

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR LAS
FLORES DEL GOLF DE 9 NIVELES EMPLEANDO DISIPADORES DE
ENERGÍA “SHEAR LINK BOZZO” ”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTORES:

BACH. LOPEZ OTINIANO, STEWART YAROSHENKO
BACH. PLASENCIA NINATANTA, CARLOS SANTOS BENEDICTO

AREA DE INVESTIGACIÓN:

ESTRUCTURAS

ASESOR:

Ing. RODRÍGUEZ REYNA, CARLOS ALBERTO

TRUJILLO – PERÚ

2017

DEDICATORIA

A mis padres y hermanos, las personas que siempre están para apoyarme y darme su afecto.

A mis abuelos porque son ejemplos de sacrificio.

A Dios de Israel por haberme dado una nueva oportunidad en esta Vida.

Stewart Yaroshenko López Otiniano.

DEDICATORIA

A Dios, quien está sobre todas las cosas e iluminó mi camino para poder llegar a cumplir una de mis primeras metas.

A mis padres, hermanos y mi querida familia, quienes día a día me apoyaron constantemente y no me dejaron caer.

A mis amigos con quienes pasamos buenas experiencias.

Carlos Santos Benedicto Plasencia Ninatanta.

AGRADECIMIENTOS

A nuestro asesor Ing. Carlos Rodríguez Reyna por el apoyo y dedicación al desarrollo del proyecto.

A nuestro jurado evaluador por su tiempo y dedicación para ayudarnos a en la culminación de esta tesis.

A nuestros amigos el PhD. Luis Bozzo Rotondo y al Ing. Boris Meza Amado por el apoyo incondicional en este trabajo.

RESUMEN

La presente tesis tiene como objeto comprobar la efectividad del disipador SLB en el diseño sismorresistente de estructuras. Para ello se realizó el análisis sismorresistente del EDIFICIO MULTIFAMILIAR LAS FLORES DEL GOLF DE 9 NIVELES, ubicado en la Av. Prolongación Huamán S/N, Mz. “A” Lt. 16 de la Urb. LAS FLORES DEL GOLF, del Distrito de Víctor Larco Herrera y Provincia de Trujillo, Departamento La Libertad.

El lote donde se construirá el edificio tiene un área total de 300 m². El edificio consta de 16 departamentos.

El sistema estructural del edificio está conformado por muros estructurales de concreto armado (placas o muros de corte), columnas y vigas. Par los sistemas de piso se usaron losas aligeradas y macizas armadas en un sentido, las cuales además funcionan como diafragma rígido en cada piso del edificio. La cimentación está conformada por una platea y vigas de cimentación.

Tanto el análisis como el diseño estructural se desarrollaron dentro del marco normativo del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), y las normas que lo componen.

Se realizó el análisis sísmico para comprobar que el sistema sismorresistente del edificio cumpla con los requisitos especificados en la Norma E.030 del RNE, además se obtuvo las fuerzas sísmicas en cada elemento. El modelo matemático para el análisis estructural se desarrolló con la ayuda de un computador, mediante el programa ETABS 2016.2.0.

La cimentación fue modelada discretizándola mediante elementos bidimensionales de tres y cuatro nodos (método de elementos finitos), con la ayuda del programa SAFE2016.

El diseño de los elementos de concreto armado se realizó cumpliendo con lo especificado en la Norma E.060 del RNE, la cual se basa en el método de diseño LRFD (Load and Resistance Factor Desing).

ABSTRACT

The present thesis aims to verify the effectiveness of the SLB dissipator in the seismic resistant design of structures. For this, a seismic-resistant analysis of the MULTI-FLAT BUILDING FLORES DEL GOLF DE 9 NIVELES was carried out, located at Prolongación Huamán S / N, Mz. "A" Lt. 16 of Urb. LAS FLORES DEL GOLF, District of Víctor Larco Herrera and Province of Trujillo, Department La Libertad.

The lot where the building will be built has a total area of 300 m². The building consists of 16 apartments.

The structural system of the building is made up of structural walls of reinforced concrete (slabs or walls), columns and beams. Floor systems were used lightweight and solid slabs in one direction, which also function as a rigid diaphragm on each floor of the building. The foundation is formed by a plateau and foundation beams. Both the analysis and the structural design were developed within the regulatory framework of the National Building Regulations (RNE), and the standards that compose it.

The seismic analysis was carried out to verify that the earthquake resistant system of the building complies with the requirements specified in Norm E.030 of the RNE, in addition the seismic forces were obtained in each element. The mathematical model for the structural analysis was developed with the help of a computer, through the program ETABS 2016.2.0.

The foundation was modeled by discretization using two-dimensional elements of three and four nodes (finite element method), with the help of the SAFE2016 program.

The design of the reinforced concrete elements was performed in compliance with the RNE Standard E.060, which is based on the Load and Resistance Factor Design (LRFD) design method.

INDICE

CAPÍTULO 1 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	9
1.1 PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO.....	9
1.1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA	9
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	10
1.3 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS	10
1.4 OBJETIVOS DEL ESTUDIO.....	10
1.4.1 OBJETIVO GENERAL	10
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
1.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO	11
1.6 LIMITACIONES DEL ESTUDIO	12
CAPÍTULO 2 INTRODUCCIÓN.....	13
2.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	13
2.2 METODOLOGÍA DE DISEÑO	13
2.3 MATERIALES EMPLEADOS.....	15
CAPÍTULO 3 ESTRUCTURACIÓN	17
3.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	17
3.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO	19
CAPÍTULO 4 PREDIMENSIONAMIENTO	22
4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS.....	22
4.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS	22
4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	23
4.3.1 Vigas con Responsabilidad Sísmica.....	23
4.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	24
4.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES (PLACAS)	26
CAPÍTULO 5 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA	27
5.1 INTRODUCCIÓN.....	27
5.2 SISTEMAS DE CONTROL PASIVO.....	28
5.3 AISLAMIENTO EN LA BASE	28
5.4 DISIPADORES DE ENERGÍA	34
5.4.1 Disipadores de Energía por Plastificación de Metales (MD).....	35
5.4.2 Disipadores por Extrusión de Metales	48

5.4.3	Disipadores por Fricción FD	49
5.4.4	Disipadores Viscoelásticos (VD).....	52
5.5	AMORTIGUADORES DE MASA (TMDs).....	56
CAPÍTULO 6 ANALISIS SISMICO Y POR CARGAS DE GRAVEDAD		58
6.1	GENERALIDADES	58
6.2	ANÁLISIS PRELIMINAR.....	58
6.2.1	Zonificación	58
6.2.2	Condiciones Geotécnicas	59
6.2.3	Factor de Uso e Importancia.....	61
6.2.4	Factor de Uso e Importancia.....	61
6.2.5	Sistema Estructural.....	61
6.2.6	Configuración Estructural	63
6.3	ANÁLISIS MODAL.....	63
6.3.1	Modelo para Análisis	64
6.3.2	Análisis de Resultados	65
6.4	ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO	66
6.4.1	Peso del Edificio	67
6.4.2	Fuerza Cortante en la Base	67
6.5	ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO	69
6.5.1	Aceleración espectral	69
6.5.2	Fuerza cortante mínima en la base.....	71
6.5.3	Control de desplazamientos laterales	71
6.5.4	Control de efectos de segundo orden (P-Delta)	73
CAPÍTULO 7 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS		75
7.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	75
7.2	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	75
7.3	DISEÑO POR CORTE.....	77
7.4	REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA.....	77
7.5	CORTADO DEL REFUERZO	78
7.6	CONTROL DE DEFLEXIONES	78
7.7	EJEMPLO DE DISEÑO.....	79
CAPÍTULO 8 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS		84
8.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	84
8.2	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	84
8.3	DISEÑO POR CORTE.....	85

8.4	EJEMPLO DE DISEÑO.....	85
CAPÍTULO 9 DISEÑO DE VIGAS		90
9.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	90
9.2	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	90
9.3	DISEÑO POR CORTE.....	91
9.4	CONTROL DE DEFLEXIONES	94
9.5	CONTROL DE LA FISURACIÓN	95
9.6	CORTADO DEL REFUERZO	95
9.7	EMPALMES POR TRASLAPE DEL REFUERZO.....	97
9.8	EJEMPLO DE DISEÑO.....	99
CAPÍTULO 10 DISEÑO DE COLUMNAS.....		108
10.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	108
10.2	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN UNIAXIAL.....	108
10.3	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAxIAL.....	109
10.4	EFFECTO DE ESBELTEZ	110
10.4.1	Estructuras sin desplazamiento lateral.....	110
10.4.2	Estructuras con desplazamiento lateral.....	112
10.5	DISEÑO POR CORTE.....	113
10.6	EMPALMES POR TRASLAPE DEL REFUERZO.....	115
10.7	EJEMPLO DE DISEÑO.....	116
CAPÍTULO 11 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES (PLACAS)		121
11.1	EMPLEO DE MUROS ESTRUCTURALES (PLACAS).....	121
11.2	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	121
11.3	REFUERZO MÍNIMO HORIZONTAL Y VERTICAL.....	121
11.4	DISEÑO POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL.....	121
	Muros esbeltos ($H/L \geq 1$)	122
	Muros chatos ($H/L \leq 1$).....	122
11.5	DISEÑO POR CORTE.....	122
11.6	EMPALMES POR TRASLAPE DEL REFUERZO.....	124
11.7	ELEMENTOS DE BORDE.....	124
11.8	EJEMPLO DE DISEÑO.....	125
CAPÍTULO 12 DISIPADOR DE ENERGIA SHEAR LINK BOZZO		130
12.1	SELECCIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA (SHEAR LINK BOZZO “SLB”).....	130

12.2	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA	131
12.3	DEFINICIÓN DE CARACTERÍSTICAS NO LINEALES DE LOS DISIPADORES SHEAR LINK	135
12.3.1	Asignación de parámetros de disipadores	135
12.4	ANÁLISIS DINAMICO TIEMPO HISTORIA	137
CAPÍTULO 13 DISEÑO DE CIMENTACIÓN		141
13.1	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	141
13.1.1	Comportamiento e idealización de la platea.....	141
13.1.2	Esfuerzo actuante en el suelo	142
13.1.3	Diseño por flexión y cortante de platea.....	143
CAPÍTULO 14 CONCLUSIONES.....		147
CAPÍTULO 15 RECOMENDACIONES		148

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Arquitectura del piso típico	20
Ilustración 2 Estructuración del piso típico	21
Ilustración 3 Área del techo que carga la columna analizada	25
Ilustración 4 (a)	29
Ilustración 4 (b)	29
Ilustración 5 Aislador de goma reforzado con chapas de acero (RB).....	30
Ilustración 6 Aislador de goma reforzado con chapas de acero y con núcleo de plomo (LRB).....	30
Ilustración 7 Aislador de base de fricción.....	31
Ilustración 8 (a)	32
Ilustración 8 (b)	32
Ilustración 9 Edificio rehabilitado con aisladores de base FPS.	33
Ilustración 10 Sistema de aislamiento de base para vibraciones GERB e instalación en la Planta baja del hospital “Sant Pau” de Barcelona, realizado por Luis Bozzo.	33
Ilustración 11 Sistema sismorresistente con disipadores.	35
Ilustración 12 Disipador de sección variable.....	36
Ilustración 13 Sistema ADAS: (a) Dimensiones. (b) Conexión típica con chapas en paralelo. (c) Ubicación de la conexión en un pórtico.	37
Ilustración 14 (a) Ubicación del sistema ADAS en muros de hormigón. (b) Respuesta histerética estable.	38
Ilustración 15 (a) Geometría del dispositivo. (b) Comportamiento histerético del disipador (c) Detalle de la incorporación del dispositivo a un pórtico metálico.	39
Ilustración 16 (a) Barra de flexión constante. (b) Disipador tipo panal (honeycomb). (c) Respuesta Histerética.....	40
Ilustración 17 (a) Dispositivo de barra a flexión. (b) Combinación de aislamiento de base y disipadores.....	41
Ilustración 18 (a) DUR. (b) Disipador tipo DUP.....	42
Ilustración 19 Disipador Shear-Link de aluminio: (a) Geometría. (b) Comportamiento histerético estable	44
Ilustración 20 (a) Nuevo tramo Este del puente de la Bahía de San Francisco-Oakland. (b) Geometría del Shear-Link de Dusicka.	45
Ilustración 21 Disipador SL: (a) Geometría del dispositivo. (b) Comportamiento histerético estable.....	46
Ilustración 22 (a) Disipador a torsión. (b) Combinación de aislamiento de base y disipador.	47
Ilustración 23 Disipador Unbonded Brace. (a) Geometría. (b) Comportamiento histerético. (c) Incorporación a un pórtico.....	48
Ilustración 24 Disipador por extrusión de plomo. (a) Esquema. (b) Comportamiento histerético.	49
Ilustración 25 Disipador por fricción Sumitomo	50
Ilustración 26 (a) Disipador por fricción ubicado en la intersección de dos diagonales. (b) Correspondiente diagrama de fuerza–desplazamiento.....	50
Ilustración 27 (a) Disipador por fricción. (b) Ubicación en un pórtico.....	51
Ilustración 28 Vista externa e interna del Energy dissipating Restraint (EDR).....	52
Ilustración 29 Disipadores viscoelásticos: (a) Esquema. (b) Ubicación en las torres gemelas. (c) Comportamiento histerético.....	53
Ilustración 30 Viscous damping wall (VDW): (a) Características. (b) Comportamiento histerético... ..	54
Ilustración 31 Fluid Viscouse Damper: (a) Características internas. (b) Incorporación a un pórtico de un edificio.	55
Ilustración 32 Amortiguador de masa (TMD) instalado en la planta superior de un edificio.	56
Ilustración 33 Respuesta de un edificio con y sin amortiguador de masa (TMD).....	57
Ilustración 34 Zonas sísmicas según la Norma E.030.....	59

<i>Ilustración 35 Donde T es el periodo de la estructura, el cual definiremos en el análisis modal.</i>	61
<i>Ilustración 36 Irregularidad en altura.</i>	63
<i>Ilustración 37 Vista en 3D del Modelo Estructural.</i>	64
<i>Ilustración 38 Curva de los valores del espectro de diseño</i>	70
<i>Ilustración 39 Sección de losa aligerada.</i>	75
<i>Ilustración 40 Corte del refuerzo en tramos exteriores e interiores de las viguetas.</i>	78
<i>Ilustración 41 Alternancia de cargas</i>	80
<i>Ilustración 42 Diagrama de momentos.</i>	81
<i>Ilustración 43 Diagrama de fuerzas cortantes</i>	81
<i>Ilustración 44 Distribución final del refuerzo en la losa aligerada analizada.</i>	83
<i>Ilustración 45 Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección X-X (ton-m/m).</i>	86
<i>Ilustración 46 Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton-m/m).</i>	87
<i>Ilustración 47 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en la dirección X-X (ton/m).</i>	88
<i>Ilustración 48 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton/m).</i>	88
<i>Ilustración 49 Distribución final del refuerzo en la losa maciza analizada.</i>	89
<i>Ilustración 50 Disposiciones para el diseño sísmico por flexión según la Norma E.060 (Blanco 1994).</i>	91
<i>Ilustración 51 Disposiciones para el diseño sísmico por corte según la Norma E.060 (Blanco, 1994).</i>	94
<i>Ilustración 52 Consideraciones para el corte del refuerzo según la Norma E.060 (Ottazzi, 2010).</i>	96
<i>Ilustración 53 Consideraciones para especificar las zonas de empalme del refuerzo (NTP E.060).</i>	98
<i>Ilustración 54 Esquema de la viga a diseñar.</i>	99
<i>Ilustración 55 Envolvente de momentos flectores para la viga a diseñar (ton-m).</i>	99
<i>Ilustración 56 Esquema del refuerzo calculado por flexión para la viga del ejemplo.</i>	101
<i>Ilustración 57 Envolvente de momentos flectores (Tn.m).</i>	102
<i>Ilustración 58 Distribución final del refuerzo por flexión para la viga en estudio.</i>	103
<i>Ilustración 59 Envolvente de fuerzas cortantes para la viga en estudio (ton).</i>	103
<i>Ilustración 60 Fuerzas cortantes relacionadas con la capacidad Mn en los apoyos (Ton).</i>	104
<i>Ilustración 61 Fuerzas cortantes y envolventes de diseño calculadas por capacidad (Ton).</i>	105
<i>Ilustración 62 Envolvente de fuerzas cortantes con el sismo amplificado por 2.5 (Ton).</i>	105
<i>Ilustración 63 Fuerza cortante de diseño en columnas según la Norma E.060 (Ton).</i>	113
<i>Ilustración 64 Disposiciones para el espaciamiento de estribos según la Norma E.060. (Blanco 1994)</i>	115
<i>Ilustración 65 Consideraciones para el empalme del refuerzo en columnas</i>	115
<i>Ilustración 66 Sección de la columna a diseñar</i>	118
<i>Ilustración 67 Puntos (Mu, Pu) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección</i>	118
<i>Ilustración 68 Diseño final de la columna analizada.</i>	120
<i>Ilustración 69 Ejemplo de elementos de borde</i>	124
<i>Ilustración 70 Armado preliminar por flexión y carga axial para el muro estructural del ejemplo.</i>	127
<i>Ilustración 71 Puntos (Mu,Pu) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección.</i>	127
<i>Ilustración 72 Armado final para el muro estructural del ejemplo.</i>	129
<i>Ilustración 73 Geometría del dispositivo Disip1SL30_2.</i>	130
<i>Ilustración 74 Tensiones de Von Mises para un desplazamiento impuesto de 20mm. Dispositivo Disip1SL30_2.</i>	130
<i>Ilustración 75 Modelado de disipador mediante elementos frame con geometría rectangular y propiedades de acero estructural tipo A36 (ETAPA INICIAL).</i>	131

<i>Ilustración 76 Panel disipativo de concreto + disipador sísmico (modelado tipo “frame”) para prediseño.....</i>	<i>132</i>
<i>Ilustración 77 Confirmación de orientación de la placa disipativa</i>	<i>132</i>
<i>Ilustración 78 Cortante del primer piso</i>	<i>133</i>
<i>Ilustración 79 Valores característicos de los dispositivos tipo Shear Link Bozzo SLB (Hurtado et al 2008)</i>	<i>134</i>
<i>Ilustración 80 Dispositivos de protección SL20-4; SL15-3</i>	<i>135</i>
<i>Ilustración 81 Asignación de propiedades no lineales a elementos “link” (disipador SL)</i>	<i>136</i>
<i>Ilustración 82 Asignación los parámetros de diseño del disipador. (Características de laboratorio tabla Hurtado 2008).</i>	<i>136</i>
<i>Ilustración 83 Espectro escalado seismo match Moquegua ACELEROGRAMA E-W</i>	<i>137</i>
<i>Ilustración 84 Espectro escalado seismo match Moquegua ACELEROGRAMA N-S</i>	<i>138</i>
<i>Ilustración 85 Comportamiento histerético Sismo sintético – componente E-W</i>	<i>139</i>
<i>Ilustración 86 Comportamiento histerético Sismo Moquegua– componente E-W</i>	<i>139</i>
<i>Ilustración 87 Fuerzas y desplazamientos máximos (Hurtado et al 2008)</i>	<i>140</i>
<i>Ilustración 88 Comportamiento de la platea e idealización del suelo (Fuente: Rivera, J. Plateas de cimentación para edificios en base a muros portantes).....</i>	<i>141</i>
<i>Ilustración 89 Modelo estructural de la platea de cimentación</i>	<i>142</i>
<i>Ilustración 90 Presiones en el suelo debido a cargas de gravedad (CM+CV)</i>	<i>143</i>
<i>..... Ilustración 91 Distribución de momentos flectores en las direcciones X e Y debido a cargas de gravedad (1.4 CM+ 1.7 CV)</i>	<i>144</i>
<i>Ilustración 92 Distribución de las fuerzas cortantes en las direcciones X e Y debido a cargas de gravedad (1.4 CM+ 1.7 CV)</i>	<i>145</i>
<i>Ilustración 93 Refuerzo de la cimentación</i>	<i>146</i>

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Normas del RNE	13
Tabla 2 Factores de reducción de resistencia según la Norma E.060.	14
Tabla 3 Espesores típicos y luces máximos recomendados para losas aligeradas (BLANCO, 1994) .	22
Tabla 4 Valores de Factor Zona según la Norma E.030	59
Tabla 5 Parámetros del Suelo Según La Norma E.030	60
Tabla 6 Valores del coeficiente de reducción “R” según la Norma E.030.	62
Tabla 7 Resultados del Análisis Modal	66
Tabla 8 Periodos fundamentales de la estructura	66
Tabla 9 Peso para el análisis sísmico de la estructura	67
Tabla 10 Cálculo de la Fuerza Cortante en la Base para el Análisis Estático	68
Tabla 11 Valores de T vs. Sa del espectro de diseño.	70
Tabla 12 Fuerza Cortante Mínima en la Base.....	71
Tabla 13 Control de distorsiones.....	72
Tabla 14 Control de efectos de segundo orden.....	74
Tabla 15 Cuantías mínimas por contracción y temperatura según norma E.060	77
Tabla 16 Peraltes mínimos en aligerados y vigas a menos que se calculen las deflexiones.	79
Tabla 17 Metrado de cargas.....	79
Tabla 18 Cálculo del refuerzo por flexión para la vigueta en estudio.	82
Tabla 19 Verificación por corte de la vigueta en estudio.....	82
Tabla 20 Cálculo del refuerzo por flexión para la losa maciza en estudio.	88
Tabla 21 Verificación por corte de la losa maciza en estudio.....	89
Tabla 22 Clases de empalmes para barras en tracción según la Norma E.060.	97
Tabla 23 Cálculo del refuerzo por flexión para la viga del ejemplo.	100
Tabla 24 Cálculo del refuerzo por flexión para la viga del ejemplo.	100
Tabla 25 Verificación de la resistencia mínima brindada por el acero positivo en la cara de los nudos.....	101
Tabla 26 Combinaciones de carga Pu y Mu para la columna en estudio	117
Tabla 27 Combinaciones de carga Pu y Mu para el muro estructural en estudio.	126

1.1 PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA

En los últimos años el nivel de desarrollo de la ciudad de Trujillo se ha elevado y con ello se ha incrementado la necesidad de viviendas (Vásquez, 2011). El costo de los terrenos, al igual que de los materiales de construcción ha ido en aumento en más de 50% y 4% respectivamente en los últimos años (Garrido, 2014). Los diferentes sectores socioeconómicos demandan diversos tipos de edificaciones, desde departamentos hasta viviendas, y el mercado inmobiliario ha desarrollado proyectos cuyos costos de venta se adecúan a los ingresos de los futuros compradores. Por ejemplo, el sector socioeconómico C, demanda viviendas tipo departamentos de entre 80m² a 100m² en zonas residenciales como El Golf y alrededores (BCRP, 2013).

Estos departamentos se ofertan en alrededor de \$1000 /m². Actualmente este es el nicho de ventas que se mantiene, y la tendencia es que, al ir ocupándose los terrenos disponibles, se continúe la construcción de edificios de mediana altura (7pisos a 9pisos + sótano o semisótano), pues se tienen como limitantes la resistencia del terreno, el nivel de la napa freática, los anchos de vías, los parámetros urbanísticos.

Para edificaciones multifamiliares, la filosofía de diseño sismorresistente, tradicionalmente ha buscado proporcionarlas de adecuada rigidez y ductilidad (Ramírez, 2017), permitiendo reducir significativamente las fuerzas sísmicas de diseño a fin de lograr estructuras económicas que se comporten elásticamente ante sismos leves, con alguna incursión inelástica ante sismos moderados y total operatividad post sismo; y en las que se previene el colapso ante sismos severos con el objeto de salvaguardar la integridad de sus ocupantes y permitir una eventual reparación.

El empleo de los factores de reducción de fuerza sísmica asociados con la ductilidad estructural, implica la aceptación de daño en las edificaciones ante sismos severos y significa que el propietario deberá realizar una nueva inversión para la reparación estructural (Bozzo, 1999).

Las nuevas corrientes de diseño sismorresistente plantean ante un sismo, reducir la energía de ingreso al sistema estructural (por medio de aisladores sísmicos), amortiguar su efecto o disiparlo. En las últimas dos décadas, se ha llevado a cabo una exhaustiva investigación

de diferentes sistemas de protección sísmica que tienen como objetivo reducir las fuerzas sísmicas a fin de evitar el daño en la estructura, o localizar el daño en determinados puntos (Aguilar, 2016).

La presente investigación busca la aplicación de un sistema de protección (disipadores de energía) en un edificio multifamiliar que categoriza como “edificación común”, como una propuesta para mejorar el comportamiento estructural de este tipo de edificaciones sin modificar sustancialmente los niveles de costos de construcción.

El sistema de protección sísmica desarrollado por el PhD. Luis Bozzo Rotondo en la universidad de Berkeley-California, tiene como objetivo disipar la energía sísmica de forma estable a través de la plastificación de metales en determinados puntos. Mediante este sistema, el ingeniero puede localizar los dispositivos en zonas donde haya altas concentraciones de esfuerzos y así obtener estructuras que tengan el nivel de fuerzas de un sistema flexible (sin disipadores de energía) pero con el nivel de desplazamiento de un sistema rígido (incorporando disipadores de energía).

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿En qué medida influye la implementación de disipadores de energía SLB, en el edificio MULTIFAMILIAR LAS FLORES DEL GOLF DE 9 NIVELES?

1.3 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Se espera que al implementar los disipadores de energía SBL en el edificio MULTIFAMILIAR LAS FLORES DEL GOLF DE 9 NIVELES proporcionen una adecuada ductilidad y rigidez para mejorar el comportamiento sísmico de la estructura.

1.4 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

REALIZAR EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR LAS FLORES DEL GOLF DE 9 NIVELES EMPLEANDO DISIPADORES DE ENERGÍA “SHEAR LINK BOZZO”.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar la estructuración y predimensionamiento del edificio multifamiliar las flores del golf de 9 niveles.
- Elaborar el análisis estructural para cargas de gravedad y solicitaciones sísmicas del edificio multifamiliar las flores del golf de 9 niveles.
- Seleccionar un tipo de disipador que plastifique a partir de pequeños desplazamientos y proporcione la rigidez necesaria para que sirva de conector entre muros desacoplados y la estructura principal.
- Diseñar los elementos de concreto armado (vigas, columnas, placas, cimentación).
- Desarrollar un análisis tiempo-historia para la verificación de la plastificación de los disipadores de energía.
- Analizar los resultados.

1.5 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

- El Perú, se encuentra en una zona de alta sismicidad, lo cual quiere decir que deberíamos estar preparados frente a un posible evento sísmico. Como se sabe, en el norte de nuestro país estamos afrontando un gran silencio sísmico, para lo cual el empleo de estos disipadores de energía mediante plastificación de metales, sería una óptima y económica solución para afrontar posibles movimientos telúricos (el coto de estos disipadores varía entre \$250.00-\$150.00 c/u) y así no llegar a lamentar pérdidas humanas y económicas como ya lo hemos visto en sismos pasados ocurridos en nuestro país.
- En base a la plastificación por corte del acero estructural y mediante la incorporación de conexiones no lineales tipo “Shear Link Bozzo (SLB)” se busca unificar los campos de control moderno y diseño clásico de estructuras.
- Se pretende mostrar que la ductilidad de los disipadores “shear link Bozzo”, permiten al ingeniero proyectista obtener un sistema con el nivel de fuerzas de un sistema flexible (sin disipadores de energía) pero con el nivel de desplazamiento de un sistema rígido (incorporando disipadores de energía), concentrando la disipación de energía en puntos específicos.

1.6 LIMITACIONES DEL ESTUDIO

La principal limitación para el estudio es desarrollar estudios propios para validar las investigaciones en nuestro país.

El sistema de protección sísmica en estudio debería tener un estudio riguroso (teórico y experimental) cuando se requiera aplicar en estructuras clasificadas como esenciales, dado que en este tipo de edificaciones no solo requiere limitar el daño en los elementos estructurales sino también salvaguardar los equipos por lo que es más recomendable usar aisladores sísmicos.

2.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente trabajo consiste en realizar el diseño en concreto armado y elaborar los planos de estructuras de un edificio de 9 pisos y un semi sótano, destinado a vivienda multifamiliar, ubicada en el distrito de Víctor Larco Herrera en la ciudad de Trujillo.

El terreno donde se levantará el edificio tiene una forma rectangular de 300 m². Tiene un frente de 10 m y un fondo de 30m. El área techada es de 2464 m².

El Multifamiliar “Residencial LAS FLORES” está conformado por 16 departamentos, 2 departamentos por piso y un dúplex en el piso 8. El semisótano albergará 6 estacionamientos.

El Proyecto se dispone en una topografía relativamente plana que se integra por medio de la Prolongación de la Avenida Huamán con La Av. El Golf y la Prolongación de la Av. Cesar Vallejo en el Distrito de Víctor Larco Herrera, permitiendo integrar El Proyecto con las Urbanizaciones Las flores del Golf II etapa, El Golf, Las Hortensias.

2.2 METODOLOGÍA DE DISEÑO

El diseño del edificio se realizará dentro del marco normativo del “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE), el cual contiene diversas normas.

En la siguiente tabla se muestra las Normas a las cuales nos referimos durante el análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales que conforman el edificio.

Norma	Versión
E.020 Cargas	Mayo,2006
E.030 Diseño sismorresistente	Enero,2016
E.050 Suelos y Cimentaciones	Mayo,2006
E.060 Concreto armado	Mayo,2009

Tabla 1 Normas del RNE

En primer lugar, antes de proceder al diseño se debe realizar una estructuración adecuada del edificio, teniendo en cuenta los planos de arquitectura y una serie de criterios que serán descritos en el capítulo 3. Luego se procede a predimensionar los elementos estructurales para después metrar las cargas que actúan sobre estos elementos y proceder a realizar el análisis estructural de los mismos. En esta etapa se define el tipo de dissipador y sus

características. Una vez obtenidas las solicitaciones, se diseñan los elementos estructurales.

De acuerdo al artículo 9.1.1 de la norma E.060, el principio básico del diseño por resistencia (método LRFD), es diseñar los elementos estructurales para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕRn) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (Ru)

$$\phi Rn \geq Ru$$

Asimismo, la norma E.060 en su artículo 9.3.1 indica el procedimiento para calcular estas resistencias de diseño (ϕRn). Debe tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de la Norma, multiplicada por los factores de reducción de resistencia (ϕ) especificados en la siguiente tabla, dependiendo del tipo de solicitación a analizar:

Solicitación	Factor de reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Tracción y flexo- Tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexocompresión:	
- Elementos con espirales	0.75
- Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70
Concreto Simple	0.65

Tabla 2 Factores de reducción de resistencia según la Norma E.060.

Por otro lado, en su sección 9.2 la norma E.060 indica el procedimiento para calcular las resistencias requeridas (Ru), mediante combinaciones de carga y factores de amplificación que obedecen a la variabilidad en la medición de las cargas y la precisión de los métodos de análisis estructural. La resistencia requerida (Ru) deberá ser como mínimo el mayor valor de las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE$$

Donde:

CM= carga muerta

CV= carga viva

CS= carga de sismo

CE=empuje lateral de los suelos

2.3 MATERIALES EMPLEADOS

Concreto armado

Se utilizará un concreto de resistencia convencional con las siguientes propiedades mecánicas:

- Resistencia nominal a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $Ec = 217370 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $= 0.20$

Concreto simple

De baja resistencia a la compresión y con un 30% de piedra de tamaño no mayor a 15". Se usa en los cimientos corridos, falsas zapatas y calzaduras, presentando una resistencia a la compresión de 100 kg/cm^2 .

Refuerzo corrugado

De acuerdo a la sección 3.5.3 de la norma E.060 se utilizarán varillas corrugadas de Acero Grado 60. Las propiedades mecánicas de este material son las siguientes:

- Resistencia a la fluencia: $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $Es = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Ladrillos

Se usarán ladrillos King Kong de 18 huecos de fabricación industrial de 13 cm de ancho acomodados en soga o cabeza.

