/m}^2) + \text{Tabiquería móvil} (150 \text{ kg/m}^2)$$

Nota: En vigas secundarias se puede reducir el peralte, sin embargo se debe diseñar por sismo y si ello también lo permite se puede reducir el peralte, aunque no olvidemos que si reducimos el peralte reducimos la resistencia lateral, a menos que contemos con suficientes muros de corte en esa dirección.

Fórmula Prácticas:

$$h = \frac{L_n}{12} @ \frac{L_n}{10} \quad ; \quad b = 0.3h @ 0.5h$$

Nota: En luces grandes, si $b = 0.5h$, podemos usar $h = \frac{L_n}{14}$

3.3.2 Vigas Chatas

La función principal es soportar y transmitir las cargas distribuidas de los muros divisorios o no portantes a las vigas y de allí a las columnas.

Sólo se deben usar cuando se tienen luces cortas (es decir $L < 5\text{m}$).

Puesto que la carga vertical aplicada es poca, normalmente el diseño predominante es por CORTE.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Si suponemos una carga distribuida en una viga cualquiera, sabemos que el cortante máximo estará en sus extremos, es decir se debe de diseñar con cuidado los espaciamientos de los estribos.

Y finalmente como se nos restringe el peralte (debido a su nombre de viga chata) , solo nos queda igualar la ecuación a el ancho, y solo es modificable el ancho si se requiere mayor resistencia.

3.4 Columnas

Predimensionamiento de Columnas:

$$b \cdot D = \frac{P}{f'c \cdot n}$$

Donde:

D = dimensión de las sección en la dirección del análisis sísmico de la columna

b = dirección perpendicular al análisis sísmico de la columna

P = carga total que soporta la columna

n = coeficiente en base del tipo de columna

f'c = resistencia del concreto a la compresión simple

Ratios de Cargas para oficinas:

Categoría A → $P = 1500 \text{ kg/cm}^2$

Categoría B → $P = 1250 \text{ kg/cm}^2$

Categoría C → $P = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$P_{servicio} = P \text{ Atrib } N \text{ pisos}$

Columnas Centrales:

$$Area = \frac{P (servicio)}{0.45 \cdot f'c}$$

Columnas Exteriores o Esquineras:

$$Area = \frac{P (servicio)}{0.35 \cdot f'c}$$

Nota:

El Dimensionamiento se debe considerar la carga Axial y Momento Flector, y el que gobierna será el que mande será utilizado para el diseño.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

3.5 Muros

El uso de este sistema estructural es conveniente para edificios de alturas entre 100 y 120 m, es decir aproximadamente 35 a 43 pisos.

Para edificios de más de 120 pisos se utiliza sistemas tubulares y a su vez la fachada está incluida como sistema estructural.

Para edificios de 20 pisos el uso depende del criterio del profesional

Para edificios de 30 pisos el uso es imperativo

Tabla 3.4:
Predimensionamiento de Muros

Nº Pisos	Espesor (cm)
≤ 5	20
6 - 10	25
11 - 15	30

3.6 Cisterna y Tanque Elevado

Dotación de Agua Fría

Cuadro de Dotaciones según uso de vivienda

6 Lts/seg/m²

Número de Pisos =

Área útil = (m²)

Consumo diario = Dotación x Área útil x # de Pisos = (lts) → convertir a (m³)

Demanda contraincendios

#de mangueras = 2

Caudal = $Q \left(\frac{lt}{seg} \right)$; Tiempo = $t (seg)$

Demanda contraincendio = $(Q \times t) \times \# \text{ mangueras}$

Cisterna $\geq \frac{3}{4}$ Consumo diario, mín = 1000 lts

Volumen mínimo del tanque menor $\geq \frac{1}{3}$ Consumo diario, mín = 1000 lts

Dimensionamiento del tanque elevado

Volumen de tanque elevado (Vte)

$Vte = \frac{1}{3} \text{ Consumo diario} + \text{ Demanda contraincendio}$



4. METRADO DE CARGAS

El metrado (medición de la cantidad) de las cargas es de varios tipos:

- Carga Muerta:** Las cargas propias de los elementos estructurales.
- Carga Viva:** Las cargas vivas que se implantan sobre los elementos estructurales están normados y se pueden encontrar en la E0.20 Reglamento de Cargas:
- Carga por Sismo:** Las cargas son utilizadas para diseñar al edificio de forma sismo resistente.
- Carga por Viento:** Este tipo de cargas son consideradas en edificios de gran altura.
- Carga de Cubiertas o de Techo:** Este tipo de cargas son consideradas en naves industriales.
- Carga de Nieve:** Este tipo de cargas son consideradas en la sierra mayormente.
- Carga Lluvia:** Este tipo de cargas son consideradas en lugares donde llueve con frecuencia y tiene lugar donde empozarse, naturalmente su superficie es plana, y pocas veces a dos o más aguas.

Carga Última o Factorizada:

La carga última que se utiliza para diseñar los elementos estructurales, no se suman simplemente, sino que se utiliza los denominados factores de resistencia.

Existen 2 tipos

NOTA: Se debe de tener mucho cuidado con el elemento a diseñar:

En vigas se factorizan las cargas muertas y vivas

En zapatas para predimensionar, no se utilizan cargas factorizadas, solo se factorizan sus cargas para diseñar el refuerzo de esta área de zapata.

4.1 Procedimiento por el Software Etabs

Primero se definirá que es un Patrón de Cargas en el Programa Etabs

4.1.1 Patrón de Carga

Un Patrón de carga es una específica distribución espacial de fuerzas, desplazamientos, temperaturas y otros efectos que actúan sobre la estructura.

Se definieron en el Programa por la ruta Define/Load Patterns...

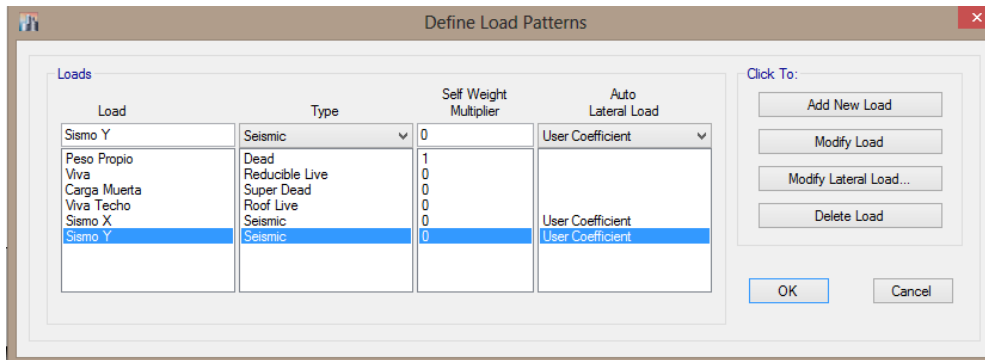


Figura 4-1: Definición de Patrones de Cargas

Para el Caso de Sismo tanto en la dirección X como en Y se definieron las características del patrón de carga de la siguiente manera:

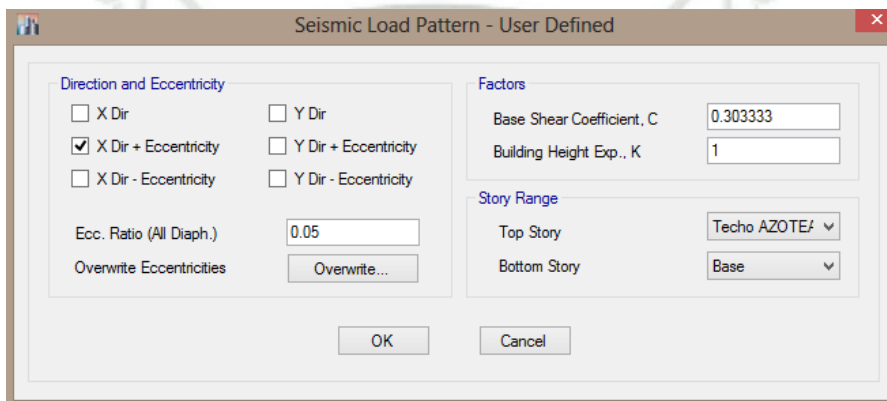


Figura 4-2: Patrón de Carga Sísmica

Nota: Se puede apreciar que se consideró el Sismo en la dirección X más una excentricidad de coeficiente del 5%.

Norma E0.30 2014:

Cap. 4.5.5 Excentricidad Accidental – a) Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como **0,05** veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas.

4.1.2 Casos de Carga

Un caso de carga define como los patrones de cargas son aplicados (estática o dinámicamente), como la estructura responde (lineal o no-lineal) y como el análisis de desempeñará (modal o por integración directa).

4.1.3 Combinación de Cargas

Los resultados de los casos de carga pueden definirse luego de analizarse por la definición de las combinaciones de carga o también llamados **Combos**.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

4.1.3.1 Caso Lineal

Para el caso lineal la combinación de cargas es la suma algebraica de los tipos de combinaciones de carga.

4.1.3.2 Caso No-Lineal

Es la mejor combinación de patrones de carga en los casos de carga y en las combinaciones de carga, pero solo es para cálculo de envolventes.

4.2 Procedimiento Manual

$$\text{Peso Propio} = \gamma_{mat} \cdot Vol_m$$

Ejem: Losa Aligerada

$$\text{Peso Propio} = W_{\text{área}} \cdot \text{Área}_{\text{losa}} = (E0.20 \text{ Cargas})(\text{Metrado})$$

METRADO DE CARGA MUERTA

LOSA ALIGERADA

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ESPESOR (m.)	CANTIDAD	P.U. ton/m ²	PESO ton
1ER @ 19 PISO								
05-04	B - C	Paño 1	4,61	6,30		1,00	0,55	15,97
04-03	B - C	Paño 2	4,72	6,30		1,00	0,55	16,35
03-02	B - C	Paño 3	3,47	6,30		1,00	0,55	12,02
02-01	B - C	Paño 4	4,72	6,30		1,00	0,55	16,35
05-04	C - D	Paño 5	4,61	2,60		1,00	0,55	6,59
04-03	C - D	Paño 6	4,72	2,60		1,00	0,55	6,75
03-02	C - D	Paño 7	3,47	2,60		1,00	0,55	4,96
02-01	C - D	Paño 8	4,72	2,60		1,00	0,55	6,75
05-04	C - D	Paño 9	4,61	4,75		1,00	0,55	12,04
04-03	D - D'	Paño 10	4,72	4,75		1,00	0,55	12,33
03-02	D - D'	Paño 11	3,47	4,75		1,00	0,55	9,07
02-01	D - D'	Paño 12	4,72	4,75		1,00	0,55	12,33
TOTAL								2499,10

LOSA MACISA DE 0.2 m.

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ESPESOR (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m ³)	PESO kg
1ER @ 19VO PISO								
	D - D'	VOLADO	0,78	5,25	0,20	1,00	2,40	1,97
	B - C	VOLADO	7,55	1,30	0,20	1,00	2,40	4,71



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

	05-03	VOLADO	9,78	0,50	0,20	1,00	2,40	2,35
	02-01	VOLADO	3,40	0,50	0,20	1,00	2,40	0,82
	02-01	LOSA 1	5,77	0,70	0,20	1,00	2,40	1,94
	D' - E	HALL ASC	3,47	4,75	0,20	1,00	2,40	7,91
	D' - E	HALL ESC	4,72	4,75	0,20	1,00	2,40	10,76
TOTAL								578,59

TABIQUERÍA Y PISO TERMINADO SOBRE LOSA MACISA DE 0.2 m.

S

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ESPESOR (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m ³)	PESO kg
IER @ 19VO PISO								
	D - D'	VOLADO	0,78	5,25			0,25	1,02
	B - C	VOLADO	7,55	1,30			0,25	2,45
	05-03	VOLADO	9,78	0,50			0,25	1,22
	02-01	VOLADO	3,40	0,50			0,25	0,43
	02-01	LOSA 1	5,77	0,70			0,25	1,01
	D' - E	HALL ASC	3,47	4,75			0,25	4,12
	D' - E	HALL ESC	4,72	4,75			0,25	5,61
TOTAL								301,35

VIGAS

EJES	TRAMO	VIGA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ALTURA (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m ³)	PESO kg
IER @ 19VO PISO								
B	05-04	V-29	4,61	0,30	0,60	1,00	2,40	1,99
B	04-03	V-29	4,57	0,30	0,60	1,00	2,40	1,97
B	03-02	V-29	3,02	0,30	0,60	1,00	2,40	1,30
B	02-01	V-29	4,72	0,30	0,60	1,00	2,40	2,04
C	05-04	V-28	4,61	0,30	0,60	1,00	2,40	1,99
C	04-03	V-28	4,57	0,30	0,60	1,00	2,40	1,97
C	03-02	V-28	3,02	0,30	0,60	1,00	2,40	1,30
C	02-01	V-28	4,72	0,30	0,60	1,00	2,40	2,04
D	05-04	VCH-2	4,61	0,50	0,20	1,00	2,40	1,11
D	04-03	VCH-2	4,57	0,50	0,20	1,00	2,40	1,10
	05-04	V-27	4,61	0,30	0,60	1,00	2,40	1,99
	04-03	V-27	4,57	0,30	0,60	1,00	2,40	1,97
	03-02	V-27	3,02	0,30	0,60	1,00	2,40	1,30
	02-01	V-27	4,72	0,30	0,60	1,00	2,40	2,04



Bach. Oscar Gonzales M. Universidad Católica de Santa María

05	B - C	V-30	6,00	0,25	0,60	1,00	2,40	2,16
05	C - D	V-30	1,70	0,25	0,60	1,00	2,40	0,61
05	D - E	V-30	5,15	0,25	0,60	1,00	2,40	1,85
04	B - C	V-31	6,00	0,30	0,60	1,00	2,40	2,59
04	C - D	V-31	1,70	0,30	0,60	1,00	2,40	0,73
04	D - E	V-31	5,15	0,30	0,60	1,00	2,40	2,22
03	B - C	V-32	6,00	0,30	0,60	1,00	2,40	2,59
03	C - D	V-32	1,70	0,30	0,60	1,00	2,40	0,73
03	D - E	V-32	5,15	0,30	0,60	1,00	2,40	2,22
03'	B - C	V-33	3,20	0,20	0,60	1,00	2,40	0,92
03'	C - D	V-33	2,50	0,20	0,60	1,00	2,40	0,72
02	B - C	V-34	6,00	0,30	0,60	1,00	2,40	2,59
02	C - D	V-34	2,05	0,30	0,60	1,00	2,40	0,89
02	D - E	V-34	1,40	0,30	0,60	1,00	2,40	0,60
01		V-35	4,37	0,20	0,80	1,00	2,40	1,68
							TOTAL	897,98

COLUMNAS

EJES	TRAMO	COLUMNA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ALTURA (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m ³)	PESO kg
1ER @ 19VO PISO								
B	05	C8	1,03	0,60	3,05	1,00	2,40	4,52
B	04	C9	0,40	0,80	3,05	1,00	2,40	2,34
B	03	C9	0,40	0,80	3,05	1,00	2,40	2,34
B	02	C10	0,70	0,60	3,05	1,00	2,40	3,07
C	04	C6	1,40	0,35	3,05	1,00	2,40	3,59
C	03	C6	1,40	0,35	3,05	1,00	2,40	3,59
C	02	C7	0,45	1,00	3,05	1,00	2,40	3,29
D	03	C2	1,45	0,20	3,05	1,00	2,40	2,12
D	04	C3	1,80	0,20	3,05	1,00	2,40	2,64
D	03	C4	1,10	0,30	3,05	1,00	2,40	2,42
							TOTAL	568,56

PLACA

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ALTURA (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m ³)	PESO ton
1ER @ 19VO PISO								



Bach. Oscar Gonzales M. Universidad Católica de Santa María

C	05	P-3	0,80	0,30	3,05	1,00	2,40	1,76
D	02	P-3	0,35	0,50	3,05	1,00	2,40	1,28
D'		Placa 01	29,60	0,35	3,05	1,00	2,40	75,84
01		Placa 02	13,05	0,35	3,05	1,00	2,40	33,43
TOTAL								2133,83

ESCALERA

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ALTURA (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m ³)	PESO ton
1ER @ 19VO PISO								
02-01	D - E	Tramo 1	1,20	2,49	0,15	1,00	2,40	1,07
02-01	D - E	Pasos 1	1,20	0,17	0,25	7,00	2,40	0,44
02-01	D - E	Descanso	1,20	2,60	0,15	1,00	2,40	1,12
02-01	D - E	Tramo 2	1,20	2,49	0,15	1,00	3,40	1,52
02-01	D - E	Pasos 2	1,20	0,17	0,25	7,00	4,40	0,80
TOTAL								94,10

METRADO DE CARGA VIVA

LOSA ALIGERADA

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ESPESOR (m.)	CANTIDAD	P.U. ton/m ²	PESO ton
1ER @ 18 PISO								
05-04	B - C	Paño 1	4,61	6,30		1,00	0,20	5,81
04-03	B - C	Paño 2	4,72	6,30		1,00	0,20	5,95
03-02	B - C	Paño 3	3,47	6,30		1,00	0,20	4,37
02-01	B - C	Paño 4	4,72	6,30		1,00	0,20	5,95
05-04	C - D	Paño 5	4,61	2,60		1,00	0,20	2,40
04-03	C - D	Paño 6	4,72	2,60		1,00	0,20	2,45
03-02	C - D	Paño 7	3,47	2,60		1,00	0,20	1,80
02-01	C - D	Paño 8	4,72	2,60		1,00	0,20	2,45
05-04	C - D	Paño 9	4,61	4,75		1,00	0,20	4,38
04-03	D - D'	Paño 10	4,72	4,75		1,00	0,20	4,48
03-02	D - D'	Paño 11	3,47	4,75		1,00	0,20	3,30



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Ejes	Tramo	Paño	Largo (m.)	Ancho (m.)	Espe- sor (m.)	Cantidad	P.U. (ton/m ³)	Peso (kg)
02-01	D - D'	Paño 12	4,72	4,75		1,00	0,20	4,48
AZOTEA								
05-04	B - C	Paño 1	4,61	6,30		1,00	0,10	2,90
04-03	B - C	Paño 2	4,72	6,30		1,00	0,10	2,97
03-02	B - C	Paño 3	3,47	6,30		1,00	0,10	2,19
02-01	B - C	Paño 4	4,72	6,30		1,00	0,10	2,97
05-04	C - D	Paño 5	4,61	2,60		1,00	0,10	1,20
04-03	C - D	Paño 6	4,72	2,60		1,00	0,10	1,23
03-02	C - D	Paño 7	3,47	2,60		1,00	0,10	0,90
02-01	C - D	Paño 8	4,72	2,60		1,00	0,10	1,23
05-04	C - D	Paño 9	4,61	4,75		1,00	0,10	2,19
04-03	D - D'	Paño 10	4,72	4,75		1,00	0,10	2,24
03-02	D - D'	Paño 11	3,47	4,75		1,00	0,10	1,65
02-01	D - D'	Paño 12	4,72	4,75		1,00	0,10	2,24
							TOTAL	884,85

LOSA MACISA DE 0.2 m.

Ejes	Tramo	Losa	Largo (m.)	Ancho (m.)	Espe- sor (m.)	Cantidad	P.U. (ton/m ³)	Peso (kg)
1ER @ 19VO PISO								
	D - D'	VOLADO	0,78	5,25		1,00	0,20	0,82
	B - C	VOLADO	7,55	1,30		1,00	0,20	1,96
	05-03	VOLADO	9,78	0,50		1,00	0,20	0,98
	02-01	VOLADO	3,40	0,50		1,00	0,20	0,34
	02-01	LOSA 1	5,77	0,70		1,00	0,20	0,81
	D' - E	HALL ASC	3,47	4,75		1,00	0,20	3,30
	D' - E	HALL ESC	4,72	4,75		1,00	0,20	4,48
							TOTAL	241,08

ESCALERA

Ejes	Tramo	Losa	Largo (m.)	Ancho (m.)	Altu- ra (m.)	Cantidad	P.U. (ton/m ²)	Peso (ton)
1ER @ 19VO PISO								
02-01	D - E	Tramo 1	1,20	2,49	0,15	1,00	0,20	0,09
02-01	D - E	Pasos 1	1,20	0,17	0,25	1,00	0,20	0,01



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

02-01	D - E	Descanso	1,20	2,60	0,15	1,00	0,20	0,09
02-01	D - E	Tramo 2	1,20	2,49	0,15	1,00	0,20	0,09
02-01	D - E	Pasos 2	1,20	0,17	0,25	1,00	0,20	0,01
TOTAL								5,57

RESUMEN POR ELEMENTO

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	PESO TOTAL
			ton
LOSA ALIGERADA	2499,10	884,85	2720,31
LOSA MACIZA	879,93	241,08	940,20
VIGAS	897,98		897,98
COLUMNAS	568,56		568,56
PLACAS	2133,83		2133,83
ESCALERA	94,10	105,87408	120,57
TOTAL	7073,50	1231,80	7381,45



5. MODELO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA CARGAS VERTICALES Y SÍSMICAS

En este capítulo se modelará la estructura con material predominante, concreto armado, para ello se utilizará la herramienta software ETABS 2015 V 15.10.1250, las cargas impuesta será por el peso propio tomados desde los elementos estructurales que el programa computa por la edición de los materiales; la sobrecarga viva estará asignada a las losas de entrepiso. Usando la herramienta ETABS se procede a realizar este proyecto en tres etapas:

- 1.- Modelo Matemático
- 2.- Cargas
- 3.-Análisis y Diseño Sísmico

Se presenta a continuación Screenshots de la pantalla para así mostrar los pasos realizados para el modelado y consecuentemente se obtendrán los resultados del Análisis de los programas ETABS 2013.

5.1 Modelo Matemático

En esta primera sección se tiene que fijar la disposición y tamaño inicial de los elementos que configuran la estructura principal, de tal manera que después de incluir las cargas nos permita iniciar un análisis interactivo hasta la optimización de los elementos en el proceso de Diseño.

Seleccionar las unidades en el sistema

Metric MKS y el código de Diseño será ACI 318-14, no se utilizará la base de datos ni el código de acero ya que será una estructura netamente de Concreto Armado, (no importa cualquier selección de los mismos).

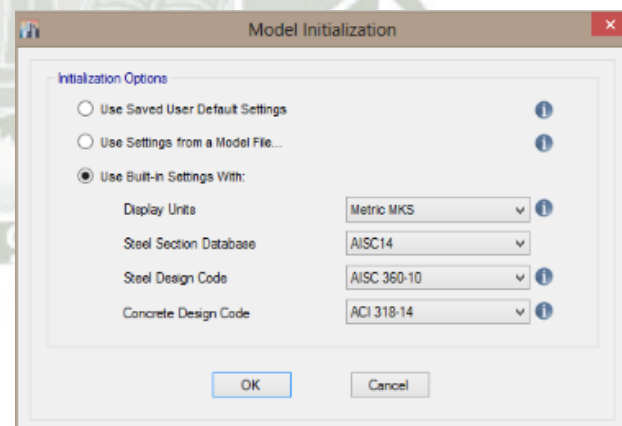


Figura 5-1: Inicialización del Modelo



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

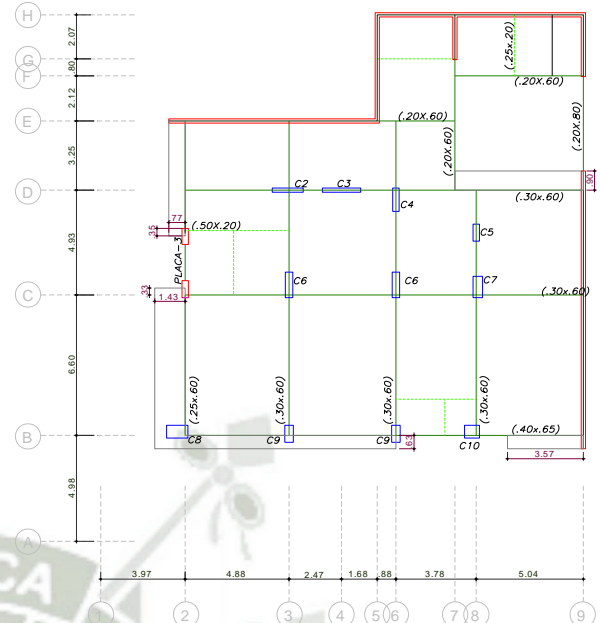
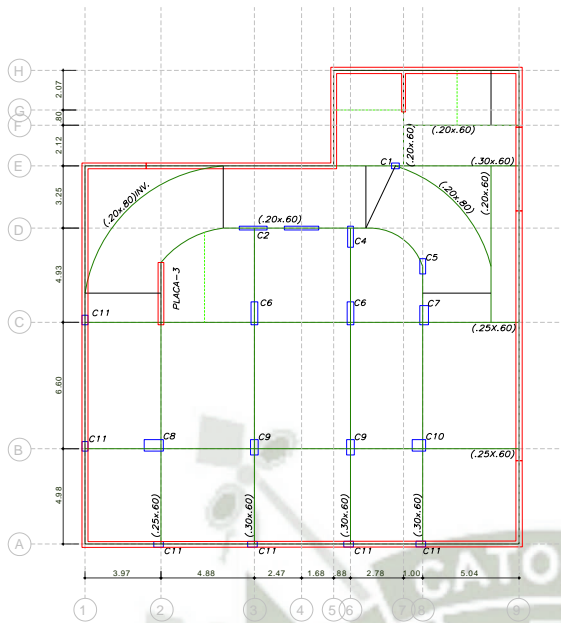


Figura 5-2: Planta típica del sótano

Figura 5-3: Planta típica de pisos

Luego se generará las grillas de dibujo según la geometría de la estructuración :

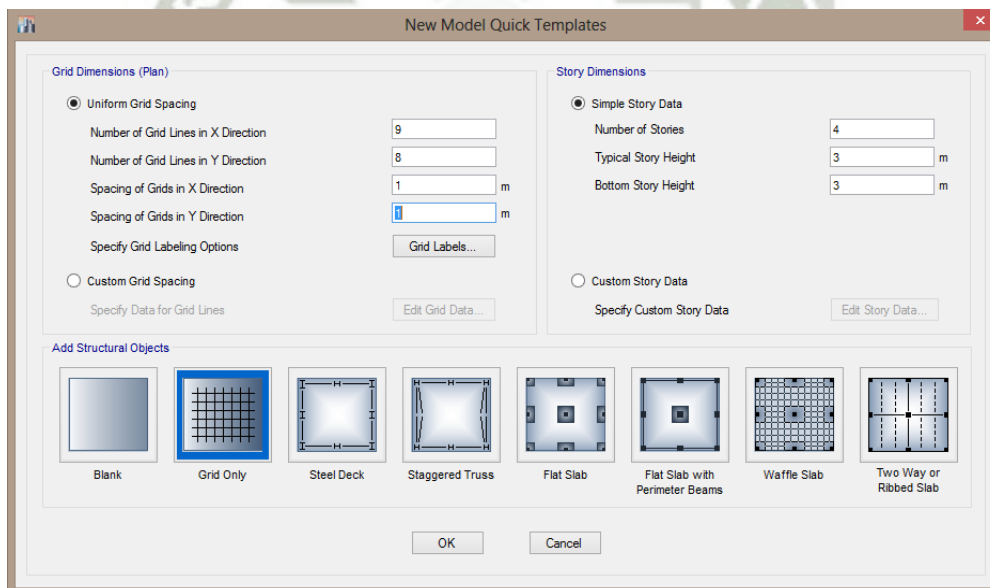


Figura 5-4: Configuración de la geometría

Luego de haber escogido la cantidad de grillas tanto en x como en y pasaremos a seleccionar Custom Grid Spacing/ Edit Grid Data...

Luego seleccionaremos la opción Display Grid Data as Spacing y comenzaremos por la edición de las grillas por espaciamiento

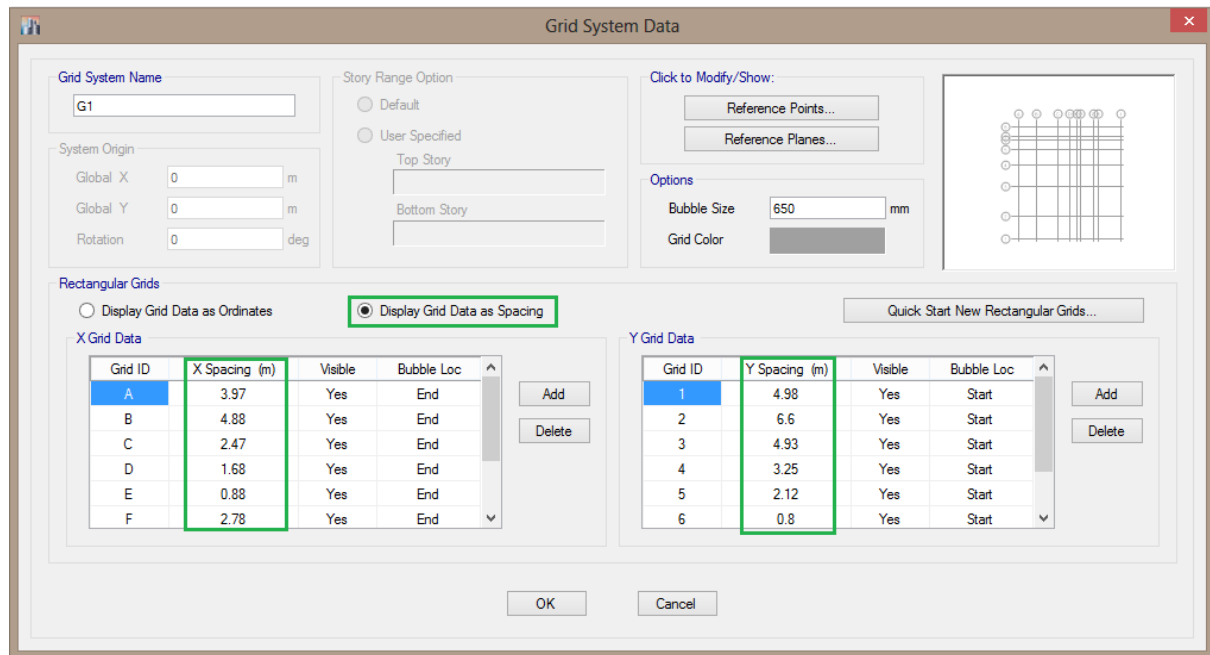


Figura 5-5: Grillas en Planta

Ahora definiremos las alturas (colocaremos el número de pisos, y la altura de los pisos típicos y la altura del primer piso)

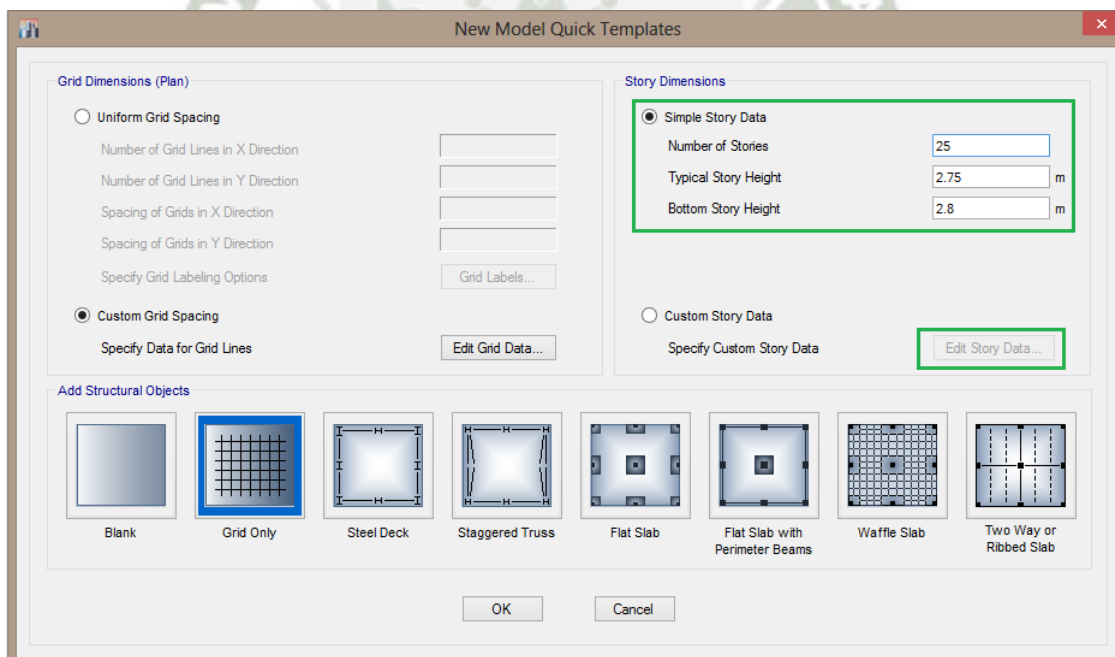


Figura 5-6: Dimensiones en los Pisos



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Luego editaremos las alturas, seleccionando Custom Story Data/Edit Story Data...

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color m
TECHO CTO MAQ	2.7	69.15	No	None	No	0	
CTO MAQ	2.7	66.45	Yes	None	No	0	
AZOTEA	2.7	63.75	Yes	None	No	0	
PISO 19	2.7	61.05	Yes	None	No	0	
PISO 18	2.7	58.35	No	PISO 11	No	0	
PISO 17	2.7	55.65	No	PISO 11	No	0	
PISO 16	2.7	52.95	No	PISO 11	No	0	
PISO 15	2.7	50.25	No	PISO 11	No	0	
PISO 14	2.7	47.55	No	PISO 11	No	0	
PISO 13	2.7	44.85	No	PISO 11	No	0	
PISO 12	2.75	42.15	No	PISO 11	No	0	
PISO 11	2.75	39.4	Yes	None	No	0	
PISO 10	2.75	36.65	No	PISO 2	No	0	
PISO 9	2.75	33.9	No	PISO 2	No	0	
PISO 8	2.75	31.15	No	PISO 2	No	0	
PISO 7	2.75	28.4	No	PISO 2	No	0	
PISO 6	2.75	25.65	No	PISO 2	No	0	
PISO 5	2.75	22.9	No	PISO 2	No	0	
PISO 4	2.75	20.15	No	PISO 2	No	0	
PISO 3	2.75	17.4	No	PISO 2	No	0	
PISO 2	2.8	14.65	Yes	None	No	0	
PISO 1	3.05	11.85	No	SOTANO 3	No	0	
SOTANO 1	3.05	8.8	No	SOTANO 3	No	0	
SOTANO 2	3.05	5.75	No	SOTANO 3	No	0	
SOTANO 3	2.7	2.7	Yes	None	No	0	
Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Figura 5-7: Edición de las Alturas

Luego Seleccionaremos en **Add Structural Objects** (Agregar Objetos Estructurales) **Grid Only** (Solo Grillas)

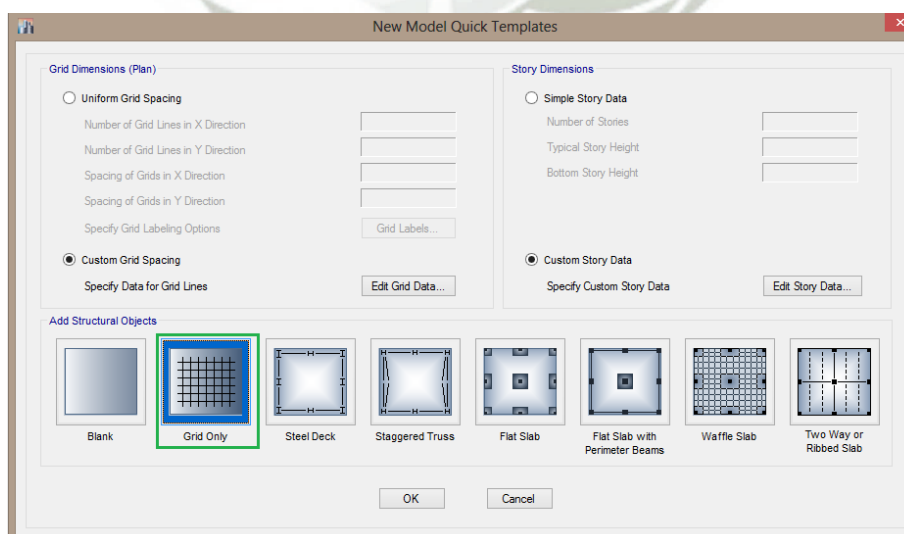


Figura 5-8: Selección de Solo Grillas



Y tendremos el resultado de las grillas en las cuales trabajaremos

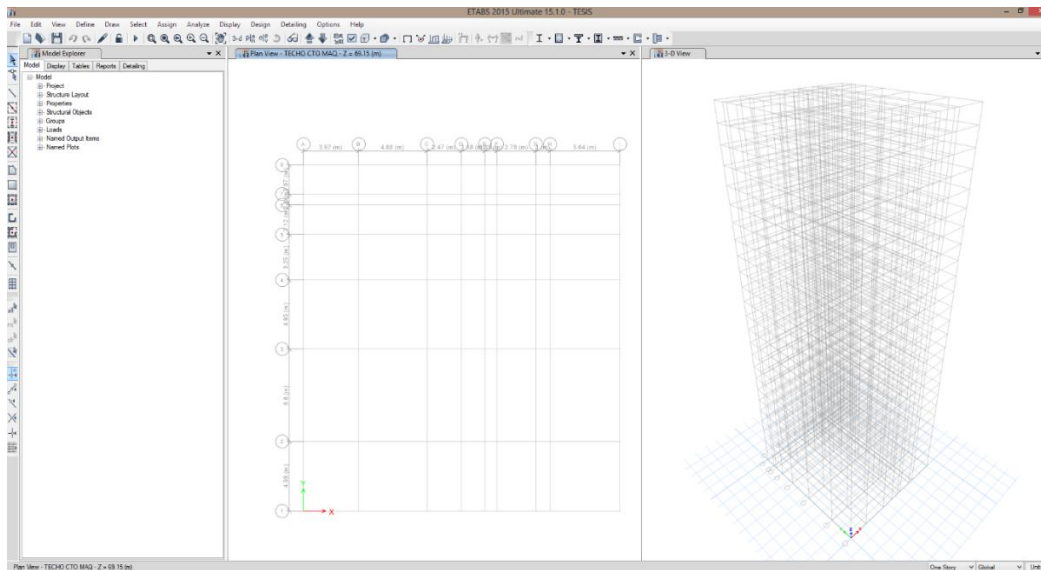


Figura 5-9: Modelado de Grillas del Edificio

La planta es irregular, el edificio tiene 25 niveles, incluyendo sótanos, cisterna, azotea y cuarto de máquinas del ascensor.

5.1.1 Definición de los materiales

Después de guardar el archivo con un nombre vamos a la definición de materiales a usar; en el menú desplegable con la opción *Define/Materials* ingresaremos los siguientes datos:

5.1.1.1 Concreto:

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

$$E = 15100 \times \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 = 218,819.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

$$\mu = 0.2$$

Coeficiente de deformación transversal (coeficiente de poisson)

En la celda de Weight per unit Volume (Peso Unitario por volumen) Utilizamos la calculadora interna del software, para ello seleccionamos esa celda seguido de la combinación de teclas (Shift+Enter), Modificamos las unidades a Kgf y m, para poder utilizar 2400 kgf/m³

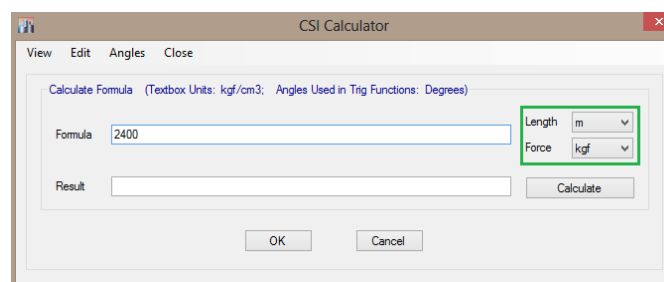


Figura 5-10: Calculadora CSI



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Seguimos el mismo procedimiento para las propiedades Isotrópicas del material, para el Modulo de Elasticidad E, ahora utilizaremos la habilidad del software como el comando SQR: Square Root o raíz cuadrada. Una vez colocada la formula le damos clic a OK

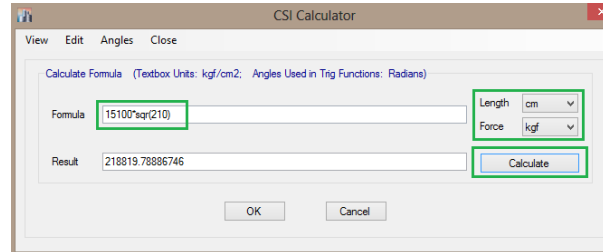


Figura 5-11: Conversión de Unidades

En la sección de Datos de propiedades de Diseño (Design Property Data), seleccionamos Modificar/Mostrar datos de propiedades de diseño... (Modify/Show Material Property Design Data...) y colocaremos la resistencia del concreto(210kgf/cm²) y deseccionamos el tipo de concreto ligero(Lightweight Concrete), ya que estaremos utilizando un concreto de peso normal, le damos OK luego.

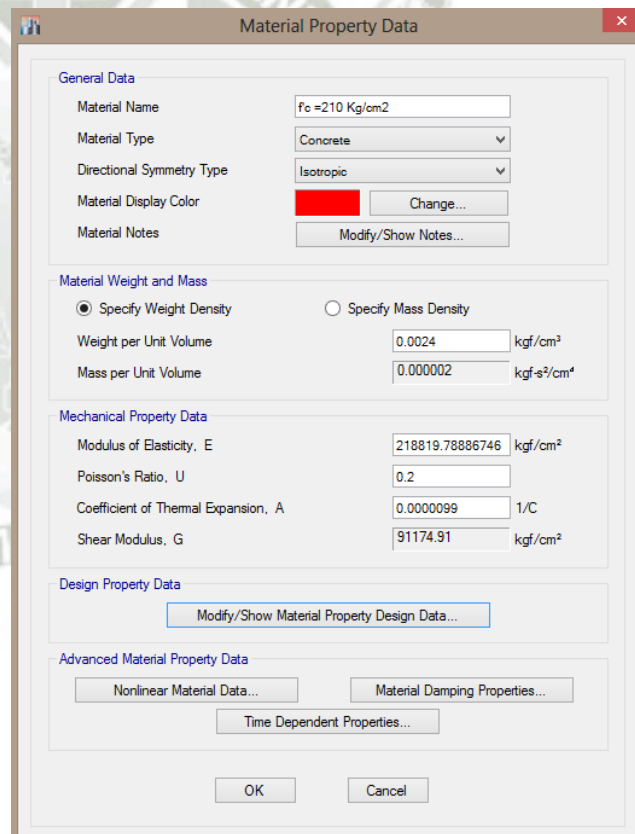
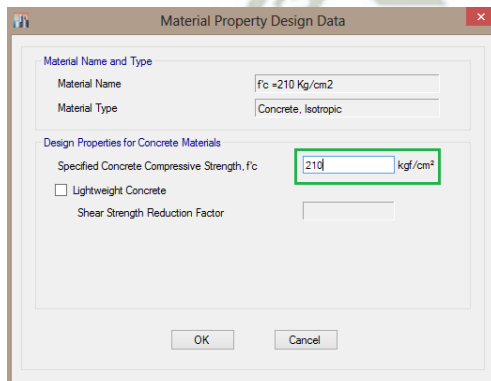


Figura 5-12: Propiedades del Concreto en ETABS

Finalmente Tendremos el cuadro de dialogo de definición del material Concreto de esta manera. Los datos de las propiedades avanzadas del material (Advanced Material Property Data) se definirán luego en el análisis no-lineal una vez terminado el diseño por el análisis lineal.

Nota: Solo para explicar estos

comandos nos permitirán definir las propiedades no-lineales, amortiguamiento y propiedades dependientes del tiempo del material.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

5.1.1.2 Acero:

Para colocar los datos de los esfuerzos según el Tipo de Acero, nos dirigimos a:

Y completamos los datos de la siguiente manera:

$$f'y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 7,850 \text{ kg/m}^3 = 0.00785 \text{ kg/cm}^3$$

$\mu = 0.30$ Coeficiente de deformación transversal (coeficiente de poisson)

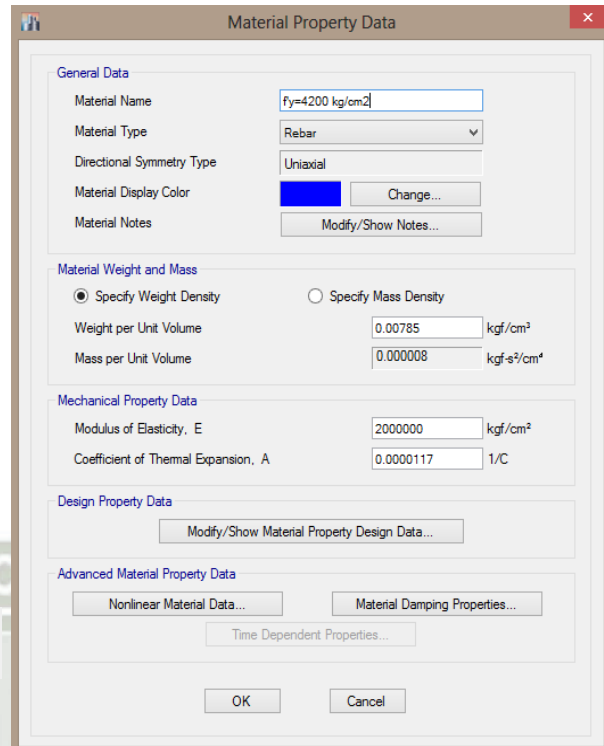
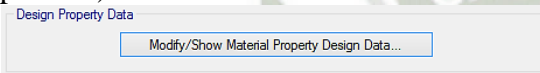


Figura 5-13: Cuadro de dialogo para definir el Acero

5.1.1.3 Albañilería:

$$f'm = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$Em = 500 \times 45 \text{ kg/cm}^2 = 22,500.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 1,800 \text{ kg/m}^3$$

$$\mu = 0.25$$

Coeficiente de deformación transversal (coeficiente de poisson)

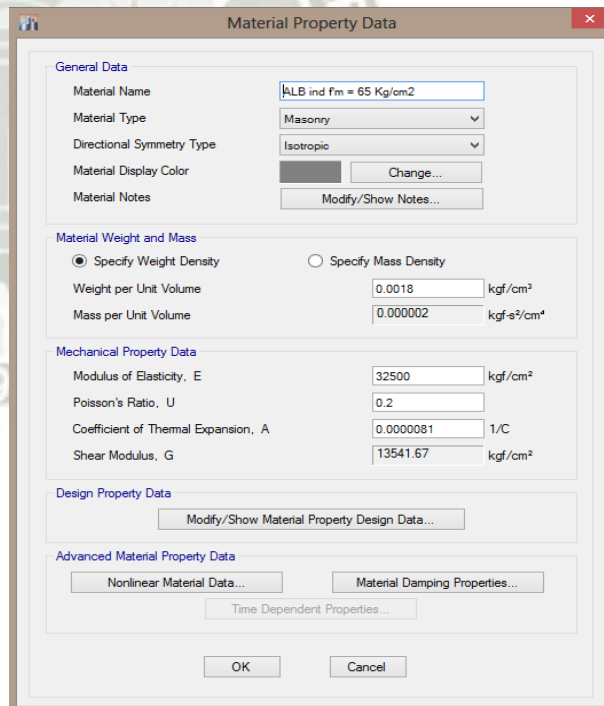


Figura 5-14: Cuadro de dialogo para definir el material Albañilería



5.1.2 Definición de las Secciones

5.1.2.1 Elementos tipo frame

Columnas

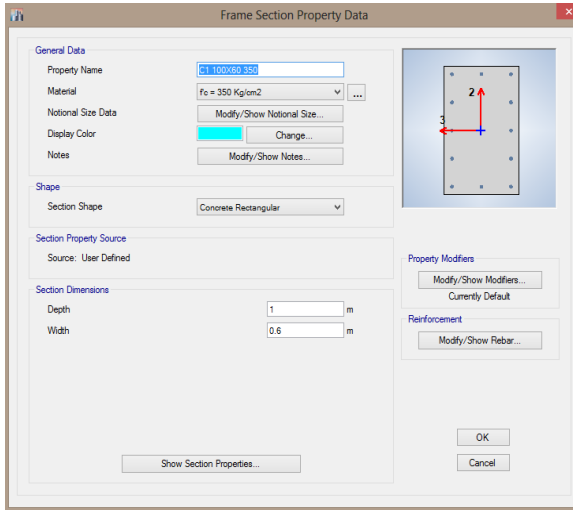


Figura 5-16: C1 100x60

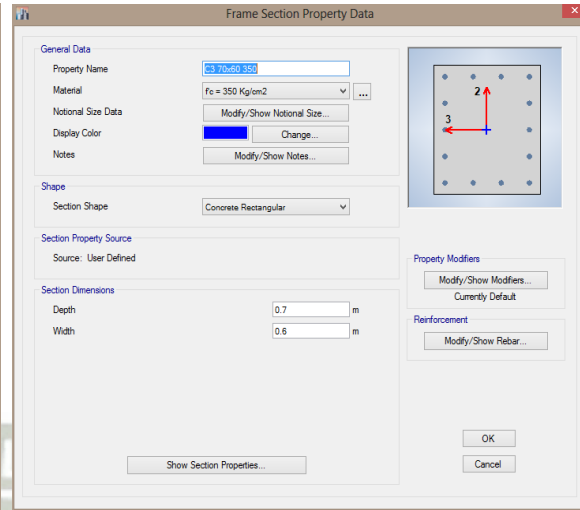


Figura 5-15: C3 70x60

Vigas

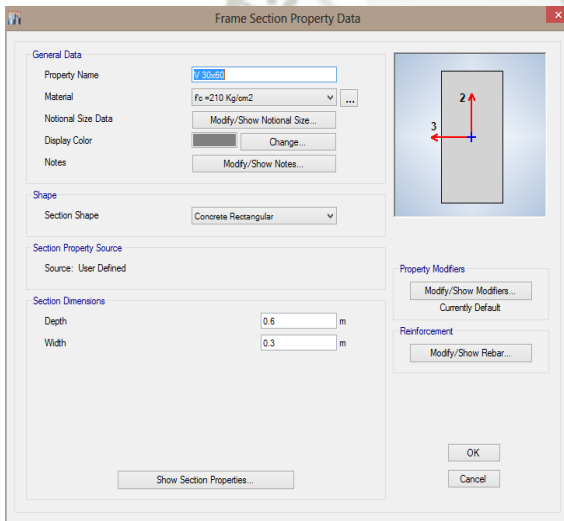


Figura 5-18: V 30x60

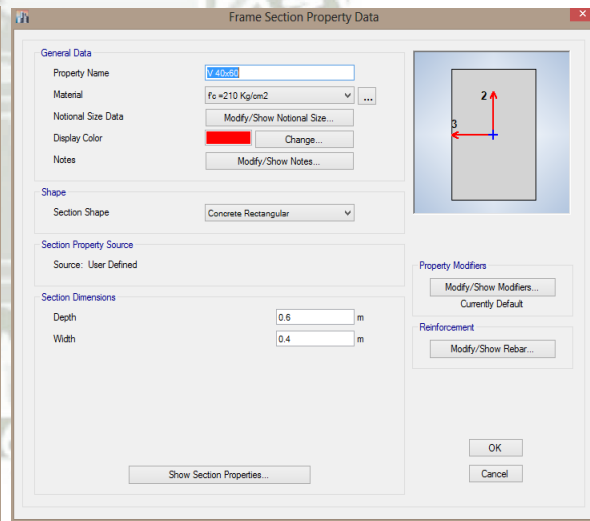


Figura 5-17: V 40x60

5.1.2.2 Elementos tipo área

Se define la losa aligerada con una sección equivalente para capturar el peso de un aligerado cuya altura es $h=25\text{cm}$, en sección equivalente será una losa maciza cuya altura es $h=12\text{cm}$; se ha definido un área tipo membrana para transmitir las cargas a los elementos horizontales (vigas).

El área de los volados será definido por una sección en concreto macizo cuyo espesor es 20cm y definido como elemento tipo shell, donde se asignara una malla de elementos finitos.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

El área de la escalera será modelado por una área tipo shell y cuyo espesor de garganta es =15cm y una malla interna congruente.

Sobre el área de la losa se definirán áreas nulas donde los ductos de ventilación será parte del modelo.

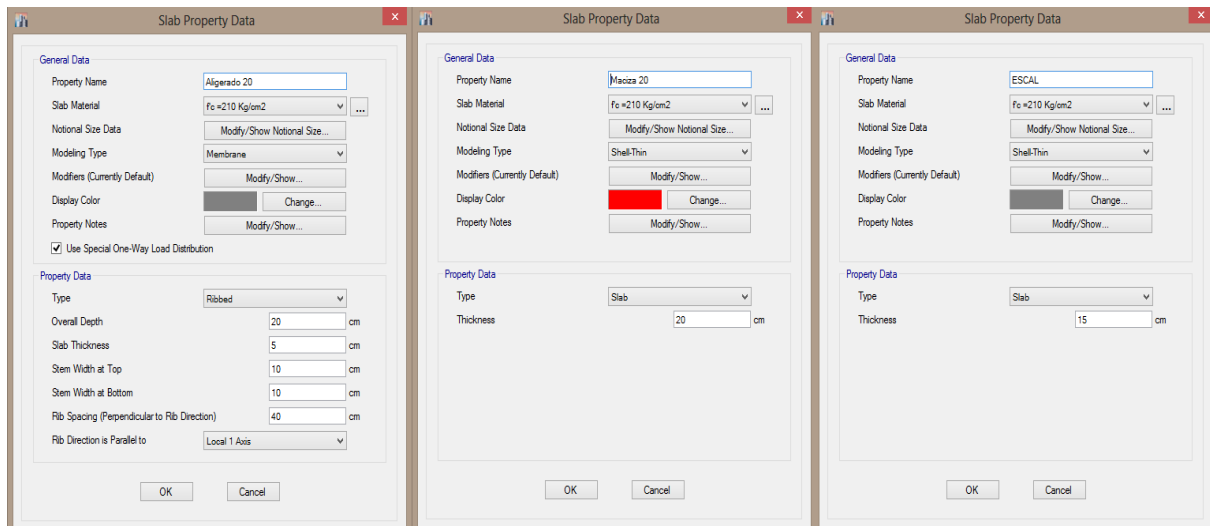


Figura 5-19: Definición de elementos tipo área usando el editor de propiedades de secciones

5.1.2.3 Definición de muros de concreto

Los muros será e=30cm en concreto armado tipo Shell.

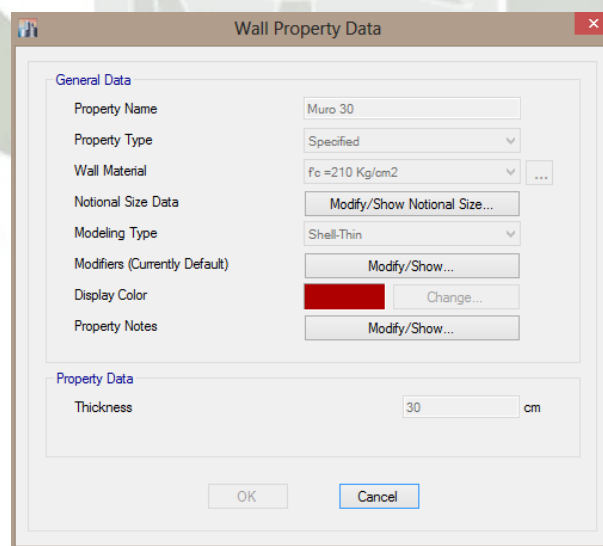


Figura 5-20: Definición de elementos tipo área usando el editor de propiedades de secciones



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

5.1.3 Generación del Modelo

1.- Draw de elementos tipo viga, usando el comando Quick/Draw/frame y seleccionamos una región

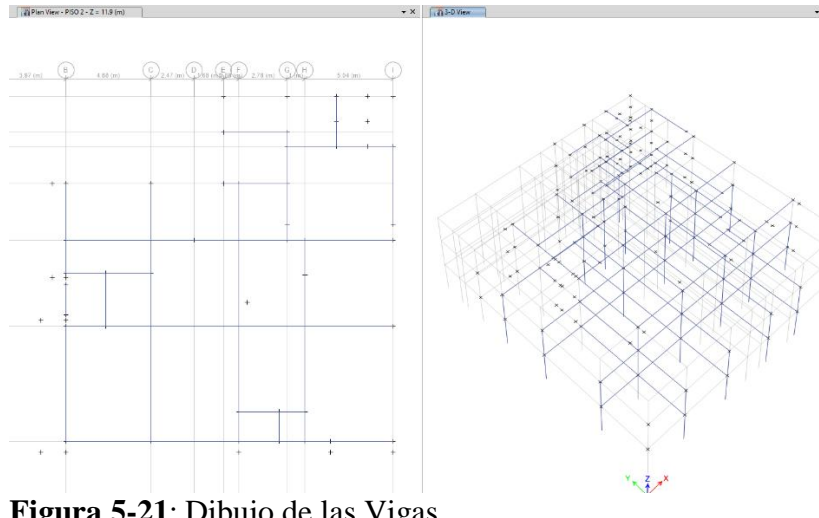


Figura 5-21: Dibujo de las Vigas

2.- Draw de columnas, que se generan a partir de la extrusión de nudos

3.- Draw de nudos, para ayudarnos a modelar los muros

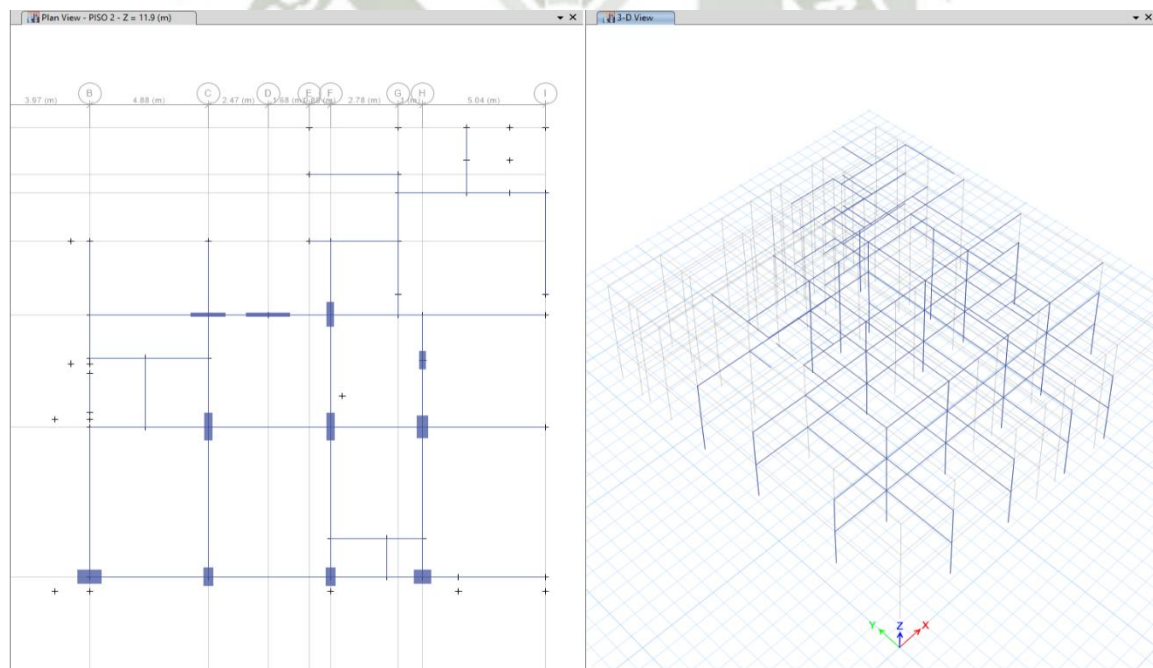


Figura 5-22: Dibujo de Nudos ficticios para ayudarnos a modelar los muros

4.-Después de generar elementos tipo frame, vamos a dividir los mismos para luego generar la extrusión

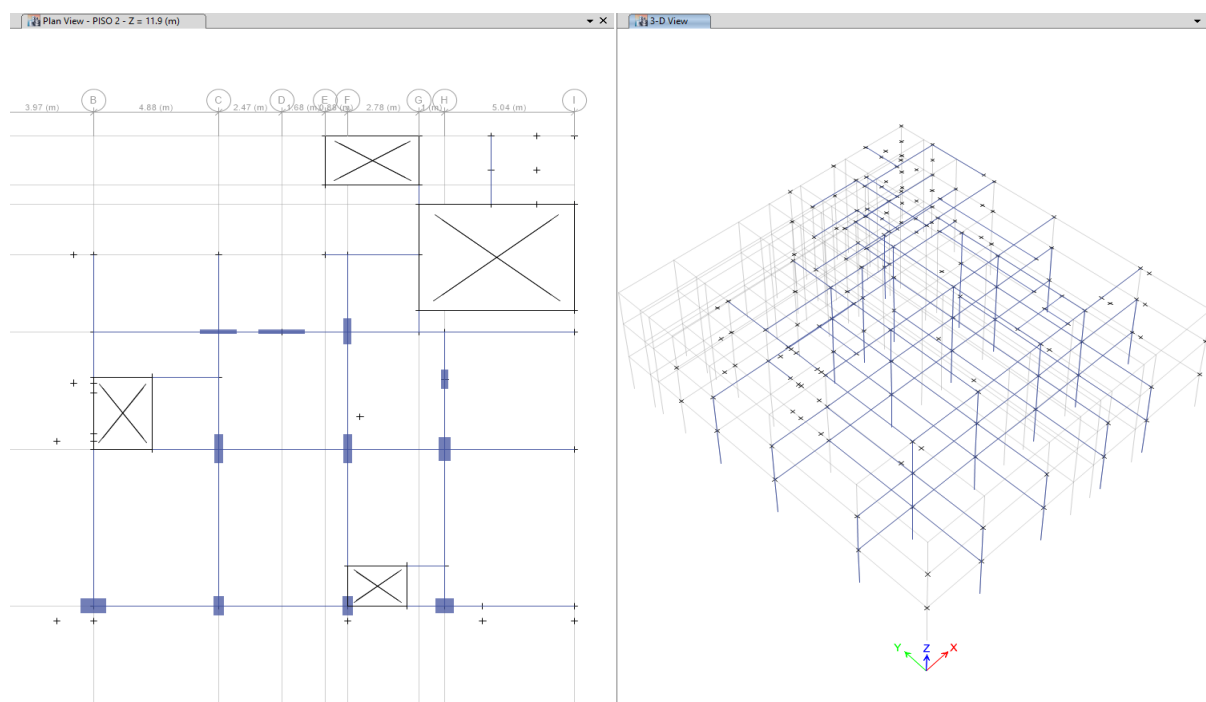


Figura 5-23: División de los elementos frames acorde al correcto comportamiento

5.- Generar los muros

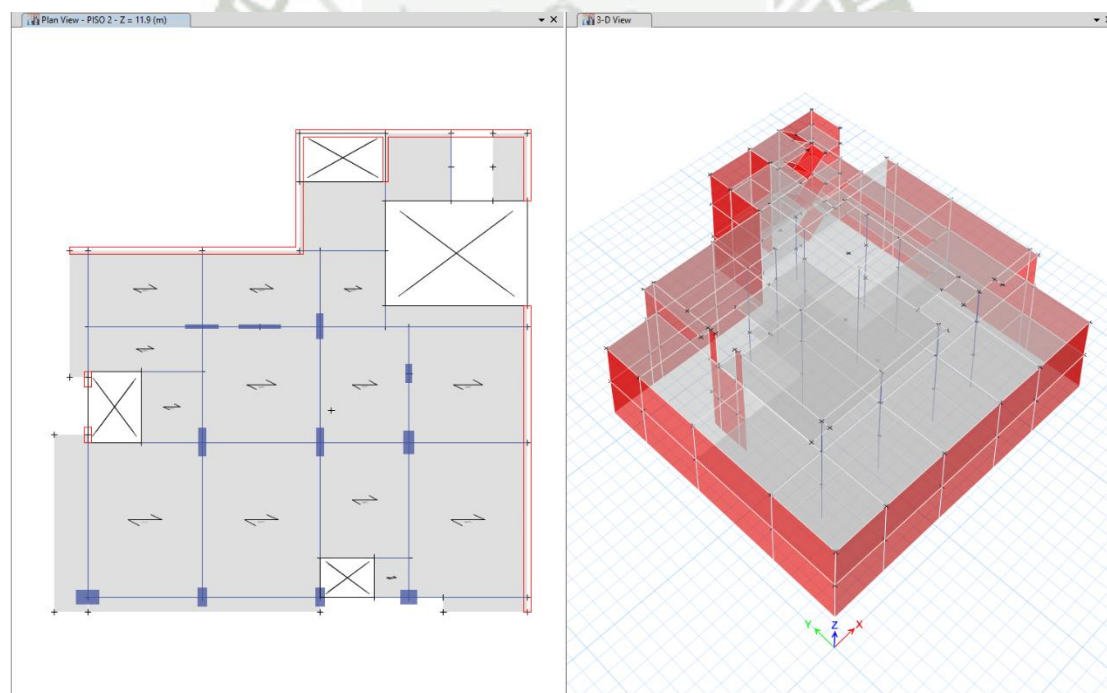


Figura 5-24: Generación de los Muros

6.-Realizar la discretización de los muros de acuerdo a los encuentros con vigas y losas

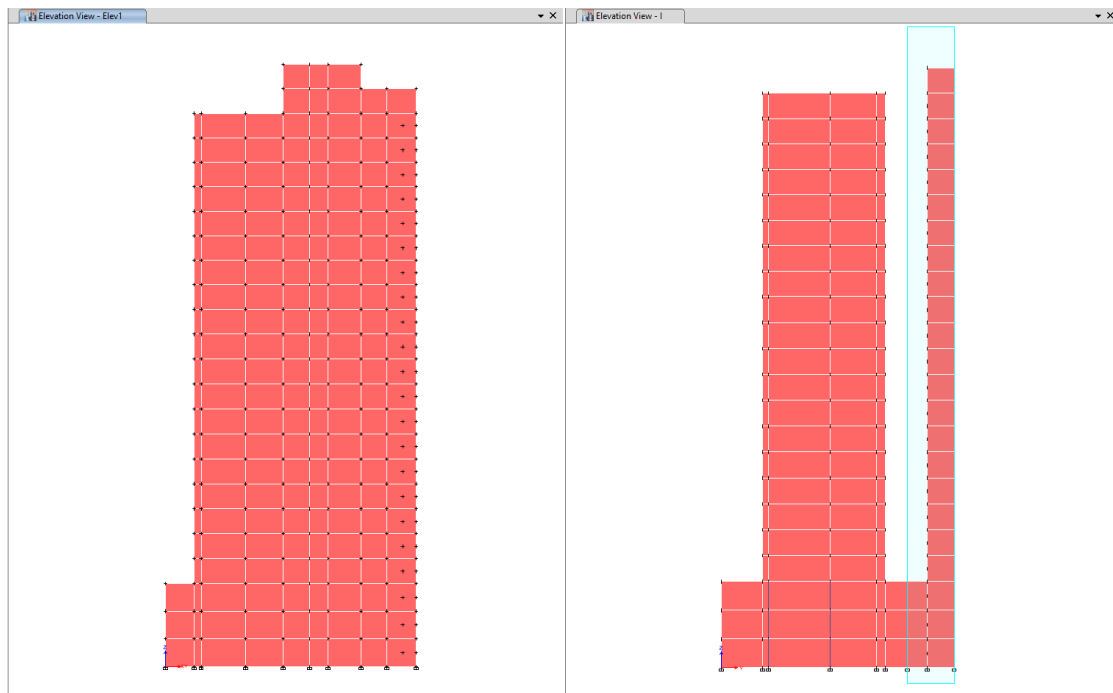


Figura 5-25: Discretización de los Muros

7.-Modelar la escalera, nos apoyaremos con nudos y luego con áreas según ubicación

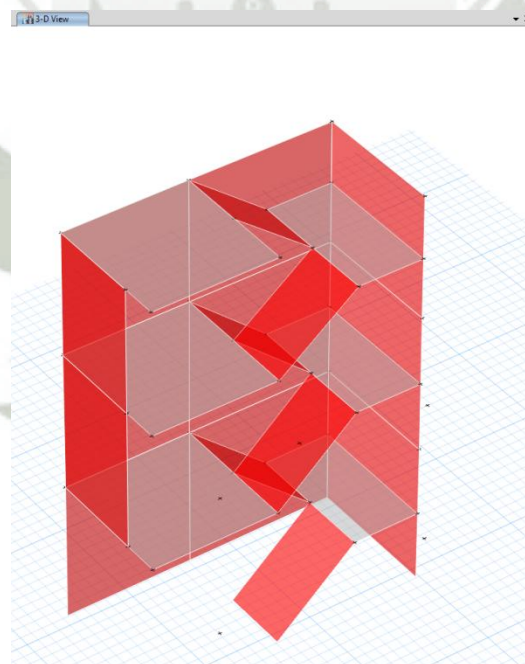


Figura 5-26: Generación de la Escalera



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

8.- Asignamos las áreas para las losas

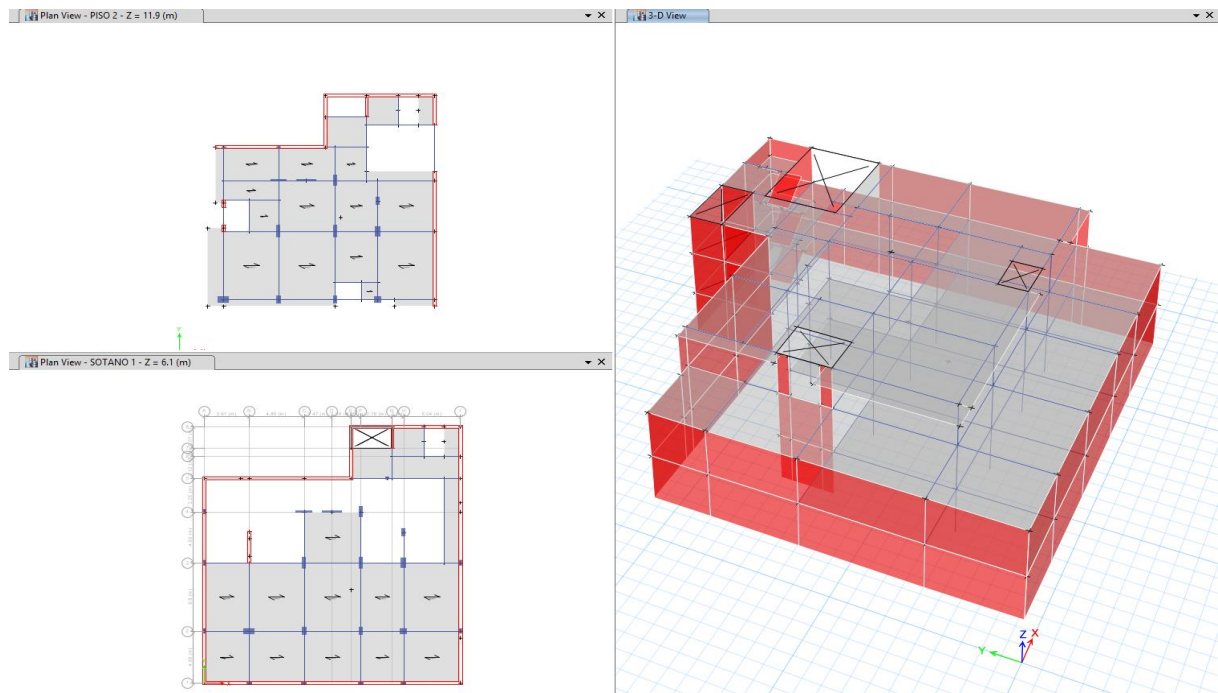


Figura 5-27: Asignación de las losas

9.-Completamos el modelo con los ductos y los vuelos a generar

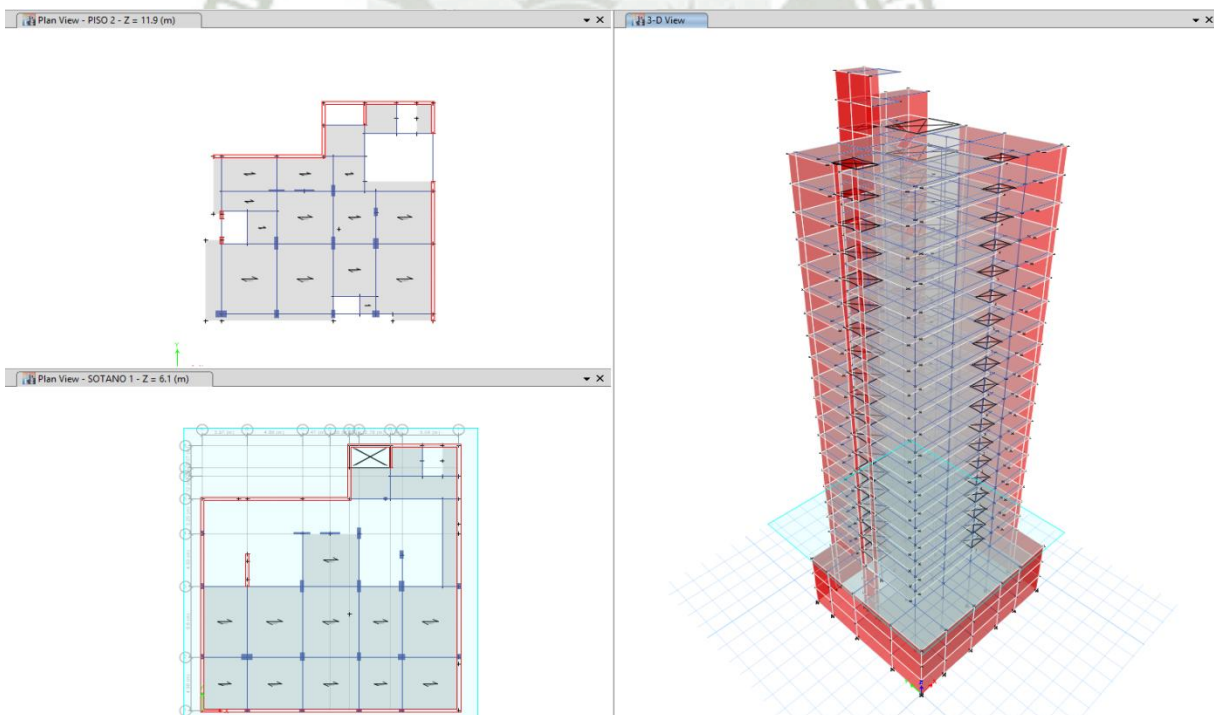


Figura 5-28: Definición de elementos tipo área usando el editor de propiedades de secciones

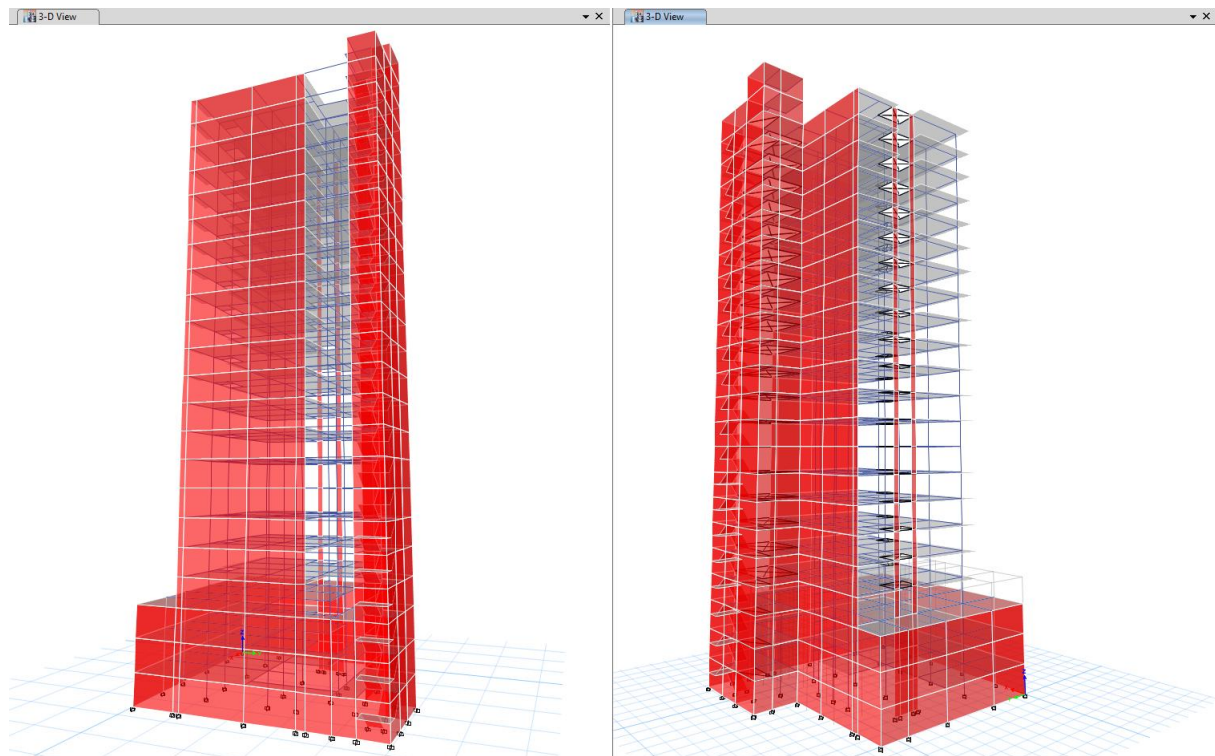


Figura 5-29: Vista del modelo final en 3D

5.2 Análisis por cargas Verticales

Se tiene que pensar, ante todo, que la determinación de las Cargas que actúan no pueden ser exactas en magnitud y en ubicación, aun cuando se conozca la exacta posición de las mismas y su magnitud, la interrogante es como se transmiten las cargas a los apoyos de los elementos; muchas veces son necesarias las suposiciones que ponen en duda el sentido de la exactitud buscada, de esta manera vamos a definir solo algunas de las cargas más conocidas.