3.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La estructuración consiste en seleccionar un sistema estructural y disponer sus componentes siguiendo una serie de criterios y tomando como base los planos de arquitectura. Es el primer paso que se sigue para diseñar un edificio y uno de los más importantes, ya que de la estructuración dependerá la variabilidad de los resultados del análisis estructural respecto de las fuerzas reales, y también si la predicción del comportamiento de la estructura durante un sismo se acerca a la realidad, por lo que es importante tener una estructuración tan simple como sea posible.

En el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (A. Blanco, 1994), el autor señala los principales criterios a tener en cuenta para estructurar un edificio. Por su parte la norma E.030 en su apartado 1.4 orienta a tomar en cuenta la importancia de aspectos como la simetría, peso mínimo, selección y uso adecuado de los materiales de construcción, resistencia adecuado frente a cargas laterales, continuidad estructural, ductilidad, deformación lateral limitada, redundancia estructural, consideraciones de las condiciones locales, buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa. A continuación, se describen los más importantes:

Simplicidad y simetría

Se busca que un edificio tenga simplicidad y simetría en su estructuración porque esto ayuda a que tenga un buen desempeño sísmico. Esto es debido a dos motivos principales:

- Los modelos realizados para obtener las solicitaciones en los elementos de un edificio son más precisos en estructuras simples. Cuando se analizan estructuras complejas nos veremos obligados a hacer simplificaciones que nos pueden llevar a resultados que no se adecuan con la realidad.
- La predicción del comportamiento sísmico de una estructura es mucho más confiable en edificios simples y simétricos. Un edificio no simétrico generalmente presenta problemas de torsión debido a la excentricidad entre sus centros de masa y rigidez, los cuales son difíciles de cuantificar y pueden aumentar considerablemente los esfuerzos durante un sismo.

Rigidez Lateral

Es importante proveer al edificio de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales, ya que éstos ayudan a controlar los desplazamientos durante un sismo.

Es importante controlar los desplazamientos porque causan pánico en las personas que se encuentran en la edificación, sobre todo en pisos altos, además causan daños en elementos no estructurales, y se ha comprobado que los edificios con una rigidez lateral adecuada tienen mejor desempeño sísmico que estructuras lateralmente flexibles.

Uniformidad y Continuidad

Evitar cambios bruscos en las rigideces de los elementos, tanto en planta como en elevación.

Generalmente un cambio en la continuidad genera un comportamiento no deseado, los esfuerzos se concentran en las zonas cuyas dimensiones se reducen causando daños en la estructura. Si es necesario modificar la rigidez de algún elemento estructural es recomendable hacerlo progresivamente, nunca bruscamente.

Diafragmas Rígidos

Al realizar el modelo de un edificio regularmente se asume que cada piso se comporta como una unidad. Esto se debe a que las losas, ya sean aligeradas o macizas, presentan una gran rigidez en su plano, por lo que sería válido asumir que todos los elementos que estén conectados por la losa tienen la misma deformación lateral. Pero siempre es necesario asegurarse que esta hipótesis sea correcta, comprobando que las losas no presenten cambios en su rigidez, y si esto sucede, realizar las medidas correctivas ya sea en el modelo o en la estructuración.

Si se presentan reducciones de sección importantes en losas, o se tienen estructuras irregulares en altura o en planta, es conveniente separarlas mediante juntas sísmicas debidamente diseñadas de manera que queden divididas en estructuras independientes que presenten diafragmas mejor definidos.

3.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

En la ilustración 1 se muestra la arquitectura del piso típico del edificio, el cual nos servirá de referencia para estructurar el edificio. Se ha definido dos direcciones principales denominándolas Y-Y a la dirección larga de la edificación, y X-X a la dirección corta. En la ilustración 2 se muestra la estructuración final del edificio, a continuación, se explican y describen algunos de sus aspectos.

- La estructuración se realizará mediante pórticos formados por placas, columnas y vigas peraltadas; dispuestos en las direcciones X-X e Y-Y.
- Los primeros elementos a distribuir serán las placas y columnas, las cuales debemos de acondicionarlas a la arquitectura y evitar modificaciones de ésta.
- La arquitectura nos limita a colocar pocos muros estructurales en el sentido Y-Y; esto es, la longitud disponible para incorporar muros es baja, lo mismo que el espesor a emplear no puede incrementarse debido a exigencias de dimensiones mínimas arquitectónicas. De continuar con un sistema convencional, se tendría una edificación con rigidez inferior a la exigida normativamente. Ante esta dificultad, la solución solo se hace posible planteando el uso de dispositivos SLB en muros desacoplados para controlar los desplazamientos laterales ante sismo y reducir las demandas en los elementos de concreto reforzado.
- En la dirección X-X nos permite colocar una buena cantidad de muros estructurales, los cuales aportaran una buena rigidez lateral.
- Las vigas se ubicarán para terminar de formar los pórticos con las columnas y placas, se tratará de tener siempre vigas peraltadas en la medida que la arquitectura lo permita. En lugares donde se encuentran tabiques paralelos al aligerado se usaron vigas chatas para tomar las cargas y transmitirlas directamente a las vigas.
- Para el techo de los niveles del edificio se usarán losas aligeradas en una dirección como se muestra en la ilustración 2, donde las viguetas se indican en dirección del fierro del aligerado.

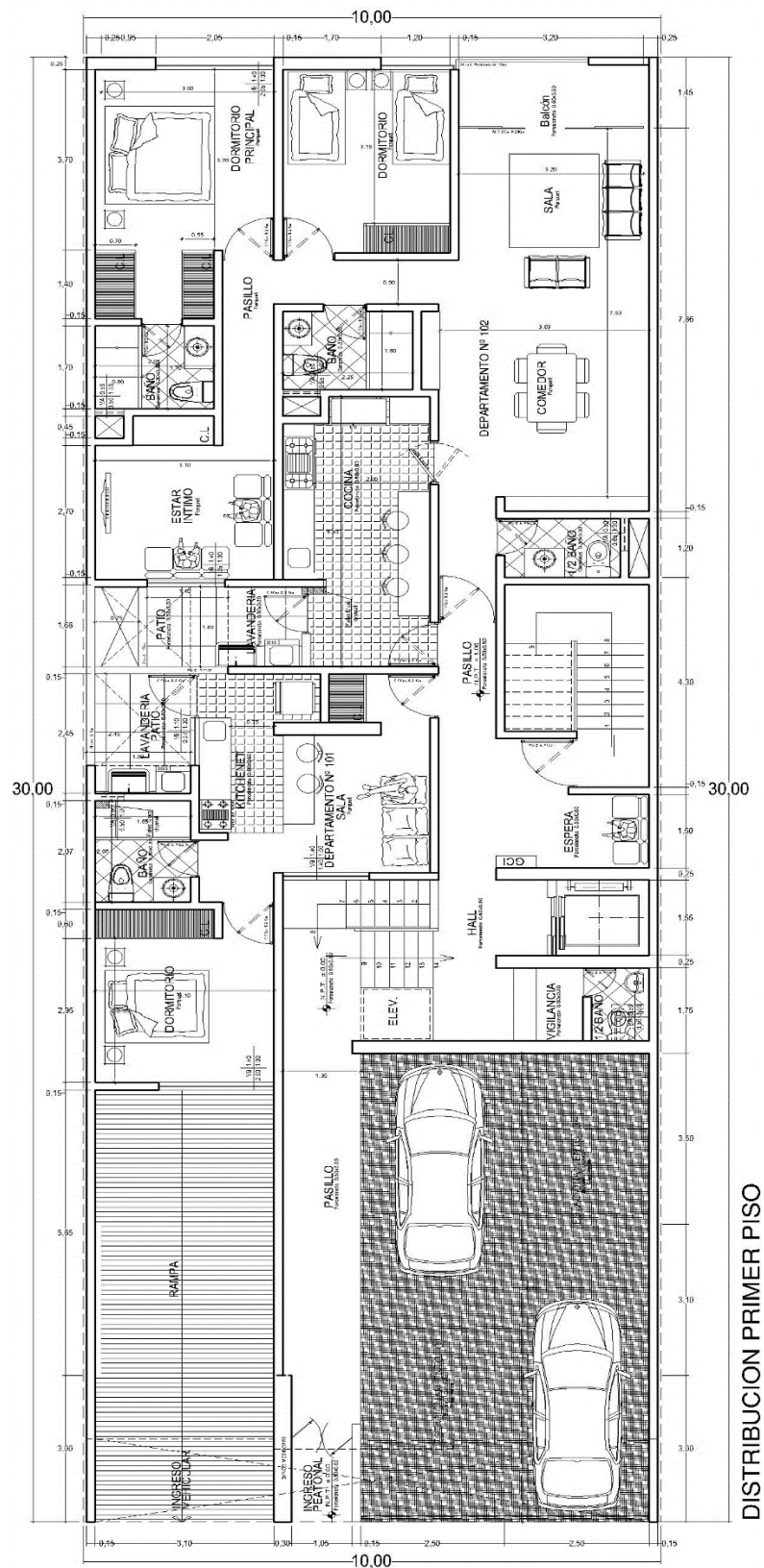


Ilustración 1 Arquitectura del piso típico

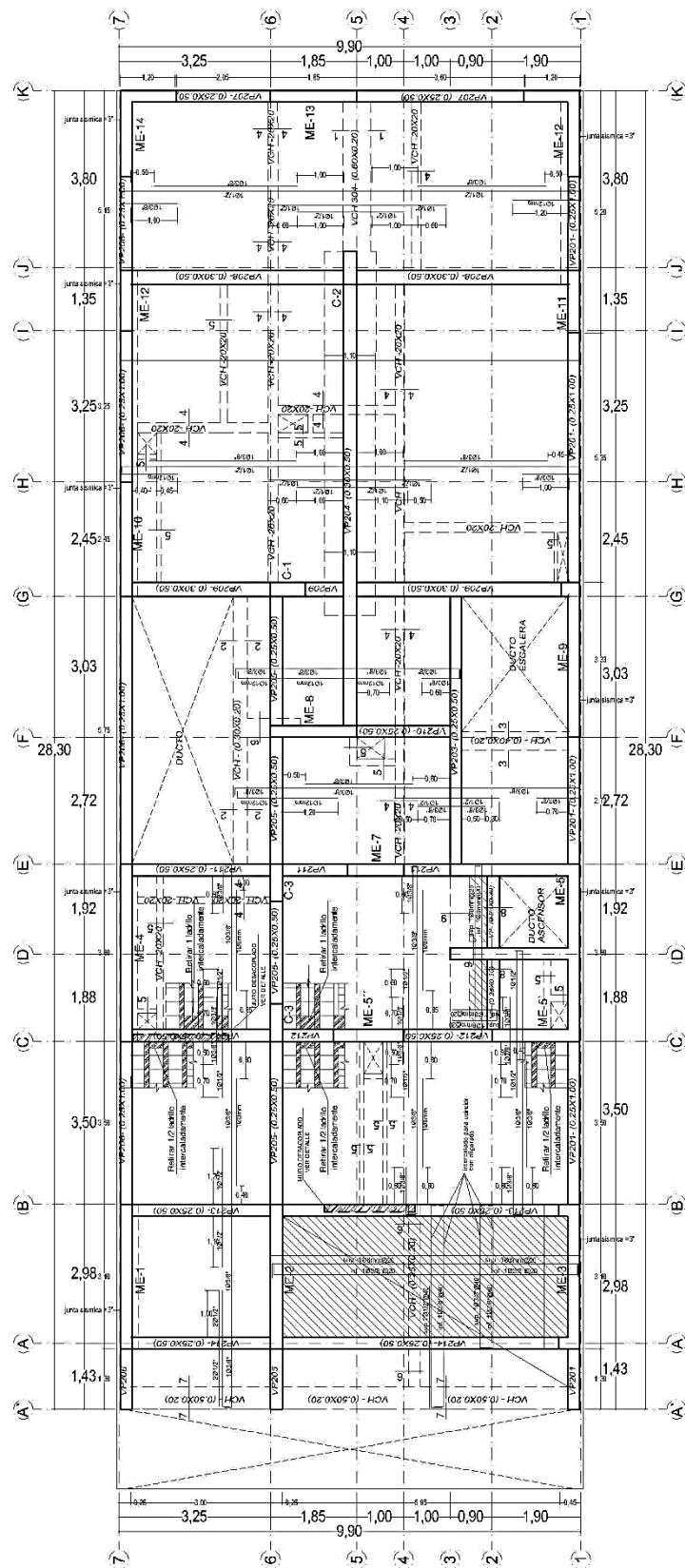


Ilustración 2 Estructuración del piso típico

CAPÍTULO 4 PREDIMENSIONAMIENTO

Luego de realizar la estructuración del edificio se procede a establecer las dimensiones de los elementos siguiendo los requerimientos del RNE, cabe resaltar que estas dimensiones son tentativas y están sujetas a comprobaciones posteriores, ya sea en el análisis sísmico o en el diseño en sí.

4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

Para asignar un espesor inicial a las losas aligeradas, existen una serie de recomendaciones brindadas por diversos autores, a continuación, se muestran los espesores típicos y luces máximas usadas en nuestro medio, aplicables a losas aligeradas en una dirección:

h (m)	Peso propio aproximado (kg/cm²)	Luces máximas recomendadas (m)
0.17	280	$l_n \leq 4$
0.20	300	$4 \leq l_n \leq 5.5$
0.25	350	$5 \leq l_n \leq 6.5$
0.30	420	$6 \leq l_n \leq 7.5$

Tabla 3 Espesores típicos y luces máximas recomendados para losas aligeradas (BLANCO, 1994)

Estos espesores no son absolutos, el autor recomienda su uso para sobrecargas menores a 300 kg/m² y cuando no se cuente con una densidad importante de tabiques, caso contrario se deberán considerar espesores mayores a los señalados.

Para el caso del edificio en estudio la sobrecarga no sobrepasa los 300 kg/m² y tampoco se cuentan con luces muy extensas.

4.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS

Para el caso de las losas macizas hay que tener en cuenta las condiciones de borde para ver si trabajan en una o dos direcciones, ya que en cada caso el comportamiento y el espesor necesario (rigidez) son muy distintos. Si una losa maciza trabaja en una dirección

se consideran espesores menores en 5 cm a los indicados para losas aligeradas en una dirección.

En cambio, si una losa maciza presenta vigas peraltadas o muros en todos sus bordes, trabajará en dos direcciones, lo cual mejora su rigidez y, por ende, su resistencia. Es por esto que se pueden considerar espesores reducidos, de acuerdo a las siguientes condiciones (Blanco, 1994):

$$h = \frac{ln}{40} \quad \text{ó} \quad h = \frac{\text{perímetro}}{180}$$

Para nuestro caso, en la losa más extensa (entre los ejes A-A, tramo 1-6) tenemos una luz de 5.93 m y un perímetro de 17.45 m. Aplicando las igualdades tenemos:

$$h = \frac{5.93}{40} = 0.15 \, m \quad \text{ó} \quad h = \frac{17.45}{180} = 0.10 \, m$$

Además, la Norma E.060 en su artículo 21.11.4 especifica un espesor mínimo de 5 cm para elementos que actúan como diafragmas rígidos, para asegurar una distribución adecuada de las cargas laterales.

Si se aprecia la forma irregular de la losa maciza, la presencia de placas de gran rigidez en sus bordes y tomando en cuenta que no existen tabiques sobre el paño, podemos considerar un espesor mayor al recomendado, el cual se deberá comprobar en el análisis sísmico y durante el cálculo del refuerzo. Se elige 20 cm como espesor de todas las losas macizas del edificio.

4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Para el caso de las vigas es necesario diferenciar entre dos casos, las vigas que forman parte del sistema sismorresistente y las vigas secundarias que no forman pórticos, y, por lo tanto, no reciben solicitaciones sísmicas.

4.3.1 Vigas con Responsabilidad Sísmica

Para el caso de las vigas sísmicas la Norma E.060 en su artículo 21.5.1.2 indica que la luz libre del elemento en cuestión no debe ser menor que cuatro veces su peralte. Esto es porque para luces muy pequeñas predominan las fuerzas cortantes sobre los momentos flectores, invalidando las hipótesis de diseño por flexión.

Para nuestro caso la luz crítica para dicho requerimiento es la del segundo tramo de la viga ubicada en el eje 6 (ver ilustración 53), es una viga continua de 5 tramos con un volado, la longitud del tramo más largo es 3.50 m. Aplicando la desigualdad tenemos:

$$h < \frac{ln}{4} = \frac{3.50}{4} = 0.875 \text{ m}$$

Además, se recomienda considerar un peralte del orden de 1/12 a 1/10 de la luz libre (Blanco, 1994). En el eje 6 del piso típico (ver ilustración 2) los tramos centrales de las vigas tienen una luz libre 3.50 m, siendo las luces máximas presentes en toda la viga.

$$h = \frac{ln}{12} \quad \text{ó} \quad h = \frac{ln}{10}$$

$$h = \frac{3.50}{12} = 0.30m \quad \text{ó} \quad h = \frac{3.50}{10} = 0.35m$$

Visto lo anterior, se elige un peralte de 50 cm para todas las vigas peraltadas que formen parte de pórticos con responsabilidad sísmica.

En cuanto al ancho de las vigas la Norma E.060 en su artículo 21.5.1.3 indica que ésta no debe ser menor de 0.25 veces el peralte ni de 25 cm. Salvo que se tengan vigas de gran peralte, controlará la segunda condición. Se elige 25x50 cm para todas las vigas con responsabilidad sísmica.

4.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Dado que el edificio en estudio está estructurado predominantemente con placas, las columnas recibirán cargas de sismo muy reducidas y su diseño estará gobernado por la carga axial que actúe sobre ellas. Para esta condición las columnas se pueden dimensionar usando la siguiente expresión (Blanco, 1994):

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45f'_c}$$

La expresión anterior tiene validez para columnas cargadas con más de 200 ton. Si una columna presenta menos carga axial se usará la siguiente expresión:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{servicio}}{0.35f'_c}$$

Por otra parte, la Norma E.060 en su artículo 21.6.1.2 indica que las columnas rectangulares que formen parte del sistema sismorresistente del edificio tendrán como mínimo 25 cm en su dimensión menor.

Cabe señalar que si el edificio fuera íntegramente aporticado se tendrían que tomar en cuenta dimensiones mucho mayores para las columnas, las cuales serían estimadas y luego comprobadas en el análisis sísmico. Siguiendo estas pautas y a manera de ejemplo se procederá a dimensionar la columna C-2 del eje J. Se considerará una carga unitaria de 1 ton/m² para efectos de predimensionamiento.

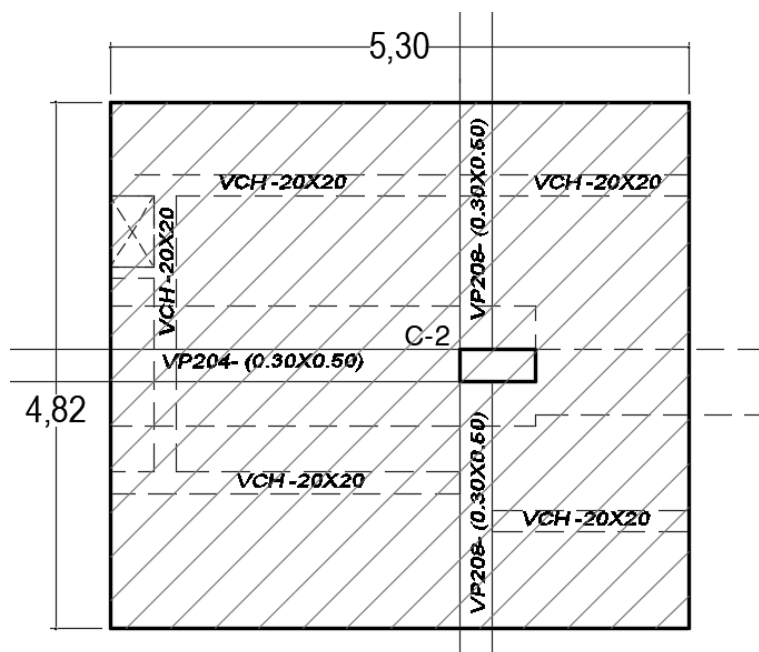


Ilustración 3 Área del techo que carga la columna analizada

- Área de techo: 25.56 m².
- Peso unitario del techo: 1 ton/m²
- Número de pisos: 10
- Carga axial de servicio: 25.56×1×10=255.6 ton

Podemos observar que la carga axial estimada es mayor a 200 ton por lo tanto se usa la primera expresión para hallar el área.

$$\text{Área de columna} = \frac{255.6 \times 1000}{0.45 \times 280} = 2028.60 \text{ cm}^2$$

Se obtiene un área de 2028.60 cm², considerando que se tiene un ancho de 30 cm, se requeriría 67 cm de peralte. Se elige una sección de 30×70 cm, cuya área cumple los requerimientos iniciales recomendados, aunque igualmente está sujeta a la comprobación del análisis sísmico.

4.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES (PLACAS)

Como ya se mencionó antes, la configuración del edificio en estudio hace que las cargas sísmicas sean tomadas principalmente por las placas, tomando las columnas una cantidad mínima, por lo que las dimensiones de las placas deberán ser estimadas y luego comprobadas en el análisis sísmico del edificio, convirtiéndose en un procedimiento iterativo.

Es difícil encontrar métodos específicos para estimar las dimensiones de una placa, en algunos casos el largo de una placa ya viene dado desde la estructuración del edificio y habría que preocuparse sólo por el espesor, en otros casos se puede probar cambiando ambas dimensiones de manera iterativa, mucho dependerá del criterio y la experiencia del diseñador.

Sin embargo, la Norma E.060 nos brinda algunas indicaciones que podemos seguir para establecer algunas dimensiones tentativas. En su artículo 21.9.3.2 señala que el espesor de los muros de corte no deberá ser menor de $1/25$ de la altura entre los elementos que le proporcionan apoyo lateral, ni menor de 15 cm, salvo que el edificio sea de muros de ductilidad limitada, en donde se puede considerar 10 cm de espesor mínimo, el cual no es nuestro caso.

Asimismo, el artículo 21.9.3.4 trata sobre las placas que se convierten en muros de contención en los sótanos, para las cuales se deberá considerar como mínimo 20 cm de espesor.

Para el caso particular de nuestro edificio la distancia entre apoyos laterales de las placas corresponde a la altura de piso a piso, la cual es de 2.65 m. El espesor mínimo para esta condición será:

$$e_{\text{mínimo}} = \frac{ln}{25} = \frac{2.65}{25} = 0.11$$

Entonces de acuerdo a la Norma E.060 controlará el espesor mínimo de 15 cm.

Nótese además que al tener vigas de 25 cm de ancho en los pórticos con responsabilidad sísmica, el ancho de las placas que sirvan de apoyo para estas vigas deberá ser como mínimo de 25 cm, caso contrario sería imposible tener un anclaje adecuado del refuerzo.

Por lo tanto, considerando que las placas tomarán gran cantidad de carga por sismo y que se tienen vigas con responsabilidad sísmica de 25 cm de ancho, se tomará como espesor inicial para el análisis

sísmico 25 cm en todas las placas.

5.1 INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas gran parte de las investigaciones que se han realizado sobre el comportamiento estructural de edificios en zonas sísmicas, se han enfocado al desarrollo de sistemas de control sismorresistente, tanto para el diseño antisísmico de construcciones nuevas como para la rehabilitación de edificios dañados por estos fenómenos. Esto como una alternativa al diseño sismorresistente convencional basado en los conceptos de ductilidad y redundancia estructural, que permiten reducir en forma significativa las fuerzas inducidas por un sismo severo. Sin embargo, con la reducción de estas fuerzas se está aceptando que la estructura sufrirá daños de cierta magnitud cuando se presente un sismo intenso, ya que obligaran a que la estructura trabaje en el rango no lineal con la consecuente plastificación de algunos de sus elementos. Lo anterior, origina la aparición de deformaciones permanentes, generándose habitualmente daños en los elementos estructurales y no estructurales (como muros divisorios de mampostería, falsos plafones, equipo mecánico, instalaciones, etc.), especialmente en aquellas estructuras que tienen baja ductilidad, o son demasiado flexibles.

Los sistemas de control estructural a diferencia de lo anterior, concentran los daños que se puedan presentar por la acción de un sismo severo, en ciertos elementos o conexiones que pueden ser fácilmente remplazados y cuyo fallo no ponen en peligro la seguridad global de las estructuras o bien el efecto del movimiento sísmico puede ser desviado de la estructura a otros elementos diseñados especialmente para ello, de forma que las vibraciones originadas por la acción del sismo, no dañen las edificaciones y puedan ser amortiguadas, sin daño a la estructura principal. Otro recurso utilizado por esta técnica, es el control con dispositivos mecánicos que ejercen fuerzas reactivas que contrarrestan la acción sísmica sobre las estructuras.

Las investigaciones en este sentido se han inclinado en mayor grado al estudio de cuatro sistemas de control estructural que se clasifican en, sistemas de control pasivo, control activo, control semi-activo y control híbrido. Se comentan a continuación los de control pasivo.

5.2 SISTEMAS DE CONTROL PASIVO

Son elementos de carácter reactivo conectados a la estructura de tal forma que disipan y/o desvían la energía de la excitación sísmica. Su respuesta no es controlable y no requieren ninguna fuente de energía para su funcionamiento. Los sistemas pasivos son más económicos, sencillos, robustos y fiables que los demás; si se diseñan adecuadamente y los terremotos responden a las características esperadas son eficientes (López-Almansa y Bozzo, 2000).

La eficacia de estos sistemas se basa en la reducción de las demandas sísmicas en los elementos de una estructura, mejorando su capacidad para disipar energía y haciendo que la estructura se mantenga aproximadamente en el rango lineal elástico sin sufrir daño significativo durante un sismo intenso, contrariamente a lo que ocurre en el diseño convencional en el que se pretende aumentar la capacidad de disipación de energía aceptando la presencia de daños al formarse articulaciones plásticas en los elementos que la disipan.

Los sistemas de control pasivos se agrupan en tres categorías: aislamiento sísmico (de base), disipadores de energía y amortiguadores de masa.

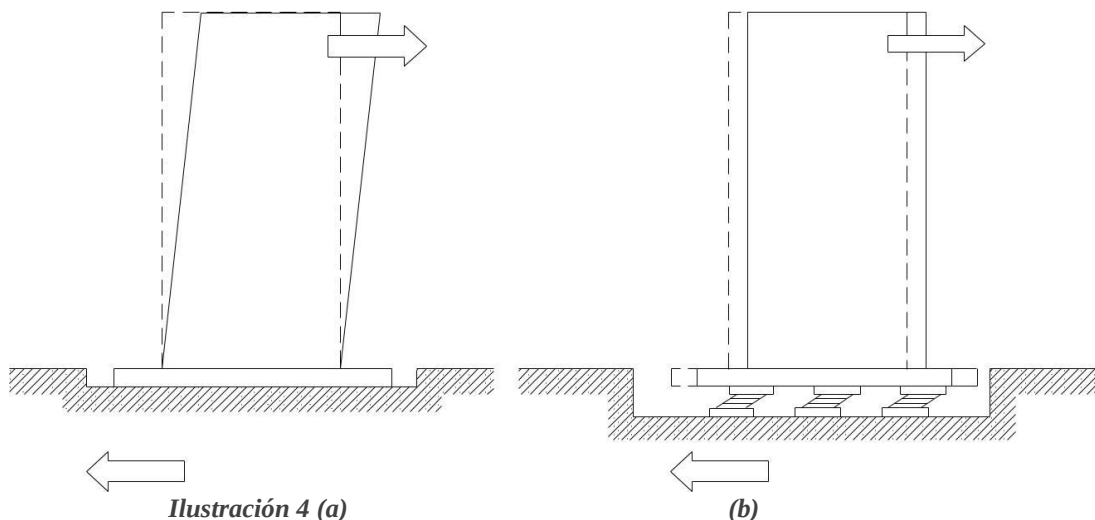
5.3 AISLAMIENTO EN LA BASE

El objetivo principal del aislamiento sísmico de base es independizar o desacoplar las construcciones de las aceleraciones horizontales del terreno, colocando entre la cimentación y la superestructura dispositivos flexibles al movimiento horizontal y rígidos al desplazamiento vertical, capaces de soportar las cargas verticales originadas por el peso propio de la estructura. Este sistema está pensado especialmente para protección sísmica de edificios y puentes y no proporciona ninguna protección frente a la acción del viento (López-Almansa y Bozzo, 2000).

El aislamiento de base no se aconseja para edificios muy esbeltos ni situados en terreno muy blando siendo más recomendable en estructuras rígidas cimentadas sobre terrenos firmes. Los aisladores incrementan considerablemente el período fundamental de las estructuras y para la condición mencionada se evita que puedan entrar en resonancia con los períodos contenidos en la excitación sísmica al alejarlo de la zona del espectro de respuesta donde se encuentra la máxima respuesta del terreno.

El aislamiento de base también es útil para la rehabilitación sísmica de edificios existentes, aunque tiene una mayor complejidad que cuando se aplica a construcciones nuevas.

La ilustración 4 muestra un esquema de la respuesta de este sistema frente a un sismo severo, comparado con la respuesta de un edificio convencional.



(a) Respuesta de una estructura convencional frente a un sismo severo.

(b) Respuesta de una estructura con aislamiento de base.

Hay varios antecedentes que demuestran la evolución que ha tenido el aislamiento sísmico de base hasta llegar a los sistemas que actualmente conocemos. Se tiene conocimiento, por ejemplo, que ya desde principio del presente siglo existían varios mecanismos para lograr el objetivo de aislar los edificios y desacoplarlos de la acción dañina de los sismos, utilizando para ello rodillos metálicos, esferas de acero, cables columnas oscilantes y capas de arena. Todos estos sistemas eran más intuitivos que efectivos.

Existen indicios de algunos edificios que se han aislado en su base, construyéndolos sobre esferas metálicas de pequeño diámetro, colocadas entre la superestructura y la cimentación. Un ejemplo de ello es un edificio en Sevastopol, Ucrania y una escuela de cinco plantas en la Ciudad de México y por lo menos un edificio de cuatro plantas para dormitorios del observatorio sísmológico de Beijing construido sobre una capa de arena localizada entre el edificio y la cimentación, diseñada especialmente para deslizarse en caso de un evento sísmico intenso (Naeim y Kelli, 1999).

El concepto de aislamiento de base, se ha convertido en una práctica real en las dos últimas décadas con el desarrollo de sistemas de forma circular o cuadradas a base de capas de neopreno o goma reforzadas con chapas delgadas de acero que los hace muy flexibles lateralmente y rígidos en la dirección vertical, capaces de permitir que los edificios donde

se instalan se muevan lateralmente de forma similar a un sistema de cuerpo rígido, sin que se presenten distorsiones angulares en los elementos de la estructura, bajo movimientos fuertes del terreno ya que las deformaciones se concentran en el sistema de aislamiento. Con este tipo de aisladores se dota de flexibilidad a los edificios, pero su capacidad para disipar energía es muy baja, por lo que con frecuencia se combinan con otros elementos como disipadores de energía o amortiguadores para formar un sistema flexible más eficiente que limita los desplazamientos a valores menores.

La ilustración 5 presenta un esquema de la estructura interior y vista exterior de estos aisladores.

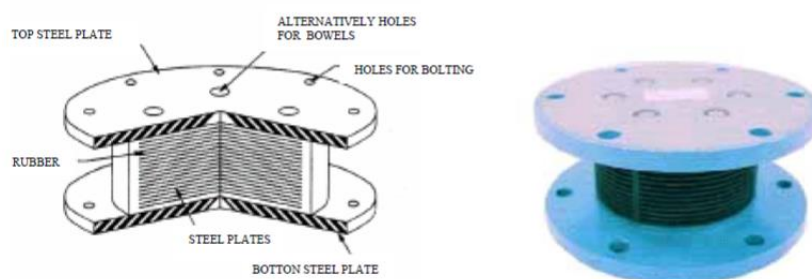


Ilustración 5 Aislador de goma reforzado con chapas de acero (RB).

Para limitar los desplazamientos de los sistemas de aislamiento a valores prácticos, en años recientes se desarrolló un sistema que es muy similar al anterior, pero que contiene en su interior un núcleo de plomo (este sistema es conocido en lengua inglesa como LRB “Lead Rubber Bearings”) para aumentar su capacidad de disipación de energía. Este sistema resultó bastante efectivo y la principal ventaja respecto al anterior es un mejor control de los desplazamientos de base.