5.2.1 Carga Muerta

Es una carga de gravedad cuya magnitud y ubicación podemos considerarlas fijas; se usara en este proyecto las cargas permanentes tomadas desde los pesos de los elementos que conforman la estructura definida como DEAD y para las cargas de acabado que se encuentran adheridas sobre los pisos de la estructura será definida como SUPERDEAD.

En la práctica los Reglamentos vigentes proporcionan tablas que ayudan al diseñador a cuantificar estas magnitudes.

Para la Súper Carga Permanente SUPERDEAD usaremos = 100kg/m² y será aplicada a la todos los pisos, incluyendo el techo.

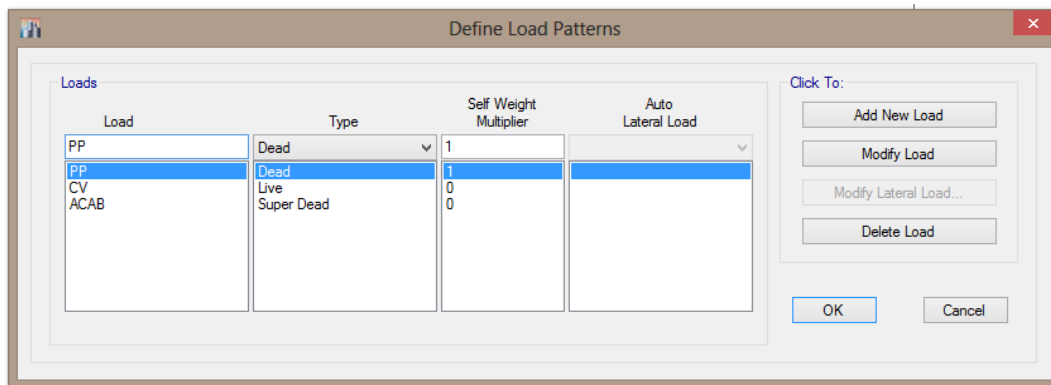


Figura 5-30: Definición de los casos de carga muerta y asignación de la misma

5.2.2 Carga Viva

Es aquella carga de gravedad que actúa sobre la estructura cuando esta se encuentra en servicio; puede variar en ubicación como en magnitud a lo largo de la vida útil.

Live de entrepiso = 250kg/m²

Live de techo = 100kg/m²

Live en escalera = 400kg/m²

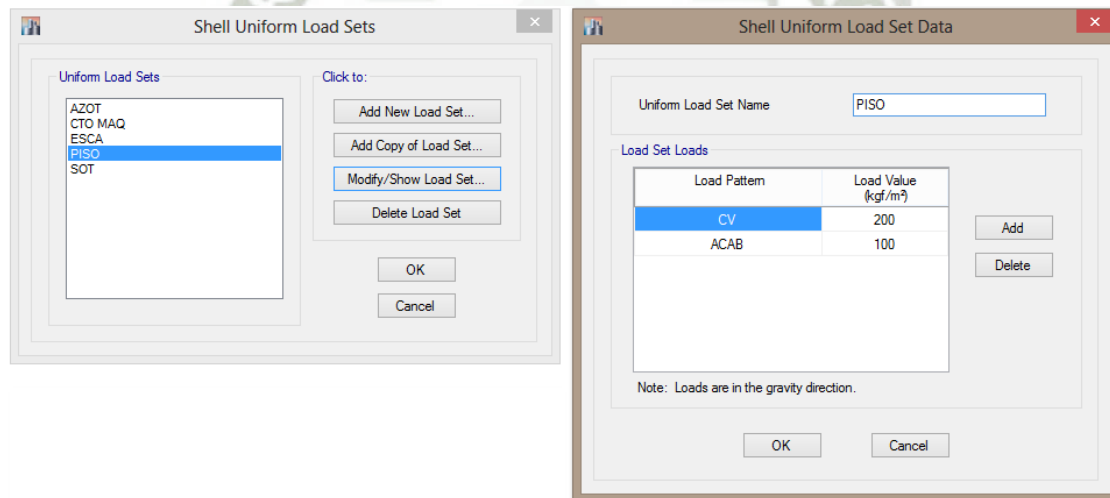


Figura 5-31: Definición de los casos de carga viva y asignación de la misma según los casos

5.3 Carga de Sismo

Los terremotos producen movimientos horizontales y verticales; los movimientos horizontales son los que generan en las estructuras los efectos más significativos; cuando la interacción suelo estructura se activa, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir este movimiento; la filosofía de este análisis sísmico tiende a estimar la fuerza a partir de un porcentaje del peso de la estructura; este porcentaje es llamado coeficiente basal y la fuerza dependerá de la ductilidad o liberación de energía que se estime o se



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

asigne a este tipo de estructura (según norma Peruana R=6); realizaremos el diseño sísmico basado en dos metodologías, análisis sísmico estático y análisis sísmico dinámico a partir de un análisis espectral-modal.

5.3.1 Datos para Análisis Sísmico Estático

$$\text{Coeficiente Basal } C_b = \frac{ZUCS}{R}$$

$$Z=0.4g$$

$$U=1.0$$

$$S=1.2 \quad T_p=0.60 \text{ seg}$$

$$T \text{ estructura} = 0.67 \text{ seg}$$

$$C= 2.23$$

$$R_x = 6 \quad C_b = 0.06$$

$$R_y = 6 \quad C_b = 0.11$$

Por lo tanto la fuerza por carga de sismo será :

$$V_x = 0.06 \times P_{est} \quad \text{y} \quad V_y = 0.11 \times P_{est}$$

5.3.2 Datos para realizar un Análisis Dinámico

Fuente de masa

El programa tomara la fuente de masa desde los elementos que componen la estructura y las fuerzas externas de gravedad que se han asignado.

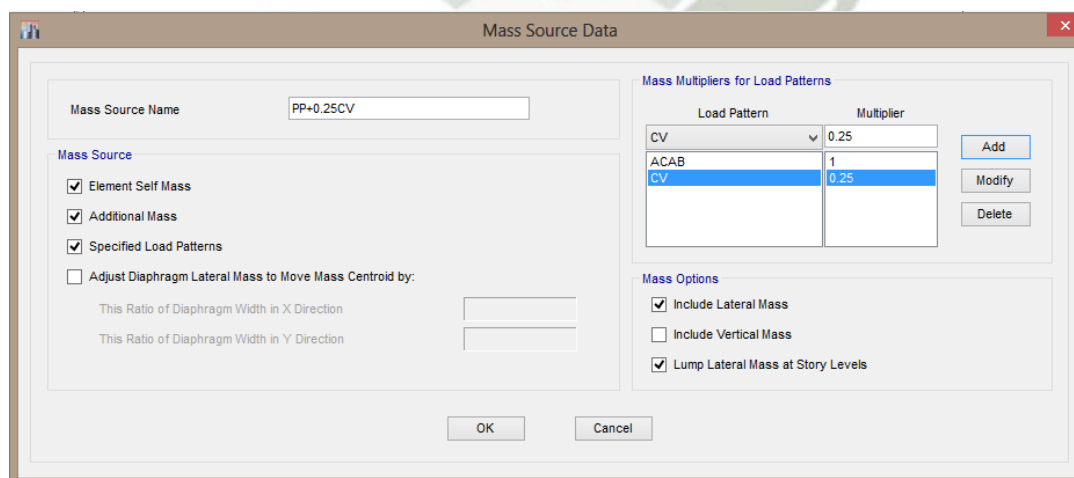


Figura 5-32: Definición de la fuente de masa a considerar



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Espectro de Respuesta usando la Norma
Peruana E-030

18.2. Análisis por combinación modal espectral .

a. Modos de Vibración

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

b. Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Nota: Criterio de Combinación

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa CQC de los valores calculados para cada modo. (Norma E-030).

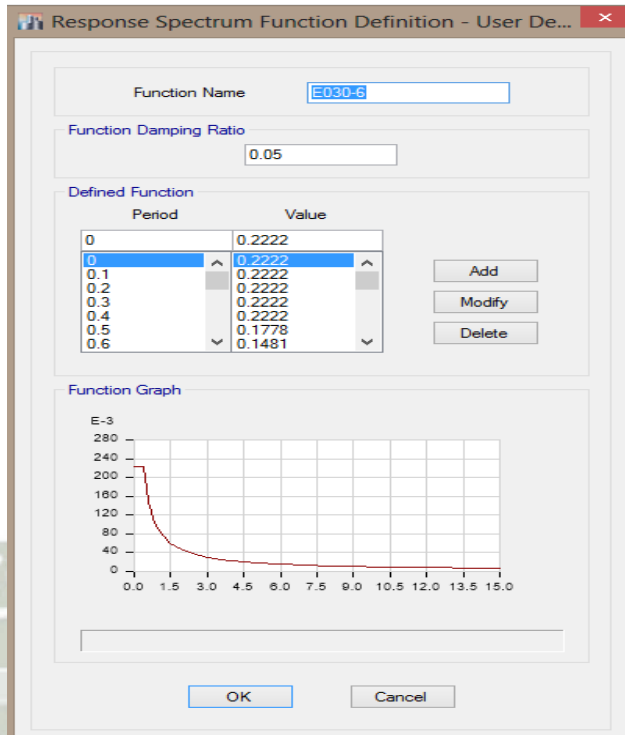


Figura 5-33: Se ha definido un espectro de respuesta a partir de Etabs

5.3.2.1 Análisis Modal - Espectral

Para capturar las formas de modo de la estructura usaremos la resolución matricial a partir de los eigen vectores.

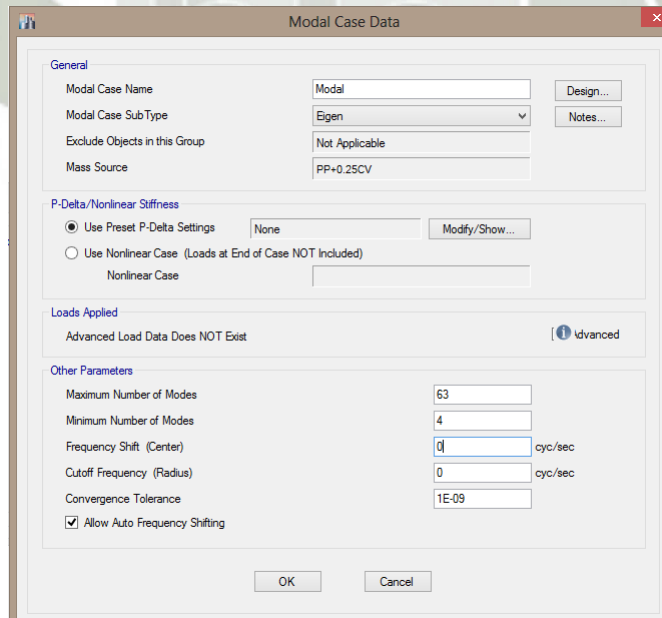


Figura 5-34: Tres grados de libertad por cada piso = 63 modos

Usamos lo prescrito en la norma E0.30. $r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$

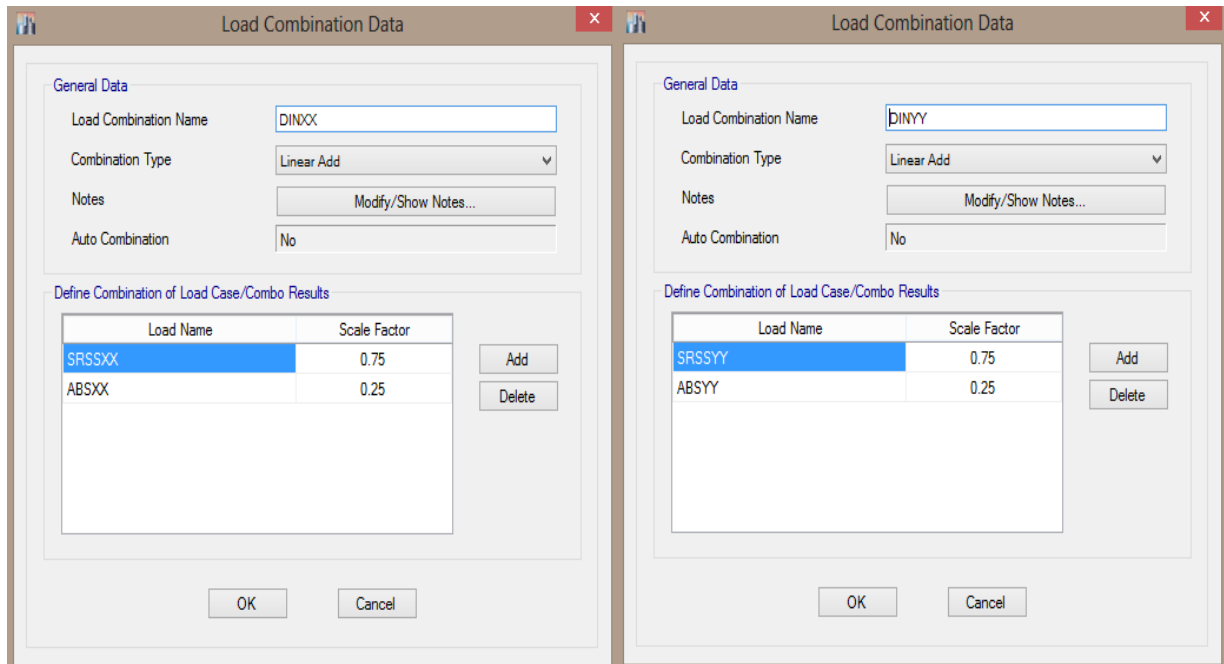


Figura 5-35: Sismos Dinámicos en X y en Y

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

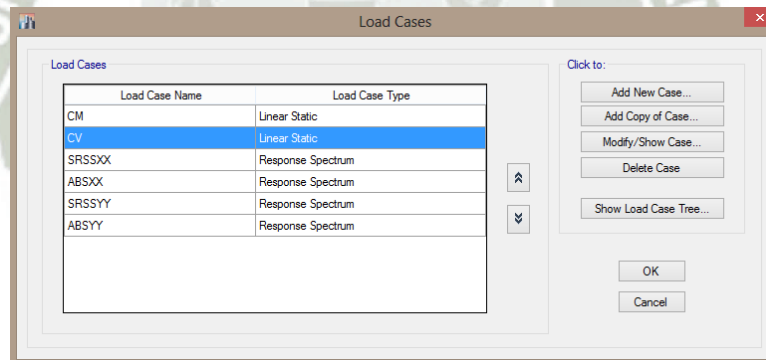


Figura 5-36: Casos de Carga de Sismo Dinámicos según el Espectro de Respuesta



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Respuesta Espectral en dirección X-X:

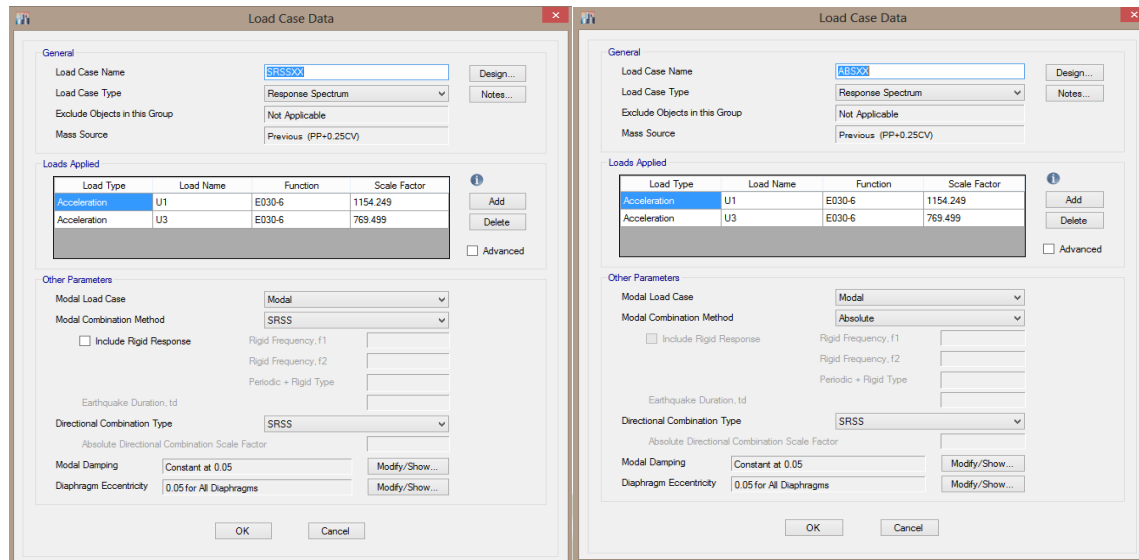


Figura 5-37: Respuesta Espectral en dirección prescrita X-X al 100% dirección X y 2/3 en la dirección gravitacional

Respuesta Espectral en dirección Y-Y:

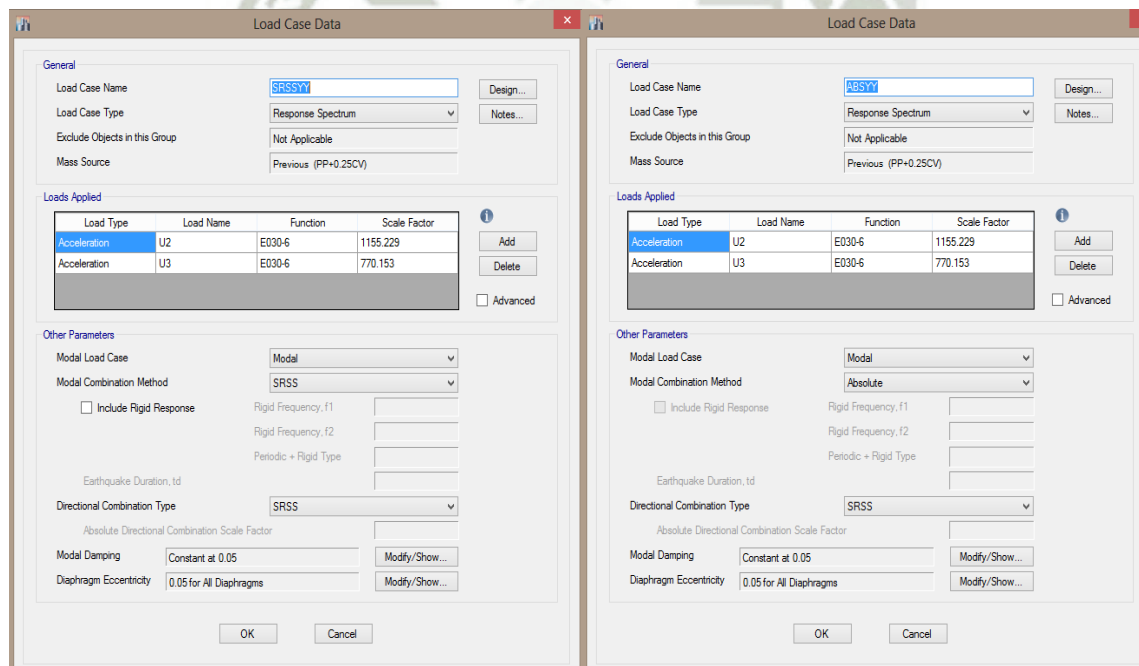


Figura 5-38: Respuesta Espectral en dirección prescrita Y-Y al 100% dirección Y y 2/3 en la dirección gravitacional



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

5.4 Modelado y Análisis

5.4.1 OPCIONES DE ANALISIS

Seleccionar la opción Space Frame OK

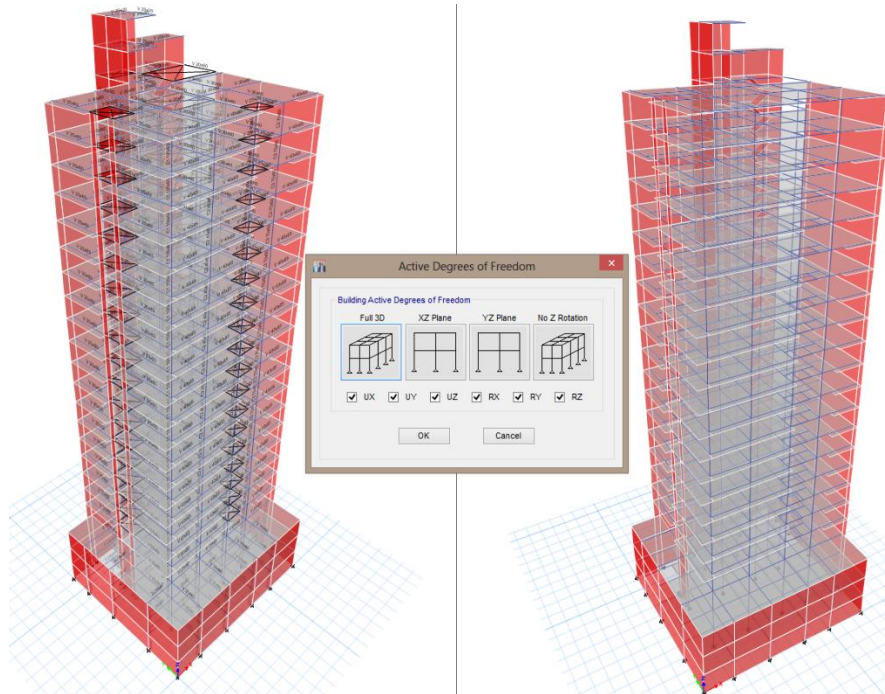


Figura 5-39: Analysis Options – Full 3D Space Frame

5.4.2 RUN ANALYSIS

Correr todos los casos de análisis

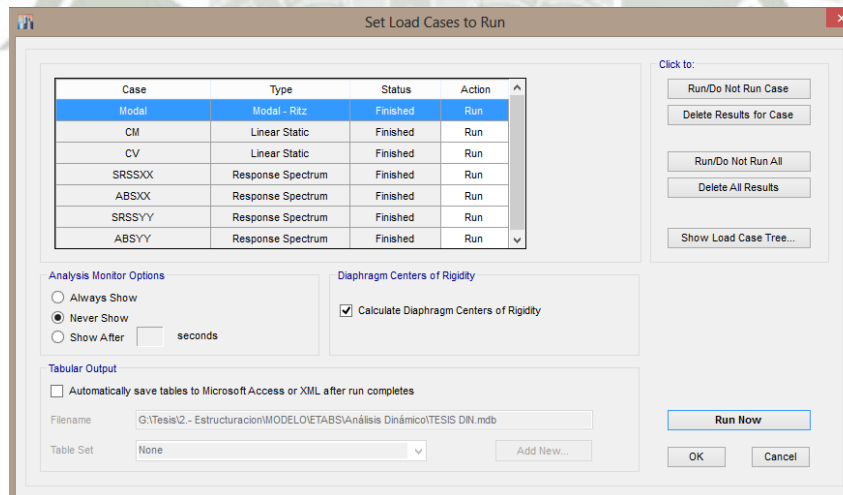


Figura 5-40: Run Now



5.4.3 FORMAS DE MODO

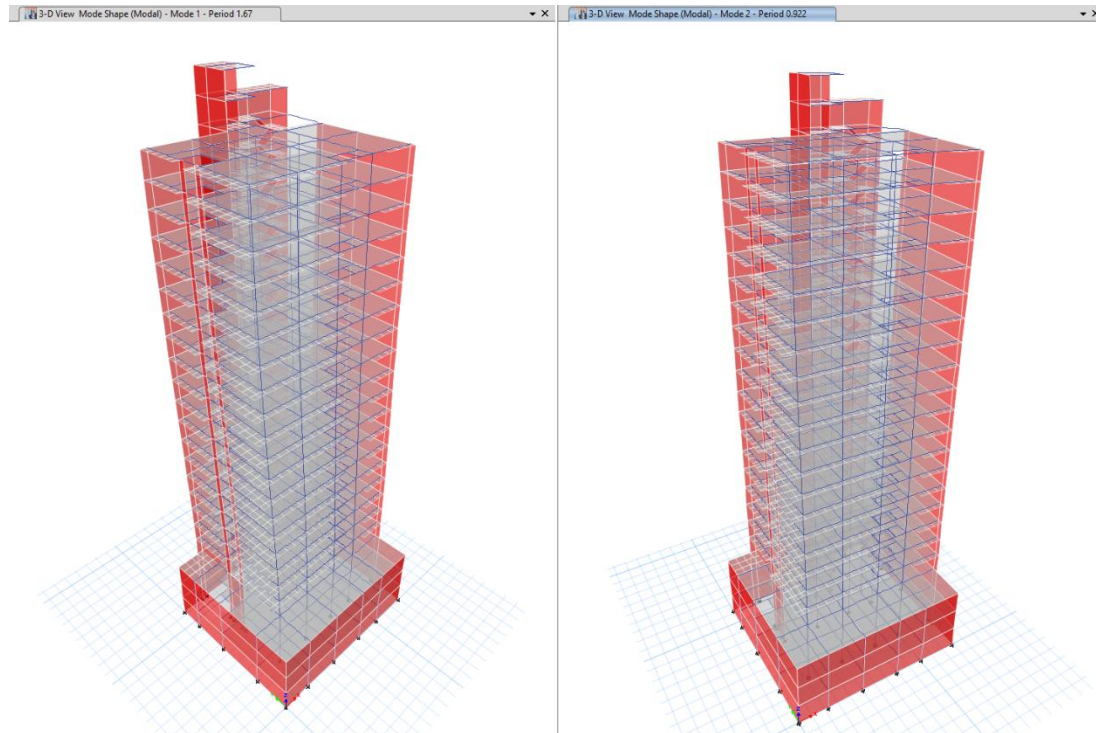


Figura 5-41: Periodos fundamentales T1= 1.67seg y T2= 0.922 seg longitudinales

La participación de la masa en cada modo: Las formas de modo predominante en la estructura es en el modo T1=1.73 seg con 40% de masa participativa en dirección Y-Y y T2=0.931 seg con 51% de masa en dirección X-X.

Modal Participating Mass Ratios													
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY
Modal	1	1.73	0.4006	0.1771	0	0.4006	0.1771	0	0.151	0.3388	0.1151	0.151	0.3388
Modal	2	0.931	0.0984	0.519	0	0.499	0.6961	0	0.5336	0.0962	0.0666	0.6846	0.435
Modal	3	0.544	0.0452	0.0225	0	0.5442	0.7187	0	0.0126	0.3322	0.4273	0.6973	0.7672
Modal	4	0.477	0.2379	0.0104	0	0.7821	0.7291	0	0.0374	0.002	0.104	0.7346	0.7632
Modal	5	0.254	0.0202	0.0081	0	0.8024	0.7372	0	0.0071	0.0184	0.0173	0.7417	0.7877
Modal	6	0.215	0.0219	0.1398	0	0.8243	0.877	0	0.1047	0.0208	0.0168	0.8464	0.8084
Modal	7	0.159	0.0177	0.0038	0	0.842	0.8809	0	0.0063	0.0181	0.0027	0.8527	0.8266
Modal	8	0.126	0.0599	0.0013	0	0.9019	0.8822	0	0.0023	0.0442	0.1269	0.855	0.8708
Modal	9	0.112	0.0172	0.0037	0	0.9191	0.8859	0	0.004	0.0177	0.0004	0.859	0.8884
Modal	10	0.098	0.0058	0.0403	0	0.9249	0.9261	0	0.0373	0.0074	0.0095	0.8964	0.8958
Modal	11	0.087	0.0023	0.003	0	0.9272	0.9291	0	0.0042	0.0033	0.0038	0.9006	0.899
Modal	12	0.071	0.0062	0.0009	0	0.9333	0.93	0	0.0011	0.0075	0.0001	0.9017	0.9066
Modal	13	0.067	3.383E-06	0.0081	0	0.9334	0.9381	0	0.0093	0.0001	0.0085	0.911	0.9067
Modal	14	0.063	0.0125	0.0079	0	0.9459	0.946	0	0.0109	0.0142	0.014	0.922	0.9209
Modal	15	0.059	0.0081	5.227E-06	0	0.954	0.946	0	1.616E-05	0.0104	4.366E-05	0.922	0.9313
Modal	16	0.056	0.0023	0.0078	0	0.9563	0.9538	0	0.009	0.0019	0.0189	0.931	0.9332
Modal	17	0.051	0.0002	0.0012	0	0.9565	0.955	0	0.0017	0.0003	0.0025	0.9327	0.9335
Modal	18	0.046	0.0082	0.0015	0	0.9647	0.9565	0	0.002	0.0109	0.0003	0.9346	0.9444
Modal	19	0.044	0.0004	0.0061	0	0.9651	0.9626	0	0.0081	0.0006	0.0006	0.9428	0.945
Modal	20	0.04	3.363E-05	0.002	0	0.9651	0.9646	0	0.0024	1.817E-05	0.0096	0.9451	0.945
Modal	21	0.039	0.0035	0.0025	0	0.9686	0.9672	0	0.0032	0.0046	0.0035	0.9483	0.9496

Figura 5-42: Formas de modo predominante en la estructura



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

5.4.4 PESO DE LA ESTRUCTURA

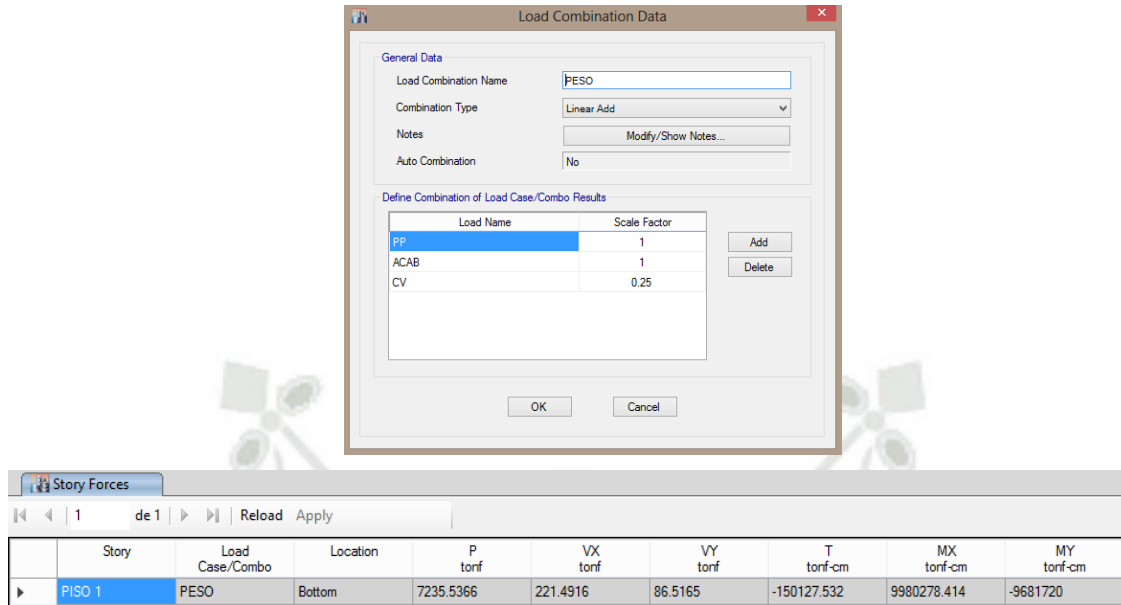


Figura 5-43: Peso de la estructura $P_t=7235.54$ Tn

5.4.5 Factor de Escala para el diseño de los elementos sismorresistentes
NORMA SISMORRESISTENTE E-030 2006

Sismo en X				Sismo en Y			
hn =	63.3			hn =	63.3		
Ct =	60			Ct =	60		
T =	1.72	1.055		T =	0.896	1.055	
S1 Tp =	0.4			S1 Tp =	0.4		
Cx =	0.58			Cy =	1.12		
Z =	0.4			Z =	0.4		
S1 S =	1			S1 S =	1		
U =	1	Mayor a 0.125		U =	1	Mayor a 0.125	
(Y) R =	4.5	0.129199		(Y) R =	4.5	0.248	
Coefficiente Sísmico				Coefficiente Sísmico			
Cs y =	0.052			Cs y =	0.099		
Carga Estática a partir del Peso				Forma (Scale Factor)			
P =	7315.7 Ton (1DL+0.25LL)			Regular =	0.8		
Forma =	0.9 Irregular			Irregular =	0.9		
Carga Estática en X				Carga Estática en Y			
(P)Cbx =	378.072	Vx =	340.265	(P)Cby =	725.763	Vy =	653.187
Carga Dinámica en X				Carga Dinámica en Y			
Vx =	445.0277			Vy =	554.6148		
Factor de Escala en X				Factor de Escala en Y			
0.9	0.765			0.9	1.178		
	1.177				1.178		
	Vx máx =				Vy máx =		
	378.072				725.763		

Figura 5-44: Factor de Escala en las direcciones X e Y



5.4.6 Desplazamiento Relativo (Drift- Derivas)

Utilizamos lo indicado por la norma para controlar, es decir: $3/4xR$

Story	Load Case/Comb	Label	Item	Drift	X cm	Y cm	Z cm	Derivas X	Deriva Límite
						Factor = 0.75			
						Rx=	Ry=		
						6	6		
TECHO CTO	DINXX Max	45	Max Drift X	0.000443	1666	1976	6640	0.002	0.007
CTO MAQ	DINXX Max	13	Max Drift X	0.000414	1300	1976	6370	0.002	0.007
AZOTEA	DINXX Max	63	Max Drift X	0.001134	254	436	6100	0.005	0.007
PISO 19	DINXX Max	30	Max Drift X	0.00128	2270	435	5830	0.006	0.007
PISO 18	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001395	2270	435	5560	0.006	0.007
PISO 17	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001486	2270	435	5290	0.007	0.007
PISO 16	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001553	2270	435	5020	0.007	0.007
PISO 15	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001601	2270	435	4750	0.007	0.007
PISO 14	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001609	2270	435	4480	0.007	0.007
PISO 13	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001607	2270	435	4210	0.007	0.007
PISO 12	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001599	2270	435	3940	0.007	0.007
PISO 11	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001533	2270	435	3665	0.007	0.007
PISO 10	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001497	2270	435	3390	0.007	0.007
PISO 9	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001467	2270	435	3115	0.007	0.007
PISO 8	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001509	2270	435	2840	0.007	0.007
PISO 7	DINXX Max	30	Max Drift X	0.00154	2270	435	2565	0.007	0.007
PISO 6	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001531	2270	435	2290	0.007	0.007
PISO 5	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001492	2270	435	2015	0.007	0.007
PISO 4	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001395	2270	435	1740	0.006	0.007
PISO 3	DINXX Max	30	Max Drift X	0.001245	2270	435	1465	0.006	0.007
PISO 2	DINXX Max	30	Max Drift X	0.00083	2270	435	1190	0.004	0.007
PISO 1	DINXX Max	34	Max Drift X	4.60E-05	397	1461	915	0.000	0.007
SOTANO 1	DINXX Max	34	Max Drift X	2.70E-05	397	1461	610	0.000	0.007
SOTANO 2	DINXX Max	34	Max Drift X	2.80E-05	397	1461	305	0.000	0.007

Figura 5-45: Verificación de las derivas en X

Story	Load Case/Comb	Label	Item	Drift	X cm	Y cm	Z cm	Derivas Y	Deriva Límite	
TECHO CTO	DINYY Max	97	Max Drift Y	0.000723	1706	2475	6640	0.003	0.007	OK
CTO MAQ	DINYY Max	91	Max Drift Y	0.000792	2270	2238	6370	0.0036	0.007	OK
AZOTEA	DINYY Max	22	Max Drift Y	0.000786	2270	2475	6100	0.0035	0.007	OK
PISO 19	DINYY Max	90	Max Drift Y	0.000796	2270	1188	5830	0.0036	0.007	OK
PISO 18	DINYY Max	90	Max Drift Y	0.000807	2270	1188	5560	0.0036	0.007	OK
PISO 17	DINYY Max	90	Max Drift Y	0.000815	2270	1188	5290	0.0037	0.007	OK
PISO 16	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000851	254	436	5020	0.0038	0.007	OK
PISO 15	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000886	254	436	4750	0.0040	0.007	OK
PISO 14	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000911	254	436	4480	0.0041	0.007	OK
PISO 13	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000946	254	436	4210	0.0043	0.007	OK
PISO 12	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.00097	254	436	3940	0.0044	0.007	OK
PISO 11	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000963	254	436	3665	0.0043	0.007	OK
PISO 10	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000976	254	436	3390	0.0044	0.007	OK
PISO 9	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000981	254	436	3115	0.0044	0.007	OK
PISO 8	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000978	254	436	2840	0.0044	0.007	OK
PISO 7	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000973	254	436	2565	0.0044	0.007	OK
PISO 6	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.00095	254	436	2290	0.0043	0.007	OK
PISO 5	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000915	254	436	2015	0.0041	0.007	OK
PISO 4	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000847	254	436	1740	0.0038	0.007	OK
PISO 3	DINYY Max	63	Max Drift Y	0.000757	254	436	1465	0.0034	0.007	OK
PISO 2	DINYY Max	1	Max Drift Y	0.000489	320	1976	1190	0.0022	0.007	OK
PISO 1	DINYY Max	77	Max Drift Y	1.50E-05	397	1394	915	0.0001	0.007	OK
SOTANO 1	DINYY Max	77	Max Drift Y	1.60E-05	397	1394	610	0.0001	0.007	OK
SOTANO 2	DINYY Max	34	Max Drift Y	4.00E-06	397	1461	305	0.0000	0.007	OK

Figura 5-46: Verificación de las derivas en Y

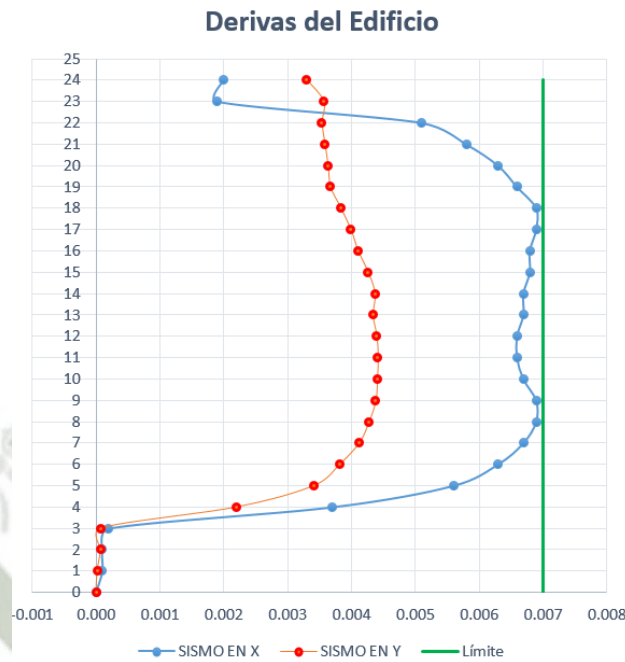


Figura 5-47: Control de las derivas del Edificio

Los Drift en ambas direcciones están por debajo de 7/1000 que es el máximo permisible.

5.4.6.1 Junta de Separación Sísmica

El límite según la E0.30 es un mínimo de 2/3 del máximo desplazamiento:

$$h = 57.2 \text{ m} = 5720 \text{ cm}$$

$$s = 3 + 0.004(h - 500)$$

$$s = 23.88 \text{ cm}$$

Los límites serán:

$$d_{\text{máx}} < (2/3)23.88 \text{ cm}$$

$$d_{\text{máx}} < 15.92 \text{ cm}$$

$$d_{\text{mín}} > (1/2)23.88 \text{ cm}$$

$$d_{\text{mín}} > 11.94 \text{ cm}$$

Nuestra junta sísmica será entonces:

$$s_{\text{junta}} = 15 \text{ cm}$$



6. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO

Los elementos estructurales se diseñan de la siguiente manera en forma generalizada:

Fórmula General

$$\phi R_n \geq R_u$$

Resistencia del elemento de concreto	Resistencia última o sometida
--------------------------------------	-------------------------------

De la fórmula podemos entender que “La resistencia del elemento estructural debe de ser mayor a la resistencia requerida o solicitada”

Nota: Como se verá más adelante, esta fórmula será simplemente modificada, según el tipo de esfuerzo al que se someta, como por ejemplo:

Acción	Ecuación de Resistencia de Diseño
Axial	$\phi P_n \geq P_u$
Flexión	$\phi M_n \geq M_u$
Corte	$\phi V_n \geq V_u$
Torsión	$\phi T_n \geq T_u$

6.1 Pórticos Especiales y Muros Estructurales Especiales (Modificaciones ACI 318-14)

De acuerdo a las modificaciones que se presentaron en el presente código ACI 318-14 para pórticos especiales resistentes a momentos, se tiene en cuenta que no fue modificado el tema de vigas y se sigue con la misma filosofía de diseño, en cual ya no se toma en cuenta como límite máximo la cuantía balanceada, como anteriormente ya se venía haciendo.

Para el tema de columnas y elementos de borde de muros estructurales fueron modificados en lo concerniente a espaciamiento de estribos, los cuales se hicieron más rigurosos sus espaciamientos, esto debido a las conclusiones de los estudios post-sismo de Chile, los que fueron realizados basados en la comisión de ingenieros que viajaron a Chile. Esta comisión estaba a cargo de varios representantes tal como: Jack Moehle, John Wallace, entre otros.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

6.2 Análisis y Diseño de Vigas

Tal como se muestra en la figura, las vigas son el segundo elemento en recibir las cargas del edificio en la secuencia de transporte de cargas hacia la fundación. Es por ello que deberían de ser el segundo elemento en diseñarse, luego de las losas.

Las vigas están sometidas a diferentes tipos de efectos, los cuales son:

- 1.- Flexión $\phi M_n \geq M_u$
- 2.- Cortante $\phi V_n \geq V_u$
- 3.- Torsión $\phi T_n \geq T_u$
- 4.- Compresión $\phi P_n \geq P_u$

Tabla 6.1: ACI 318-14 Tabla 21.2.1 - Factores de Reducción de Resistencia ϕ

	Acción ó Elemento Estructural	ϕ	Excepciones
(a)	Momento, Fuerza Axial, ó momento combinado y fuerza axial	0.65 a 0.90 de acuerdo con 21.2.2	En los extremos cercanos de miembros pretensados donde el toron (strand) no es totalmente desarrollado, ϕ debe estar acorde con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Requerimientos adicionales son dados en 21.2.4 para estructuras diseñadas a resistir efectos de sismo.
(c)	Torsión	0.75	—
(d)	Aplastamiento	0.65	—
(e)	Zonas de anclaje Post-tensionadas	0.85	—
(f)	Brackets y corbels	0.75	—
(g)	Puntales, Tensores, Zonas nodales, Areas aplastadas y que son diseñadas de acuerdo con el Método Puntal-Tensor en el Capítulo 23	0.75	—
(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por la fluencia de elementos de acero en tensión	0.90	—
(i)	Elementos de Concreto Plano	0.60	—
(j)	Anclajes	de 0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

6.2.1 Flexión

6.2.1.1 Fisuración vs Comportamiento

Existen dos Etapas que se analizan en la mecánica del comportamiento de Concreto Armado: Una sección modificará su comportamiento cuando comience a agrietarse, ya que al agrietarse un elemento comenzará a perder resistencia (sección bruta, cambio en la rigidez) y solo ciertas zonas (bloque de compresión útil) serán utilizadas a partir de la fisuración.

M_n (Resistencia nominal a flexión en la sección):

Es la resistencia calculada por las propiedades del material en específico de acuerdo a las suposiciones básicas de la flexión.

M_{pr} (Resistencia probable a la flexión de los miembros, con o sin carga axial, usando esfuerzo en tracción en las barras longitudinales de por lo menos $1.25f'_y$ y un factor de reducción de la resistencia ϕ de 1.0):



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

NOTA: No se debe malinterpretar el termino Resistencia **probable** a flexión, con la Resistencia a la flexión **esperada**.

ϕ (Factor de reducción de la resistencia):

Este factor depende de la deformación y se puede relacionar con los modos de falla, esto se explicará luego de los modos de falla.

MODOS DE FALLA: El código americano define a los siguientes:

1. Falla balanceada

Se dice que se desarrolla una falla balanceada cuando la deformación en el centroide del refuerzo a tracción alcanza la deformación a fluencia simultáneamente con la deformación en el concreto en la fibra extrema a compresión, primero alcanzando el límite de deformación a compresión $\epsilon_{cu} = 0.003$. Una falla balanceada es así caracterizada por el comienzo simultáneo de la trituración en la cara a compresión y la fluencia del refuerzo longitudinal a tensión.

2. Falla tensión-controlada

Se dice que ocurre una falla a tensión-controlada si el refuerzo en la capa extrema del acero a tensión tiene una deformación neta debido a tensión de 0.005 o más cuando las vigas alcanzan su resistencia nominal a flexión. Para el refuerzo de Grado 60 con una resistencia a fluencia $f_y=4200\text{kgf/cm}^2$, la deformación debido a la fluencia por tensión es $\epsilon_y = 0.002$

3. Falla compresión-controlada

Se dice que ocurre falla a compresión controlada si la deformación neta en el refuerzo en la capa extrema a tensión es menor tenso que $\epsilon_t = 0.002$ a la resistencia nominal de la viga.

4. Falla transición

Se dice que ocurre falla está en transición si la deformación neta en el refuerzo en la capa extrema a tensión se encuentra entre $\epsilon_y = 0.002$ y 0.005 .

Factor de la reducción de la resistencia:

El factor ϕ depende de ϵ_t (deformación a la tensión neta en el acero extremo a tensión, cuando la sección alcanza la resistencia nominal). $\epsilon_{cu} = 0.003$

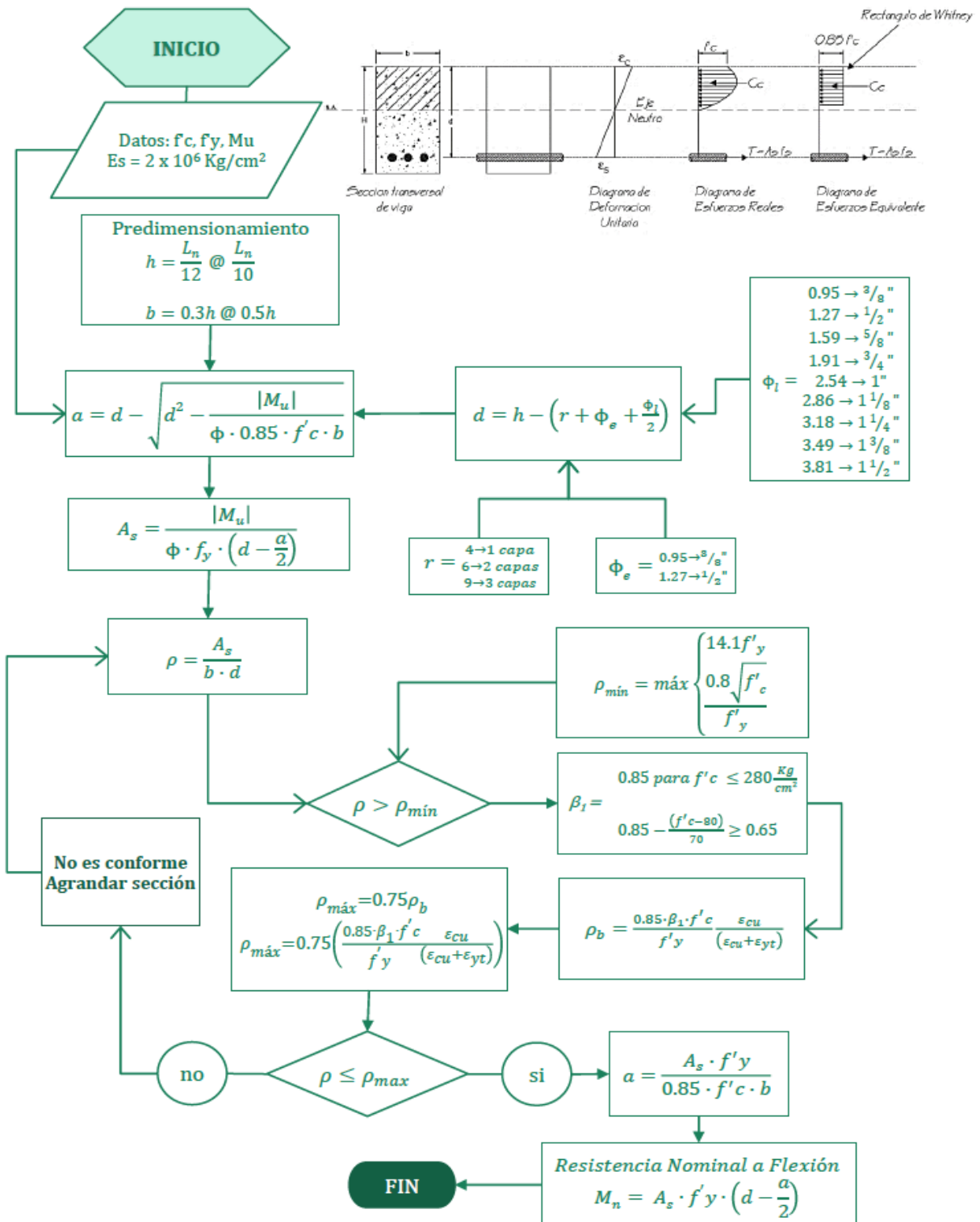
Tabla 6.2: Factor de Reducción vs Deformación

Deformación	Factor de reducción	Controla	Gráfica
$\epsilon_t \leq 0.002$ $= \epsilon_{ty}$	0.65	Compresión	
$0.002 = \epsilon_{ty}$ $< \epsilon_t < 0.005$	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - (0.002 = \epsilon_{ty}))}{(0.005 - (0.002 = \epsilon_{ty}))}$	Transición	
$0.005 \leq \epsilon_t$	0.9	Tracción	



6.2.1.2 Diseño

DIAGRAMA DE FLUJO DE DISEÑO DE VIGAS SIMPLEMENTE REFORZADAS





Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

6.2.1.3 Ejemplo de Diseño del Refuerzo Longitudinal en Elementos de Pórticos Especiales

Sótano 3 a Sótano 1 (Piso Crítico: Sótano 1)

1.- Análisis Estructural-ETABS:

V-10

2.- Diseño del Refuerzo

Datos

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 \\ f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ r &= 4 \text{ cm} \\ \beta &= 0.85 \\ Ln &= 2.7 \text{ m}\end{aligned}$$

Predimensionamiento

$$\begin{aligned}h &= 23 \text{ cm} \\ d &= 19 \text{ cm} \\ b &= 11 \text{ cm}\end{aligned}$$

Dimensiones Elegidas

$$\begin{aligned}d &= 54 \text{ cm} \\ b &= 25 \text{ cm}\end{aligned}$$

Análisis

$$Mu = 9.24 \text{ tn-m}$$

Calculo del área de acero

$$As = 4.6221 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantía

$$\rho = 0.34\%$$

Límites de cuantía

1.- Cuantía mínima

$$\rho_{\text{mín}} = 0.33\%$$

ACI 318 18.10.8 Refuerzo mínimo para flexión en vigas

$$\rho_{\text{mín } 1} = 0.33\%$$

$$\rho_{\text{mín } 2} = 0.28\%$$

$$\rho_{\text{mín}} = \max \left\{ \begin{aligned} &\frac{14}{f'_y} \\ &\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f'_y} \end{aligned} \right.$$

Ok

Positivo:



$b_{\text{mín}} = 25 \text{ cm}$ (El código exige este ancho mínimo)



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

2.- Cuantía máxima

El ACI 318-14 ya no usa la cuantía balanceada para definir el límite máximo del refuerzo longitudinal a tensión.

En vez de ello, utiliza el requerimiento general, que para el caso de vigas deberá que ser mayor a $\epsilon_t \geq 0.004$.

ACI 318-14 9.3.3 Límite de la deformación unitaria del refuerzo en vigas no presforzadas

9.3.3.1 Para vigas no presforzadas, con $P_u \leq 0.10 f_c' A_g$, ϵ_t debe ser al menos 0.004.

Tracción neta en el acero extremo a tracción ϵ_t

$$\begin{aligned} a &= 2 \text{ cm} \\ c &= 3 \text{ cm} \\ d &= 54 \text{ cm} \\ d/c &= 21.10 \geq 2.33 \end{aligned}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{|M_u|}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c' \cdot b}}$$

Ok

Cuantía final

$$\begin{aligned} \rho &= 0.34\% \\ A_s &= 5 \text{ cm}^2 \\ &2 \phi 5/8" \\ A_s &= 7 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

1 $\phi 3/4"$
Ok

DISEÑO POR FLEXIÓN

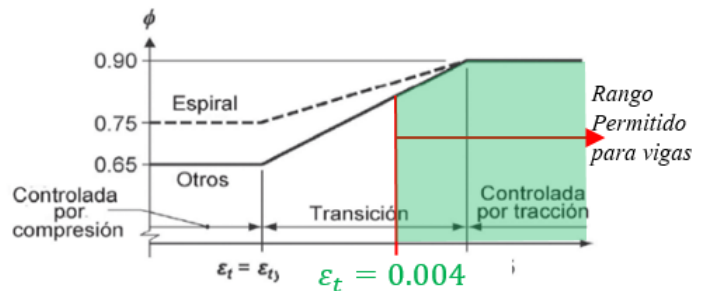


Fig. R21.2.2(b) — Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t .

$$M_u \leq \phi M_n$$

donde :

M_u : es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada

M_n : es la resistencia nominal a la flexión de la sección.

ϕ : factor de reducción de capacidad = 0.9

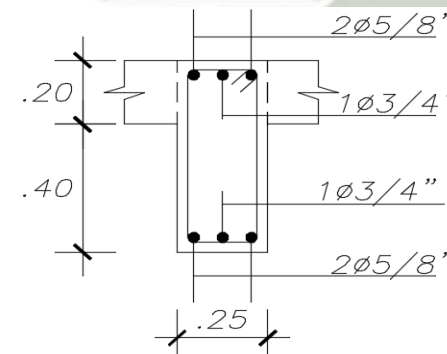
$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi M_n \\ 9.24 &\geq 13.62 \end{aligned}$$

Resistencia Nominal a Flexión

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

Ok

Al ser muy cercanos los momento tanto negativo (-9.64 tn-m) como positivo (9.2447), utilizamos el mismo refuerzo:



VIGA V-10
(.30 x .60)



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Piso 1 a Piso 10 (Piso Crítico 10)

1.- Análisis Estructural-ETABS:

Parte Positiva Izquierda

V-29

2.- Diseño del Refuerzo Positivo:

Datos

$$\phi = 0.9$$

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

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.85$$

$$Ln = 5.0 \text{ m}$$

Predimensionamiento

$$h = 42 \text{ cm}$$

$$d = 38 \text{ cm}$$

$$b = 21 \text{ cm}$$

Dimensiones Elegidas

$$d = 54 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Análisis

$$Mu = 39.63 \text{ tn-m}$$

Calculo del área de acero

$$As = 21.0179 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantía

$$\rho = 1.30\%$$

Límites de cuantía

1.- Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = 0.33\%$$

ACI 318 18.10.8 Refuerzo mínimo para flexión en vigas

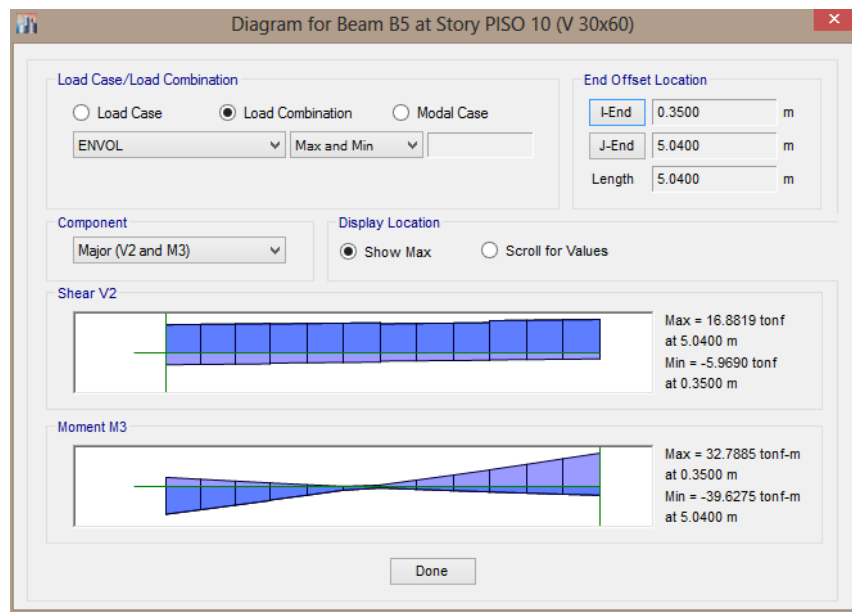
$$As = \frac{2|M_u|}{\phi \cdot f_y \cdot (2d - a)}$$

$$As = \frac{2|M_u|}{\phi f_y \left(d + \sqrt{d^2 - \frac{|M_u|}{\phi \cdot 0.85 f'c b}} \right)}$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{14}{f'_y} \\ \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f'_y} \end{array} \right.$$

Ok





Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

2.- Cuanía máxima

El ACI 318-14 ya no usa la cuantía balanceada para definir el límite máximo del refuerzo longitudinal a tensión.

En vez de ello, utiliza el requerimiento general, que para el caso de vigas deberá que ser mayor a $\epsilon_t \geq 0.004$.

ACI 318-14 9.3.3 Límite de la deformación unitaria del refuerzo en vigas no presforzadas

9.3.3.1 Para vigas no presforzadas, con $P_u \leq 0.10 f_c' A_g$, ϵ_t debe ser al menos 0.004.

Tracción neta en el acero extremo a tracción ϵ_t

$$\begin{aligned} a &= 8 \text{ cm} \\ c &= 10 \text{ cm} \\ d &= 54 \text{ cm} \\ d/c &= 5.57 \geq 2.33 \end{aligned}$$

Ok

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{|M_u|}{\phi \cdot 0.85 \cdot f_c' \cdot c \cdot b}}$$

Cuanía final

$$\rho = 1.30\%$$

$$A_s = 21 \text{ cm}^2$$

$$4 \phi 1''$$

$$A_s = 25 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 1''$$

Ok

DISEÑO POR FLEXIÓN

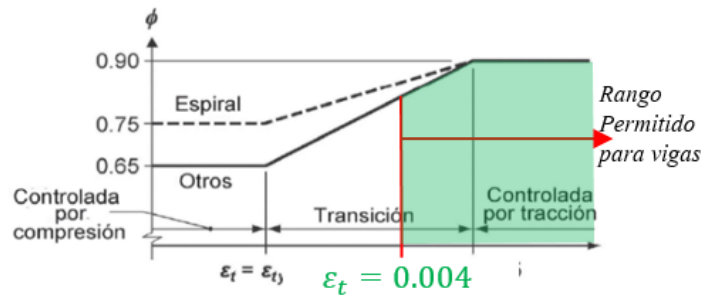


Fig. R21.2.2(b) — Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t .

$$M_u \leq \phi M_n$$

donde :

M_u : es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada

M_n : es la resistencia nominal a la flexión de la sección.

ϕ : factor de reducción de capacidad = 0.9

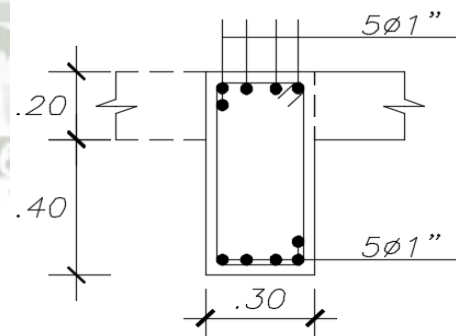
$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi M_n \\ 39.63 &\geq 47.80 \end{aligned}$$

Ok

Resistencia Nominal a Flexión

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

Utilizamos el siguiente refuerzo:



VIGA V-29
(.30x.60)



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Piso 11 a Piso 17 (Piso Crítico-17)

1.- Análisis Estructural-ETABS:

Parte Positiva Izquierda

V-40

2.- Diseño del Refuerzo Positivo:

Datos

$$\phi = 0.9$$

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

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.85$$

$$Ln = 2.7 \text{ m}$$

Predimensionamiento

$$h = 23 \text{ cm}$$

$$d = 19 \text{ cm}$$

$$b = 11 \text{ cm}$$

Dimensiones Elegidas

$$d = 54 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Análisis

$$Mu = 41.14 \text{ tn-m}$$

Calculo del área de acero

$$As = 21.8935 \text{ cm}^2$$

Calculo de la cuantía

$$\rho = 1.35\%$$

Límites de cuantía

1.- Cuantía mínima

$$\rho_{mín} = 0.33\%$$

$$As = \frac{2|M_u|}{\phi \cdot fy \cdot (2d - a)}$$

$$As = \frac{2|M_u|}{\phi fy \left(d + \sqrt{d^2 - \frac{|Mu|}{\phi \cdot 0.85 f'c b}} \right)}$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$$

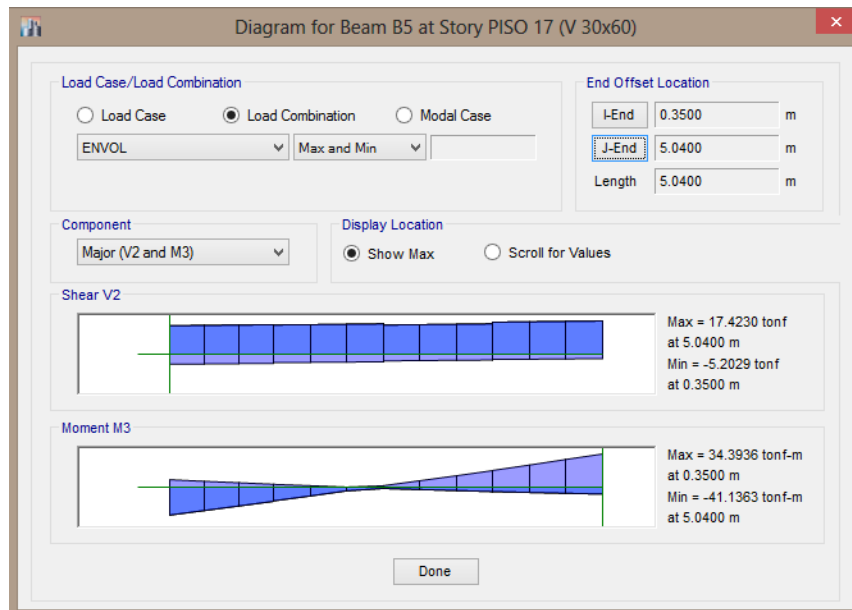
ACI 318 18.10.8 Refuerzo mínimo para flexión en vigas

$$\rho_{mín 1} = 0.33\%$$

$$\rho_{mín 2} = 0.28\%$$

$$\rho_{mín} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{14}{f'_y} \\ \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f'_y} \end{array} \right.$$

Ok



$b_{mín} = 25 \text{ cm}$ (El código exige este ancho mínimo)



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

2.- Cuanía máxima

El ACI 318-14 ya no usa la cuantía balanceada para definir el límite máximo del refuerzo longitudinal a tensión.

En vez de ello, utiliza el requerimiento general, que para el caso de vigas deberá que ser mayor a $\epsilon_t \geq 0.004$.

ACI 318-14 9.3.3 Límite de la deformación unitaria del refuerzo en vigas no presforzadas

9.3.3.1 Para vigas no presforzadas, con $P_u \leq 0.10 f_c' A_g$, ϵ_t debe ser al menos 0.004.

Tracción neta en el acero extremo a tracción ϵ_t

$$\begin{aligned} a &= 9 \text{ cm} \\ c &= 10 \text{ cm} \\ d &= 54 \text{ cm} \\ d/c &= 5.35 \geq 2.33 \end{aligned}$$

Ok

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{|M_u|}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

Cuanía final

$$\begin{aligned} \rho &= 1.35\% \\ A_s &= 22 \text{ cm}^2 \\ &4 \phi 1'' \\ A_s &= 25 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

1 ϕ 1" Ok

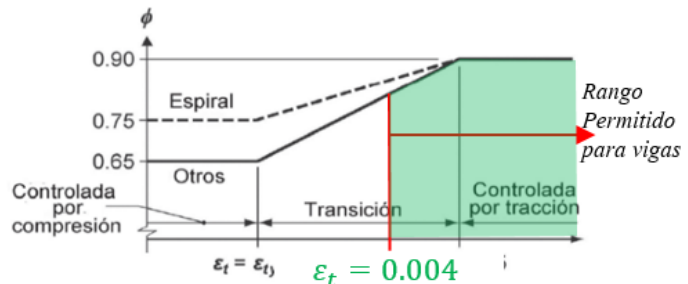


Fig. R21.2.2(b) — Variación de ϕ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción ϵ_t .