La ilustración 6 muestra las características de este sistema y un ejemplo de aplicación a un caso real.

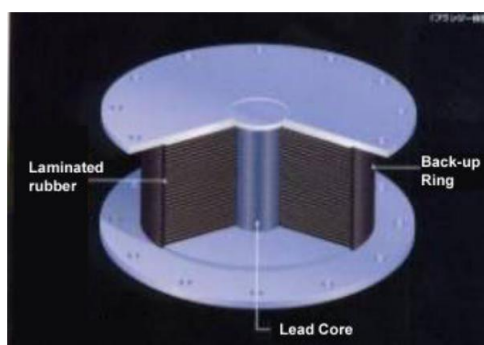


Ilustración 6 Aislador de goma reforzado con chapas de acero y con núcleo de plomo (LRB)

Otro sistema de aislamiento sísmico es el aislamiento de base por fricción. En este caso la estructura se apoya en juntas deslizantes cuyas fuerzas de fricción se oponen al movimiento disipando energía. El principal parámetro en este tipo de aislamiento es el coeficiente de fricción de la superficie de contacto y su principal ventaja es el coste y no tener prácticamente limitación en la carga vertical que pueden transmitir.

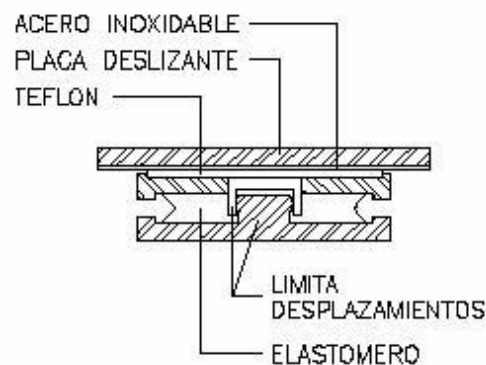


Ilustración 7 Aislador de base de fricción.

Una modalidad del aislamiento friccional, es el péndulo de fricción (FPS). Este sistema consta de dos chapas deslizantes, una de ellas con curvatura cóncava recubierta con una capa de acero inoxidable, contiene un deslizador articulado que se mueve sobre la superficie curva (Zayas et al., 1989). El lado del deslizador en contacto con la superficie esférica está cubierto con un material de baja fricción, el otro lado del deslizador es también esférico cubierto con acero inoxidable e incrustado en una cavidad esférica, también cubierto con un material de baja fricción.

La curvatura de las chapas deslizantes permite que una estructura con algún desplazamiento originado por la acción de un sismo se eleve proporcionando la fuerza restitutiva que hace que regrese a su posición inicial utilizando el peso propio de la estructura, minimizando de esta manera los desplazamientos finales. Ésta es una característica distinta con los aisladores anteriores, los cuales no tienen una fuerza restitutiva propia que permita que la estructura regrese a su posición inicial, pudiéndose presentar desplazamientos permanentes significativos.

El comportamiento dinámico de los aisladores de fricción comparado con los aisladores de goma o neopreno es cualitativamente distinto, ya que el de los primeros es claramente no lineal, mientras que el de los segundos es básicamente lineal. Este hecho trae como consecuencia que los apoyos de fricción pueden potencialmente transmitir más que los de goma frecuencias altas a la superestructura de una edificación, lo cual no es recomendable si existe equipo sensible cuya protección es de interés principal.

Las siguientes ilustraciones muestran detalles de las características del péndulo de fricción y su aplicación a un caso real.

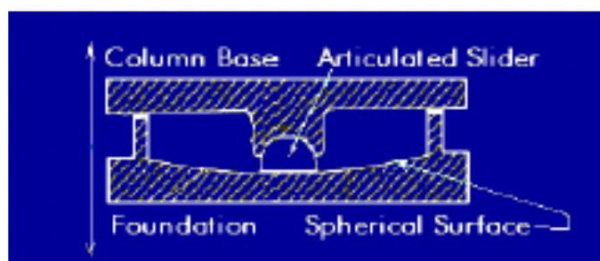
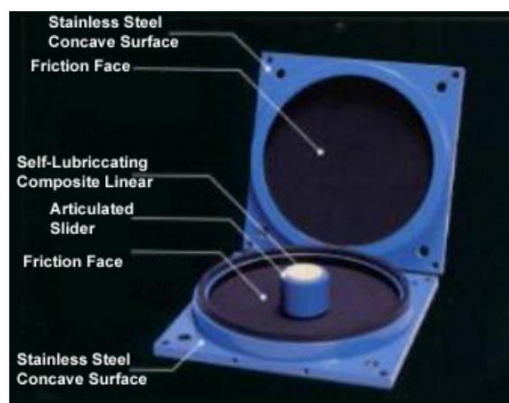


Ilustración 8 (a)



(b)



(c)

Péndulo de fricción (FPS): (a) Sección transversal. (b) Características del aislador. (c) Detalle de instalación a un caso real.

El aislamiento de base, utilizando el sistema de péndulo de fricción ha ganado terreno en los últimos años desde que el edificio más grande y pesado de todos los rehabilitados en Estado

s Unidos (La Corte de Apelaciones de San Francisco, mostrado en la ilustración) fuese aislado sísmicamente mediante este sistema (Bozzo, 1999).



Ilustración 9 Edificio rehabilitado con aisladores de base FPS.

Hasta ahora hemos hablado de aislamiento de base horizontal, sin embargo, existe un sistema de aislamiento tridimensional denominado sistema GERB, que originalmente fue desarrollado para aislar vibraciones generadas por turbinas en plantas de energía. Estos dispositivos usan grandes resortes helicoidales de acero que son flexibles tanto horizontal como verticalmente (Naeim y Kelly, 1999). Este sistema se usa también para aislar las vibraciones en edificios que albergan equipo sensible, originadas por el tráfico vehicular o de trenes subterráneos.

Las siguientes ilustraciones nos muestran un dispositivo de este sistema y un ejemplo de su aplicación al Hospital “Sant Pau” de Barcelona realizado por Luis Bozzo, con objeto de aislar las vibraciones que le transmite el paso del ferrocarril subterráneo del metro en esta Ciudad. La sala de operaciones de este hospital está ubicada a pocos metros de la línea del metro con vibraciones horizontales y verticales en el rango de 10-30 Hz

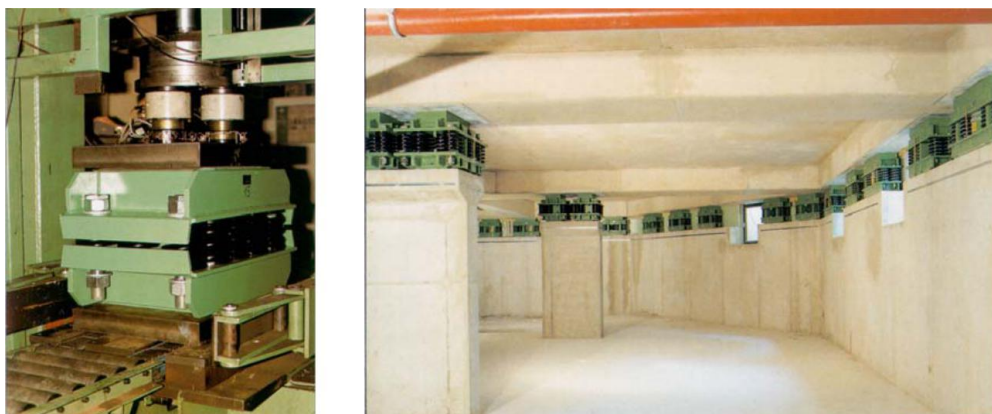


Ilustración 10 Sistema de aislamiento de base para vibraciones GERB e instalación en la Planta baja del hospital “Sant Pau” de Barcelona, realizado por Luis Bozzo.

Actualmente el aislamiento sísmico de base es ampliamente aceptado en las regiones con alto riesgo sísmico en el mundo, para protección de las estructuras de edificación sujetas a sismos severos. Existen varios ejemplos de ello principalmente en los Estados Unidos de América y Japón, donde hay evidencia de edificios que se han construido con este sistema y que han tenido un buen comportamiento durante los sismos de Northridge y Kobe respectivamente. Un número menor de edificios con aislamiento de base se ha construido en otros países como Nueva Zelanda e Italia entre otros.

5.4 DISIPADORES DE ENERGÍA

Los disipadores de energía son dispositivos que se instalan en el interior de las construcciones y se conectan a su estructura de tal forma que cuando ésta vibra se generan deformaciones en éstos y se disipa energía. Estos dispositivos se usan principalmente con el fin de amortiguar las vibraciones horizontales que la acción de un sismo transmite a los edificios.

A diferencia del aislamiento de base, los disipadores de energía también son útiles para oscilaciones horizontales producidas por el viento y pueden ser empleados en casos en que el aislamiento de base no es útil como en terrenos blandos y para edificios muy esbeltos. Los disipadores de energía guardan cierta similitud con los aisladores de base, pero difieren de éstos en que no requieren resistir el peso de la construcción y por tanto pueden ser más sencillos, económicos y de menor tamaño. De hecho, es recomendable que se incorporen posteriormente a la construcción del resto de la estructura para reducir las cargas verticales que soporten, las cuales pueden disminuir su capacidad de disipar energía.

La ilustración 11 muestra dos alternativas de uso de disipadores para controlar vibraciones horizontales en edificios. En la dirección perpendicular debe existir un esquema similar al mostrado.

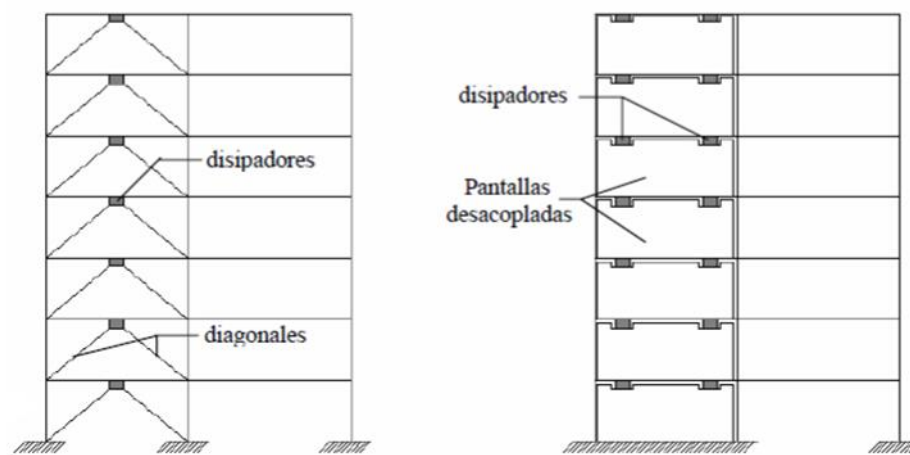


Ilustración 11 Sistema sismorresistente con disipadores.

Los disipadores para ser eficientes deben tener las siguientes cualidades: alta capacidad de disipación de energía; facilidad para ser reemplazados si han sufrido daño después de algún movimiento sísmico fuerte; sencillez; economía; robustez; bajo o nulo mantenimiento; fiabilidad y durabilidad. Es importante que el inicio de disipación de la energía se presente para pequeños desplazamientos del elemento.

Los disipadores de energía atendiendo a sus características se clasifican en hysteréticos y viscoelásticos. Los dispositivos hysteréticos se basan en plastificación de metales por flexión, torsión, cortante o extrusión. La siguiente sección muestra algunos ejemplos de este tipo de disipadores.

5.4.1 Disipadores de Energía por Plastificación de Metales (MD)

Disipadores por flexión.

Teóricamente, cada esfuerzo seccional sea torsión, flexión, cortante o fuerza axial puede emplearse como disipador de energía. Las ilustraciones 12-14, muestran algunos dispositivos de disipación a flexión empleados en la práctica. El disipador mostrado en la ilustración 12 es el más simple de fabricar. La barra puede ser de sección constante o, como la de la figura, de sección variable, para optimizar la disipación en su longitud. La barra está bi-empotrada y en su mayor sección, en los extremos, es donde se inducen los mayores momentos flectores.

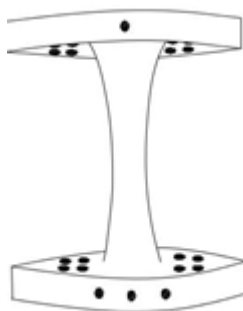
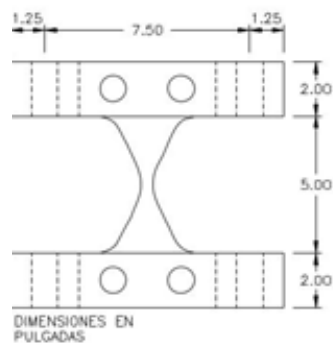
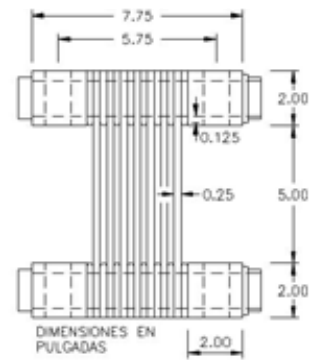


Ilustración 12 Disipador de sección variable

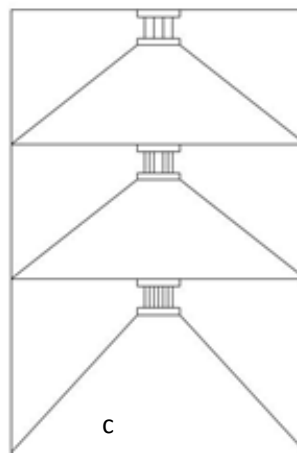
Un sistema conocido y desarrollado en la década de 1980 es el denominado ADAS ("*Added damping and stiffness*") (Alonso 1989, Whittaker et al., 1989, Scholl, 1990). Este dispositivo está formado por chapas metálicas en forma de X ubicadas en paralelo, tal como se muestra en las ilustraciones 13 (a) y (b). Cada chapa tiene las dimensiones mostradas en la figura, pero su número se puede variar en cada conexión. La plastificación se produce al mismo tiempo en cada chapa y la variación en altura del número de chapas utilizadas permite optimizar la respuesta estructural. Cada chapa está bi-empotrada y su forma en X optimiza la disipación de energía en todo su volumen.



a



b



c

Ilustración 13 Sistema ADAS: (a) Dimensiones. (b) Conexión típica con chapas en paralelo. (c) Ubicación de la conexión en un pórtico.

La ubicación preferente de estas conexiones es en la unión de las diagonales por debajo de las vigas de piso. Alternativamente, se pueden ubicar en muros de hormigón armado acoplados, como se muestra en la ilustración 14 (a). La respuesta histerética típica de estas conexiones es estable sin degradación significativa después de muchos ciclos de carga. La ilustración 14 (b) presenta resultados típicos de curvas histeréticas para esta conexión, después de un ciclo de carga y de cien ciclos.

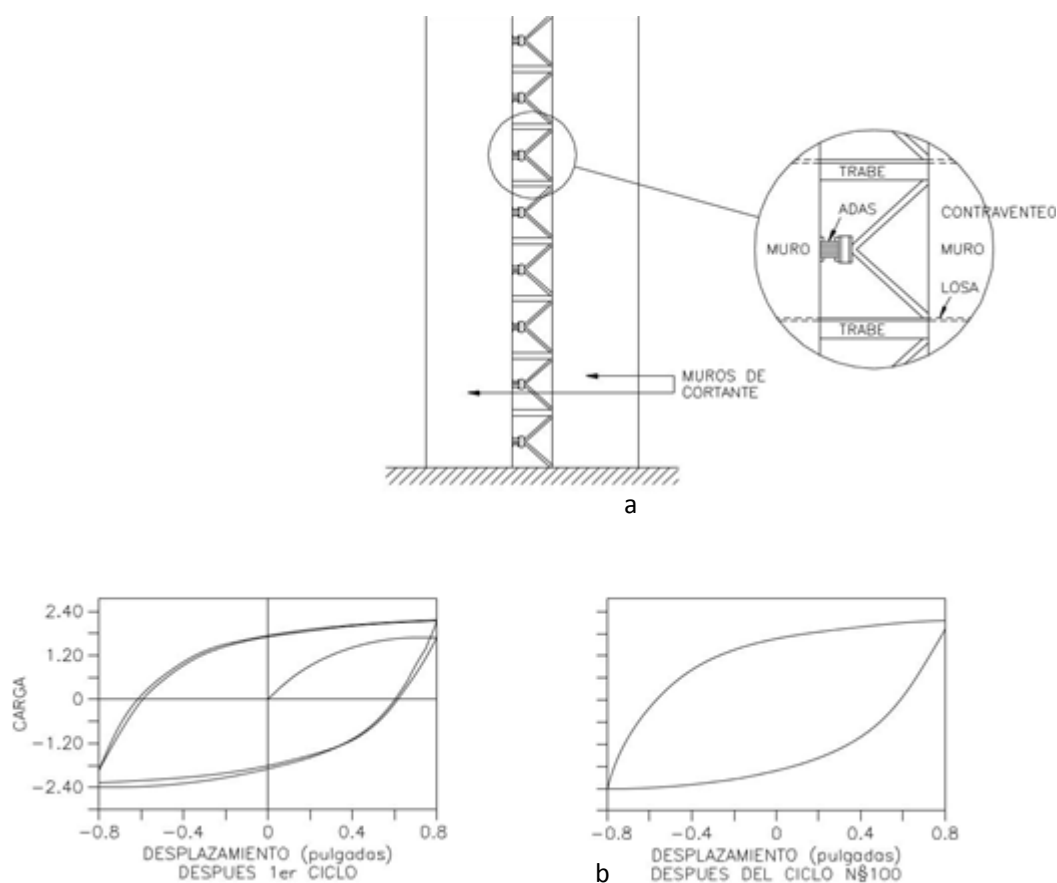


Ilustración 14 (a) Ubicación del sistema ADAS en muros de hormigón. (b) Respuesta histerética estable.

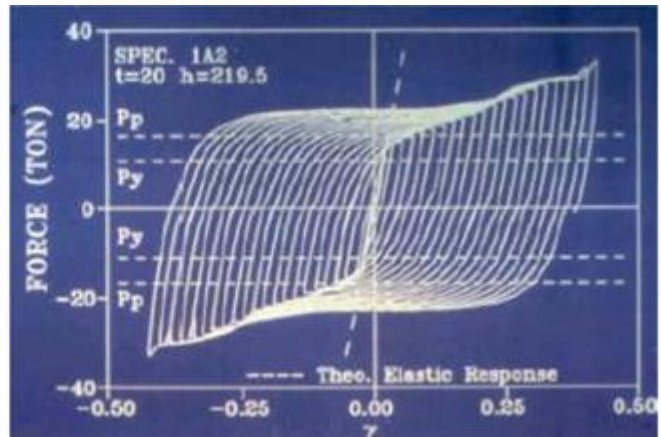
El dispositivo mostrado en la ilustración 15 es conocido como sistema TADAS, está formado por un conjunto de chapas metálicas de sección trapezoidal paralelas entre sí y de espesor constante, soldadas a una chapa de base común, las fuerzas actuantes son perpendiculares al plano mostrado. Por sus condiciones de apoyo, empotrado en la parte superior y articulado en su extremo inferior, este tipo de conexiones origina que las chapas se deformen por flexión en curvatura simple. La curvatura es uniformemente distribuida y por consiguiente la plastificación puede ocurrir simultáneamente en toda la altura de las chapas sin concentración de la curvatura (Tsai et al., 1993). Los investigadores mencionados incorporaron este sistema a un pórtico de acero de dos entrepisos construido a escala natural y encontraron que su comportamiento fue similar al sistema ADAS comentado anteriormente.

Las siguientes figuras muestra la geometría y los ciclos histeréticos del disipador que resultan aproximadamente rectangulares, lo cual lo hace muy eficiente para disipar

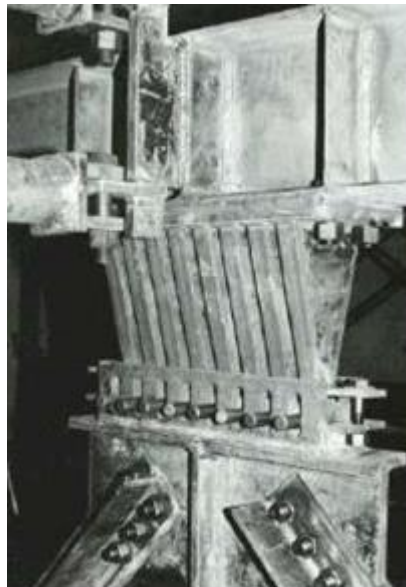
energía. También se muestra un detalle de la incorporación del dispositivo a un pórtico metálico.



a



b



c

Ilustración 15 (a) Geometría del dispositivo. (b) Comportamiento histerético del dissipador (c) Detalle de la incorporación del dispositivo a un pórtico metálico.

El dissipador de la ilustración 16-(a) tiene la característica de tener un momento flector constante a lo largo de su longitud. Está formado por una barra circular de acero que se deforma hacia arriba y hacia abajo por la acción de sus brazos laterales, dissipando de esta manera energía por flexión. El dispositivo de ilustración 16 (b), se denomina sistema panel

o “honeycomb” fue estudiado experimentalmente por Kobori et al., (1992) y encontraron que los ciclos histeréticos obtenidos son muy estables con forma casi rectangular. Es similar en su sección transversal a las chapas de los dispositivos ADAS pero colocadas en dirección perpendicular y unidas entre sí, las fuerzas actuantes en este caso son paralelas al plano mostrado, y por tanto es un sistema más rígido que el ADAS.

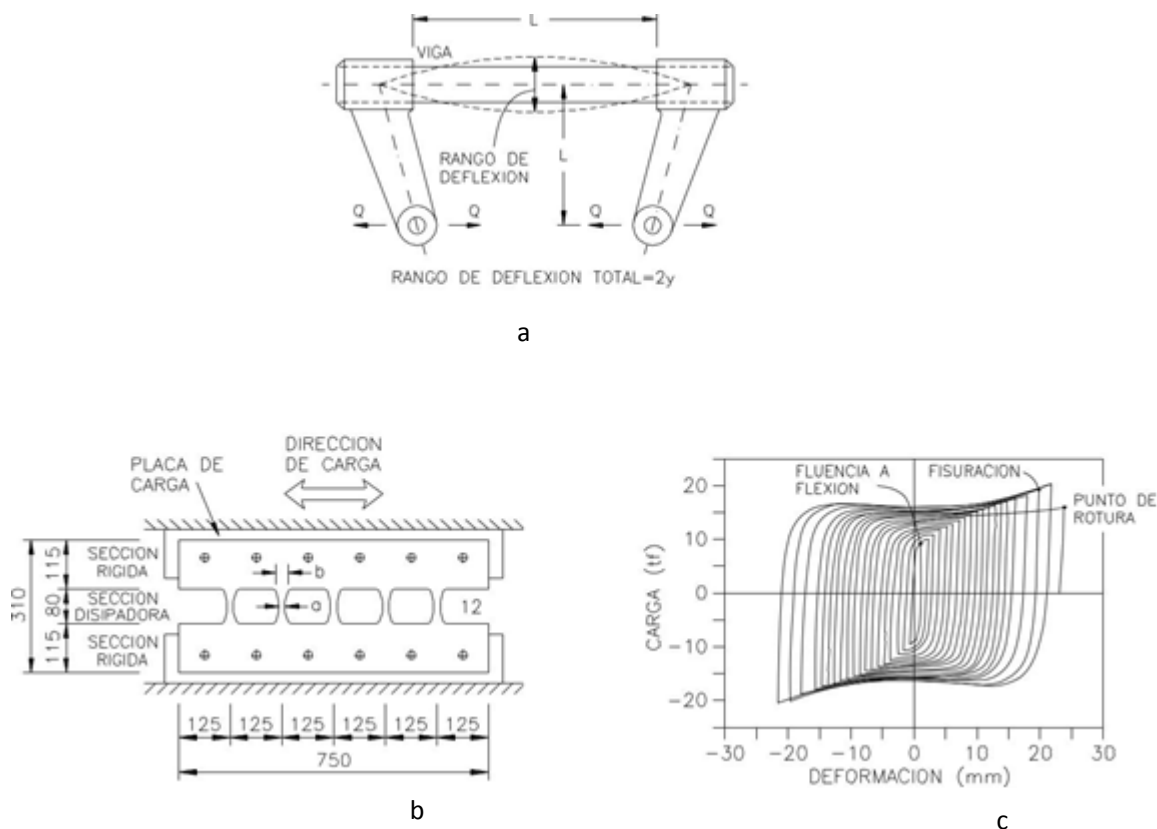


Ilustración 16 (a) Barra de flexión constante. (b) Disipador tipo panal (honeycomb). (c) Respuesta Histerética.

Durante un sismo, los dispositivos anteriores se plastifican y cambian las características dinámicas del edificio. El período fundamental, por ejemplo, es distinto en cada instante de tiempo y por ello las fuerzas dinámicas cambiarán (aumentando o disminuyendo según el punto en el espectro lineal). Se produce la reducción de las fuerzas sísmicas por la disipación de energía y por el aumento del período, lo cual normalmente trae como consecuencia una disminución de fuerzas sísmicas. Estos elementos se comportan de forma análoga a las rótulas plásticas en los diseños convencionales. Los sistemas de disipación de energía también se pueden combinar con sistemas de aislamiento, tanto en estructuras de edificios como de puentes. La ilustración 17 muestra tal combinación para una estructura de edificación. La combinación de sistemas de aislamiento de base y disipadores de energía es recomendable para reducir los desplazamientos de la base.

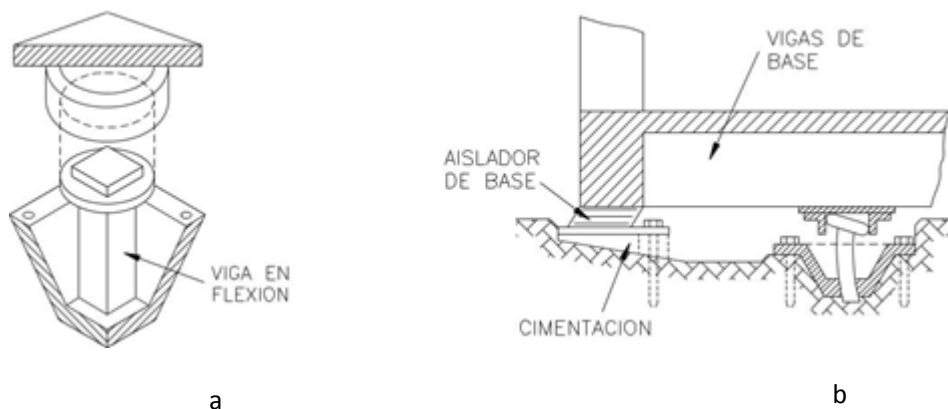
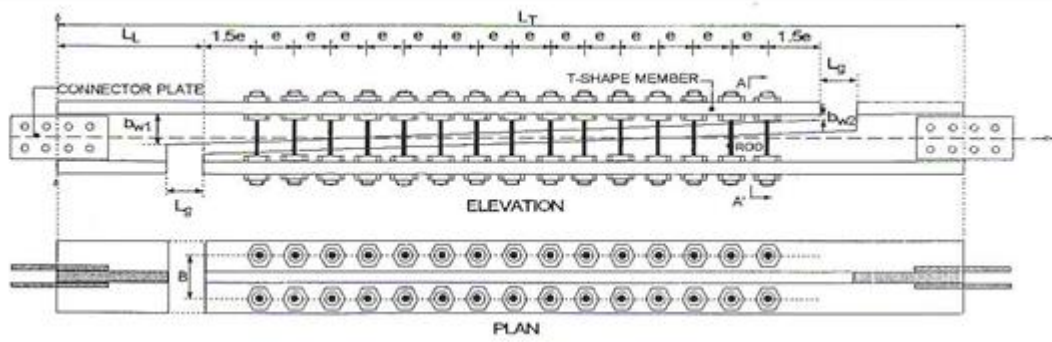


Ilustración 17 (a) Dispositivo de barra a flexión. (b) Combinación de aislamiento de base y disipadores.

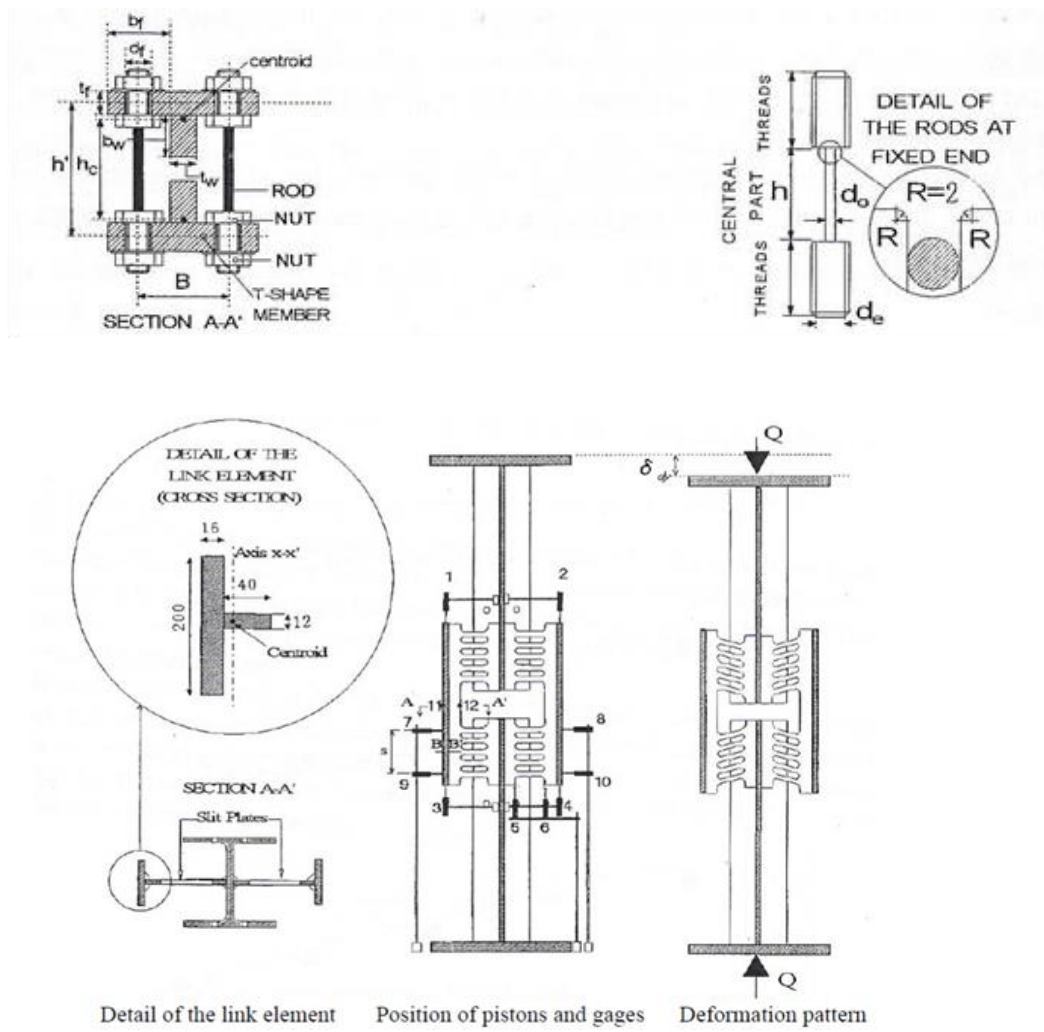
Benavent A. et al., (1997), desarrollo dos disipadores de energía, uno denominado “DUR” (Damper Using Steel Rods) que utiliza la deformación plástica por flexión de barras de sección circular y el otro denominado “DUP” (Damper Using Steel Plates) que utiliza chapas de acero con orificios longitudinales sometidas a deformaciones por cortante, como fuentes de absorción de energía. Estos dispositivos mostrados en las ilustraciones 18 (a) y (b) se colocan como diagonales de arriostramiento convencionales en las estructuras para mejorar su comportamiento sismorresistente.

Los disipadores DUR y DUP están avalados por una serie de ensayos experimentales a partir de los cuales se observó que ambos dispositivos muestran un comportamiento histerético estable y pueden aprovechar óptimamente la elevada capacidad de absorción de energía inherente de las barras de acero de sección circular sometidas a flexión y de las chapas de acero con perforaciones sometidas a deformaciones por cortante (Benavent A, 1997). Por otra parte, su ubicación en edificios es simple, toda vez que es similar a añadir una diagonal convencional.

Las siguientes figuras muestran las características y geometría de los disipadores comentados anteriormente



a



b

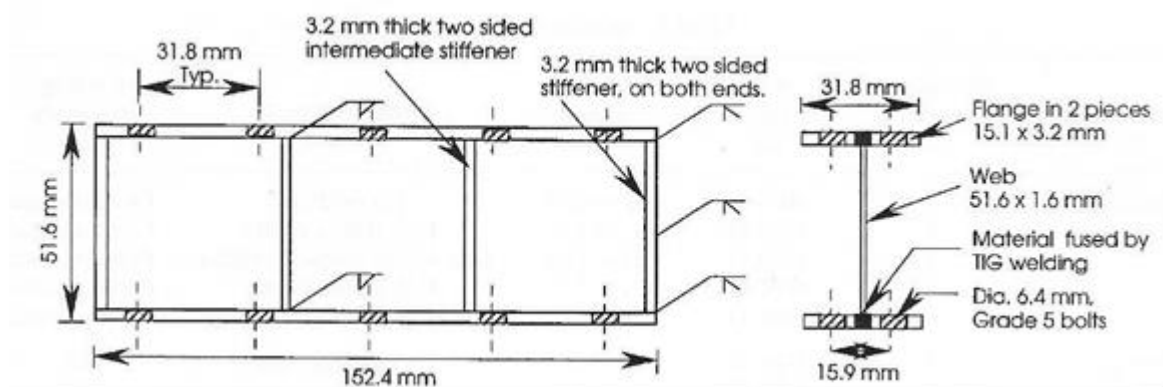
Ilustración 18 (a) DUR. (b) Disipador tipo DUP

Disipadores por cortante.

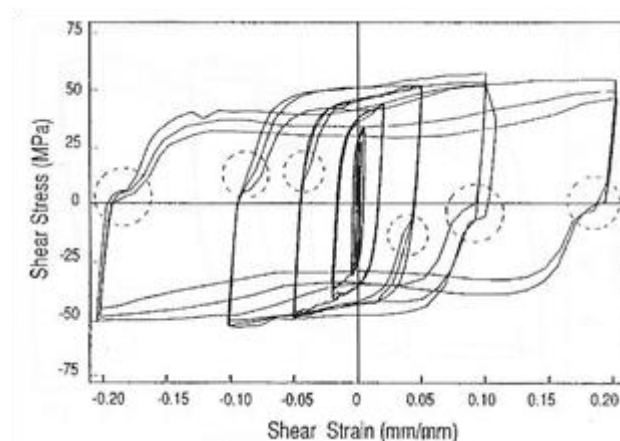
Rai y Wallace (1998), desarrollaron un disipador denominado “Aluminium Shear-Link”, con sección transversal en I, hecho con chapas soldadas de aluminio y rigidizadores en el alma. Este dispositivo está diseñado para plastificar en modo de cortante ante fuerzas laterales menores que las requeridas para que las diagonales de arriostramiento que lo soportan sufran pandeo lateral por compresión. El aluminio fue elegido para este dispositivo por su baja resistencia de plastificación, permitiendo de esta manera usar la membrana o alma del elemento de un mayor espesor, lo cual reduce el problema de la abolladura o pandeo local (aunque su módulo de elasticidad sea aproximadamente 1/3 del acero convencional y esto aumente el problema de la abolladura). Las pruebas experimentales realizadas por los autores con varios especímenes de este disipador, demostraron que el shear-link de aluminio tiene una excelente rigidez y capacidad de disipación de energía sobre un amplio rango de deformaciones, lo cual lo hace atractivo para su uso en edificios nuevos y para mejorar las estructuras de edificios existentes, con la mayor durabilidad del aluminio en comparación al acero.

Un aspecto a considerar en este dispositivo, además a la dificultad de soldar el aluminio sin dejar tensiones residuales que afecten su plastificación, es la corrosión por contacto entre metales distintos como el aluminio y el acero, para lo que se debe prever un puente de neopreno u otro material similar.

La siguiente ilustración muestra un esquema de la geometría del Shear-Link de aluminio y su comportamiento histerético.



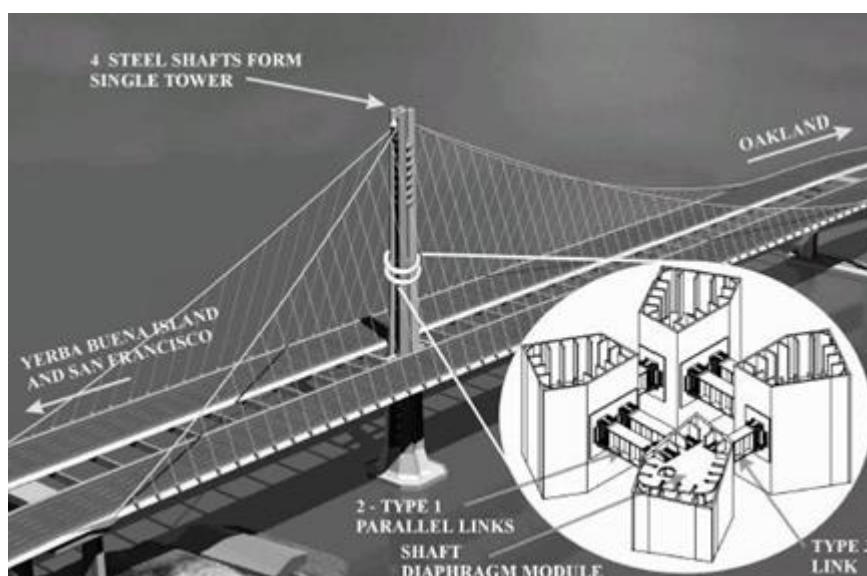
a



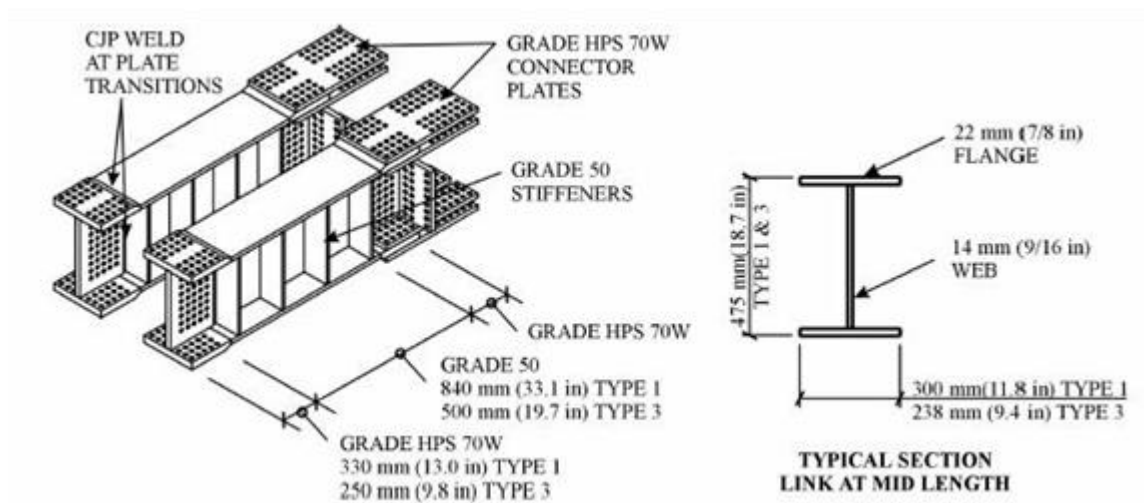
b

Ilustración 19 Disipador Shear-Link de aluminio: (a) Geometría. (b) Comportamiento histerético estable

Otro tipo de disipador Shear-Link se muestra en la siguiente ilustración. Fue propuesto por (Dusicka P. et al.) para conectar los cuatro obeliscos que forman la torre de soporte del nuevo cruce Este del puente de la Bahía de San Francisco-Oakland, los cuales tienen por objetivo disipar la energía generada durante un evento sísmico intenso, plastificando por cortante. Los dispositivos tienen la forma de una viga de sección I con rigidizadores, y están formados por chapas de acero de diferente espesor y diferentes propiedades del material como se indica en la ilustración 20 (b), donde pueden distinguirse dos regiones distintas, una deformable al centro, hecha con acero A709 grado 50 y otra de conexiones en los extremos hecha con acero A709 grado HPS 70W. Adicionalmente en la región de las conexiones también se incrementa el espesor de las chapas en ambos patines y el alma.



a



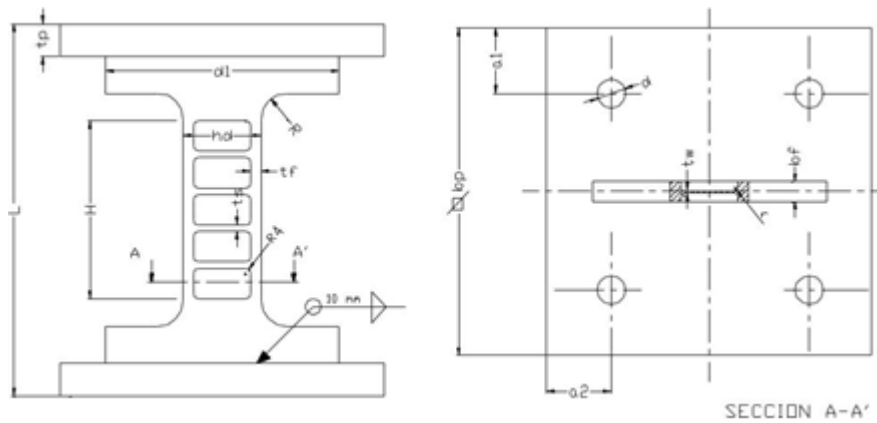
b

Ilustración 20 (a) Nuevo tramo Este del puente de la Bahía de San Francisco-Oakland. (b) Geometría del Shear-Link de Dusicka.

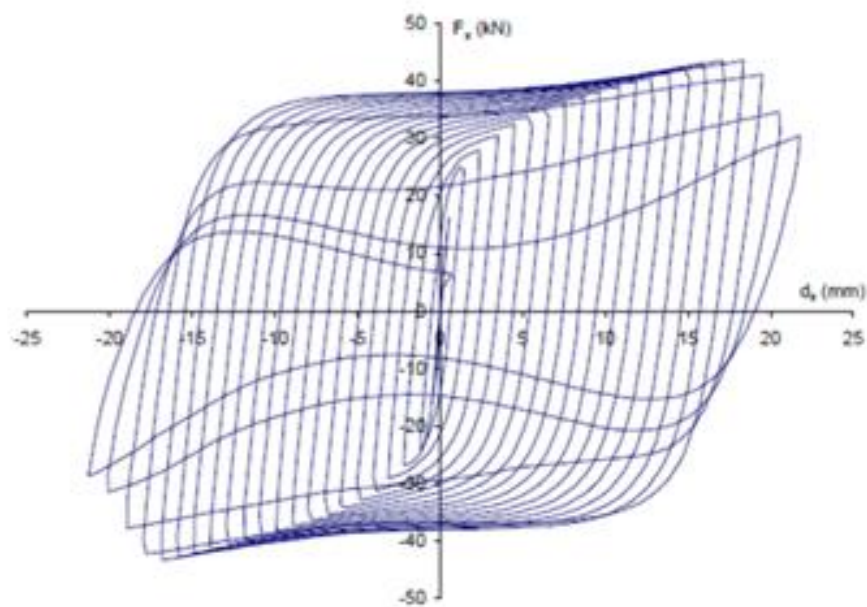
Cahís y Bozzo (2000), desarrollaron un disipador Shear-Link o SL en la Universidad de Girona. Este dispositivo está hecho de acero y tiene la forma de un perfil metálico vertical con rigidizadores horizontales para evitar el problema de la abolladura. El dispositivo está fabricado a partir de una sola pieza de acero y la parte disipativa está formada por fresado, lo que permite que los rigidizadores sean de pequeñas dimensiones sin necesidad de utilizar elementos soldados en la zona de plastificación, eliminando las tensiones residuales que se presentan por la aplicación de la soldadura.

Los estudios experimentales que se realizaron con este dispositivo demuestran que presenta una elevada rigidez bajo comportamiento elástico en el plano de la disipación y resulta muy flexible en su plano normal. Indican también un desplazamiento de inicio de plastificación muy pequeño (0.5 mm) y disipación de energía a partir de ciclos estables como indica la ilustración 21. Su fuerza de plastificación es baja y compatible para su uso como protección de muros de mampostería.

Las características de este dispositivo lo convierten en adecuado para ser utilizado como conector en sistemas formados a base de muros de mampostería y pórticos flexibles, además de su uso convencional como disipador en pórticos de acero y de hormigón armado (Cahís et al., 2000).



a



b

Ilustración 21 Disipador SL: (a) Geometría del dispositivo. (b) Comportamiento histerético estable.

Disipadores por torsión

La ilustración 22 muestra un disipador por torsión y su ubicación durante un ensayo en mesa vibrante. Nuevamente, en esta figura se muestra la combinación de sistemas de aislamiento de base con disipadores de energía para reducir los desplazamientos de la base. Los dispositivos de torsión tienen la ventaja de emplear toda la longitud de la barra, optimizándose de forma simple la disipación.

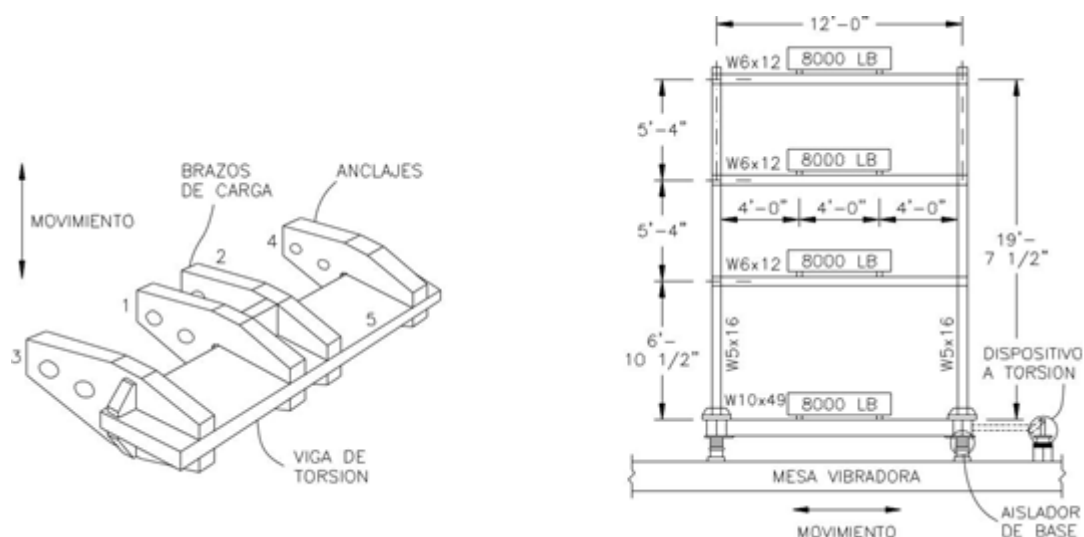


Ilustración 22 (a) Disipador a torsión. (b) Combinación de aislamiento de base y disipador.

Disipadores por carga axial

Un amortiguador por plastificación de metales alternativo es el denominado “Unbonded Brace”. Este dispositivo fue desarrollado en Japón a mediados de 1980s (Watanabe et al., 1988) y está formado por un núcleo de acero en forma de cruz rodeado por hormigón o mortero confinado por un tubo de acero que puede ser cuadrado o circular, como muestra la ilustración 23. El dispositivo tiene una superficie de deslizamiento entre el núcleo de acero y el hormigón que lo rodea, de manera que las cargas axiales son tomadas solo por el núcleo de acero proporcionando una disipación de energía estable por plastificación bajo carga axial reversible. El tubo de acero y el hormigón confinado por éste, proporcionan suficiente rigidez y resistencia a la flexión evitando el pandeo global de la riostra y permiten que el núcleo plastifique completamente por carga axial reversible sin pérdida de rigidez o resistencia y evitan el pandeo local o abolladura del núcleo de acero.

La ilustración 23 muestra la geometría del dispositivo, su comportamiento histerético y su incorporación a un edificio.

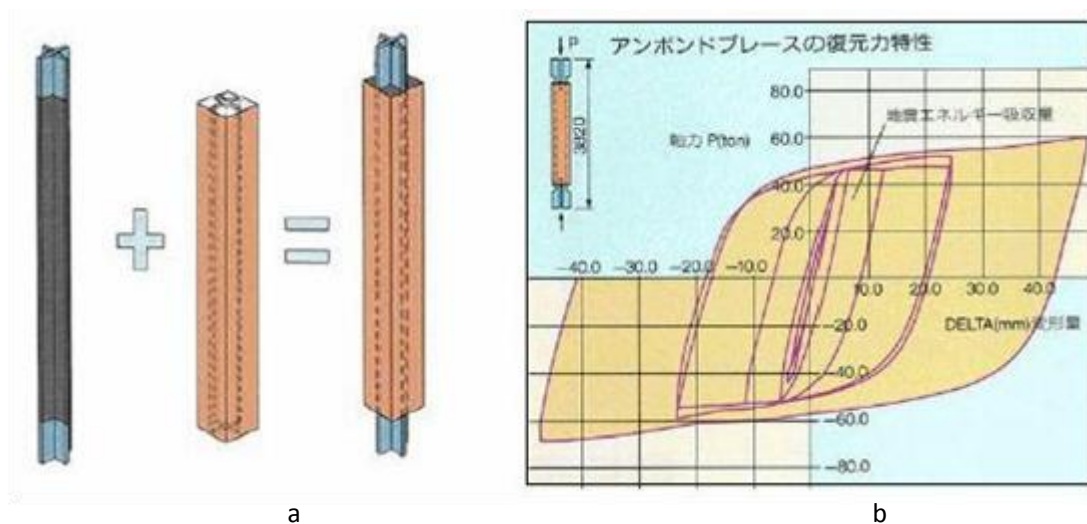


Ilustración 23 Disipador Unbonded Brace. (a) Geometría. (b) Comportamiento histerético. (c) Incorporación a un pórtico.

5.4.2 Disipadores por Extrusión de Metales

La extrusión es un proceso mecánico por el cual un material blando cambia de forma según su paso por un orificio. Este proceso se ha empleado en la industria para fabricar diversos productos, Robinson y Greenbank (1975) lo propusieron inicialmente para la construcción de disipadores para puentes en Nueva Zelanda. La ilustración 24 (a) muestra un esquema de este dispositivo, en el cual el plomo pasa por un orificio que fuerza su cambio de sección

disipando energía en forma de calor. La curva histerética resultante es muy estable, tal como se observa en la ilustración 24 (b), para un dispositivo sometido a más de cien ciclos de carga. En este sistema no se observa una pendiente definida de la curva fuerza-desplazamiento por lo que, en general, no se puede obtener un amortiguamiento equivalente y su análisis debe ser no lineal. Sin embargo, la clara ventaja de esta característica es que el área disipada en cada ciclo de carga es cercana a la máxima que se puede obtener para un nivel de fuerza de fluencia y de desplazamiento dados. Skinner et al., (1993) plantean procedimientos de análisis y diseño simples para edificios con estos dispositivos.

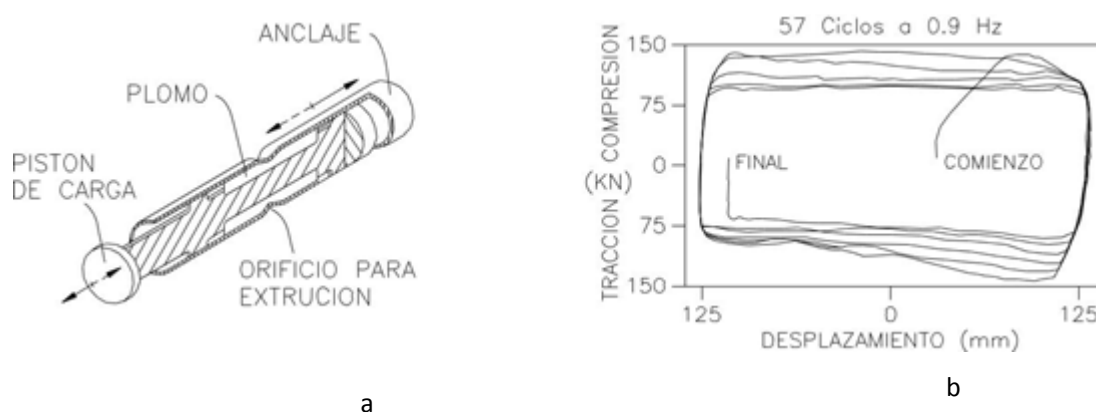


Ilustración 24 Disipador por extrusión de plomo. (a) Esquema. (b) Comportamiento histerético.

5.4.3 Disipadores por Fricción FD

Las ilustraciones 25 - 27 muestran tres sistemas de disipación de energía por fricción. El sistema Sumitomo, mostrado en la ilustración 25, se ubica generalmente en las diagonales de arriostramiento de un pórtico. Los sistemas por fricción tienen la ventaja de producir curvas histeréticas rígido-plásticas, donde la energía disipada en cada ciclo es máxima, tal como se aprecia en la ilustración (b).

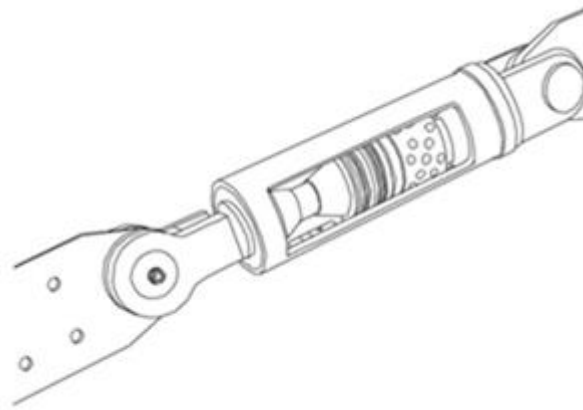


Ilustración 25 Disipador por fricción Sumitomo

La fuerza de fricción en cada conexión es igual al producto de la fuerza normal por el coeficiente de fricción. La fuerza normal se puede variar en cada conexión empleando, por ejemplo, herramientas dinamométricas para producir una variación de la fricción en altura que minimice la respuesta, aunque esto es difícil de garantizar con el tiempo. El coeficiente de fricción, por otra parte, varía durante el deslizamiento en función de la velocidad y de la presión normal (Bozzo y Barbat, 1999) en función de las superficies de contacto. Para materiales tipo teflón, su rango de variación está entre 0,05 y 0,15 mientras que para acero en contacto con acero se incrementa a 0,3.

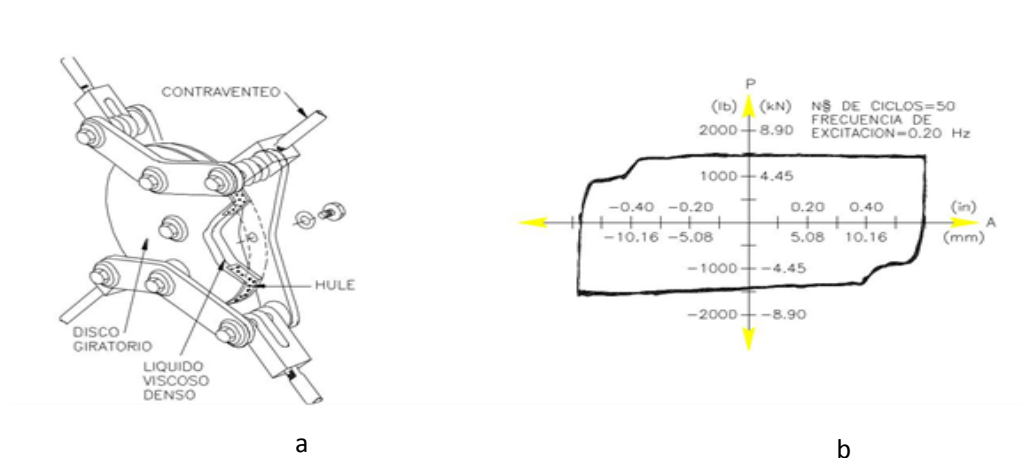


Ilustración 26 (a) Disipador por fricción ubicado en la intersección de dos diagonales. (b) Correspondiente diagrama de fuerza–desplazamiento

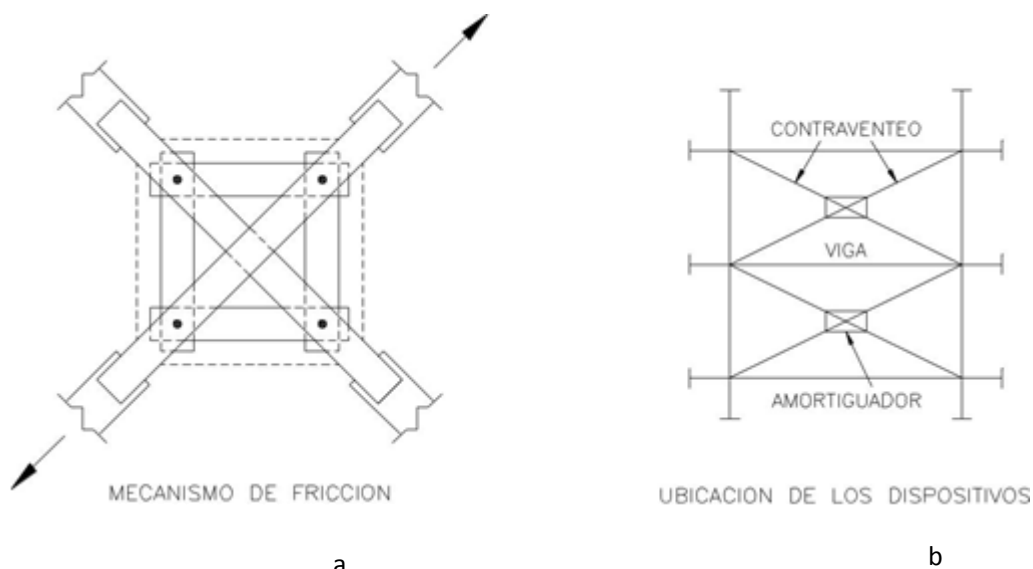


Ilustración 27 (a) Disipador por fricción. (b) Ubicación en un pórtico.

La disipación de energía por fricción proporciona una alternativa económica y simple de reducir la acción sísmica. La posibilidad de variar las características histeréticas de cada conexión permite, teóricamente, buscar diseños que minimicen la respuesta. Por otro lado, y como se ha indicado anteriormente, la fricción varía durante el deslizamiento de forma importante, por lo que su representación y análisis numérico es más difícil que en el caso de otros sistemas. Diversos estudios numéricos indican que la variación del coeficiente de fricción durante el deslizamiento en estructuras con aislamiento de base no es significativa si la estructura permanece en el rango lineal elástico, mientras que esta variación es significativa si el edificio entra al rango no lineal (Bozzo y Barbat, 1995; Bozzo et al., 1996; Ordóñez et al., 2003). Estos resultados sugieren emplear valores conservadores del coeficiente de fricción si se ha de emplear un único valor constante para cada parámetro de respuesta buscado. Por ejemplo, para determinar el nivel de ductilidad estructural máximo se debe emplear el valor superior del coeficiente de fricción y para determinar el deslizamiento máximo el valor mínimo.

Otro disipador por fricción es el llamado Energy Dissipating Restraint (EDR), desarrollado y probado experimentalmente por Fluor Daniel Inc. El EDR, originalmente fue desarrollado como un dispositivo de restricción sísmica para el soporte de sistemas de conducción en plantas de energía nuclear. El mecanismo del Energy Dissipating Restraint (EDR) es fricción por deslizamiento a través de un rango de movimiento con un tope localizado al final del rango del movimiento. La superficie de fricción del dispositivo está formada por cuñas de bronce que deslizan sobre un cuerpo de acero y la fuerza de fricción

es proporcional al desplazamiento (Aiken et al., 1993). La ilustración 28 muestra un detalle externo e interno de este dispositivo.

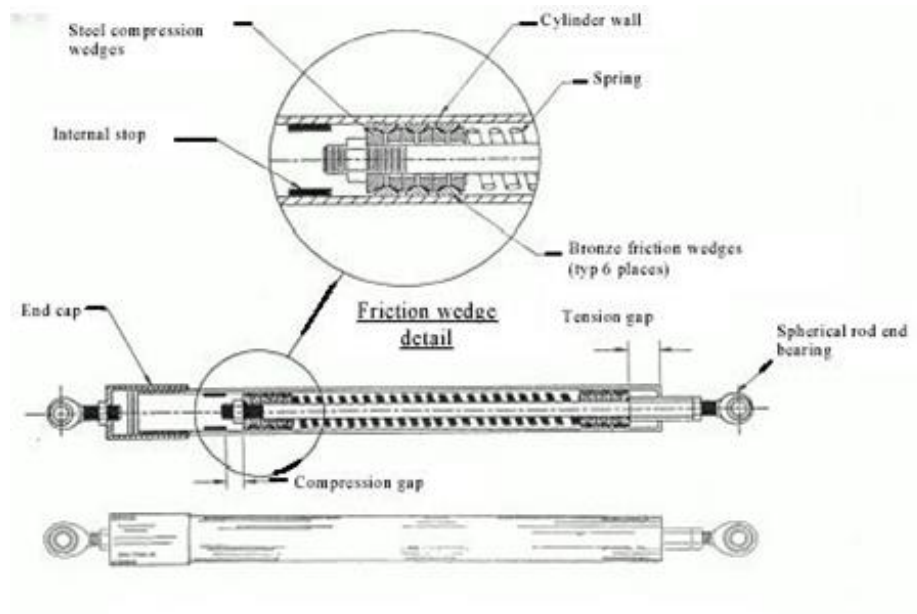


Ilustración 28 Vista externa e interna del Energy dissipating Restraint (EDR).

5.4.4 Disipadores Viscoelásticos (VD)

Estos dispositivos están formados por chapas metálicas unidas por un material viscoelástico, como se indica en la ilustración 29 (a). Estos disipadores fueron unos de los primeros en emplearse en edificios para el control de vibraciones frente al viento y la ilustración 29 (b) muestra su ubicación en las torres gemelas de Nueva York. La reducción de las fuerzas sísmicas empleando estos sistemas se basa exclusivamente en el aumento del amortiguamiento estructural. Las características dinámicas del edificio como el período fundamental no cambian significativamente. Las curvas fuerza -deformación en estos elementos tienen una pendiente definida, independiente del nivel de deformación, tal como se aprecia en la ilustración 29 (c). El ancho de la histéresis define el amortiguamiento equivalente. Estos sistemas son eficientes para el control de vibraciones, pero requieren un gran número de ellos para reducir significativamente las vibraciones. Por ejemplo, en las torres gemelas se ubicaron 100 disipadores viscoelásticos por planta para amortiguar las vibraciones del viento en las últimas plantas (Bozzo y Barbat, 2000).