DISEÑO POR FLEXIÓN

$$M_u \leq \phi M_n$$

donde :

M_u : es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada

M_n : es la resistencia nominal a la flexión de la sección.

ϕ : factor de reducción de capacidad = 0.9

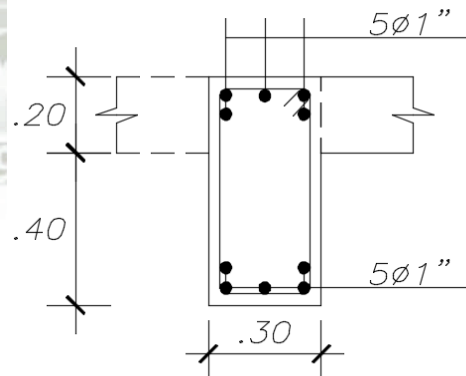
$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi M_n \\ 41.14 &\geq 47.63 \end{aligned}$$

Ok

Resistencia Nominal a Flexión

$$M_n = A_s \cdot f'_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Utilizamos el siguiente refuerzo:



VIGA V-40
(.30x.60)



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

6.2.2 Cortante

6.2.2.1 Viga de concreto sin Refuerzo

Según las pruebas de Leonhardt (1962) con vigas simplemente apoyadas con 2 cargas puntuales, en donde el comportamiento dependió del coeficiente a/d :

$a/d > 6$ Tiene resistencia a cortante excedente a la fluencia de flexión.

$2.5 \leq a/d \leq 6$ Se permite la *falla por tensión diagonal* el cual puede ser falla frágil, permitiendo una falla de zona a compresión.

$a/d < 2.5$ Se desarrolla el mecanismo de arco.

Nota: Estudios muestran que la resistencia nominal de cortante de vigas incrementan con:

- El incremento de la resistencia a compresión del concreto f'_c
- Incrementando la cuantía de refuerzo longitudinal
- Disminuyendo a/d
- Para vigas sin refuerzo por cortante, la capacidad de esfuerzo nominal de cortante disminuye con el aumento del peralte (sin embargo, este efecto es menos pronunciado con refuerzo transversal)

Para miembros a flexión de concreto reforzado fisurados, el **esfuerzo** nominal promedio de cortante es:

$$v_c = \frac{V_c}{b_w d} \rightarrow V_c = (v_c) b_w d$$

Resistencia sin Fuerza Axial

Para vigas sin refuerzo transversal, la **resistencia** de cortante aportado por el concreto es:

$$V_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{Vd}{M} \right) b_w d \leq \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\sqrt{f'_c}\rho_w \right) b_w d$$

$$\leq \left(0.93\lambda\sqrt{f'_c} \right) b_w d \quad [MKS]$$

Pero si utiliza mayormente:

$$V_c = \left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} \right) b_w d \quad [MKS]$$

6.2.2.2 Viga de concreto con Refuerzo

Cortante resistido por el refuerzo transversal: (Talbot - 1909)

$$V_s = \sum A_v f_{yt} = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = \left(\left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \frac{Vd}{M} \right) b_w d \leq \left(0.93\lambda\sqrt{f'_c} \right) b_w d \right) + \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) \quad [MKS]$$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

6.2.2.2.1 ACI 318-14 Diseño Básico por cortante:

Requerimientos de diseño por resistencia se expresa con la siguiente ecuación:

$$V_n = \text{Resistencia}_{\text{nominal}}$$

$$V_u = \text{Resistencia}_{\text{requerida}} \text{ basada en combinaciones de cargas}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (para columnas y vigas)}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

"Cortante que se aplicará \leq Factor de corte \times Cortante que puede resistir la sección"

El cortante que puede resistir la sección de concreto armado es:

$$V_n = V_c + V_s$$

"Cortante que resistir la Sección = Concreto a resistir corte + Refuerzo a resistir el corte"

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

Ecuación para el diseño práctico

$$V_c = (0.53\lambda\sqrt{f'_c}) b_w d \text{ [MKS]}$$

Área efectiva de cortante utilizada para secciones rectangulares: (para hallar V_c)

$$A = 0.80A_g \text{ [ASCE41,2013]}$$

Resistencia de Cortante provisto por el refuerzo transversal rectangular (estribos):

$$V_s = \sum A_v f_{yt} = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Verificación de Requisitos mínimos:

a) Si $V_u \geq 0.5\phi V_c$, entonces verificamos el Acero mínimo:

$$A_{v,\min} = 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \text{ [MKS]}$$

b) Aseguramos que las fisuras crucen varios estribos:

$$s_{\min} = \text{menor de } \begin{cases} d/2 \\ 61 \text{ cm} \end{cases}$$

Podemos hallar V_s del análisis del equilibrio de las barras de la analogía de la armadura:

$$V_s = \sum A_v f_{yt} = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

$$V_s = T_s \sin \alpha = C_c \sin \beta$$

Pero como deseamos saber cuánto de fierro necesitamos separamos el aporte que aporta el acero y en base a los datos del análisis y el aporte del concreto, obtenemos el acero dependiendo de la sección elegida.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s \geq \frac{A_v f_y d}{s}$$

Donde A_v es la área del refuerzo separado a una distancia s .



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Contribución del Refuerzo dependiendo del modo de colocación del estribo		
Estribos Perpendiculares	Estribos paralelos a una misma distancia	Estribos paralelos a diferentes distancias
$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$	$V_s = A_v f_y \text{ sen}\alpha$ $V_s \leq 0.8\sqrt{f'c} b_w \cdot d$	$V_s = \frac{A_v f_y (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha)d}{s}$
La resistencia por cortante proporcionada por cualquiera de estos refuerzos no deberá ser mayor que:		
$V_s \leq 2.1\sqrt{f'c} b_w \cdot d = V_s \text{ máx}$		

Así el área requerida de cortante es: (Fuerza entre el esfuerzo que soporta el acero)

$$A_{req} = \frac{V_s}{f_y}$$

Número de Estribos:

$$\#estribos = \frac{A_{req}}{A_v} = \frac{\left(\frac{V_s}{f_y}\right)}{A_v}$$

Límite de Espaciamiento de refuerzo por corte

$$s = \frac{d}{\left\{ \frac{\left[\frac{V_u}{\phi} - (0.53\sqrt{f'c} b \cdot d) \right]}{f_y} \right\}}$$

As requerido

de estribos

El espaciamiento máximo del refuerzo por corte será de 0.5d ó 60cm, el menor de estos dos últimos. Y se reducirá a la mitad si:

$$V_s \geq 1.1\sqrt{f'c} b_w \cdot d$$

Nota: Se debe de tener en cuenta también los requisitos sismo resistentes.

NOTA: Se excluyen de estos requisitos a:

- 1.- Zapatas y Losas
- 2.- Vigas con un peralte menor a 25cm, o que no excedan 2.5 veces su espesor del ala, o la mitad del ancho del alma, eligiendo el mayor.



6.2.2.3 Cortante por sismo

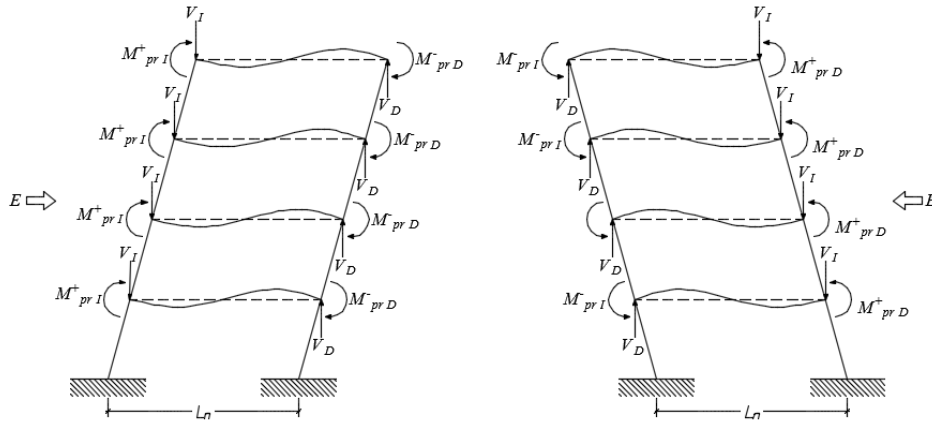


Figura 6-1: Ladeo a la derecha y a la izquierda

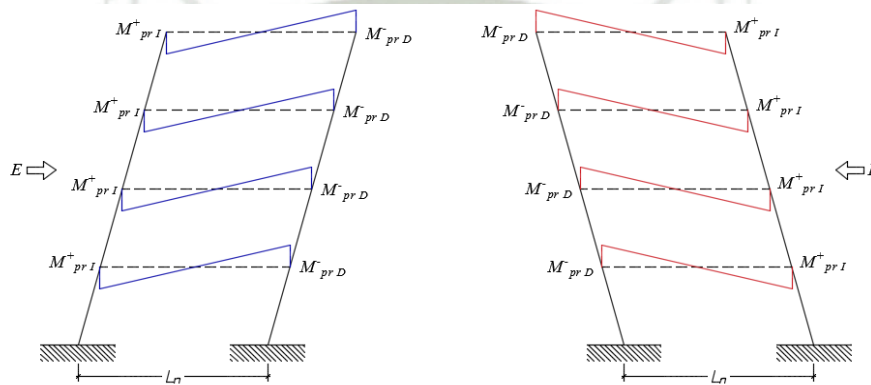


Figura 6-2: M_{pr} producido por el ladeo a la derecha y a la izquierda

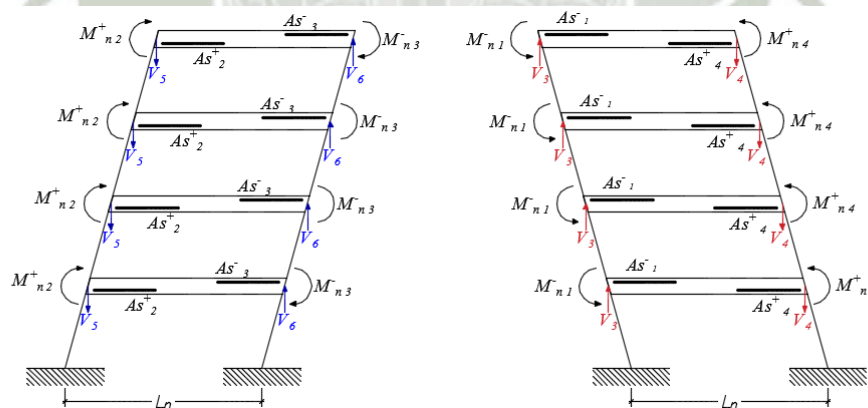


Figura 6-3: Cortantes Especiales de la Derecha y la Izquierda



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

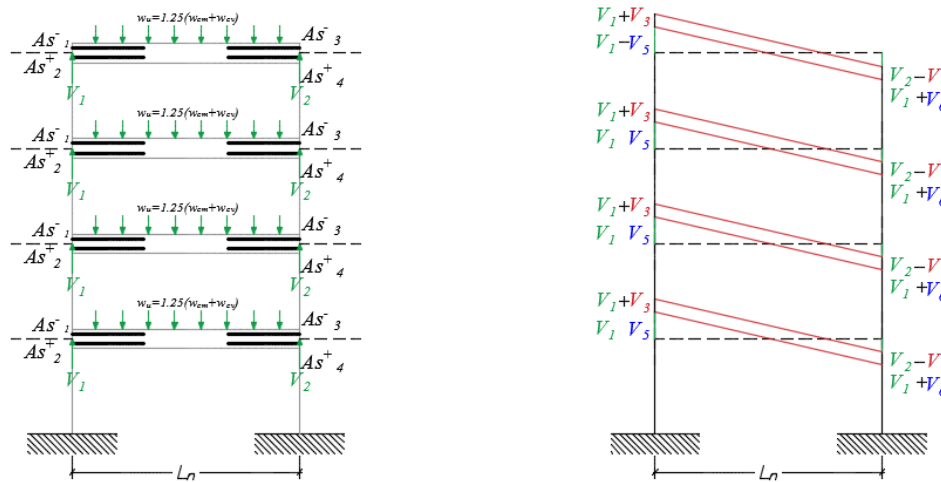


Figura 6-4: Cortantes Estáticos y Envolvente de Cortantes

Los cortantes especiales debidas al sismo más la carga gravitacional para las vigas son:

V_{pr}: Cortante en el miembro, basado en en el desarrollo de M_{pr} en las secciones críticas para la flexión y carga axial.

V_{pr,1}: Cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia del momento probable bajo el perfil del primer modo cargado lateralmente

$$V_{pr,1} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{l_n} - \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr,2} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2}$$

M_{pr}: Es la resistencia del momento probable de la sección, calculada a partir del uso del factor de reducción de resistencia $\phi=1.0$ y a su vez con el esfuerzo de fluencia igual a αf_y , con $\alpha=1.25$.

6.2.3 Detalle de Vigas de Pórticos de Gravedad

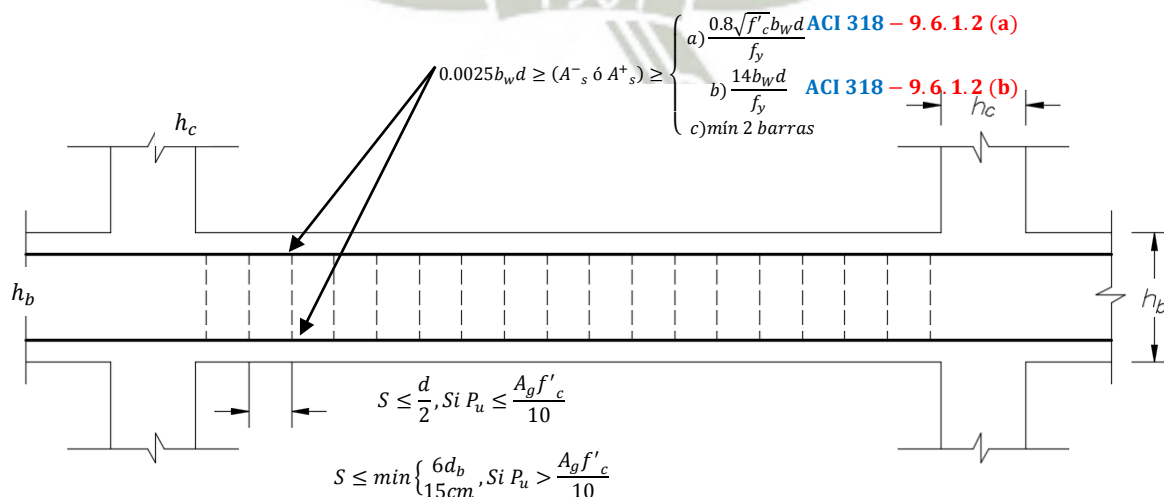


Figura 6-5: Vigas que no son parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

6.2.4 Diseño por Capacidad y Detalle de Vigas de Pórticos Especiales

El Diseño por Capacidad, introducido por Blume en 1961, es el método de diseño donde se controla el mecanismo de fluencia de la estructura, el cual se espera que responda dentro del rango no-lineal (inelástico) como consecuencia de una carga de diseño propuesta por el ingeniero estructural.

Es por ello que las vigas que son parte del sistema estructural resistente contra el sismo de la estructura, debemos de diseñar que responda en un rango no lineal.

Como parte del método que envuelve al diseño por capacidad, se debe de diseñar las regiones de fluencia para que respondan de una manera dúctil, de esta manera se diseñan y/o identifican que las rótulas plásticas ocurran en las caras de las uniones vigas columnas. Así se deberá proveer el detalle para que se una rótula plástica intencional y cumpla con los momentos de diseño factorado $\phi M_n \geq M_u$, con $\phi = 0.9$.

Luego de dimensionar la viga y diseñar la resistencia para las rótulas plásticas intencionadas (M_{pr} con $1.25f_y$ y $\phi = 1$), se utilizarán las mismas resistencias a flexión para diseñar la resistencia a cortante para las vigas y de las uniones vigas columnas y la resistencia de corte la columna ($\phi < 1$) y finalmente tendremos que detallar los elementos en base al diseño por capacidad que hicimos. Al tener ($\phi < 1$) para los demás elementos aseguramos nuestro diseño por capacidad.

Hallando el M_{pr} :

$$M_{pr} = \phi M_n ; M_n = A_s \cdot f_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Para $\phi = 1$ y $f_s = \alpha \cdot f_y = 1.25 \cdot f_y$, donde α es factor que representa la sobrerresistencia del refuerzo longitudinal

$$M_{pr} = \phi \left(A_s \cdot (1.25 \cdot f_y) \cdot d \left(1 - 0.59 \frac{A_s \cdot (1.25 \cdot f_y)}{f'_c \cdot b \cdot d} \right) \right)$$

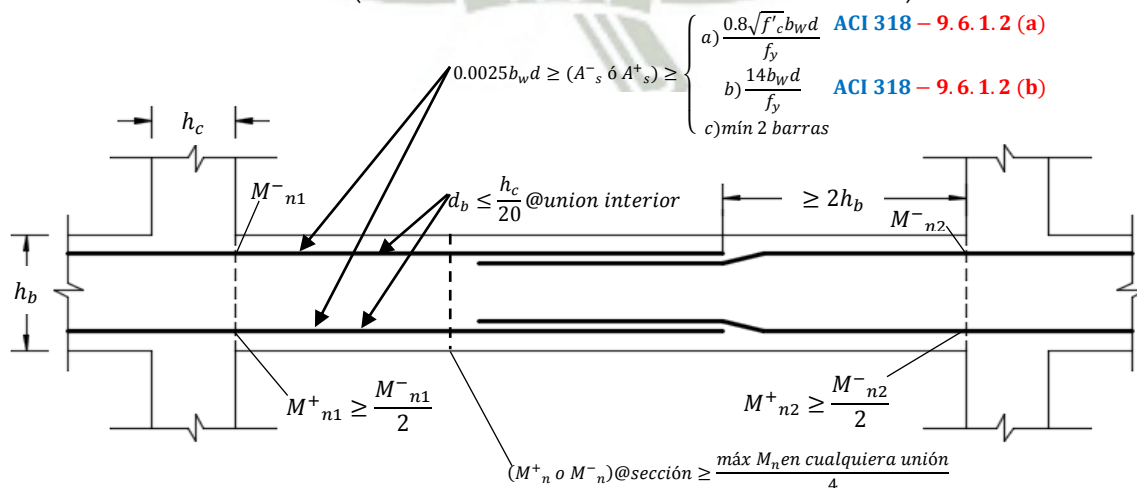


Figura 6-6: Refuerzo Longitudinal



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Espaciamiento de Estribos:

Si:

$$V_{pr,1} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{l_n} - \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr,2} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2}$$

Luego verificamos que cumplan el cortante $V_u = V_{pr-i}$, con $\phi V_n \geq V_u$ y $V_n = V_c + V_s$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

$$0.75(V_c + V_s) \geq V_{pr-i}$$

Finalmente la ecuación $0.75(V_c + V_s) \geq (V_u = V_{pr-i})$, quedaría de la siguiente manera:

$$V_s \geq \frac{(V_u = V_{pr-i})}{0.75} - V_c$$

$$0.75 \left(V_c + \left(\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \right) \right) \geq \frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2}$$

Pero como deseamos saber cuánto de hierro necesitamos separamos el aporte que aporta el acero y en base a los datos del análisis y el aporte del concreto, obtenemos el acero dependiendo de la sección elegida.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s \geq \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$0.75 \left(V_c + \frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) \geq V_{pr-i}$$

$$\frac{A_v f_{yt} d}{s} \geq \frac{V_{pr-i}}{0.75} - V_c$$

$$s \leq \frac{A_v f_{yt} d}{\frac{V_{pr-i}}{0.75} - V_c}$$

La ecuación para hallar el espaciamento:

$$s \leq \frac{A_v f_{yt} d}{\frac{V_{pr-i}}{0.75} - V_c}$$

También podríamos tener la fórmula de esta manera:

$$s \leq \frac{A_v f_{yt} d}{\frac{\frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2}}{0.75} - V_c}$$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Se despreciará el aporte del concreto si:

- a) La fuerza cortante inducida por sismo representa igual o mayor al 50% del total del cortante de diseño dentro de la longitud de confinamiento $2h_b$:

$$\left(\frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{l_n}\right) \geq 50\%(V_{u,máx} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2})$$

- a) La fuerza Axial factorada e incluida por el efecto del sismo es menor que:

$$\frac{P_u}{f'_c \cdot A_g} \leq 20$$

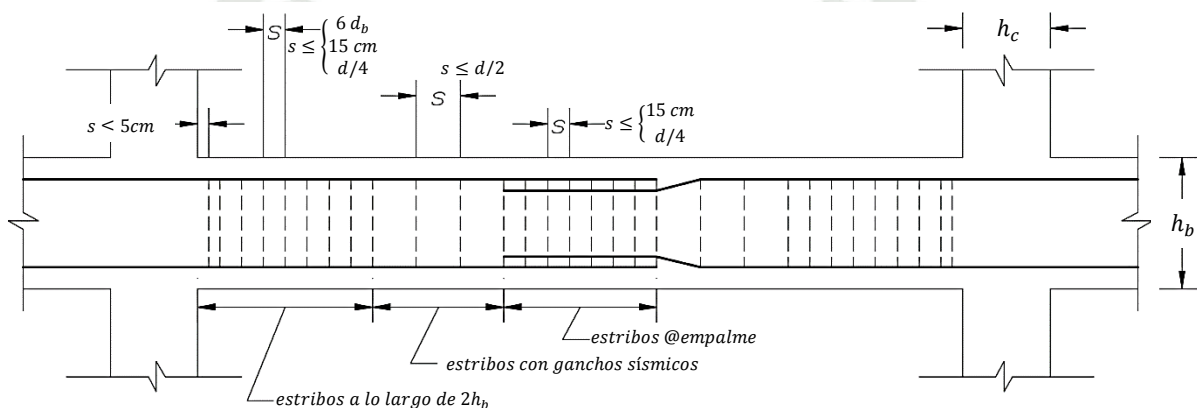


Figura 6-7: Espaciamiento de Estribos en Vigas Especiales

6.2.4.1 Ejemplo de Diseño del Refuerzo Transversal en Elementos de Pórticos Especiales

Sótano 3 a Sótano 1 (Piso Crítico: Sótano 1)

1.- Análisis Estructural-ETABS:

V-10

Datos Etabs Tn-m Para las Combinaciones									
Story	Column	Load	Station	P	V2	V3	T	M2X	M3Y
			Bottom	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 1	B1	ENVOL Max	0.15	0	-2.0765	0	0.185	0	-3.8902
PISO 1	B1	ENVOL Max	0.6243	0	-1.9229	0	0.185	0	-2.8543
PISO 1	B1	ENVOL Max	1.0986	0	-1.7692	0	0.185	0	-1.7758
PISO 1	B1	ENVOL Max	1.5729	0	-1.6155	0	0.185	0	-0.232
PISO 1	B1	ENVOL Max	2.0471	0	-1.4619	0	0.185	0	1.832
PISO 1	B1	ENVOL Max	2.5214	0	-1.3082	0	0.185	0	4.3969
PISO 1	B1	ENVOL Max	2.9957	0	-1.1545	0	0.185	0	6.8686
PISO 1	B1	ENVOL Max	3.47	0	-1.0009	0	0.185	0	9.2447
PISO 1	B1	ENVOL Min	0.15	0	-6.3467	0	-0.1825	0	-9.6406
PISO 1	B1	ENVOL Min	0.6243	0	-6.1419	0	-0.1825	0	-6.7665
PISO 1	B1	ENVOL Min	1.0986	0	-5.937	0	-0.1825	0	-4.1051
PISO 1	B1	ENVOL Min	1.5729	0	-5.7321	0	-0.1825	0	-2.079
PISO 1	B1	ENVOL Min	2.0471	0	-5.5272	0	-0.1825	0	-0.7431
PISO 1	B1	ENVOL Min	2.5214	0	-5.3223	0	-0.1825	0	-0.0783
PISO 1	B1	ENVOL Min	2.9957	0	-5.1174	0	-0.1825	0	0.5098
PISO 1	B1	ENVOL Min	3.47	0	-4.9125	0	-0.1825	0	1.0233



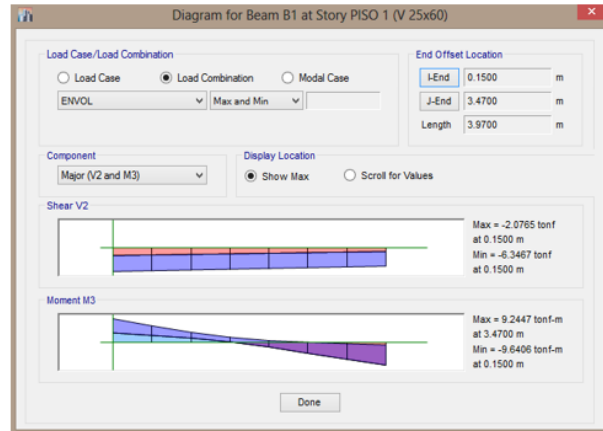
Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

2.- Fuerzas Cortantes de Diseño y Diseño del Refuerzo Transversal:

Diseño Por Corte

fy = 4200
 f'c = 210
 ln = 347 cm
 d = 54 cm
 b = 30 cm
 ϕ de Mpr = 1
 L = 4.72 m
 L = 472 cm
 (Axial) Pu = 0.00 kg
 CM = 400.00 kg/m2
 CV = 200.00 kg/m2
 CM = 18.88 kg-cm
 CV = 9.44 kg-cm
 V isos = 4,913.52



Ancho Tributario

# =	1	2
ϕ =	ϕ 3/4"	ϕ 3/4"
area ϕest=	1.91 cm	1.91 cm
area Totϕ=	1.91 cm ²	3.82 cm ²
	- izq As	5.73 cm ²
	Mpr 1	1,539,705.08

	1	2
ϕ =	ϕ 3/4"	ϕ 5/8"
area ϕest=	1.91 cm	1.59 cm
area Totϕ=	1.91 cm ²	3.18 cm ²
	- der As	5.09 cm ²
	Mpr 3	1,376,139.72

# =	1	2
ϕ =	ϕ 3/4"	ϕ 5/8"
area ϕest=	1.91 cm	1.59 cm
area Totϕ=	1.91 cm ²	3.18 cm ²
	+ izq As	5.09 cm ²
	Mpr 2	1,376,139.72

	1	2
ϕ =	ϕ 3/4"	ϕ 5/8"
area ϕest=	1.91 cm	1.59 cm
area Totϕ=	1.91 cm ²	3.18 cm ²
	+ der As	5.09 cm ²
	Mpr 4	1,376,139.72

Vsway=	8,403.01	Vpr 1=	3,489.49
Vsway=	7,931.64	Vpr 2=	12,845.16
50%Vpr i=	6,422.58	Vpr i=	12,845.16
	si	Vu/ ϕ = Vn-pr i=	17,126.88
Ag f'c/20 =	18270.00		
Vsway=	8,403.01	Vpr 3=	13,316.53
Vsway=	7,931.64	Vpr 4=	3,018.12
Vpr j=	6,658.27	Vpr j=	13,316.53
	si	Vu/ ϕ = Vn-pr j=	17,755.37
Ag f'c/20 =	18270.00		
Vc =	12442.30 kg		si
Se desprecia aporte del concreto			
Vc =	0.00		

$$V_{pr.1} = \frac{M_{pr.1} + M_{pr.4}}{l_n} - \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr.2} = \frac{M_{pr.2} + M_{pr.3}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr.3} = \frac{M_{pr.1} + M_{pr.4}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr.4} = \frac{M_{pr.2} + M_{pr.3}}{l_n} - \frac{w_u l_n}{2}$$



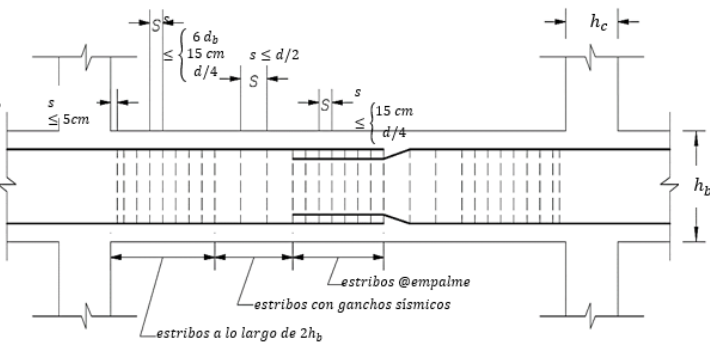
Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Zona de Confinamiento

Vs máx= 49299.66
Vs= 17755.37
= 2
φ_{est} = φ 3/8"
Av = 1.42 cm²
s = 18.14 cm
Av, mín1 = 0.38 cm² ok
Av, mín2 = 0.45 cm² ok

$$\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\left(\frac{V_u = V_{pr-i}}{0.75} - V_c\right)} \geq s$$



Zona > 2h (considerando aporte del concreto)

Vu 2h= 10031.41
Vs= 13375.21
s2 = 24 cm

Espaciamientos

lo = 2 hb = 116 cm
s1 = 11 cm Long. de confinamiento
s2 = 24 cm Estribos con ganchos sísmicos
so = 14 cm En zona de empalmes

φ_{est} = φ 3/8"
φ_{db} = φ 3/4"
d φ = 0.95 cm
s1 = 11.46 cm = 6 db
15 cm = s mín
so = 14 cm = d/4
s2 = 27 cm = d/2

Distribución final de Espaciamientos

1	@ 5.00	0.05 m	Estribo de montaje
10	@ 10.00	1.00 m	Zona de Conf
7	@ 15.00	1.05 m	Estribos con ganchos sísmicos
1	@ 20.00	0.20 m	Resto

Piso 1 a Piso 10 (Piso Crítico: Sótano 1)

1.- Análisis Estructural-ETABS: V-10

Datos Etabs Tn-m Para las Combinaciones									
Story	Column	Load	Station	P	V2	V3	T	M2X	M3Y
			Bottom	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 10	B5	ENVOL Max	0.35	0	14.1913	0	0.6089	0	32.7885
PISO 10	B5	ENVOL Max	0.7233	0	14.3848	0	0.6089	0	27.4543
PISO 10	B5	ENVOL Max	1.0967	0	14.5783	0	0.6089	0	22.0479
PISO 10	B5	ENVOL Max	1.47	0	14.7719	0	0.6089	0	16.5692
PISO 10	B5	ENVOL Max	1.47	0.2094	14.61	0.0195	0.3779	0.0235	16.0195
PISO 10	B5	ENVOL Max	1.8667	0.2094	14.8157	0.0195	0.3779	0.0177	10.1835
PISO 10	B5	ENVOL Max	2.2633	0.2094	15.0213	0.0195	0.3779	0.0179	4.2661
PISO 10	B5	ENVOL Max	2.66	0.2094	15.2269	0.0195	0.3779	0.0252	1.6232
PISO 10	B5	ENVOL Max	2.66	0.1476	14.6416	0.0633	0.1891	0.0196	1.6701
PISO 10	B5	ENVOL Max	3.0567	0.1476	14.8472	0.0633	0.1891	0.0063	3.2851
PISO 10	B5	ENVOL Max	3.4533	0.1476	15.0528	0.0633	0.1891	0.0045	4.8408
PISO 10	B5	ENVOL Max	3.85	0.1476	15.2585	0.0633	0.1891	0.007	6.3353
PISO 10	B5	ENVOL Max	3.85	0.1219	16.265	0.012	0.1701	0.0063	6.3989
PISO 10	B5	ENVOL Max	4.2467	0.1219	16.4707	0.012	0.1701	0.0024	7.7633
PISO 10	B5	ENVOL Max	4.6433	0.1219	16.6763	0.012	0.1701	0.0327	9.0665
PISO 10	B5	ENVOL Max	5.04	0.1219	16.8819	0.012	0.1701	0.0815	10.3086
PISO 10	B5	ENVOL Min	0.35	0	-5.969	0	-0.3025	0	-10.838
PISO 10	B5	ENVOL Min	0.7233	0	-5.8238	0	-0.3025	0	-8.6367
PISO 10	B5	ENVOL Min	1.0967	0	-5.6787	0	-0.3025	0	-6.4895
PISO 10	B5	ENVOL Min	1.47	0	-5.5335	0	-0.3025	0	-4.3966
PISO 10	B5	ENVOL Min	1.47	-0.1101	-5.1479	-0.0254	-0.1969	-0.0126	-4.2296
PISO 10	B5	ENVOL Min	1.8667	-0.1101	-4.9936	-0.0254	-0.1969	-0.0045	-2.2183
PISO 10	B5	ENVOL Min	2.2633	-0.1101	-4.8394	-0.0254	-0.1969	-0.0023	-0.2684
PISO 10	B5	ENVOL Min	2.66	-0.1101	-4.6852	-0.0254	-0.1969	-0.0073	-1.7356
PISO 10	B5	ENVOL Min	2.66	-0.0457	-4.1534	-0.0105	-0.0189	-0.0095	-1.8807
PISO 10	B5	ENVOL Min	3.0567	-0.0457	-3.9991	-0.0105	-0.0189	-0.0171	-7.7274
PISO 10	B5	ENVOL Min	3.4533	-0.0457	-3.8449	-0.0105	-0.0189	-0.0363	-13.6575
PISO 10	B5	ENVOL Min	3.85	-0.0457	-3.6907	-0.0105	-0.0189	-0.0597	-19.6692
PISO 10	B5	ENVOL Min	3.85	-0.3232	-3.5168	-0.1234	-0.3562	-0.0657	-19.9051
PISO 10	B5	ENVOL Min	4.2467	-0.3232	-3.3626	-0.1234	-0.3562	-0.0176	-26.3977
PISO 10	B5	ENVOL Min	4.6433	-0.3232	-3.2084	-0.1234	-0.3562	-0.0038	-32.9718
PISO 10	B5	ENVOL Min	5.04	-0.3232	-3.0542	-0.1234	-0.3562	-0.0083	-39.6275



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

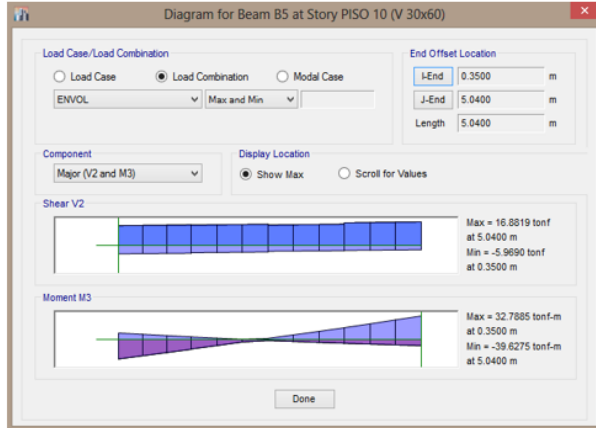
2.- Fuerzas Cortantes de Diseño y Diseño del Refuerzo Transversal:

Diseño Por Corte

fy = 4200
f'c = 210
ln = 504 cm
d = 54 cm
b = 30 cm
φ de Mpr = 1

Ancho Tributario L = 4.72 m
L = 472 cm
(Axial) Pu = 0.21 kg
CM = 400.00 kg/m2
CV = 200.00 kg/m2
CM = 18.88 kg-cm
CV = 9.44 kg-cm
Visos = 7,136.64

# =	5	0
φ =	φ 1"	φ 3/4"
area φest=	2.54 cm	1.91 cm
area Totφ=	12.70 cm ²	0.00 cm ²
	- izq As	12.7 cm ²
	Mpr 1	3,184,120.19



# =	5	0
φ =	φ 1"	φ 5/8"
area φest=	2.54 cm	1.59 cm
area Totφ=	12.70 cm ²	0.00 cm ²
	- der As	12.7 cm ²
	Mpr 3	3,184,120.19

# =	5	0
φ =	φ 1"	φ 5/8"
area φest=	2.54 cm	1.59 cm
area Totφ=	12.70 cm ²	0.00 cm ²
	+ izq As	12.7 cm ²
	Mpr 2	3,184,120.19

# =	5	0
φ =	φ 1"	φ 5/8"
area φest=	2.54 cm	1.59 cm
area Totφ=	12.70 cm ²	0.00 cm ²
	+ der As	12.7 cm ²
	Mpr 4	3,184,120.19

Vsway=	12,635.40	Vpr 1=	5,498.76
Vsway=	12,635.40	Vpr 2=	19,772.04
50%Vpr i=	9,886.02	Vpr i=	19,772.04
si		Vu/ φ = Vn-pr i=	26,362.72
Ag f'c/20 =	18270.00	si	
Vsway=	12,635.40	Vpr 3=	19,772.04
Vsway=	12,635.40	Vpr 4=	5,498.76
Vpr j=	9,886.02	Vpr j=	19,772.04
si		Vu/ φ = Vn-pr j=	26,362.72
Ag f'c/20 =	18270.00	si	
Vc =	12442.30 kg	si	si
Se desprecia aporte del concreto			
Vc = 0.00			

$$V_{pr.1} = \frac{M_{pr.1} + M_{pr.4}}{l_n} - \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr.2} = \frac{M_{pr.2} + M_{pr.3}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr.3} = \frac{M_{pr.1} + M_{pr.4}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr.4} = \frac{M_{pr.2} + M_{pr.3}}{l_n} - \frac{w_u l_n}{2}$$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Zona de Confinamiento

Vs máx= 49299.66

Vs= 26362.72

= 2

φ_{est} = φ 3/8"

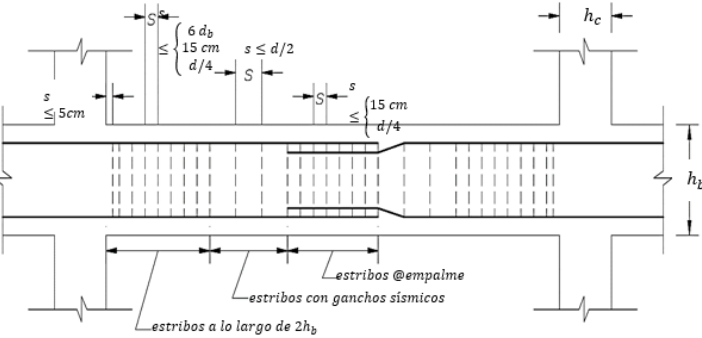
Av = 1.42 cm²

s1 = 12.22 cm

Av,mín1 = 0.25 cm² ok

Av,mín2 = 0.31 cm² ok

$$\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\left(\frac{V_u = V_{pr-i}}{0.75} - V_c\right)} \leq s$$



Zona > 2h (considerando aporte del concreto)

Vu 2h= 16486.92

Vs= 21982.56

s2 = 15 cm

Espaciamientos

lo = 2 hb = 116 cm

s1 = 11 cm

Long. de confinamiento

s2 = 15 cm

Estribos con ganchos sísmicos

so = 14 cm

En zona de empalmes

φ_{est} =

φ 3/8"

φ_{db} =

φ 3/4"

d φ=

0.95 cm

1.91 cm

s1 = 11.46 cm = 6 db

15 cm = s mín

so = 14 cm = d/4

s2 = 27 cm = d/2

Distribución final de Espaciamientos

1	@ 5.00	0.05 m	Estribo de montaje	
10	@ 10.00	1.00 m	Zona de Conf	
7	@ 15.00	1.05 m	Estribos con ganchos sísmicos	
1	@ 20.00	0.20 m	Resto	

Piso 11 a Piso 17 (Piso Crítico-17)

1.- Análisis Estructural-ETABS:

V-40

Datos Etabs Tn-m Para las Combinaciones									
Story	Column	Load	Station	P	V2	V3	T	M2X	M3Y
			Bottom	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PISO 17	B5	ENVOL Max	0.35	0	14.9061	0	0.5997	0	34.3936
PISO 17	B5	ENVOL Max	0.7233	0	15.0997	0	0.5997	0	28.7925
PISO 17	B5	ENVOL Max	1.0967	0	15.2932	0	0.5997	0	23.1192
PISO 17	B5	ENVOL Max	1.47	0	15.4868	0	0.5997	0	17.3736
PISO 17	B5	ENVOL Max	1.47	0.1689	15.3043	0.0207	0.3783	0.0198	16.7972
PISO 17	B5	ENVOL Max	1.8667	0.1689	15.5099	0.0207	0.3783	0.012	10.6858
PISO 17	B5	ENVOL Max	2.2633	0.1689	15.7155	0.0207	0.3783	0.008	4.493
PISO 17	B5	ENVOL Max	2.66	0.1689	15.9212	0.0207	0.3783	0.0145	1.4321
PISO 17	B5	ENVOL Max	2.66	0.0906	15.3012	0.0296	0.2075	0.0143	1.4706
PISO 17	B5	ENVOL Max	3.0567	0.0906	15.5068	0.0296	0.2075	0.0075	2.8156
PISO 17	B5	ENVOL Max	3.4533	0.0906	15.7124	0.0296	0.2075	0.004	4.0996
PISO 17	B5	ENVOL Max	3.85	0.0906	15.9181	0.0296	0.2075	0.0054	5.3225
PISO 17	B5	ENVOL Max	3.85	0.1501	16.8062	0.0032	0.1553	0.0004	5.3831
PISO 17	B5	ENVOL Max	4.2467	0.1501	17.0118	0.0032	0.1553	0.0008	6.4424
PISO 17	B5	ENVOL Max	4.6433	0.1501	17.2174	0.0032	0.1553	0.0156	7.4405
PISO 17	B5	ENVOL Max	5.04	0.1501	17.423	0.0032	0.1553	0.0351	8.3775
PISO 17	B5	ENVOL Min	0.35	0	-5.2029	0	-0.3095	0	-9.2674
PISO 17	B5	ENVOL Min	0.7233	0	-5.0578	0	-0.3095	0	-7.3521
PISO 17	B5	ENVOL Min	1.0967	0	-4.9126	0	-0.3095	0	-5.491
PISO 17	B5	ENVOL Min	1.47	0	-4.7675	0	-0.3095	0	-3.6841
PISO 17	B5	ENVOL Min	1.47	-0.1203	-4.4107	-0.0223	-0.2017	-0.0145	-3.5418
PISO 17	B5	ENVOL Min	1.8667	-0.1203	-4.2565	-0.0223	-0.2017	-0.0059	-1.8229
PISO 17	B5	ENVOL Min	2.2633	-0.1203	-4.1022	-0.0223	-0.2017	-0.0013	-0.1653
PISO 17	B5	ENVOL Min	2.66	-0.1203	-3.948	-0.0223	-0.2017	-0.0072	-1.7824
PISO 17	B5	ENVOL Min	2.66	-0.0475	-3.4686	-0.0072	-0.0155	-0.0106	-1.9317
PISO 17	B5	ENVOL Min	3.0567	-0.0475	-3.3143	-0.0072	-0.0155	-0.0127	-8.0416
PISO 17	B5	ENVOL Min	3.4533	-0.0475	-3.1601	-0.0072	-0.0155	-0.0181	-14.2334
PISO 17	B5	ENVOL Min	3.85	-0.0475	-3.0059	-0.0072	-0.0155	-0.0283	-20.5067
PISO 17	B5	ENVOL Min	3.85	-0.2418	-2.7477	-0.0501	-0.328	-0.025	-20.77
PISO 17	B5	ENVOL Min	4.2467	-0.2418	-2.5935	-0.0501	-0.328	-0.0068	-27.4772
PISO 17	B5	ENVOL Min	4.6433	-0.2418	-2.4393	-0.0501	-0.328	-0.003	-34.266
PISO 17	B5	ENVOL Min	5.04	-0.2418	-2.285	-0.0501	-0.328	-0.0039	-41.1363

2.- Fuerzas Cortantes de Diseño y Diseño del Refuerzo Transversal:

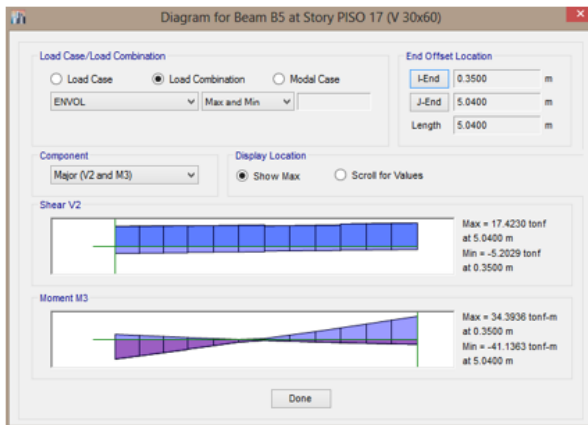


Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Diseño Por Corte

$f_y = 4200$
 $f'_c = 210$
 $l_n = 504 \text{ cm}$
 $d = 54 \text{ cm}$
 $b = 30 \text{ cm}$
 $\phi \text{ de Mpr} = 1$
 Ancho Tributario $L = 4.72 \text{ m}$
 $L = 472 \text{ cm}$
 (Axial) $P_u = 0.17 \text{ kg}$
 $CM = 400.00 \text{ kg/m}^2$
 $CV = 200.00 \text{ kg/m}^2$
 $CM = 18.88 \text{ kg-cm}$
 $CV = 9.44 \text{ kg-cm}$
 $V \text{ isos} = 7,136.64$



# =	5	0
$\phi =$	$\phi 1"$	$\phi 3/4"$
area $\phi \text{ est} =$	2.54 cm	1.91 cm
area Tot $\phi =$	12.70 cm ²	0.00 cm ²
	- izq As	12.7 cm ²
	Mpr 1	3,184,120.19

# =	5	0
$\phi =$	$\phi 1"$	$\phi 5/8"$
area $\phi \text{ est} =$	2.54 cm	1.59 cm
area Tot $\phi =$	12.70 cm ²	0.00 cm ²
	- der As	12.7 cm ²
	Mpr 3	3,184,120.19

# =	5	0
$\phi =$	$\phi 1"$	$\phi 5/8"$
area $\phi \text{ est} =$	2.54 cm	1.59 cm
area Tot $\phi =$	12.70 cm ²	0.00 cm ²
	+ izq As	12.7 cm ²
	Mpr 2	3,184,120.19

# =	5	0
$\phi =$	$\phi 1"$	$\phi 5/8"$
area $\phi \text{ est} =$	2.54 cm	1.59 cm
area Tot $\phi =$	12.70 cm ²	0.00 cm ²
	+ der As	12.7 cm ²
	Mpr 4	3,184,120.19

Vsway=	12,635.40	Vpr 1=	5,498.76
Vsway=	12,635.40	Vpr 2=	19,772.04
50%Vpr i=	9,886.02	Vpr i=	19,772.04
si		Vu/ $\phi = V_n - pr_i =$	26,362.72
Ag $f'_c/20 = 18270.00$	si		
Vsway=	12,635.40	Vpr 3=	19,772.04
Vsway=	12,635.40	Vpr 4=	5,498.76
Vpr j=	9,886.02	Vpr j=	19,772.04
si		Vu/ $\phi = V_n - pr_j =$	26,362.72

$$V_{pr,1} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,4}}{l_n} - \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr,2} = \frac{M_{pr,2} + M_{pr,3}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr,3} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,4}}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{pr,4} = \frac{M_{pr,2} + M_{pr,3}}{l_n} - \frac{w_u l_n}{2}$$

Ag $f'_c/20 = 18270.00$ si
 $V_c = 12442.30 \text{ kg}$ si
Se desprecia aporte del concreto
 $V_c = 0.00$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Zona de Confinamiento

$V_s \text{ máx} = 49299.66$

$V_s = 26362.72$

$\# = 2$

$\phi_{est} = \phi 3/8"$

$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$

$s_1 = 12.22 \text{ cm}$

$A_{v, \text{mín}1} = 0.25 \text{ cm}^2$

ok

$A_{v, \text{mín}2} = 0.31 \text{ cm}^2$

ok

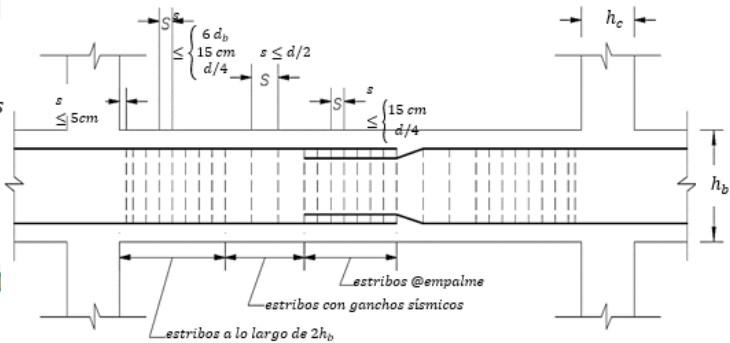
Zona > 2h (considerando aporte del concreto)

$V_u 2h = 16486.92$

$V_s = 21982.56$

$s_2 = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{\left(\frac{V_u = V_{pr-i}}{0.75} - V_c \right)} \leq s$$



Espaciamientos

$l_o = 2 h_b = 116 \text{ cm}$

$s_1 = 11 \text{ cm}$

Long. de confinamiento

$s_2 = 15 \text{ cm}$

Estribos con ganchos sísmicos

$s_o = 14 \text{ cm}$

En zona de empalmes

Distribución final de Espaciamientos

1	@ 5.00	0.05 m	Estribo de montaje
10	@ 10.00	1.00 m	Zona de Conf
7	@ 15.00	1.05 m	Estribos con ganchos sísmicos
1	@ 20.00	0.20 m	Resto

$\phi_{est} =$	$\phi 3/8"$	$\phi_{db} =$	$\phi 3/4"$
$d \phi =$	0.95 cm	$s_1 =$	11.46 cm = 6 db
		$s_o =$	15 cm = s mín
		$s_2 =$	14 cm = d/4
			27 cm = d/2

6.2.5 Torsión

6.2.5.1 DISEÑO

Torsión

$$\phi T_n \geq T_u$$

Resistencia Torsional

$$(a) T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

$$(b) T_n = \frac{2A_o A_l f_y}{p_h} \cot \theta$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}; \theta = 45^\circ$$

$$A_{ps} f_{se} < 0.4 (A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$$

Valor en el cual se da el agrietamiento torsional: (ocurre cuando el esfuerzo principal de tensión alcance la resistencia por tensión del concreto en compresión-tensión biaxial)

$$= 4\lambda\sqrt{f'c}$$

Par torsor de agrietamiento:

$$T_{cr} = \phi 4\lambda\sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Par torsor de agrietamiento sujeto a fuerza axial de tensión o compresión:

$$T_{cr} = \phi 4\lambda\sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \lambda \sqrt{1 + \frac{N_u}{4\sqrt{f'c}}}$$

Interacción de Cortante y Torsión

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f'c} \right)$$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Cortante + Torsión ≤ Esfuerzo de fisuración + adicional

$$(A_v + 2A_t) = 0.75\sqrt{f'c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{50 b_w s}{f_{yt}}$$

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'c} b_w d$$

Acero Transversal Requerido

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_o f_{yt} \cot \theta}$$

Acero Longitudinal Requerido

$$A_l = \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \cot^2 \theta$$

Acero Total Requerido

$$Total \left(\frac{A_{v+t}}{s}\right) = \frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s}$$

Mínimo Acero torsional longitudinal

$$A_{l \min} = \frac{5\sqrt{f'c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

6.3 Análisis y Diseño de Losas

Utilizando el resultado del Análisis del programa diseñamos.

Flexión $\quad \quad \quad \phi M_n \geq M_u$

Cortante $\quad \quad \quad \phi V_n \geq V_u$

Cortante: $\quad \quad \quad V_n = V_c + V_s$

La resistencia al cortante aportado por el concreto es **ACI 318 – 22.5.5.1** :

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} b_w d \quad (\text{MKS})$$

Tabla 6.3: **ACI 318 – 22.5.5.1** Resistencia al cortante

V_c		
Menor que (a), (b) y (c)	$\left(0.5\lambda\sqrt{f'c} + 176\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d \quad (1)$	(a)
	$\left(1.9\lambda\sqrt{f'c} + 176\rho_w\right) b_w d$	(b)
	$0.53\lambda\sqrt{f'c} b_w d$	(c)

La resistencia al cortante aportado por el acero es **ACI 318 – 22.5.10.5.3**

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

El refuerzo por cortante perpendicular al eje del miembro (A_v) y el espaciamiento (s) son calculados por:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d}$$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

6.3.1.1 Ejemplo de Diseño del Aligerado

Sótano 3 a Sótano 1

1.- Hoja de Cálculo

Datos
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Dimensionamiento "Para no verificar flechas y controlar la Fuerza Cortante"
 Tomando la luz mayor $L = 4.72 \text{ m}$
 $h = 0.24 \text{ m}$
 $h = 0.20 \text{ m}$
 $L_c = 0.40 \text{ m}$ Separación entre viguetas

Metrado de Cargas
 $W_d = 400 \text{ kg/cm}^2$
 $W_l = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $W_u = 985 \text{ kg/cm}^2$

Comprobación de Luces
 $l_2 = 4.72 \text{ m}$
 $l_1 = 4.72 \text{ m}$

Utilizar el método de ACI
 $A_s = \frac{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}{f_c}$
 $d = 17.50 \text{ cm}$
 $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b}$

Diagrama de Momentos y Fuerzas:

Método de los Coeficientes ACI
 Este método se utiliza en el diseño de Losas Macizas, Losas Aligeradas Armadas en una dirección y en el diseño de vigas que no resisten fuerzas de sismo.

Requisitos:
 a) Existen 2 o más tramos
 b) La relación entre las luces libres de dos tramos consecutivos debe ser como máximo 1.20
 c) Las cargas uniformemente distribuidas
 d) La carga viva sea menor o igual que 3 veces la carga muerta
 e) Los elementos sean prismáticos (sean uniformes)

w1 =	394 kg/m ²	w2 =	394 kg/m ²	w2 =	394 kg/m ²	w2 =	394 kg/m ²	w2 =	394 kg/m ²							
L1 =	3.68 m	L2 =	4.61 m	L2 =	4.72 m	L2 =	3.47 m	L2 =	4.72 m							
A		B	B	C	C	D	D	E	E	F						
-1/24 w l ²		-1/10 w l ²	-1/11 w l ²	-1/11 w l ²	1/11 w l ²	-1/11 w l ²	-1/11 w l ²	-1/11 w l ²	-1/10 w l ²	-1/24 w l ²	Coefficientes (-) ACI					
	1/14 w l ²			1/16 w l ²		1/16 w l ²		1/16 w l ²		1/14 w l ²	Coefficientes (+) ACI					
-222.32		-676.93	-615.39		-779.48	-779.48		-600.64	-600.64	-600.64	-660.70	-365.74	Momentos - Flexión			
	485.06			523.33			548.61			296.51		797.97	Momentos + Flexión			
	3.50		3.50	3.50		3.50	3.50		3.50	3.50		3.50	1era iteración a=d/5			
		3.50		3.50		3.50		3.50		3.50		3.50	1era iteración a=d/5			
	0.37		1.14	1.03		1.31	1.31		1.01	1.01		1.11	1.11	0.61	As (-) cm ²	
		0.81			0.88			0.92		0.50			1.34	1.34	As (+) cm ²	
		0.88		2.68	2.43		3.08	3.08		2.37	2.37		2.37	2.61	1.45	2da iteración a=
		0.48			0.52			0.54		0.29			0.79	0.79	0.38	2da iteración a=
	0.34		1.11	1.00		1.29	1.29		0.97	0.97		0.97	1.08	1.08	0.38	As (-) cm ²
		0.74			0.80			0.84		0.45			1.23	1.23	0.38	As (+) cm ²



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Ahora verificamos las cuantías para las viguetas

Cuantía mínima: (se toma el mayor)

$$\rho_{min} = \frac{14}{f'_y} \quad \rho_{min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f'_y} \quad A_{smin} = b \times d \times \frac{14}{f'_y}$$

Cuantía máxima: En el caso de losas Aligeradas se diseña con el 75% de la cuantía balanceada.

$$\rho_{máx} = 0.75\rho_b \quad \rho_b = 0.0213 \quad \rho_{máx} = 0.75(0.0213) = 0.016 \quad A_{s máx} = 0.0016 \times b \times d$$

Refuerzo por temperatura: (transversal)

$$A_{s_t} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Usamos la cuantía mínima para losas, un ancho de 1 metro lineal y un espesor de losa (altura) de 5cm

0.58		0.58	0.58		0.58	0.58		0.58	0.58		0.58	0.58		0.58	As mín (-) cm2
	0.58			0.58			0.58			0.58			0.58		As mín(+) cm2
11.20		11.20	11.20		11.20	11.20		11.20	11.20		11.20	11.20		11.20	As máx(-) cm2
	2.80			2.80			2.80			2.80			2.80		As máx(+) cm2

Aceros Finales

0.58		1.11	1.00		1.29	1.29		0.97	0.97		0.97	1.08		0.58	As (-)
	0.7			0.80			0.84			0.58			1.23		As (+)

1		1	1		2	2		2	2		2	2		1	
3/8		1/2	1/2		3/8	3/8		3/8	3/8		3/8	3/8		3/8	As (-)
	3/8			3/8			3/8			3/8			3/8		As (+)
	1			2			2			1			2		

Aceros Seleccionados

0.71		1.27	1.27		1.42	1.42		1.42	1.42		1.42	1.42		0.71	As (-)
	0.7			1.42			1.42			0.71			1.42		As (+)

OK		OK	OK		OK	OK		OK	OK		OK	OK		OK	As (-)
	OK			OK			OK			OK			OK		As (+)

6.4 Diseño de Columnas

6.4.1 Carga Axial

6.4.1.1 Análisis

Al reducir las fuerzas sísmicas por el factor R en nuestro modelo para nuestro análisis lineal, sobreestimamos el incremento de las cargas axiales debido al sismo debido a la sobrerresistencia dentro de los miembros a fluencia, como son las vigas.

$$P = W + \sum V_{pr,2}$$

Del análisis límite podemos encontrar las fuerzas axiales de las columnas en cada nivel:

$$P_{u,i} = P_{g,i} \pm \gamma_p \sum_{j=i}^N V_{pr,j}$$

γ_p = factor de reducción que no se produjo el Mpr en todas las vigas

$$\approx 0.8 \text{ (Visnjic, 2014)}$$

$P_{u,i}$ = Carga axial de diseño

$P_{g,i}$ = Carga axial de diseño en cada nivel i, debido a carga de gravedad

Así mismo para columnas esquineras:

$$P = W + \sum V_{pr,A2} + \sum V_{pr,B2}$$

6.4.2 Flexo-Compresión

6.4.2.1 DISEÑO

Relación Axial-Momento: Puntos de la curva límite de falla de la columna

Carga Axial

$$P_o = A_{st}(f_y - 0.85f'_c) + A_g(0.85f'_c)$$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Resistencia nominal $\phi P_n = 0.80\phi (A_{st}(f_y - 0.85f'_c) + A_g(0.85f'_c))$

Límites (Refuerzo necesario para resistir momentos flectores y cargas axiales)

Mínimo $\rho_l = A_{st}/A_g \geq 0.01$

Máximo

$\rho_l = A_{st}/A_g \leq 0.08$ Columnas de pórticos de gravedad

Máximo

$\rho_l = A_{st}/A_g \leq 0.06$ Columnas de pórticos especiales

Empalmes (sugerido) $\rho_{empalme} = 0.06 \text{ ó } 0.08$

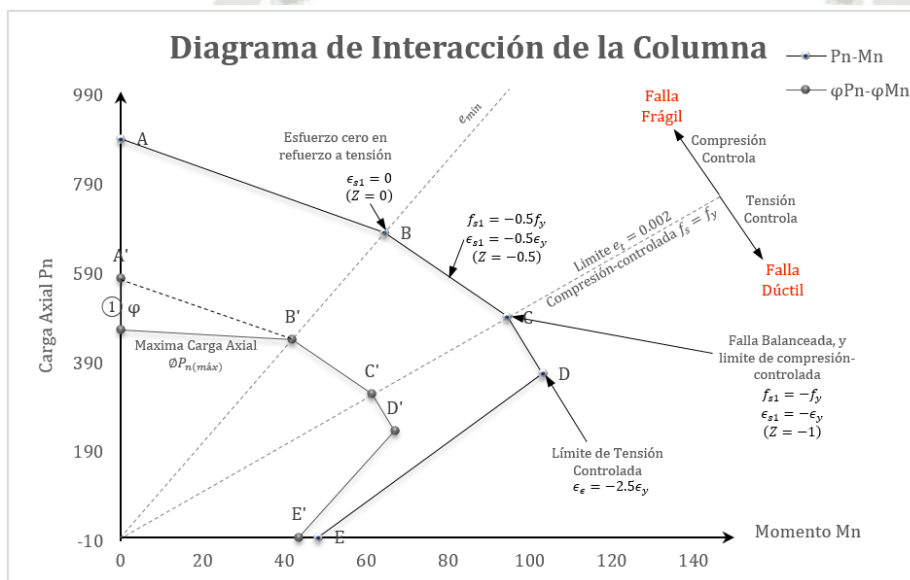


Fig. Curvas Interacción Momento-Fuerza Axial para columnas estribadas, mostrando ambas, la envolvente de la resistencia nominal y la envolvente de la resistencia de diseño

6.4.3 Cortante

6.4.3.1 DISEÑO

El objetivo de cualquier estructural es que su sistema estructural sea dúctil y es por eso que los factores de seguridad contra las fallas por cortantes son mayores que las producidas por flexión.

“En resumen primero fallarán por flexión y luego por cortante, produciéndose así un elemento que fallará dúctilmente.”

Se agrietarán y se deflectará enormemente pero no colapsará si la falla es por cortante.

Para miembros a flexión de concreto reforzado fisurados, el **esfuerzo** nominal promedio de cortante es:

$$v_c = \frac{V_c}{b_w d} \rightarrow V_c = (v_c) b_w d$$

Resistencia al Cortante del Concreto Con Fuerza Axial



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

$$\text{Compresión (Nu +): } V_c = \left(0.53 \left[1 + \frac{N_u}{140A_g} \right] \lambda \sqrt{f'_c} \right) b_w d \quad [MKS]$$

$$\text{Tracción (Nu -): } V_c = \left(0.53 \left[1 + \frac{N_u}{35A_g} \right] \lambda \sqrt{f'_c} \right) b_w d \quad [MKS]$$

Los cortantes especiales debidas al sismo más la carga gravitacional para las columnas son:

V_{pr} : Cortante en el miembro, basado en el desarrollo de M_{pr} en las secciones críticas para la flexión y carga axial.

$M_{pr,top}$: Resistencia del momento probable en la parte superior de la columna.

$M_{pr,bottom}$: Resistencia del momento probable en la parte baja de la columna.

$$V_{pr} = \frac{M_{pr,top} + M_{pr,bottom}}{l_u}$$

M_{pr} : Es la resistencia del momento probable de la sección, calculada a partir del uso del factor de reducción de resistencia $\phi=1.0$ y a su vez con el esfuerzo de fluencia igual a αf_y , con $\alpha=1.25$.

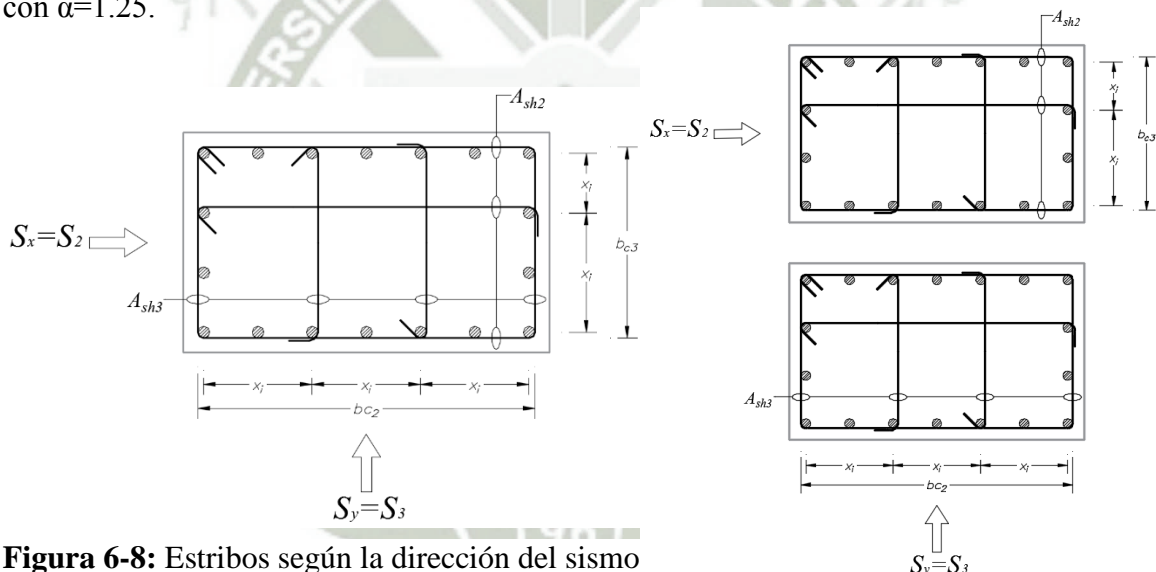


Figura 6-8: Estribos según la dirección del sismo

6.4.4 Detalle de Columnas de Pórticos Especiales

En base a un diseño por capacidad se mantiene las cargas axiales bajo el punto de fluencia ($0.3 f'_c A_g$). Así se deberá proveer la filosofía de columna fuerte-viga débil $\sum M_{nc} \geq 6/5 \sum M_{nb}$.

ACI 318 no requiere cumplir con los momentos de diseño factorado $\phi M_{nc} \geq M_{uc}$

Nota: En versiones anteriores hx, hacía referencia al espaciamiento entre los estribos verticales, ahora hace referencia al espaciamiento entre las barras longitudinales confinadas.