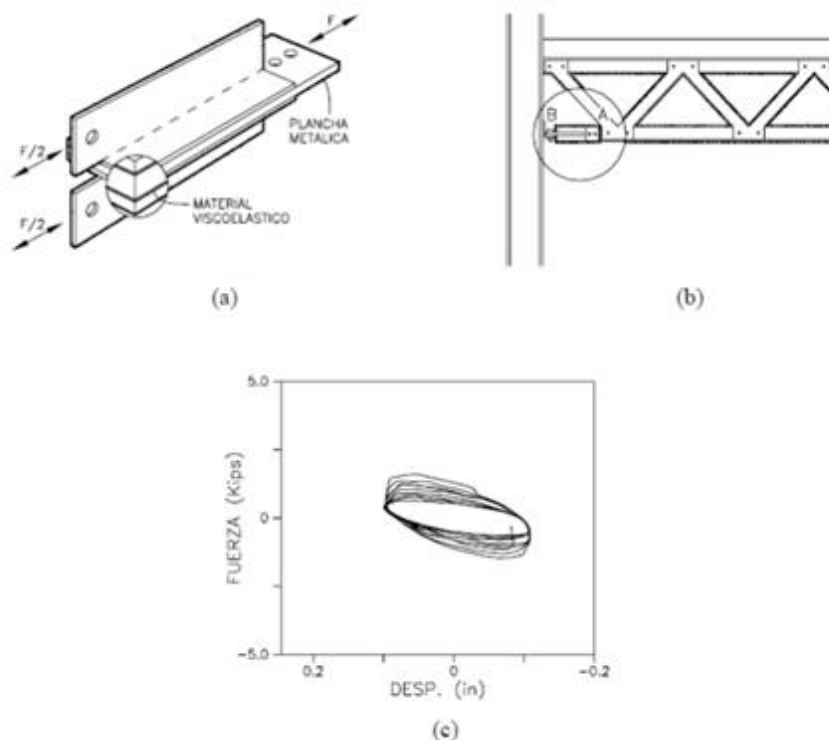


Ilustración 29 Disipadores viscoelásticos: (a) Esquema. (b) Ubicación en las torres gemelas. (c) Comportamiento histerético.

El bajo costo por unidad de estos sistemas es un factor importante que ha motivado amplios estudios experimentales (Lin et al., 1988; Aiken et al., 1990). Estos estudios indican que su empleo incrementa significativamente el amortiguamiento estructural. Debe indicarse, sin embargo, que Pong et al., (1994) muestran que para reducir significativamente el cortante en la base empleando estos sistemas se necesitan características geométricas de los mismos difíciles de conseguir económicamente. Adicionalmente, Soong y Mahmoodi (1990) indican una fuerte dependencia del amortiguamiento equivalente con la temperatura ambiente durante la prueba. Por otra parte, las variaciones de la temperatura durante la prueba y producto de la disipación de energía no son significativas con respecto al amortiguamiento equivalente de diseño.

La característica histerética de mantener una pendiente estable bajo distintos desplazamientos permite plantear un análisis lineal elástico, modificando el amortiguamiento. Este comportamiento permite la ventaja de plantear procedimientos de diseño simples, similares a los convencionales en diseño sismorresistente. Adicionalmente y en base a este comportamiento, Soong y Mahmoodi (1990) han planteado procedimientos de optimización para el diseño de edificios con estos sistemas.

Un disipador viscoelástico desarrollado en Japón por “Oiles y Sumitomo Construcciones”, es el llamado Viscous damping (VD) wall system. Este dispositivo consta de una cubierta de acero exterior sujeta al piso inferior y llena con un fluido altamente viscoso, una chapa de acero sujeta al piso superior está contenida dentro del recipiente de acero como se muestra en la ilustración 30. La velocidad relativa entre los dos niveles origina la fuerza de amortiguamiento viscoso.

Los resultados de pruebas experimentales en mesa vibrante de un pórtico de cuatro pisos a escala natural con y sin VD walls, mostraron una reducción del 66 % al 80 % en la respuesta del pórtico con VD walls comparado con otro sin estos dispositivos (Arima et al., 1988). Un edificio de cuatro pisos de hormigón armado con VD walls integrados, fue construido en 1987 en la Ciudad de Tsukuba, Japón, la respuesta sísmica del edificio fue monitoreada y se observaron reducciones en las aceleraciones del orden de 33 % a 75 % para el edificio con los VD walls (Arima et al., 1988). Un sistema de VD wall en un edificio de 15 pisos construido en la Ciudad de Shizuoka, Japón proporciono entre 20 % y 32 % de amortiguamiento al edificio y redujo la respuesta del orden de 75 % a 80 % (Miyazaki and Mitsusaka, 1992).

La siguiente figura muestra las características del sistema y su comportamiento histerético.

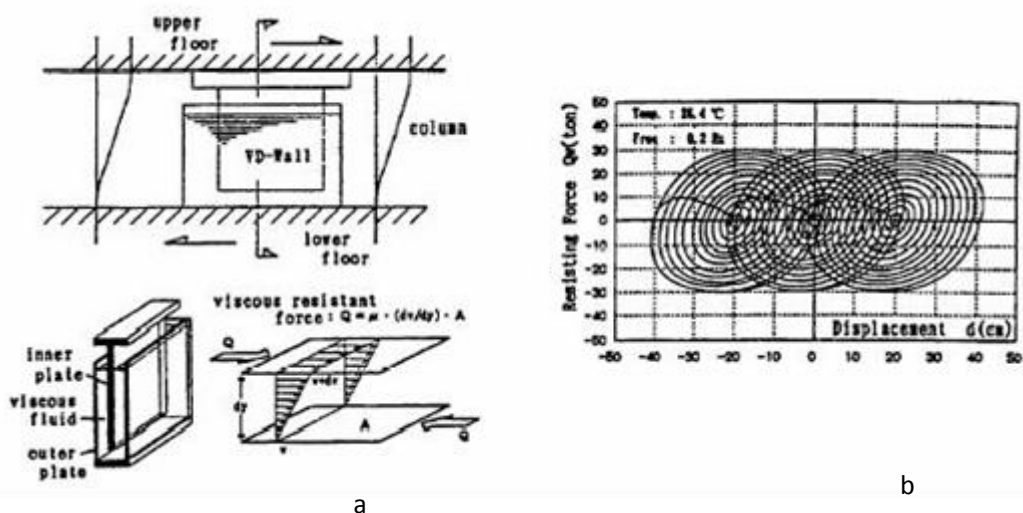
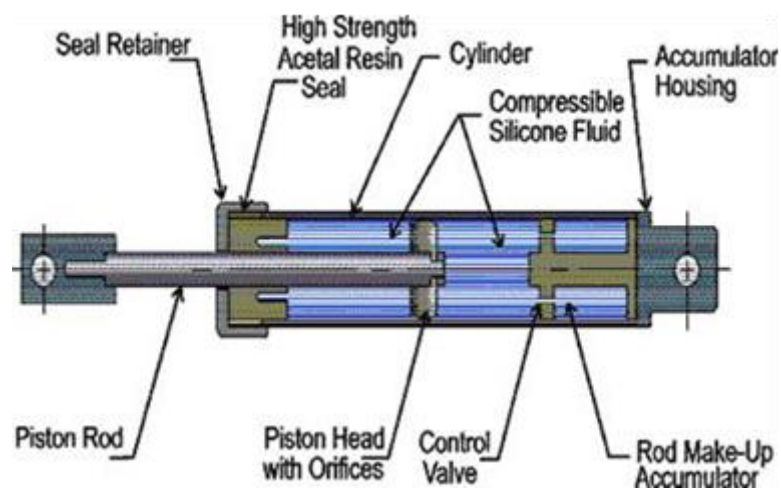


Ilustración 30 Viscous damping wall (VDW): (a) Características. (b) Comportamiento histerético.

Taylor Devices Inc. desarrolló un dispositivo denominado Fluid Viscouse Damper, el cual fue estudiado por Constantinou y Symans, (1992). Este dispositivo posee un comportamiento viscoso lineal y es relativamente insensible a los cambios de temperatura. Está lleno de silicona y consta de un pistón de acero inoxidable y una cabeza de bronce

con un orificio y un acumulador. El flujo a través del orificio está compensado por un termostato metálico pasivo que permite la operación del dispositivo sobre un rango de temperatura de -40°C a 70°C (Soong y Constantinou). Pruebas experimentales de estructuras con Fluid Dampers realizadas en mesa vibrante, han mostrado reducciones en los desplazamientos de entrepiso del orden del 30% al 70%, las cuales son comparables con las logradas por otros sistemas de disipación de energía, como los de fricción plastificación de metales y viscoelásticos. Sin embargo, el uso de los fluid viscouse dampers reduce el cortante total en la base de una estructura en un 40 % a 70 % debido a su comportamiento puramente viscoso, mientras que otros sistemas pasivos no son tan efectivos en la reducción del cortante total en la base (Sadek, et al., 1996).

La siguiente figura muestra en un corte transversal las características internas del dispositivo y su aplicación a un caso real.



a



b

Ilustración 31 Fluid Viscouse Damper: (a) Características internas. (b) Incorporación a un pórtico de un edificio.

5.5 AMORTIGUADORES DE MASA (TMDs)

Los amortiguadores de masa son dispositivos de masa o momento de inercia que se incorporan a una construcción de formas que reducen las oscilaciones de la estructura al ejercer sobre ésta fuerzas de inercia que tienden a compensar el efecto de la excitación. El propósito principal es reducir la respuesta a cargas dinámicas debidas a efectos de sismo o viento desviando la energía en lugar de disiparla para que afecten a modos de vibración que involucren básicamente desplazamientos relativos entre la masa auxiliar y la estructura principal y por tanto no dañen a ésta (López-Almansa y Bozzo, 2000).

Los Amortiguadores de Masa constan de un oscilador de un grado de libertad, un mecanismo de muelle y un mecanismo de amortiguamiento. Normalmente se instalan en la parte superior de los edificios, aunque también pueden situarse a menor altura para interactuar con modos de orden superior al primero. La masa y la rigidez del muelle se determinan de forma que la frecuencia de oscilación sea la misma que la frecuencia fundamental de la estructura (Cahìs, 2000). Estos dispositivos se utilizan sobre todo para reducir las oscilaciones horizontales de construcciones esbeltas (edificios altos, torres de comunicación, chimeneas, plataformas marinas, torres de control de aeropuertos, puentes colgantes etc.).

La figura siguiente muestra un ejemplo de un edificio con amortiguador de masa (TMD) instalado en su extremo superior.

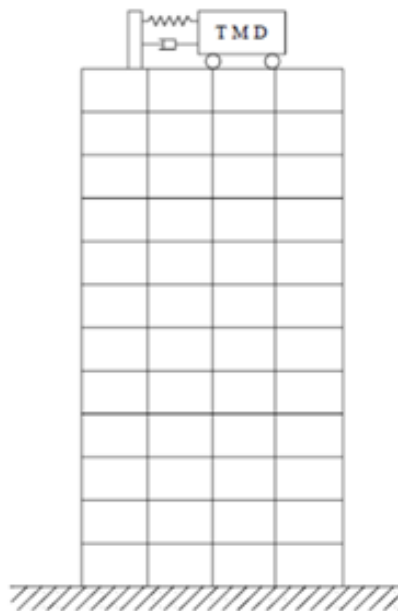


Ilustración 32 Amortiguador de masa (TMD) instalado en la planta superior de un edificio.

Los amortiguadores de masa son una forma efectiva de adicionar amortiguamiento a una estructura y controlar así su respuesta a cargas dinámicas. Comparado con otras técnicas de control de vibraciones, ofrece dos ventajas principales. Una es que su impacto en el diseño de estructuras es mínimo ya que no se requiere un procedimiento de diseño especial y el otro es que son fáciles de diseñar y construir (Villaverde, 1993). Algunas ventajas adicionales son: a) No dependen de ninguna fuente de energía externa para su operación; b) Responden a niveles de excitación moderados; c) una sola unidad puede ser efectiva para reducir las vibraciones inducidas por sismo, viento o tráfico; y d) Requieren poco mantenimiento.

La mayor desventaja de los TMD es que requieren de una masa adicional cercana al 0,5% de la masa a controlar para ser efectivos. Adicionalmente requieren de suficiente espacio para su instalación. Otros inconvenientes del sistema son: a) Su efectividad se reduce a una banda estrecha de frecuencias cercanas al período fundamental del edificio; b) Un TMD solamente es efectivo para controlar la respuesta de una estructura en uno de sus modos; c) La eficacia de los TMD frente a movimientos sísmicos fuertes es poco fiable por lo que suelen proyectarse únicamente para reducir las oscilaciones de estructuras sujetas a terremotos de intensidad moderada y para la acción del viento (López-Almansa y Bozzo, 2000).

La figura siguiente muestra el modelo conceptual de un sistema de un grado de libertad con un amortiguador de masa y el espectro de respuesta para un edificio con y sin TMD modelado con este sistema. En él se observa que la respuesta con TMD es claramente inferior a la del edificio sin protección.

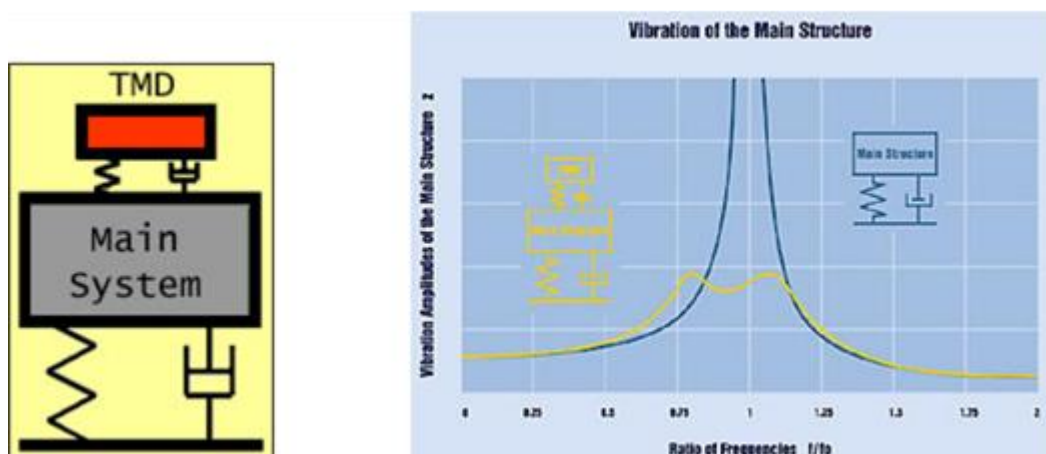


Ilustración 33 Respuesta de un edificio con y sin amortiguador de masa (TMD).

Nuestro país está ubicado en una zona sísmica, por lo que es indispensable analizar el desempeño que tendrán las estructuras durante un evento sísmico. Se sabe que los desplazamientos laterales son los que dañan a las estructuras, es por eso que se trata de controlar dichos desplazamientos. Por lo tanto, es muy importante y obligatorio cumplir con los requerimientos de la Norma E.030.

6.1 GENERALIDADES

La Norma E.030 en su Artículo 3 describe la filosofía del diseño sismorresistente:

- Evitar pérdidas de vidas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a las propiedades

Para lograr un diseño eficiente, acorde con la importancia de la edificación, la Norma E.030 señala los siguientes principios del diseño sismorresistente:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de los límites aceptables.

6.2 ANÁLISIS PRELIMINAR

6.2.1 Zonificación

La Norma E.030 en su Artículo 5, basada en la observación de la actividad sísmica durante varios años, divide el territorio nacional en las siguientes zonas:

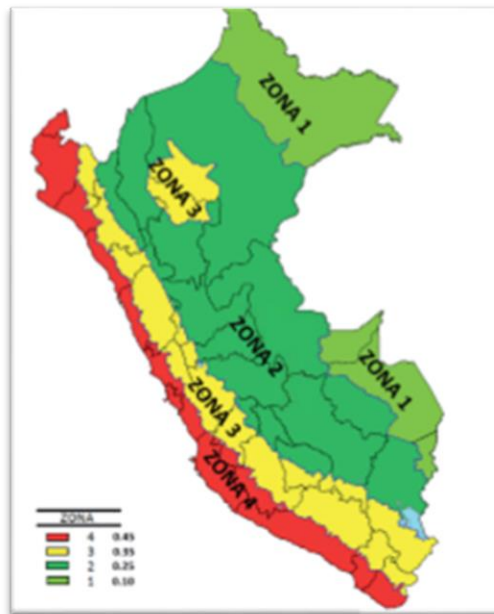


Ilustración 34 Zonas sísmicas según la Norma E.030

Además, se asigna un factor de zona “Z” a cada zona sísmica del territorio nacional. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Tabla 4 Valores de Factor Zona según la Norma E.030

Para nuestro caso, el edificio se encuentra ubicado en Las Flores del Golf, ciudad de Trujillo, le corresponde un factor $Z = 0.45$.

6.2.2 Condiciones Geotécnicas

Para efectos del análisis sísmico, la Norma E.030 en su Artículo 6 clasifica a los suelos tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. A cada tipo de suelo le corresponde un factor de amplificación “S” y un valor para la plataforma del espectro de aceleraciones “Tp”.

TIPO	DESCRIPCION
S ₀	Roca Dura
S ₁	Roca o Suelos muy Rígidos
S ₂	Suelos Intermedios
S ₃	Suelos Blandos
S ₄	Condiciones Excepcionales

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _p " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla 5 Parámetros del Suelo Según La Norma E.030

En el caso de tener un suelo con condiciones excepcionales, los valores de T_p y S serán establecidos por el especialista, pero no podrán ser menores que los especificados para el tipo S3. En nuestro caso, según el estudio de suelos del proyecto se tiene que el estrato de apoyo es una arena uniforme (SP), Entonces los factores para el análisis sísmico serán T_p = 0.60 y S = 1.05.

6.2.3 Factor de Uso e Importancia

El factor de amplificación sísmica “C” indica la amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo. La Norma E.030 en su Artículo 7 define este factor como:

$$\begin{aligned} T < T_p \quad C &= 2,5 \\ T_p < T < T_L \quad C &= 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right) \\ T > T_L \quad C &= 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Ilustración 35 Donde T es el periodo de la estructura, el cual definiremos en el análisis modal.

6.2.4 Factor de Uso e Importancia

La Norma E.030 en su Artículo 10 define el coeficiente de uso e importancia “U” según la clasificación de la edificación. Las edificaciones se clasifican en esenciales, importantes, comunes y temporales. Según las condiciones descritas en la Norma E.030, el edificio en estudio clasifica como una edificación común (categoría C), ya que está destinada a vivienda. El factor de uso e importancia correspondiente es $U = 1.0$.

6.2.5 Sistema Estructural

Según la Norma E.030, los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección. Además, mientras el sistema estructural de un edificio cuenta con más ductilidad y sobre-resistencia, es factible reducir las fuerzas sísmicas de diseño para lograr un diseño más eficiente. La Norma E.030 en su Artículo 12 define el coeficiente de reducción de fuerza sísmica “R” según el sistema estructural que presente el edificio, así:

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Para nuestro caso, según la estructuración realizada en el Capítulo 2, observamos la predominancia de las placas (muros estructurales) en ambos sentidos. Por lo tanto, el valor del factor de reducción correspondiente será $R = 6$, para ambas direcciones. Cabe resaltar que, para considerar un sistema de muros estructurales, por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base deberá ser tomado por las placas, lo cual se deberá comprobar más adelante en el análisis dinámico.

6.2.6 Configuración Estructural

Nótese que los valores de “R” mostrados en la tabla anterior corresponden a estructuras regulares. Cuando una estructura presenta irregularidad, ya sea en planta o en altura, puede ver afectado su desempeño sísmico respecto a estructuras regulares del mismo sistema estructural, por lo que las fuerzas sísmicas se reducen menos con el fin de considerar dichos efectos. En su Artículo 11 la Norma E.030 indica las características de una estructura irregular, a continuación, se muestra las irregularidades en altura que presenta el edificio.

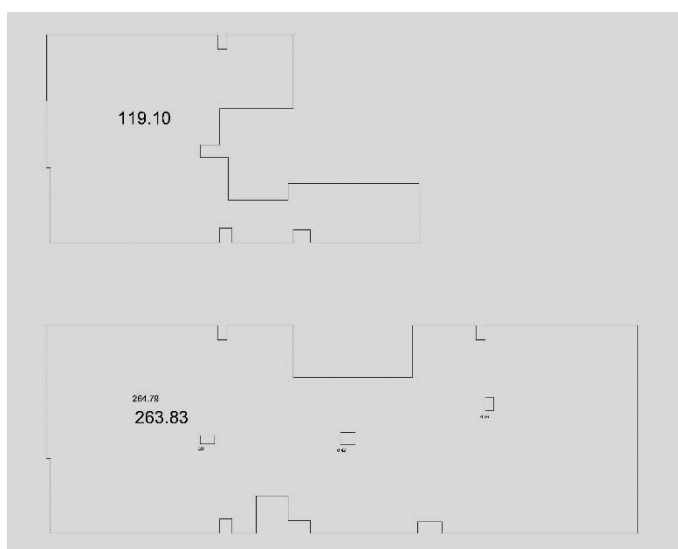


Ilustración 36 Irregularidad en altura

El edificio no presenta irregularidades en planta, pero al ser irregular en altura es necesario establecer un valor de “R” adecuado. La Norma E.030 indica que para estructuras irregulares se toma el 75% del factor de reducción “R” correspondiente al de una estructura regular. En nuestro caso el factor de reducción para el análisis será el 75% de 6, $R_{\text{Análisis}} = 4.5$, para ambas direcciones.

6.3 ANÁLISIS MODAL

Antes de realizar el análisis sísmico de un edificio es necesario conocer sus modos de vibración y periodos fundamentales, ya que de estas características dependerá su respuesta durante un evento sísmico. Cabe señalar que el análisis modal es independiente de las

cargas que actúan sobre el edificio, y depende, entre otras, de la rigidez y ubicación de los elementos que conforman el sistema estructural.

6.3.1 Modelo para Análisis

Para analizar el edificio se usó el programa ETABS Nonlinear v16.0.0. Este modelo servirá para realizar el análisis modal, el análisis dinámico, el análisis estructural y el análisis no lineal del edificio. Respecto a la elaboración del modelo es importante apuntar:

- Se consideró un solo diafragma para cada piso, asignando 3 grados de libertad a cada piso. Se tendrán 10 diafragmas y 30 modos en total.
- Se restringió el movimiento lateral en la base del primer piso.
- Debido a que el suelo tiene buena capacidad portante, se empotraron todas las columnas y placas en sus bases.
- La carga muerta se asigna secuencialmente para simular el proceso constructivo del edificio. El programa tiene una opción para este fin.

A continuación, se presentan algunas vistas del modelo:

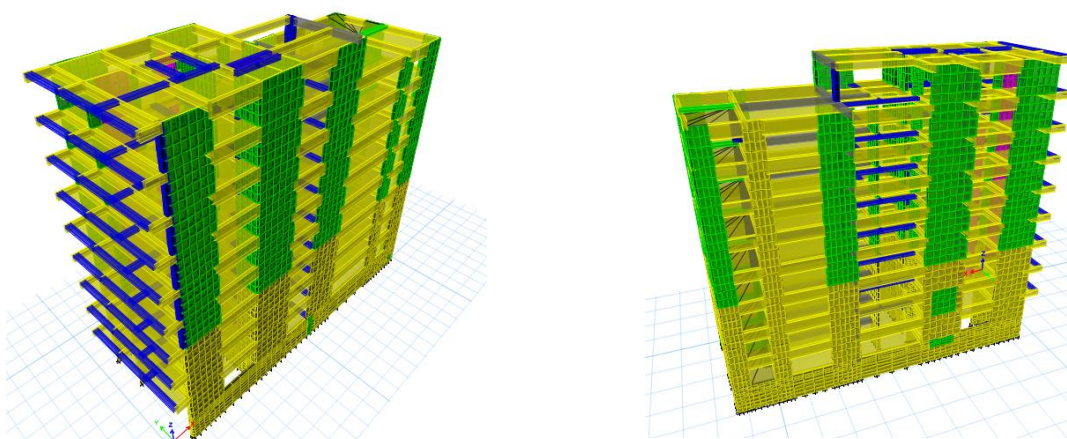


Ilustración 37 Vista en 3D del Modelo Estructural

6.3.2 Análisis de Resultados

Del análisis modal tenemos los siguientes resultados.

Modo	Periodo (s)	Participación X-X (%)	Participación Y-Y (%)
1	<u>0.538</u>	0.010%	<u>69.970%</u>
2	0.429	6.070%	0.250%
3	<u>0.306</u>	<u>63.770%</u>	0.010%
4	0.153	0.004%	14.310%
5	0.126	0.850%	0.250%
6	0.089	12.620%	0.170%
7	0.076	0.180%	5.890%
8	0.064	0.320%	0.360%
9	0.051	0.010%	0.330%
10	0.048	0.200%	2.790%
11	0.045	4.400%	0.030%
12	0.044	0.002%	0.000%
13	0.044	0.040%	0.002%
14	0.04	0.490%	0.410%
15	0.037	0.000%	0.030%
16	0.034	0.004%	0.780%
17	0.033	0.040%	0.840%
18	0.031	0.000%	0.010%
19	0.03	0.650%	0.080%
20	0.029	0.120%	0.360%
21	0.028	1.940%	0.240%
22	0.025	0.080%	0.580%
23	0.023	0.040%	0.050%
24	0.021	1.060%	0.340%
25	0.021	0.790%	0.320%
26	0.02	0.010%	0.001%
27	0.02	0.020%	0.010%

28	0.019	0.002%	0.050%
29	0.017	0.000%	0.030%
30	0.017	0.002%	0.410%

Tabla 7 Resultados del Análisis Modal

Los periodos fundamentales son aquellos que presentan mayor porcentaje de participación en cada dirección de la estructura. Se observa que para X-X el periodo 0.306 s. presenta un porcentaje de 63.77%, y para Y-Y el periodo 0.538 s. presenta un porcentaje de 69.97%, siendo los más importantes. A priori se puede ver que los periodos son coherentes con el sistema estructural ya que si se observa la abundante presencia de placas en X-X, es de esperarse que en esta dirección se presente un periodo menor que en Y-Y, donde la presencia de placas es menor.

Dirección	Periodo T (s)
X-X	0.538
Y-Y	0.306

Tabla 8 Periodos fundamentales de la estructura

6.4 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

Según el Artículo 17 la Norma E.030, el Análisis Estático es un método que representa las fuerzas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

Cabe mencionar que este método pierde precisión en estructuras más elevadas. El Artículo 14.2 indica que se podrá diseñar con el análisis estático estructuras regulares de no más de 45 m y estructuras irregulares de no más de 15 m.

Para proceder con el análisis es necesario conocer los diversos parámetros antes estudiados, pero además es necesario conocer el peso de la estructura.

6.4.1 Peso del Edificio

En el inciso 16.3 de la Norma E.030 se explica la forma de calcular el peso del edificio para efectos del análisis estático, la cual depende de la categoría del edificio. Como antes se mencionó, el edificio pertenece a la categoría C, para la cual la Norma E.030 indica tomar el 25% de la carga viva, además de las cargas permanentes.

Nivel	PESO SISMICO (CM + 25%CV)
TECHO 1	275.183842
TECHO 2	272.986009
TECHO 3	272.986009
TECHO 4	272.986009
TECHO 5	272.986009
TECHO 6	273.535467
TECHO 7	271.515392
TECHO 8	242.072051
AZOTEA	105.206855
	2259.45764

Tabla 9 Peso para el análisis sísmico de la estructura

6.4.2 Fuerza Cortante en la Base

Según el inciso 17.3 de la Norma E.030, la fuerza cortante en la base, correspondiente a cada dirección, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Donde el valor mínimo para C/R debe ser:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

En nuestro caso, para cada dirección tenemos:

	DIRECCION X-X	DIRECCION Y-Y
T _P	0.60	0.60
T	0.538	0.306
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
C _{Calculado} ($C = 2.5 \times Tp/T$)	2.788	4.902
C _{Diseño} ($C \leq 2.5$)	2.50	2.50
S	1.05	1.05
R	4.50	4.50
$i C/R > 0.125?$	0.56 Ok	0.56 Ok
$ZUCS/R$	0.2625	0.2625
P (ton)	2259.45764	2259.45764
Vb (ton)	593.11	593.11

Tabla 10 Calculo de la Fuerza Cortante en la Base para el Análisis Estático

6.5 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

El análisis dinámico es un procedimiento más completo para analizar sísmicamente una estructura. La Norma E.030 en su inciso 14.1, indica que cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados del análisis dinámico.

Según la Norma E.030 existen dos formas de realizar el análisis dinámico: por medio de procedimientos de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo-historia. La Norma E.030 también indica que para edificios convencionales puede usarse cualquiera de los dos, pero para edificios importantes necesariamente se realizará un análisis tiempo-historia. Como ya mencionamos antes, el edificio en estudio clasifica como una edificación común, por lo tanto, realizamos un análisis de combinación espectral.

Al modelo ya definido en el análisis modal se le asigna un caso de carga en cada dirección, definido por el espectro de diseño que estipula la Norma E.030. Además, al definir dichos casos de cargas, se asigna una excentricidad accidental debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel. La Norma E.030, en su inciso 18.2.e, indica un valor del 5% de la dimensión en la dirección perpendicular al análisis.

6.5.1 Aceleración espectral

La Norma E.030 en su inciso 18.2.b indica que se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

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

Reemplazando los valores antes hallados, hallamos S_a en función de T :

T	S_a (m/s ²)
0	2.5751
0.10	2.5751
0.20	2.5751
0.30	2.5751
0.40	2.5751
0.50	2.5751
0.59	2.5751

0.70	2.2073
0.80	1.9313
0.90	1.7168
1.00	1.5451
1.10	1.4046
1.20	1.2876
1.30	1.1885
1.40	1.1036
1.50	1.0301
1.60	0.9657
1.70	0.9089
1.80	0.8584
1.90	0.8132
1.99	0.7764

Tabla 11 Valores de T vs. Sa del espectro de diseño.

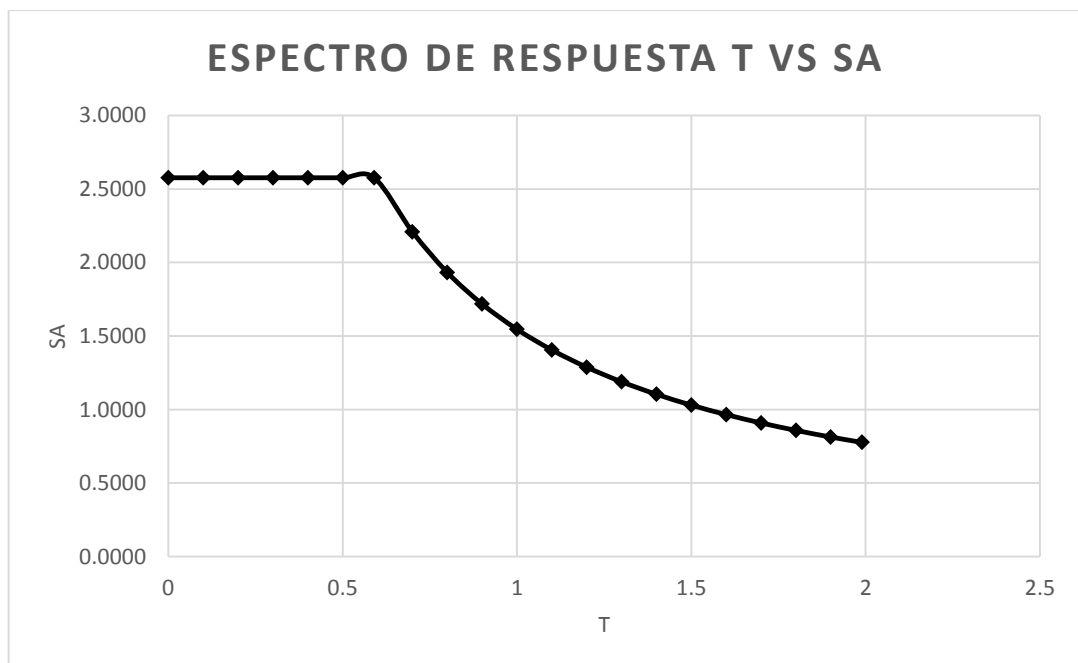


Ilustración 38 Curva de los valores del espectro de diseño

6.5.2 Fuerza cortante mínima en la base

La Norma E.030 en su inciso 18.2.c señala que la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para estructurales regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. De no cumplir con esta condición será necesario escalar todas fuerzas obtenidas para obtener las fuerzas de diseño. En nuestro caso, para una estructura irregular se tiene:

SISMO X-X	
	V_x
V estático	710
V dinámico	472.82
F.E=	1.35
SISMO Y-Y	
	V_y
V estático	720
V dinámico	512.05
F.E=	1.25

Tabla 12 Fuerza Cortante Mínima en la Base

6.5.3 Control de desplazamientos laterales

Para calcular los desplazamientos laterales, según lo estipula la Norma E.030 en su inciso 16.4, se multiplican por 0.75R los desplazamientos obtenidos como respuesta máxima elástica del análisis dinámico. Esto se hace para estimar los efectos de la incursión en el rango inelástico de la estructura durante un sismo severo.