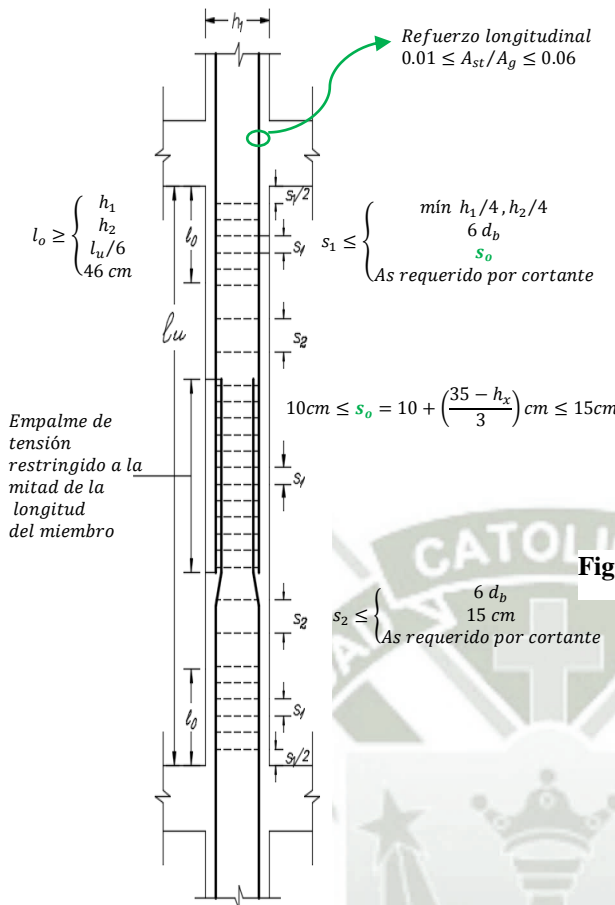


Figura 6-9: $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ ACI 318-18.7.5.2

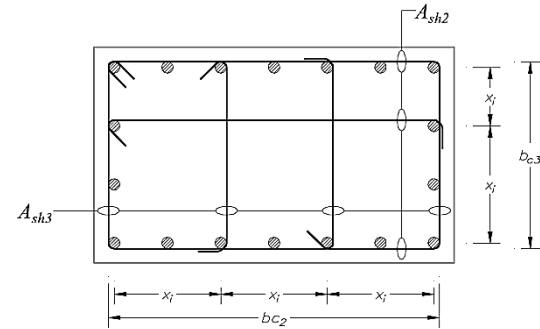


Figura 6-10: $P_u > 0.3A_g f'_c$ ACI 318-18.7.5.2

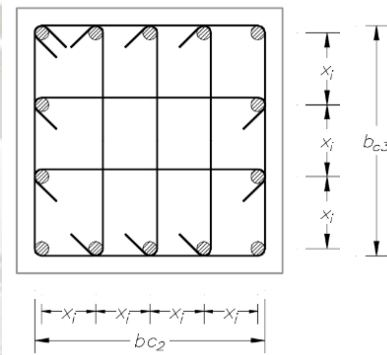


Figura 6-11: Requerimiento de refuerzo en columnas ACI 318-14

Factor de resistencia del concreto: ACI 318-18.7.5.4 (a) $k_f = (f'_c/1750) + 1.6 \geq 1.0$

Factor de confinamiento efectivo:

$k_n = n_l/(n_l - 2)$; donde n_l = número de barras longitudinales

Las regiones probables de rótulas plásticas en columnas de pórticos especiales deberán satisfacer la siguiente tabla para así satisfacer el confinamiento en ambas direcciones de las

Tabla 6.4: Columnas de Pórticos Resistentes a Momentos Especiales

Refuerzo Transversal	Condiciones	Expresión aplicable	
$\frac{A_{sh}}{s b_c}$ para estribos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ o $f'_c \leq 700 \text{ kg/cm}^2$	El mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 700 \text{ kg/cm}^2$	El mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Nota: Para A_{sh2} , se utilizará b_{c3} , de igual manera para A_{sh3} , se utilizará b_{c2}

Luego verificamos que cumplan el cortante $V_u = 2M_{pr}/l_u$, con $\phi V_n \geq V_u$ y $V_n = V_c + V_s$

$$0.75(V_c + V_s) \geq 2M_{pr}/l_u$$

Hallando el Mpr:

$$M_{pr} = \phi M_n; M_n = A_s \cdot f_s \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde a = profundidad del bloque equivalente comprimido del concreto

$$a = \frac{A_s \cdot f_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

Reemplazando:

$$M_n = A_s \cdot f_s \left(d - \frac{A_s \cdot f_s}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$M_n = A_s \cdot f_s \left(d - \frac{A_s \cdot f_s}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot d \left(1 - 0.59 \frac{A_s \cdot f_s}{f'_c \cdot b \cdot d} \right)$$

$$M_{pr} = \phi \left(A_s \cdot f_s \cdot d \left(1 - 0.59 \frac{A_s \cdot f_s}{f'_c \cdot b \cdot d} \right) \right)$$

Para $\phi = 1$ y $f_s = \alpha \cdot f_y = 1.25 \cdot f_y$, donde α es factor que representa la sobrerresistencia del refuerzo longitudinal

$$M_{pr} = \phi \left(A_s \cdot (1.25 \cdot f_y) \cdot d \left(1 - 0.59 \frac{A_s \cdot (1.25 \cdot f_y)}{f'_c \cdot b \cdot d} \right) \right)$$

Finalmente la ecuación $0.75(V_c + V_s) \geq 2M_{pr}/l_u$, quedaría de la siguiente manera:

$$0.75 \left(V_c + \left(\frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \right) \right) \geq \frac{2 \left[\phi \left(A_s \cdot (1.25 \cdot f_y) \cdot d \left(1 - 0.59 \frac{A_s \cdot (1.25 \cdot f_y)}{f'_c \cdot b \cdot d} \right) \right) \right]}{l_u}$$

Se despreciará el aporte del concreto si:

a) La fuerza cortante inducida por sismo representa igual o mayor al 50% del total del cortante de diseño:

$$V_u \geq 50\% (V_{pr\max} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2})$$

$$50\% V_{pr} = \left(\frac{M_{pr,top} + M_{pr,bottom}}{l_u} \right) = \left(\frac{2M_{pr}}{l_u} \right) \leq (V_u)$$

b) La fuerza Axial factorada e incluida por el efecto del sismo es menor que:

$$\frac{P_u}{f'_c \cdot A_g} \leq 20$$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

6.4.5 Detalle de Columnas de Pórticos Gravitacionales

Columnas que no forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas

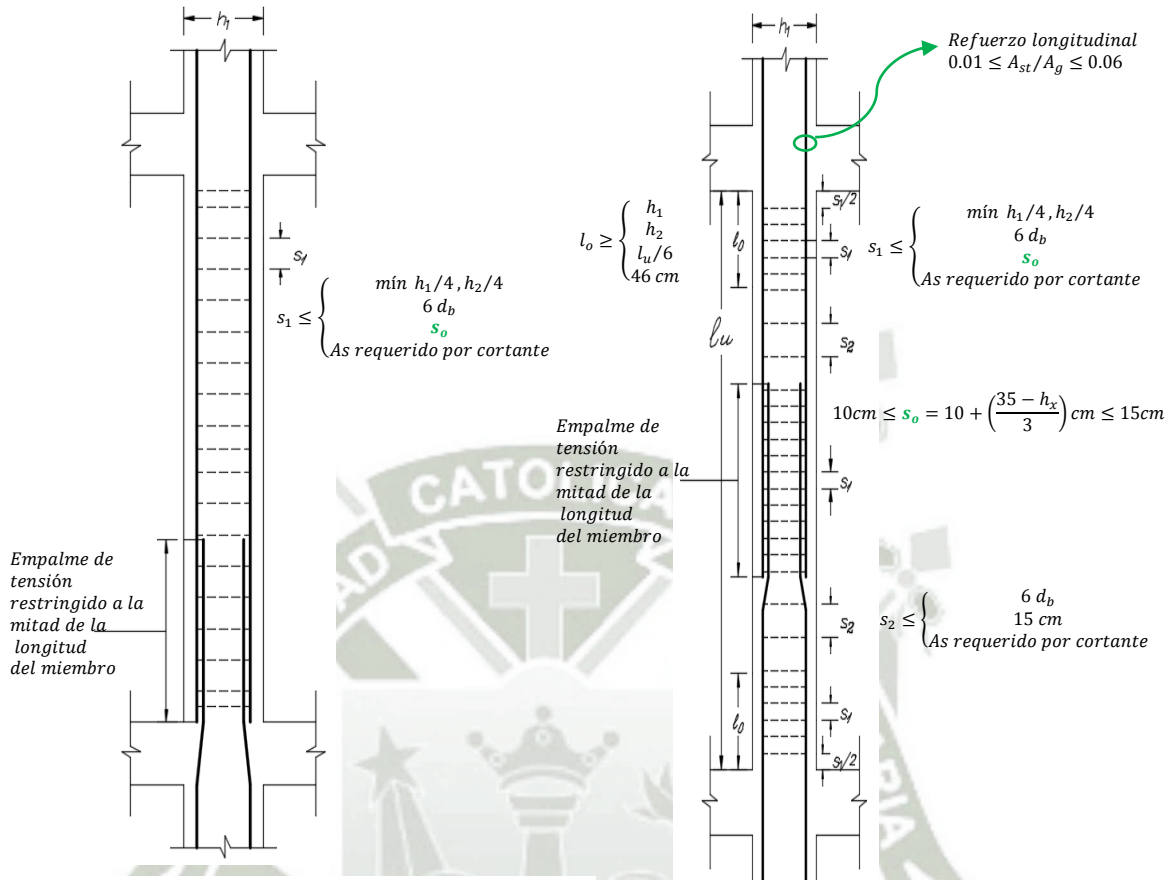


Figura 6-13: Pórtico gravitacional tipo 1 Figura 6-12: Pórtico gravitacional tipo 2

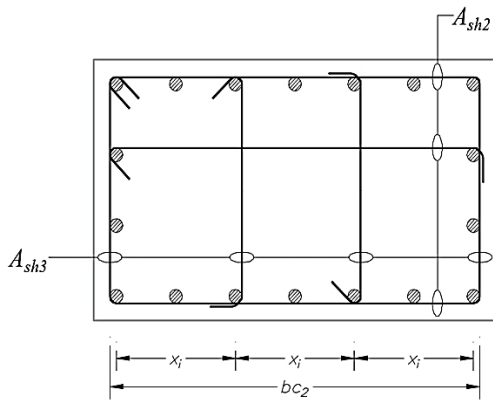


Figura 6-15: Pórticos que no excedan las demandas de diseño, se calcularon los efectos de desplazamiento sobre las demandas

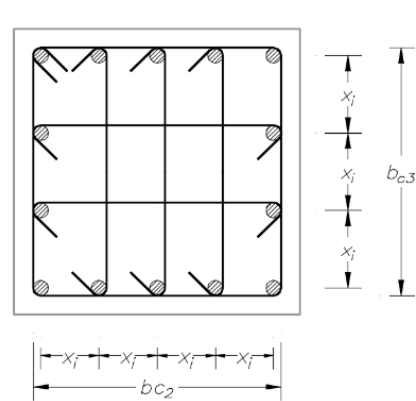


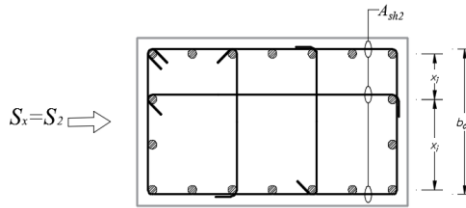
Figura 6-14: Demandas exceden la resistencia de diseño y no se calcularon los efectos de desplazamiento sobre las demandas



6.4.5.1 Ejemplo de Diseño Columna Especial Resistente a Sismo
Sótano 3 a Piso 3

Resultado del Análisis

Story	Column	Load	Datos Etabs Tn-m Para las Combinaciones							P
			Loc	P	V2	V3	T	M2X	M3Y	
			Bottom	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	
PISO 2	C2	Comb1	0	-511.3953	-3.6068	-5.5015	0.2568	-9.4617	-4.2167	511.3953
PISO 2	C2	Comb2	0	-562.7817	-4.3662	-6.4797	0.2711	-10.9833	-5.5558	562.7817
PISO 2	C2	Comb3-X Max	0	-485.0075	7.8376	-0.6916	1.3741	2.1967	26.0133	485.0075
PISO 2	C2	Comb3-X Min	0	-547.2238	-15.6141	-10.9447	-0.8701	-22.0084	-35.6688	547.2238
PISO 2	C2	Comb3-Y Max	0	-477.334	4.0702	-2.4156	0.9919	-1.8068	16.7477	477.334
PISO 2	C2	Comb3-Y Min	0	-554.8973	-11.8467	-9.2207	-0.4878	-18.0049	-26.4032	554.8973
PISO 2	C2	Comb4-X Max	0	-297.646	9.4072	1.5899	1.2872	6.02	28.1303	297.646
PISO 2	C2	Comb4-X Min	0	-359.8623	-14.0445	-8.6633	-0.957	-18.185	-33.5518	359.8623
PISO 2	C2	Comb4-Y Max	0	-289.9725	5.6398	-0.1342	0.905	2.0165	18.8647	289.9725
PISO 2	C2	Comb4-Y Min	0	-367.5358	-10.2771	-6.9392	-0.5748	-14.1816	-24.2862	367.5358

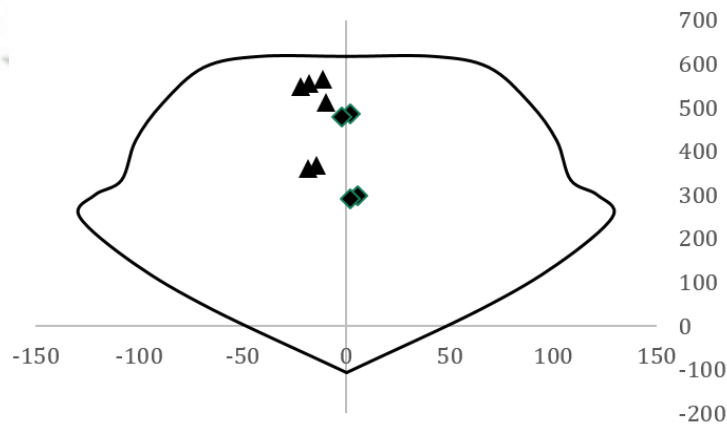


2- Puntos de la Curva de Interacción

X	Interacción en X - 90 grados			Interacción en X - 270 grados			2.6- D
	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	
	1	616.2824	0	0	1	616.28	
2	616.2824	41.9075	-41.9075	2	616.28	-41.9075	
3	591.0373	68.868	-68.868	3	591.04	-68.868	
4	508.7918	88.7068	-88.7068	4	508.79	-88.7068	
5	423.9333	101.6453	-101.6453	5	423.93	-101.6453	
6	332.9658	108.4775	-108.4775	6	332.97	-108.4775	
7	299.361	121.2895	-121.2895	7	299.36	-121.2895	
8	249.544	128.732	-128.732	8	249.54	-128.732	
9	141.6769	102.2777	-102.2777	9	141.68	-102.2777	
10	36.7494	64.5598	-64.5598	10	36.75	-64.5598	
11	-107.303	0	0	11	-107.30	0	

COMBO	P	M	M (ABS)	M máx = Mu	M n	R	R (abs)	M n (abs)	V	V (ABS)
Comb1	511.40	-4.22	4.22	35.67	-153.92			153.92	-3.61	3.61
Comb2	562.78	-5.56	5.56	35.67	-99.04			99.04	-4.37	4.37
3X Max	485.01	26.01	26.01	35.67	182.10	5.11	5.11	182.10	7.84	7.84
3X Min	547.22	-35.67	35.67	35.67	-115.66	-3.24	3.24	115.66	-15.61	15.61
4X Max	297.65	28.13	28.13	35.67	382.20	10.72	10.72	382.20	9.41	9.41
4X Min	359.86	-33.55	33.55	35.67	-315.75	-8.85	8.85	315.75	-14.04	14.04
							Máx R =	10.72	382.20	

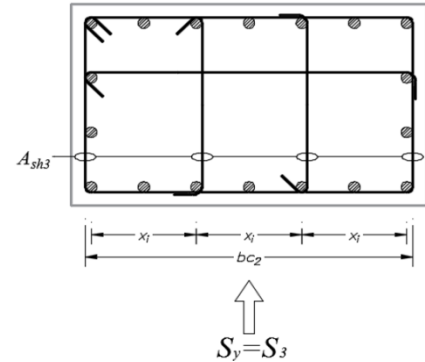
Diagrama de Interacción en X





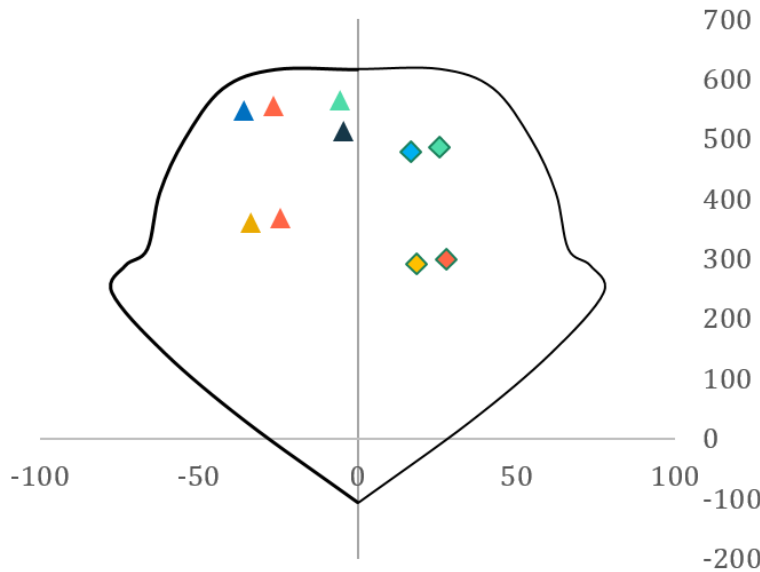
Y	Interacción en Y - 0 grados			Interacción en Y - 180 grados		
	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
	1	616.2824	0	1	616.28	0
	2	616.2824	25.9295	2	616.28	-25.9295
	3	584.3407	42.5685	3	584.34	-42.5685
	4	499.1395	54.6496	4	499.14	-54.6496
	5	410.3792	62.4192	5	410.38	-62.4192
	6	316.1501	66.3608	6	316.15	-66.3608
	7	288.6454	73.3012	7	288.65	-73.3012
	8	243.209	77.5147	8	243.21	-77.5147
	9	142.3059	60.9087	9	142.31	-60.9087
	10	27.5875	35.2635	10	27.59	-35.2635
	11	-107.303	0	11	-107.30	0

2.5- Diagrama de Interacción en Y



COMBO	P	M	M (ABS)	M máx = Mu	M n	R	R (abs)	M n (abs)	V	V (ABS)
Comb1	511.40	-4.22	4.22	18.00	-80.57				-3.61	3.61
Comb2	562.78	-5.56	5.56	18.00	-53.80				-4.37	4.37
omb3-Y Ma	477.33	-1.81	1.81	18.00	-98.31	-5.46	5.46	98.31	-2.42	2.42
Comb3-Y Min	554.90	-18.00	18.00	18.00	-57.91	-3.22	3.22	57.91	-9.22	9.22
omb4-Y Ma	289.97	2.02	2.02	18.00	195.91	10.88	10.88	195.91	-0.13	0.13
Comb4-Y Min	367.54	-14.18	14.18	18.00	-155.51	-8.64	8.64	155.51	-6.94	6.94
				Máx =			10.88	195.910134		

Diagrama de Interacción en Y



DATOS PARA DISEÑO EN Y:

$f'y$ (kg/cm ²)	4200
$f'c$ (kg/cm ²)	350
lu =	250
Pu (actuante)	511.40
S_y	bc 2 = 80 cm
S_x	h = 50 cm
	s mín = 12.5 cm

$s \leq \frac{t_{menor}}{4}$



Límites de cuantías de las cols

ρ mín = 1.00%	
ρ máx = 6.00%	
espesor = 80 cm	
ancho = 50 cm	
As mín = 40 cm ²	
As máx = 240 cm ²	
nl = 16	
# = 12	# = 4
ϕ = ϕ 1"	ϕ = ϕ 1"
area ϕ est = 2.54 cm	area ϕ est = 2.54 cm
area Tot ϕ = 30.48 cm ²	area Tot ϕ = 10.16 cm ²
area Tot ϕ =	40.64 cm ²

OK

Filosofía Columna Fuerte-Viga Débil

$$M_{nc}^{top} + M_{nc}^{bot}$$

bc 2 = 80 cm	bc 2 = 80 cm
bc 3 = 50 cm	bc 3 = 50 cm
As col = 40.64 cm ²	As col = 30.00 cm ²
$M_{nc}^{top} = 7920496.71$ kg-cm	$M_{nc}^{bot} = 5965470.00$ kg-cm
b = 30 cm	b = 30 cm
hb = 60 cm	hb = 60 cm
As viga = 20.00 cm ²	As viga = 20.00 cm ²
$M_{nb} = 4643520.00$ kg-cm	$M_{nb} = 4643520.00$ kg-cm
$\Sigma M_{nc} = 13885967$ ton-m	$\Sigma M_{nb} = 9287040$ ton-m
$\sum M_{nc}$	

CONFORME

Espaciamiento Requerido

$f'y$ (kg/cm ²) =	4200
$f'c$ (kg/cm ²) =	350
Sy bc 2 =	80 cm
Sx h =	50 cm
Mu (actuante)	18.00
Mn (d. interacción)	195.9
Vu (actuante) t	9.22
Factor de Amplificación inicial	10.88
Coef. de reducción sísmica	4.5



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

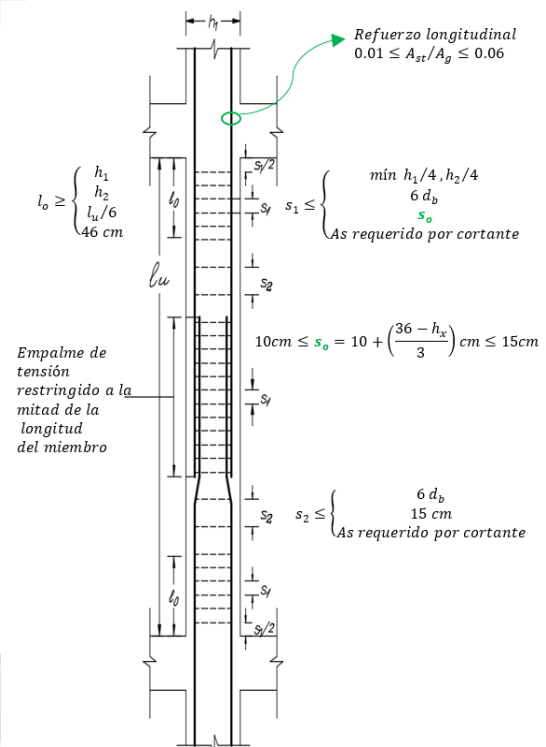
R	
Factor de Amplificación	4.50
V_u (diseño) t	41.49
V_c (t)	39.66
V_s (t)	9.15
# =	6
ϕ_{est} =	ϕ 1/2"
A_v	7.62 cm ²
s_o =	174.81 cm
s	12.50 cm

Refuerzo por Confinamiento

Considerando estribos de:

- $\phi_{est} = \phi$ 1/2"
- $d_{\phi_{est}} = 1.27$ cm
- $s = 12.50$ cm
- $r = 4.00$ cm
- bc 2 = 69.46** cm
- Ach = 3024 cm²
- Ag = 4000 cm²
- Ash 3 = 7.01 cm²
- Ash 3 = 6.51 cm²
- A) Ash 3 = 7.01 cm²
- kf = 1.80
- kn = 1.14
- Ash 3 = 0.02 cm²
- B) Ash 3 = 7.01 cm²
- $P_u/Ag f'c = 0.37$
- Ash = 7.01 cm²
- $\phi_{est} = \phi$ 1/2"
- area $\phi_{est} = 1.27$ cm²
- # = 6
- area Tot $\phi = 7.62$ cm²

CONFORME

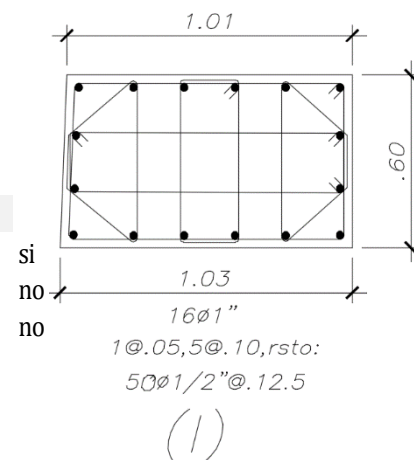


Espaciamiento

$l_o = 80.00$ cm	$6 d_b = 15.24$ cm
$s_1 = 12.50$ cm	$h_x = 15.00$ cm
$s_2 = 12.50$ cm	$s_o = 17.00$ cm
Longitud de empalme	$s_o = 15.00$ cm
$l_s = 77.72$ cm	$s_1 = 12.50$ cm
$s_1 = 12.50$ cm	

Diseño por cortante

$M_{pr} = 8855336.11$ kg-cm	$50\% V_u = 20746.58$ kg
$A_v = 7.62$ cm ²	$P_u/Ag f'c = 0.37$
$V_s = 117774.72$ kg	$V_c = 75880.75$ kg
$0.75(V_c + V_s) = 145241.60$ kg	$2M_{pr}/l_u = 70842.69$ kg
$0.75(V_c + V_s) \geq 2M_{pr}/l_u$	CONFORME



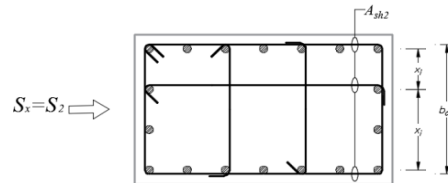
Configuración de la Columna 1 (C-2 en el modelo):



Piso 4-11

Resultado del Análisis

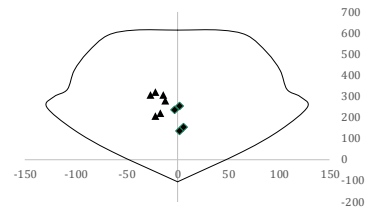
Story	Column	Load	Datos Etabs Tn-m Para las Combinaciones					T	M2X	M3Y	P
			Loc	P	V2	V3					
			Bottom	tonf	tonf	tonf	tonf-m				
PISO 11	C2	Comb1	0	-277.7123	-6.1372	-8.1822	0.5165	-11.316	-8.2535	277.7123	
PISO 11	C2	Comb2	0	-304.3805	-6.7907	-9.4756	0.5675	-13.121	-9.0569	304.3805	
PISO 11	C2	Comb3-X Max	0	-255.2031	1.9154	0.6291	4.5465	1.9093	8.6835	255.2031	
PISO 11	C2	Comb3-X Min	0	-303.8018	-14.3492	-17.7335	-3.5051	-25.5851	-25.3105	303.8018	
PISO 11	C2	Comb3-Y Max	0	-236.4084	0.3126	-1.8813	3.5064	-2.5819	2.3699	236.4084	
PISO 11	C2	Comb3-Y Min	0	-322.5966	-12.7464	-15.2231	-2.465	-21.0939	-18.997	322.5966	
PISO 11	C2	Comb4-X Max	0	-154.23	4.187	3.9213	4.3578	6.4726	11.6912	154.23	
PISO 11	C2	Comb4-X Min	0	-202.8287	-12.0776	-14.4413	-3.6938	-21.0218	-22.3028	202.8287	
PISO 11	C2	Comb4-Y Max	0	-135.4352	2.5842	1.4109	3.3177	1.9814	5.3776	135.4352	
PISO 11	C2	Comb4-Y Min	0	-221.6235	-10.4749	-11.9309	-2.6536	-16.5306	-15.9893	221.6235	



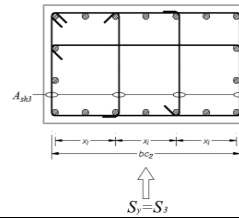
2- Puntos de la Curva de Interacción

X	Interacción en X - 90 grados			Interacción en X - 270 grados		
	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
	1	616.2824	0	0	1	616.28
2	616.2824	41.9075	0	2	616.28	-41.9075
3	591.0373	68.868	0	3	591.04	-68.868
4	508.7918	88.7068	0	4	508.79	-88.7068
5	423.9333	101.6453	0	5	423.93	-101.6453
6	332.9658	108.4775	0	6	332.97	-108.4775
7	299.361	121.2895	0	7	299.36	-121.2895
8	249.544	128.732	0	8	249.54	-128.732
9	141.6769	102.2777	0	9	141.68	-102.2777
10	36.7494	64.5598	0	10	36.75	-64.5598
11	-107.303	0	0	11	-107.30	0

2.6- Diagrama de Interacción en X

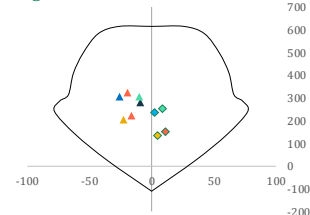


COMBO	P	M	M (ABS)	M máx = Mu	M n	R	R (abs)	M n (abs)	V	V (ABS)
Comb1	277.71	-8.25	8.25	25.31	-403.48			403.48	-6.14	6.14
Comb2	304.38	-9.06	9.06	25.31	-375.00			375.00	-6.79	6.79
3X Max	255.20	8.68	8.68	25.31	427.52	16.89	16.89	427.52	1.92	1.92
3X Min	303.80	-25.31	25.31	25.31	-375.62	-14.84	14.84	375.62	-14.35	14.35
4X Max	154.23	11.69	11.69	25.31	535.36	21.15	21.15	535.36	4.19	4.19
4X Min	202.83	-22.30	22.30	25.31	-483.46	-19.10	19.10	483.46	-12.08	12.08
								Máx R =		
								21.15	535.36	



Y	Interacción en Y - 0 grados			Interacción en Y - 180 grados		
	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
	1	616.2824	0	0	1	616.28
2	616.2824	25.9295	0	2	616.28	-25.9295
3	584.3407	42.5685	0	3	584.34	-42.5685
4	499.1395	54.6496	0	4	499.14	-54.6496
5	410.3792	62.4192	0	5	410.38	-62.4192
6	316.1501	66.3608	0	6	316.15	-66.3608
7	288.6454	73.3012	0	7	288.65	-73.3012
8	243.209	77.5147	0	8	243.21	-77.5147
9	142.3059	60.9087	0	9	142.31	-60.9087
10	27.5875	35.2635	0	10	27.59	-35.2635
11	-107.303	0	0	11	-107.30	0

2.5- Diagrama de Interacción en Y



COMBO	P	M	M (ABS)	M máx = Mu	M n	R	R (abs)	M n (abs)	V	V (ABS)
Comb1	277.71	-8.25	8.25	21.09	-202.30				-6.14	6.14
Comb2	304.38	-9.06	9.06	21.09	-188.40				-6.79	6.79
omb3-Y Ma	236.41	-2.58	2.58	21.09	-223.81	-10.61	10.61	223.81	-1.88	1.88
omb3-Y Min	322.60	-21.09	21.09	21.09	-178.92	-8.48	8.48	178.92	-15.22	15.22
omb4-Y Ma	135.44	1.98	1.98	21.09	276.41	13.10	13.10	276.41	1.41	1.41
omb4-Y Min	221.62	-16.53	16.53	21.09	-231.51	-10.98	10.98	231.51	-11.93	11.93
								Máx =		
								13.10	276.411364	



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

DATOS PARA DISEÑO EN X:			
	f'y (kg/cm2)	4200	
	f'c (kg/cm2)	280	
	lu =	250	
	Pu (actuante)	303.80	
Sy	h =	80 cm	
Sx	bc 3 =	50 cm	
	s mín =	12.5 cm	$s \leq \frac{t_{menor}}{4}$

Límites de cuantías de las cols			
ρ mín =	1.00%		
ρ máx =	6.00%		
espesor =	80 cm		
ancho =	50 cm		
As mín =	40 cm ²		
As máx =	240 cm ²		
nl =	16		
# =	12	# = 4	
φ =	φ 1"	φ = φ 1"	
area φest =	2.54 cm	area φest =	2.54 cm
area Totφ =	30.48 cm ²	area Totφ =	10.16 cm ²
area Totφ =		area Totφ =	40.64 cm ²

OK

Filosofía Columna Fuerte-Viga Debil

$$M_{nc}^{top} + M_{nc}^{bot} \geq 6/5(M_{nb}^+ + M_{nb}^-)$$

bc 2 =	80 cm	bc 2 =	80 cm
bc 3 =	50 cm	bc 3 =	50 cm
As col =	40.64 cm ²	As col =	30.00 cm ²
M ^{top} nc =	7767020.89 kg-cm	M ^{bot} nc =	5881837.50 kg-cm
b =	30 cm	b =	30 cm
hb =	60 cm	hb =	60 cm
As viga =	20.00 cm ²	As viga =	20.00 cm ²
M ^{nb} =	4544400.00 kg-cm	M ^{nb} =	4544400.00 kg-cm

$$\Sigma M_{nc} \geq 6/5 \Sigma M_{nb} \quad \text{CONFORME}$$

Espaciamiento Requerido			
	f'y (kg/cm2) =	4200	
	f'c (kg/cm2) =	280	
Sy	h =	80 cm	
Sx	bc 3 =	50 cm	
Mu (actuante)		25.31	
Mn (d. interacción)		535.4	
Vu (actuante) t		14.35	
Factor de Amplificación inicial		21.15	
Coef. de reducción sísmica R		4.5	
Factor de Amplificación		4.50	
Vu (diseño) t		64.57	
Vc (t)		35.47	
Vs (t)		40.49	
# =		4	
φest =		φ 1/2"	
Av		5.08 cm ²	
so =		42.15 cm	
s		12.50 cm	

Refuerzo por Confinamiento

Considerando estribos de:

φest =	φ 1/2"
d φest =	1.27 cm
s =	12.50 cm
r =	4.00 cm
bc 3 =	39.46 cm
Ach =	3024 cm ²
Ag =	4000 cm ²
Ash 2 =	3.18 cm ²
Ash 2 =	2.96 cm ²
A) Ash 2 =	3.18 cm ²
kf =	1.76
kn =	1.14
Ash 2 =	0.01 cm ²
B) Ash 2 =	3.18 cm ²
Pu/Ag f'c =	0.27
Ash =	3.18 cm ²
φest =	φ 1/2"
area φest =	1.27 cm
# =	4
area Totφ =	5.08 cm ²

CONFORME

DATOS PARA DISEÑO EN Y:			
	f'y (kg/cm2)	4200	
	f'c (kg/cm2)	280	
	lu =	250	
	Pu (actuante)	277.71	
Sy	bc 2 =	80 cm	
Sx	h =	50 cm	
	s mín =	12.5 cm	$s \leq \frac{t_{menor}}{4}$

Límites de cuantías de las cols			
ρ mín =	1.00%		
ρ máx =	6.00%		
espesor =	80 cm		
ancho =	50 cm		
As mín =	40 cm ²		
As máx =	240 cm ²		
nl =	16		
# =	12	# = 4	
φ =	φ 1"	φ = φ 1"	
area φest =	2.54 cm	area φest =	2.54 cm
area Totφ =	30.48 cm ²	area Totφ =	10.16 cm ²
area Totφ =		area Totφ =	40.64 cm ²

OK

Filosofía Columna Fuerte-Viga Debil

$$M_{nc}^{top} + M_{nc}^{bot} \geq 6/5(M_{nb}^+ + M_{nb}^-)$$

bc 2 =	80 cm	bc 2 =	80 cm
bc 3 =	50 cm	bc 3 =	50 cm
As col =	40.64 cm ²	As col =	30.00 cm ²
M ^{top} nc =	7767020.89 kg-cm	M ^{bot} nc =	5881837.50 kg-cm
b =	30 cm	b =	30 cm
hb =	60 cm	hb =	60 cm
As viga =	20.00 cm ²	As viga =	20.00 cm ²
M ^{nb} =	4544400.00 kg-cm	M ^{nb} =	4544400.00 kg-cm

$$\Sigma M_{nc} \geq 6/5 \Sigma M_{nb} \quad \text{CONFORME}$$

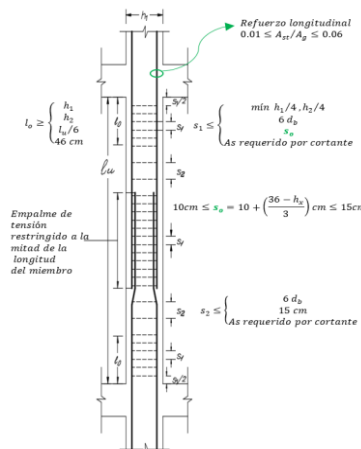
Espaciamiento Requerido			
	f'y (kg/cm2) =	4200	
	f'c (kg/cm2) =	280	
Sy	bc 2 =	80 cm	
Sx	h =	50 cm	
Mu (actuante)		21.09	
Mn (d. interacción)		276.4	
Vu (actuante) t		15.22	
Factor de Amplificación inicial		13.10	
Coef. de reducción sísmica R		4.5	
Factor de Amplificación		4.50	
Vu (diseño) t		68.50	
Vc (t)		35.47	
Vs (t)		45.12	
# =		6	
φest =		φ 1/2"	
Av		7.62 cm ²	
so =		35.47 cm	
s		12.50 cm	

Refuerzo por Confinamiento

Considerando estribos de:

φest =	φ 1/2"
d φest =	1.27 cm
s =	12.50 cm
r =	4.00 cm
bc 2 =	69.46 cm
Ach =	3024 cm ²
Ag =	4000 cm ²
Ash 3 =	5.60 cm ²
Ash 3 =	5.21 cm ²
A) Ash 3 =	5.60 cm ²
kf =	1.76
kn =	1.14
Ash 3 =	0.01 cm ²
B) Ash 3 =	5.60 cm ²
Pu/Ag f'c =	0.25
Ash =	5.60 cm ²
φest =	φ 1/2"
area φest =	1.27 cm
# =	6
area Totφ =	7.62 cm ²

CONFORME





Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

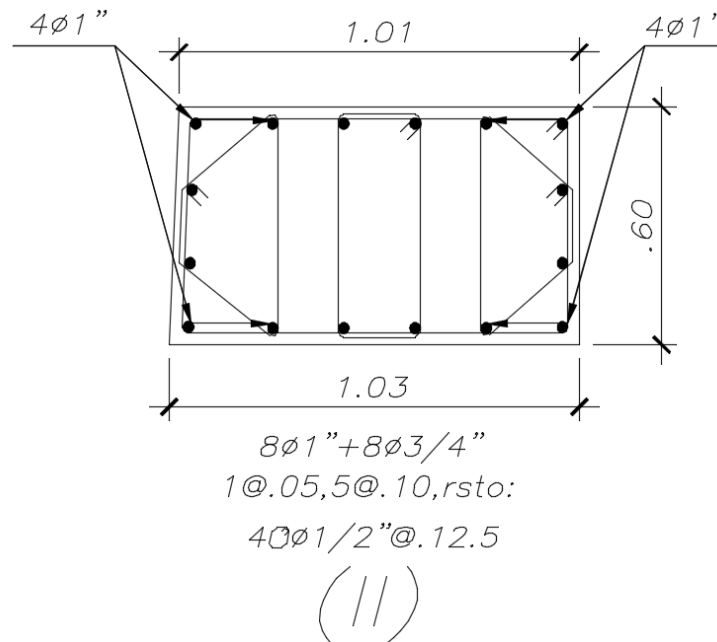
Espaciamiento	
lo = 80.00 cm	6 db = 15.24 cm
s1 = 12.50 cm	hx = 15.00 cm
s2 = 12.50 cm	so = 17.00 cm
Longitud de empalme	so = 15.00 cm
ls = 77.72 cm	s1 = 12.50 cm
s1 = 12.50 cm	

Diseño por cortante		
Mpr = 8615530.14 kg-cm	50% Vu = 32285.70 kg	si
Av-x = 5.08 cm ²	Pu/Ag f'c = 0.27	no
Vs = 78516.48 kg	Vc = 54719.35 kg	no
0.75(Vc+Vs) = 99926.87 kg	68924.24 kg	
0.75(Vc + Vs) ≥ 2Mpr/Lu	CONFORME	

Espaciamiento	
lo = 80.00 cm	6 db = 15.24 cm
s1 = 12.50 cm	hx = 15.00 cm
s2 = 12.50 cm	so = 17.00 cm
Longitud de empalme	so = 15.00 cm
ls = 77.72 cm	s1 = 12.50 cm
s1 = 12.50 cm	

Diseño por cortante		
Mpr = 8615530.14 kg-cm	50% Vu = 34251.98 kg	si
Av-y = 7.62 cm ²	Pu/Ag f'c = 0.25	no
Vs = 117774.72 kg	Vc = 53066.66 kg	no
0.75(Vc+Vs) = 128131.03 kg	68924.24 kg	
0.75(Vc + Vs) ≥ 2Mpr/Lu	CONFORME	

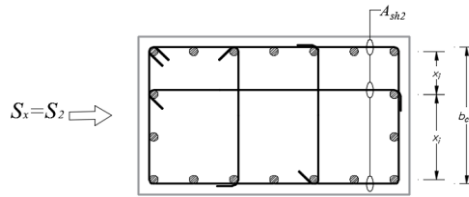
Configuración de la Columna 1 (C-2 en el modelo):





Resultado del Análisis

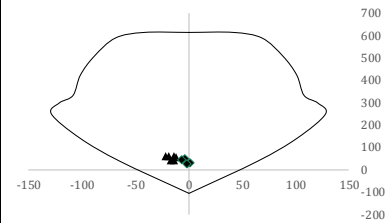
Story	Column	Load	Datos Etabs Tn-m Para las Combinaciones						T	M2X	M3Y	P
			Loc	P	V2	V3						
			Bottom	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m				
									Celeste	Blanco	ABSOLUTOS	
PISO 19	C2	Comb1	0	-55.8525	-6.1441	-7.9919	0.5167	-11.646	-8.8485	55.8525		
PISO 19	C2	Comb2	0	-59.2762	-6.794	-9.3967	0.5721	-13.5091	-9.7745	59.2762		
PISO 19	C2	Comb3-X Max	0	-50.1902	1.266	-0.9477	3.4718	-3.5019	-3.482	50.1902		
PISO 19	C2	Comb3-X Min	0	-59.8102	-13.7083	-15.9359	-2.4245	-20.8712	-14.4244	59.8102		
PISO 19	C2	Comb3-Y Max	0	-47.1127	-0.9027	-3.7003	2.5043	-6.2709	-3.8838	47.1127		
PISO 19	C2	Comb3-Y Min	0	-62.8878	-11.5397	-13.1833	-1.4571	-18.1022	-14.0226	62.8878		
PISO 19	C2	Comb4-X Max	0	-31.0952	3.5374	2.3564	3.2804	1.1979	-0.2171	31.0952		
PISO 19	C2	Comb4-X Min	0	-40.7152	-11.4369	-12.6317	-2.616	-16.1714	-11.1595	40.7152		
PISO 19	C2	Comb4-Y Max	0	-28.0176	1.3687	-0.3962	2.3129	-1.571	-0.6189	28.0176		
PISO 19	C2	Comb4-Y Min	0	-43.7927	-9.2683	-9.8791	-1.6485	-13.4024	-10.7577	43.7927		



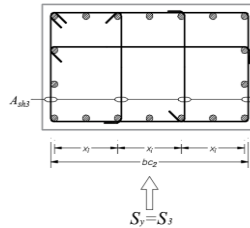
2- Puntos de la Curva de Interacción

X	Interacción en X - 90 grados			Interacción en X - 270 grados		
	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	616.2824	0	0	1	616.28	0
2	616.2824	41.9075	0	2	616.28	-41.9075
3	591.0373	68.868	0	3	591.04	-68.868
4	508.7918	88.7068	0	4	508.79	-88.7068
5	423.9333	101.6453	0	5	423.93	-101.6453
6	332.9658	108.4775	0	6	332.97	-108.4775
7	299.361	121.2895	0	7	299.36	-121.2895
8	249.544	128.732	0	8	249.54	-128.732
9	141.6769	102.2777	0	9	141.68	-102.2777
10	36.7494	64.5598	0	10	36.75	-64.5598
11	-107.303	0	0	11	-107.30	0

2.6- Diagrama de Interacción en X

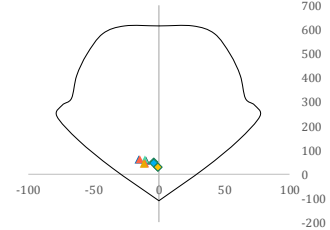


COMBO	P	M	M (ABS)	M máx = Mu	M n	R	R (abs)	M n (abs)	V	V (ABS)
Comb1	55.85	-8.85	8.85	14.42	-640.42			640.42	-6.14	6.14
Comb2	59.28	-9.77	9.77	14.42	-636.76			636.76	-6.79	6.79
3X Max	50.19	-3.48	3.48	14.42	-646.47	-44.82	44.82	646.47	1.27	1.27
3X Min	59.81	-14.42	14.42	14.42	-636.19	-44.11	44.11	636.19	-13.71	13.71
4X Max	31.10	-0.22	0.22	14.42	-666.86	-46.23	46.23	666.86	3.54	3.54
4X Min	40.72	-11.16	11.16	14.42	-656.58	-45.52	45.52	656.58	-11.44	11.44
				Máx R =		46.23	666.86			



Y	Interacción en Y - 0 grados			Interacción en Y - 180 grados		
	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	616.2824	0	0	1	616.28	0
2	616.2824	25.9295	0	2	616.28	-25.9295
3	584.3407	42.5685	0	3	584.34	-42.5685
4	499.1395	54.6496	0	4	499.14	-54.6496
5	410.3792	62.4192	0	5	410.38	-62.4192
6	316.1501	66.3608	0	6	316.15	-66.3608
7	288.6454	73.3012	0	7	288.65	-73.3012
8	243.209	77.5147	0	8	243.21	-77.5147
9	142.3059	60.9087	0	9	142.31	-60.9087
10	27.5875	35.2635	0	10	27.59	-35.2635
11	-107.303	0	0	11	-107.30	0

2.5- Diagrama de Interacción en Y



COMBO	P	M	M (ABS)	M máx = Mu	M n	R	R (abs)	M n (abs)	V	V (ABS)
Comb1	55.85	-8.85	8.85	18.10	-317.87				-6.14	6.14
Comb2	59.28	-9.77	9.77	18.10	-316.08				-6.79	6.79
omb3-Y Max	47.11	-6.27	6.27	18.10	-322.42	-17.81	17.81	322.42	-3.70	3.70
omb3-Y Min	62.89	-18.10	18.10	18.10	-314.20	-17.36	17.36	314.20	-13.18	13.18
omb4-Y Max	28.02	-1.57	1.57	18.10	-332.37	-18.36	18.36	332.37	-0.40	0.40
omb4-Y Min	43.79	-13.40	13.40	18.10	-324.15	-17.91	17.91	324.15	-9.88	9.88
				Máx =		18.36	332.367104			



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

DATOS PARA DISEÑO EN X:			
	f'y (kg/cm2)	4200	
	f'c (kg/cm2)	210	
	lu =	250	
Sy	Pu (actuante)	59.81	
	h =	80 cm	
Sx	bc 3 =	50 cm	
	s mín =	12.5 cm	$s \leq \frac{t_{menor}}{4}$

Límites de cuantías de las cols			
ρ mín =	1.00%		
ρ máx =	6.00%		
espesor =	80 cm		
ancho =	50 cm		
As mín =	40 cm ²		
As máx =	240 cm ²		
nl =	16		
# =	12	# = 4	
$\phi = \phi 1"$		$\phi = \phi 1"$	
area ϕ est =	2.54 cm	area ϕ est =	2.54 cm
area Tot ϕ =	30.48 cm ²	area Tot ϕ =	10.16 cm ²
area Tot ϕ =		area Tot ϕ =	40.64 cm ²

OK

Filosofía Columna Fuerte-Viga Debil

$$M_{nc}^{top} + M_{nc}^{bot} \geq 6/5(M_{nb}^+ + M_{nb}^-)$$

bc 2 =	80 cm	bc 2 =	80 cm
bc 3 =	50 cm	bc 3 =	50 cm
As col =	40.64 cm ²	As col =	30.00 cm ²
M ^{top} nc =	7511227.85 kg-cm	M ^{bot} nc =	5742450.00 kg-cm
b =	30 cm	b =	30 cm
hb =	60 cm	hb =	60 cm
As viga =	20.00 cm ²	As viga =	20.00 cm ²
M ⁺ nb =	4379200.00 kg-cm	M ⁻ nb =	4379200.00 kg-cm

$$\Sigma M_{nc} = 13253678 \text{ ton-m} \quad \Sigma M_{nb} = 8758400 \text{ ton-m}$$

$$\Sigma M_{nc} \geq 6/5 \Sigma M_{nb}$$

CONFORME

Espaciamiento Requerido

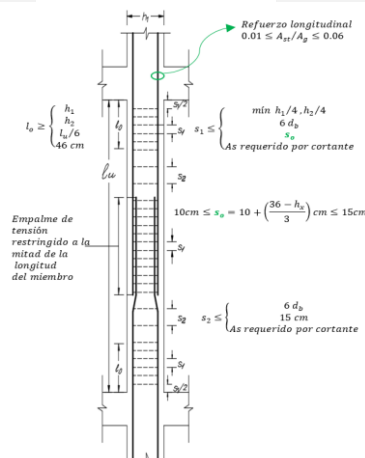
	f'y (kg/cm2) =	4200
	f'c (kg/cm2) =	210
Sy	h =	80 cm
Sx	bc 3 =	50 cm
Mu (actuante)		14.42
Mn (d. interacción)		666.9
Vu (actuante) t		13.71
Factor de Amplificación inicial		46.23
Coef. de reducción sísmica R		4.5
Factor de Amplificación		4.50
Vu (diseño) t		61.69
Vc (t)		30.72
Vs (t)		41.85
# =		2
ϕ est =		$\phi 1/2"$
Av		2.54 cm ²
so =		20.39 cm
s		12.50 cm

Refuerzo por Confinamiento

Considerando estribos de:

ϕ est =	$\phi 1/2"$
d ϕ est =	1.27 cm
s =	12.50 cm
r =	4.00 cm
bc 3 =	39.46 cm
Ach =	3024 cm ²
Ag =	4000 cm ²
Ash 2 =	2.39 cm ²
Ash 2 =	2.22 cm ²
A) Ash 2 =	2.39 cm ²
kf =	1.72
kn =	1.14
Ash 2 =	0.00 cm ²
B) Ash 2 =	2.39 cm ²
Pu/Ag f'c =	0.07
Ash =	2.39 cm ²
ϕ est =	$\phi 1/2"$
area ϕ est =	1.27 cm
# =	2
area Tot ϕ =	2.54 cm ²

CONFORME



DATOS PARA DISEÑO EN Y:			
	f'y (kg/cm2)	4200	
	f'c (kg/cm2)	210	
	lu =	250	
Sy	Pu (actuante)	55.85	
	bc 2 =	80 cm	
Sx	h =	50 cm	
	s mín =	12.5 cm	$s \leq \frac{t_{menor}}{4}$

Límites de cuantías de las cols			
ρ mín =	1.00%		
ρ máx =	6.00%		
espesor =	80 cm		
ancho =	50 cm		
As mín =	40 cm ²		
As máx =	240 cm ²		
nl =	16		
# =	12	# = 4	
$\phi = \phi 1"$		$\phi = \phi 1"$	
area ϕ est =	2.54 cm	area ϕ est =	2.54 cm
area Tot ϕ =	30.48 cm ²	area Tot ϕ =	10.16 cm ²
area Tot ϕ =		area Tot ϕ =	40.64 cm ²

OK

Filosofía Columna Fuerte-Viga Debil

$$M_{nc}^{top} + M_{nc}^{bot} \geq 6/5(M_{nb}^+ + M_{nb}^-)$$

bc 2 =	80 cm	bc 2 =	80 cm
bc 3 =	50 cm	bc 3 =	50 cm
As col =	40.64 cm ²	As col =	30.00 cm ²
M ^{top} nc =	7511227.85 kg-cm	M ^{bot} nc =	5742450.00 kg-cm
b =	30 cm	b =	30 cm
hb =	60 cm	hb =	60 cm
As viga =	20.00 cm ²	As viga =	20.00 cm ²
M ⁺ nb =	4379200.00 kg-cm	M ⁻ nb =	4379200.00 kg-cm

$$\Sigma M_{nc} = 13253678 \text{ ton-m} \quad \Sigma M_{nb} = 8758400 \text{ ton-m}$$

$$\Sigma M_{nc} \geq 6/5 \Sigma M_{nb}$$

CONFORME

Espaciamiento Requerido

	f'y (kg/cm2) =	4200
	f'c (kg/cm2) =	210
Sy	bc 2 =	80 cm
Sx	h =	50 cm
Mu (actuante)		18.10
Mn (d. interacción)		332.4
Vu (actuante) t		13.18
Factor de Amplificación inicial		18.36
Coef. de reducción sísmica R		4.5
Factor de Amplificación		4.50
Vu (diseño) t		59.32
Vc (t)		30.72
Vs (t)		39.07
# =		6
ϕ est =		$\phi 1/2"$
Av		7.62 cm ²
so =		40.95 cm
s		12.50 cm

Refuerzo por Confinamiento

Considerando estribos de:

ϕ est =	$\phi 1/2"$
d ϕ est =	1.27 cm
s =	12.50 cm
r =	4.00 cm
bc 2 =	69.46 cm
Ach =	3024 cm ²
Ag =	4000 cm ²
Ash 3 =	4.20 cm ²
Ash 3 =	3.91 cm ²
A) Ash 3 =	4.20 cm ²
kf =	1.72
kn =	1.14
Ash 3 =	0.00 cm ²
B) Ash 3 =	4.20 cm ²
Pu/Ag f'c =	0.07
Ash =	4.20 cm ²
ϕ est =	$\phi 1/2"$
area ϕ est =	1.27 cm
# =	6
area Tot ϕ =	7.62 cm ²

CONFORME

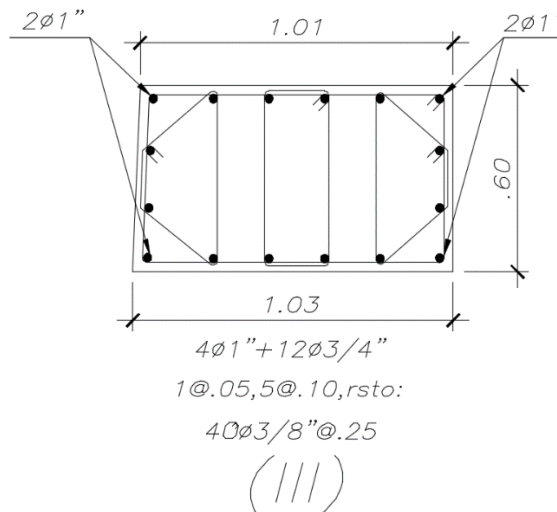


Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Espaciamiento			Espaciamiento		
lo = 80.00 cm	6 db = 15.24 cm		lo = 80.00 cm	6 db = 15.24 cm	
s1 = 12.50 cm	hx = 15.00 cm		s1 = 12.50 cm	hx = 15.00 cm	
s2 = 12.50 cm	so = 17.00 cm		s2 = 12.50 cm	so = 17.00 cm	
Longitud de empalme	so = 15.00 cm		Longitud de empalme	so = 15.00 cm	
ls = 77.72 cm	s1 = 12.50 cm		ls = 77.72 cm	s1 = 12.50 cm	
s1 = 12.50 cm			s1 = 12.50 cm		
Diseño por cortante			Diseño por cortante		
Mpr = 8215853.52 kg-cm	50% Vu = 30843.68 kg	si	Mpr = 8215853.52 kg-cm	50% Vu = 29662.43 kg	si
Av-x = 2.54 cm ²	Pu/Ag f'c = 0.07	no	Av-y = 7.62 cm ²	Pu/Ag f'c = 0.07	no
Vs = 39258.24 kg	Vc = 34002.92 kg	no	Vs = 11774.72 kg	Vc = 33785.80 kg	no
0.75(Vc+Vs) = 54945.87 kg	65726.83 kg		0.75(Vc+Vs) = 113670.39 kg	2Mpr/lu = 65726.83 kg	
0.75(Vc + Vs) ≥ 2Mpr/lu	CONFORME		0.75(Vc + Vs) ≥ 2Mpr/lu	CONFORME	

Configuración de la Columna 1 (C-2 en el modelo):



6.5 Análisis y Diseño de Muros Estructurales

6.5.1 Cargas y factores de resistencia para el diseño de muros

ASCE-7: Efecto sísmico

Efecto sísmico Horizontal $E_h = \rho \cdot Q_E$

Efecto sísmico Vertical $E_v = 0.2 \cdot S_{DS} \cdot D$

En general se debe combinar E_h y E_v en ambas direcciones, tanto positivo como negativamente.

Las combinaciones son:

$$U = (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot D + \rho \cdot Q_E + (0.5 \text{ ó } 1.0)L + 0.2S$$

$$U = (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot D + \rho \cdot Q_E + 1.6H$$

Donde:

$$L=0.5 \text{ (todas las ocupaciones) } L \leq 7.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$L=1.0 \text{ (garajes y áreas públicas)}$$

ρ : Factor de redundancia, relacionado a los segmentos verticales de muro

$$\rho = 1.0 \text{ (no se retira ningún segmento)}$$

$$\rho = 1.3 \text{ (se retira 1 segmento)}$$

Combinación de Momento y Carga Axial



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

El factor ϕ es similar al de columnas y se parte en función que:

ϵ_t : Deformación de la tensión neta en el acero extremo a tensión, cuando la sección alcanza la resistencia nominal

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

Tabla 6.5: Factor de Reducción a la resistencia

Deformación	Factor de reducción	Controla	Gráfica
$\epsilon_t \leq 0.002$ $= \epsilon_{ty}$	0.65	Compresión	
$0.002 = \epsilon_{ty}$ $< \epsilon_t < 0.005$	0.65 $+ 0.25 \frac{(\epsilon_t - (0.002 = \epsilon_{ty}))}{(0.005 - (0.002 = \epsilon_{ty}))}$	Transición	
$0.005 \leq \epsilon_t$	0.9	Tracción	

Cortante-Fricción para Muro

El factor ϕ de corte es 0.75 en general.

Excepto si $V_n < V$ (debido a M_n), $\phi = 0.6$

Moehle recomienda $\phi V_n < V$ (debido a M_{pr})

Para Vigas Acopladoras

Tabla 6.6: Factor de reducción a la resistencia para vigas acopladoras

Denominación	Factor de reducción
Vigas Acopladoras convencionalmente reforzadas	$\phi = 0.75$ Cortante
	$\phi = 0.90$ Momento (excepto $\epsilon_t < 0.005$)
Vigas Acopladoras diagonalmente reforzadas	$\phi = 0.85$ Cortante
	$\phi = \dots$ Momento (No requiere Chequeo)

6.5.1.1 Efectos Dinámicos en Muros

Utilizando cortantes amplificados por factor de sobre resistencia

$$\phi_0 = \frac{M_{n,CS}}{M_{u,CS}} \rightarrow \phi = 0.75$$

NOTA: ACI 318 y ASCE 7 no consideran la amplificación por efectos dinámicos.

CONSIDERACIÓN DE LA AMPLIFICACIÓN DINÁMICA

$$V'_{u,CS} = \phi_0 V_{u,CS} + \frac{D_m W A_{g \max}}{g}$$

$V_{u,CS}$

= Cortante basal del diseño de fuerzas laterales con el coeficiente modificado de respuesta

$\phi_0 = M_{n,CS} / M_{u,CS}$; W = Peso sísmico

$A_{g \max}$ = pico de aceleración del terreno; g = aceleración de la gravedad



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

6.5.2 Flexo-compresión

6.5.2.1 DISEÑO

Relación Axial-Momento

Carga Axial

$$P_o = A_{st}(f_y - 0.85f'_c) + A_g(0.85f'_c)$$

Resistencia nominal

$$\phi P_n = 0.80\phi (A_{st}(f_y - 0.85f'_c) + A_g(0.85f'_c))$$

6.5.3 Cortante Muros Esbeltos

Se consideran muros esbeltos a los muros con $h_w/l_w \geq 2$

6.5.3.1 TEORÍA DEL DISEÑO DE CORTANTE EN MUROS

6.5.3.1.1 Resistencia al Cortante

Hirosawa 1977; Joint ACI-ASCE Committee 326 162; Barda et al. (1977)

$$V_n = V_c + V_s = \alpha_c \lambda A_{cv} \sqrt{f'_c} + A_v f_{yt} l_w / s = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt})$$

ACI 318-18.10.4.1

$$V_n = V_c + V_s = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt})$$

Tabla 6.7: Coeficiente de la contribución relativa al concreto

$\alpha_c =$ Coeficiente que define la contribución relativa del concreto a la nominal de cortante del muro		
$\alpha_c = 0.53$ para $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$	$\alpha_c = 0.53 + (0.80 - 0.53) \left(\frac{\frac{h_w}{l_w} - 1.5}{2 - 1.5} \right)$ para $1.5 < \frac{h_w}{l_w} < 2.0$	$\alpha_c = 0.80$ para $\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$

6.5.3.1.2 Límite de aplastamiento del alma

Resistencia del aplastamiento del alma:

Oosterle et al. (1984)

$$V_n = 0.14f'_c + \frac{N_u}{2A_g} \leq 0.18f'_c$$

ACI 318-18.10.4.4 Muro en conjunto

$$V_{n,m\acute{a}x} = 2.12 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (MKS)$$

Muro individual

$$V_{n,m\acute{a}x} = 2.65 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (MKS)$$

6.5.3.1.3 Refuerzo mínimo:

$$\rho_{l, t \min} = 0.0025$$

Si $\rightarrow V_n < A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} \rightarrow \rho_{t \min} =$ Tabla 11.6.1 Refuerzo mín de muros dentro del plano $V_u \leq 0.5\phi V_c$

Tabla 6.8: **Tabla 11.6.1:** Refuerzo mínimo para muros dentro del plano $V_u \leq 0.5\phi V_c$

Tipo de Muro	Tipo de refuerzo no presforzado	Tamaño de Barra / Cable	fy, psi	Mínimo longitudinal, pt	Mínimo transversal, pt
Hecho in situ	barras deformadas	≤ No. 5	≥ 60,000	0.0012	0.0020
			< 60,000	0.0015	0.0025
	> No. 5	Cualquiera	0.0015	0.0025	
Prefabricado	refuerzo alambre-soldado	≤ W31 o D31	Cualquiera	0.0012	0.0020
	Barras deformadas o alambre-soldado	Cualquiera	Cualquiera	0.0010	0.0010



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

6.5.3.1.4 Cortante por Fricción

La Transferencia de Cortante en la Interface Muro Estructural – Muro Pantalla del Sótano está de acuerdo con:

ACI 318 - 22.9.4.2 Si el refuerzo por cortante-fricción es perpendicular al plano de cortante, la resistencia nominal de cortante a través del asumido plano de cortante será calculado por:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \leq V_{n,máx}$$

Dónde: A_{vf} es el área de refuerzo que cruza el plano de cizallamiento o de corte.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

μ es el coeficiente de fricción y se define en la tabla **22.9.4.2**:

Tabla 6.9: Tabla R18.10.1: Valores del Coeficiente de Cortante-Fricción μ

Condición de superficie de contacto	Coeficiente de fricción μ [1]	
Concreto colocado monolíticamente	1.4λ	(a)
Concreto colocado contra un concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, y con superficie intencionalmente rugosa para una amplitud total aproximada de 1/4 in.	1.0λ	(b)
Concreto colocado contra un concreto endurecido que es limpio, libre de lechada, y no intencionalmente rugoso.	0.6λ	(c)
Concreto limpio anclado para acero estructural como-laminado, libre de pintura, y con transferencia de cortante cruzando la superficie de contacto por pernos de cabeza o por barras soldadas deformadas o cables.	0.7λ	(d)
[1] $\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal; $\lambda = 0.75$ para todo concreto de peso ligero. De otro modo, λ es calculado basado en las proporciones volumétricas del agregado ligero y del peso normal como nos da en 19.2.4, pero no debería exceder 0.85.		

Los límites de $V_{n,máx}$ se definen en la tabla **22.9.4.4**:

Tabla 6.10: Tabla **22.9.4.4**: Máximo V_n cruzando el asumido plano de cizallamiento o de corte

Condición	Máximo V_n				
		(psi)	(MKS)	(Mpa)	
Para concreto de peso normal ya sea colocado monolíticamente o contra un concreto endurecido con una superficie intencionalmente rugosa para una		$0.2fc'Ac$	$0.2fc'Ac$	$0.2fc'Ac$	(a)
	El menor de (a), (b), y (c)	$(480 + 0.08fc')Ac$	$(34 + 0.08fc')Ac$	$(3.3 + 0.08fc')Ac$	(b)
		$1600Ac$	$110Ac$	$11Ac$	(c)



Bach. Oscar Gonzales M.		Universidad Católica de Santa María			
amplitud total aproximada de 1/4 in (6mm).					
Para todos los otros casos	El menor de (d)	0.2fc'Ac	0.2fc'Ac	0.2fc'Ac	(d)
	y (e)	800Ac	55Ac	5.5Ac	(e)

Paulay et al. (1982) recomienda usar refuerzos inclinados para resistir el deslizamiento en casos donde el deslizamiento a lo largo del plano cortante se retuerza las barras al punto que ellos tiren juntas a las superficies adyacentes, es por ello que el código nos da una ecuación para el caso de refuerzos inclinados.

ACI 318 - 22.9.4.3 Si el refuerzo por cortante-fricción es inclinado al plano de cortante y la fuerza cortante induce tensión en el refuerzo de cortante-fricción, la resistencia nominal de cortante a través del asumido plano de cortante será calculado por:

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \mu \cos \alpha) \leq V_{n,máx}$$

Dónde: α es el ángulo entre el refuerzo y el plano de cortante.

Sin embargo el código no cubre para el caso en que el cortante produce compresión en el refuerzo inclinado. Sin embargo se puede asumir que para un refuerzo a 45° uno estará a tensión y el otro a compresión, debido a que el refuerzo tenderá a presionar las superficies de fisura y así se deducirá que la resistencia de cortante será la suma del vector suma de los refuerzos:

$$V_n = 0.5A_{vf} f_y (\sin 45^\circ + \cos 45^\circ) = 0.71A_{vf} f_y$$

Sin embargo según (Mattock, 1974) para pruebas monotónicas y análisis detallados, se mostraron resultados cercanos a:

$$V_n = 0.5A_{vf} f_y$$

Y este refuerzo debería ser efectivo para resistir deslizamiento a través de una interfaz bajo cargas cíclicas en reversa.

6.5.3.1.5 Zonas de Paneles en Cortante

Nos referimos a *zona panel* a una región de un muro estructural (u otro elemento) sujeto a un cortante relativamente uniforme, con o sin esfuerzos normales.

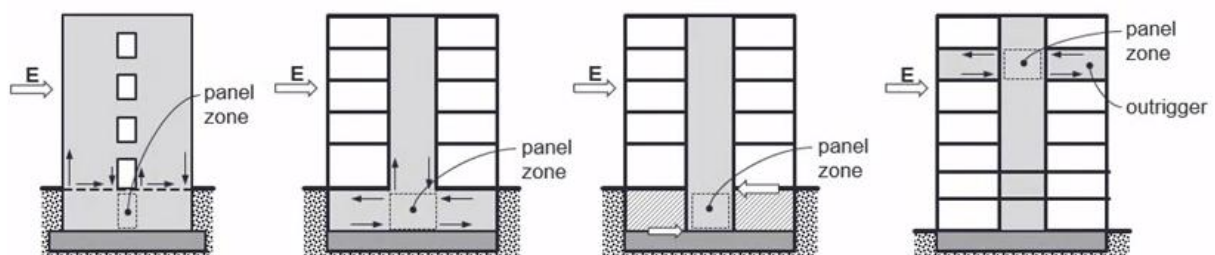


Figura 6-16: Ejemplos de Zonas Paneles de Muros a) Muros acoplados sobre muros de sótanos, b) volteo resistido por el muro sótano soportando el muro de la torre, c)Volteo resistido por el par del diafragma, d) Volteo resistido por el Estabilizador(Outrigger)



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

El esfuerzo nominal a cortante en esas zonas de panel, deberá ser mayor que los esfuerzos nominales a cortante de los segmentos de muros adyacentes.

Resistencia unitaria de cortante Se puede tomar conservativamente:

La expresión de Bentz et al. (2006)

$$v_n = 0.25 f'_c$$

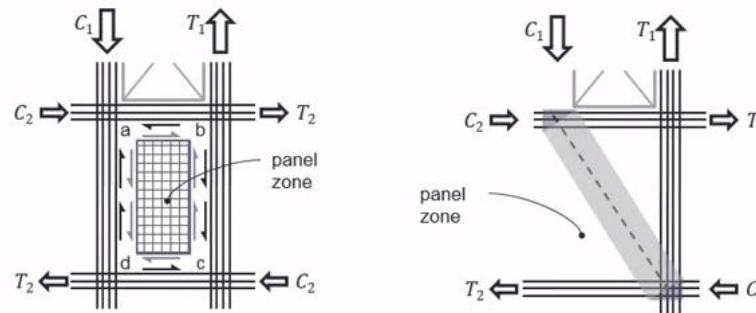


Figura 6-17: Modelo Puntal-Tensor en Zonas Paneles de Muros

Para el DCL de la porción de panel abc se puede ver que:

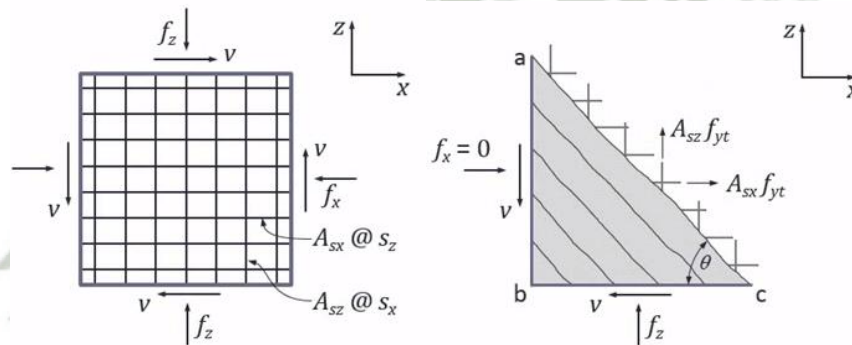


Figura 6-18: Idealización de Zonas Paneles en Muros

Se toma $f_x=0$ consistentemente en la condición de esfuerzo típico de un muro estructural. Así mismo para simplificar el equilibrio se asume que la superficie de fisura miento en la cara a lo largo de ac está libre de cortante y esfuerzos normales.

El equilibrio de fuerzas en la dirección x e y nos dará que:

$$v - \rho_{sx} f_y \tan \theta = 0$$

$$v \tan \theta - \rho_{sz} f_y - f_z = 0$$

Resolviendo las dos ecuaciones tendremos que v esfuerzo cortante y definiendo así la capacidad de esfuerzo nominal de cortante v_n :

$$v_n = \sqrt{\rho_{sx} f_y (\rho_{sz} f_y + f_z)} \leq 0.25 f'_c$$

Nota:



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Se puede apreciar que el esfuerzo a compresión f_z es identificado como el mismo efecto provisto por el refuerzo adicional vertical. Así mismo cabe resaltar que estos modelos fueron dados por (Vecchio and Collins, 1986) con **La teoría del campo a compresión modificado**.

También se dan ecuaciones empíricas para la resistencia nominal:

$$v_n = 0.8\sqrt{f'_c} + \rho_{\min}f_y \leq 0.25 f'_c \quad (MKS)$$

Donde ρ_{\min} es el menor de ρ_{sx} o ρ_{sz} .

Estas ecuaciones son parecidas en las usadas en el **ACI 318 18.10.4.1** para resistencia de cortante de muros de altura baja:

$$V_n = V_c + V_s = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt})$$

Cortante de diseño para muros sujetos a fuerzas en reversa: $V_u = v_u l_d t_w \approx 0.8 \times 1.25 A_s f_y$ y el esfuerzo del cortante de diseño será:

$$v_u \approx 0.8 \times \frac{1.25 A_s f_y}{l_d t_w}$$

Debemos extender el refuerzo hasta $v_u \leq \phi v_n$

Las zonas paneles con altos esfuerzos de cortante deberán ser confinadas con refuerzos transversales.

6.5.3.2 Detalle de los elementos de borde en muros estructurales especiales

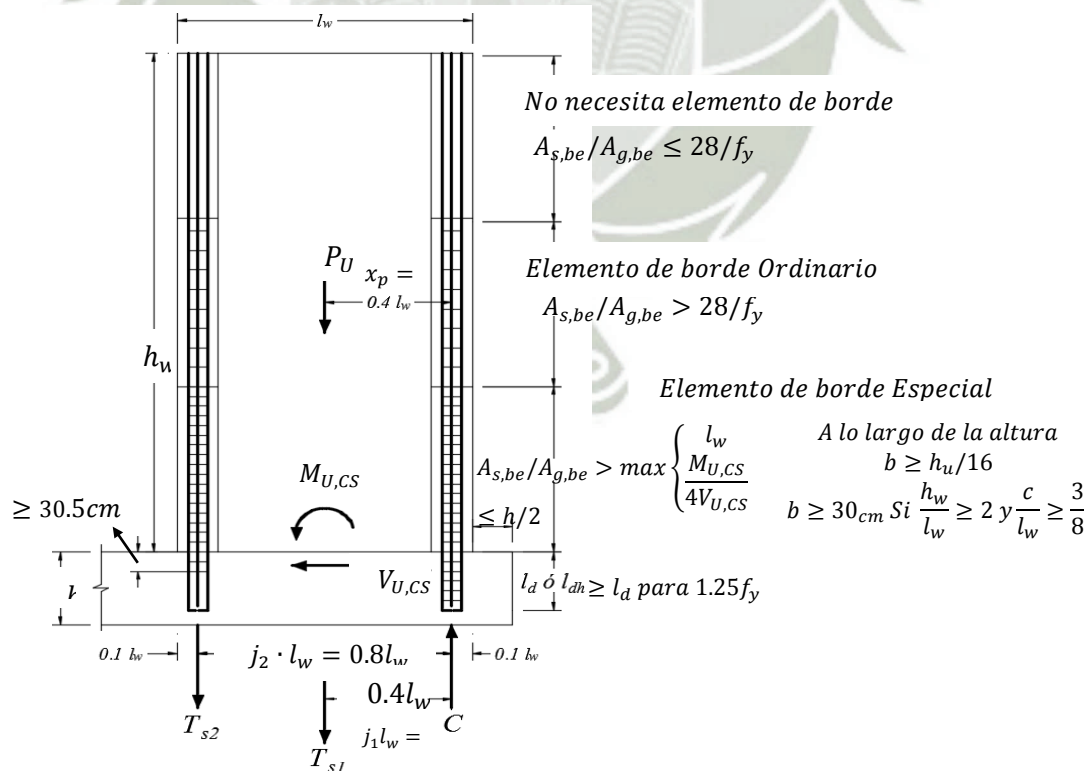


Figura 6-19: Requerimientos del Muro Especial



6.5.3.3 Diseño de la rótula plástica provocada

6.5.3.3.1 Diseño Basado en el Desplazamiento y Elementos de borde en Muros Esbeltos

El Diseño por Capacidad, introducido por Muto en 1960, es el método de diseño donde se controla el desplazamiento en vez de la fuerzas impuestas en la estructura, la cual se espera que responda dentro del rango no-lineal (inelástico).

Se producirán desplazamientos laterales inducidos por el sismo en el muro, estos desplazamientos laterales se determinarán totalmente en base a la rotación de las rótulas plásticas.