NIVEL	DERIVA DE ENTREPRISO X- X (%)	NIVEL	DERIVA DE ENTREPRISO Y- Y (%)
AZOTEA	0.131%	AZOTEA	0.482%
TECHO 8	0.148%	TECHO 8	0.557%
TECHO 7	0.174%	TECHO 7	0.622%
TECHO 6	0.197%	TECHO 6	0.684%
TECHO 5	0.214%	TECHO 5	0.694%
<u>TECHO 4</u>	<u>0.230%</u>	<u>TECHO 4</u>	<u>0.691%</u>
TECHO 3	0.229%	TECHO 3	0.671%
TECHO 2	0.210%	TECHO 2	0.587%
TECHO 1	0.156%	TECHO 1	0.421%

Tabla 13 Control de distorsiones

Observamos que en la dirección X-X tenemos una deriva máxima de 0.230%, que se da en el piso 4. y en la dirección Y-Y tenemos en el mismo piso una deriva máxima de 0.691%. Según lo indicado en el inciso 15.1 de la Norma E.030, la deriva máxima para un edificio de concreto armado es de 0.7%. Considerando que el sistema es de muros estructurales, es de esperar que los desplazamientos estén controlados con holgura.

JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

Para evitar el contacto entre estructuras vecinas durante el movimiento sísmico, la norma especifica una distancia mínima (s) que debe ser mayor a los siguientes valores:

- $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- 3 cm
- $S = 3 + 0.004(h - 500)$ h y s en cm.
- Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.
- Al no conocer los desplazamientos de las edificaciones vecinas, sólo podemos hallar el valor de “s” según dos de los criterios, considerando la altura del edificio 19.15m.
- 3 cm
- $S = 3 + 0.004(2385 - 500) = 10.54$ cm

- Adicional a esto, la norma también indica que el edificio deberá separarse del límite de propiedad una distancia que no será menor que:
- $2/3$ del desplazamiento máximo del edificio, hallado según Artículo 16 (16.4) de la norma E.030.
- $S/2$, según valor de S calculado anteriormente.

Como no conocemos el desplazamiento del edificio vecino, no podemos establecer un valor exacto de la junta, sin embargo, sí podemos cumplir con el criterio de separarnos del límite de propiedad una distancia mínima según lo indicado anteriormente. Así tenemos para cada dirección:

Dirección YY

- $2/3$ Máximo Desplazamiento = $2/3 \times 11.4 = 7.60 \text{ cm} \cong 3''$
- $S/2 = 10.54/2 = 5.27 \text{ cm}$

Entonces nuestro edificio se separará del límite de propiedad las siguientes dimensiones a partir del nivel +0.00:

- $3''$ a lo largo de los ejes A' y K.

6.5.4 Control de efectos de segundo orden (P-Delta)

Dado que los factores de escalamiento hallados en 5.5.3 incrementan en más del 10% las fuerzas internas de los elementos, es necesario comprobar que los efectos de segundo orden no sean significativos.

La Norma E.030 en su artículo 16.5 define el coeficiente de estabilidad Q . Si el valor de Q es mayor a 0.1, entonces es necesario realizar un análisis especial de los efectos de segundo orden.

$$Q = \frac{N_i \times \Delta i}{V_i \times h_{ei} \times R}$$

Donde:

- N_i = Fuerza axial de entrepiso.
- Δi = Desplazamiento de entre piso

- V_i = Fuerza cortante de entre piso
- h_{ei} = Altura de entre piso
- R = Factor de reducción sísmica

			DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
NIVEL	h_{ei} (m)	N_i (Ton)	Δi (cm)	V_i (Ton)	Q	Δi (cm)	V_i (Ton)	Q
AZOTEA	2.65	105.21	0.34715	51.13	0.00059	1.277	54.88	0.00205
PISO 8	2.65	347.28	0.3922	140.23	0.00081	1.476	152.08	0.00282
PISO 7	2.65	648.79	0.4611	223.78	0.00112	1.648	242.44	0.00369
PISO 6	2.65	892.32	0.52205	294.34	0.00132	1.812	318.95	0.00425
PISO 5	2.65	1165.29	0.5671	352.81	0.00157	1.839	382.28	0.00470
PISO 4	2.65	1438.26	0.6095	399.80	0.00183	1.831	433.06	0.00509
PISO 3	2.65	1711.23	0.60685	435.55	0.00199	1.778	471.40	0.00541
PISO 2	2.65	1984.2	0.5565	459.83	0.00201	1.555	497.37	0.00520
PISO 1	2.65	2259.38	0.4134	472.82	0.00165	1.115	512.04	0.00412

Tabla 14 Control de efectos de segundo orden

Como vemos, se obtiene valores de muy lejanos a 0.1, por lo tanto, según lo dispuesto en la Norma E.060 no es necesario tomar en cuenta los efectos de segundo orden en el análisis. En este tema se ahondará en el Capítulo 9 referente al diseño de columnas.

CAPÍTULO 7 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

En nuestro medio el uso de losas aligeradas es muy empleado ya que permiten ahorro de concreto al usar bloques de relleno, los cual además sirven como encofrados para las viguetas, produciéndose un ahorro también en el encofrado del techo. Dado que las vigas usadas para cubrir el techo se vacían conjuntamente con la losa de manera monolítica, sus secciones toman forma de vigas T, las cuales se denominan “viguetas”.

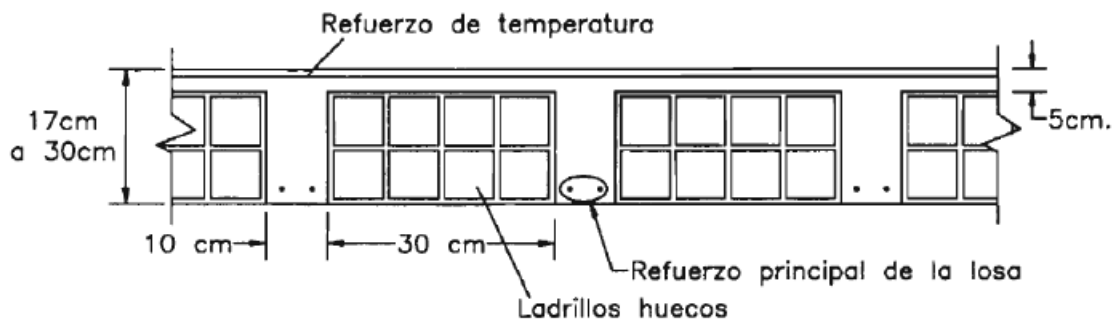


Ilustración 39 Sección de losa aligerada

Las losas aligeradas se diseñan por vigueta, normalmente en un paño se selecciona la vigueta más crítica y su diseño se aplica a las demás viguetas del paño con el objetivo de lograr uniformidad en la distribución de refuerzo.

7.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Salvo casos excepcionales, los techos no reciben solicitaciones sísmicas considerables, por lo que según el método de diseño LRFD estipulado en la Norma E.060, la combinación más crítica será $1.4CM+1.7CV$ y teniendo en cuenta la alternancia de la carga viva. Para el análisis estructural se asumirá una viga sometida a flexión pura, con las cargas distribuidas y puntuales provenientes del metrado de cargas. Si se tiene paños contiguos donde se prevé que el refuerzo sea continuo, el modelo será el de una viga continua de varios tramos. Se analizan las fuerzas cortantes y momentos máximos obtenidos.

7.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Las viguetas se deberían diseñar como vigas T, comprobando que el bloque de compresión permanezca en el espesor de la losa (5 cm), pero prácticamente esta condición siempre se cumple. Es por esto que para los momentos positivos se asumirá una sección rectangular

con 40 cm de ancho, y para los momentos negativos una sección con 10 cm de ancho (Blanco, 1994).

Para el cálculo de la cuantía necesaria por flexión (ρ) se usarán tablas de diseño, las cuales relacionan el valor de la cuantía con el parámetro Ku . Este parámetro se define como:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2}$$

Donde Mu es el momento último de diseño, “ b ” es el ancho de la sección considerada para el análisis y “ d ” es el peralte efectivo. Se entra a las tablas con el valor de Ku , se lee el valor correspondiente de ρ y se calcula el área de acero como sigue:

$$Ku \rightarrow \rho \qquad As = \rho bd$$

Además, para verificar la longitud del bloque de compresión “ d ” se usa la siguiente expresión:

$$a = \frac{As \times fy}{0.85f'cb}$$

Por otro lado, la Norma E.060 en su artículo 10.5 indica que el acero mínimo será el necesario para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta ($\phi Mn \geq 1.2Mcr$). Pero no será necesario cumplir con esta disposición si el área de acero en tracción proporcionada es mayor o igual a 1.3 veces el área calculada. Para secciones rectangulares la Norma E.060 brinda la siguiente expresión:

$$Asmin = \frac{0.7\sqrt{f'cbwd}}{fy}$$

Aplicando la expresión para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$, se obtiene que el acero mínimo en aligerados es del orden de 0.24% de $b_w d$.

Cabe señalar que para el cálculo del acero mínimo en aligerados se considera sólo el ancho de alma b_w , ya sea para momentos positivos o negativos, y no el ancho asumido para el cálculo del acero por flexión. (Blanco, 1994)

Para el acero máximo, la Norma E.060 en su artículo 10.3.4 señala que la cuantía de acero en una sección debe ser como máximo el 75% de la cuantía balanceada. Esto permite que se tenga una sección sub-reforzada donde se espera una falla dúctil.

Para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ la cuantía balanceada es 2.13%, por lo tanto el acero máximo será del orden del 1.59% de bd .

7.3 DISEÑO POR CORTE

Dado que los aligerados no llevan estribos, el concreto deberá tomar todos los esfuerzos que produzcan las fuerzas cortantes. La Norma E.060 permite un incremento del 10% de la resistencia para aligerados y losas nervadas, entonces la resistencia de diseño para aligerados será:

$$\phi V_c \geq 1.1 \times \phi \times 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Se deberá comprobar que la resistencia ϕV_c sea mayor que la fuerza cortante última V_u , obtenida a una distancia “d ” medida desde la cara de los apoyos. Caso contrario se requerirá retirar los ladrillos de los apoyos para formar ensanches, con el fin de aumentar el tamaño de la sección resistente. Con ensanches alternados el ancho de la sección aumenta de 10 a 25 cm, y con ensanches corridos, aumenta a 40 cm. Si se llega al extremo de exceder la resistencia con ensanches de 25 cm, indefectiblemente se deberá incrementar el peralte de la losa o especificar un concreto con mayor resistencia, lo cual no es deseable.

7.4 REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

En su artículo 9.7.2, la Norma E.060 especifica las cuantías mínimas para controlar la fisuración producida por los cambios volumétricos que sufre el concreto.

Tipo de Barra	ρ
Barras Lisas	0.0025
Barras corrugadas con $< 4,200 \text{ kg/cm}^2$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $\geq 4,200 \text{ kg/cm}^2$	0.0018

Tabla 15 Cuantías mínimas por contracción y temperatura según norma E.060

Asimismo, la Norma E.060 indica que para aligerados el espaciamiento de las barras no debe extenderse más de 5 veces el peralte de la losa, ni más de 40 cm. Cabe señalar que esta cuantía mínima se aplica al área bruta de la sección (bh).

7.5 CORTADO DEL REFUERZO

Para uniformizar el corte del refuerzo se seguirá los criterios especificados en el siguiente esquema:

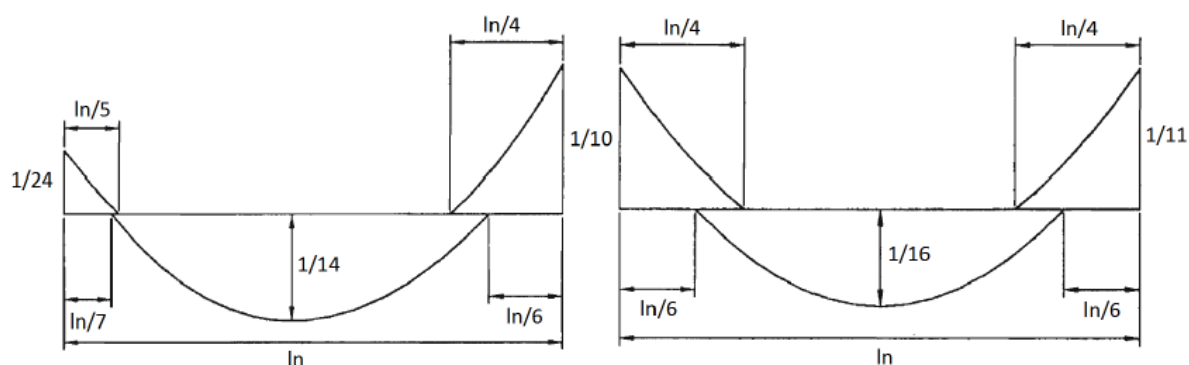


Ilustración 40 Corte del refuerzo en tramos exteriores e interiores de las viguetas.

Estos puntos de corte están basados en las envolventes que se obtienen con el método de los coeficientes, propuesto por el ACI. El esquema mostrado es de carácter práctico y generalmente cumple con los requisitos teóricos, salvo casos en los que la envolvente real de momentos flectores presente una forma muy diferente a la mostrada, cuando se tengan cargas puntuales muy elevadas, por ejemplo. De ser este el caso se deberá realizar un análisis más detallado de acuerdo a los diagramas reales.

7.6 CONTROL DE DEFLEXIONES

La Norma E.060 en su artículo 9.6.2 muestra los valores del peralte mínimo para los cuales no será necesario calcular las deflexiones, dependiendo de las condiciones de apoyo.

	Condiciones de apoyo			
	Simplemente apoyados	Con extremo continuo	un Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Tabla 16 Peraltes mínimos en aligerados y vigas a menos que se calculen las deflexiones.

Estos valores se pueden usar directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de 2,300 kg/m³) y refuerzo con $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$. En nuestro caso se cumplen estas dos condiciones.

7.7 EJEMPLO DE DISEÑO

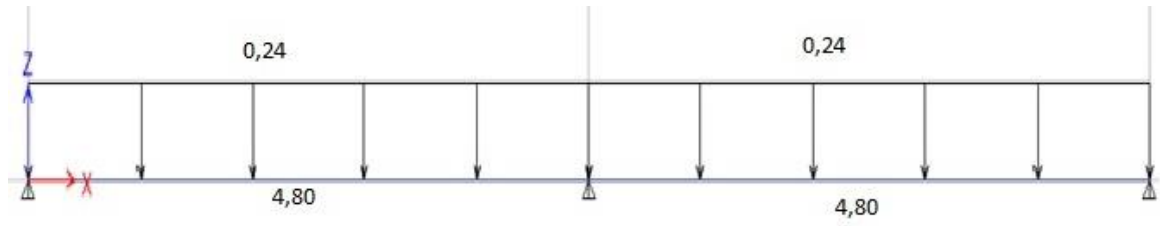
A manera de ejemplo se diseñará la vigueta del tramo 1-7 entre los ejes G-J

Metrado de cargas		
Carga Viva	Valor	Unidades
Peralte del aligerado	20	Cm
Sobrecarga	200	Kg/m ²
Carga Muerta		
Peso de acabados	150	Kg/m ²
Peso de losa	300	Kg/m ²
Peso de tabiquería	150	Kg/m ²
Total de cargas muertas	600	Kg/m ²
Ancho tributario	0.4	m
Cargas		
WD=	240	Kg/m
WL=	80	Kg/m

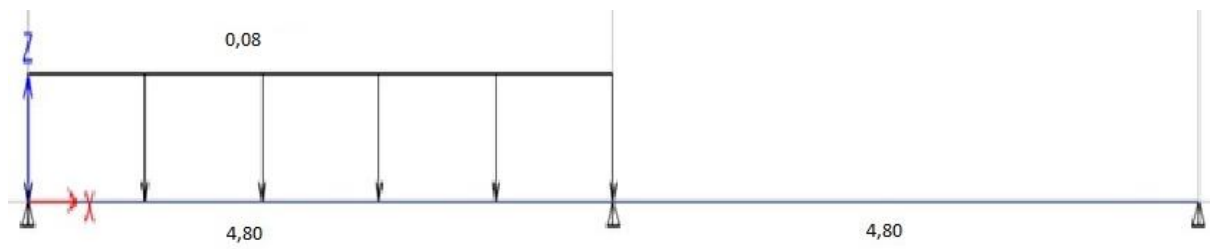
Tabla 17 Metrado de cargas

Una vez calculadas las cargas de diseño, definimos el modelo estructural y obtenemos los diagramas de fuerza cortante y momento flector, ambos en estado último:

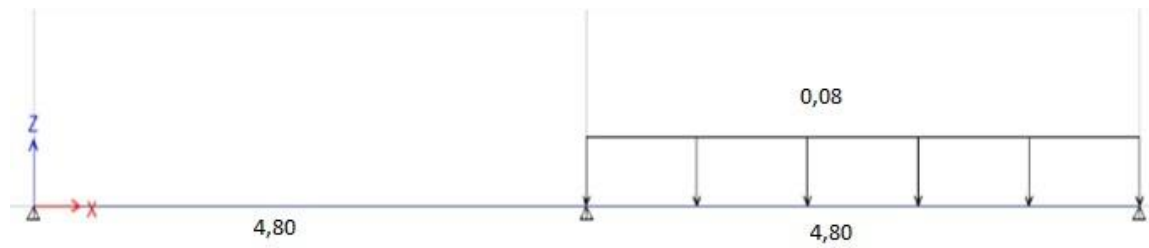
WD



WL1



WL2



WL3

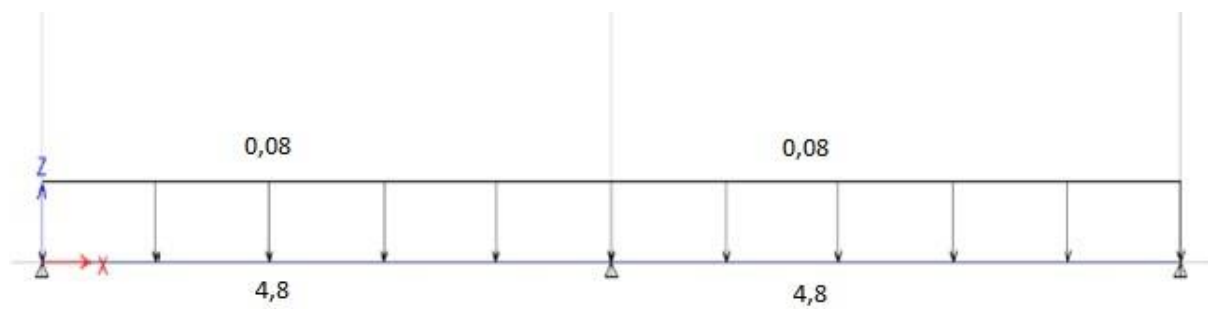


Ilustración 41 Alternancia de cargas

Diagramas de fuerzas internas de la vigueta en estudio

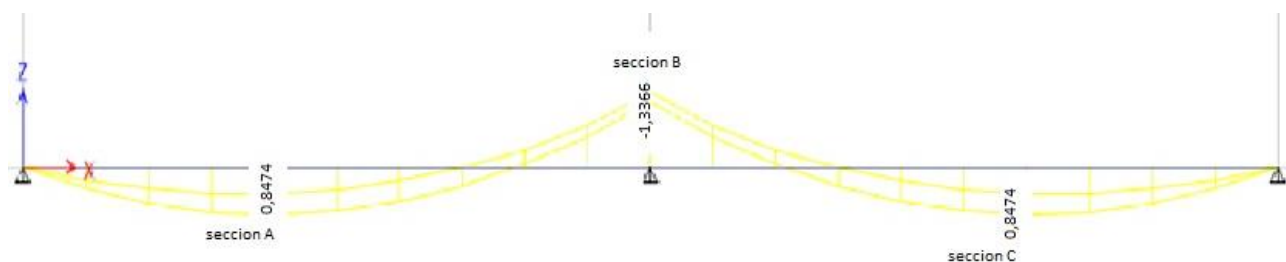


Ilustración 42 Diagrama de momentos



Ilustración 43 Diagrama de fuerzas cortantes

Diseño por flexión

En el diagrama de momento flector podemos observar que existen 3 secciones críticas que necesitarán ser analizadas (A, B y C).

Con los momentos últimos obtenidos en la cara de los apoyos procedemos a calcular el área de acero requerido por flexión.

	h=20 cm		
	$As^+ (A)$	$As^- (B)$	$As^+ (C)$
bw (cm)	10	10	10
b (cm)	40	10	40
d (cm)	17	17	17
Mu (Ton-m)	0.8474	1.3366	0.8474
As calculado (cm²)	1.31	2.41	1.31
As mín=0.24%bwd (cm²)	0.408	0.408	0.408
As máx=1.59%bd (cm²)	10.81	2.7	10.81
Refuerzo escogido	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"	2 ϕ 1/2"	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"
As colocado (cm²)	1.98	2.54	1.98

Ascolocado/Ascalculado	1.51	1.05	1.51
Ascolocado/Asmáx	0.18	0.94	0.18
a < 5cm	1.16	-	1.16

Tabla 18 Cálculo del refuerzo por flexión para la vigueta en estudio.

$$A_s = \frac{0.85 \times f'c \times b \times d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'c \times b \times d^2}} \right)$$

Diseño por corte

Considerando que tenemos dos peraltes diferentes, analizamos la resistencia con la carga máxima correspondiente a cada peralte. Las fuerzas cortantes últimas se obtienen a una distancia “d” medida desde la cara de los apoyos.

	h=20 cm
d (cm)	17
Vu (Kg)	1170
ϕV_c (Kg)	1256
ϕV_c (Kg)/Vu	1.07 (Ok)

Tabla 19 Verificación por corte de la vigueta en estudio.

Observamos que se cumplen los requerimientos de resistencia al corte. Por lo tanto, no se requerirá el uso de ensanches.

Cálculo del refuerzo por temperatura

Para el refuerzo por temperatura consideraremos la losa superior del aligerado (h =5cm) y un metro de ancho de sección. Según la sección 6.4, $\rho=0.0025$ para barras lisas. Por lo tanto el área de acero por temperatura será:

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si consideramos barras de $\phi 1/4''$, $=0.32\text{cm}^2$, hallamos el espaciamiento:

$$s = \frac{0.32}{1.25} = 26 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocará barras lisas de $\phi 1/4''@25$ cm como refuerzo por temperatura.

Control de deflexiones

Según lo estudiado en la sección 7.6, las luces máximas para peraltes de 20 es 3.70m. Como se observa en la ilustración 41, la luz del tramo es de 4.80 m y sobrepasa el límite dispuesto por la norma para omitir el cálculo de las deflexiones.

Entonces se vio por conveniente ubicar una vigueta de distribución en los paños, perpendicular a la dirección del armado.

Esta vigueta de distribución ayuda a controlar las deflexiones, ya que colabora repartiendo las cargas hacía varias viguetas, evitando así un sobreesfuerzo concentrado y consiguiendo fisuración en las viguetas principales (Ottazzi, 2010).

Cortado del refuerzo

A continuación, se muestra un esquema del paño analizado con el diseño final del refuerzo, indicando también el corte de las varillas.

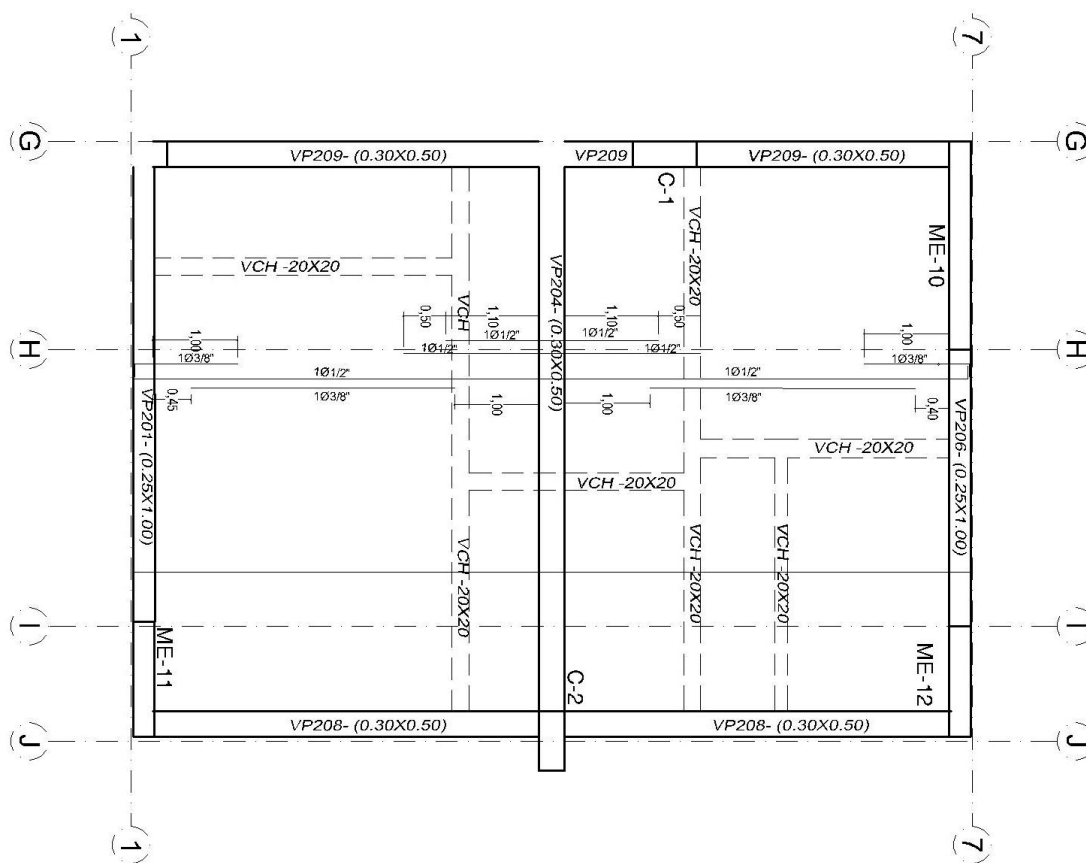


Ilustración 44 Distribución final del refuerzo en la losa aligerada analizada.

Cuando se requiere salvar luces mayores a 6 metros, o cuando se requiere de mayor rigidez en un diafragma, el uso de losas macizas es eficiente y económico.

8.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La Norma E.060 especifica dos métodos para analizar losas armadas en dos direcciones: el método directo y el método de los coeficientes, los cuales son muy útiles para analizar losas rectangulares.

En nuestro caso analizaremos las losas con el método de elementos finitos FEM. Este análisis será asistido por un computador, mediante el programa SAP2000. Al igual que en losas aligeradas, la combinación de cargas más crítica en las losas macizas será 1.4CM+1.7CV, se calcula la carga última repartida y se la asigna al modelo. Los resultados se obtienen por metro de ancho, se analizan las fuerzas cortantes y momentos máximos.

8.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el cálculo del refuerzo por flexión se consideran secciones de un metro de ancho ($b=100$ cm), y se procede de forma similar que con los aligerados, usando las tablas de diseño con las siguientes variables:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} \qquad Ku \rightarrow \rho \qquad As = \rho bd$$

Una vez calculada el área de acero requerida por metro de ancho As , se elige un diámetro para el refuerzo y usando el área de la barra A_b se calcula el espaciamiento, así:

$$s = \frac{A_b}{As}$$

Debido a que la sección bruta de una losa maciza es considerable, el control de los cambios volumétricos del concreto es muy importante. Según la Tabla 15, la cuantía mínima por contracción y temperatura en losas macizas es de 0.0018. Por lo tanto, el acero mínimo para losas macizas se calcula como sigue.

$$As_{min} = 0.0018bh$$

Donde b es el ancho de la sección considerada, y h es el peralte de la losa. Normalmente este refuerzo se distribuye en las dos caras de la losa, dependiendo de su peralte. Es conveniente considerar estas dos mallas como refuerzo base, y colocar bastones donde se requiera mayor cantidad de refuerzo por flexión.

La Norma E.060 en sus artículos 9.7.3 y 9.8.1, indica que en losas macizas, tanto para el refuerzo por contracción y temperatura, como para el refuerzo por flexión, el espaciamiento de las barras no debe extenderse más de 3 veces el peralte de la losa, ni más de 40 cm.

El área de acero máxima viene dada por el límite de 75% de la cuantía balanceada, especificado en la Norma E.060, artículo 10.3.4, con el fin de evitar fallas frágiles en los elementos. Al igual que en aligerados el área de acero máximo es del orden del 1.59% de $b d$.

8.3 DISEÑO POR CORTE

El diseño es similar que en los aligerados, ya que las losas macizas tampoco cuentan con refuerzo por corte. La diferencia está que para losas macizas, la Norma E.060 no especifica el incremento del 10% que se usa en los aligerados. Por lo tanto tenemos:

$$\phi V_c \geq \phi \times 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

Se deberá comprobar que la resistencia al corte de la sección ϕV_c sea mayor que la resistencia requerida V_u , hallada a una distancia “ d ” medida desde la cara de los apoyos.

8.4 EJEMPLO DE DISEÑO

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la losa maciza del tramo 1-6 entre los ejes A-B

Del metrado de cargas tenemos:

- $WD = 0.68 \text{ ton/m}^2$

- $WL = 0.2 \text{ ton/m}^2$

Hallando la carga última de diseño:

$$W_u = 1.4WD + 1.7 WL = 1.30 \text{ ton/m}^2$$

Realizamos el modelo estructural usando el método FEM de elementos finitos, a continuación, se presenta una vista de éste.

Diseño por flexión

Para los momentos paralelos a X-X tenemos el siguiente diagrama, el cual se usará para diseñar el refuerzo en la dirección del eje X.

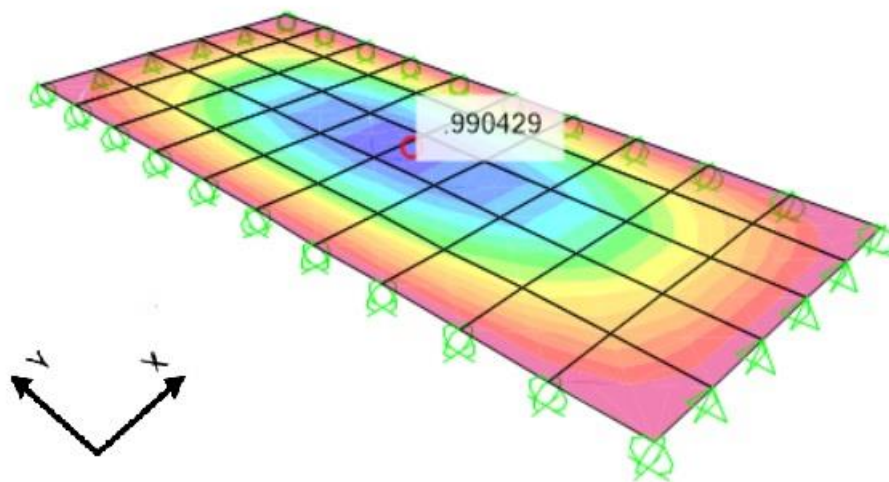


Ilustración 45 Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección X-X (ton-m/m).

Para los momentos paralelos a Y-Y tenemos el siguiente diagrama, el cual se usará para diseñar el refuerzo en la dirección del eje Y.

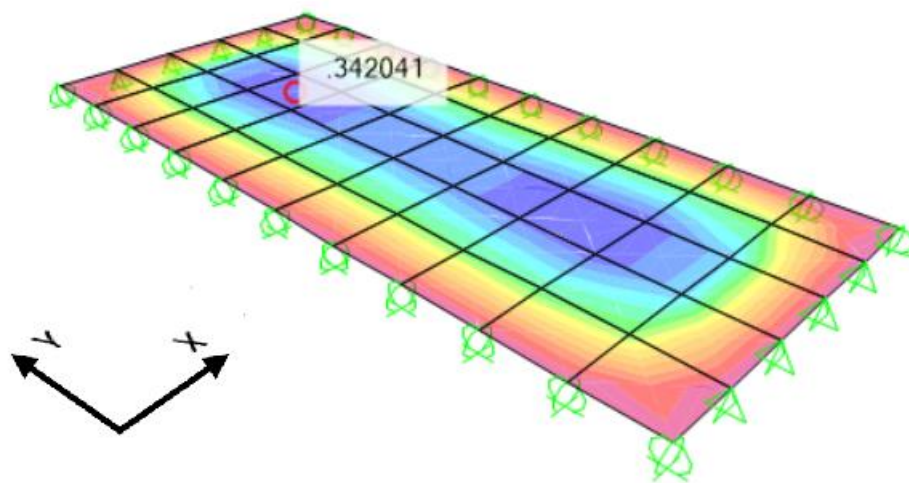


Ilustración 46 Diagrama de momentos de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton-m/m).

Primero calculamos el acero mínimo por contracción y temperatura:

$$A_{s_{min}} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 17 = 3.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

De los diagramas mostrados en las ilustraciones 45 y 46 obtenemos los momentos máximos positivos cada dirección. Se indican los puntos considerados para los cálculos.

	Dirección XX	Dirección YY
	As	As
b (cm)	100	100
h (cm)	20	20
d (cm)	17	17
Mu (ton-m)	0.99	0.35
As calculado (cm²/m)	1.51	0.53
As mín (cm²/m)	1.53	1.53
As máx=1.59%bd (cm²/m)	27.03	27.03
Refuerzo escogido	1 ϕ 3/8"	1 ϕ 3/8"
Ab (cm²)	0.71	0.71

S calculado= A_b/A_s (cm)	46	46
S escogido (cm)	40	30
As colocado (cm^2/m)	1.775	1.545
As colocado/As calculado	1.175	2.32

Tabla 20 Cálculo del refuerzo por flexión para la losa maciza en estudio.

Diseño por corte

Para las fuerzas cortantes en la dirección X-X tenemos el siguiente diagrama.

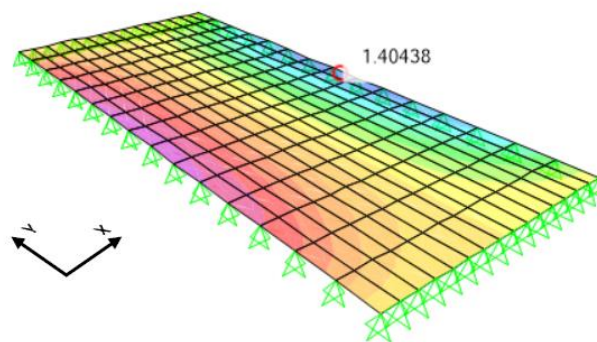


Ilustración 47 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en la dirección X-X (ton/m).

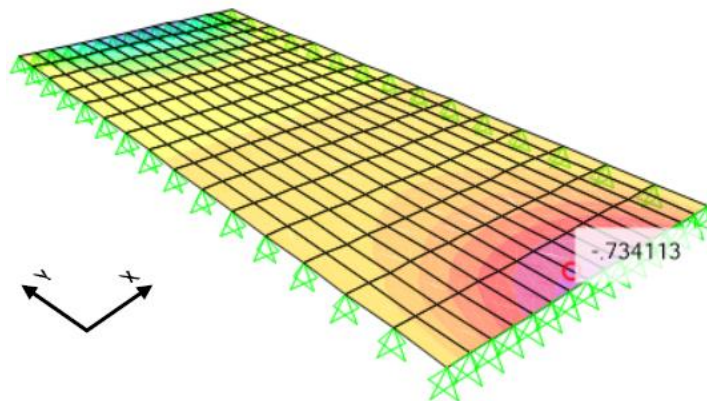


Ilustración 48 Diagrama de fuerzas cortantes de la losa maciza en la dirección Y-Y (ton/m).

Se obtienen las fuerzas máximas, las cuales se ubican en los puntos señalados en los diagramas. Verificando los requerimientos de resistencia tenemos:

	Dirección XX	Dirección YY
h (cm)	20	20
d (cm)	17	17
Vu (ton/m)	1.40	0.75
ϕV_c (ton/m)	11.1	11.1
$\phi V_c/V_u$	7.93	14.8

Tabla 21 Verificación por corte de la losa maciza en estudio.

Observamos que se cumple con la resistencia requerida. En el siguiente esquema se muestra el diseño final de la losa maciza.

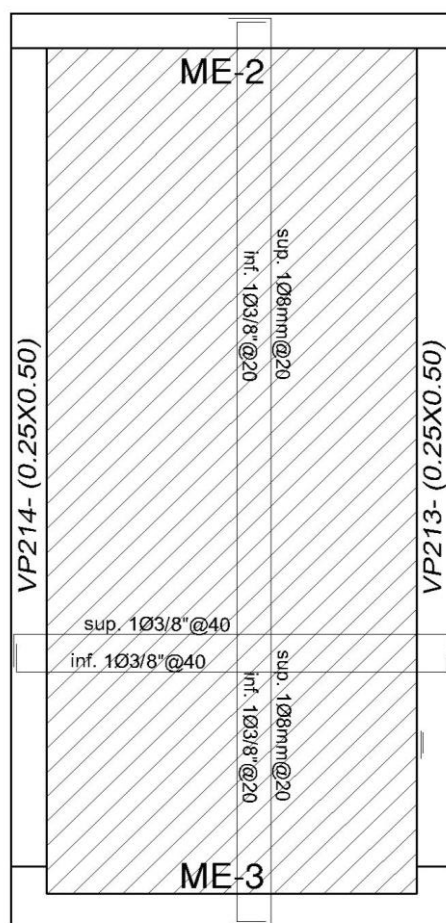


Ilustración 49 Distribución final del refuerzo en la losa maciza analizada.

Las vigas cumplen dos papeles importantes dentro de la estructura: transmiten las cargas de los techos a los elementos verticales y, de ser el caso, forman junto a éstos los pórticos que absorberán las cargas sísmicas y controlarán el desplazamiento lateral de la estructura. Por lo tanto, se deberá tener especial cuidado en el diseño de las vigas con responsabilidad sísmica, siguiendo las disposiciones de la Norma E.060 para el diseño sísmico.

9.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las vigas serán modeladas como parte de pórticos, considerando la rigidez de los apoyos (columnas o placas). Las vigas sí pueden absorber cargas de sismo, por lo que se deberá considerar todas las combinaciones de carga propuestas en la Norma E.060.

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U = 1.25(\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

Las cargas de gravedad pueden asignarse a un modelo individual y resolver por métodos como el de Cross, de rigidez, del portal, entre otros; las cargas sísmicas requieren un análisis más complicado. El modelo estructural que se definió en el análisis sísmico nos brinda también los valores de las cargas por sismo para cada elemento, las cuales tenemos que amplificar por la cortante mínima en la base, según lo ya estudiado.

Una vez obtenidas las solicitaciones sísmicas y de gravedad que recibirá el elemento, se resuelven todas y cada una de las combinaciones de carga mencionadas, con las cuales obtenemos una envolvente que considere los peores escenarios. Se analizan los valores máximos de las envolventes de fuerza cortante y momento flector.

9.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el cálculo del refuerzo por flexión se procede de forma similar que en los Capítulos 6 y 7, hallando el parámetro k_u y usando las tablas de diseño para obtener la cuantía:

$$k_u = \frac{M_u}{bd^2} \qquad k_u \longrightarrow \rho \qquad A_s = \rho bd$$

Los límites para el área de acero, según lo ya estudiado, son:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}bd}{f_y}$$

$$A_{s_{max}} = 0.75\rho_{bal}bd$$

$$A_{s_{min}} = 0.24\%bd$$

$$A_{s_{max}} = 1.59\%bd$$

Adicionalmente el Capítulo 21 de la Norma E.060 presenta las disposiciones especiales para el diseño sísmico, con el fin de asegurar un comportamiento dúctil en la estructura. Sobre el refuerzo por flexión en vigas de edificios con sistema de muros estructurales, el artículo 21.4.4 indica lo siguiente:

- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área de acero no menor que $A_{s_{min}}$.
- No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

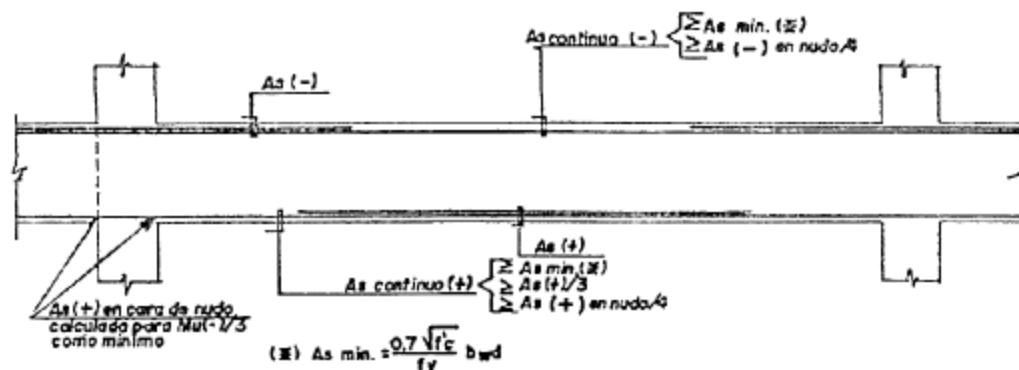


Ilustración 50 Disposiciones para el diseño sísmico por flexión según la Norma E.060 (Blanco 1994).

9.3 DISEÑO POR CORTE

Normalmente en las vigas se presentan fuerzas cortantes mayores a los que el concreto puede resistir, por lo tanto es necesario proporcionar al elemento refuerzo por corte mediante estribos de acero. La resistencia al corte de la sección vendrá dada por la suma

de los aportes del concreto y el acero. El aporte del concreto se calcula de igual manera que para losas macizas.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

La Norma E.060 en su artículo 11.5.7.2 especifica la siguiente expresión para el cálculo del aporte del refuerzo por corte perpendicular al eje de la viga.

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

Donde A_v es el área de refuerzo por corte dentro del espaciamiento, proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma. Si se usan estribos simples, se encuentran dos ramas dentro del espaciamiento, por consiguiente el área A_v será igual a dos veces el área de la barra A_b , usada en el estribo. En toda sección de la viga se deberá cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

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

Donde V_u es la fuerza cortante última de diseño, hallada a una distancia “d” medida desde la cara de los apoyos. Si tenemos el valor de V_u para una sección determinada y de V_u que es constante para toda la viga, entonces podemos obtener el valor de la resistencia requerida V_s en dicha sección, y por consiguiente, el espaciamiento requerido para asegurar dicha resistencia.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

El valor de V_s requerido no podrá ser mayor a $2.1 \sqrt{f'c} b_w d$ en ningún caso según el artículo 11.5.7.9 de la Norma E.060. Esto equivale decir que la fuerza cortante máxima que puede presentarse en una viga para cumplir con este requerimiento es:

$$V_{u_{\max}} = 2.6 \phi \sqrt{f'c} b_w d$$

Esta disposición busca controlar las fisuras bajo condiciones de servicio y evitar fallas por compresión en el concreto. De no cumplir con esta disposición se requerirá aumentar la sección de la viga o aumentar la resistencia del concreto (Ottazzi, 2010).

Por otro lado, si se necesitase reforzar la sección y se cumple con el requerimiento de $V_{u_{\max}}$, la Norma E.060 en sus artículos 11.5.5.1 y 11.5.5.3 limita la separación de los

estribos a usarse con el fin de asegurar que las grietas formadas a 45° por la acción de las fuerzas cortantes sean tomadas por al menos un estribo.

- $S_{m\grave{a}x} = d/2 \grave{o} 60cm; si V_s \leq 1.1 \sqrt{f'c} b_w d$
- $S_{m\grave{a}x} = d/4 \grave{o} 30cm; si V_s \leq 1.1 \sqrt{f'c} b_w d$

En teoría, si $\phi V_c > V_u$ no se requerirían estribos, pero si $V_u > 0.5 \phi V_c$ entonces se requiere un área de refuerzo mínimo especificado en el artículo 11.5.6.2. Se toma el menor de los siguientes espaciamientos:

- $S_{m\grave{a}x} = \frac{A_v f_y}{0.2 \sqrt{f'c} b_w}$
- $S_{m\grave{a}x} = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w}$

Si $V_u < 0.50 \phi V_c$ sí corresponden estribos mínimos de montaje.

- La fuerza cortante de diseño de las vigas V_u que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de:
 - La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.
 - El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño mencionadas en la sección 9.1 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5.
- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:
 - $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15 cm;
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento; 30cm.

- Los estribos deben estar espaciados a no más de 0.5 a lo largo de la longitud del elemento.
En todo el elemento la separación de los estribos no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

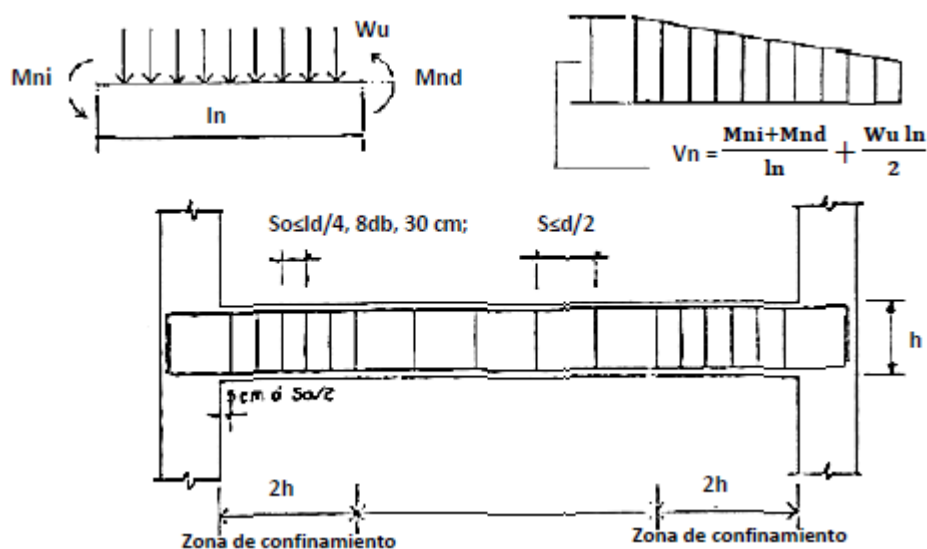


Ilustración 51 Disposiciones para el diseño sísmico por corte según la Norma E.060 (Blanco, 1994).

Cabe señalar que estas disposiciones son válidas sólo para el caso de edificios con sistema de muros estructurales. Para edificios aporticados estos requisitos no son suficientes (ver artículo 21.6 de la Norma E.060).

9.4 CONTROL DE DEFLEXIONES

Los valores de la tabla 16 referida al peralte mínimo en aligerados a menos que se calculen las deflexiones, también cumplen para el caso de las vigas, según el artículo 9.6.2 de la Norma E.060.

9.5 CONTROL DE LA FISURACIÓN

Las fisuras son inevitables cuando el refuerzo por flexión de una viga empieza a trabajar en condiciones de servicio; sin embargo deben ser controladas para no afectar la estética y la integridad del elemento. Para ejercer dicho control; la Norma E.060 en su artículo 9.9.3 especifica el uso del parámetro “Z”. Este parámetro no mide directamente el ancho de las fisuras pero puede servir de referencia siempre y cuando las condiciones del ambiente no sean agresivas. Se deberá distribuir el refuerzo de tal manera que el valor de sea menor a 26,000 Kg/cm.

$$Z = f_s \sqrt{dc \text{ Act}} \qquad f_s = \frac{Ms}{0.9dAs} \qquad Act = \frac{2y_s b}{N^{\circ} \text{ barras}}$$

Donde:

f_s = Esfuerzo en el acero (kg/cm²)

dc= Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra (cm).

Act= Área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, divide entre el número de barras (cm²)

Ms= Momento flector en condiciones de servicio (kg-cm)

d = Peralte efectivo de la sección (cm)

As= Área total del refuerzo principal de tracción por flexión (cm²)

y_s = Centroides del refuerzo principal de tracción por flexión (cm)

b = Ancho de la sección (cm)

9.6 CORTADO DEL REFUERZO

La Norma E.060 en sus artículos 12.10, 12.11 y 12.12 exige una serie de requisitos para asegurar una adecuada longitud de desarrollo en lugares donde se corte el refuerzo, a continuación se presentan algunos de los más importantes:

- El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d ó 12b, la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de los voladizos.

- Cuando existan dos o más bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo l_d más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.
- El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:
 - ✓ V_u en el punto terminal no excede $2/3$ de ϕV_n .
 - ✓ El refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y V_u no excede $3/4 \phi V_n$.
- Por lo menos $1/3$ del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 15 cm dentro del apoyo.
- Por lo menos $1/3$ del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que d , $12d_b$ ó $l_n/16$, la que sea mayor.
- El refuerzo para momento negativo debe tener una longitud embebida en el tramo según los requerimientos de longitud de anclaje.
- Se deberá tener en cuenta lo descrito respecto a las disposiciones para el diseño sísmico por flexión.

Estas disposiciones se resumen en el siguiente esquema:

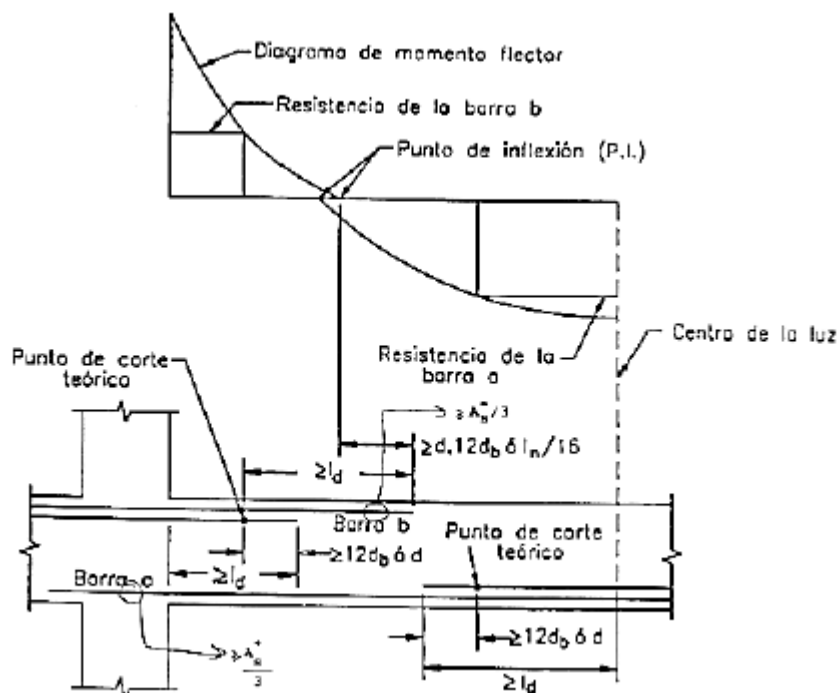


Ilustración 52 Consideraciones para el corte del refuerzo según la Norma E.060 (Ottazzi, 2010).

9.7 EMPALMES POR TRASLAPES DEL REFUERZO

La Norma E.060 en sus artículos 12.15 y 12.16, brinda las consideraciones para realizar empalmes en barras a tracción y compresión. Es importante asegurar que en un empalme se logre un adecuado acoplamiento de las barras, de tal manera que éstas desarrollen adecuadamente su resistencia cuando sean solicitadas, y así no alterar la capacidad con la que fue diseñada la sección. De acuerdo al sobre-reforzamiento que exista en la sección y al porcentaje A_s de que se empalme, la Norma E.060 especifica el uso de las siguientes clases de empalmes.

$\frac{A_{s\text{proporcionado}}}{A_{s\text{requerido}}}$	Porcentaje máximo de A_s empalmado en la longitud requerida para dicho empalme.	
	50%	100%
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

Tabla 22 Clases de empalmes para barras en tracción según la Norma E.060.

Siendo la longitud mínima para cada clase de empalme:

Clase A: $l_{\min} = 1.0 l_d$

Clase B: $l_{\min} = 1.3 l_d$

Clase AyB: $l_{\min} = 30 \text{ cm}$; Donde: l_d = longitud de desarrollo en tracción.

Es importante notar que en las zonas con menor esfuerzo se obtendrá un mayor valor para el cociente de sobre-reforzamiento, y por lo tanto, menor longitud de empalme. Se recomienda empalmar en estas zonas, para lo cual es útil analizar los diagramas de momento flector de la viga. Se diferenciarán dos casos, cuando la viga sólo reciba cargas de gravedad y cuando reciba además cargas de sismo.

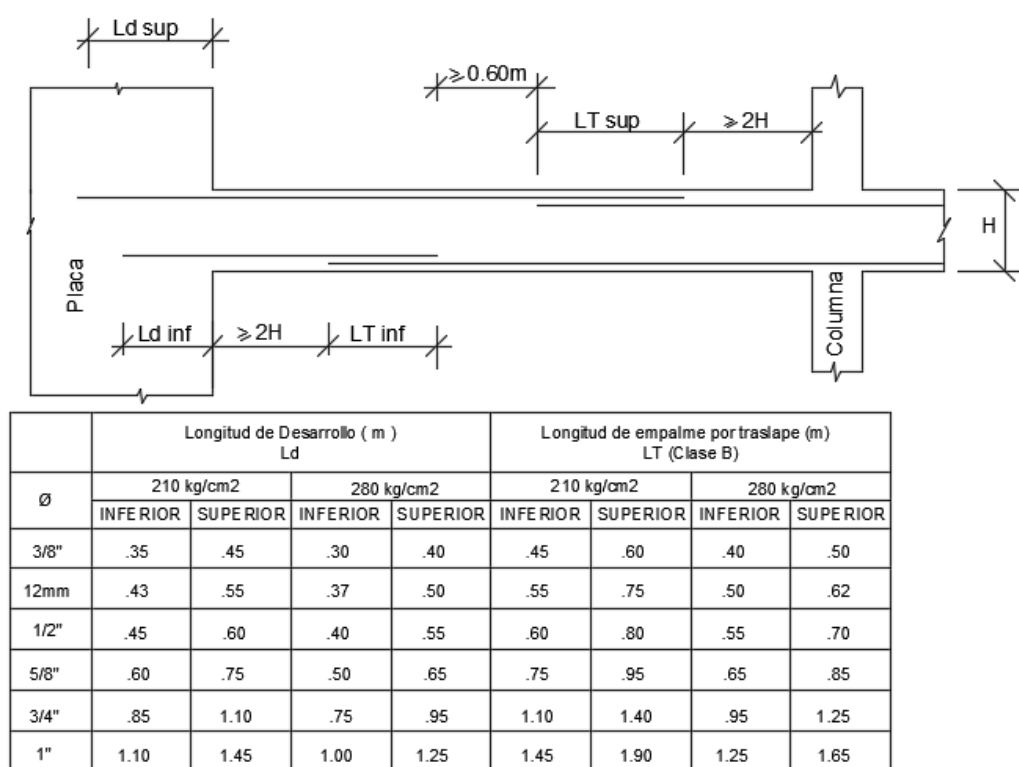
En una viga que sólo recibe cargas de gravedad, las barras superiores prácticamente no son solicitadas en la zona central de la luz, lo cual convierte esta zona en ideal para empalmar. Por otro lado, para las barras inferiores, los apoyos son una zona ideal al no presentarse momentos positivos.

Sin embargo, cuando una viga recibe cargas de sismo, la envolvente de los momentos ocasionados por éste presenta una forma de “X”, aumentando considerablemente los

momentos positivos y negativos en los apoyos, y manteniendo casi sin alterar los momentos de la zona central. Es así que el empalme en la zona central para las barras superiores sigue siendo válido; pero para las barras inferiores sería inconveniente seguir empalmado en los apoyos, ya que el momento positivo se incrementa considerablemente. Es por esto que para las barras inferiores se recomienda empalmar en una zona intermedia entre el apoyo y el centro de la luz (Blanco, 1994).

Además, se deberá tener en cuenta lo señalado en la sección 9.2 referente a las disposiciones de la Norma E.060 para el diseño sísmico, donde se menciona que no deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.

Entonces, analizando todo lo descrito, se deberá especificar con criterio la clase de los empalmes a usar y las zonas donde empalmar. El siguiente esquema resume lo explicado en los párrafos anteriores.



NOTA: (a). - NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION
 NOTA: (b). - SE CONSIDERAN BARRAS SUPERIORES AQUELLAS QUE TIENEN 30CM O MÁS DE CONCRETO FRESCO POR DEBAJO DE ELLAS.

DESARROLLO Y EMPALME DE ARMADURA DE VIGAS

DE PÓRTICOS DÚCTILES

DETALLES PARA VIGAS

Ilustración 53 Consideraciones para especificar las zonas de empalme del refuerzo (NTP E.060).

9.8 EJEMPLO DE DISEÑO

A manera de ejemplo se realizará el diseño completo de la viga V-1, ubicada en el eje H del piso típico (ver plano E-07 del Anexo):

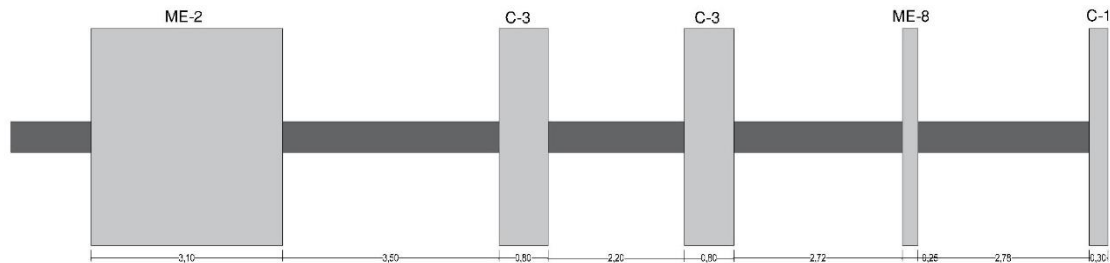


Ilustración 54 Esquema de la viga a diseñar.

Diseño por flexión

Del análisis estructural obtenemos la siguiente envolvente de momentos flectores, con las cargas amplificadas según las combinaciones especificadas en 9.1:

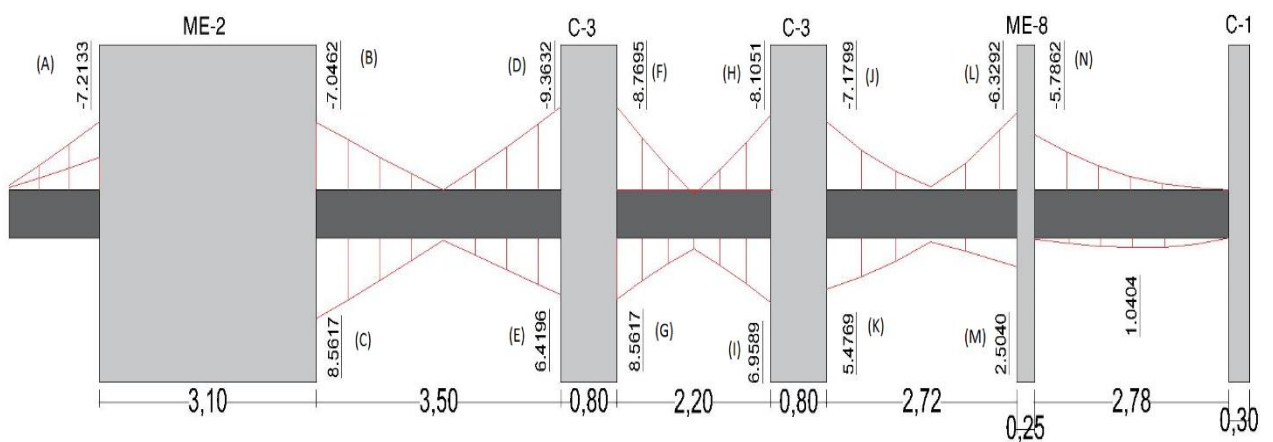


Ilustración 55 Envolvente de momentos flectores para la viga a diseñar (ton-m).

Analizando con los valores máximos, correspondientes a las secciones A, B, C, E, F, G Y H:

	Sección							
	A	B	C	D	E	F	G	H
b (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25
h (cm)	50	50	50	50	50	50	50	50
d (cm)	44	44	44	44	44	44	44	44
Mu (ton-m)	-7.21	-7.05	8.56	-9.36	6.42	-8.77	8.56	-8.10
As mín= 0.24%bd (cm²)	3.67	3.67	3.67	3.67	3.67	3.67	3.67	3.67
As máx=1.59%bd (cm²)	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53
As calculado (cm²)	4.56	4.45	5.47	6.02	4.03	5.61	5.47	5.15
Refuerzo escogido	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	4 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"
As colocado(cm²)	5.97	5.97	5.97	7.96	5.97	5.97	5.97	5.97
ρ	0.0054	0.0054	0.0054	0.0072	0.0054	0.0054	0.0054	0.0054
As colocado/ As calculado	1.31	1.34	1.09	1.32	1.48	1.06	1.09	1.16

Tabla 23 Cálculo del refuerzo por flexión para la viga del ejemplo.

	Sección						
	I	J	K	L	M	N	O
b (cm)	25	25	25	25	25	25	25
h (cm)	50	50	50	50	50	50	50
d (cm)	44	44	44	44	44	44	44
Mu (ton-m)	6.96	-7.18	5.47	-6.36	2.50	-5.78	1.04
As mín= 0.24%bd (cm²)	3.67	3.67	3.67	3.67	3.67	3.67	3.67
As máx=1.59%bd (cm²)	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53	17.53
As calculado (cm²)	4.39	5.54	3.41	4	1.53	3.62	0.63
Refuerzo escogido	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"
As colocado(cm²)	5.97	5.97	5.97	5.97	5.97	5.97	5.97
ρ	0.0054	0.0054	0.0054	0.0054	0.0054	0.0054	0.0054
As colocado/ As calculado	1.36	1.08	1.75	1.49	3.9	1.65	9.48

Tabla 24 Cálculo del refuerzo por flexión para la viga del ejemplo.

A continuación, se muestra un esquema con el refuerzo calculado por flexión, se procederá a verificar los requerimientos de la Norma E.060 para el diseño sísmico.

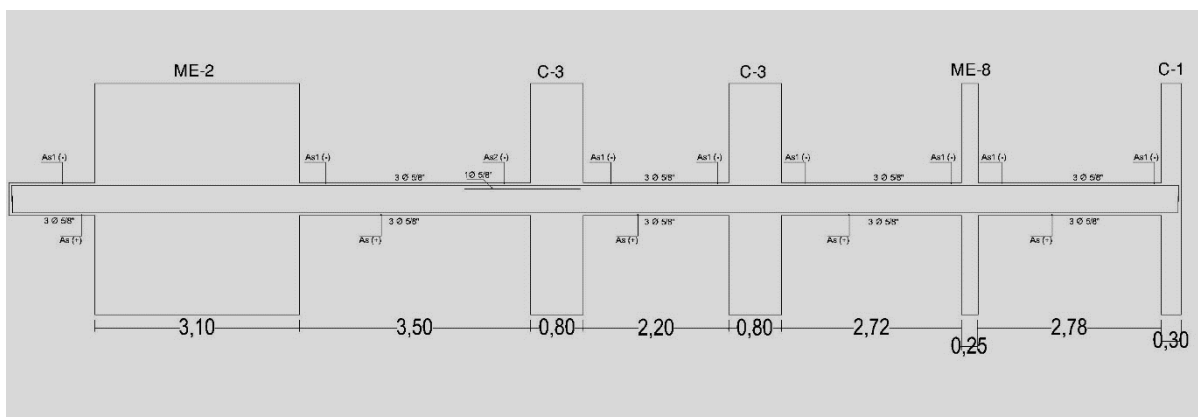


Ilustración 56 Esquema del refuerzo calculado por flexión para la viga del ejemplo.

Tenemos:

- $As(+)$ = 5.97 cm²
- $As1(-)$ = 7.96 cm²

Para cumplir con los requerimientos de la Norma E.060 especificados en la ilustración 52, debemos comprobar que:

$As(+)$ debe brindar como mínimo un 1/3 (33%) de la resistencia que brindan $As2(-)$ y $As3(-)$,

Se verificará con $As3(-)$ por ser mayor:

	$As(+)$	$As3(-)$
b (cm)	25	25
h (cm)	50	50
d (cm)	44	44
As (cm²)	5.97	7.96
ØMu (ton-m)	9.30	12.10

Tabla 25 Verificación de la resistencia mínima brindada por el acero positivo en la cara de los nudos.