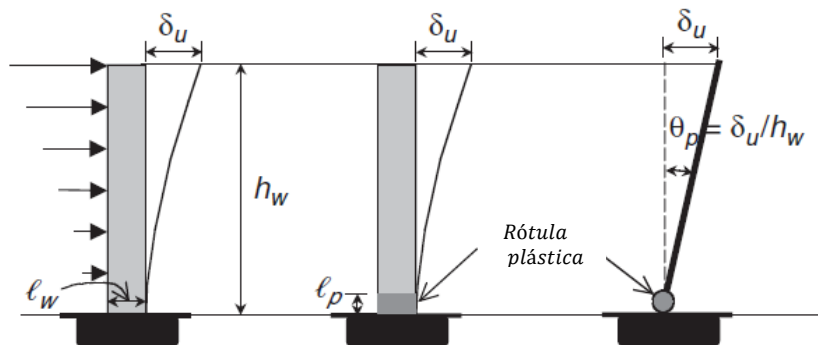


Figura 6-20: Diseño de muros basado en el Desplazamiento

Nota: Las deformaciones inelásticas locales (rótulas plásticas) pueden ser evaluadas bajo un análisis sísmico no lineal: estático o dinámico.

Un muro esbelto dentro del rango no lineal, se podrá modelar en base al modelo de **rótula plástica** (es la zona donde al no tener mayor resistencia y no ser capaz de absorber mayor momento, esta zona no le queda mas que rotar) con sección crítica en la base. Según el modelo de la rótula plástica sabemos que:

$$\theta_p = (\phi_u)l_p$$

La rotación plástica en el muro será:

$$\theta_p = \frac{\delta_u}{h_w}$$

La longitud de la rótula plástica que girará es:

$$l_p = \frac{l_w}{2}$$

Reemplazando y ordenando tenemos que la curvatura última del muro será:

$$\phi_u = \frac{\left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)}{\left(\frac{l_w}{2}\right)} \quad (1)$$

Haciendo un diagrama de deformaciones en la sección del muro:

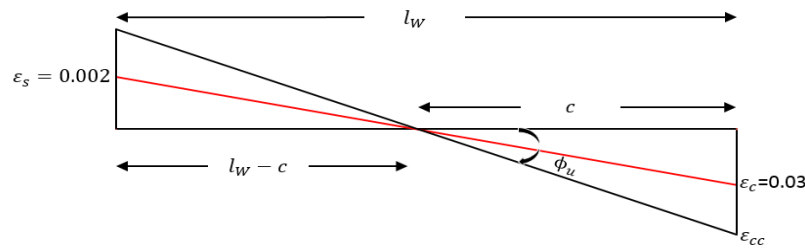


Figura 6-21: Diagrama de Deformación en el muro

La curvatura última en base a la deformación en la zona comprimida es:

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cc}}{c}$$

Donde ϵ_{cc} es la deformación en el pico de la relación esfuerzo-deformación del concreto.

$$\epsilon_{cc} = \phi_u \times c \quad (II)$$

Reemplazando (II) en (I):

$$\epsilon_{cc} = \left[\frac{\left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}{\left(\frac{l_w}{2} \right)} \right] \times c \quad (III)$$

El código ACI 318-14 establece como límite de la deformación de la trituración en el concreto es de $\epsilon_{cu} = 0.003$, de tal manera que si analizamos la sección del muro tenemos que:

$$0.003 \left(\frac{l_w}{2} \right) = \left[\frac{\delta_u}{h_w} \right] \times c$$

$$0.003 \left(\frac{l_w}{2} \right) = \left[\frac{\delta_u}{h_w} \right] \times c$$

$$\delta_u = \frac{0.0015 \times l_w \times h_w}{c}$$

$$c = l_w \frac{0.0015 \times h_w}{\delta_u}$$

$$c = l_w \frac{1}{666.66 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$

ACI 318-18.10.6.2 (a) Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando:

$$c \geq l_w \frac{1}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

NOTA: δ_u es un valor esperado del Diseño Básico de Sismo para un 5% de amortiguamiento. Los desplazamientos podrían exceder δ_u , esto debido a la dispersión por la consideración de un sismo más fuerte (MCE), si nuestro desplazamiento objetivo es evitar la falla en la sección (El factor 1.5 se incorporó en la versión del 2014 para tener resultados más congruentes con la intención del comportamiento para así tener una baja probabilidad de colapso, causados por la consideración de un Sismo Máximo Considerado), entonces tendríamos:

$$MCE \rightarrow \delta_u = 1.5\delta_u$$

$$c \geq l_w \frac{1}{600 \left(\frac{1.5\delta_u}{h_w} \right)}$$

$$c \geq l_w \frac{1}{900 \left(\frac{1.5\delta_u}{h_w} \right)}$$

Así mismo, se puede usar la relación de triángulos para el diagrama de deformaciones en el muro:

$$\frac{c_c}{c} = \frac{\varepsilon_{cc} - 0.003}{\varepsilon_{cc}}$$

$$c_c = c \left(1 - \frac{0.003}{\varepsilon_{cc}} \right)$$

$$c_c = c - \frac{0.003 \times c}{\varepsilon_{cc}} \quad (IV)$$

Reemplazando (III) en (IV):

$$c_c = c - \frac{0.003 \times c}{\left[\frac{\left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}{\left(\frac{l_w}{2} \right)} \right] \times c}$$

$$c_c = c - \frac{0.003 \times l_w}{2 \times \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$

$$c_c = c - \frac{l_w}{666 \times \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$

ACI 318 propone un máximo desplazamiento



$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.015$$

$$c_c = c - \frac{l_w}{666 \times (0.015)}$$

$$c_c = c - \left(\frac{1}{9.99}\right) l_w$$

ACI 318-18.10.6.4 (a) El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia al menos igual al mayor valor entre:

$$c_c = c - 0.1l_w$$

$$c_c = c/2$$

ACI 318-18.10.6.4 (b) El ancho de la zona a compresión debe de ser al menos

$$b = h_u/16$$

Donde h_u es altura no apoyada lateralmente en la fibra extrema de compresión de un muro o machón (pier) de muro, en pulg., equivalente a l_u para miembros a compresión, pulg.

Límite del cociente del desplazamiento de diseño entre la altura del muro:

Dando un 1% de rotación a la sección crítica $\theta_p = 1\%$, y con una longitud de la rótula plástica de $l_p = l_w/2$

$$\theta_p = (\phi_u)l_p$$

Curvatura de plastificación:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{\left(\frac{l_w}{2}\right)} = \frac{2\theta_p}{l_w} = \frac{0.02}{l_w}$$

$$\phi_p = \frac{0.02}{l_w}$$

Curvatura de la fluencia del refuerzo de grado 60:

$$\phi_y = 2 \frac{\varepsilon_y}{l_w} = \frac{0.0042}{l_w}$$

La curvatura última será:

$$\phi_u = \phi_p + \phi_y$$

$$\phi_u = \frac{0.02}{l_w} + \frac{0.0042}{l_w}$$

La curvatura última tendrá que ser mayor que:



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

$$\phi_u \geq \frac{0.0242}{l_w}$$

$$\varepsilon_{cc} \geq 0.0242$$

Deformación máxima unitaria = 0.008

Para el aplastamiento del concreto por compresión es desde 0.003 hasta 0.008, tal y como lo establece el comentario del **ACI 318-R22.2.2.1** Suposiciones de diseño para el concreto.

Para comprobar el control de las deformaciones según el tipo de las fallas:

a) Falla controlada por Compresión:

La cual es deducida de:

$$\frac{0.002}{l_w - c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\frac{2}{l_w - c} = \frac{3}{c}$$

$$2c = 3l_w - 3c$$

$$c \geq \frac{3}{5} l_w$$

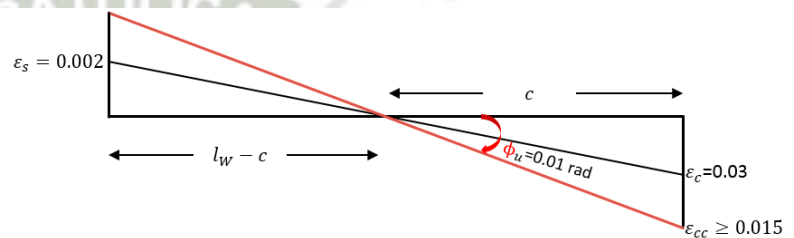


Figura 6-22: Falla controlada por compresión

$$c = \frac{3l_w}{5}$$

De la ecuación (II) ε_{cc} es la deformación en el pico de la relación esfuerzo-deformación del concreto.

$$\varepsilon_{cc} = \phi_u \times c \quad (II)$$

$$\varepsilon_{cc} = \left(\frac{0.0242}{l_w} \right) \times \left(\frac{3}{5} l_w \right)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.015 > 0.008$$

De lo que concluimos que la deformación es excesiva comparada a la deformación como límite de 0.008

b) Falla controlada por Tracción:

$$c \geq \frac{3}{8} l_w$$

La cual es deducida de:

$$\frac{0.005}{l_w - c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\frac{5}{l_w - c} = \frac{3}{c}$$

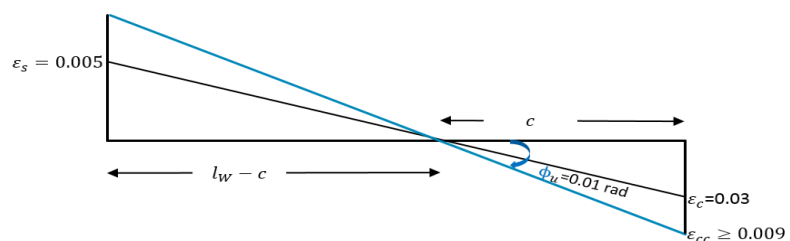


Figura 6-23: Falla controlada por tracción



$$5c = 3l_w - 3c$$

$$c = \frac{3l_w}{8}$$

De la ecuación (II) ϵ_{cc} es la deformación en el pico de la relación esfuerzo-deformación del concreto.

$$\epsilon_{cc} = \phi_u \times c \quad (II)$$

$$\epsilon_{cc} = \left(\frac{0.0242}{l_w} \right) \times \left(\frac{3}{8} l_w \right)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.009 \approx 0.008$$

De lo que concluimos que la deformación es baja comparada a la deformación como límite de 0.008

NOTA: Se debe de usar un ancho mínimo de 30 cm si la falla no está controlado por tracción.

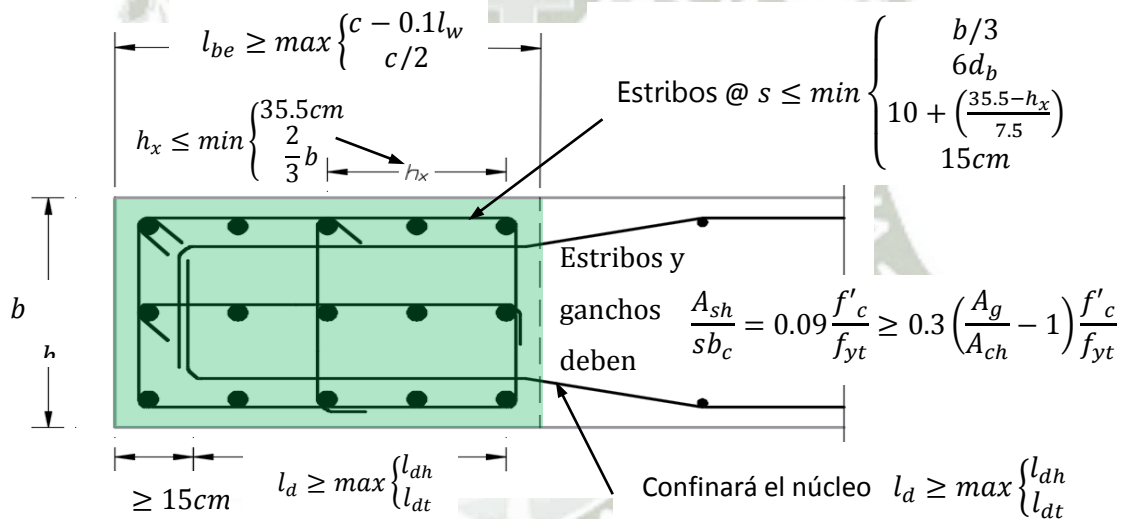


Figura 6-24: Elemento de Borde Especial

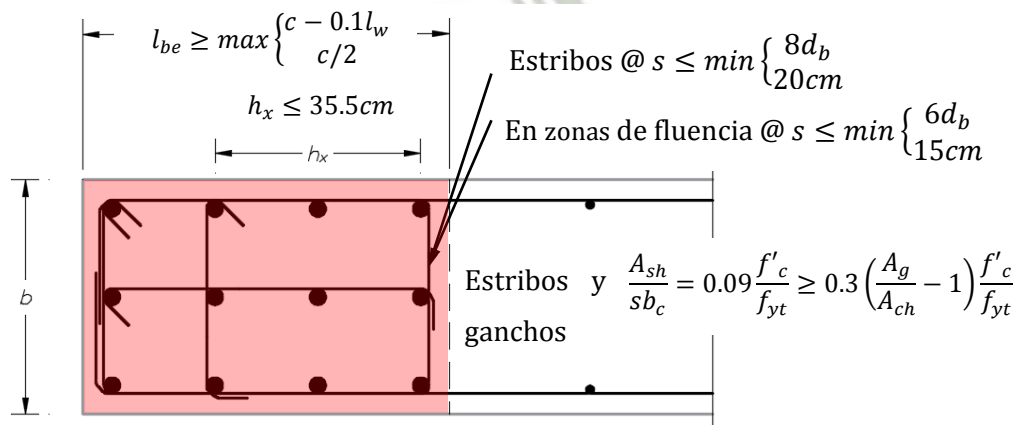
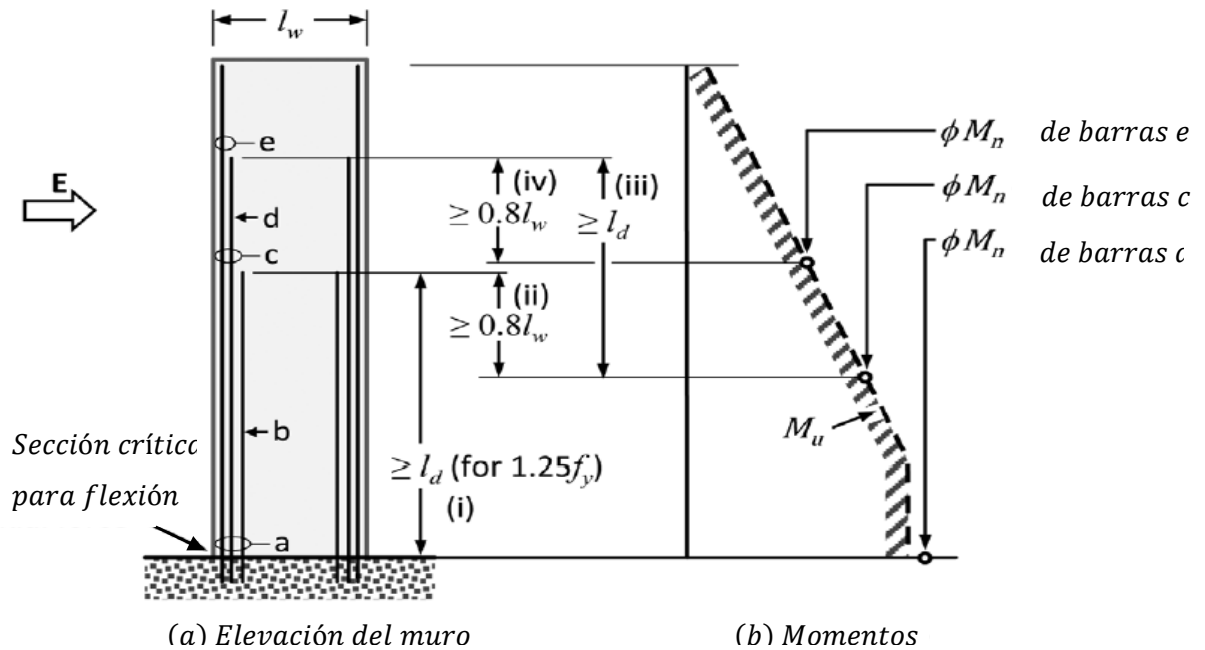


Figura 6-25: Elemento de Borde Ordinario donde $\rho_e > 28/f_y$

6.5.3.3.2 Disposición del refuerzo vertical



Corte de barillas para refuerzo vertical para el diagrama de momento M_u idealizado

Figura 6-26: Disposición del refuerzo vertical

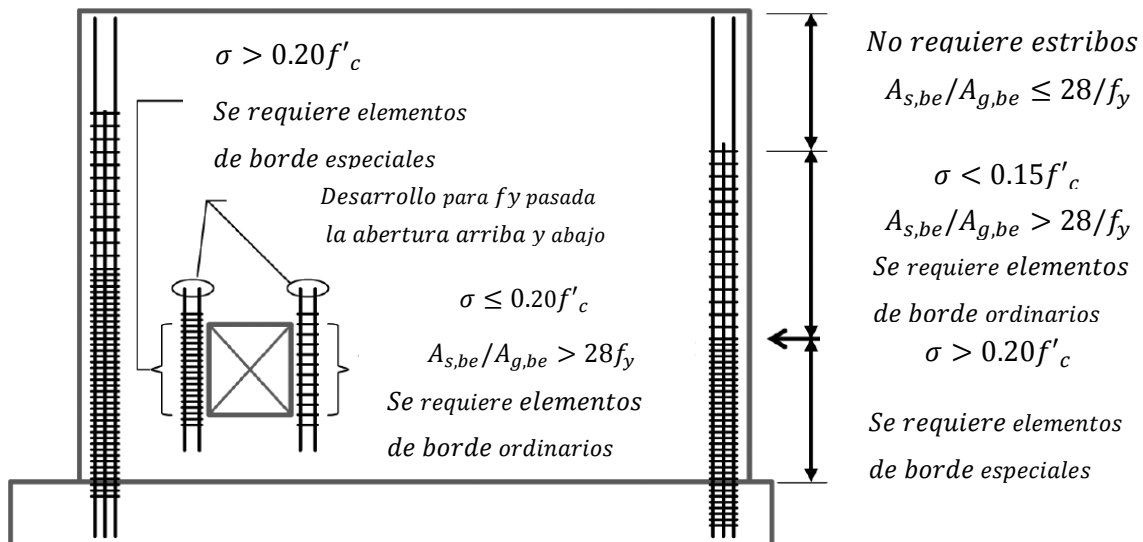


Figura 6-27: Diseño de Elementos de borde especiales y ordinarios sin sección crítica identificada en base al método de diseño por verificación de esfuerzos.



6.5.5 Ejemplo de Diseño del Muro Esbelto resistente a Sismo

Datos de la Placa P-2:

$$l_w = 1306cm$$

$$h_w = 5185cm$$

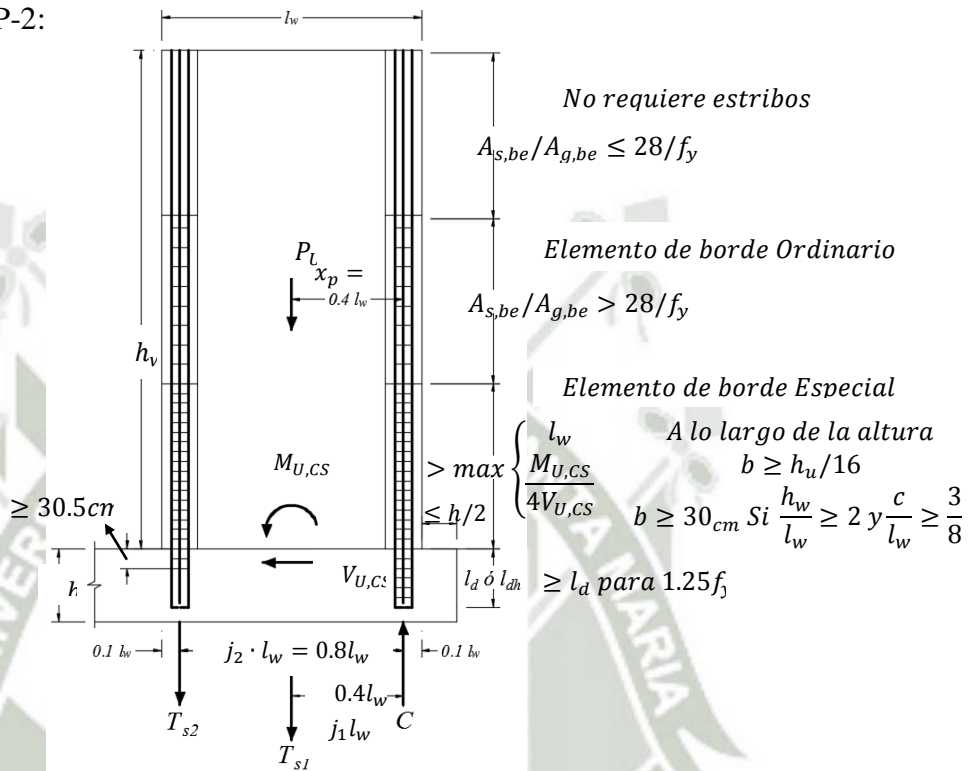


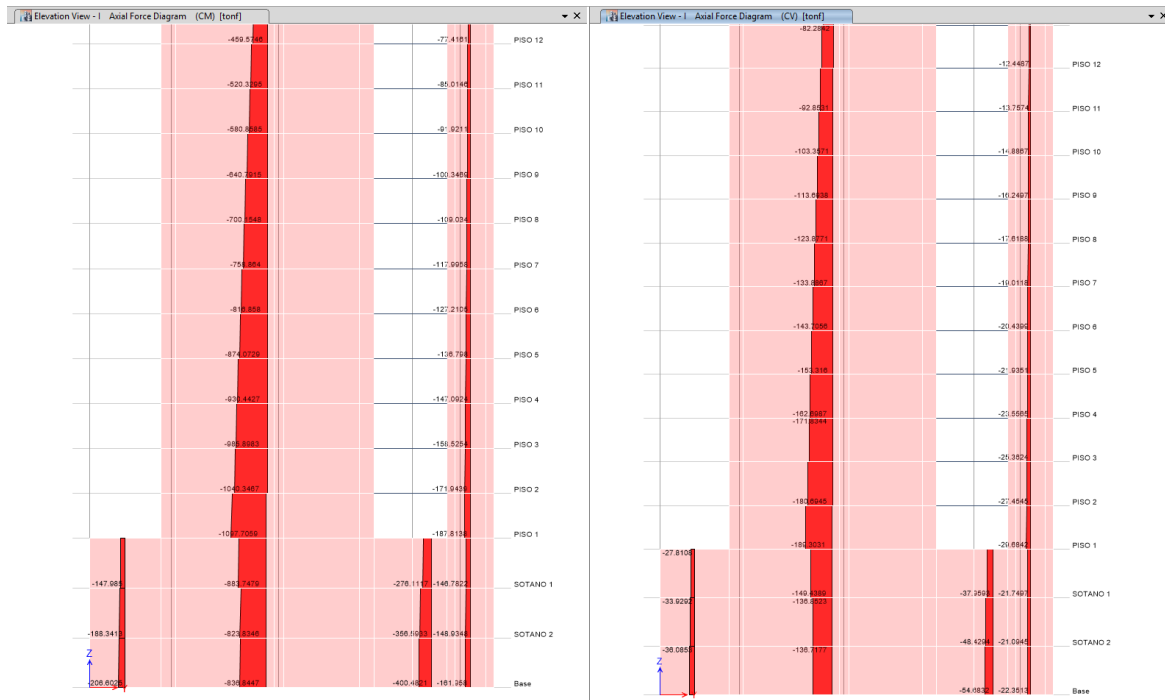
Figura 6-28: Requerimientos para muros esbeltos

Diagramas de Fuerza Axial en el Muro, Carga Muerta y Viva



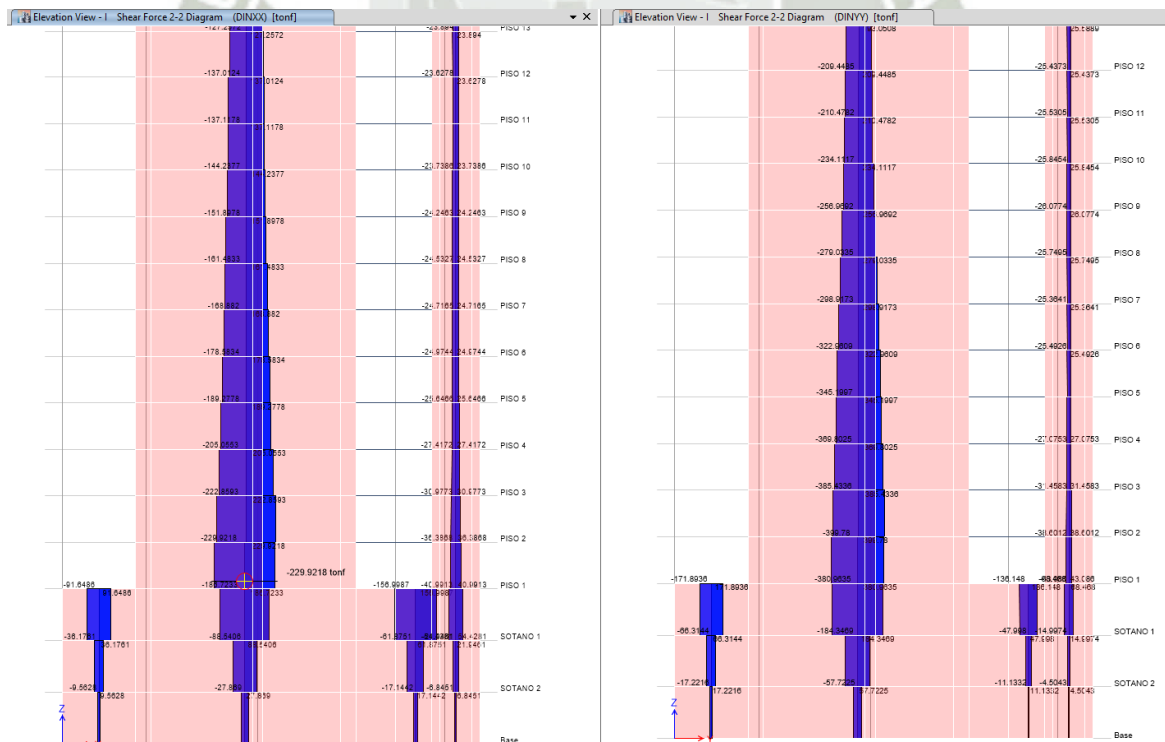
Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María



Piso Crítico $D = 1097.71 \text{ tn}$ y $L = 189.30 \text{ tn}$

Diagramas de Corte debido al Sismo en X e Y en el Muro



$V_{dinx} = 229.92 \text{ tn}$

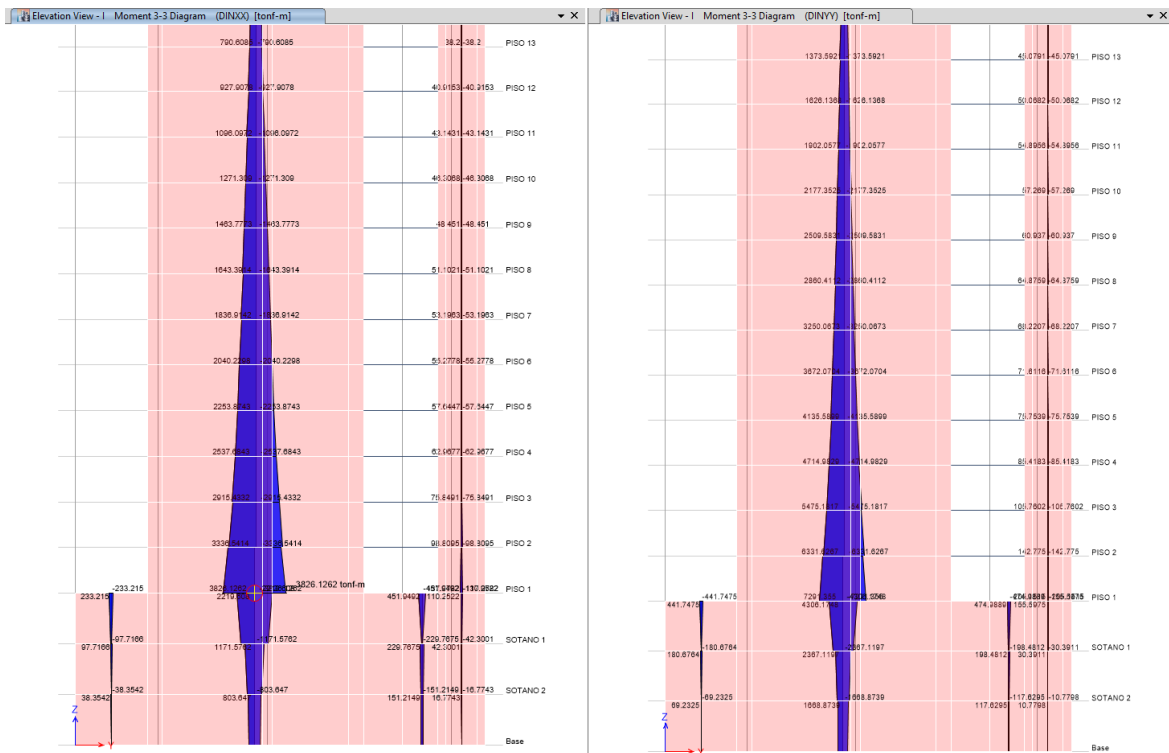
$V_{diny} = 399.78 \text{ tn}$

Diagramas de Momento debido al Sismo en X e Y en el Muro



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María



Mdinx=3826.13 tn

Mdiny=7291.35 tn

Diseño por Corte

COMBO	P	M	M (ABS)	M máx = Mu	M n	R	R (abs)	M n (abs)	V	V (ABS)
1	1620.13	-1404.62	1404.62	3153.99	-16689.38	-5.29	5.29	16689.38	-19.33	19.33
2X Max	1402.91	2486.14	2486.14	3153.99	11748.64	3.73	3.73	11748.64	212.13	212.13
4X Max	664.75	3153.99	3153.99	3153.99	8624.56	2.73	2.73	8624.56	221.62	221.62
						Máx R =	3.725010792	11748.6397		

DISEÑO POR CORTANTE:

f'y (kg/cm ²)	4200
f'c (kg/cm ²)	280
tw (cm)	30
Lw (m)	13.52
d (cm)	1081.6
Mu (actuante)	3153.99
Mn (d. interacción)	11748.6
Vu (actuante) t	221.6163
Factor de Amplificación inicial	3.73
Coef. de reducción sísmica R	4.50
Factor de Amplificación	3.73
Vu (diseño) t	825.52
Vc (t)	287.77
Vs (t)	683.44
# =	2



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

$\phi_{est} =$	$\phi \ 3/8"$
A_v	1.42
$s \text{ (cm)}$	15.12

Puesto que: $V_u = 825.52 > 287.77$

La resistencia nominal de cortante en muros estructurales es de acuerdo con la ecuación:

ACI 318-18.10.4.1 $V_n = V_c + V_s = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt})$

Tabla 6.11: Coeficiente de contribución del concreto

$\alpha_c =$ Coeficiente que define la contribución relativa del concreto a la nominal de cortante del muro		
$\alpha_c = 0.53$ para $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$	$\alpha_c = 0.53 + (0.80 - 0.53) \left(\frac{\frac{h_w}{l_w} - 1.5}{2 - 1.5} \right)$ para $1.5 < \frac{h_w}{l_w} < 2.0$	$\alpha_c = 0.80$ para $\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$

$$\left(\frac{h_w}{l_w} = \frac{51.85}{13.52} = 3.83 \right)$$

$$\alpha_c = 0.53$$

Verificación de la Necesidad de Elementos de Borde en el muro estructural

Se usarán los dos métodos para la verificación:

Método Basado en el Desplazamiento:

Determinamos la carga axial máxima: $P_U = 1620[tn]$

La fuerza de tensión Axial es: $T = A_s f_y = 19.10[cm^2] \times 4200[kgf/cm^2] = 80220[kgf]$

Calculo de la profundidad del bloque de esfuerzos a compresión (Rectángulo de Whitney):

$$a = \frac{P_U + T}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1620000[kgf] + 80220[kgf]}{0.85 \cdot 280[kgf/cm^2] \cdot 35[cm]} = 204.10[cm]$$

$$\beta = 0.85, \text{ para } 280[kgf/cm^2]$$

$$c = \frac{a}{\beta}$$

$$c = \frac{204.10[cm]}{0.85} = 240[cm]$$

En base a la ecuación que verifica la máxima deformación en el borde a compresión del muro estructural en base a la máxima deriva de la estructura

$$c_{m\acute{a}x} \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{1.5\delta_u}{h_w} \right)}$$

$$\left(\frac{\delta_u}{h_w} \right) \geq 0.005$$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

$$c_{m\acute{a}x} \geq \frac{1306}{600(1.5(0.005))}$$

$$c_{m\acute{a}x} \geq 290.22[cm]$$

Entonces:

$$c = 240[cm] \leq c_{m\acute{a}x} = 290.22[cm] \text{ “No se requiere de elementos de borde.”}$$

Ábaco para la estimación preliminar de la profundidad del eje neutral

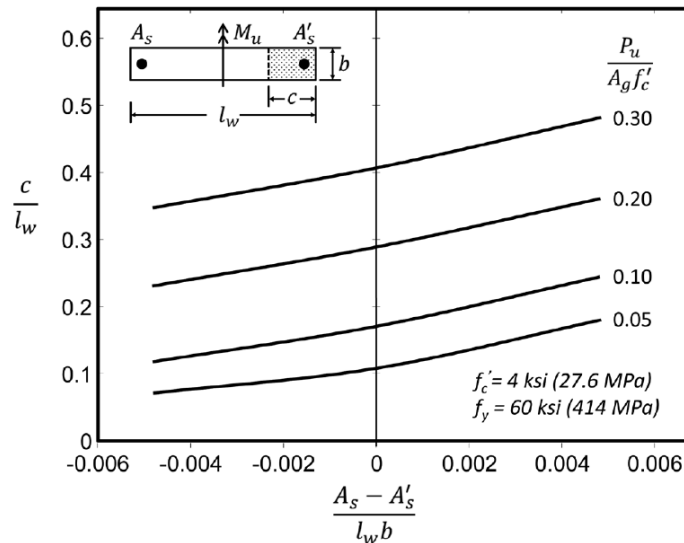
$$\frac{P_U}{A_g f'_c} = \frac{1620.13 * 9.81}{(1306 * 0.26) 210} = 0.2228$$

Suponiendo el acero a compresión y el de tracción iguales, arrancamos con cero en la abscisa y con el valor obtenido de 0.17

$$\frac{c}{l_w} = 0.2228$$

$$c = 0.2228 l_w = 0.2228(1306)$$

$$c = 290.97$$



Dimensionamiento Horizontal del elemento Elementos de Borde en el muro estructural

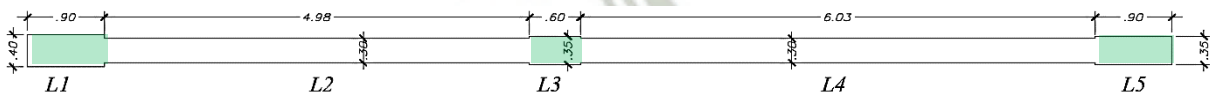
La dimensión horizontal desde el borde del muro es el mayor de:

$$c_c = c - 0.1l_w = 290.22[cm] - 0.1 * 1306[cm] = 159.4[cm] \text{ ... (gobierna)}$$

$$c_c = c/2 = 290.22[cm]/2 = 145.11[cm]$$

“Para lo cual se colocará 3 elementos confinados 2 de ellos en los extremos con una longitud de 90 cm y luego se verificará si cumplen con lo requerido.”

Diseño por Etabs 2015 y comprobación



El modelado del muro consta de 5 partes o piernas (legs como lo llama el software):

El software nos dará el área de refuerzo necesario tanto en la parte superior como la superior de cada pier.



ETABS 2015 Shear Wall Design

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (cm)	Centroid Y (cm)	Length (cm)	Thickness (cm)	LLRF
PISO 2	P15	2270	1081.813	1306	31.263	0.4

Material Properties

E_c (tonf/cm ²)	f'_c (tonf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/cm ²)	f_{ys} (tonf/cm ²)
251	0.28	1	4.2	4.2

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_V	Φ_V (Seismic)	IP _{MAX}	IP _{MIN}	P _{MAX}
0.9	0.65	0.75	0.8	0.04	0.0025	0.8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ cm	Left Y ₁ cm	Right X ₂ cm	Right Y ₂ cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	2270	1651	2270	1741	90	35
Top	Leg 2	2270	1188	2270	1651	483	30
Top	Leg 3	2270	1128	2270	1188	60	35
Top	Leg 4	2270	525	2270	1128	603	30
Top	Leg 5	2270	435	2270	525	90	40
Bottom	Leg 1	2270	1651	2270	1741	90	35
Bottom	Leg 2	2270	1188	2270	1651	483	30
Bottom	Leg 3	2270	1128	2270	1188	60	35
Bottom	Leg 4	2270	525	2270	1128	603	30
Bottom	Leg 5	2270	435	2270	525	90	40

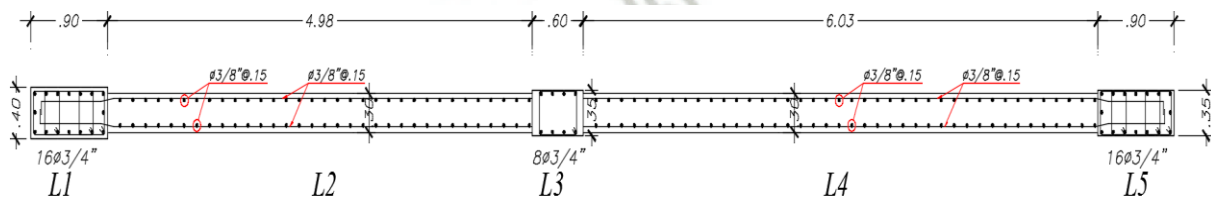
Flexural Design for P_u, M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (cm ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P _u tonf	M _{u2} tonf-cm	M _{u3} tonf-cm	Pier A _g cm ²
Top	165.34	0.004	0.0021	UDWal6	688.7814	1850.122	-692867.985	40830
Bottom	257.18	0.0063	0.0021	UDWal6	710.3197	-4086.175	-798349.305	40830

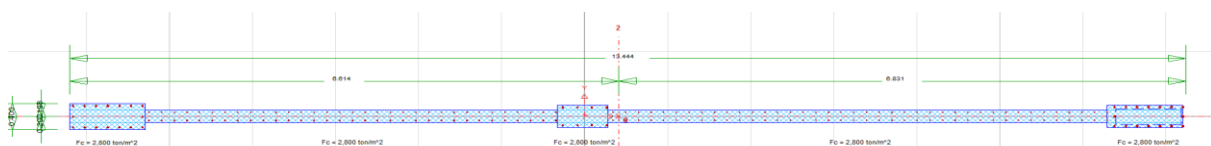
Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	V _u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0.2138	UDWal4	-140.491	2982.101	48.4797	0	48.4797
Top	Leg 2	0.075	UDWal4	-32.2981	11511.599	169.8115	117.1794	204.6884
Top	Leg 3	0.0875	UDWal4	52.2081	1819.251	15.5096	12.4631	25.6931
Top	Leg 4	0.075	UDWal4	262.4093	24354.791	226.487	198.2826	312.2496
Top	Leg 5	0.2225	UDWal6	-155.091	5657.921	50.4624	0	50.4624
Bottom	Leg 1	0.2138	UDWal4	-137.7883	-4519.078	48.4797	0	48.4797
Bottom	Leg 2	0.075	UDWal4	-20.3805	50614.097	169.8115	118.967	206.474
Bottom	Leg 3	0.0875	UDWal4	54.0099	2169.625	15.5096	10.7086	23.9386
Bottom	Leg 4	0.075	UDWal4	277.9305	51723.131	226.487	200.6108	314.5778
Bottom	Leg 5	0.2225	UDWal6	-153.1802	4743.756	50.4624	0	50.4624

Repartimos el total del refuerzo entre los elementos de borde y las pantallas



CSI COL:



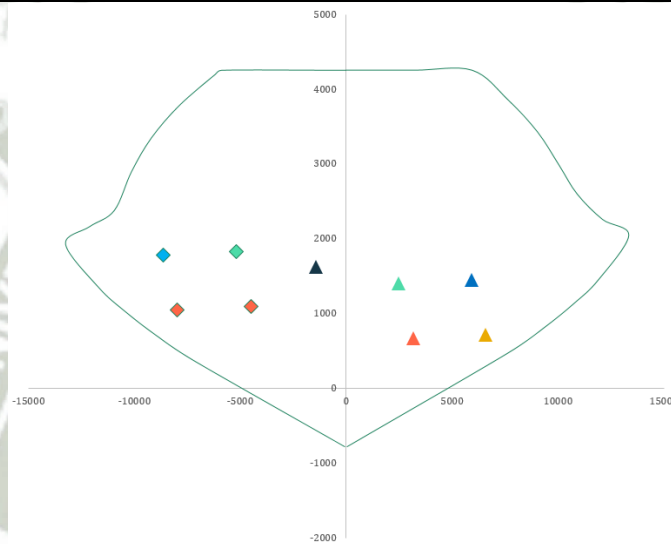


Bach. Oscar Gonzales M.

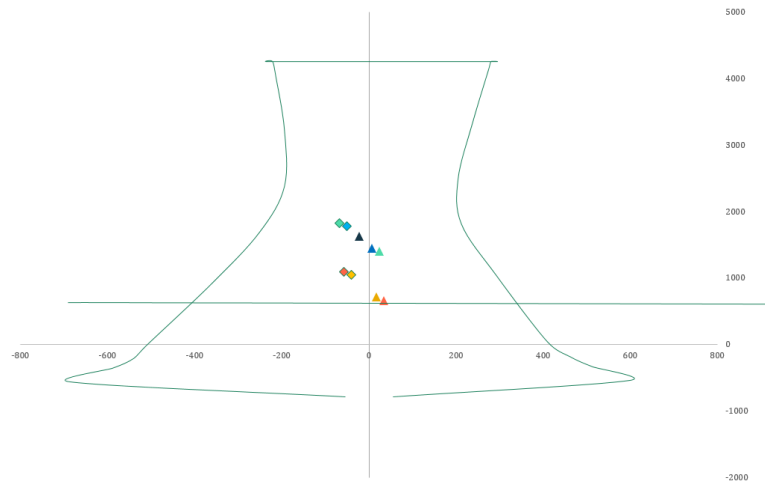
Universidad Católica de Santa María

Diagrama de Interacción en X

X	Interacción en X - 90 grados			Interacción en X - 270 grados		
	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	-782.14	55.11	1	4,260.25	0	
2	470.32	7645.53	2	4,260.25	-348.32	
3	812.75	9369.76	3	4,260.25	-5874.57	
4	1132.32	10759.78	4	4,205.89	-6163.09	
5	1450.26	11921.68	5	3,787.26	-7867.28	
6	2046.05	13362.18	6	3,354.87	-9177.58	
7	2262.13	12120.78	7	2,901.56	-10119.09	
8	2600.94	10927.11	8	2,382.79	-10928.12	
9	2980.83	10086.47	9	2,166.06	-12094.57	
10	3432.97	9053.55	10	1,928.67	-13228.2	
11	3864.58	7654.67	11	1,352.30	-11673.36	
12	4260.25	5959.52	12	1,034.47	-10442.55	
13	4260.25	3268.84	13	714.88	-8983.35	
14	4260.25	286.47	14	372.57	-7185.61	
15	4260.25	0	15	-782.14	-55.11	



Y	Interacción en Y - 0 grados			Interacción en Y - 180 grados		
	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)	Point	Load (ton)	Moment (ton-m)
1	-782.14	55.11	1	4,260.25	0	
2	-533.91	599.04	2	4,260.25	-46.02	
3	-330.12	513.24	3	4,260.25	-186.83	
4	-177.63	460.99	4	4,260.25	-237.22	
5	47.46	409.03	5	4,260.25	-221.68	
6	1050.16	291.19	6	4,049.59	-214.6	
7	1819.05	211.54	7	3,233.88	-194.56	
8	2492.77	204.01	8	2,384.90	-194.4	
9	3336.64	237.23	9	1,693.43	-251.54	
10	4151.44	274.63	10	916.63	-361.88	
11	4260.25	279.36	11	-4.00	-510.02	
12	4260.25	293.33	12	-201.44	-539.49	
13	4260.25	218.9	13	-350.66	-588.38	
14	4260.25	51.66	14	-556.93	-686.06	
15	4260.25	0	15	-782.14	-55.11	



Analizando ahora con esta distribución de refuerzo tenemos que:

Flexural Design for P, M₃ and M₂

Station	D/C	Flexural	P _u tonf	M _{u2} tonf-cm	M _{u3} tonf-cm
Top	0.713	UDWal6	688.7614	1850.122	-692867.985
Bottom	0.995	UDWal6	710.3197	-4066.175	-796349.305

La demanda comparada con la capacidad del muro para flexocompresión es satisfecha.

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _u tonf	M _u tonf-cm	V _u tonf	ΦV _c tonf	ΦV _n tonf
Top	Leg 1	0.2138	UDWal4	-140.491	2982.101	48.4797	0	48.4797
Top	Leg 2	0.075	UDWal4	-32.2981	11511.599	169.8115	117.1794	204.6864
Top	Leg 3	0.0875	UDWal4	52.2081	1819.251	15.5096	12.4631	25.6931
Top	Leg 4	0.075	UDWal4	262.4093	24354.791	226.487	198.2826	312.2496
Top	Leg 5	0.2225	UDWal6	-155.091	5657.921	50.4624	0	50.4624
Bottom	Leg 1	0.2138	UDWal4	-137.7883	-4519.078	48.4797	0	48.4797
Bottom	Leg 2	0.075	UDWal4	-20.3805	50614.097	169.8115	118.967	206.474
Bottom	Leg 3	0.0875	UDWal4	54.0099	2169.625	15.5096	10.7086	23.9386
Bottom	Leg 4	0.075	UDWal4	277.9305	51723.131	226.487	200.6108	314.5778
Bottom	Leg 5	0.2225	UDWal6	-153.1902	4743.756	50.4624	0	50.4624

Para cortante tenemos que el elemento de borde 1:

$$A_v = 6 \times \phi_e = 6 \times 3/8" = 6 \times .71 = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v}{\text{cm}^2/\text{cm}} = \frac{4.26}{0.2138} = 19.93 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Para cortante tenemos que la pantalla 2:

$$A_v = 2 \times \phi_e = 2 \times 3/8" = 2 \times .71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v}{\text{cm}^2/\text{cm}} = \frac{1.42}{0.075} = 18.93 \text{ cm}$$

Para cortante tenemos que el elemento confinado 3:



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

$$A_v = 2 \times \phi_e = 2 \times 3/8" = 2 \times .71 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v}{\text{cm}^2/\text{cm}} = \frac{1.42}{0.0875} = 16.23 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Para cortante tenemos que el pantalla 4:

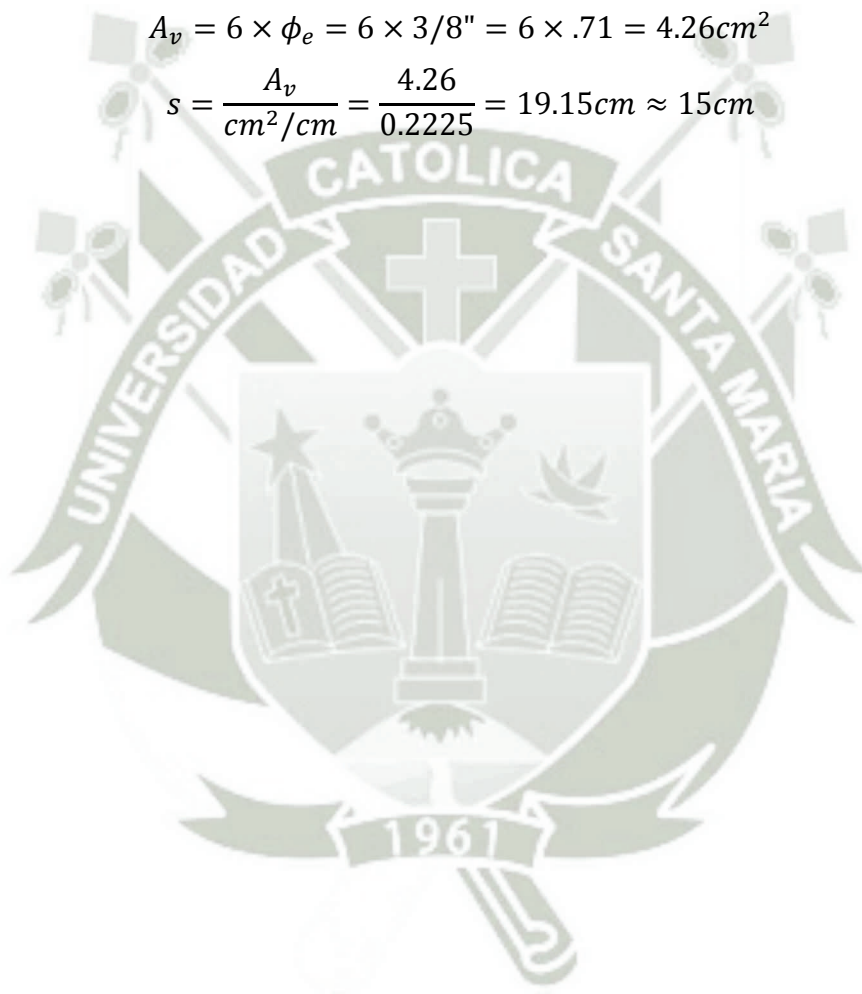
$$A_v = 2 \times \phi_e = 2 \times 3/8" = 2 \times .71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

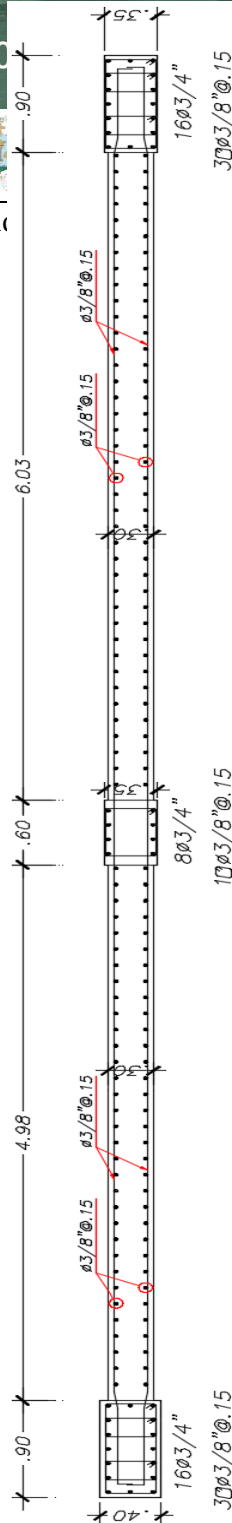
$$s = \frac{A_v}{\text{cm}^2/\text{cm}} = \frac{1.42}{0.075} = 18.93 \text{ cm}$$

Para cortante tenemos que el elemento de borde 5:

$$A_v = 6 \times \phi_e = 6 \times 3/8" = 6 \times .71 = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v}{\text{cm}^2/\text{cm}} = \frac{4.26}{0.2225} = 19.15 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$





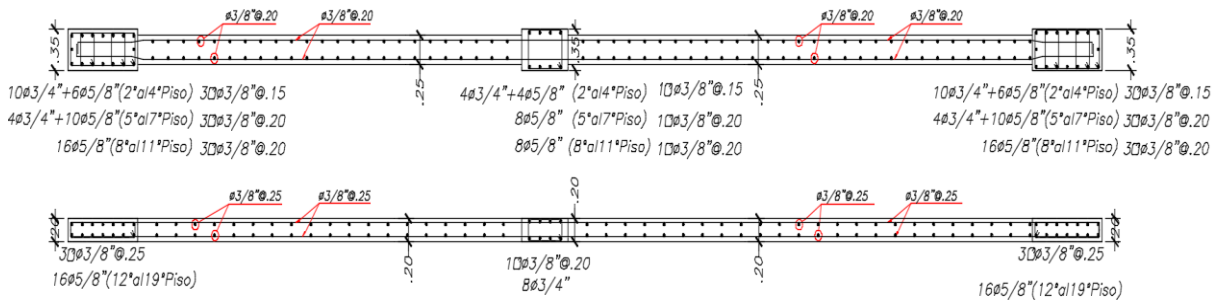
1.

lo6 Co

Muro Estructural - Diseño por Flexocompresión			
Ancho 35 cm	Elemento Borde 35 cm 110 cm	Pantalla 35 cm 35 cm	Elemento confinado 35 cm 60 cm
Longitud 90 cm	# = 16 $\phi = \phi 3/4"$ area $\phi_{est} = 2.85$ cm area Tot $\phi = 45.60$ cm ² area Tot $\phi = 217.68$ cm ²	# = 31 # = 62 $\phi = \phi 3/8"$ area $\phi_{est} = 0.71$ cm area Tot $\phi = 44.02$ cm ²	# = 8 $\phi = \phi 3/4"$ area $\phi_{est} = 2.85$ cm area Tot $\phi = 22.80$ cm ²
Muro Estructural - Longitud del elemento de borde			
Borde Necesario Lw= 1306.00 cm $\delta y = 3.89$ cm Hz2= 6100.00 cm Hz1= 915.00 cm Hw= 5185.00 cm $\delta y/hw = 0.00075$ $\delta y/hw = 0.00500$ $\delta y/hw = 0.005$ $c_{m\acute{a}x} \geq \frac{l_w}{600} \left(\frac{1.5\delta_u}{h_w} \right)$ c= 123.22 cm lbe1= -7.38 cm lbe2= 61.61 cm lbe= 61.61 cm	Borde Necesario Lw= 1306.00 cm $\delta y = 3.89$ cm Hz2= 6100.00 cm Hz1= 915.00 cm Hw= 5185.00 cm $\delta y/hw = 0.00075$ $\delta y/hw = 0.00500$ $\delta y/hw = 0.005$ cm $\acute{a}x = 290.22$ c= 123.22 cm lbe1= -7.38 cm lbe2= 61.61 cm lbe= 61.61 cm	Acero en la pantalla Rebar cm2/cm = 0.055 # = 2 $\phi = \phi 3/8"$ area $\phi_{est} = 1.42$ cm ² s = 25.82 cm $\left(\frac{\delta_u}{h_w} \right) \geq 0.005$ $\left(\frac{\delta_u}{h_w} \right) \geq 0.005$ $c_{m\acute{a}x} \geq \frac{l_w}{600} \left(\frac{1.5\delta_u}{h_w} \right)$ $l_{be} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1l_w \\ c/2 \end{array} \right.$	Acero en la pantalla Rebar cm2/cm = 0.055 # = 2 $\phi = \phi 3/8"$ area $\phi_{est} = 1.42$ cm ² s = 25.82 cm 1388.26 ton AS= 261.95 cm ² fy= 4200 kgf/cm2 T= 1100190.00 kgf a= 348.52 cm $\beta = 0.85$ C= 410.03 cm

a

Seguimos el mismo procedimiento para los demás pisos de arriba:



Dimensionamiento Vertical del elemento Elementos de Borde en el muro estructural

a) La altura del elemento de borde con un confinamiento especial es hasta el mayor de



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

$$\max \left\{ \begin{array}{l} l_w = 1306 \text{ cm} \\ \frac{M_{U,CS}}{4V_{U,CS}} = \frac{661921685.6}{4 \times 417569.25} = 396 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$h_{be} = 1306 \text{ cm}$$

Sabiendo que la altura es:

$$h_w = 5185 \text{ cm}$$

$$\%h = \frac{1306}{5185} \approx 25\%h, \text{ es decir } 1/4 \text{ de la altura total del muro}$$

Por piso existe una altura de:

$$h = 275 \text{ cm}$$

Tendríamos que extender el confinamiento de los bordes especiales hasta:

$$\text{Pisos} = \frac{1306}{275} = 4.74 \approx 5 \text{ to piso}$$

b) Luego el elemento de borde continuará con un confinamiento ordinario hasta que

$$A_{s,be}/A_{g,be} > 28/f_y$$

Tomamos el armado desde el 8vo al 11vo piso: $4 \times 3/4" + 6 \times 5/8"$

$$A_{s,be} = 4 \times 2.85 + 6 \times 1.98 = 23.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{g,be} = 90 \times 30 = 2700 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s,be}}{A_{g,be}} > \frac{28}{f_y}$$

$$\frac{23.28}{2700} > \frac{28}{4200}$$

$$0.0086 > 0.0067$$

c) No se requiere confinamiento a partir de que $A_{s,be}/A_{g,be} \leq 28/f_y$

Tomamos el armado desde el 12vo al 19vo piso: $10 \times 5/8"$

$$A_{s,be} = 10 \times 1.98 = 19.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{g,be} = 90 \times 30 = 2700 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s,be}}{A_{g,be}} > \frac{28}{f_y}$$

$$\frac{19.80}{2700} > \frac{28}{4200}$$

$$0.0073 > 0.0067$$

“Aún se requiere el confinamiento ordinario”.



Longitud de Empalme del Refuerzo del Muro

De acuerdo con ACI 318-14 21.9.2.3 se requiere que el refuerzo en muros estructurales debe ser desarrollado o empalmados para la resistencia específica de fluencia, f_y , de acuerdo con el Capítulo 12.

La clase B de empalmes son utilizados para barras verticales en los elementos de borde y en el alma del muro.

En las locaciones donde la fluencia de refuerzo que ocurren debido al desplazamiento producidas por fuerzas sísmicas, las longitudes de desarrollo del refuerzo longitudinal debe ser 1.25 veces.

La longitud anticipada de rótula plástica en la base de un muro es el mayor de:

$$l_p = \max \left\{ \begin{array}{l} l_w = 19.67 \text{ ft} \\ \frac{M_{U,CS}}{4V_{U,CS}} = \frac{12,558}{4 \times 463} = 6.8 \text{ ft} \end{array} \right.$$

Por lo tanto, la longitud desarrollada por el refuerzo longitudinal será de $l_d = 1.25l_d$ sobre aproximadamente 7 de los 20 pisos de la edificación.

Longitud de Empalme en los elementos de Borde

Para las varillas verticales No. 8

Tabla 6.12: Ecuaciones para longitud de desarrollo

	No. 6 y Barras menores y alambres deformados	No. 7 y Barras mas grandes
Caso 1: Espaciamiento libre de barras siendo desarrolladas o empalmadas no menor que d_b , y estribos a lo largo de l_d no menor que el mínimo del código	$l_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{6.63 \sqrt{f'_c}} d_b$	$l_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{5.31 \sqrt{f'_c}} d_b$
Caso 2: Espaciamiento libre de barras siendo desarrolladas o empalmadas no menor que $2d_b$ y recubrimiento libre no menor que d_b		
Otros Casos	$l_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{4.42 \sqrt{f'_c}} d_b$	$l_d = \frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{3.54 \sqrt{f'_c}} d_b$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Tabla 6.13: Factores de modificación para el desarrollo de barras deformadas y alambres deformados en tensión

Factor de Modificación	Condición	Valor del factor
Concreto ligero λ	Concreto ligero	0.75
	Concreto ligero, donde f_{ct} es especificado	De acuerdo con 19.2.4.3
	Concreto de peso normal	1.0
Epóxico ψ_e	Epóxico-colado o zinc y epóxico dual-colado refuerzo con claro sin recubrimiento que $3d_b$ o claro espaciamiento menor que $6d_b$	1.5
	Epóxico-colado o zinc y epóxico dual-colado refuerzo con claro sin recubrimiento que $3d_b$ o claro espaciamiento menor que $6d_b$	1.2
	No colado o zinc-colado (galvanizado) refuerzo	1.0
Tamaño ψ_s	No. 7 o barras mas grandes	1.0
	No. 6 y barras más pequeñas y alambres deformados	0.8
Colocado en sitio ψ_t	Más que 12 in. De concreto fresco colocado debajo del refuerzo horizontal	1.3
	Otros	1.0

El producto $\psi_t \psi_e$ necesariamente no excederán 1.7

ACI 318-25.4.2.3a

$$l_d = \left(\frac{1}{3.54} \frac{f'_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \quad ; \quad \text{término de confinamiento} = \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) < 2.5$$

ACI 318-25.4.2.3b índice del refuerzo transversal = $K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{s n}$

Donde:

n = número de barras o alambres siendo desarrollados o empalmes por traslapo a lo largo del plano de corte.

$K_{tr} = 0$, se puede usar como diseño simplificado aun si existe refuerzo transversal.

Para nuestro caso:

Concreto ligero $\lambda = 1$

Epóxico $\psi_e = 1$

Tamaño $\psi_s = 1$

Colocado en sitio $\psi_t = 1$

c_b = Recubrimiento o espaciamiento de las barras entre ejes, el que sea menor

$$r_n = \text{recubrimiento} = 4\text{cm}$$

$$\phi_e = \text{diametro del estribo} = 3/8" = 0.95\text{cm}$$

$$\phi_v = \text{diámetro de la varilla} = 1" = 2.54\text{cm}$$



Tabla 6.14: Recubrimiento o espaciamiento entre ejes de barras del elemento de borde

Mitad del espaciamiento entre los ejes de las varillas extremas	Recubrimiento
$s = \left(l - 2 \left(r_n + \phi_e + \frac{\phi_v}{2} \right) \right) / 2$ $s = \left(25 - 2 \left(4 + 0.95 + \frac{3.49}{2} \right) \right) / 2 = 11.60 \text{ cm} / 2$ $s = 5.8 \text{ cm}$	$r = r_n + \phi_e + \frac{\phi_v}{2}$ $r = 4 + 0.95 + \frac{3.49}{2}$ $r = 6.7 \text{ cm}$
$c_b = 5.8 \text{ cm}$	

A_{tr} = Área de refuerzo transversal en una longitud igual a s. (2 veces el área de la barra de los estribos $\phi = 3/8" @ 12.5 \text{ cm} \therefore A_{tr} = 2 \cdot 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$)

f_{yt} = Límite elástico del refuerzo transversal

s = Espaciamiento vertical máximo del refuerzo transversal a lo largo de l_d

$$\text{índice del refuerzo transversal} = K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105.6 s n}$$

$$K_{tr} = \frac{1.42 \times 4200}{105.6 \times 12.5 \times 2} = 2.25 \text{ cm}$$

$$\text{término de confinamiento} = \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) = \left(\frac{5.8 + 2.25}{3.49} \right) = 2.31 < 2.5 \text{ (OK)}$$

$$l_d = \left(\frac{1}{3.54} \frac{f'_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right)$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \left(\frac{1}{3.54} \frac{4200}{1 \sqrt{280}} \frac{1.3 \cdot 1 \cdot 1}{(2.31)} \right) = (39.9) \approx (40 \text{ cm})$$

$$l_d = (40) \times \frac{3.49}{100} \times \frac{(A_{s_{req}} = 18.71 \text{ cm}^2)}{(A_{s_{sumministrado}} = 2\phi 1 3/8" = 20.12 \text{ cm}^2)} = 1.30 \text{ m}$$

Longitud de Empalme en el alma

Para las varillas verticales No. 3 y para nuestro caso:

Concreto ligero $\lambda = 1$

Epóxico $\psi_e = 1$

Tamaño $\psi_s = 1$

Colocado en sitio $\psi_t = 1$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

c_b = Recubrimiento o espaciamiento de las barras entre ejes, el que sea menor

$$r_n = \text{recubrimiento} = 4\text{cm}$$

$$\phi_e = \text{diametro del estribo} = 3/8" = 0.95\text{cm}$$

$$\phi_v = \text{diámetro de la varilla} = 1" = 2.54\text{cm}$$

Tabla 6.15: Recubrimiento o espaciamiento entre ejes de barras del alma

Mitad del espaciamiento entre los ejes de las varillas extremas	Recubrimiento
$s = sv/2$ $s = (sv)/2 = 11.60 \text{ cm}/2$ $s = 5.8 \text{ cm}$	$r = r_n + \phi_e + \frac{\phi_v}{2}$ $r = 4 + 0.95 + \frac{3.49}{2}$ $r = 6.7 \text{ cm}$
$c_b = 5.8 \text{ cm}$	

A_{tr} = Área de refuerzo transversal en una longitud igual a s. (2 veces el área de la barra de los estribos $\phi = 3/8"@12.5\text{cm} \therefore A_{tr} = 2 \cdot 0.71 = 1.42\text{cm}^2$)

f_{yt} = Límite elástico del refuerzo transversal

s = Espaciamiento vertical máximo del refuerzo transversal a lo largo de l_d

$$\text{índice del refuerzo transversal} = K_{tr} = 0$$

$$\text{término de confinamiento} = \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) = \left(\frac{5.8 + 0}{3.49} \right) = 3 > 2.5 \text{ (Usamos 2.5)}$$

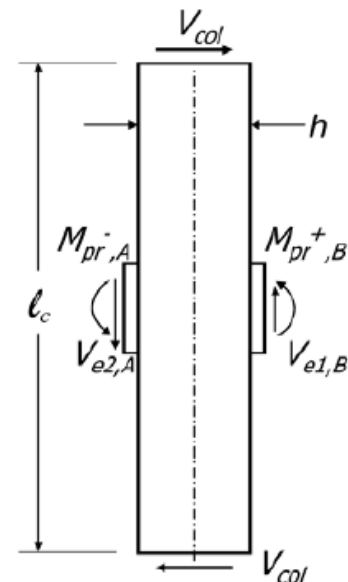
$$l_d = \left(\frac{1}{3.54} \frac{f'_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \rightarrow \frac{l_d}{d_b} = \left(\frac{1}{3.54} \frac{4200}{1\sqrt{280}} \frac{1.3 \cdot 1 \cdot 1}{(2.5)} \right) = (39.9) \approx (40\text{cm})$$

$$l_d = (40) \times \frac{3.49}{100} \times \frac{(A_{sreq} = 18.71\text{cm}^2)}{(A_{sadministrado} = 2\phi 3/8" = 20.12\text{cm}^2)} = 1.30\text{m}$$

6.6 Conexión Viga-Columna

Cabe resaltar los diferentes conceptos de:

Unión Viga-Columna: “Porción de la columna dentro de la profundidad de la viga más peraltada que enmarca en la columna”



$V_{col} = [(M_{pr,+} + M_{pr,-}) + \dots]$
Figura 6-29: DCL de la unión viga-columna



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Conexión Viga-Columna: “Comprime la unión más porciones de las columnas, vigas, y losa inmediatamente adyacentes a la unión, estas uniones permiten la transferencia de fuerzas y momentos entre las vigas y columnas”

En las regiones de alta sismicidad como en el Perú, las uniones viga-columnas en sistemas resistentes a fuerzas sísmicas, deben de ser diseñadas con refuerzo transversal (lateral) para así confinar de la unión de concreto, mejorar el anclaje, restringir el pandeo, y resistir el cortante en la unión. En una unión exterior los momentos típicamente son relativamente pequeños y pueden ser acomodados por la unión con el refuerzo nominal de la unión. En la unión interior el objetivo es el de transmitir la fuerza axial de la columna y la tensión flexional de la viga y fuerzas a compresión a través de la unión. Los pórticos resistentes a sismo, primero ocurren la fluencia del refuerzo en vigas y posteriormente en columnas, es decir la demanda de la unión está basado en la resistencia de momento de las vigas.

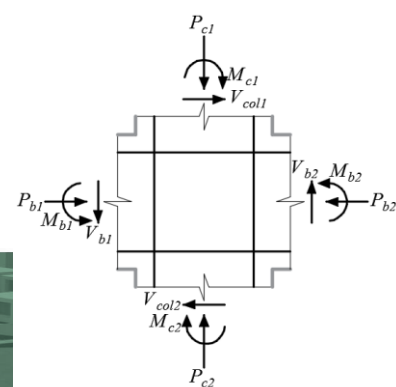
Es por ello que el objetivo en pórticos resistentes a sismos, es que las uniones permanezcan elásticas mientras que las rotulas plásticas se forman desde las caras de las vigas.

Conclusión: Es importante diseñar las uniones para así asegurar que la resistencia de las mismas sea mayor a la de las vigas y columnas, teniendo en cuenta que primero tiene que darse la fluencia en las vigas y así obtener un correcto mecanismo de colapso (dúctil) como el de Viga débil - Columna fuerte.

En la unión exterior el objetivo es de transmitir los momentos de la viga a las columnas adyacentes a través de la unión.

Para el caso de diseño por desempeño la principal consideración de desempeño es el agrietamiento de la unión exterior bajo cargas de servicio.

Cabe resaltar que en pórticos resistentes a sismo la fluencia ocurre principalmente en vigas, es decir la demanda de la unión está basado en la resistencia de momento de las vigas. Para el Diseño Sísmico, la fluencia de la viga define la demanda en pórticos resistentes





Bach. Oscar Gonzales M.

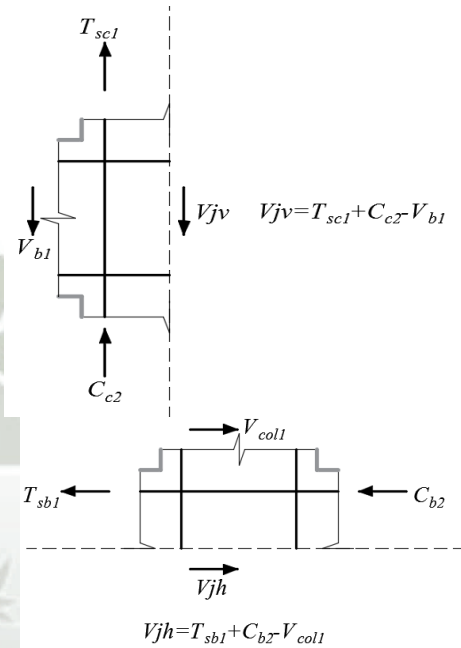
Universidad Católica de Santa María

6.6.1 Análisis de Uniones con Refuerzo y sin Refuerzo

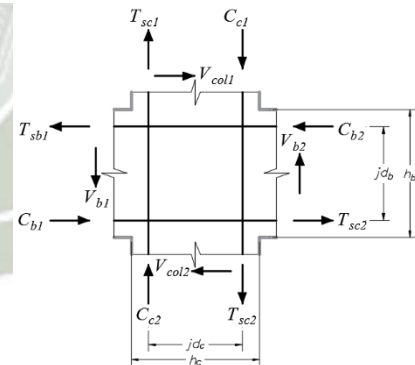
Análisis de las fuerzas externas (Axiales, Cortantes y Momentos) en las conexiones viga-columna:

Esfuerzos internos (Esfuerzos de las barras de acero y Cortantes en los bordes de la unión) en las uniones:

Cortante de una unión horizontal
(actúan solo las fuerzas horizontales):



Cortante de una unión Vertical
(actúan solo las fuerzas verticales):

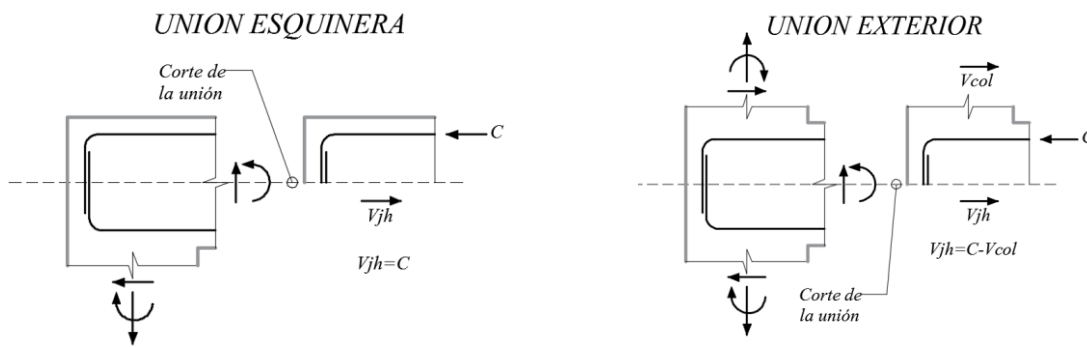


Tal y como se aprecia, los cortes en la unión tanto horizontal como vertical provocarían cortantes horizontalmente y verticalmente respectivamente, es por ello que solo se consideran únicamente esas fuerzas en esos sentidos y esto se puede apreciar en los cortes de secciones para los casos de uniones exteriores y de esquina también:



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María



6.6.1.1 Uniones con refuerzo

6.6.1.1.1 Conexiones Interiores

La unión no necesita de refuerzos transversales para equilibrar las fuerzas, sin embargo ayuda para confinar las uniones y así incrementar la resistencia a compresión y la ductilidad del puntal diagonal a compresión.

Por medio del mecanismo de la armadura, se puede apreciar que se requiere tensores para equilibrar tanto vertical como horizontalmente las fuerzas de anclaje que actúan sobre las columnas y vigas.

Es así que el refuerzo transversal cumple la función de estos tensores y las barras longitudinales actuarían de tensores verticales si estos están bien distribuidos en la unión.

El refuerzo horizontal por equilibrio es:

$$nA_{jh}f_{yt} = C_s + T_s - F_b$$

n=números de estribos

A_{jh}=área del refuerzo de cada estribo en la dirección paralela a la unión cortante

f_{yt}=esfuerzo de fluencia del refuerzo de cortante de la unión

Y el monto del refuerzo distribuido vertical es similar su forma de hallar

$$A_{jh} = \frac{C_s + T_s - F_b}{nf_{yt}}$$

6.6.2 Ejemplo de Diseño la Unión viga columna

Definiendo tamaño de la unión

$$A_j = 30 \times 60 = 1800 \text{ cm}^2$$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Determinación del refuerzo transversal para el confinamiento: El máximo de los dos siguientes

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.3 \left(\frac{1800}{22 \times 52} - 1 \right) \frac{210}{4200} = 0.0086$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.09 \frac{210}{4200} = 0.0045$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.0086 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

El peralte de la viga es de 60 y la distancia entre refuerzo superior e inferior es de 52cm

Para un espaciamiento de 15cm inicial

$$A_{sh} = 15 \times 0.0086 = 0.129 \text{ cm}^2$$

Entonces usaremos 5 estribos

$$A_v = 2 \times \phi_e = 2 \times 3/8" = 2 \times .71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v}{\text{cm}^2/\text{cm}} = \frac{1.42}{0.129} = 11 \text{ cm}$$

Finalmente el confinamiento de la unión es de:

$$2\phi_e 3/8" @ 10 \text{ cm}$$

6.7 Análisis y Diseño de Cimentación

Tabla 6.16: Capacidad portante para diferente tipos de suelos

Tipo de Suelo	qs
---------------	----



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

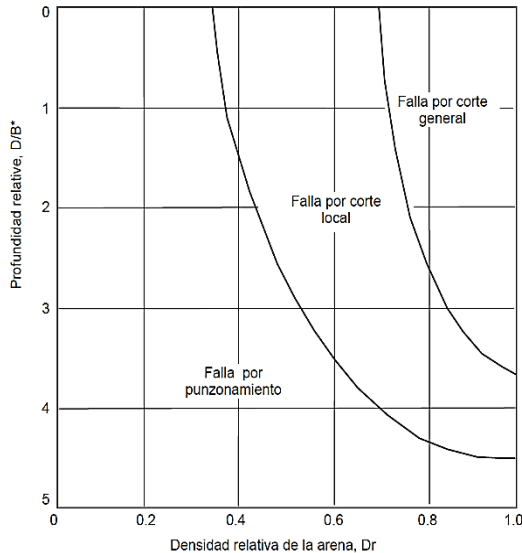
La principal función de las cimentaciones superficiales (poca profundidad desde la superficie del terreno) es la de distribuir la carga de las columnas o muros incluyendo el peso propio de la cimentación al suelo de modo que la presión que soporte el suelo no supere la misma que pueda soportar. Para ello son reforzadas con parrillas de acero perpendiculares entre sí.

Los esfuerzos críticos en una zapata que se deberá de chequear son:

Presión admisible del suelo (presión del suelo que puede soportar).

Esfuerzos de tensión (acero), flexión (concreto reforzado), adherencia (longitud de anclaje concreto y acero).

	(kg/cm ²)
Rocas macizas: granito, diorita, gneis	100
Rocas laminadas: esquistos, pizarra	40
Rocas sedimentarias: caliza, arenisca	15
Cascajo, gravas o gravas arenosas (GW ó GP)	
Compactas	5
Medianamente compactas	4
Seltas	3
Arenas o arenas con grava bien graduadas (SW)	
Compactas	3.75
Medianamente compactas	3
Seltas	2.25
Arenas o arenas con grava mal graduadas (SP)	
Compactas	3
Medianamente compactas (Lima)	2.5
Seltas	1.75
Gravas sienosas o grava-arena-sieno (GM)	
Compactas	2.5
Medianamente compactas (Lima)	2
Seltas	1.5
Arenas sienosas o arena-sienosa (SM)	2
Gravas arcillosas o arenas arcillosas (GC-SC)	2
Suelos inorgánicos, sienos, arenas finas (ML-CL)	1
Arcillas inorgánicas plásticas, arenas diatomáceas, sienos elásticos (CH-MH)	1



Muchas veces para hacer un diseño aproximado se utiliza cargas portantes según la siguiente tabla:

Figura 6-30: Formas típicas de falla VESIC, 1963

Conceptos de Mecánica de Suelos:

- 1.- Falla por corte general: Cuando el tipo de falla es repentina y se da en el suelo.
- 2.- Falla de corte local: Cuando no presenta un valor máximo de q .



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

3.- Falla de corte por punzonamiento: Cuando una carga mayor a la carga última de falla hace que la superficie de falla no se extienda hasta la superficie del terreno.

$$B = 2BL/(B + L) \text{ zapatas rectangulares}$$

4.- Capacidad de carga última: Es la carga por área unitaria de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo.

5.- Cimentación superficial: Se define así a las cimentaciones cuando la profundidad de desplante de la cimentación medida desde la superficie del terreno (D_f) es 3 o 4 veces el ancho de la cimentación.

Nota: Terzagui (1943) anteriormente proponía que D_f sea menor o igual al ancho de la cimentación, para que se considere una cimentación superficial.

6.- Capacidad de carga última neta: Es la presión última por unidad de área de la cimentación que puede ser soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo circundante al nivel de desplante de la cimentación.

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

7.- Capacidad de Carga Admisible: Es el cociente entre la capacidad de carga última neta y un factor de seguridad (FS) a la capacidad de la carga última bruta.

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

8.- Ecuación General de la capacidad de carga propuesta por Meyerhof (1963): (Cimentaciones Rectangulares ($0 < B/L < 1$), considerando la profundidad de desplante e inclinación de carga)

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

6.7.1 Zapatas Aisladas

Terzagui (1943) sugiere que la superficie de falla en el suelo bajo carga última sea igual a:

(Cimentación cuadrada – Falla por corte General)

$$q_u = 1.3c' N_c + q N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

(Cimentación cuadrada – Falla por corte Local)

$$q_u = 0.867c' N_c + q N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

Este tipo de cimentaciones son usuales ya que son económicas.

6.7.1.1 Distribución de las presiones en el suelo:



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

El desempeño de una cimentación bajo cargas de gravedad deberá considerar los **asentamientos tanto el diferencial como el total**, la capacidad portante del suelo, la capacidad estructural de los elementos de la cimentación.

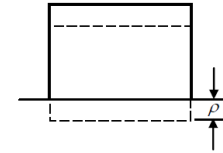
La falla de la cimentación bajo cargas de gravedad está asociada con asentamientos totales o diferenciales excesivos de los elementos de la cimentación, antes que falle la capacidad portante del suelo o los elementos estructurales. Es por ello que el diseño de fundaciones geotécnicas está basado bajo esfuerzos permisibles debido a las combinaciones de cargas de servicio.

Las cimentaciones con comportamiento elástico es usualmente pretendido cuando se someten a la cimentación cargas permanentes tratando así de evadir algún levantamiento, sin embargo se permite algo de levantamiento cuando se combina las cargas de gravedad-viva (cargas permanentes o de servicio) con cargas de viento/sismo (cargas temporales), debido a que estas cargas inducen efectos transitorios en el suelo, siendo la principal preocupación la falla por capacidad portante antes que la de asentamiento a largo plazo (se deberá asegurar la resistencia al volteo), es por ello que “cuando intervenga fuerzas de sismo y/o viento se podrá incrementar en un 30% la presión admisible del suelo (NTE.060 15.2.4)”.

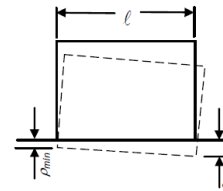
El 30% \approx (1/3) de las (Combinación de Cargas permanentes + temporales).

Elástico con esfuerzo uniforme ($e = 0$):

La variación de la presión del suelo variará linealmente bajo condiciones de carga elásticas



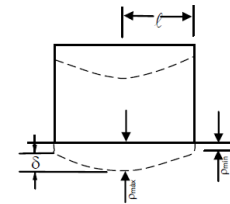
a) Asentamiento Uniforme.



$$\Delta \rho = \rho_{\text{máx}} - \rho_{\text{mín}}$$

$$\text{Distorsión angular} = \frac{\Delta \rho}{\ell} = \frac{\delta}{\ell}$$

b) Volteo.



$$\Delta \rho = \rho_{\text{máx}} - \rho_{\text{mín}}$$

$$\text{Distorsión angular} = \frac{\Delta \rho}{\ell} = \frac{\delta}{\ell}$$

Figura 6-31: Tipos de Asentamientos

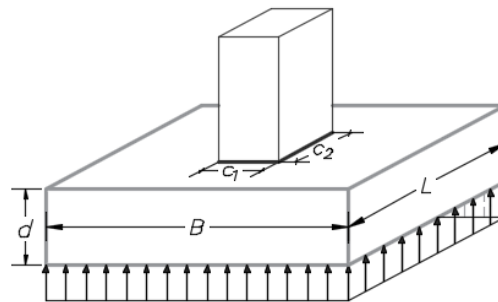


Figura 6-32: Presión Elástica, esfuerzo uniforme



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Elástico sin levantamiento ($0 < e \leq B/6$): Distribución lineal de tensiones según la ley de

NAVIER: $e_x = \frac{M_x}{P_v}$; $e_y = \frac{M_y}{P_v}$

$$q = \frac{Q}{LB} \pm \frac{6M_x}{L^2B} \pm \frac{6M_y}{LB^2}$$

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow q = \frac{Q}{LB} \pm \frac{6M_x}{L^2B}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow q = \frac{2Q}{3\left(\frac{L}{2} - e\right)B}$$

Efecto de la excentricidad de la carga

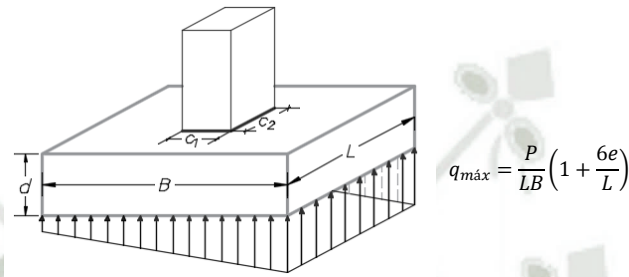


Figura 6-33: Presión Elástica, esfuerzo sin levantamientos

Elástico, ocurre levantamiento ($B/6 < e \leq B/2$):

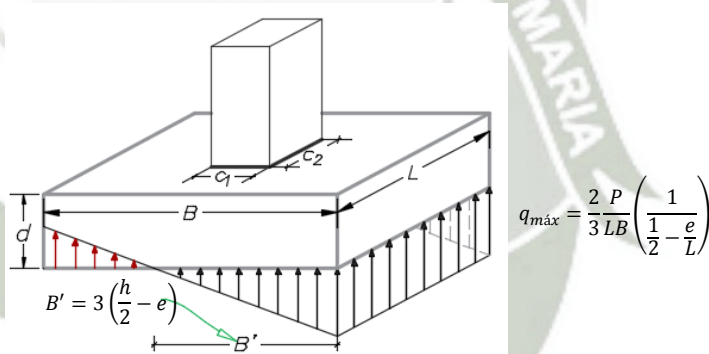


Figura 6-34: Presión Elástica, esfuerzo luego de levantarse

Inelástico, plastificación parcial

($e > B/2$): La zapata es inestable

$$q_{m\acute{a}x} = q_c$$

Inelástico, plastificación total

($e > B/2$): La zapata es inestable

$$q_{m\acute{a}x} = q_c = \frac{P}{BL'} = \frac{P}{B(L-2e)}$$

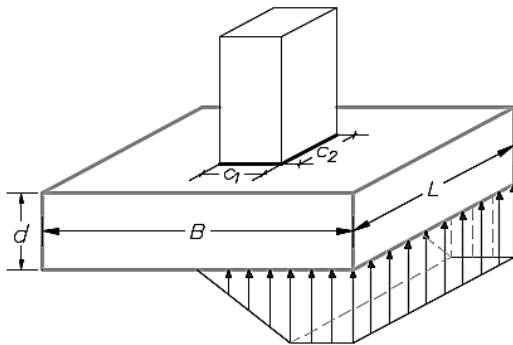


Figura 6-35: Plastificación Parcial

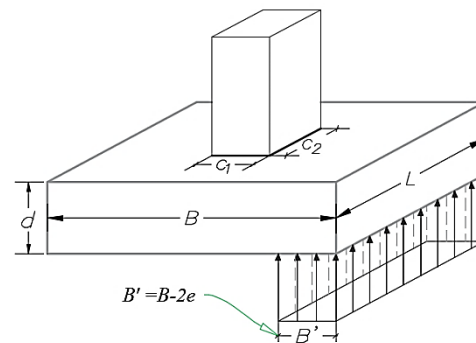


Figura 6-36: Plastificación Total



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

DIMENSIONAMIENTO:

PLANTA: Se considera las cargas sin factorar

$$A_z = \frac{(P_s) + P_p}{q_{m\acute{a}x}} = \frac{(D + L) + \%P_s}{q_{m\acute{a}x}} = (c_1 + 2m)(c_2 + 2m) = L \times B$$

Aproximación:

$$L = \sqrt{A_z} + \frac{(B - c_1)}{2} \qquad B = \sqrt{A_z} - \frac{(B - c_1)}{2}$$

Considerando el peso del relleno sobre la zapata, se tomará el Área con el mayor valor entre:

P_v (sin factorar y sin cargas laterales)

P_v (sin factorar y con cargas laterales)

$$A_z = \frac{P_v}{(q_a - q_o)} \qquad A_z = \frac{P_v}{(1.33q_a - q_o)}$$

ELEVACIÓN: Se considera las cargas factoradas

Se calcula el peralte efectivo de la zapata “d”

V_c: Resistencia nominal a cortante provista por el concreto V_s: Resistencia nominal a cortante provista por el acero

v_c: Esfuerzo nominal a cortane provista por el concreto v_s: Esfuerzo nominal a cortane provista por el acero

$$v_c = \frac{V_c}{b_w d} \quad \acute{o} = \frac{V_c}{b_o d} \qquad v_s = \frac{V_s}{b_w d} \quad \acute{o} = \frac{V_s}{b_o d}$$

b_o: Perímetro de la sección crítica alrededor de la columna A_o: Área de la sección crítica alrededor de la columna

$$b_o = (2(b_1) + 2(b_2)) = (2(c_1 + d) + 2(c_2 + d)) \qquad A_o = ((b_1) \times (b_2)) = ((c_1 + d) \times (c_2 + d))$$

DISEÑO POR CORTANTE:

El diseño de cualquier elemento en una cimentación por cortante está basado en la resistencia de diseño por cortante V_u ≤ φV_n con φ = 0.75

a) Cortante por punzonamiento en una dirección:

$$v_c = \frac{(V_{total\ acutante})}{(b_o)d} = \frac{(q_n(A_p))}{(2(b_1) + 2(b_2))d} = \frac{(q_n[(L \cdot B) - (c_1 + d) \times (c_2 + d)])}{(2(c_1 + d) + 2(c_2 + d))d}$$

Resistencia del concreto al corte por punzonamiento

$$V_c = \phi 1.1 \lambda \sqrt{f'_c}$$

El límite de la resistencia material

$$es \sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$$

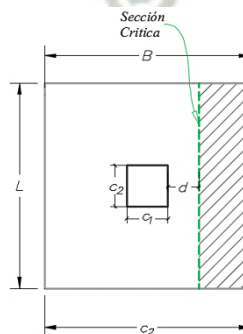


Figura 6-38: Cortante en una dirección

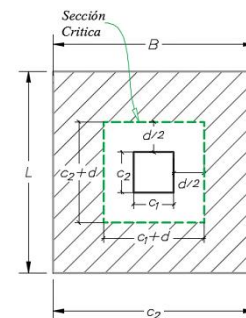


Figura 6-37: Cortante en dos direcciones



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

b) Cortante por punzonamiento en dos direcciones:

Se toma el menor cortante de las 3 siguientes ecuaciones

Tabla 6.17: Cortante por punzonamiento en dos direcciones

Resistencia a Cortante $V_c = v_c b_o d$	Esfuerzo Cortante $v_c = \frac{V_c}{b_o d}$	Número en el código	Unidades de la ecuación
$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$	$v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c}$	ACI 318-14 22.6.5.2 (b)	Mks-Metrico Esfuerzo en kgf/cm ²
$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$	$v_c = 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f'_c}$	ACI 318-14 18.6.5.2 (c)	Mks-Metrico Esfuerzo en kgf/cm ²
$V_c = 1.1 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$	$v_c = 1.1 \lambda \sqrt{f'_c}$	ACI 318-14 18.6.5.2 (a)	Mks-Metrico Esfuerzo en kgf/cm ²

Donde:

$$\beta = \frac{\text{lado más largo de la columna}}{\text{lado más corto de la columna}} = \frac{c_1}{c_2}$$

$\alpha_s = 40$ (Elemento interior, cuenta con 4 lados de cara)

$\alpha_s = 30$ (Elemento de borde, cuenta con 3 lados de cara)

$\alpha_s = 20$ (Elemento de esquina, cuenta con 2 lados de cara)

$\lambda = 1$ (concreto de peso normal)

$\lambda = 0.85$ (concreto de arena y peso ligero)

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330 Grueso: ASTM C330	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330 y C33 Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 ^[1]
Arena, liviana	Fino: ASTM C33 Grueso: ASTM C330	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33 Grueso: Combinación de ASTM C330 y C33	0.85 a 1.00 ^[2]
Peso normal	Fino: ASTM C33 Grueso: ASTM C33	1.00

^[1]Se permite la interpolación lineal de 0.75 a 0.85 con base al volumen absoluto del agregado fino de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado fino.

^[2]Se permite la interpolación lineal de 0.80 a 1.00 con base al volumen absoluto del agregado grueso de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado grueso.

$\lambda = 0.75$ (concreto de peso ligero global)



Tabla 6.18: Tabla 19.2.4.2 Factor de modificación λ

Si deseamos conseguir λ en función de ensayos, se utilizará:

$$\lambda = f_{ct}/1.78\sqrt{f_{cm}} \leq 1.0 \quad \text{ACI 318 – 14 19.2.4.3}$$

f_{ct} = resistencia promedio al hendimiento del concreto

f_{cm} = resistencia promedio a la compresión del concreto

Nota: Nos referimos a elemento, puesto que estas ecuaciones son válidas tanto para losas como para zapatas.

Tabla 6.19: Cortantes máximos en las dos direcciones

Resistencia a Cortante	Esfuerzo Cortante	Número en el código	Unidades de la ecuación
$V_c = v_c b_o d$	$v_c = \frac{v_c}{b_o d}$		
$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_o d$	$v_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}$	ACI 318-14 22.6.6.1 (a,b,d)	Mks-Metrico Esfuerzo en kgf/cm ²
$V_u = \phi 1.6\sqrt{f'_c} b_o d$	$v_u = \phi 1.6\sqrt{f'_c}$	ACI 318-14 18.6.6.2 (c)	Mks-Metrico Esfuerzo en kgf/cm ²

DISEÑO POR FLEXIÓN:

El diseño de cualquier elemento en una cimentación por flexión está basado en la resistencia de diseño por flexión

$$M_u \leq \phi M_n \quad \text{con} \quad \phi = 0.90$$

En base al bloque comprimido

$$M_u = \phi (A_s f'_y (d - a/2))$$

En base al acero traccionado

$$M_u = \phi (0.85 f'_c b a (d - a/2))$$

Calculando "a", a partir de una ecuación explícita (para no iterar):

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{|M_u|}{\phi 0.85 f'_c b}}$$

Hallamos el Acero total requerido

$$A_{s \rightarrow total} = \frac{|M_u|}{\phi f'_y (d - a/2)}$$

Calculamos la cuantía y verificamos que supera a la cuantía mínima

$$\rho_{s \rightarrow total} = \frac{A_{s \rightarrow total}}{B \times L} > \rho_{s \rightarrow mínimo} = (0.0018 \times B \times L) \quad \therefore OK!$$

Seleccionamos un diámetro

$$\phi_{seleccionado} = 3/8"; 1/2"; 3/4"; etc$$

Definimos el espaciamiento

$$s = \frac{A_{s \rightarrow total}}{\phi_{seleccionado}} \rightarrow \phi_{seleccionado} @ S \text{ cm}$$



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Caso de Zapatas Rectangulares:

El acero en el lado **largo** de la zapata rectangular será distribuido de la siguiente manera:

Se concentrará en una franja central una distancia igual al **ancho** (lado corto de la zapata rectangular) la siguiente cantidad:

$$A_{S \rightarrow B} = A_{S \rightarrow total} \left(\frac{2}{\beta + 1} \right)$$

Y para las otras dos franjas que tendrán igual área se repartirá igualmente:

$$A_{S \rightarrow L1} = A_{S \rightarrow L2} = \frac{(A_{S \rightarrow total}) - (A_{S \rightarrow B})}{2} = \frac{A_{S \rightarrow total} (\beta - 1)}{2(\beta + 1)}$$





Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

6.7.2 Ejemplo de Diseño de Zapata

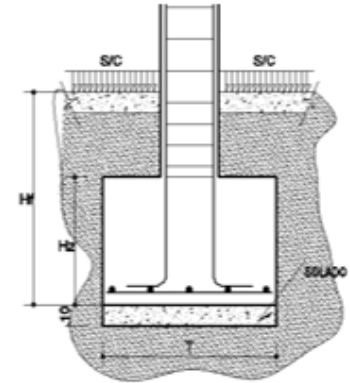
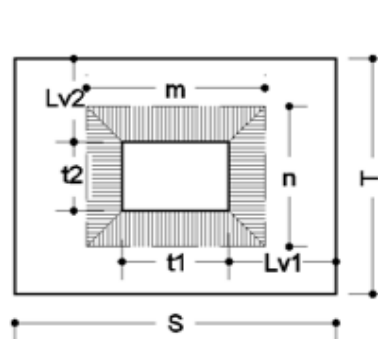
DISEÑO DE ZAPATA AISLADA ACI 318-14

DATOS:

σ_t	3.80	Kg/cm ²
S/C	250.0	Kg/m ²
Hf	1.50	m
PD	332.9	Tn
PL	80.2	Tn
MD	66.000	Tn-M
ML	15.850	Tn-M
F'c	210.0	Kg/cm ²
Fy	4200.0	Kg/cm ²
γ_m	2.10	Tn/m ³

Columna

t1	80.00	cm
t2	40.00	cm
α_s	40	



solado = cm

1.0 DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Esfuerzo Neto del terreno $\sigma_n = \sigma_t - \gamma_m \times H_f - S/C$ Tn/m²

Area de la zapata $P = PD + PL = 413.02$ Tn m²

$T = \sqrt{Az} = 3.45$ m \rightarrow m

$S = \sqrt{Az} = 3.45$ m \rightarrow m $Az' = 14.40$ m²

debe cumplir que $lv1 = lv2 \rightarrow lv1 = 1.60$ $lv2 = 1.60$ $lv1 = lv2$

Reaccion Neta del Terreno

$P_u = 1.4PD + 1.7PL = 602.28$ Tn $W_{nu} = P_u / Az = 41.82$ tn/m²

Dimensionamiento de la altura Hz de la zapata por punzonamiento

1.1 Condicion de Diseño $V_u = 0.75 \times V_c$

$\beta_c = D_{mayor} / D_{menor} = 2.00$

$V_c = 0.75 \times 1.06 \times (f'c)^{0.5} \times b_0 \times d$ $b_0 = 2 \times (d + t1) + 2 \times (d + t2)$

$V_c = 0.75 \times 1.06 \times 10 \times (f'c)^{0.5} \times (4d + 2(t1 + t2)) \times d$

$V_u = P_u - W_{ux}(d + t1) \times (d + t2)$ **CALCULO DEL VALOR** $d =$ m



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

$H_z = d + 7.5 + 1.91 = 89.41 \text{ cm} \rightarrow H_z = \boxed{80} \text{ cm}$ $d' = 70.59 \text{ cm}$

Verificación de Cortante $V_{du} = (W_{uxS})x(L_v - d')$ = 134.62 tn $V_c > V_{du}$
 $V_c = 0.75 * 0.53 * (f'_c)^{0.5} * 10 * b * d$ = 146.38 tn **Conforme**

2.0 DISEÑO POR FLEXION

$M_u = (W_{uxS})x(l_v^2)/2 = 192.73 \text{ tn-m}$ $A_s \text{ (cm}^2)$ $a \text{ (cm)}$
 80.25 5.25
 $A_s = (M_u * 10^5) / (\phi * f_y * (d - a/2))$ 75.02 4.90 $A_s = \boxed{67.00} \text{ cm}^2$
 74.83 4.89
 $a = (A_s * f_y) / (0.85 * f'_c * b)$ 74.82 4.89

Verificación de A_s min $A_s \text{ min} = 0.0018 * b * d$ 45.74 cm^2
 $A_s = 67.00 > 45.74 = A_s \text{ min}$ **Conforme**

A_s en Dirección Transversal

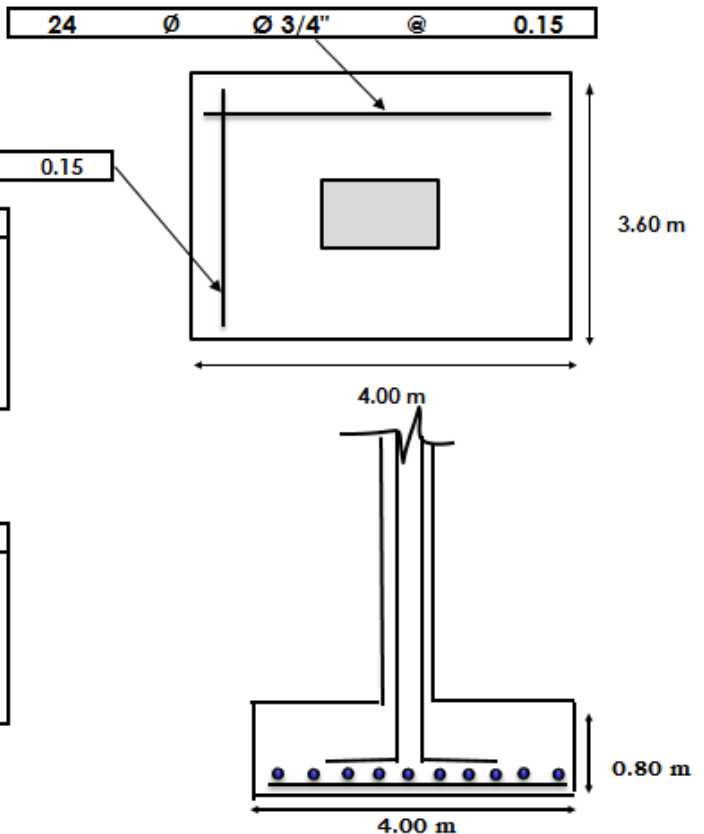
$A_{st} = A_s * T/S$ 74.44 cm^2

Propuestas para la Colocion del Acero

24 \emptyset $\emptyset 3/4"$ @ 0.15

As EN LA DIRECCION S			
As	cantidad	@ (m)	CONDICION
$\emptyset 3/8"$	94	0.04	No Cumple
$\emptyset 1/2"$	52	0.07	No Cumple
$\emptyset 5/8"$	34	0.11	cumple
$\emptyset 3/4"$	24	0.15	cumple
$\emptyset 1"$	13	0.28	cumple

Ast EN LA DIRECCION T			
As	cantidad	@ (m)	CONDICION
$\emptyset 3/8"$	105	0.04	No Cumple
$\emptyset 1/2"$	58	0.07	No Cumple
$\emptyset 5/8"$	37	0.11	cumple
$\emptyset 3/4"$	26	0.15	cumple
$\emptyset 1"$	15	0.28	cumple





Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

6.8 Análisis y Diseño de Muros Anclados

Los muros de los sótanos de grandes edificios multifamiliares, comúnmente están destinados a estacionamientos.

Estos muros de sótanos se diseñan para resistir cargas verticales (trabaja bajo flexocompresión) y los empujes del suelo.

Se modela como empotrado o simplemente apoyado según las rigideces entre el muro y las losas que sirven de apoyo.

Espesor mínimo de muro = 20 cm (terreno seco)

Espesor mínimo de muro = 30 cm (terreno húmedo)

Nomenclatura para el Diseño de Calzaduras

Se utilizará la teoría de Rankine en estado activo y se utilizará los siguientes símbolos:

γ_s = *Peso específico del suelo*

z = *Altura de la calzadura medida desde la superficie*

φ = *Ángulo de fricción interna del terreno*

K_a = *Coefficiente de Empuje activo del terreno*

c = *Cohesión del terreno*

S/c = *sobrecarga actuante*

H_c = *Altura donde se tiene una fuerza horizontal resultante nula*

Fórmulas

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2) ; K_a = \frac{1}{N_\varphi}$$

Para el caso de suelos cohesivos:

$E_{cohesión}$ = *Fuerza distribuida* ; La cohesión actúa como una fuerza distribuida

$$E_{cohesión} = 2c\sqrt{K_a} ; E_{cohesión} = \frac{2c}{\sqrt{N_\varphi}}$$

6.8.1 Análisis y Diseño de Muros Pantalla

6.8.1.1 Introducción

La solución de los Muros Pantalla surge de la utilización de lodos tixotrópicos en los campos de petroleros. Esta solución propone utilizar el peso de los bulbos de concreto para contrarrestar el empuje activo de los terrenos a sostener.

Al aplicar esta solución se ahorra espacio y se ahorra en el apuntalamiento para sostener el muro pantalla ya que están anclados a unos grandes pesos (bulbos de concreto) y puede ser usado como arriostres o apoyos de varios niveles para los sótanos.

Si bien la verdadera función del muro pantalla es la de impermeabilizar (ventaja sobre las calzaduras ya que las calzaduras no son recomendables con suelos que tienen nivel freático presente), sirve también para recibir cargas verticales, es por ello que se



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

considera la solución más viable en muchos proyectos del Perú para sótanos de edificios de gran altura.

6.8.1.1.2 Anclajes en Suelos

Esta solución a problemas geotécnicos surgieron tras la aparición del concreto pretensado (años 1934 y 1935, donde ya se anclaban 1Tn en presas como L'Oued Fergoud y de Cheufas-Argelia).

Partes Fundamentales:

Zona de anclaje: Transmite los esfuerzos al terreno.

Zona Libre: Zona con total libertad de deformarse al ponerse en tensión.

Cabeza y Placa de apoyo: Zona de unión entre el anclaje y el Muro Pantalla.

Anclajes Permanentes: 1.5 @ 1.8

Recomendaciones:

Longitud Libre mínima = 5m

Separación de anclajes = 2 @ 5m

Dirección más económica, ángulo = $45^\circ - \varphi / 2$

; Donde φ : ángulo de rozamiento interno en los planos de discontinuidad.

Tabla 6.20: Resistencias promedios contra el deslizamiento de bulbos de concreto en distintos terrenos

Tipo de Suelo	Resistencia al deslizamiento (kg/cm ²)
Rocas macizas: granito, diorita, gneis	10 @ 20
Rocas flojas	3 @ 10
Gravas y arenas gruesas	7 @ 10
Arenas medias y finas	3 @ 6
Arcillas con resistencia a compresión simple:	
> 4 Kg/cm ²	> 8
1 @ 4 Kg/cm ²	4 @ 8
0,5 @ 1 Kg/cm ²	2,5 @ 4

Proceso de Construcción

Excavación masiva hasta el nivel AB

Se realiza anclajes pre-tensados

Se excava hasta el nivel CD

Se realiza anclajes pre-tensados

Y así sucesivamente

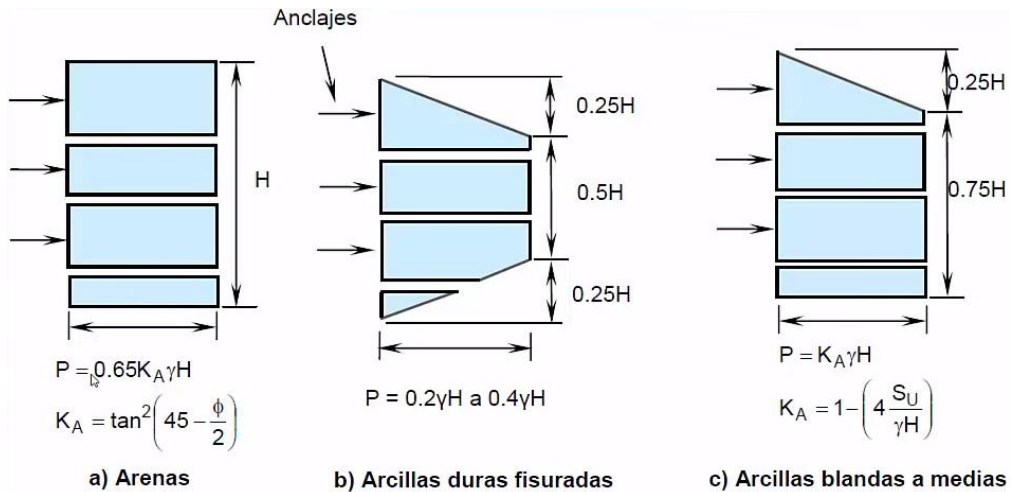


Figura 6-39: Diagramas Aparentes de Presiones de Tierra en Muros Anclados

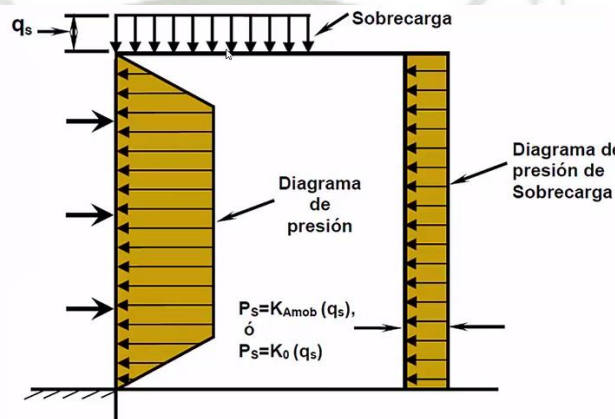
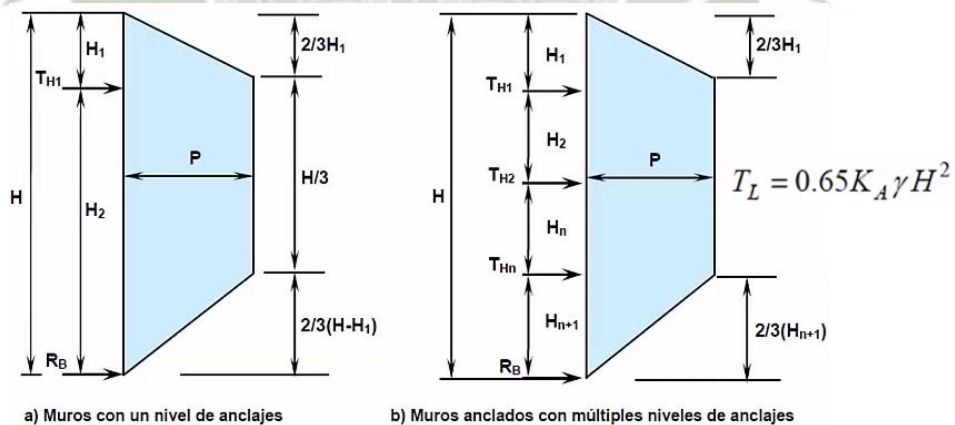


Figura 6-40: Diagrama de Presiones de Tierra en Muros Anclados



$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

$$P = \frac{T_L}{\frac{2}{3}H} = \frac{0.65K_A\gamma H^2}{\frac{2}{3}H} \approx K_A\gamma H$$

Figura 6-41: Transformación de Carga de Presión Total de Tierra en Diagrama Aparente de Presión para Muros Anclados

6.8.2 Ejemplo de Diseño del refuerzo de la pantalla del Muro Anclado



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

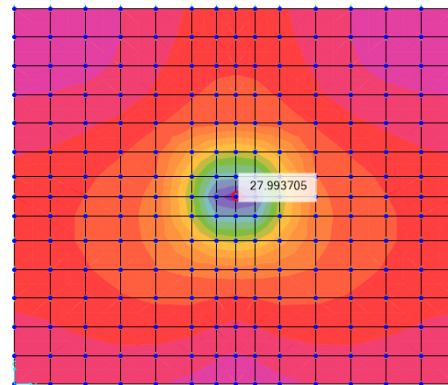
Eje 1, e=0.33, P=110ton (Excéntrica en Y)

CASO 14

Borde de ensanche Unidades: Ton-m

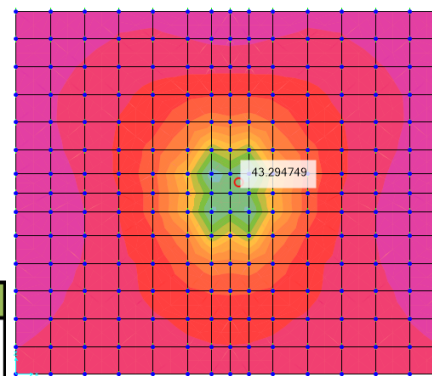
Datos:

		F'c (Kg/cm2)=	210.00
F'w =	106.25	σ =	38.00
		CB =	1.00
		CL =	1.00
B =	4.18		
H =	3.50		
A =	14.63		
T =	0.33		
D =	0.28		



1.- VERIFICACION DE ESFUERZOS

X-X		
σ1 =	7.26	OK
σ2 =	7.26	OK
Y-Y		
σ1 =	7.88	OK
σ2 =	6.64	OK
σu =	12.22	



2.- DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

Vu =	158.78	
φVc =	176.59	OK

3.- DISEÑO POR CORTE A "D" DE LA CARA

	Vu	φVc	
X-X	49.55	76.41	OK
Y-Y	56.04	63.98	OK

4.- DISEÑO POR FLEXION Fy = 4200

	Mu (Ton-m)	a (cm)	As necesario(cm2)	As colocado(cm2)
VERTICAL	9.55	1.87	9.33	10.00
HORIZONTAL	15.45	3.09	15.45	16.88

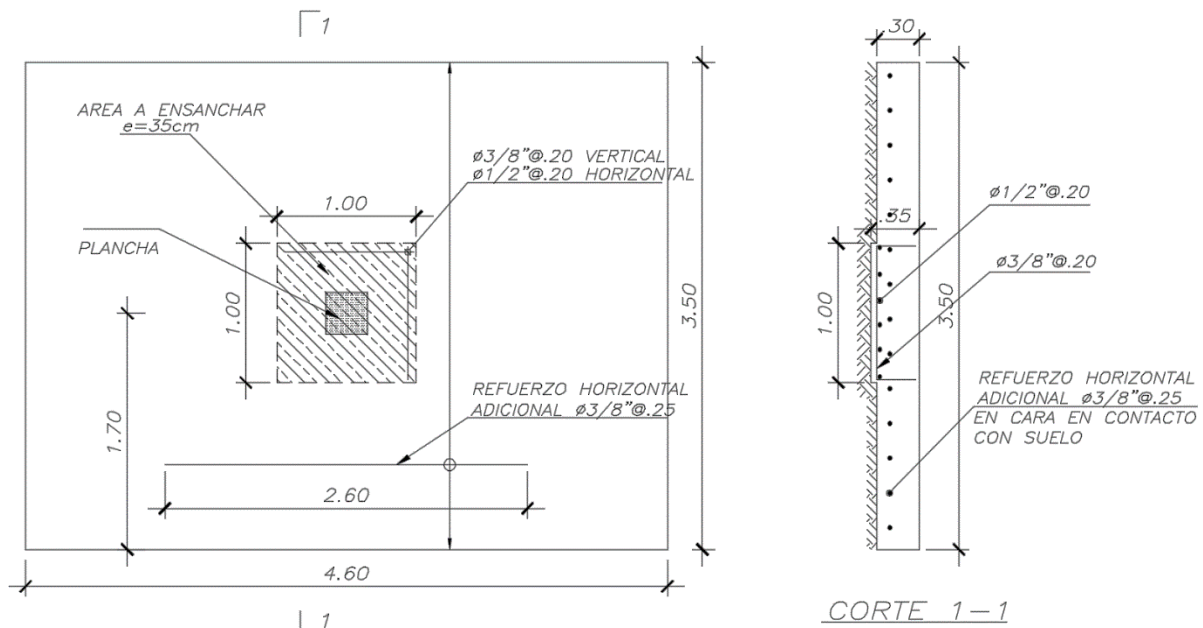
ADICIONAL

As MURO	3/8"	1/2"	5/8"	3/8"	1/2"	5/8"
VERTICAL	0.20				0.20	
HORIZONTAL	0.20					0.15

Se requiere un refuerzo adicional de Ø5/8"@.15m horizontal L=2.40m y de Ø1/2"@.20m vertical L=2.00m en la cara en contacto con el suelo y alineado con el refuerzo del muro de sótano.



Detalle del Muro Anclado en el Eje 1-1





7. ANEXOS

PLANOS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

Se adjuntaron los planos Estructurales y se dividieron en:

- Cimentaciones
- Aligerados y Losas Macizas
- Detalle de Columnas y Placas
- Detalle de Vigas





8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

Diseño Conceptual:

El sistema estructural: Dual

Materiales de Concreto Armado

Análisis Sísmico Dinámico del Edificio

$R_x=4.5$, $R_y=4.5$

$T_x=1.72$, $T_y= 0.896$

Factor de Escala en X=1.177

Factor de Escala en Y= 1.178

Diseño de Elementos Estructurales Especiales en Concreto Armado según ACI 318-14:

Vigas: No hubo cambios de los requerimientos.

Columnas: Se aumentó los requerimientos en tanto a confinamiento, y se corrigió la definición de “hx” la cual en anteriores versiones estaba mal expresada ya que se refería a espaciamientos verticales, mientras que ahora se refiere a espaciamiento entre eje de barras longitudinales, es por lo cual que el requerimiento aumento.

Muros: La necesidad de confinamientos en muros se elevó en 1.5 valor que está en base al MCE, lo cual nos da mayor seguridad en que se comportará según lo esperado. El confinamiento de los elementos de borde se aumento, y una observación a tener muy en cuenta es el control de la esbeltez, la verificación de las zonas paneles en los muros y del cortante en la sección crítica del muro por deslizamiento.

Es necesario colocar siempre elementos de borde incluso cuando no es requerido según el código ACI 318-14.

Zapatas: Se añadió requerimientos de estribos en cimentaciones de muros estructurales. Y a su vez se actualizo el método puntal tensor para su uso en pilotes.



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Cambios en el código ACI 318-14:

Cambios organizacionales basados en el comportamiento conjunto de la estructura, asumiendo que se entiende el comportamiento básico de los elementos, el cual será el capítulo-22 de herramientas del código. Por primera vez se tiene el agrado de tener un capítulo exclusivo al Método Puntal-Tensor.

Ahora se habla de Diafragmas en general.

Se diseñan los elementos estructurales de tal manera que las fuerzas actuantes sobre la edificación tienen que sean resistidas por el conjunto de elementos y no individualmente

8.2 Recomendaciones

Para futuras investigaciones de diseño con el código ACI 318-14, se propone diseñar por desempeño ya que el código está basado en el diseño por capacidad y está proyectado para un diseño por desempeño mediante los análisis pushover, se propone hacer el diseño por desempeño en base al mecanismo de falla de rótulas plásticas en pórticos y así también el diseño de muros en base a fibras distribuidas en los mismos elementos para completar el diseño.

Se propone hacer un análisis no-lineal dinámico en base a este diseño, con base a registros Time History y así hacer un análisis No lineal IDA (Análisis Incremental Dinámico).

Para futuras investigaciones se recomienda hacer un comparativo del ahorro en costos en el diseño en base a análisis No-lineales Inelásticos y Lineales Elásticos.

Se recomienda actualizar el presente código en la norma peruana, para prevenir fallas ocurrentes, ya que estos cambios fueron en base a estudios realizados post sismo de Chile.

Uso del Software ETABS 2015:

Esta nueva versión nos permite diseñar de una manera productiva los muros estructurales ya que se nos da los “c” y esfuerzos límites de tal manera que podemos verificar los elementos de borde y su refuerzo transversal tanto verticalmente como en la sección, mediante un proceso iterativo para así lograr un diseño económico.



9. BIBLIOGRAFÍA

Bibliografía de Sistemas Estructurales

- [1] **HEINO ENGEL**. Sistemas de Estructuras. (Portugal, 1997), Editorial Gustavo Gili,SL
 [2] **MELI PIRALLA**. Diseño Estructural. (México DF, 2002) LIMUSA / Noriega Editores 2da. Reimpresión

Bibliografía de Dinámica Estructural

- [1] **ANIL K.CHOPRA**. Dinámica de Estructuras. (Mexico, 2014), Editorial PEARSON
 Profesor de University of California at Bekerley
 [2] **MARIO PAZ**. Dinámica Estructural. Editorial REVERTÉ
 [3] **ROBERTO AGUIAR FALCONI**. Dinámica de Estructuras con MATLAB. (Quito – Ecuador Agosto 2006) Centro de Investigación Científicas – Escuela Superior Politécnica del Ejército

Bibliografía de Análisis Sísmico

- [1] **T. PAULAY – M.J.N. PRIESTLEY**. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings (United States of America, 1992), John Wiley & Sons, 728p.
 [2] **FERNANDO OSHIRO HIGA**. Construcción Antisísmica (Lima –Perú)
 [3] **FERNANDO OSHIRO HIGA**. Diseño Antisísmico 2 (Lima –Perú)
 [4] **J. PIQUE DEL POZO – H. SCALETTI FARINA**. Análisis Sísmico de Edificios – Libro 9 (Lima –Perú, Octubre 1991) Colegio de Ingenieros del Perú Consejo Nacional
 [5] **AMBROSE - VERGUN**. Diseño Simplificado de Edificios para Cargas de Viento y Sismo (México DF, 200) LIMUSA Noriega Editores
 [6] **GENNER VILLAREAL CASTRO**. Interacción Suelo-Estructura en Edificios Altos (Trujillo – Perú 2007) Asamblea Nacional de Rectores
 [7] **MINORU WAKABAYASHI – ENRIQUE MARTÍNEZ**. Diseño de Estructuras Sismoresistentes (México 1988) Mc Graw Hill
 [8] **BAZÁN – MELI**. Diseño Sísmico de Edificios (México DF 2002) LIMUSA Noriega Editores
 [9] **GENNER VILLAREAL CASTRO**. Interacción Suelo-Estructura en Edificios Altos (Lima – Perú 2007) Asamblea Nacional de Rectores
 [10] **AUTORES VARIOS**. Diseño Estructural Sismorresistente (Lima – Perú Junio 2007) Instituto de la Construcción y Gerencia / ICG



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

- [11] **ALEJANDRO MUÑOZ PELÁEZ.** Ingeniería Simorresistente (Lima – Perú Agosto 1999) Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú
- [12] **CARLOS RAMIRO VALLECILLA B.** Fuerzas Sísmicas Principios y Aplicaciones NSR-98 (Bogotá Marzo 2003) Editorial KIMPRES LTDA

Bibliografía de Metrado de Cargas

- [1] **JOSE ENRIQUE FLORES CASTRO LINARES.** Metrado de Cargas Para Concreto Armado (Arequipa – Perú 1999) UNSA
- [2] **ÁNGEL SAN BARTOLOMÉ.** Análisis de Edificios (Lima – Perú 1999) Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú

Bibliografía de Herramientas Computacionales

- [1] **ROBERT J. PANTIGOSO SILVA.** Descubriendo Excel 2010 (Lima - Perú 2011) / MEGABYTE
- [2] **JORGE CAMPOS BAYONA.** Excel 2007 Avanzado con Aplicaciones Visual Basic y Macros (Lima - Perú 2008) / MEGABYTE
- [3] **CÉSAR OCEDA SAMANIEGO Y HERLE APARI CHILIQUILLO.** Excel for Masters Macros y Aplicaciones VBA / MACRO
- [4] **LUIS QUIROZ TORRES.** Análisis y Diseño de Estructuras con SAP 2000 / MACRO
- [4] **LUIS QUIROZ TORRES.** Análisis y Diseño de Estructuras con ETABS / MACRO
- [5] **AUTORES VARIOS.** Análisis y Diseño de Estructuras con SAP 2000 (Lima –Perú, Junio 2010) Instituto de la Construcción y Gerencia / ICG 4ta. Edición
- [6] **AUTORES VARIOS.** Análisis y Diseño de Estructuras con ETABS (Lima –Perú, Junio 2010) Instituto de la Construcción y Gerencia / ICG 3ra. Edición
- [7] **JORGE CRUZ RAMOS.** Análisis y Diseño de Estructuras con SAP 2000 v.15 (Lima –Perú, 2013) Grupo UNIVERSITARIO
- [8] **AUTORES VARIOS.** Análisis y Diseño de Estructuras con ETABS 9.7.2 (Lima –Perú, 2009) Grupo UNIVERSITARIO

Bibliografía de Concreto Armado

- [1] **JACK Moehle** Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings – Mc Graw Hill – 1ra. Edición
- [2] **JAMES G. MacGregor - JAMES K. WIGHT.** Reinforced Concrete – Mechanics and Design / Pearson Prentice Hall – 4th Edition



- Bach. Oscar Gonzales M. Universidad Católica de Santa María
- [3] **EDWARD G. NAWY.** Reinforced Concrete a Fundamental Approach / Pearson Prentice Hall – 5th Edition
- [4] **GIANFRANCO OTTAZI PASINO.** Diseño en Concreto Armado (Lima –Perú, Diciembre 2006) Capitulo Peruano del American Concrete Institute
- [5] **JACK McMACORMAC – RUSSELL H. BROWN.** Diseño de Concreto Reforzado (Octubre 2011) ALFAOMEGA
- [6] **ROBERTO MORALES MORALES.** Diseño en Concreto Armado Concordado a ACI 318(Lima –Perú, Mayo 2006) Instituto de la Construcción y Gerencia / ICG
- [7] **ARTHUR H. NILSON.** Diseño de Estructuras de Concreto / Mc Graw Hill – 12va. Edición
- [8] **ANGEL R. HUANCA BORDA.** Diseño de Edificaciones en Concreto Armado (ICA –Perú, 2010) CIP IIDES - ICA
- [9] **TEODORO E. HARMSSEN.** Diseño de Estructuras de Concreto Armado (Lima – Perú 2005) Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú / 4ta. Edición
- [10] **JUAN ORTEGA GARCIA.** Concreto Armado Basado en la Norma ACI 318-99 Adaptado a los programas de Estudio de las Universidades (Lima – Perú, 2001) Editorial MACRO / 6ta. Edición
- [11] **JUAN ORTEGA GARCIA.** Concreto Armado II Con el Reglamento: ACI – 1989, Normas: ININVI -1989 y De acuerdo a los programas de las Universidades (Lima – Perú, 1989)
- [12] **R. PARK Y T. PAULAY.** Estructuras de Concreto Reforzado (México DF, 1999) LIMUSA / Noriega Editores 10ma. Reimpresión
- [13] **G. WINTER / A. H. NILSON.** Proyecto de Estructuras de Hormigón (España, 1977) Editorial REVERTÉ
- [14] **CARLOS LABARTHE BACA.** Vigas y Losas (Lima – Perú Junio 1970) Universidad Nacional de Ingeniería
- [15] **APUNTES DE CONCRETO ARMADO I - UNI.** Concreto Armado I (Lima – Perú) Universidad Nacional de Ingeniería
- [16] **APUNTES DE CONCRETO ARMADO II - UNI.** Concreto Armado I (Lima – Perú) Universidad Nacional de Ingeniería
- [17] **APUNTES DEL PROF. ING. CARLOS IRALA CADIOTI - UNI.** Concreto Armado I (Lima – Perú) Universidad Nacional de Ingeniería
- [18] **V.N. BAYKOV – E.E. SIGALOV.** Estructuras de Hormigon Armado (URSS 1980) Editorial MIR MOSCU
- [19] **J. CALAVERA.** Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón 1 y 2 (Madrid – España Marzo 1999) / INTEMAC



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

Bibliografía de Reglamentos

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-11) Versión en español y en sistema métrico y COMENTARIO
- [2] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete
- [3] REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. E0.60 del Concreto Armado (2009)
- [4] REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. E0.30 de Sísmico (2014)
- [5] REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. E0.60 del Concreto Armado (2009)
- [6] REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. E0.60 del Concreto Armado (2009)

Bibliografía de Cimentaciones y Geotécnia

- [1] **Varios Autores**. Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones (Lima –Perú, 2013) Capitulo Peruano del American Concrete Institute
- [2] **CRESPO VILLALAZ**. Mecánica de los Suelos Cimentaciones (México, 2007) LIMUSA
- [3] **BRAJA M. DAS**. Principios de Ingeniería de Cimentaciones (México, 2007) 5ta. Edición CENGAGE Learning
- [4] **ROBERTO UCAR NAVARRO**. Manual de Anclajes en Ingeniería Civil (Venezuela) Universidad de los Andes
- [5] **ANTONIO BLANCO BLASCO**. Diseño y Construcción de Cimentaciones (Lima –Perú, 1998-1999) Colegio de Ingenieros del Perú Consejo Nacional
- [6] **CALLA ARANDA HERBER FERNANDO-CHOQUE GONZALES FRANCISCO FELIPE**. Cimentaciones Superficiales (Arequipa – Perú) UNSA
- [7] **JOSEPH E. BOWLES**. Foundation Analysis and Design (USA 1997) 5ta. Edición Mc Graw Hill
- [8] **JORGE E. ALVA HURTADO**. Diseño de Cimentaciones (Lima –Perú, Junio 2012) Instituto de la Construcción y Gerencia / ICG



Bach. Oscar Gonzales M.

Universidad Católica de Santa María

- [9] **J. CALAVERA**. Cálculo de Estructuras de Cimentación (Madrid – España Marzo 2000) / INTEMAC 4ta. Edición
- [10] **J. CALAVERA**. Muros de Contención y Muros de Sótano (Madrid – España Diciembre 2000) / INTEMAC 3ra. Edición
- [11] **JOSE ANTONIO JIMENEZ SALAS**. GEOTECNIA Y CIMIENTOS I, II Y III (Madrid – España 1980) / Editorial RUEDA
- [12] **RICO – DEL CASTILLO**. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres I y II (México DF, 1999) LIMUSA / Noriega Editores
- [13] **T. WILLIAM LAMBE –ROBERT V. WHITMAN**. Mecánica de Suelos (México, 1976) LIMUSA / Noriega Editores
- [14] **ROY WHITLOW**. Fundamentos de Mecánica de Suelos (México, 1994) CECSA 2da. Edición
- [15] **KARL TERZAGUI – RALPH B. PECK**. Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica (Barcelona, 2002) Editorial EL ATENEO 2da. Edición, 5ta reimpresión
- [16] **GEORGE B. SOWERS – GEORGE F. SOWERS**. Introducción a la Mecánica de Suelos y cimentaciones (México, 1980) LIMUSA / Noriega Editores 3ra. Edición
- [17] **JOSEPH E. BOWLES**. Manual de LABORATORIO DE SUELOS en Ingeniería Civil (USA 1997) 1ra. Edición Mc Graw Hill

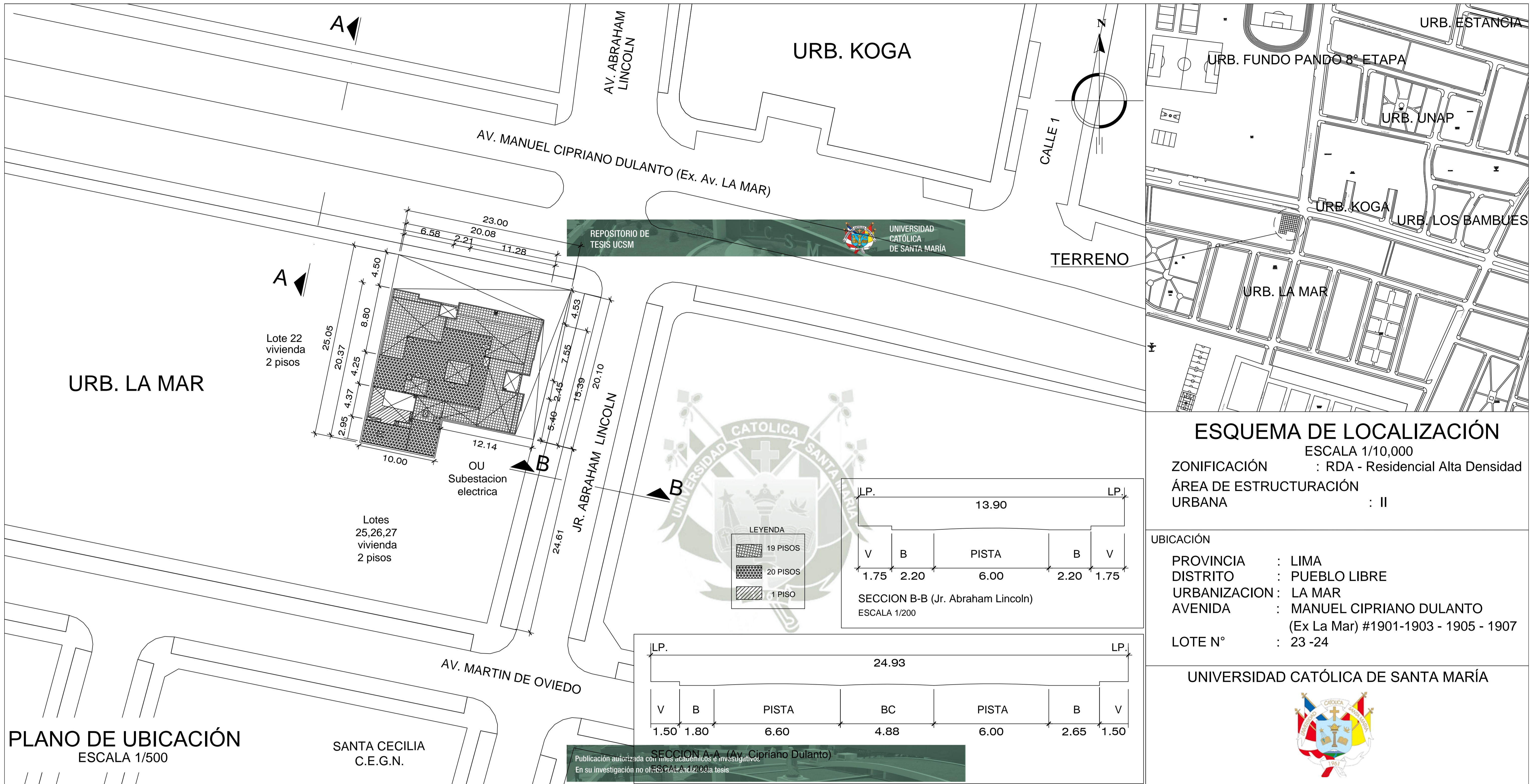
Bibliografía Complementaria

- [1] **CARLOS MUÑOZ RAZO**. Cómo Elaborar y Asesorar una Investigación de Tesis (2011) Pearson – 2da Edición

Bibliografía de Internet

Se menciona algunas, de las varias fuentes de información encontradas en Internet

Institución	Disciplina de aplicación	Links
American Concrete Institute (ACI)	Concreto Armado	http://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx
PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER (PEER)	Investigación de Ingeniería Sísmica de USA	http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports_complete.html
Centro Peruano Japonés de Investigación Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID)	Investigación de Ingeniería Sísmica de Perú	http://www.cismid-uni.org/index.php?option=com_docman&view=filteredlist&Itemid=134



ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN

ESCALA 1/10,000
 ZONIFICACIÓN : RDA - Residencial Alta Densidad
 ÁREA DE ESTRUCTURACIÓN URBANA : II

UBICACIÓN
 PROVINCIA : LIMA
 DISTRITO : PUEBLO LIBRE
 URBANIZACIÓN : LA MAR
 AVENIDA : MANUEL CIPRIANO DULANTO (Ex La Mar) #1901-1903 - 1905 - 1907
 LOTE N° : 23 -24

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 Tesis presentada como requisito parcial para optar al título de:
 Ingeniero Civil
 RESPONSABLE : OSCAR GONZALES MONTUFAR

PROYECTO : GREEN TOWER

PLANO : UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN

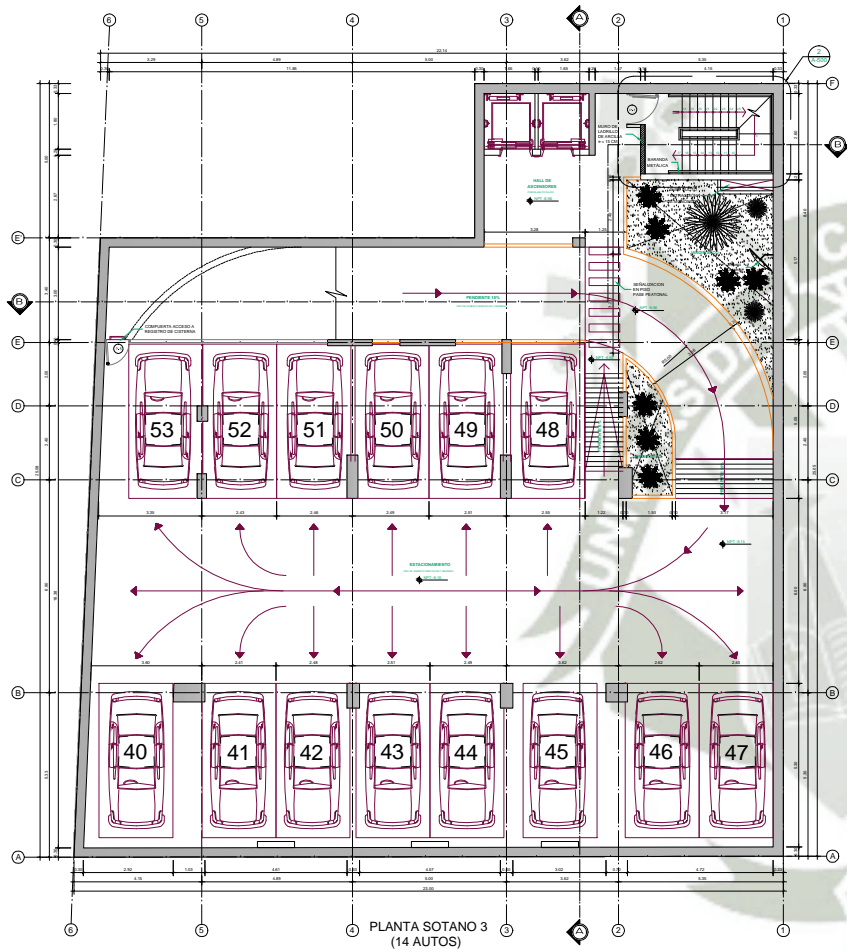
ESCALA : INDICADA
 FECHA : MARZO 2015

CUADRO NORMATIVO

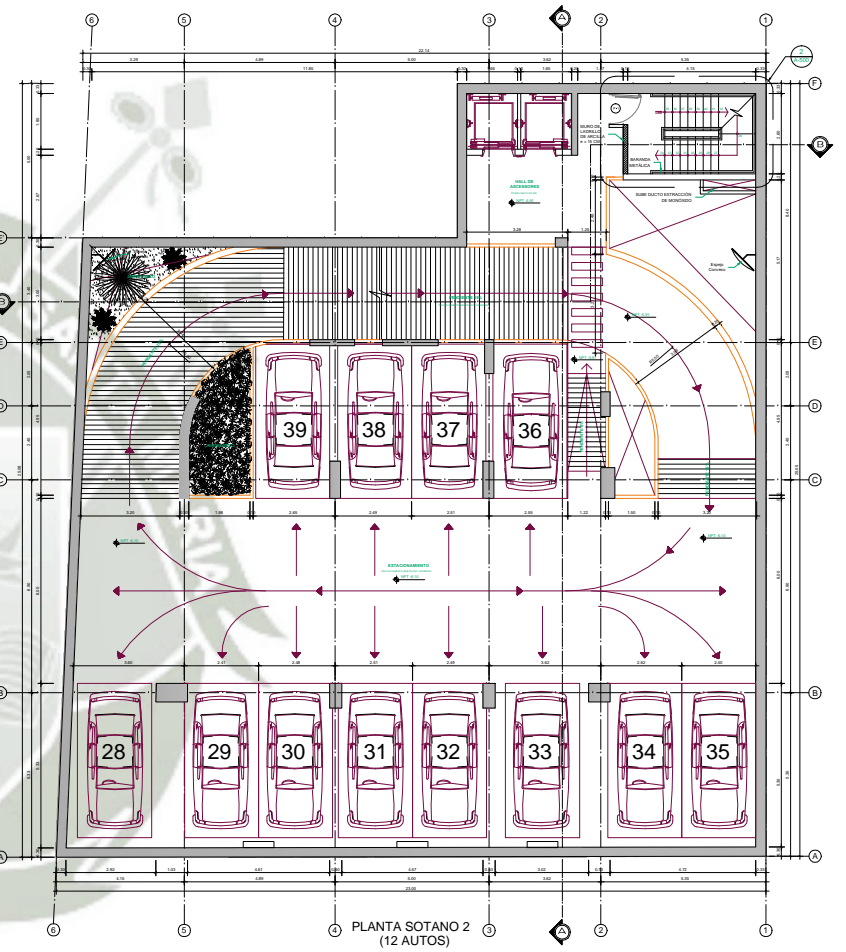
PARÁMETROS	R.N.E.	PROYECTO
ZONIFICACION	RDA	RDA
AREA DE ESTRUCTURACION URBANA	II	II
USOS	MULTIFAMILIAR	MULTIFAMILIAR
DENSIDAD NORMATIVA	NO APLICABLE	NO APLICABLE
AREA DE LOTE NORMATIVO	450.00 m2	504.85 m2
FRENTE MINIMO	10.00 ml	23.00 ml la mar y 20.10 ml Lincoln
AREA LIBRE(MINIMO)	40%	34.36 %
ALTURA DE EDIF. MAXIMA	h = 1.5(a+r) = 52.40 ml	19 PISOS h = 52.20 ml
RETIRO MINIMO FRONTAL / LATERAL	5.00 mt. Ex Av. La Mar / 3.00 mt. Jr. Abraham Lincoln	5.00 mt. Ex Av. La Mar / 3.00 mt. Jr. Abraham Lincoln
ESTACIONAMIENTO	1 cada 1.5 VIVIENDA =18 ESTAC	53 ESTACIONAMIENTOS

CUADRO DE AREAS (m2)

NIVEL	AREA CONSTRUIDA	NIVEL	AREA CONSTRUIDA	NIVEL	AREA CONSTRUIDA
SOTANO 3	467.73 m2	6° PISO	307.30 m2	14° PISO	305.26 m2
SOTANO 2	459.34 m2	7° PISO	307.30 m2	15° PISO	305.26 m2
SOTANO 1	474.64 m2	8° PISO	307.30 m2	16° PISO	305.26 m2
1° PISO	331.39 m2	9° PISO	307.30 m2	17° PISO	305.26 m2
2° PISO	307.30 m2	10° PISO	307.30 m2	18° PISO	305.26 m2
3° PISO	307.30 m2	11° PISO	307.30 m2	19° PISO	299.39 m2
4° PISO	307.30 m2	12° PISO	305.26 m2	AZOTEA	110.66 m2
5° PISO	307.30 m2	13° PISO	305.26 m2	TOTAL	7352.97 m2
DESCRIPCION			TOTAL		
AREA CONSTRUIDA			7352.97 m2		
AREA TERRENO			504.85 m2		
AREA LIBRE (34.36%)			173.46 m2		

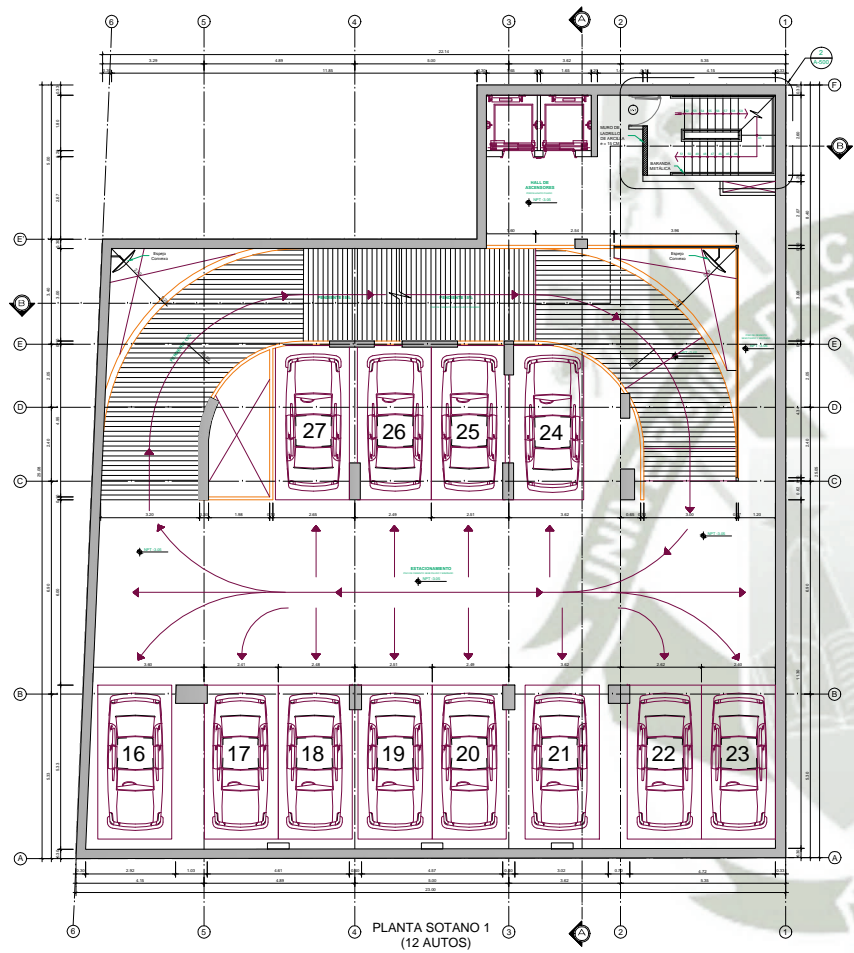


PLANTA SOTANO 3
(14 AUTOS)

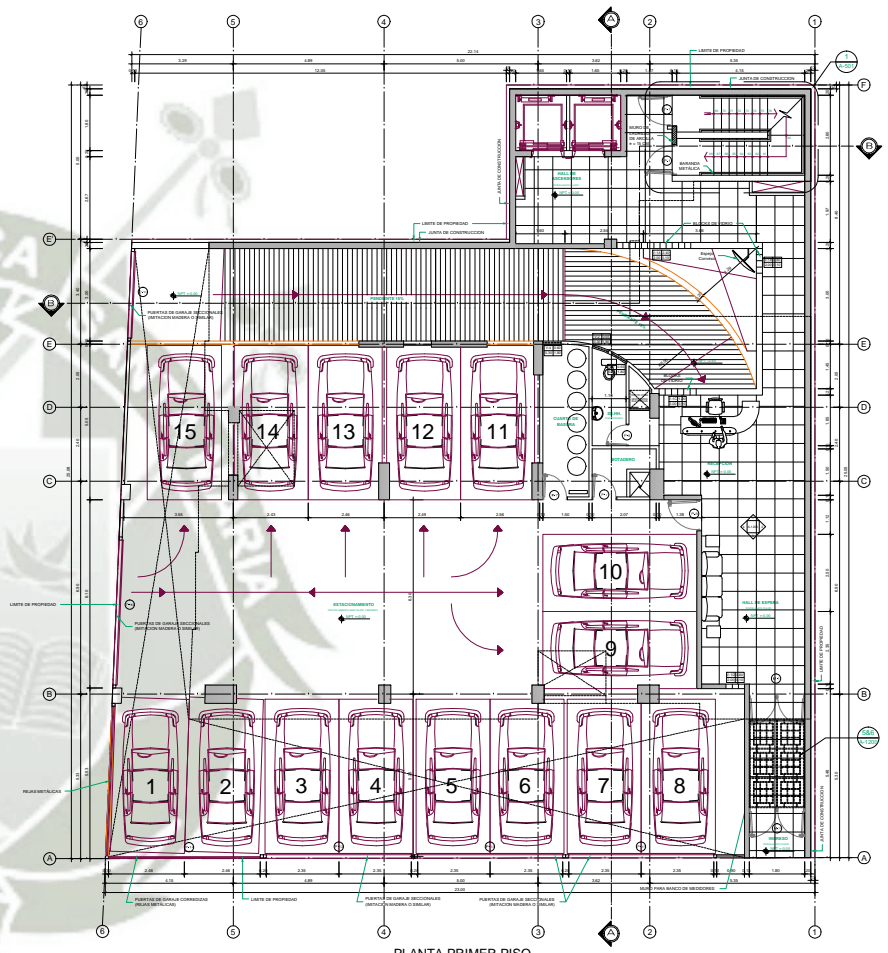


PLANTA SOTANO 2
(12 AUTOS)

TESIS:			DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 20 PISOS
PLANO:		PLANTA SOTANOS 3-2	DIBUJO:
			OGM
TESISTA:		OSCAR MUAMAR GONZALES MONTUFAR	ESCALA:
			1/75 - 1/25
PROGRAMA PROFESIONAL:	FECHA:	PROYECTO:	A-01
INGENIERÍA CIVIL	OCT 2015	GREEN TOWER	



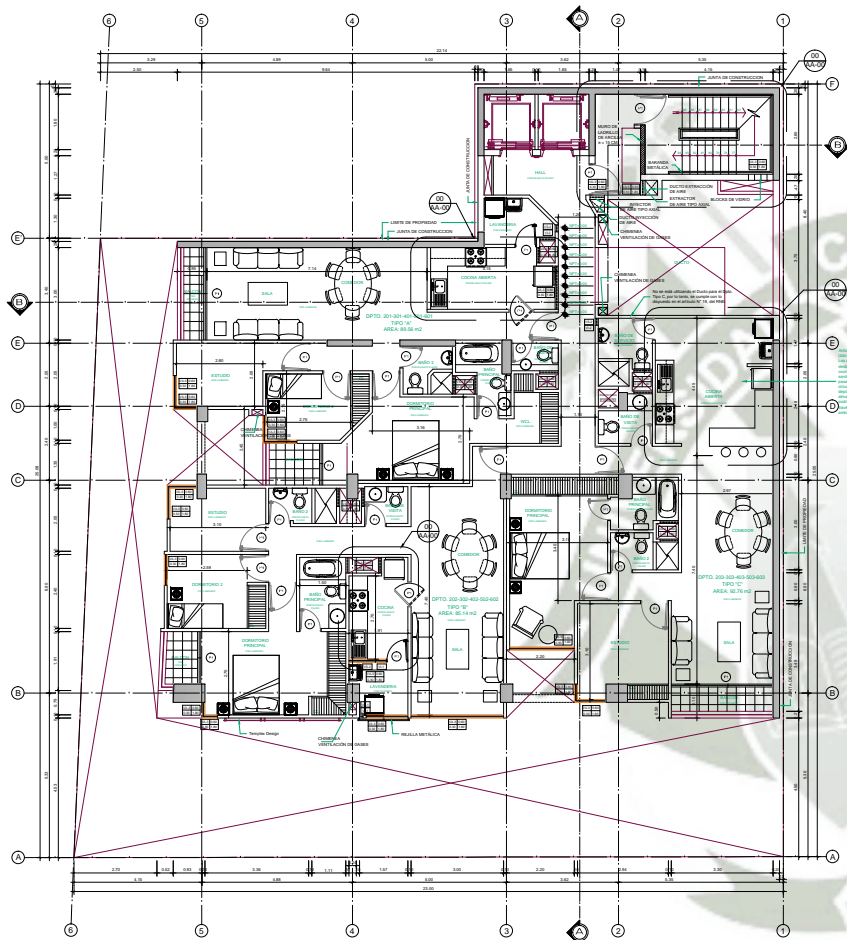
PLANTA SOTANO 1
(12 AUTOS)



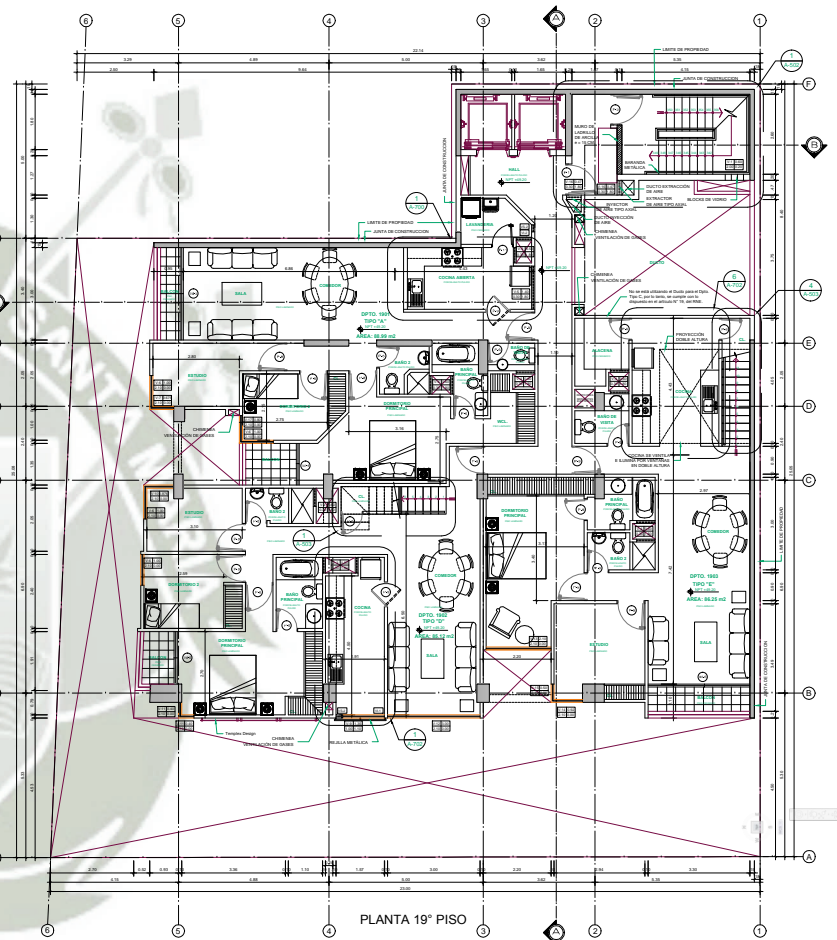
PLANTA PRIMER PISO
(15 AUTOS)

NOTAS:
SE UTILIZARA EL SISTEMA DE VENTANAS
Y MAMPARAS CORREDIZAS.
VIDRIO TEMPLADO CON MARCO DE
ALUMINIO

TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 20 PISOS		
PLANO: PLANTA SOTANO I Y PLANTA I	DIBUJO: OGM	
TESISTA: OSCAR MUAMAR GONZALES MONTUFAR	ESCALA: 1/75 - 1/25	
PROGRAMA PROFESIONAL: INGENIERÍA CIVIL	FECHA: OCT 2015	PROYECTO: GREEN TOWER

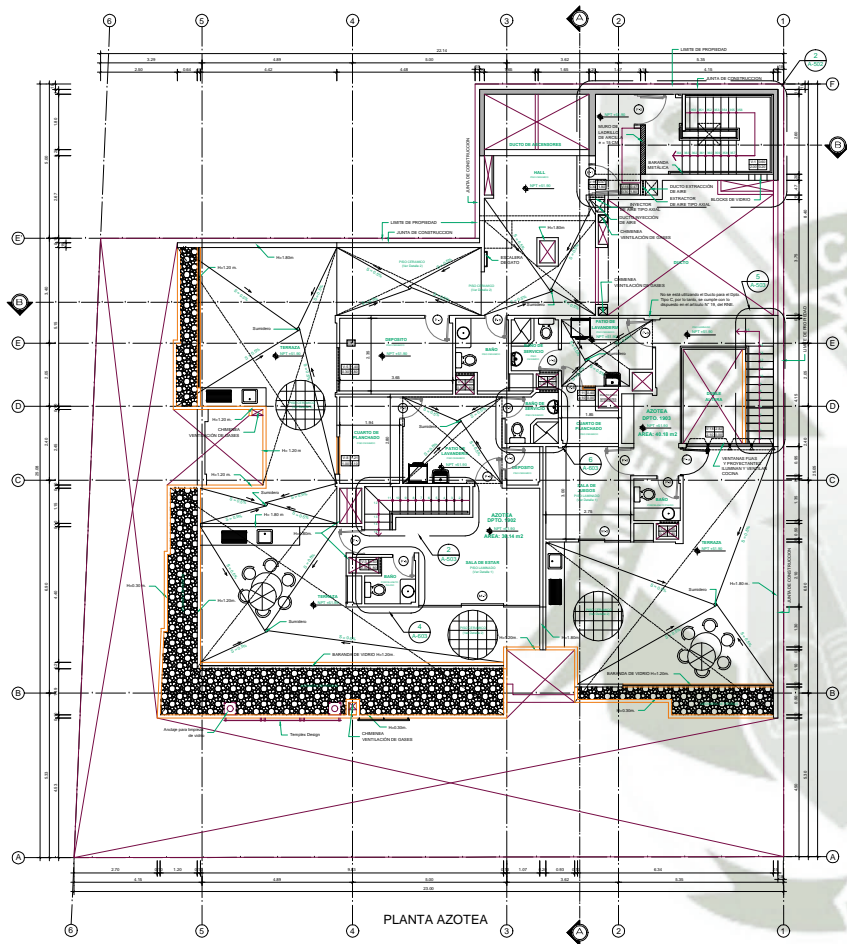


PLANTA TÍPICA 1
DEL 2° AL 18° PISO

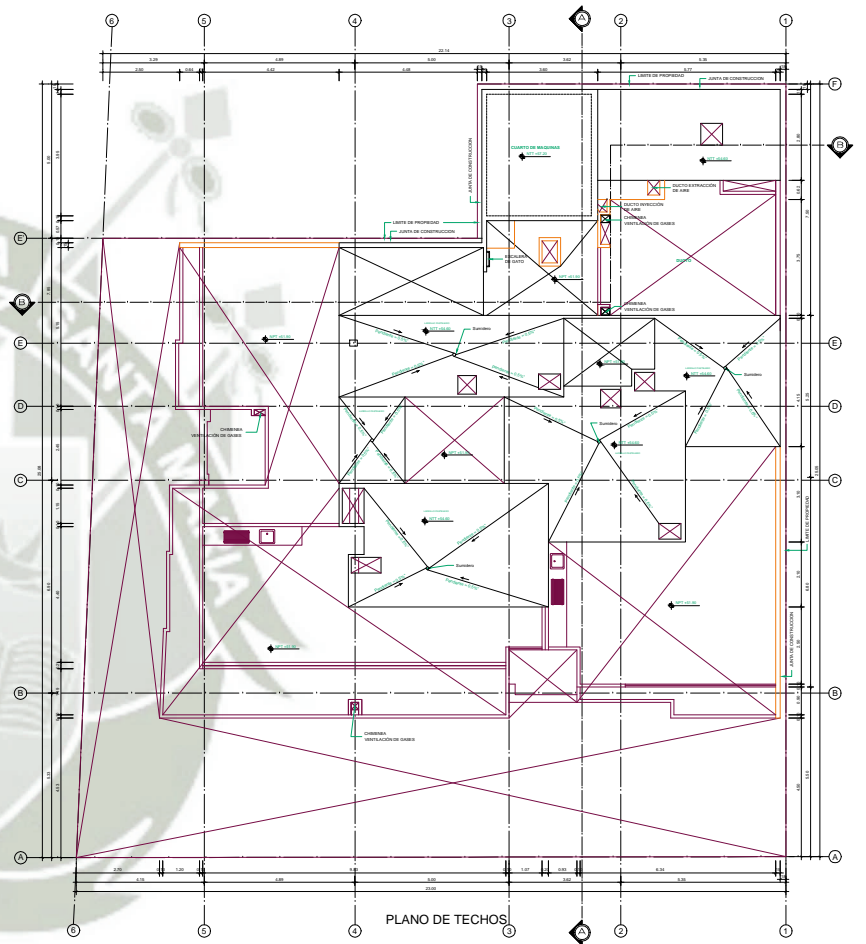


PLANTA 19° PISO

TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 20 PISOS			DIBUJO: OGM
PLANO: PISOS TÍPICOS 2-18 Y 19 DE LA EDIFICACIÓN		ESCALA: 1/75 - 1/25	
TESISISTA: OSCAR MUAMAR GONZALES MONTUFAR			
PROGRAMA PROFESIONAL: INGENIERÍA CIVIL	FECHA: OCT 2015	PROYECTO: GREEN TOWER	A-03



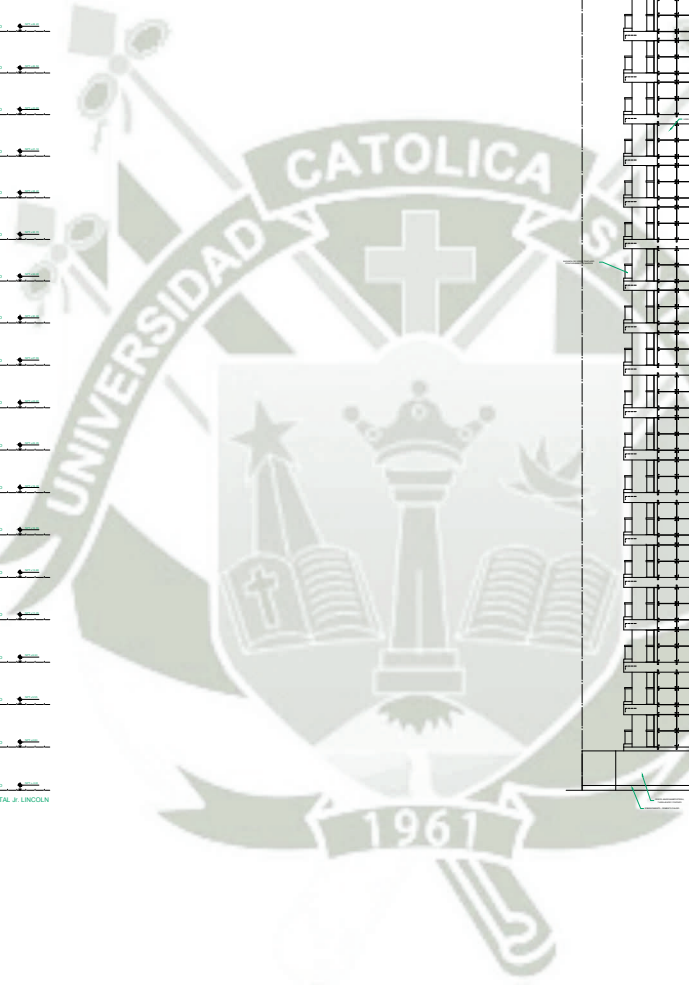
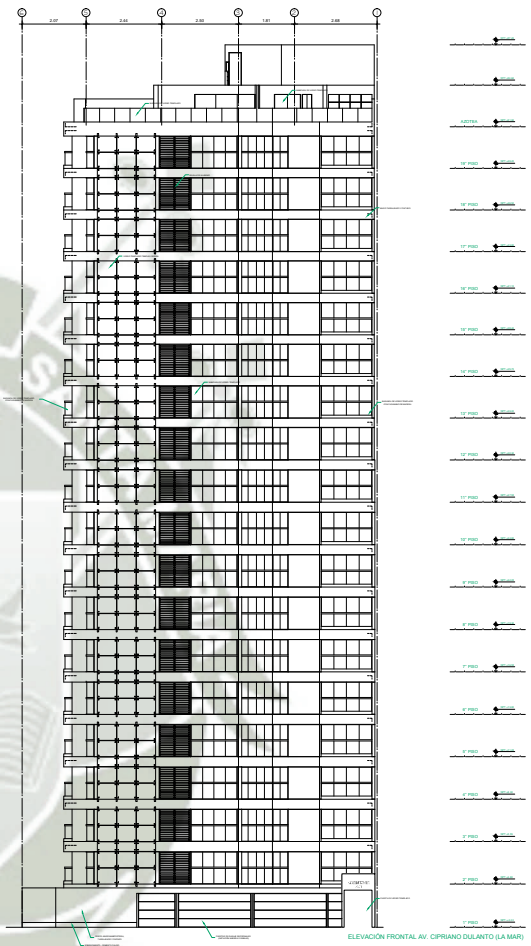
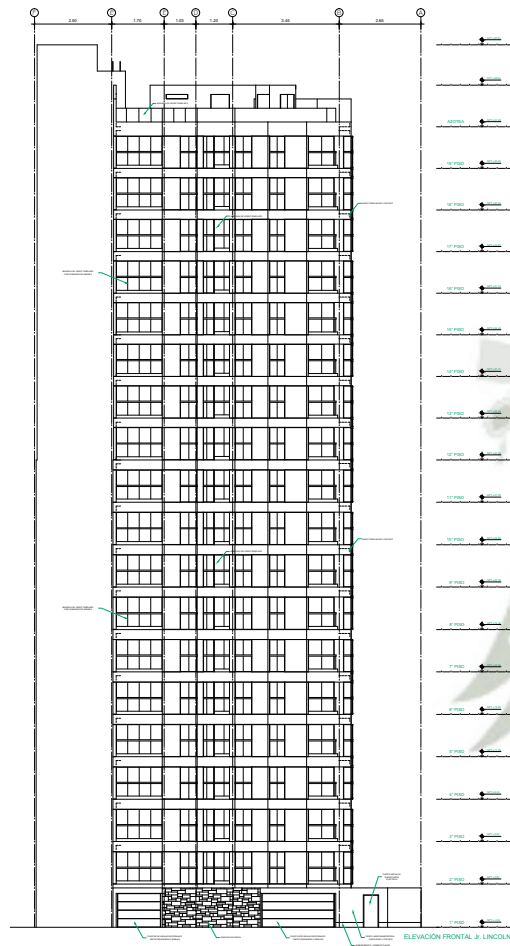
PLANTA AZOTEA



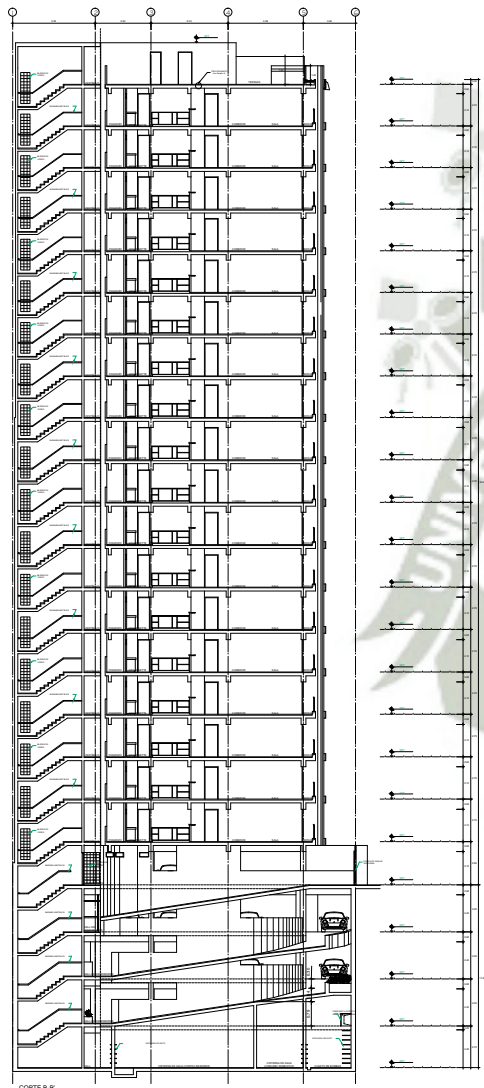
PLANO DE TECHOS

NOTAS:
SE UTILIZARA EL SISTEMA DE VENTANAS
Y MAMPARAS CORREDIZAS.
VIDRIO TEMPLADO CON MARCO DE
ALUMINIO

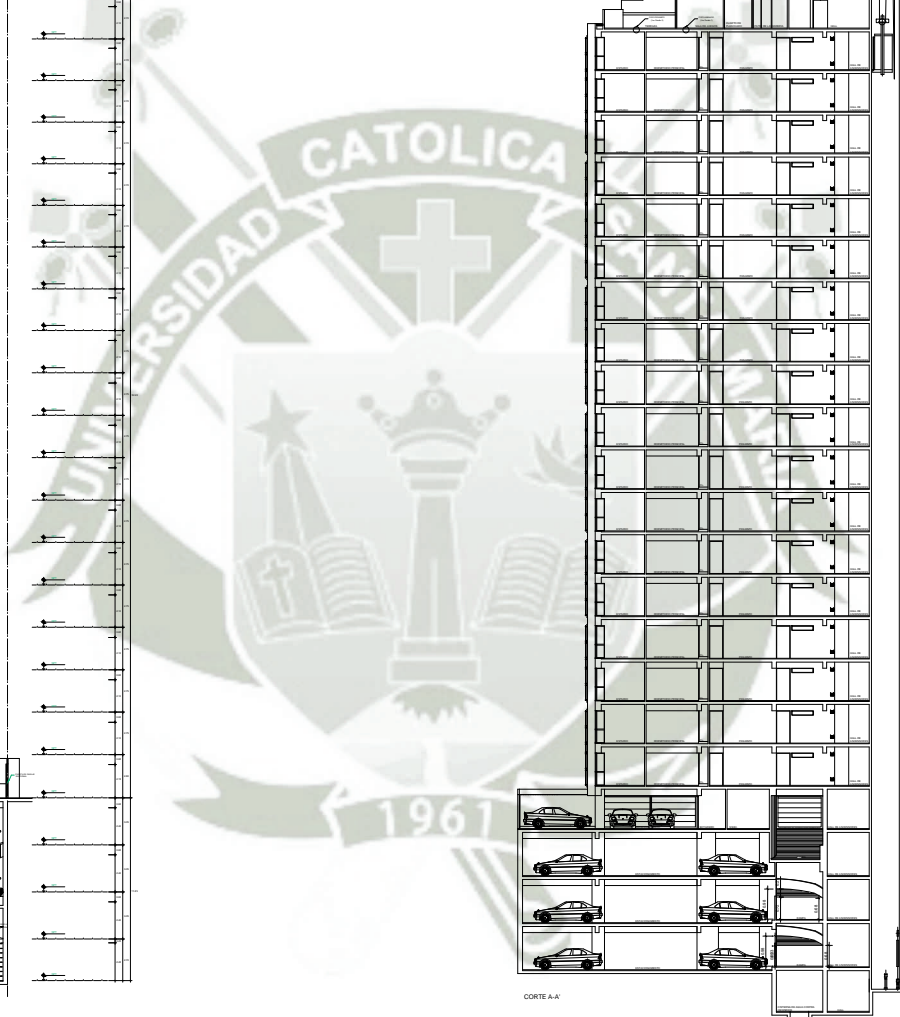
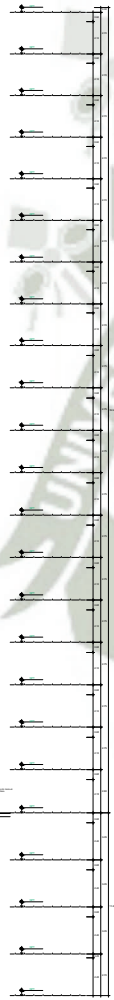
TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 20 PISOS		
PLANO: PISOS DE LA AZOTEA DE LA EDIFICACION	DIBUJO: OGM	
TESISTA: OSCAR MUAMAR GONZALES MONTUFAR	ESCALA: 1/75 - 1/25	
PROGRAMA PROFESIONAL: INGENIERIA CIVIL	FECHA: OCT 2015	PROYECTO: GREEN TOWER
		A-04



TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 20 PISOS			
PLANO: ELEVACIONES DE LA EDIFICACIÓN			DIBUJO: OGM
TESISTA: OSCAR MUAMAR GONZALES MONTUFAR			ESCALA: 1/75 - 1/25
PROGRAMA PROFESIONAL: INGENIERÍA CIVIL	FECHA: OCT 2015	PROYECTO: GREEN TOWER	A-05



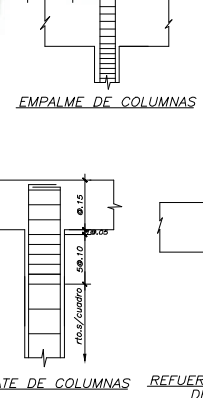
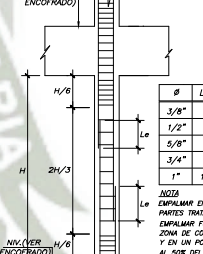
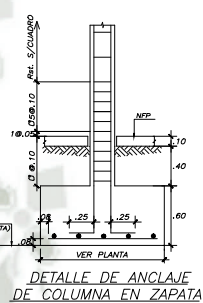
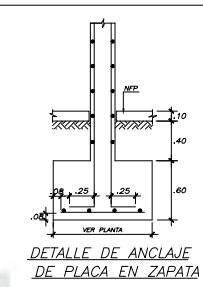
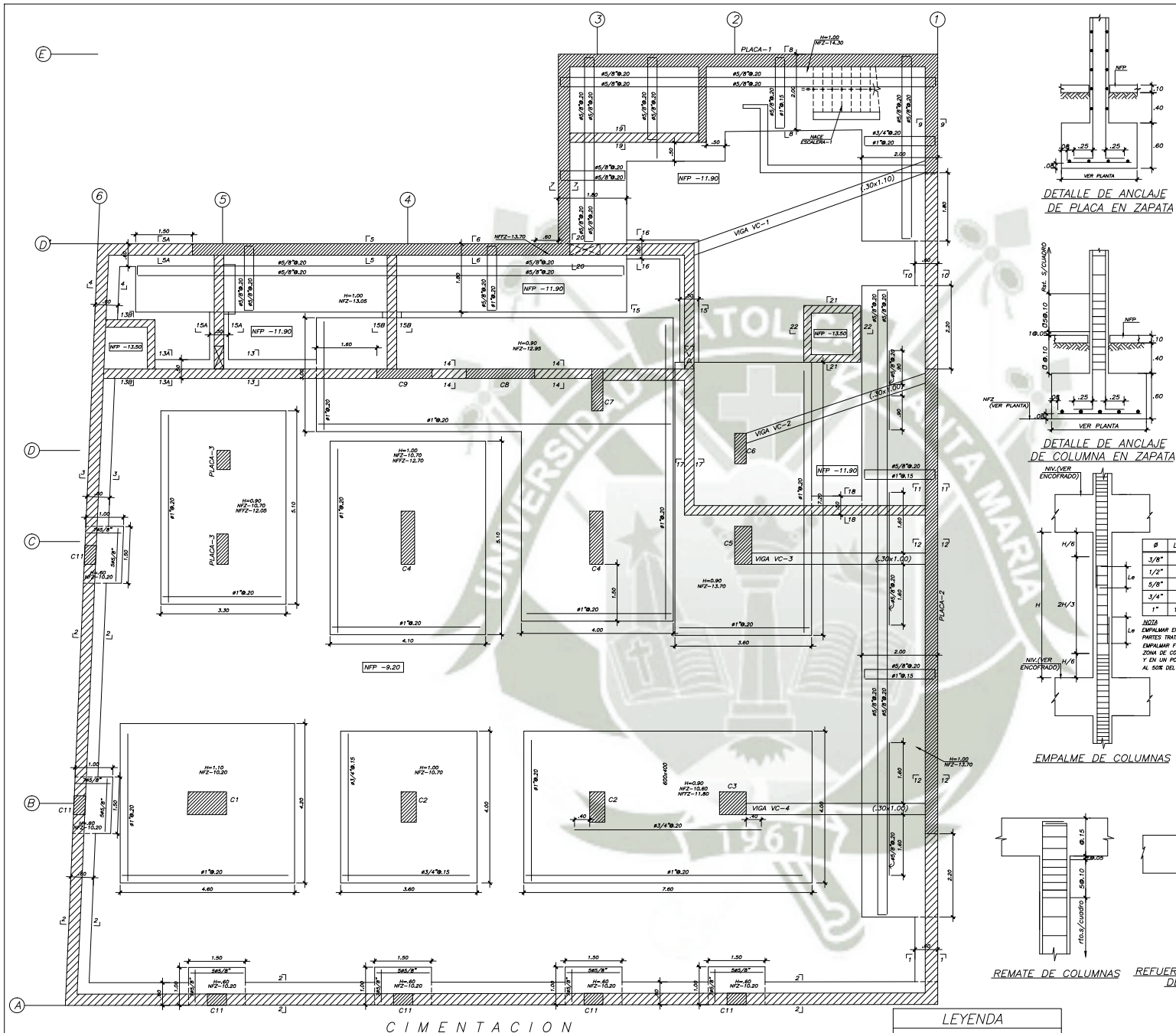
CORTE B-B



CORTE A-A



TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 20 PISOS			
PLANO: CORTES DE LA EDIFICACIÓN			DIBUJO: OGM
TESISTA: OSCAR MUAMAR GONZALES MONTUFAR			ESCALA: 1/75 - 1/25
PROGRAMA PROFESIONAL: INGENIERÍA CIVIL	FECHA: OCT 2015	PROYECTO: GREEN TOWER	A-06



RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMIENTACION

DE ACUERDO AL ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO POR EL ING. MIGUEL ANGEL LANZA HERRERA CON CP-47928, SE TIENE LO SIGUIENTE:

- TIPO DE CIMIENTACION: CIMIENTOS CORRIDOS Y ZAPATAS AISLADAS
- ESTRATO DE APOYO DE LA CIMIENTACION: GRASA CON ARENA (SP) MEDIANAMENTE DENSA $d_{50} = 2.00$ (CON RESPECTO DEL NIVEL DEL TERRENO ACTUAL)
- PRESION ADMISIBLE: 3.80 kg/cm²
- TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMOSISTEMAS: TIPO S1, FACTOR DE SUELO = 1.0, $T_m = 0.4$ seg.
- AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMIENTACION: NO DETECTADA
- MAPA FREATICA: NO DETECTADA.

PARAMETROS SISMORESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE
 X-X MUROS DE CORTE Y PORTICOS DE CONCRETO ARMADO.
 Y-Y MUROS DE CORTE

b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA
 O ESPECTRO DE DISEÑO
 Factor de zona (Zona 3) $Z = 0.4$
 Factor de suelo (Tipo S1) $S = 1.0$ Tp 0.4 Sep.
 Factor de Categoría (Categ. C) $U = 1$
 Factor de Reducción (R)
 $R_x = R_y = 4.20$
 COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA
 $C_x = 0.51$
 $C_y = 0.83$

c) DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL

MAXIMO ABSOLUTO	MAXIMO RELATIVO	DRIFT
X-X (cm)	Y-Y (cm)	X-X (%)
29.40	25.92	1.79
		1.55
		0.0066
		0.0057

ESPECIFICACIONES

CONCRETO CISTERNA
 LA RELACION A/C SERA 0.45 SE APLICARA ADITIVO PLASTIFICANTE Y SE TARRAJEARA CON ADITIVO IMPERMEABILIZANTE.

CONCRETO ARMADO
 CONCRETO $f'_c = 210$ kg/cm²
 FIERRO CORRIDADO $f_y = 4200$ kg/cm²

CONCRETO SIMPLE
 CEMENTO CORRIDO $f'_c = 100$ Kg/cm² + 30% P.G.
 SOBRECIMENTA $f'_c = 100$ Kg/cm² + 25% P.M.
 FALSA ZAPATA (Tamaño máximo 37)
 MEZCLA CEMENTO : HORMIGON 1:12+ 30% DE PIEDRA GRANDE (8" MAXIMO)

RECUBRIMIENTOS
 ZAPATAS 8 cm.
 PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS 4 cm.
 VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS (e=15) 3 cm.
 VIGAS CHATAS 2.5 cm.
 LOSAS Y ALBERGADO 2 cm.
 MURO DE CONTENCIÓN 4 cm.
ALPANELERIA (CERCOS Y TABIQUERIA EXTERIOR)
 LADRILLO TIPO IV $f_m = 55$ kg/cm²
 RESISTENCIA MINIMA DEL LADRILLO $f_b = 130$ kg/cm²
 DIMENSIONES (MINIMAS) 24x13x9 cm
 # MAXIMO DE VACIOS 30
 MORTERO M1 (CEMENTO/CAL HIDRATADA/ARENA) 1/1/4
 ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS 1.0 cm (Mín.)
 1.5 cm (Max.)
TABIQUERIA INTERIOR
 LADRILLO CON COLUMNAS DE ARROSTRAMIENTO (VER DETALLE)

CIMENTACION

LEYENDA

NFP. = NIVEL FALSO PISO
 NFPZ. = NIVEL FONDO ZAPATA
 NFFZ. = NIVEL FONDO CIMIENTO
 NFFZ. = NIVEL FONDO FALSA ZAPATA

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

TESIS : DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS

PLANO : CIMIENTACION

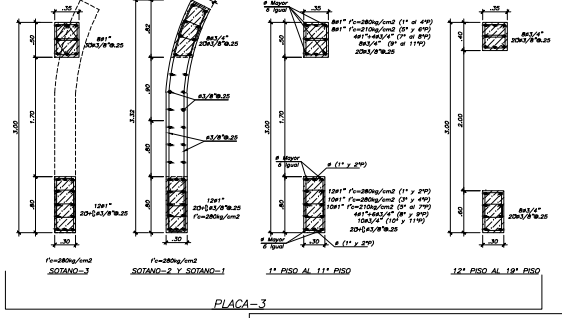
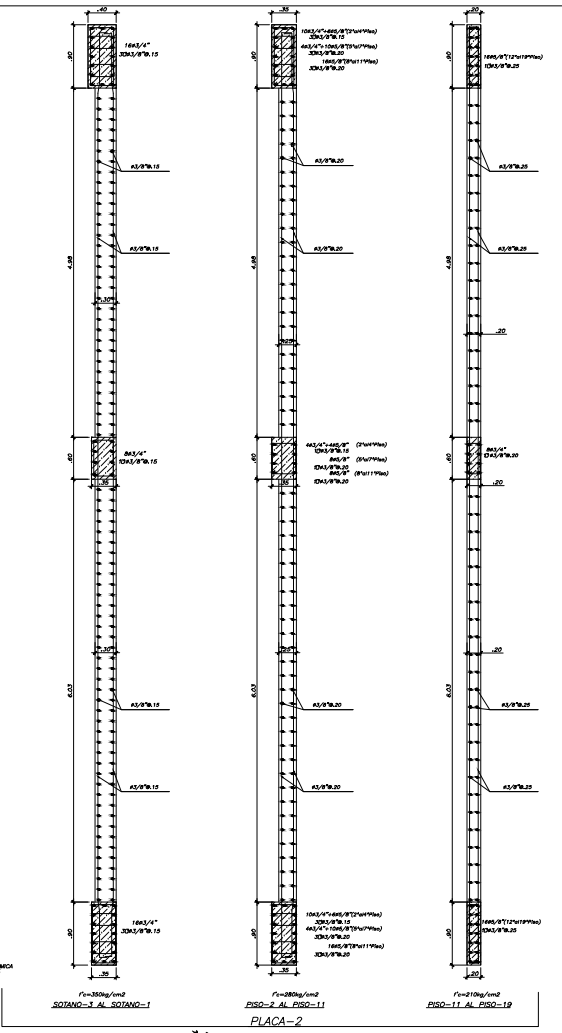
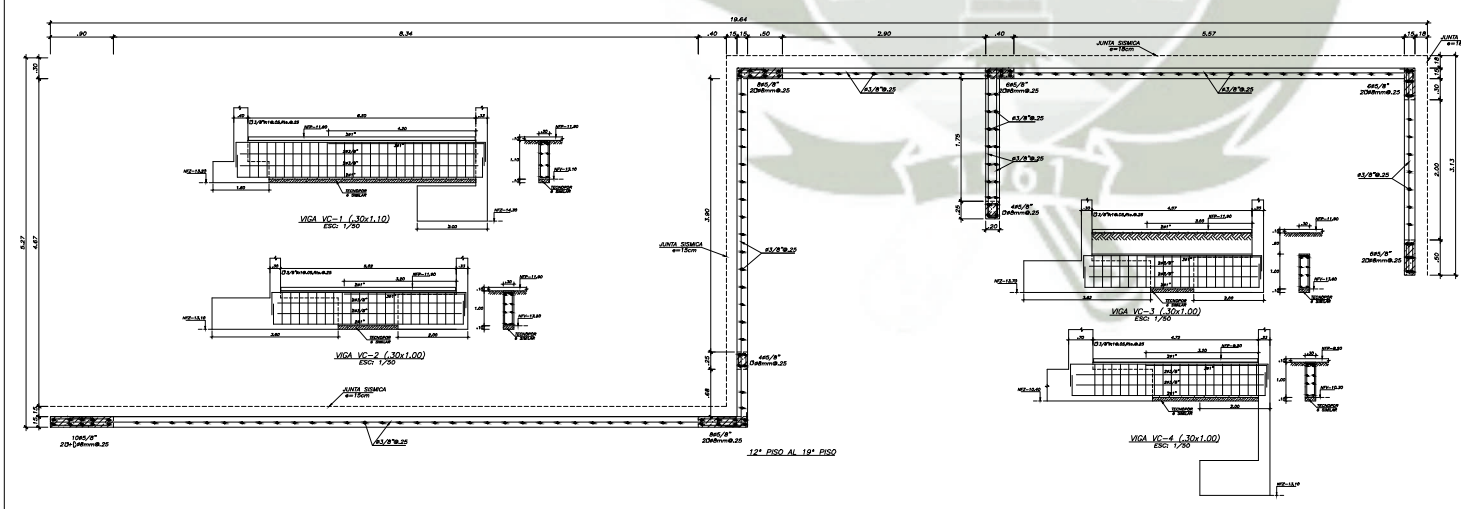
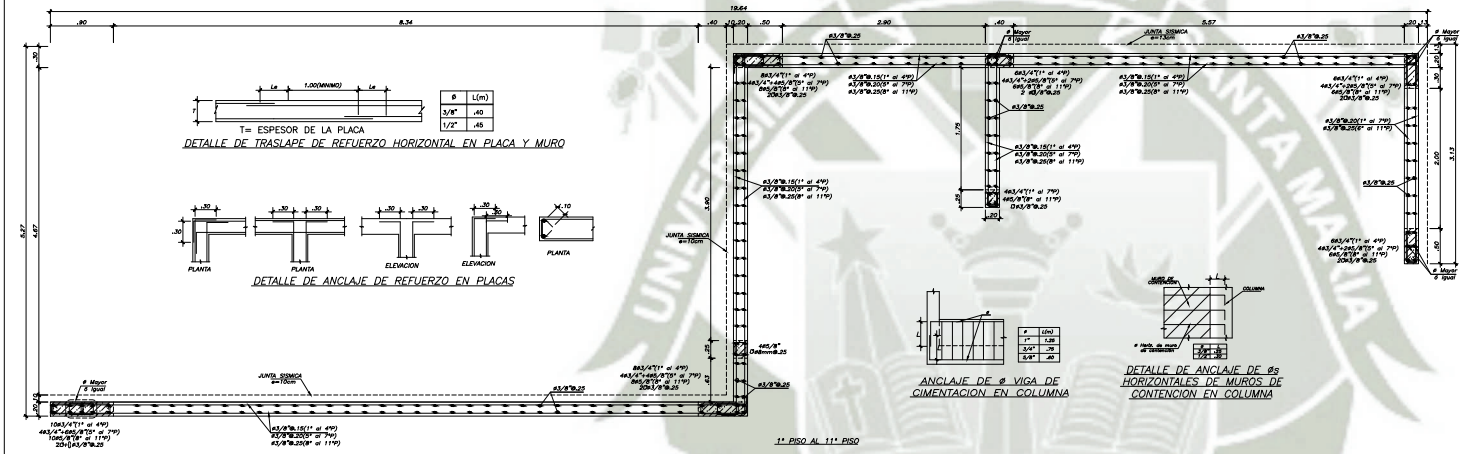
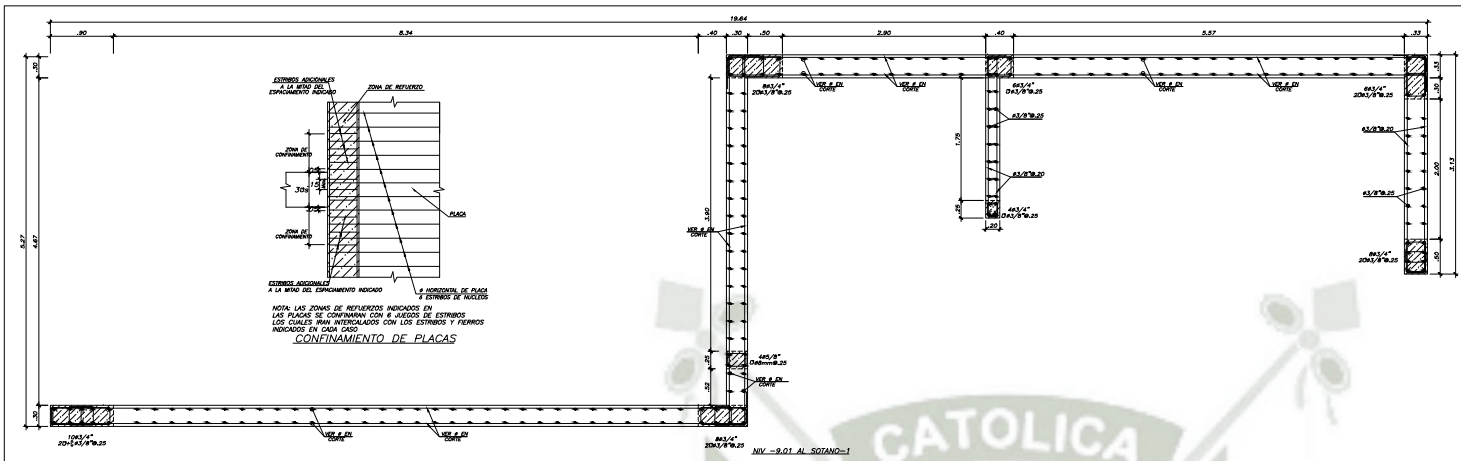
TESISTA: Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR

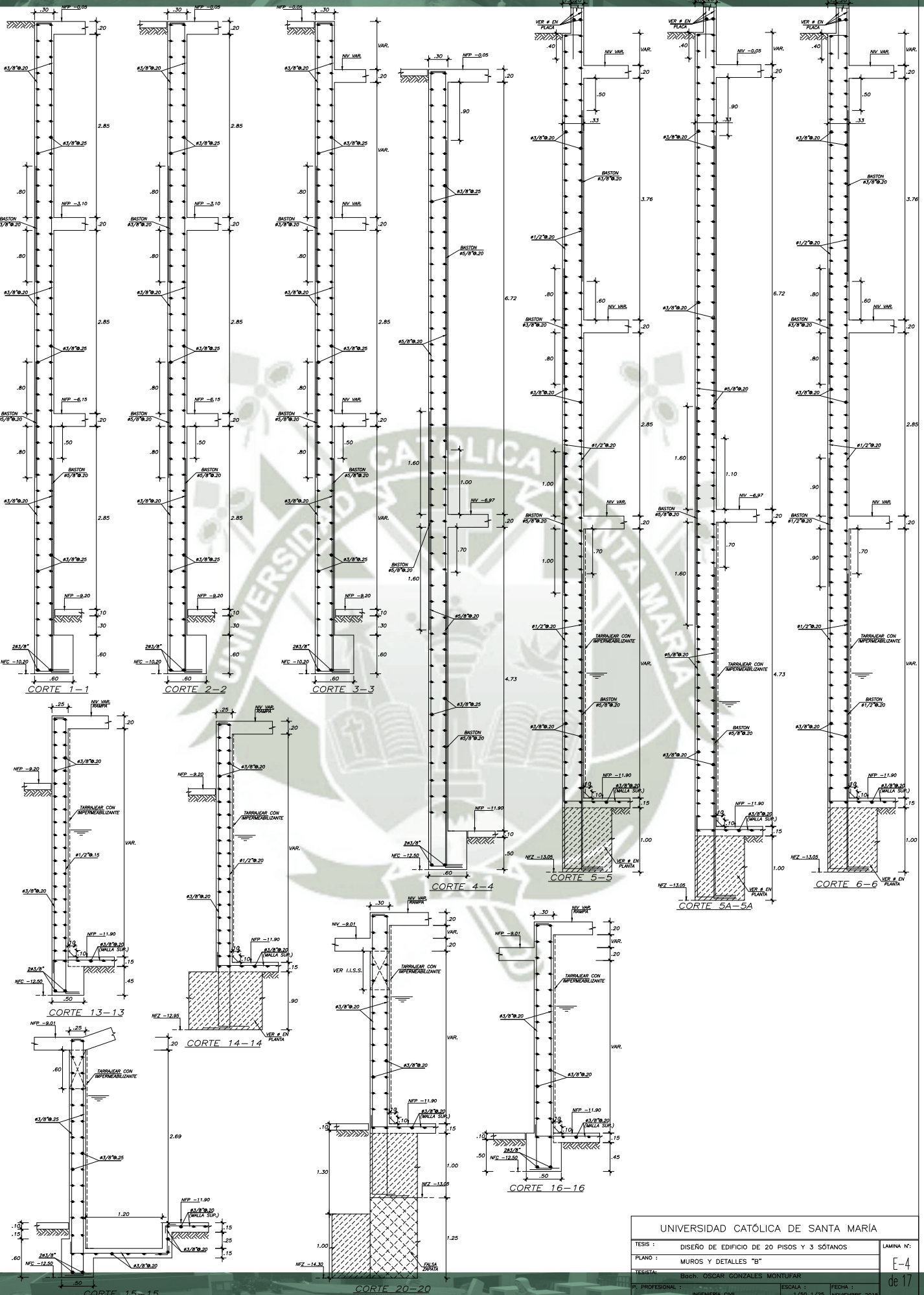
P. PROFESIONAL : INGENIERIA CIVIL

ESCALA : 1/80

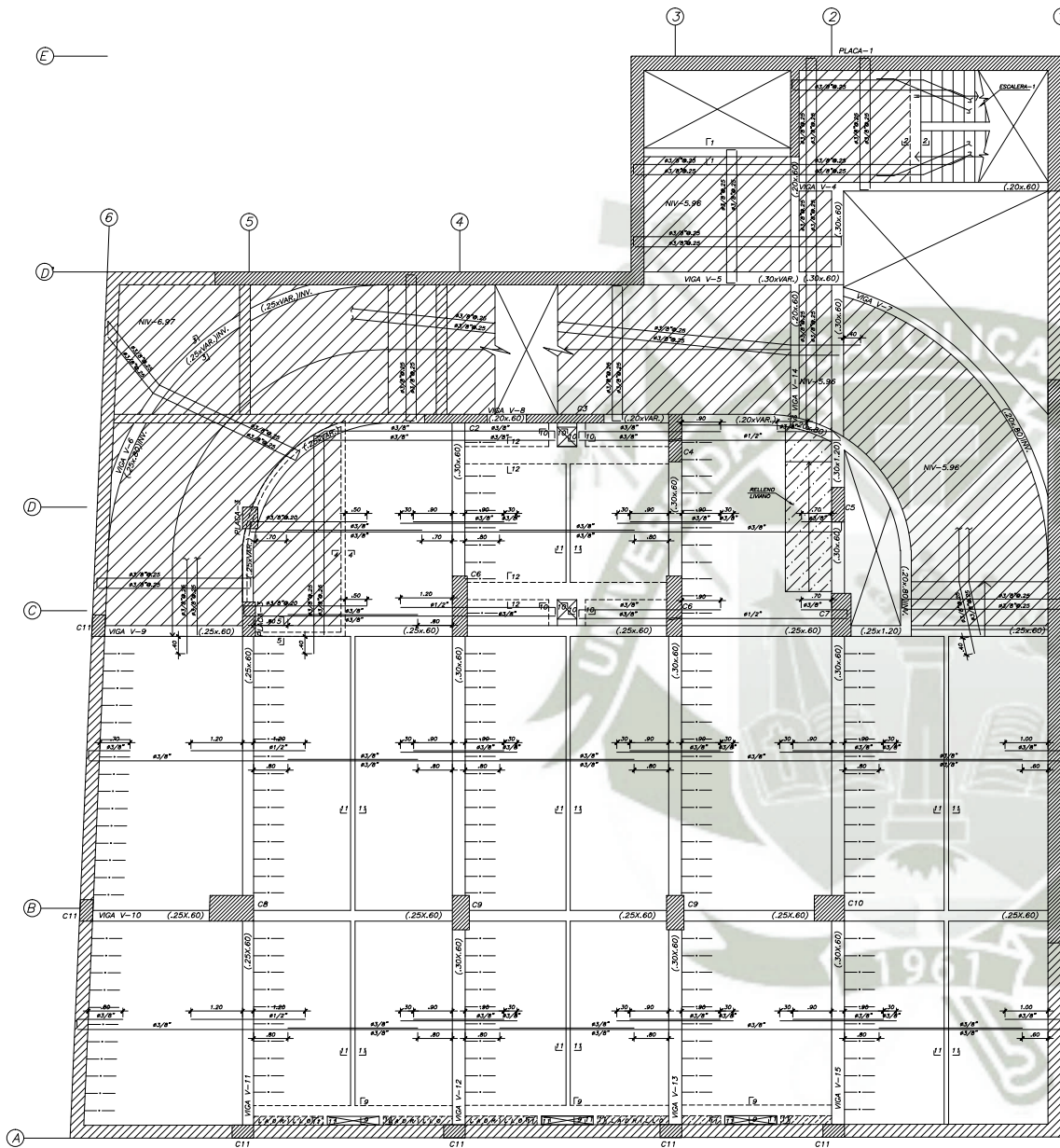
FECHA : 1/25 NOVIEMBRE 2015

LAMINA N°: E-1 de 17

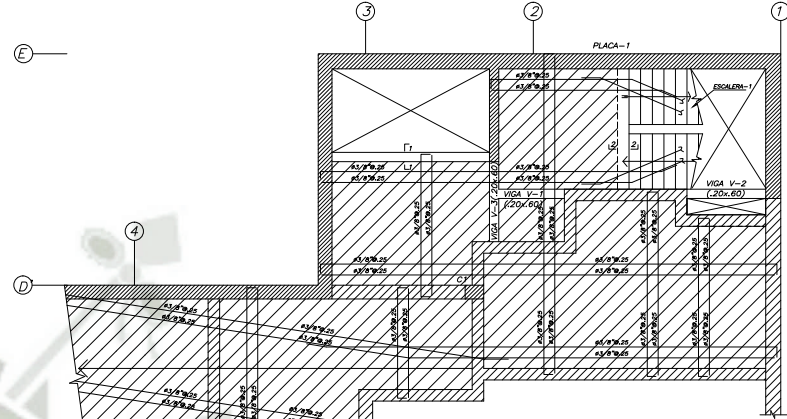




UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA		
TESIS : DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS PLANO : Muros y Detalles "B" TESISTA : Bch. OSCAR GONZALES MONTUFAR P. PROFESIONAL :	ESCALA : 1/50 FECHA : 1/50 1/25 NOVIEMBRE 2015	LAMINA N°: E-4 de 17



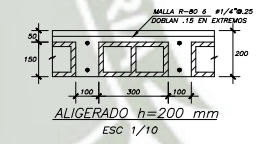
ENCOFRADO SOTANO 3
 ALIGERADO H=0.20, S/C=250 Kg/m²
 LOSA MACIZA H=0.20, S/C=250 Kg/m²
 NIV.-6.15



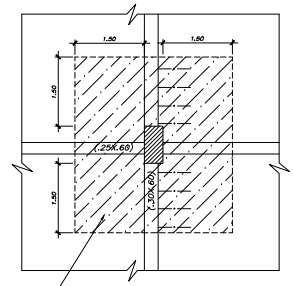
ENCOFRADO NIVEL -9.01
 LOSA MACIZA H=0.20, S/C=250 Kg/m²



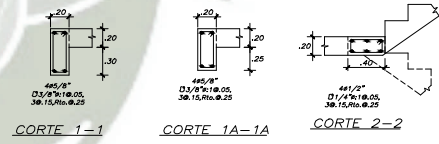
DETALLE TIPICO LOSA h=0.20



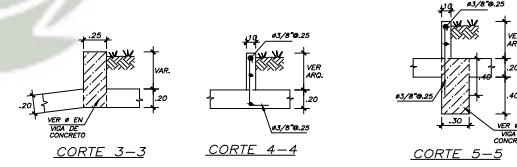
ALIGERADO h=200 mm
 ESC 1/10



DETALLE DE VACIADO EN NUCLEO DE COLUMNAS CON f'c=420 Y 350 kg/cm²



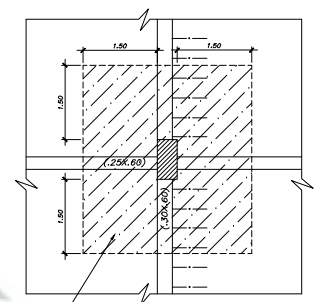
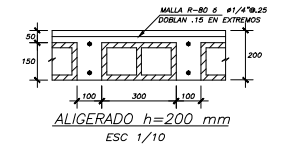
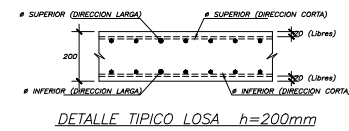
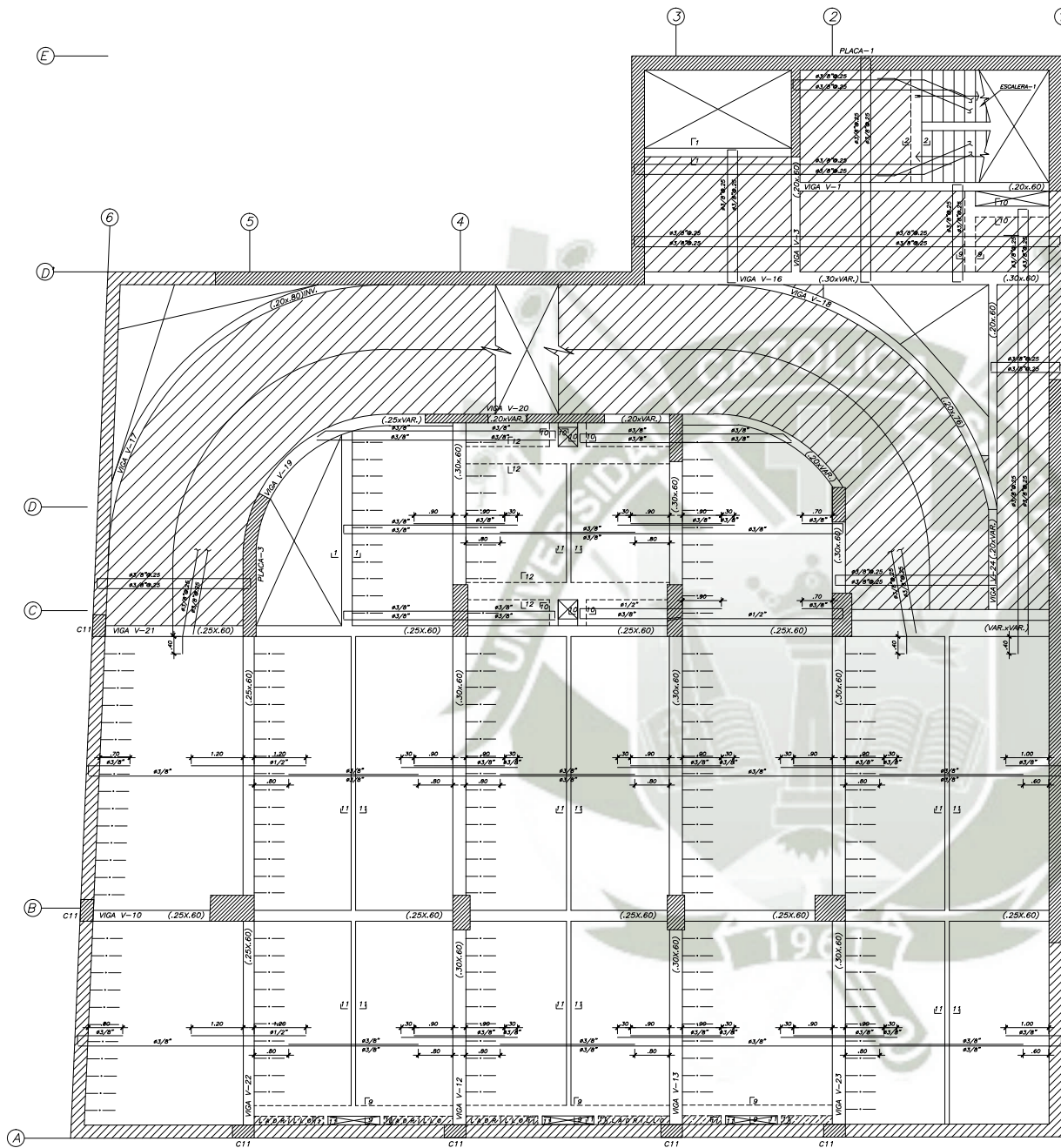
CORTE 1-1 CORTE 1A-1A CORTE 2-2



CORTE 3-3 CORTE 4-4 CORTE 5-5

LEYENDA	
	ALIGERADO h=0.20
	LOSA h=0.20
	MURO DE CONCRETO
	COLUMNA 6 PLACA
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA		
TESIS:	DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SOTANOS	LAMINA N°:
PLANO:	ENCOFRADO DE SOTANO 3	E-6
TESISTA:	Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR	de 17
P. PROFESIONAL:	INGENIERIA CIVIL	ESCALA: 1/50
		FECHA: NOVIEMBRE 2015



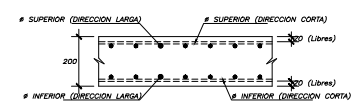
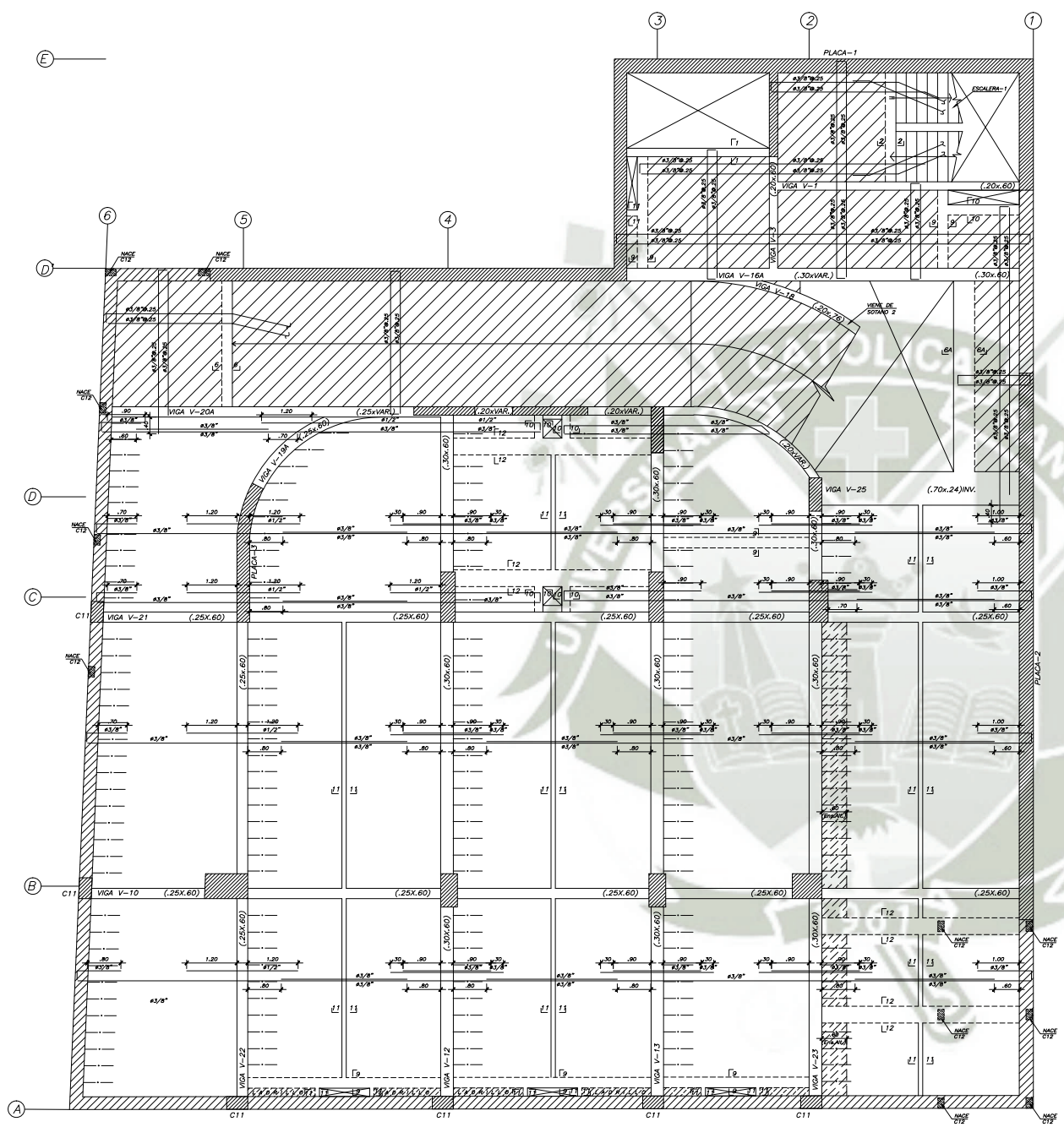
VACIAR ENCOFRADO Y VIGAS EN ZONA DE NUCLEO DE COLUMNA (1.50m AL LADO DE COLUMNA) CON CONCRETO $f_c=2500\text{kg/cm}^2$ PARA EL CASO DE COLUMNAS CON $f_c=3500\text{kg/cm}^2$ CON CONCRETO $f_c=3500\text{kg/cm}^2$ PARA EL CASO DE COLUMNAS CON $f_c=3500\text{kg/cm}^2$

DETALLE DE VACIADO EN NUCLEO DE COLUMNAS CON $f_c=420$ Y 350 kg/cm^2

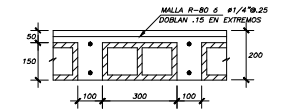
LEYENDA	
	ALIGERADO h=20
	LOSA h=20
	MURO DE CONCRETO
	COLUMNA ó PLACA
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

ENCOFRADO SOTANO 2
 ALIGERADO H=0.20, S/C=250 Kg/m²
 LOSA MACIZA H=0.20, S/C=250 Kg/m²
 NV-3.10

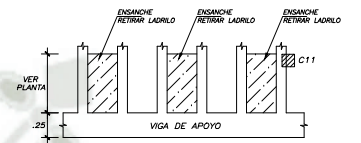
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA		
TESES 1	DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS	LAMINA N°:
PLANO 1	ENCOFRADO DE SOTANO 2	E-7
TESISTA:	Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR	de 17
P. PROFESIONAL :	INGENIERA CIVIL	ESCALA : 1/50
		FECHA : NOVIEMBRE 2015



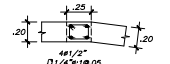
DETALLE TÍPICO LOSA h=200mm



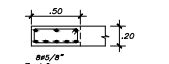
ALIGERADO h=200 mm ESC 1/10



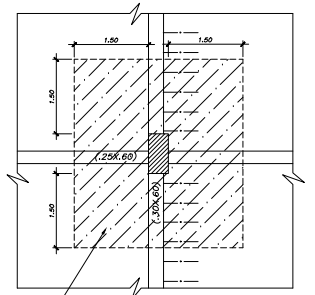
DETALLE DE ENSANCHE ALTERNO



CORTE 6-6



CORTE 6A-6A



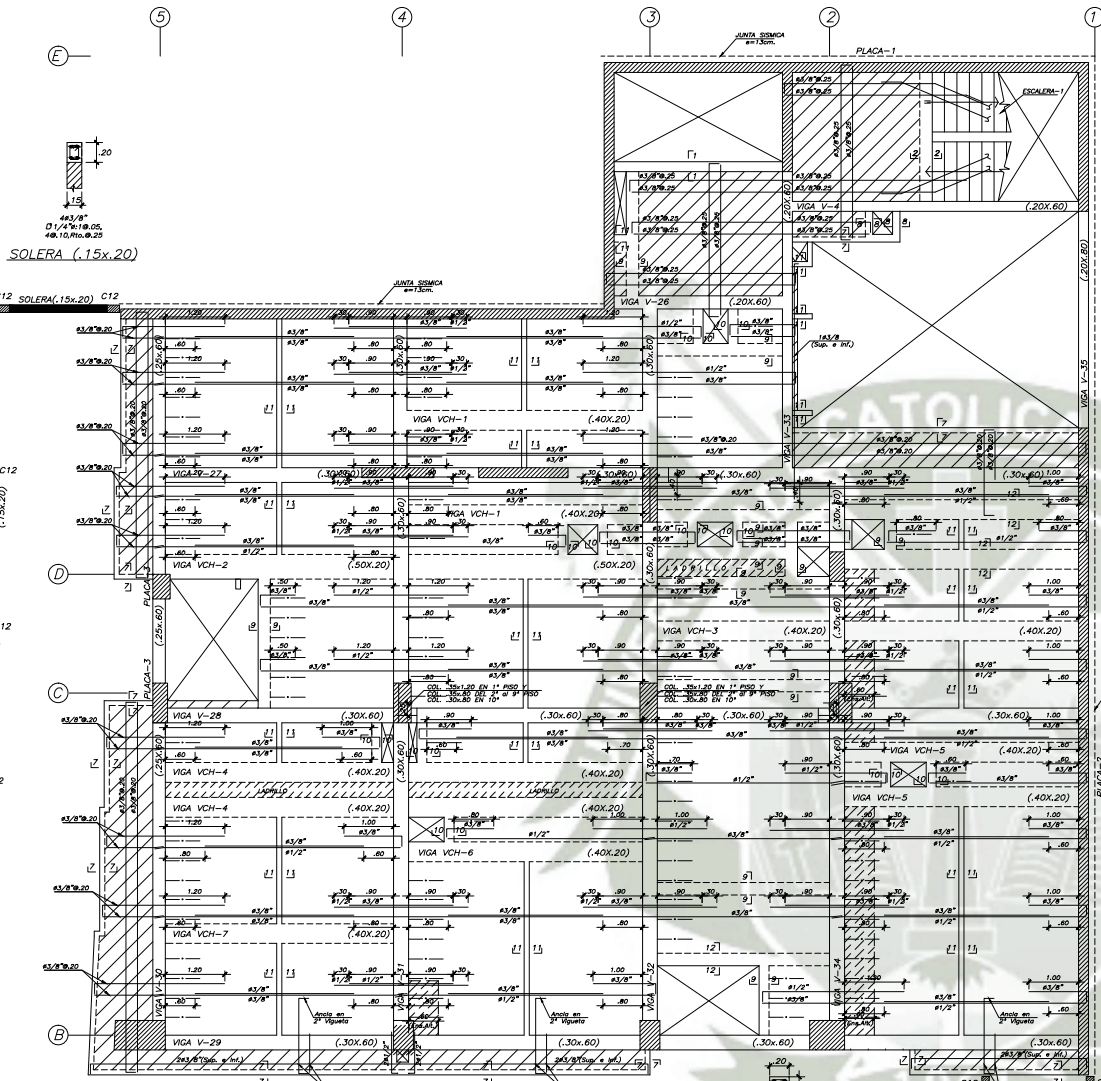
VACIAR ENCOFRADO Y VIGAS EN ZONA DE NUCLEO DE COLUMNA (1.50m AL LADO DE COLUMNA) CON CONCRETO $f'c=280\text{kg/cm}^2$ PARA EL CASO DE COLUMNAS CON $f'c=350\text{kg/cm}^2$ CON CONCRETO $f'c=350\text{kg/cm}^2$ PARA EL CASO DE COLUMNAS CON $f'c=280\text{kg/cm}^2$

DETALLE DE VACIADO EN NUCLEO DE COLUMNAS CON $f'c=420$ Y 350 kg/cm^2

LEYENDA	
	ALIGERADO h=20
	LOSA h=20
	MURO DE CONCRETO
	COLUMNA ó PLACA
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

ENCOFRADO SOTANO 1
 ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 NV-0.05

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA		LAMINA N°:
TEJIS :	DISERNO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS	E-8
PLANO :	ENCOFRADO DE SOTANO 1	de 17
TESISTA:	Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR	
P. PROFESIONAL :	INGENIERA CIVIL	ESCALA : 1/50
		FECHA : NOVIEMBRE 2015



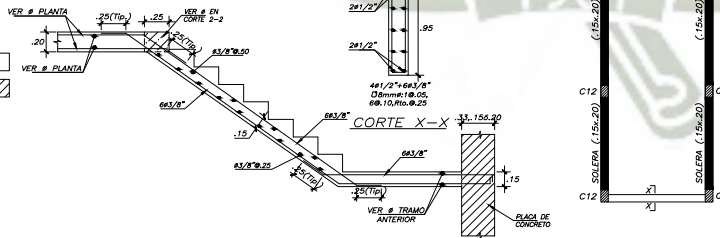
SOLETA (15x20)

C12 SOLETA (15x20) C12

C12 SOLETA (15x20) C12

ENCOFRADOS 1° AL 10° PISO

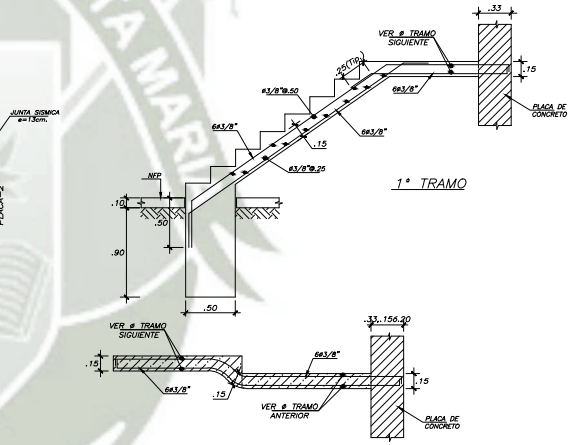
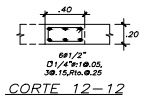
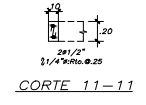
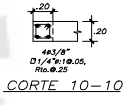
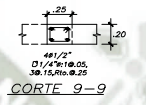
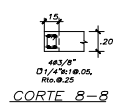
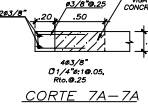
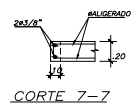
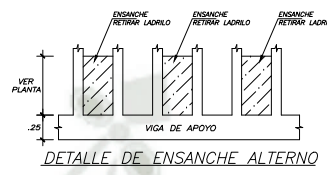
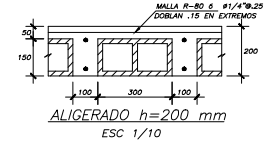
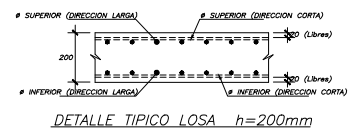
- ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
- LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m²
- NIV+2.75 (1° PISO)
- NIV+5.50 (2° PISO)
- NIV+8.25 (3° PISO)
- NIV+11.00 (4° PISO)
- NIV+13.75 (5° PISO)
- NIV+16.50 (6° PISO)
- NIV+19.25 (7° PISO)
- NIV+22.00 (8° PISO)
- NIV+24.75 (9° PISO)
- NIV+27.50 (10° PISO)



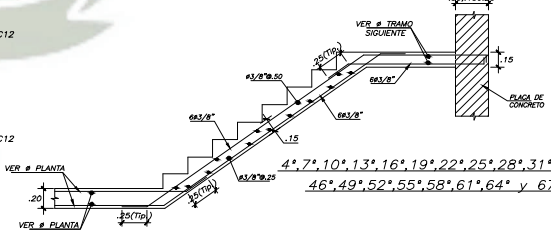
3°.6°.9°.12°.15°.18°.21°.24°.27°.30°.33°.36°.39°.42°.45°.48°.

51°.54°.57°.60°.63°.66° y 69° TRAMO

ESCALERA - 1
S/C=300 Kg/m²



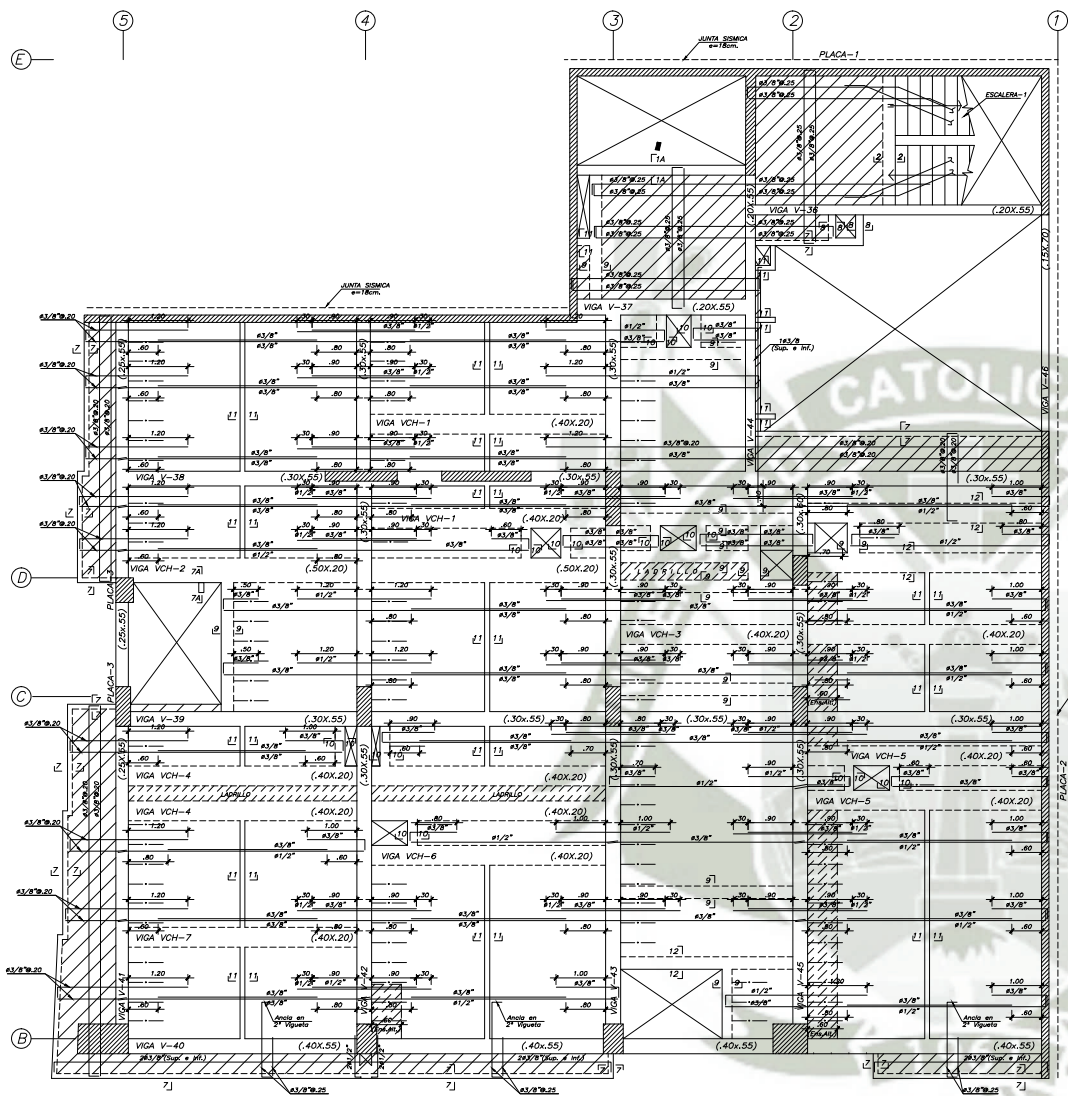
2°.5°.8°.11°.14°.17°.20°.23°.26°.29°.32°.35°.38°.41°.44°.47°.50°.53°.56°.59°.62°.65° y 68° TRAMO



4°.7°.10°.13°.16°.19°.22°.25°.28°.31°.34°.37°.40°.43°.46°.49°.52°.55°.58°.61°.64° y 67° TRAMO

LEYENDA	
	ALIGERADO h=20
	LOSA h=20
	MURO DE CONCRETO
	COLUMNA ó PLACA
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
TESES: DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS	LAMINA N°:
PLANO: ENCOFRADO DE TIPOICO DEL 1° AL 11° PISO	E-9
TESTISTA: Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR	de 17
P. PROFESIONAL: INGENIERIA CIVIL	ESCALA: 1/50
	FECHA: NOVIEMBRE 2015



ENCOFRADOS 11° AL 17° PISO

ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²

LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m²

NIV+30.25 (11° PISO)

NIV+32.95 (12° PISO)

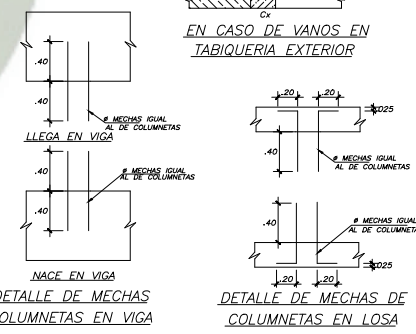
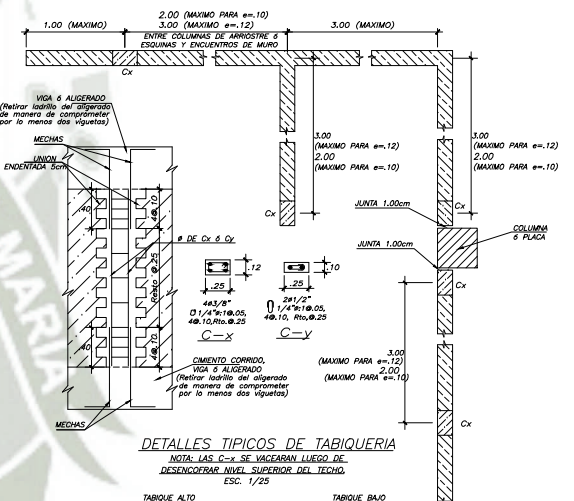
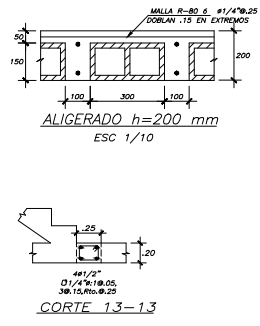
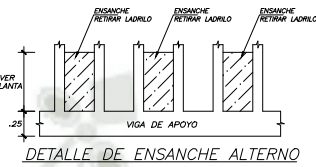
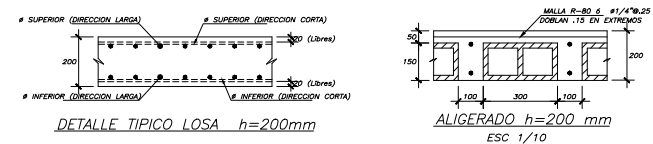
NIV+35.65 (13° PISO)

NIV+38.35 (14° PISO)

NIV+41.05 (15° PISO)

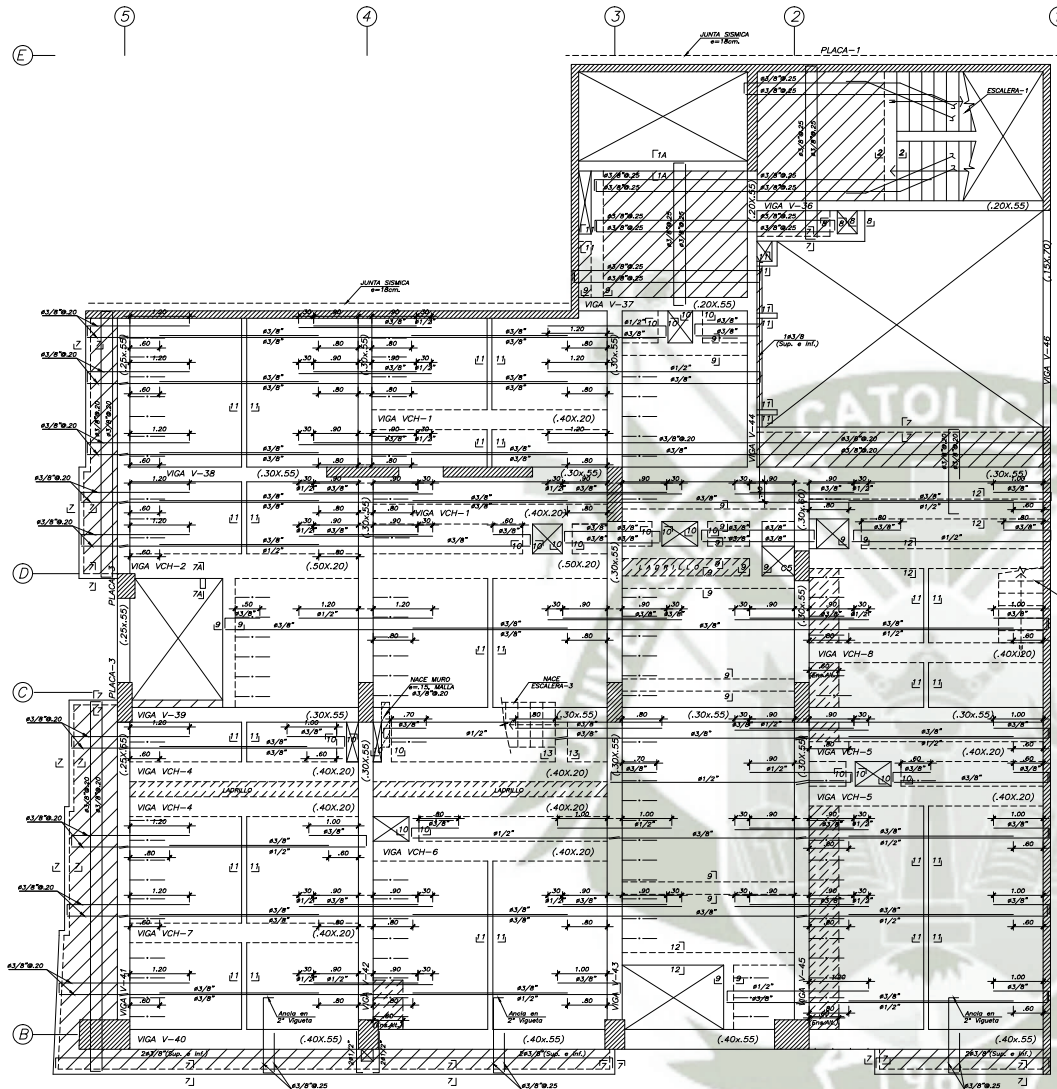
NIV+43.75 (16° PISO)

NIV+46.45 (17° PISO)



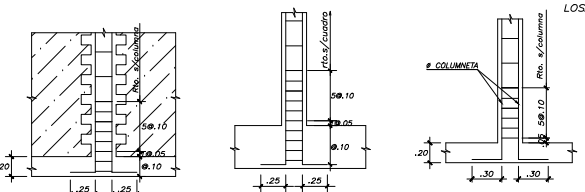
LEYENDA	
	ALIGERADO h=20
	LOSA h=20
	MURO DE CONCRETO
	COLUMNA o PLACA
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
TESES: DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS	LAMINA N°:
PLANO: ENCOFRADO DE TIPICO DEL 12° AL 17° PISO	E-10
TESISTA: Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR	de 17
P. PROFESIONAL: INGENIERIA CIVIL	ESCALA: 1/50
	FECHA: NOVIEMBRE 2015

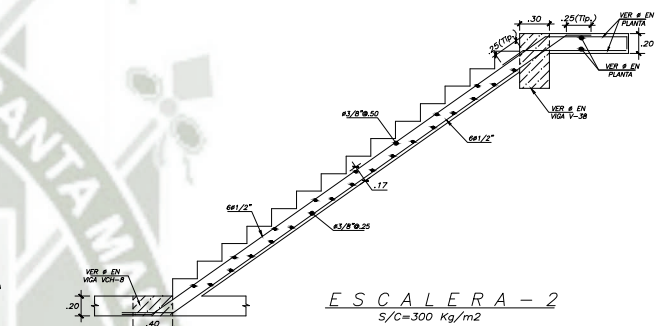
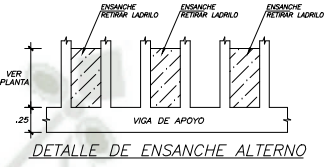
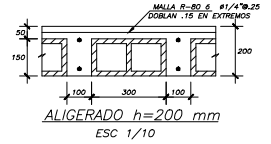
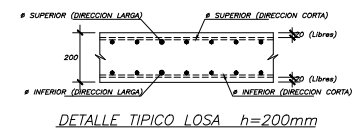


ENCOFRADO 18° PISO

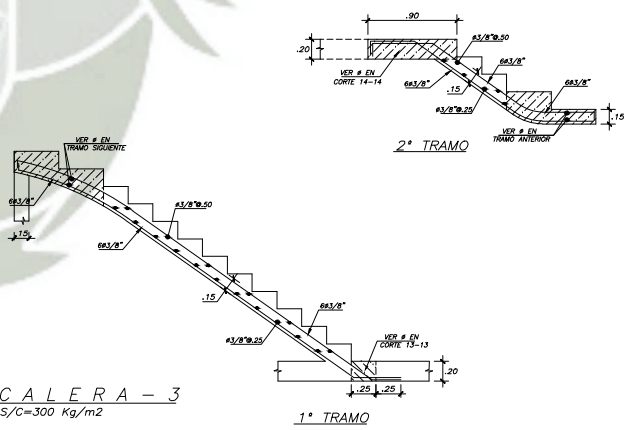
ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 NIV+49.15 (SALVO INDICADO)



ANCLAJE DE COLUMNAS QUE NACEN EN TECHOS (RETIRAR LADRILLO EN ZONA DE ANCLAJE)
 ANCLAJE DE COLUMNA QUE NACE EN VIGA
 ANCLAJE DE COLUMNA QUE NACEN EN VIGAS CHATAS



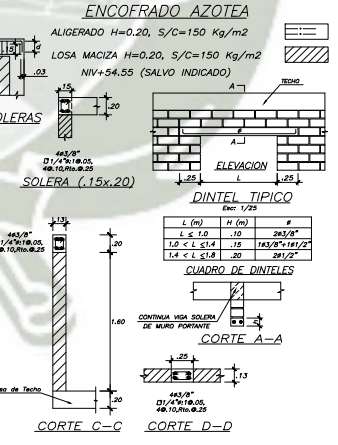
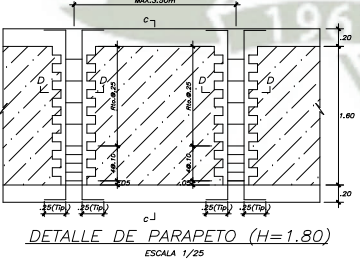
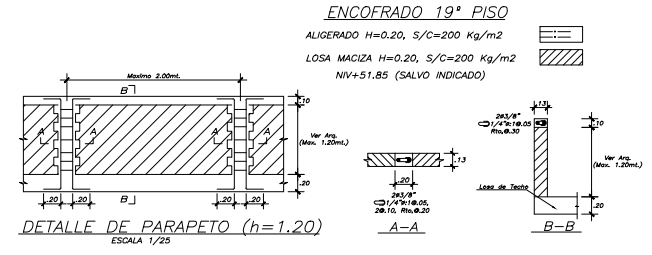
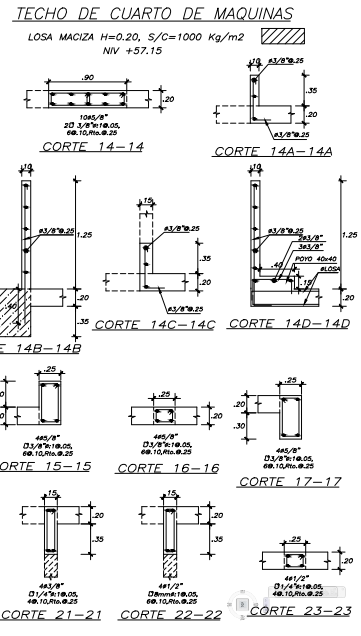
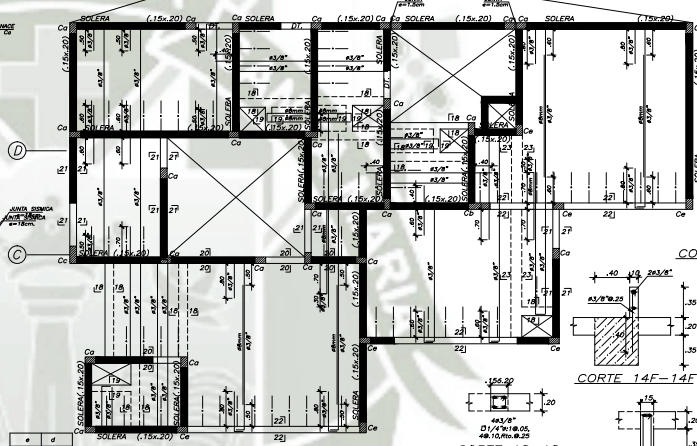
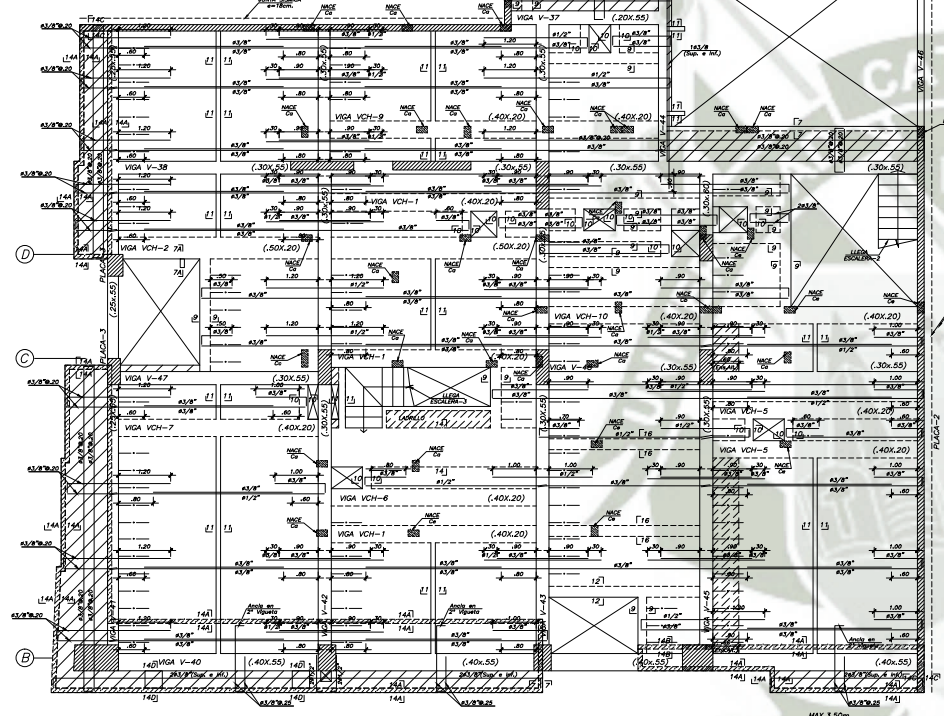
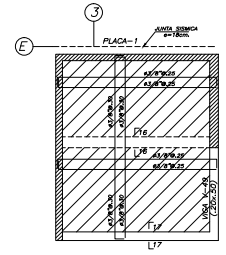
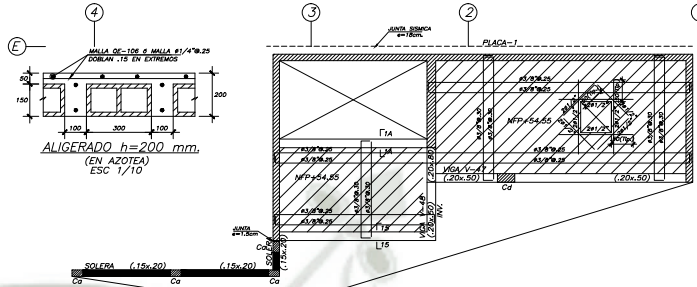
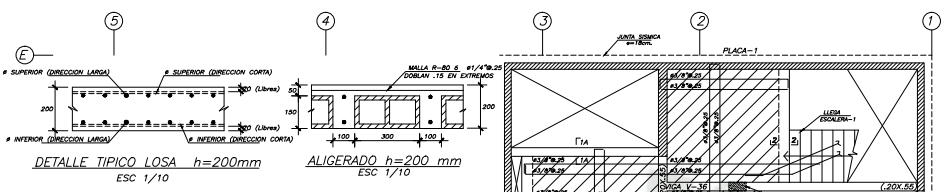
ESCALERA-2
S/C=300 Kg/m²



ESCALERA-3
S/C=300 Kg/m²

LEYENDA	
	ALIGERADO h=20
	LOSA h=20
	MURO DE CONCRETO
	COLUMNA ó PLACA
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
TESIS : DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS	LAMINA N°:
PLANO : ENCOFRADO DE TÍPICO DEL 18° PISO	E-11
TESISTA: Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR	de 17
P. PROFESIONAL : INGENIERA CIVIL	ESCALA : 1/50
	FECHA : NOVIEMBRE 2015

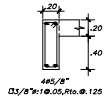


COLUMNETAS

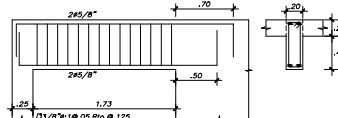
C-a	C-b	C-c	C-d	C-e
15x25 4x3/8" D1/4" x 10.00 4x10.00 x 25	15x50 6x3/8" D1/4" x 10.00 4x10.00 x 25	15x40 6x3/8" D1/4" x 10.00 4x10.00 x 25	20x40 4x5/8" + 2x1/2" D1/4" x 10.00 4x10.00 x 25	15x25 4x1/4" D1/4" x 10.00 4x10.00 x 25

LEYENDA

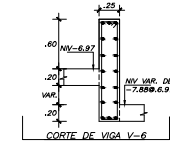
- ALIGERADO h=20
- LOSA h=20
- MURO DE CONCRETO
- COLUMNA 6 PLACA
- VIGA PERALTADA
- VIGA CHATA



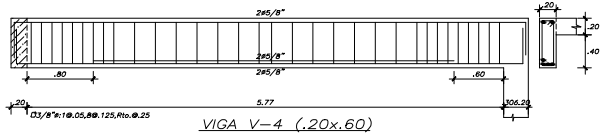
VIGA V-1 (.20x.60)
VIGA V-2 (.20x.60)



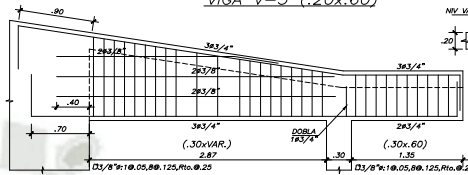
VIGA V-3 (.20x.60)



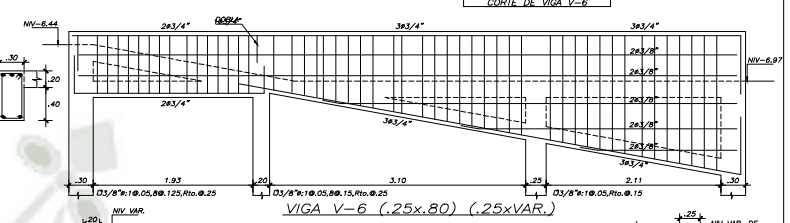
CORTE DE VIGA V-6



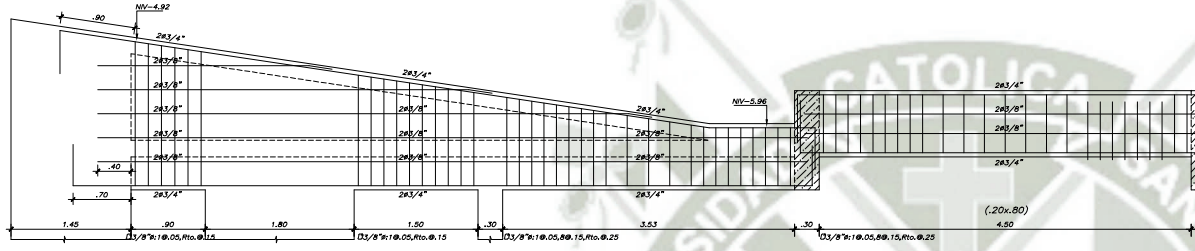
VIGA V-4 (.20x.60)



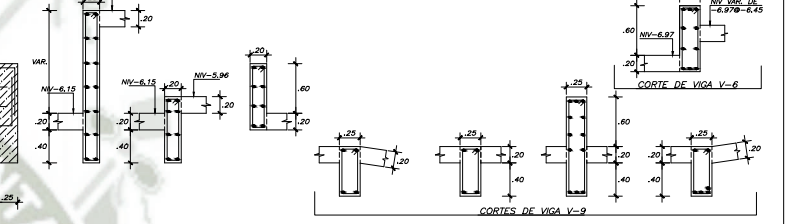
VIGA V-5 (.30xVAR.) (.30x.60)



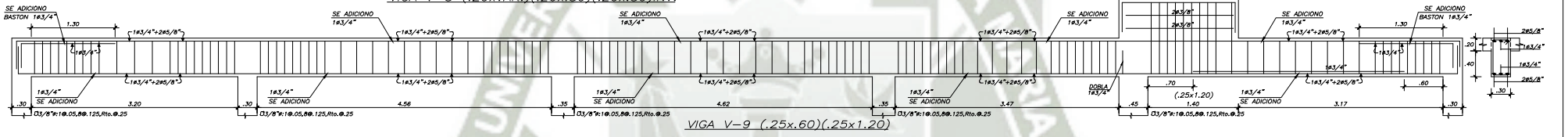
VIGA V-6 (.25xVAR.) (.25x.80)



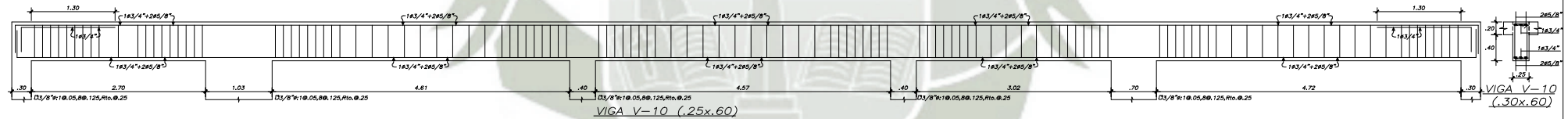
VIGA V-8 (.20xVAR.) (.20x.80) INV.



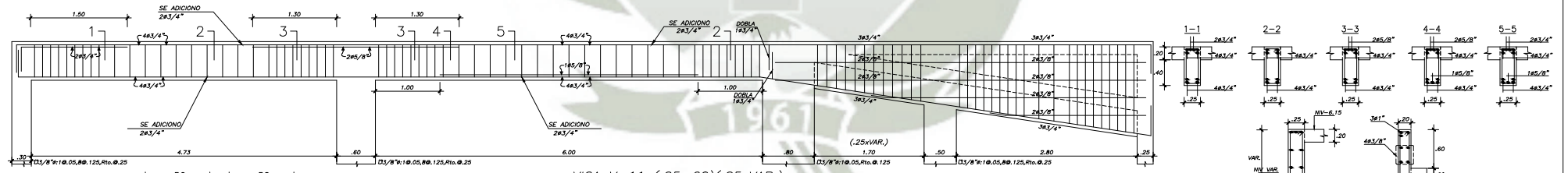
CORTES DE VIGA V-9



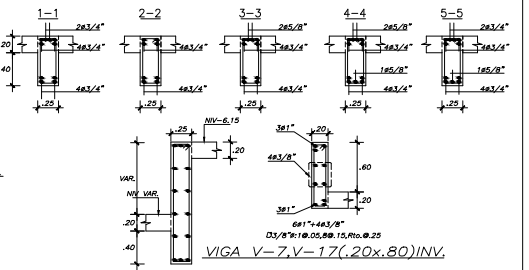
VIGA V-9 (.25x.60) (.25x1.20)



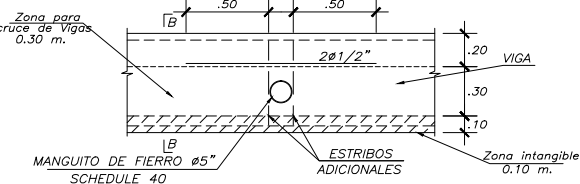
VIGA V-10 (.25x.60)



VIGA V-11 (.25x.60) (.25xVAR.) MODIFICADA

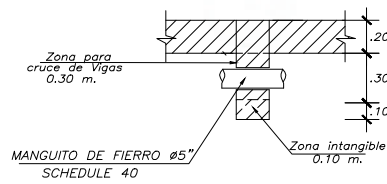


VIGA V-7, V-17, V-18 (.20x.80) INV.



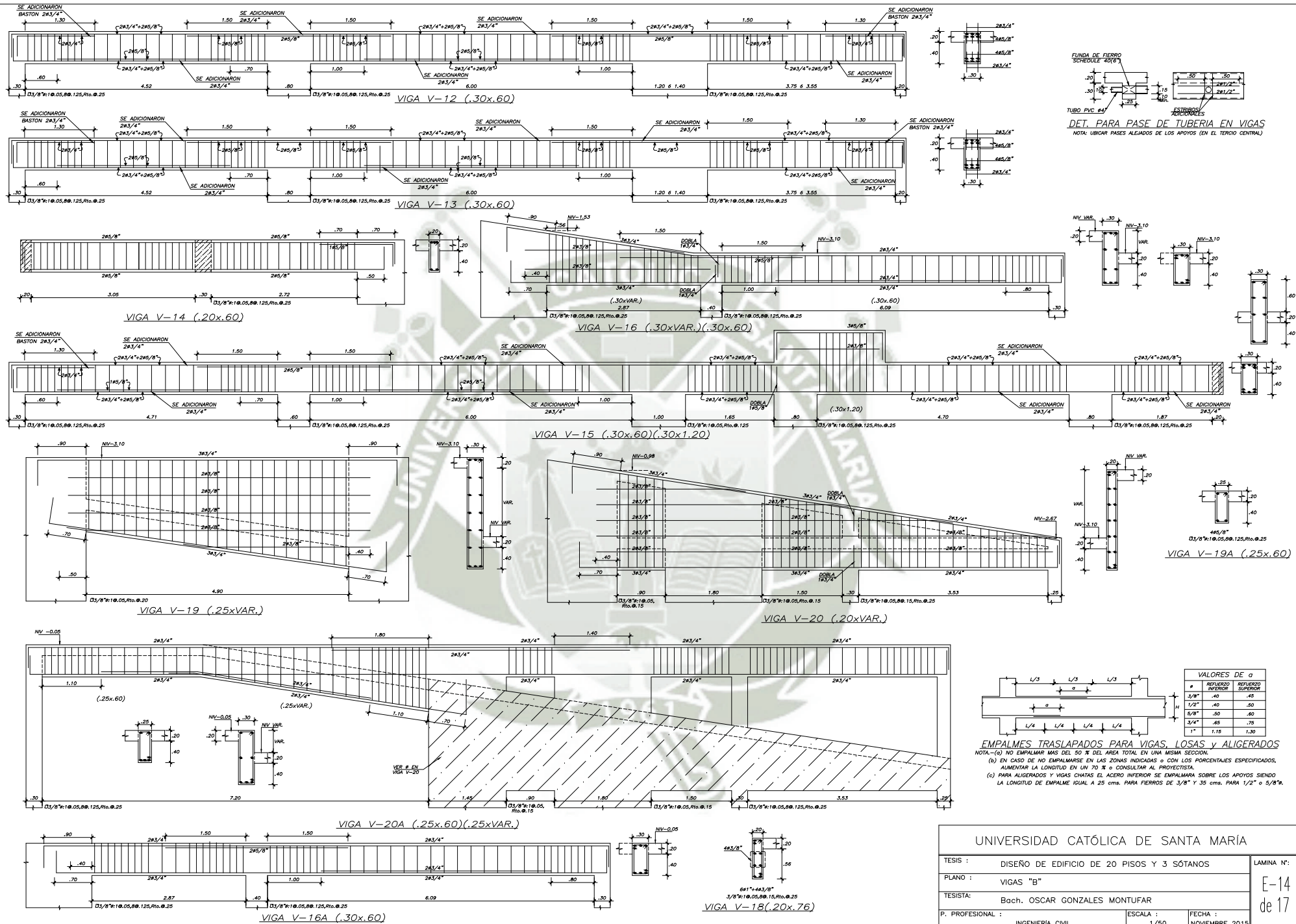
DETALLE DE PASE PARA TUBERIAS EN VIGAS

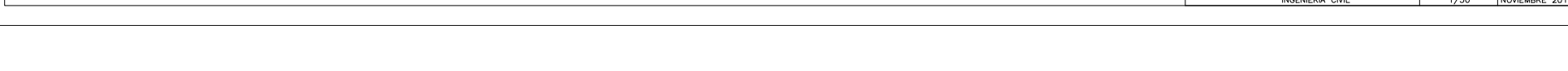
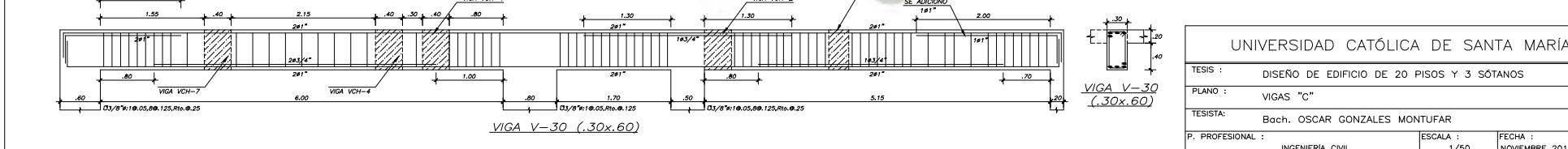
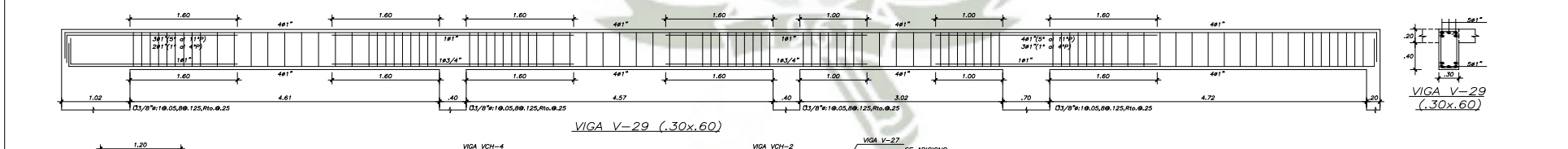
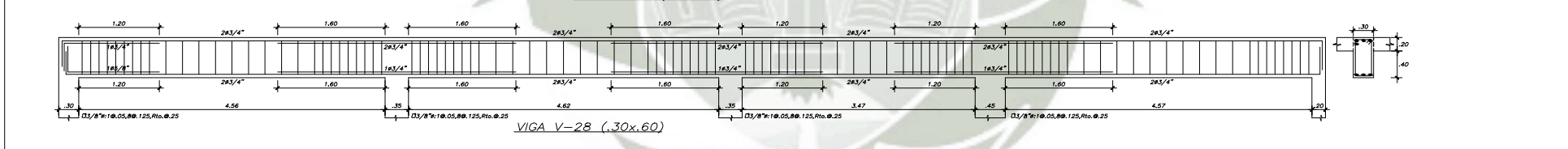
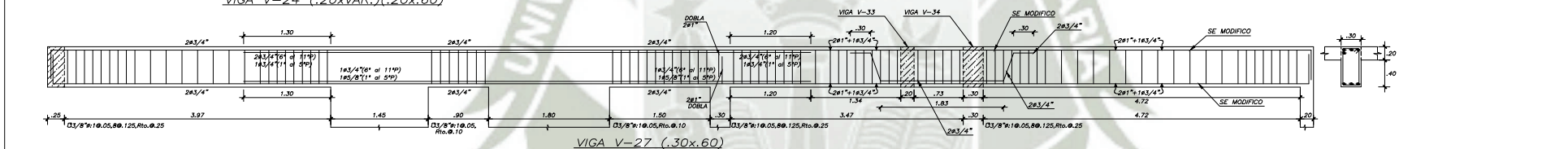
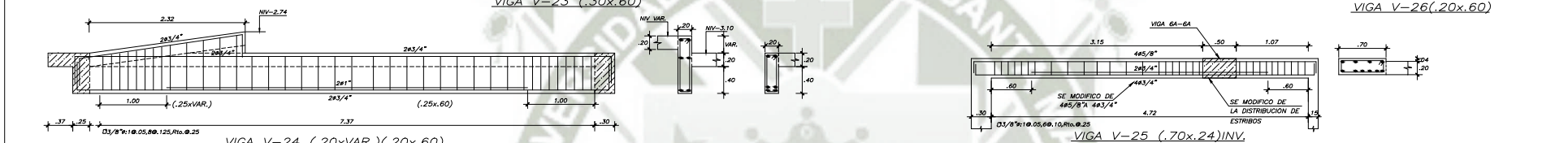
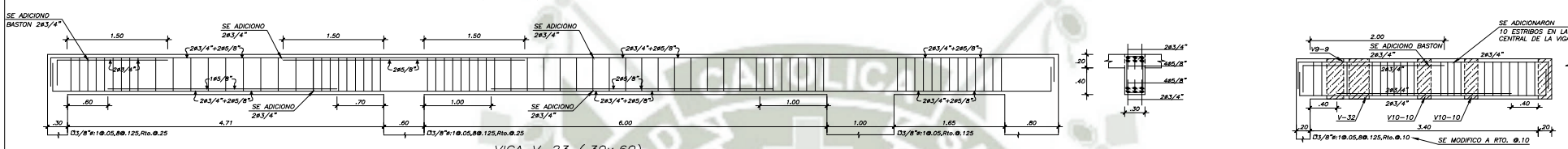
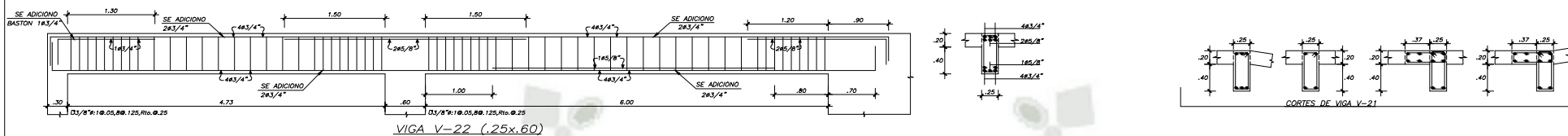
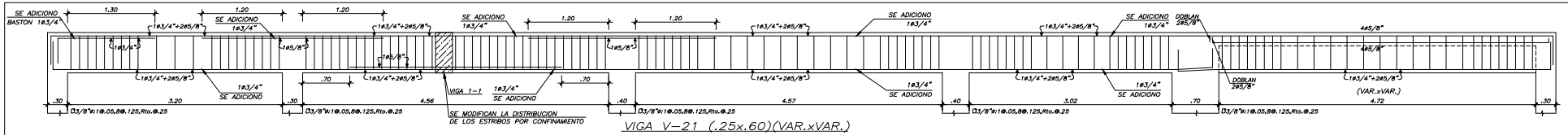
NOTA: NO SE PERMITIRA CRUCE DE TUBO DE 4" EN FORMA VERTICAL A LA VIGA EL CRUCE HORIZONTAL EN VIGA DEBERA UBICARSE EN EL TERCIO CENTRAL DE LA MISMA EL CRUCE HORIZONTAL EN VIGA SERA COMO MAXIMO A 10cm DEL FONDO



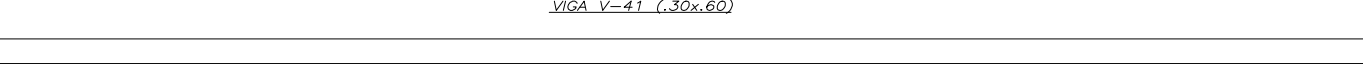
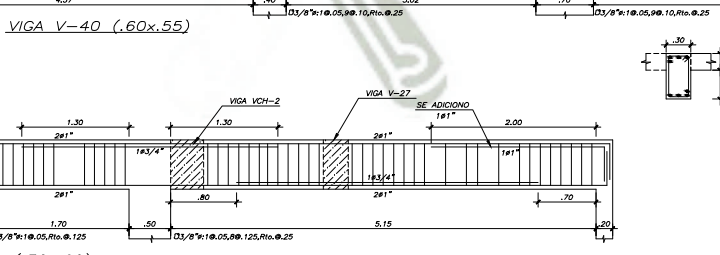
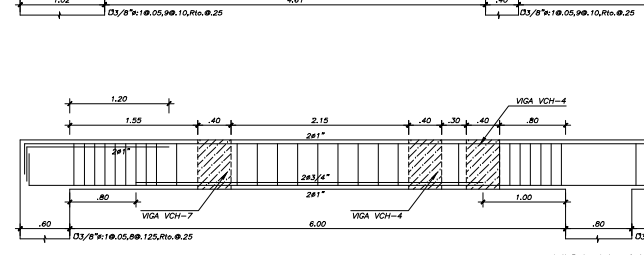
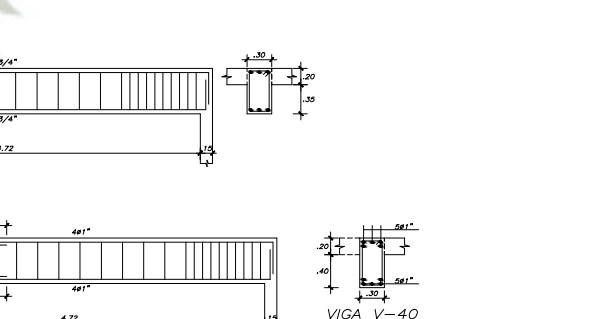
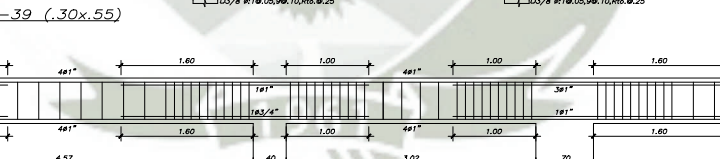
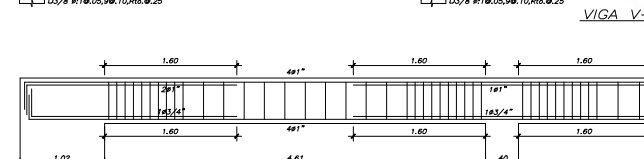
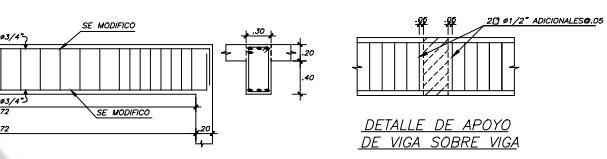
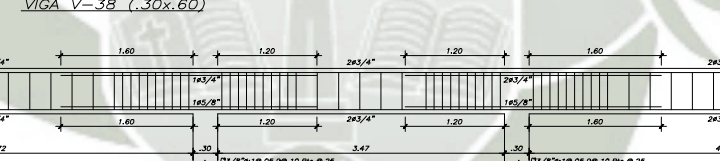
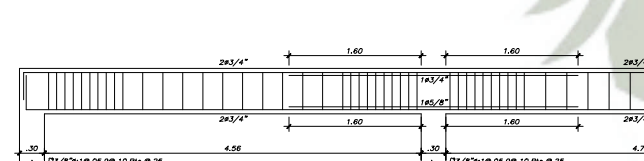
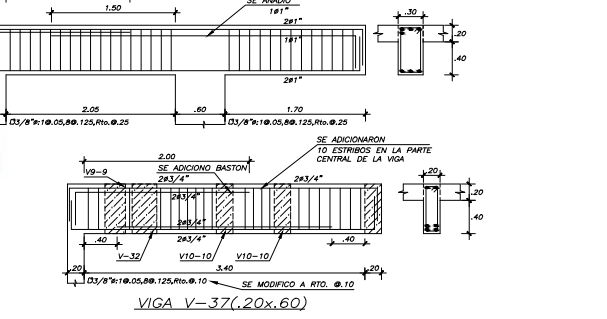
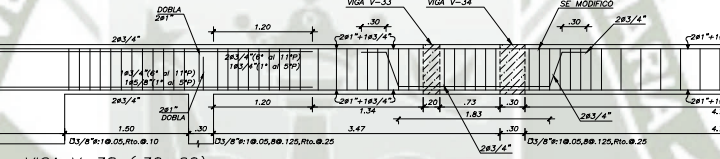
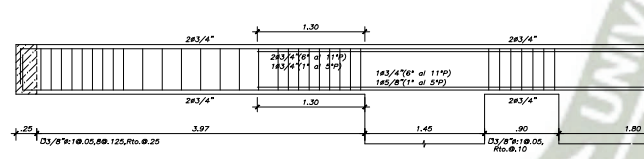
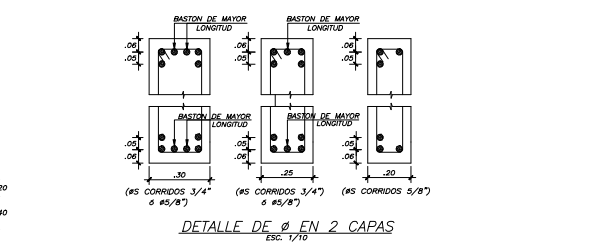
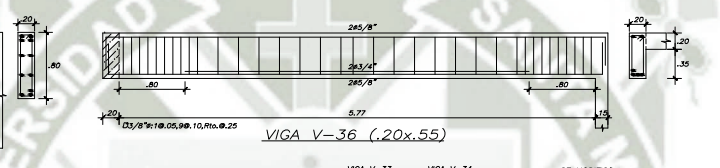
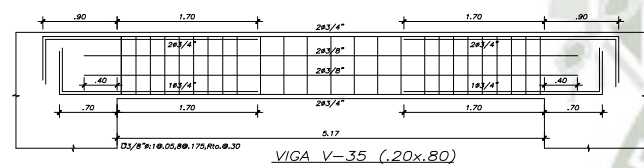
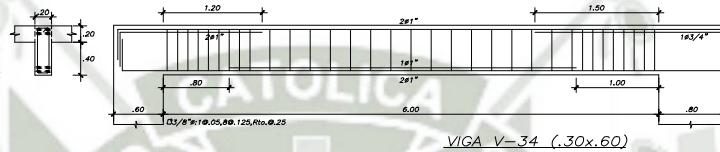
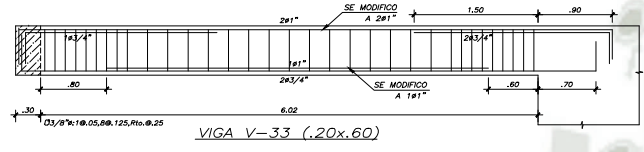
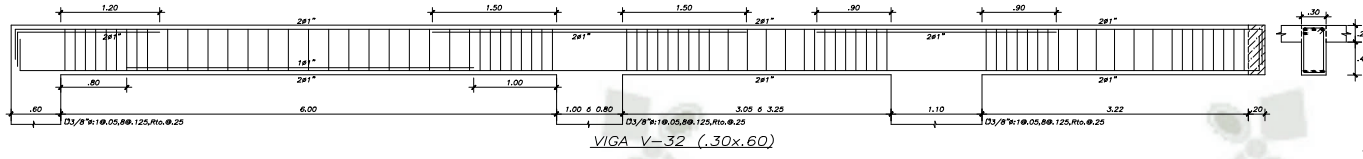
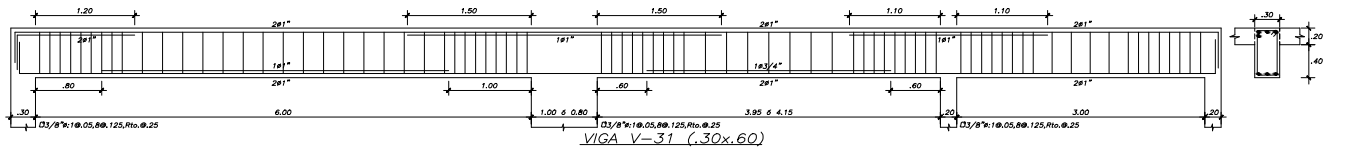
CORTE B-B

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA		
TESIS :	DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS	LAMINA N°:
PLANO :	VIGAS "A"	E-13
TESISTA:	Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR	de 17
P. PROFESIONAL :	INGENIERIA CIVIL	ESCALA :
		FECHA :
		NOVIEMBRE 2015

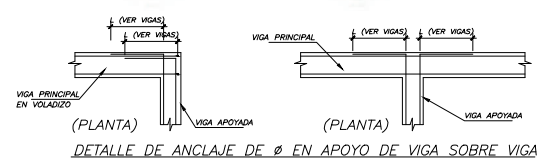
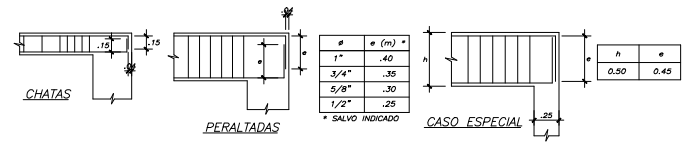
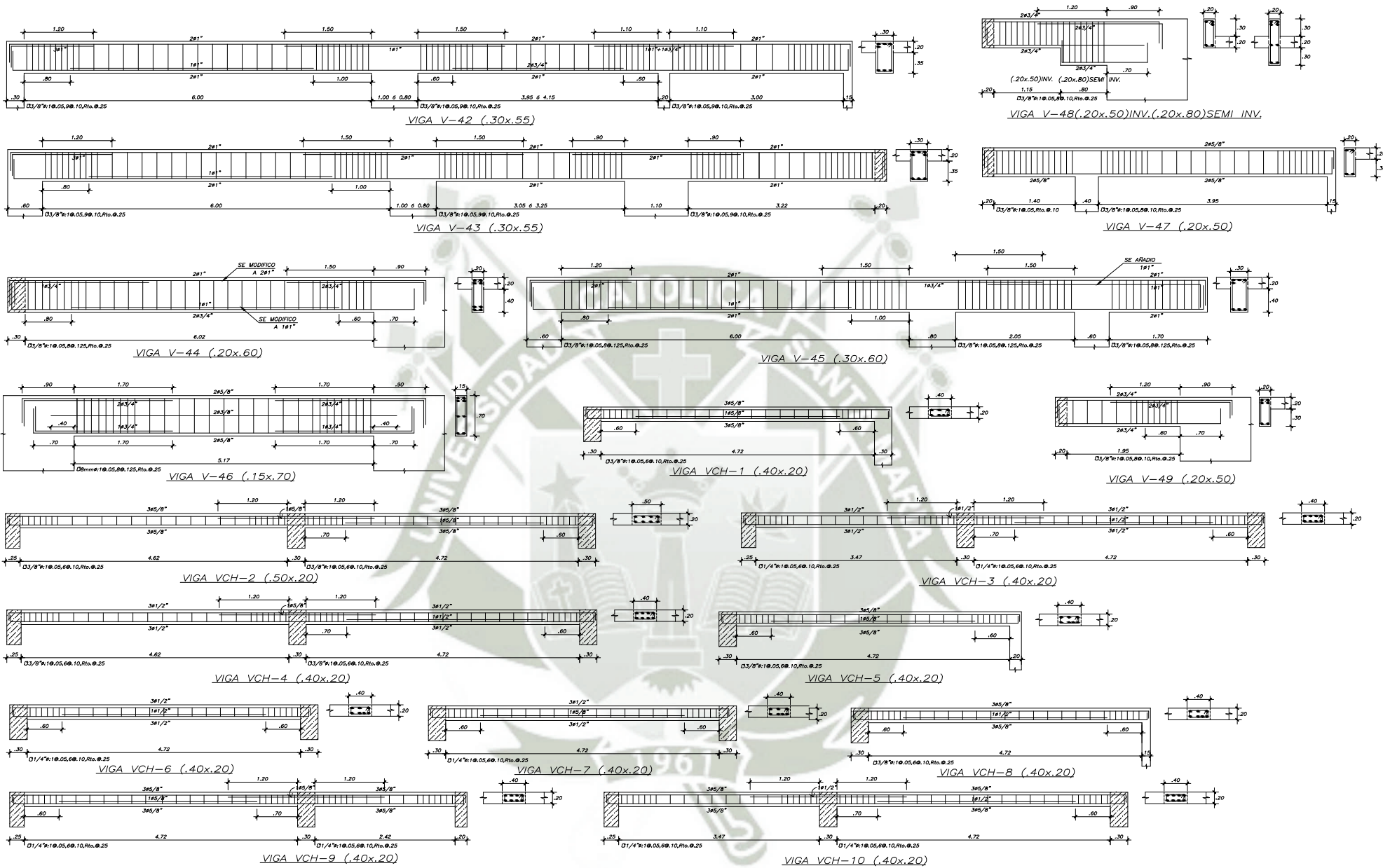




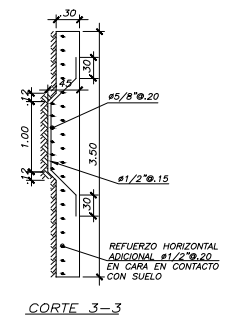
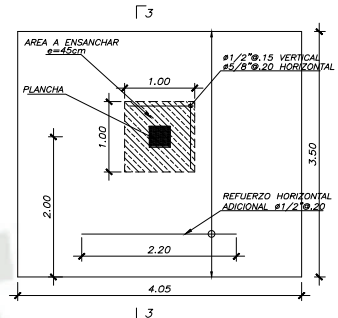
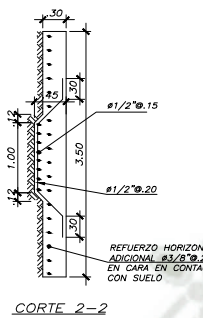
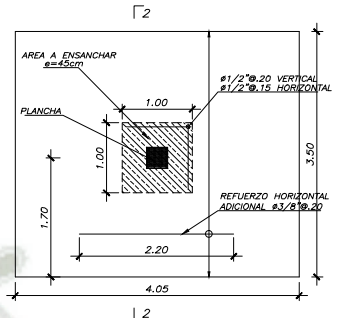
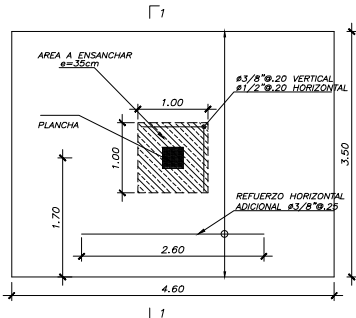
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA		
TESIS :	DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS	LAMINA N°:
PLANO :	VIGAS "C"	E-15
TESISTA :	Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR	de 17
P. PROFESIONAL :	INGENIERIA CIVIL	ESCALA :
		1/50
		FECHA :
		NOVIEMBRE 2015



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA		
TESIS :	DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS	LAMINA N°:
PLANO :	VIGAS "D"	E-16
TESISTA:	Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR	de 17
P. PROFESIONAL :	INGENIERIA CIVIL	ESCALA :
		1/50
		FECHA :
		NOVIEMBRE 2015



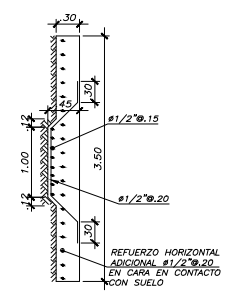
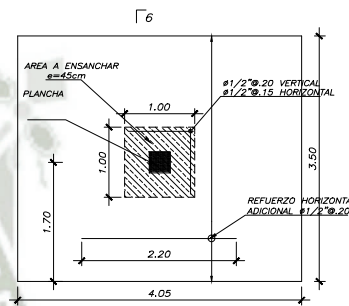
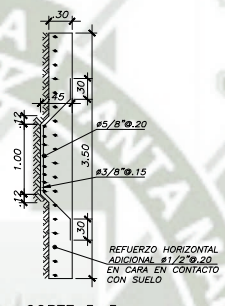
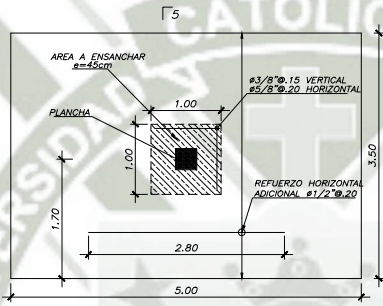
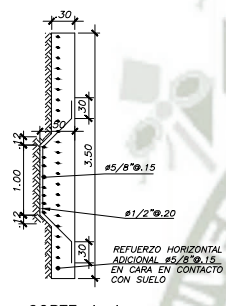
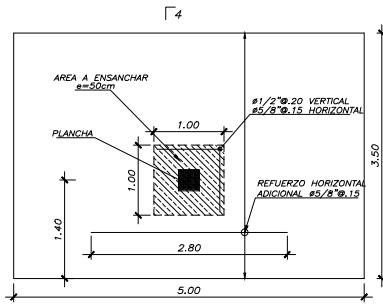
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA		
TESIS :	DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS	LAMINA N°:
PLANO :	VIGAS "E"	E-17
TESISTA:	Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR	de 17
P. PROFESIONAL :	INGENIERÍA CIVIL	ESCALA :
		1/50
		FECHA :
		NOVIEMBRE 2015



ELEVACION CASO 1: EJE A, $e=0.30$, $P=25\text{ton(Exc. en Y)}$
(1.17@1.21, 2.17@2.21)

ELEVACION CASO 2: EJE D', $e=0.33$, $P=51\text{ton(Exc. en Y)}$
(1.05 @ 1.06)

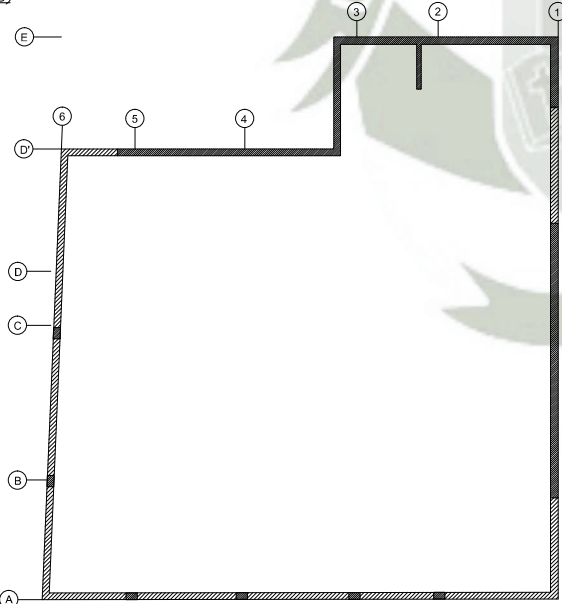
ELEVACION CASO 3: EJE D', $e=0.33$, $P=51\text{ton(Exc. en Y)}$
(1.07)



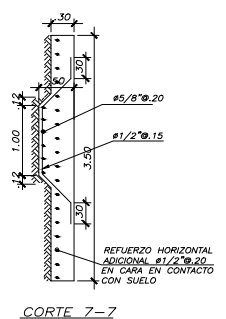
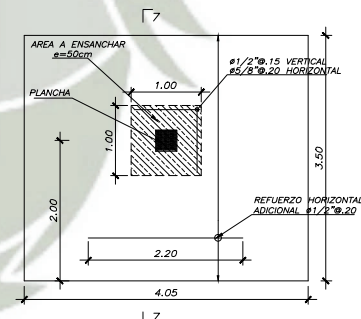
ELEVACION CASO 4: EJE D', $e=0.33$, $P=51\text{ton(Exc. en Y)}$
(1.08)

ELEVACION CASO 5: EJE D', $e=0.33$, $P=51\text{ton(Exc. en Y)}$
(1.09@1.10)

ELEVACION CASO 6: EJE D', $e=0.33$, $P=56\text{ton(Exc. en Y)}$
(2.05@2.06)



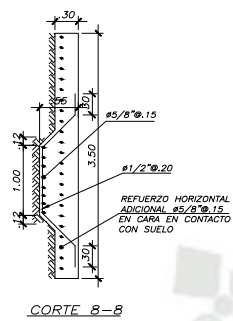
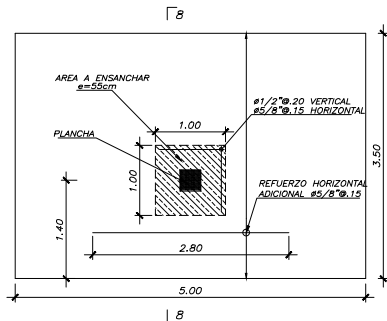
PLANTA DE MUROS



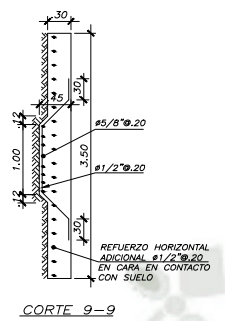
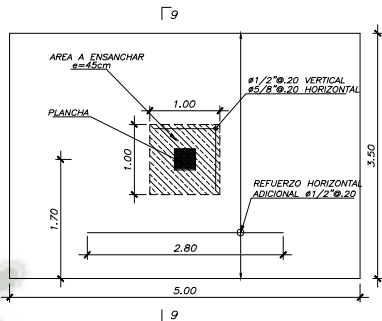
ELEVACION CASO 7: EJE D', $e=0.33$, $P=56\text{ton(Exc. en Y)}$
(2.07)

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

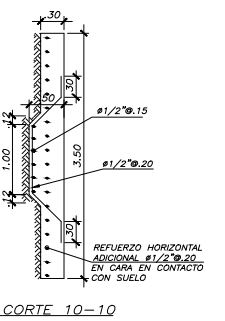
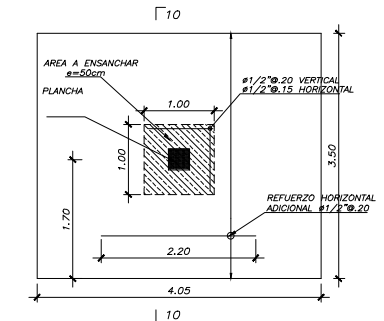
TESIS :	DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS		LAMINA N°: MA-1 de 02
PLANO :	REFUERZO DE MUROS ANCLADOS		
TESISTA:	Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR		
P. PROFESIONAL :	INGENIERIA CIVIL	ESCALA : 1/50 1/25	



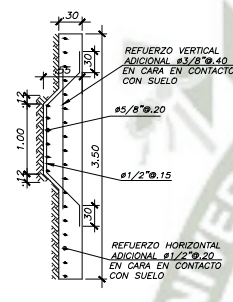
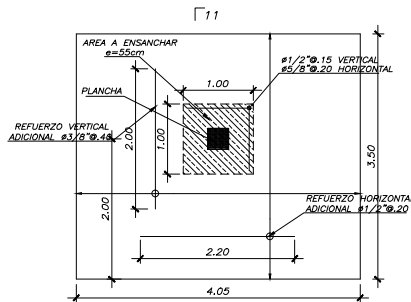
ELEVACION CASO 8: EJE D', e=0.33, P=56ton(Exc. en Y)
(2.08)



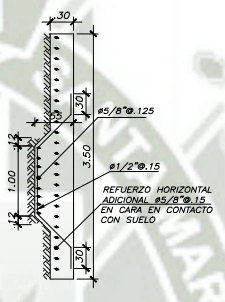
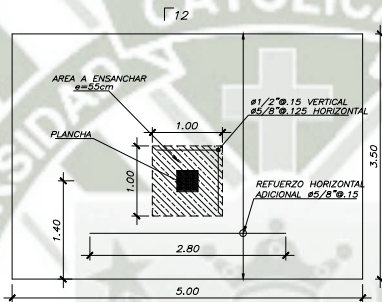
ELEVACION CASO 9: EJE D', e=0.33, P=56ton(Exc. en Y)
(2.09@2.10)



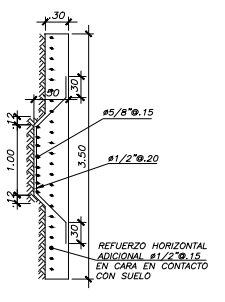
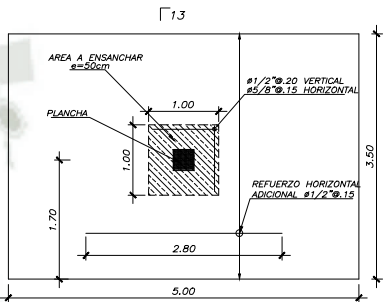
ELEVACION CASO 10 EJE D', e=0.33, P=61ton(Exc. en Y)
(3.05@3.06)



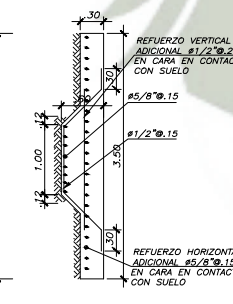
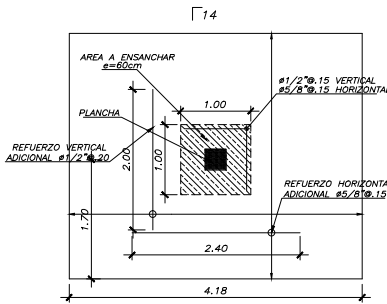
ELEVACION CASO 11: EJE D', e=0.33, P=61ton(Exc. en Y,1.14)
(3.07)



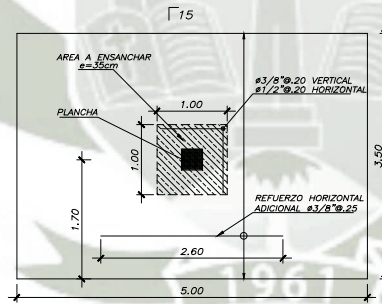
ELEVACION CASO 12: EJE D', e=0.33, P=61ton(Exc. en Y,1.12)
(3.08)



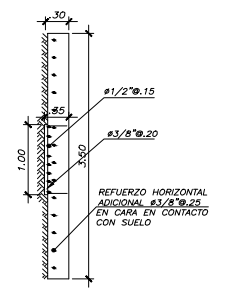
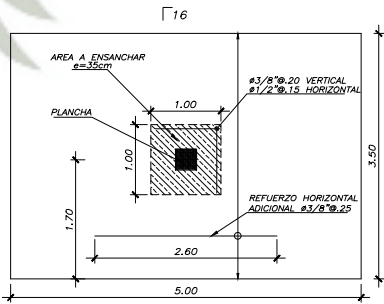
ELEVACION CASO 13: EJE D', e=0.33, P=61ton(Exc. en Y,1.12)
(3.09@3.10)



ELEVACION CASO 14: EJE 1, e=0.33, P=110ton(Exc. en Y,1.12)
(3.11@3.16)



ELEVACION CASO 15: EJE 6, e=0.30, P=25ton(Exc. en Y, 1.15)
(1.01@1.02, 2.01@2.02)



ELEVACION CASO 16: EJE 6, e=0.30, P=30ton(Exc. en Y, 1.15)
(1.03@1.04, 3.03@3.04)

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

TESIS : DISEÑO DE EDIFICIO DE 20 PISOS Y 3 SÓTANOS		
PLANO : REFUERZO DE MUROS ANCLADOS		
TESISTA: Bach. OSCAR GONZALES MONTUFAR		
P. PROFESIONAL :	INGENIERIA CIVIL	ESCALA : 1/50 1/25
		FECHA : NOVIEMBRE 2015

LAMINA N°:
MA-2
de 02