Se observa que $As(+)$ brinda el 77% de la resistencia que brinda $As2(-)$, por lo tanto se cumple con el requerimiento de la Norma.

$As1(-)$ debe ser como mínimo 1/4 (25%) de $As2(-)$ y $As3(-)$, se verifica con $As3(-)$ por ser mayor:

$$\frac{As1(-)}{As3(-)} = \frac{5.97}{7.96} = 75\%; \text{ se cumple con el requerimiento de la Norma.}$$

Cortado del Refuerzo

Para determinar la longitud de los bastones mediante las especificaciones de la ilustración 52 primero es necesario saber cuáles son los puntos teóricos de corte.

Capacidad de las armaduras:

- $As(+) = 5.97 \text{ cm}^2 \longrightarrow \phi Mn = 9.30 \text{ ton.m}$
- $As1(-) = 7.96 \text{ cm}^2 \longrightarrow \phi Mn = 12.10 \text{ ton.m}$

Graficando los valores de las capacidades sobre la envolvente de momentos obtenemos los siguientes puntos teóricos de corte:

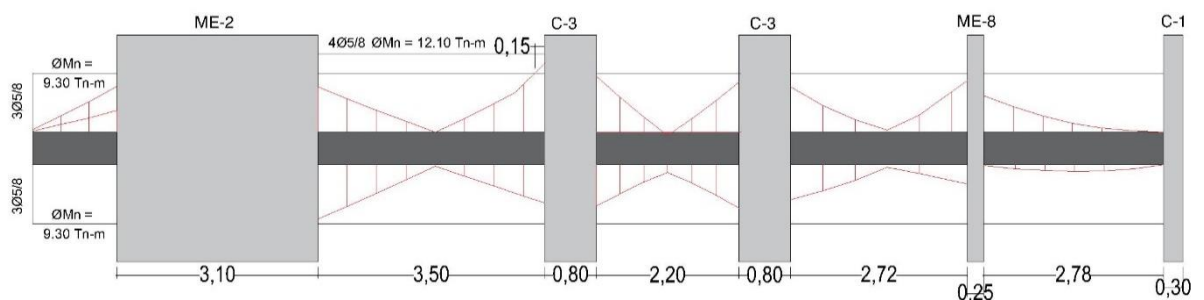


Ilustración 57 Envolvente de momentos flectores (Tn.m)

Luego, de acuerdo con lo dispuesto por la Norma E.060, se tiene que cortar el refuerzo como mínimo a una distancia d ó db del punto teórico de corte, además todos los bastones serán mayores a la longitud de anclaje ld .

- $d = 44 \text{ cm}$
- $12 db = 19 \text{ cm}$ para $\phi 5/8''$
- ld para barras superiores ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$): 75 cm para $5/8''$.

Tenemos:

- Para el bastón de $5/8''$ ubicado en el segundo tramo (punto D) se tiene $= 15 + 44 = 59 \text{ cm}$, pero gobierna la longitud de anclaje de 75 cm . Se elige un bastón de 100 cm .

The diagram shows a cross-section of a reinforced concrete slab with the following details:

- Supports:** ME-2, C-3, C-3, ME-8, C-1.
- Reinforcement:**
 - Top reinforcement: As1 (-) at supports, As2 (-) at the first C-3 support.
 - Bottom reinforcement: As (+) in spans.
 - Bar diameter: $3 \text{ } \varnothing 5/8"$.
 - Bar spacing: 100 mm for As2 (-), 100 mm for As (+) at the first C-3 support.
- Dimensions (m):**
 - Span 1 (ME-2 to C-3): 3,10
 - Span 2 (C-3 to C-3): 2,20
 - Span 3 (C-3 to ME-8): 2,72
 - Span 4 (ME-8 to C-1): 2,78
 - Support width (C-3): 0,80
 - Support width (ME-8): 0,25
 - Support width (C-1): 0,30
 - Overall length: 3,50

Diseño por corte

Pero según lo especificado en la Norma E.060, al ser la viga en estudio un elemento con responsabilidad sísmica, debemos calcular el V_u por capacidad.

Apoyo izquierdo: $As+ = 5.97 \text{ cm}^2 \text{ -----} \rightarrow Mn = 10.33 \text{ ton-m}$

$$As- = 5.97\text{cm}^2 \text{-----} \rightarrow Mn = 10.33 \text{ ton-m}$$

$$As+ = 7.96 \text{ cm}^2 \text{ -----} \rightarrow Mn = 13.44 \text{ ton-m}$$

Apoyo derecho: $As+ = 7.96 \text{ cm}^2 \rightarrow Mn = 13.44 \text{ ton-m}$

$$A_s = 5.97 \text{ cm}^2 \text{ -----} \rightarrow M_n = 10.3 \text{ ton-m}$$

Una vez calculadas las capacidades en los apoyos, obtenemos las cortantes según lo indicado en la ilustración 51. Del metrado de cargas tenemos: $CM = 0.8 \text{ ton/m}$ y $CV = 0.2 \text{ ton/m}$.

- $w_u = 1.25 \times (0.8 + 0.2) = 1.25 \text{ ton/m}$
- Luces libres de los tramos: $l_{n1} = 3.50 \text{ m}$
- Cortantes isostáticas: $V_{isost1} = 1.25 \times 3.50 / 2 = 2.18 \text{ ton}$

El siguiente gráfico muestra las fuerzas cortantes relacionadas con la capacidad en los apoyos, para cuando los momentos actúan en sentido antihorario y horario:

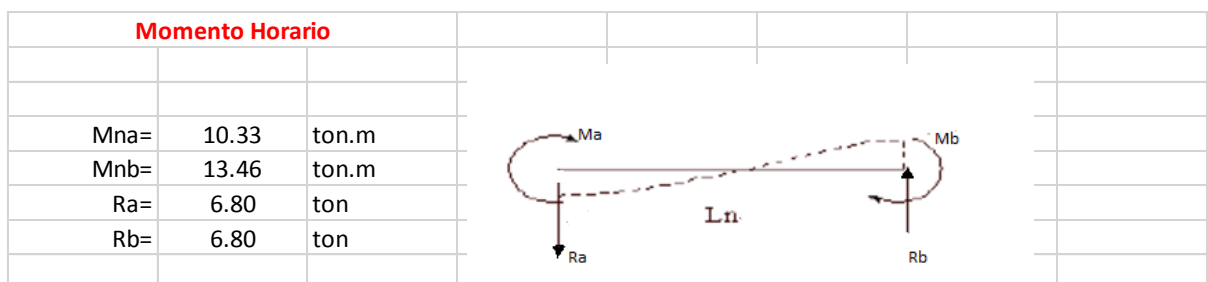
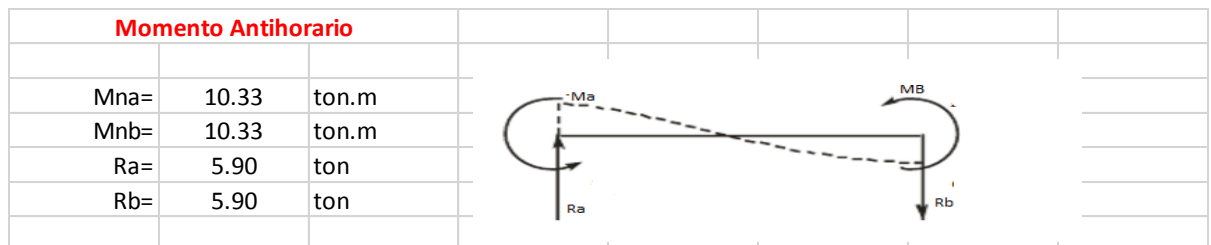


Ilustración 60 Fuerzas cortantes relacionadas con la capacidad M_n en los apoyos (Ton).

Si a todos estos valores les sumamos la fuerza cortante isostática correspondiente, obtenemos las fuerzas cortantes mostradas en la siguiente figura. Además, se muestran las envolventes de dichas fuerzas y las cortantes de diseño " V_u " reducidas a una distancia " d " de la cara de los apoyos.

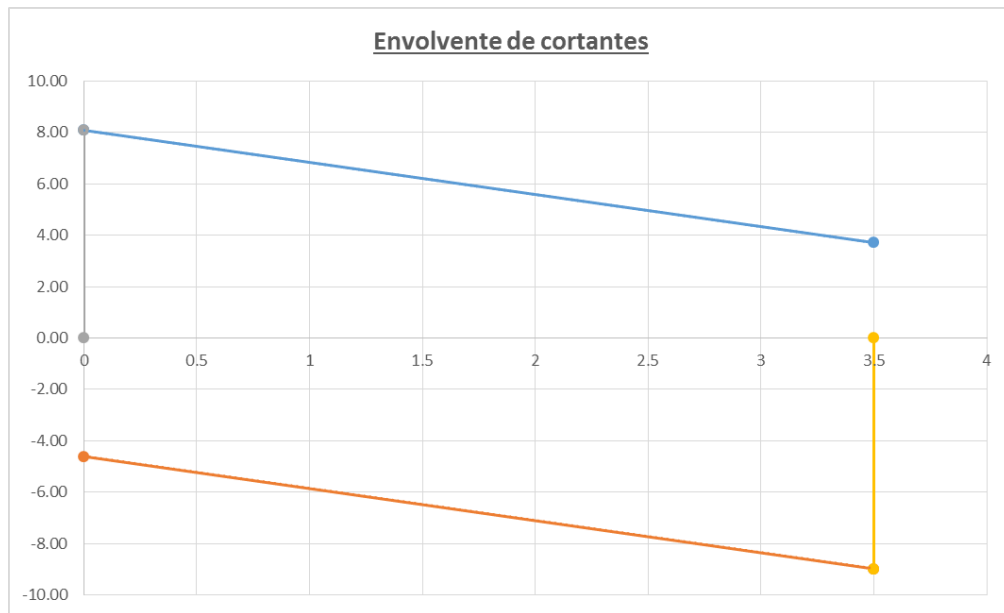


Ilustración 61 Fuerzas cortantes y envolventes de diseño calculadas por capacidad (Ton).

Observamos que para el segundo tramo $V_u = 8.98$ ton (se considera esta carga para todo el tramo por tener fuerzas similares en ambos lados). Si comparamos estos valores con los de la envolvente para las combinaciones normales (ver ilustración 59), notamos que las fuerzas de diseño se han incrementado.

En la mayoría de vigas con responsabilidad sísmica gobierna la cortante obtenida por capacidad, ya que al tomar momentos de sismo requieren de una importante cantidad de refuerzo en los apoyos.

Sin embargo, como ya se explicó en la sección 9.3, la Norma E.060 también considera trabajar con las cortantes obtenidas con el sismo amplificado por 2.5, si es que éstas son menores a las halladas por capacidad. Se hace esto con el fin de no considerar un caso extremo e improbable. Tenemos la siguiente envolvente con el sismo amplificado:

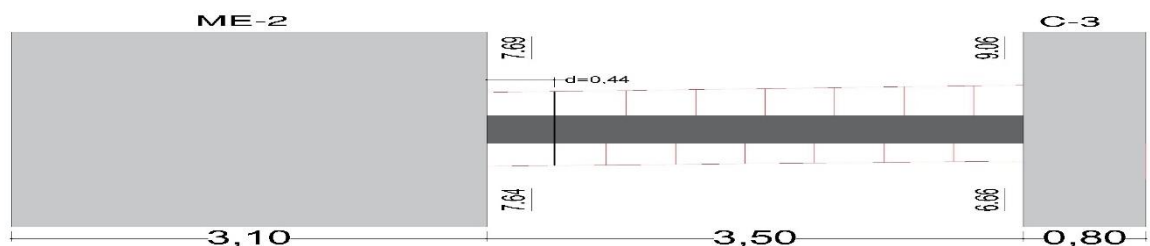


Ilustración 62 Envolvente de fuerzas cortantes con el sismo amplificado por 2.5 (Ton).

Se observa que las cortantes con el sismo amplificado son mayores en alguna medida a las cortantes por capacidad, por lo tanto se usarán estas últimas para el diseño (ver ilustración 61).

Tenemos:

- Para el segundo tramo: $V_u = 8.98$ ton (para ambos apoyos)

Hallando el aporte del concreto a la resistencia: $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 8.44$ tn; $\phi V_c = 7.17$ tn.

Notamos que $V_u > \phi V_c$ en ambos tramos, por lo tanto se necesita refuerzo. Calculamos la cortante que deberá resistir el refuerzo y el espaciamiento necesario, usando estribos simples de $\emptyset 3/8''$ tenemos 2 ramas en cada espaciamiento, $A_v = 2 A_b = 2 \times 0.71 = 1.42$ cm². Usando las expresiones mencionadas en 9.3 tenemos:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Para el segundo tramo: $V_s = 8.98/0.85 - 7.17 = 3.39$ ton entonces, $S = 1.42 \times 4,200 \times 44 / 3390 = 77$ cm.

Se observa que los espaciamientos requeridos son muy grandes, en parte se debe a que la sección no está muy sobre-reforzada, se requerirían estribos mínimos. Sin embargo, como el elemento tiene responsabilidad sísmica se deberá tener en cuenta las consideraciones de la Norma E.060 para el espaciamiento de los estribos, las cuales han sido descritas en la sección 9.3.

- Zona de confinamiento mínima = $2h = 1.0$ m
- El primer estribo debe estar como máximo a 5 cm del apoyo.

En esta zona de confinamiento, los estribos deben estar separados como máximo el menor de los siguientes valores:

- $d/4 = 13.5$ cm
- $10d_b$ (barra longitudinal) = $10 \times 5/8 \times 2.54 = 15.9$ cm
- $24d_b$ (estribo) = $24 \times 3/8 \times 2.54 = 22.9$ cm

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será: $d/2 = 44/2 = 22$ cm. Por lo tanto, se elige: 1@5, 10@10, resto @20; en cada extremo de ambos tramos.

Control de deflexiones

Cada tramo de la viga cuenta con un extremo apoyado y otro extremo continuo. Según la tabla 16, para esta condición la viga en cada tramo debe contar con un peralte mínimo de $l_n/18.5$. Tenemos para cada tramo:

$$h_{min1} = \frac{l_n}{18.5} = 19 \text{ cm}$$

La viga cuenta con $h = 50 \text{ cm}$, por lo tanto se cumple con los requerimientos de peralte mínimo a menos que se calculen las deflexiones, según la Norma E.060.

Las columnas, junto a las placas, transmiten las cargas de las vigas y techos hacia la cimentación, y además controlan los desplazamientos laterales de la estructura. Dependiendo si en el edificio predominan las columnas o placas, se deberá tener especial consideración en el diseño sísmico para lograr un comportamiento dúctil durante un evento sísmico.

10.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Al igual que las vigas, las columnas se modelan como parte de pórticos; y las cargas sísmicas también se obtendrán del modelo estructural usado para el análisis sísmico. Una vez obtenidas las cargas sísmicas y de gravedad, se procede a resolver todas las combinaciones que establece la Norma E.060.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

La mayoría de columnas reciben momentos en las dos direcciones, X-X e Y-Y. Es conveniente analizar cada dirección por separado, y obtener las combinaciones de carga respecto a cada eje. A diferencia de las vigas, no se trabaja con una envolvente, sino se estudia cada combinación por separado.

10.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN UNIAXIAL

En las columnas normalmente se presentan cargas axiales considerables, y por lo tanto importantes esfuerzos de compresión que afectan el comportamiento frente a sollicitaciones de momento. A esta acción simultánea de momentos flectores y cargas axiales se la conoce como “flexocompresión”. A la curva que relaciona simultáneamente la resistencia a la compresión y a la flexión de una columna se la conoce como diagrama de interacción. Existen nomogramas para secciones con formas predeterminadas que son muy útiles para secciones no muy complejas; en caso contrario se puede recurrir a programas de computadora.

El diseño es un procedimiento iterativo, se empieza asumiendo una armadura para la sección y se elaboran los diagramas de interacción correspondientes a cada dirección del

análisis, usando los factores de reducción especificados para cada tipo de solicitación. Para dar por concluido el diseño, todas las combinaciones de carga deben cumplir con ubicarse por debajo de la curva de resistencia de la sección asumida; y dependiendo de la holgura en la iteración, también se debe considerar disminuir la armadura.

En el artículo 10.9.1, la Norma E.060 especifica los límites para las cuantías del refuerzo longitudinal en columnas: como mínimo 1%, para contrarrestar los efectos del flujo plástico en el concreto; y como máximo 6%, para evitar la congestión del refuerzo en el elemento. Estas cuantías se aplican al área total bruta de la sección.

10.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAxIAL

En teoría, si existen momentos actuando en ambos ejes de la sección, se debería construir un diagrama de interacción a manera de una superficie. Este procedimiento es muy complicado y engorroso, por lo que la Norma E.060 propone una forma conservadora de estimar el rango en el cual el diseño por flexocompresión uniaxial conserva su validez. En su artículo 10.18 propone evaluar las siguientes expresiones, basándose en las ecuaciones de Bresler.

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_{n0}} \geq 0.1: \frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{n0}}$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_{n0}} < 0.1: \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1$$

Donde:

P_u = Carga axial última de diseño

M_{ux} = Momento último de diseño respecto al eje X

M_{uy} = Momento último de diseño respecto a eje Y

ϕP_{nx} = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en X ($e_y=0$)

ϕP_{ny} = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de momento en Y ($e_x=0$)

ϕP_{n0} = Resistencia de diseño bajo la acción únicamente de carga axial ($e_x=e_y=0$)

ϕM_{nx} = Resistencia de diseño respecto al eje X

ϕM_{ny} = Resistencia de diseño respecto al eje Y

10.4 EFECTO DE ESBELTEZ

Al diseñar una columna se asumen excentricidades de diseño, las cuales en la realidad pueden alterarse debido a la curvatura, dependiendo de la esbeltez del elemento. Estos efectos que no son contemplados en el análisis elástico reciben el nombre de “efectos de segundo orden”. La Norma E.060 propone dos métodos para estimar estos efectos, dependiendo de si el entrepiso donde se encuentra ubicada la columna en estudio presenta o no desplazamiento lateral importante.

Según la Norma E.060, una estructura se considera sin desplazamiento lateral si al hacer un análisis de segundo orden resulta que el incremento de los momentos en los extremos de las columnas no excede de 5%. Alternativamente se permite hacer uso del índice de estabilidad descrito en la sección 5.5.5 de este trabajo.

10.4.1 Estructuras sin desplazamiento lateral

La Norma E.060 en su artículo 10.12.2 indica que se permite ignorar los efectos de la esbeltez en estructuras sin desplazamiento lateral si se satisface que:

$$\frac{Kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right); \left[34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \leq 40$$

Donde:

M1 = Menor momento de diseño en uno de los extremos de la columna, positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y negativo si hay doble curvatura.

M2 = Mayor momento de diseño en uno de los extremos de la columna, siempre positivo.

k = Factor de longitud efectiva. La Norma E.060 indica que para estructuras sin desplazamiento lateral se puede asumir =1 conservadoramente.

l_u = Longitud sin arriostrar en la columna.

r = Radio de giro de la sección transversal.

En caso no cumplirse con este requerimiento, la Norma E.060 en su artículo 10.12.3 indica que se deben amplificar los momentos de diseño mediante la siguiente expresión:

$$M_1 = \delta_{ns} M_1 \quad M_2 = \delta_{ns} M_2$$

Donde: δ_{ns} es el factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75Pc}} \geq 1 ; \text{ donde } Pcr = \frac{\pi^2}{(klu)^2} \text{ y } EI = \frac{(0.2EcIg + EsIse +)}{1 + \beta_d}$$

Además:

Cm=Factor que relaciona la forma del diagrama de momentos y el tipo de curvatura. Para elementos con curvatura simple se toma igual a uno. Para elementos con doble curvatura (la mayoría de casos) se calcula usando ($Cm=0.6+0.4(M1/M2)$), pero como mínimo se debe tomar $Cm=0.4$.

Pu=Fuerza axial última de diseño.

Pc=Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler).

EI=Producto del módulo de elasticidad y la inercia de la sección considerando fisuramiento

Ec=Módulo de elasticidad del concreto.

Ig=Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada).

Es=Módulo de elasticidad del acero.

Ise=Inercia del acero de refuerzo (en la dirección analizada).

β_d =Para estructuras sin desplazamiento lateral es la relación entre el momento último debido a la carga muerta permanente M_{cm} y el momento último de diseño M_u , siempre positivo.

Adicionalmente se indica que si $M2/Pu$ es menor que $(1.5+0.03h)$; para el cálculo de Cm se deberán amplificar los momentos $M1$ y $M2$ considerando una excentricidad mínima de $(1.5+0.03h)$, o en su defecto tomar $Cm = 1$. Nótese que h es el peralte de la columna en la dirección analizada, en cm.

10.4.2 Estructuras con desplazamiento lateral

La Norma E.060 en su artículo 10.12.2 indica que se permite ignorar los efectos de la esbeltez en estructuras con desplazamiento lateral si se satisface que:

$$\frac{k lu}{r} \leq 22$$

Donde k deberá ser calculado considerando los desplazamiento laterales, y no debe ser menor que 1. En caso no cumplirse con este requerimiento, la Norma E.060 en su artículo 10.13.3 indica que se deben usar las siguientes expresiones:

$$M1 = \delta ns M1 + \delta s M1s \qquad M2 = \delta ns M2 + \delta s M2s$$

Donde:

δns = Factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados. Se calcula usando las mismas expresiones de la sección 10.4.1.

δs = Factor de amplificación de momento para pórticos no arriostrados. Es un solo valor para columnas pertenecientes a un mismo pórtico.

$M1s$ y $M2s$ = cargas de sismo amplificadas.

Para el cálculo del factor δs se debe hacer un análisis de segundo orden; sin embargo la Norma E.060 presenta dos alternativas para esto.

$$\delta s = \frac{1}{1 - Q}; \quad 1 \leq \delta s \leq 1.5$$

Donde Q es el índice de estabilidad del entrepiso y se calcula según lo estudiando en la sección 5.5.5 de este trabajo. Si δs excede el límite de 1.5, se deberá hacer un análisis de segundo orden o usar la siguiente expresión:

$$\delta s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma Pu}{0.75 \Sigma Pc}}$$

Donde las sumatorias se realizan por entrepiso y Pc se calcula usando las mismas expresiones presentadas en la sección anterior. Nótese además que algunas variables cambian respecto del caso de edificios sin desplazamiento lateral. Por ejemplo, β_d y k .

Un valor adecuado para β_d puede ser cero, ya que para estructuras con desplazamiento lateral la carga sostenida no es la causante de la deformación lateral, sino que ésta es causada por el sismo que es eventual y de corta duración (Blanco, 1994). Para el valor de k en pórticos con desplazamiento lateral existen nomogramas como los de Jackson y Moreland que permiten obtener gráficamente dicho valor.

10.5 DISEÑO POR CORTE

La Norma E.060 en su artículo 11.3.1.2 propone la siguiente expresión para estimar conservadoramente el aporte del concreto a la resistencia en elementos sometidos a compresión.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag} \right) b_w d$$

Donde Nu es la carga axial en kg y positiva por ser de compresión. Al igual que las vigas, las columnas llevan estribos que sirven como refuerzo por corte. La resistencia requerida para el acero y el espaciamiento necesario se calcula mediante:

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c; \quad s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Se deberá cumplir para todas las combinaciones que $\phi V_n > Vu$, donde $V_n = V_c + V_s$. Además, la Norma E.060 dispone consideraciones especiales para el diseño sísmico por corte en las columnas, con el fin de asegurar un comportamiento dúctil durante un evento sísmico. Para el cálculo de la fuerza cortante de diseño se deberá realizar un análisis por capacidad similar a lo especificado para las vigas en la sección 9.3 de este trabajo, como se muestra a continuación:

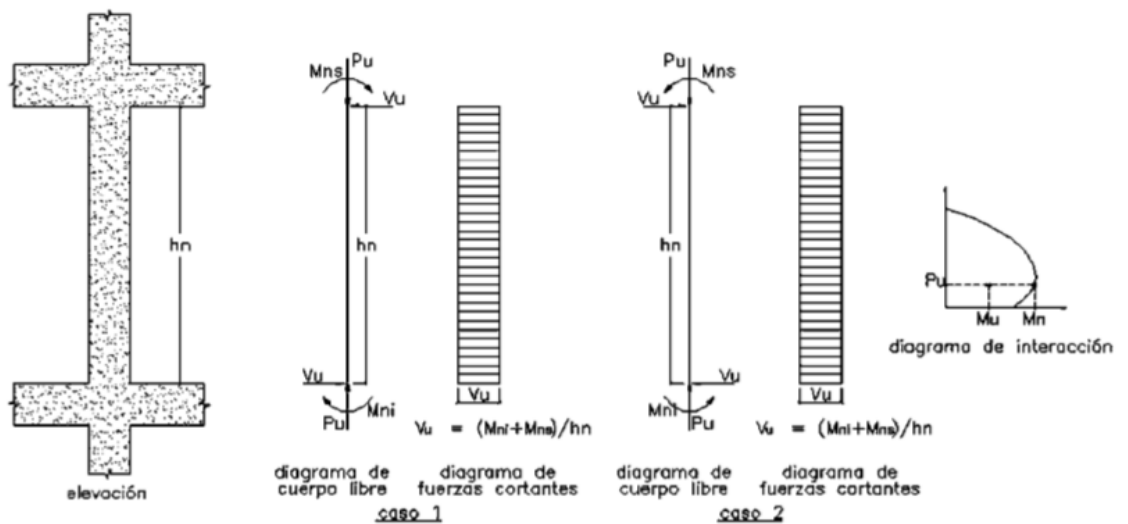


Ilustración 63 Fuerza cortante de diseño en columnas según la Norma E.060 (Ton).

Además, se deberá comparar esta fuerza V_u con la envolvente de fuerzas cortantes considerando las cargas sísmicas amplificadas por 2.5, y elegir el menor valor para no considerar escenarios improbables.

Cabe señalar que estas disposiciones son válidas sólo para el caso de edificios con sistema de muros estructurales. Para edificios aporticados estos requisitos no son suficientes (ver artículo 21.6 de la Norma E.060).

Por otro lado, de acuerdo al artículo 21.4.5 de la Norma E.060, el espaciamiento de los estribos deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- El primer estribo debe ir a no más de 5 cm de la cara del nudo.
- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_0 por una longitud L_0 medida desde la cara del nudo. El espaciamiento S_0 no debe exceder al menor entre:
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 10 cm.
- La longitud L_0 no debe ser menor que el mayor entre:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento.
 - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 50 cm.
- Fuera de la longitud L_0 , la separación no será mayor que:
 - La requerida por fuerza cortante.
 - La mitad del peralte efectivo.
 - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - 48 veces el diámetro del estribo.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 30 cm.
- El espaciamiento del refuerzo transversal en el nudo no será mayor que el menor entre:
 - $s_{m\acute{a}x} = Av \frac{f_y}{0.2} \sqrt{f'c} b_w$
 - $s_{m\acute{a}x} = Av \frac{f_y}{3.5} b_w$

A continuación, se muestra un esquema que resume todas estas disposiciones.

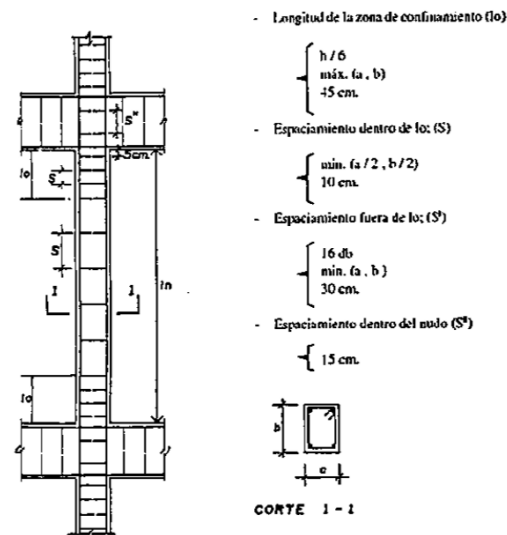


Ilustración 64 Disposiciones para el espaciamiento de estribos según la Norma E.060. (Blanco 1994)

10.6 EMPALMES POR TRASLAPE DEL REFUERZO

Sabiéndose que en la mayoría de columnas, la zona central presenta poco esfuerzo por flexión y poca congestión de acero, es conveniente realizar el empalme aquí. Sin embargo, también se pueden realizar empalmes cerca a los nudos, ya que las solicitaciones de momento en columnas no son elevadas respecto a su carga axial, sobre todo en edificios de muros. Para este último caso se deberá incrementar la longitud del empalme. En el siguiente esquema se muestra algunas consideraciones:

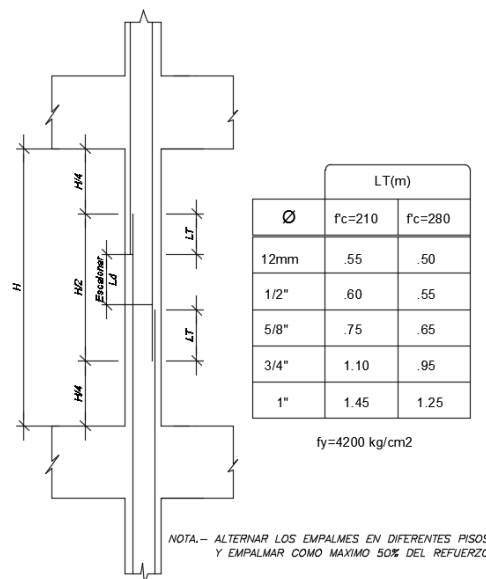


Ilustración 65 Consideraciones para el empalme del refuerzo en columnas

10.7 EJEMPLO DE DISEÑO

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño completo de la columna C-2 del eje J (ver plano E-04 del Anexo). Dimensiones 30x70 cm.

Efectos de la esbeltez

En el análisis sísmico, se verificó que el edificio no presenta ningún entrepiso con desplazamiento lateral; por lo tanto se verificarán los efectos de la esbeltez de acuerdo a la sección 10.4.1. Tenemos que en la mayoría de columnas convencionales los momentos M_1 y M_2 son iguales, se podrán ignorar los efectos de la esbeltez si se verifica que:

$$\frac{k lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 34 - 12(-1.5); \text{ pero: } \left[34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \leq 40; \text{ entonces } klu/r \leq 40$$

Verificando en ambas direcciones, y considerando el radio de giro r igual a $0.3h$, lu como la altura de entrepiso 265 cm y $k=1$; tenemos:

$$\text{Para la dirección X-X: } \frac{k lu}{r_x} = 1 \times 265 / (0.3 \times 70) = 12.61$$

$$\text{Para la dirección Y-Y: } \frac{k lu}{r_y} = 1 \times 265 / (0.3 \times 25) = 35.33$$

Se verifica que en ambas direcciones el valor de klu/r es menor que 40, por lo tanto no se tomarán en cuenta los efectos de la esbeltez para esta columna.

Diseño por flexocompresión uniaxial

Evaluando las combinaciones de carga tenemos:

				P	M2	M3
Nivel	Columna	Combinación		tonf	tonf-m	tonf-m
TECHO 1	C2	DL	Top	-275.00	-0.0797	-16.9658
TECHO 1	C2	DL	Bottom	-276.87	0.0435	19.4067
TECHO 1	C2	DLSX Max	Top	-233.72	0.9334	-13.0014
TECHO 1	C2	DLSX Max	Bottom	-235.39	1.439	21.8565
TECHO 1	C2	DLSX Min	Top	-237.49	-1.0714	-15.9136
TECHO 1	C2	DLSX Min	Bottom	-239.16	-1.3626	11.2273
TECHO 1	C2	DLSY Max	Top	-228.57	2.6116	-14.2708
TECHO 1	C2	DLSY Max	Bottom	-230.24	3.9866	16.9165
TECHO 1	C2	DLSY Min	Top	-242.64	-2.7495	-14.6441
TECHO 1	C2	DLSY Min	Bottom	-244.31	-3.9102	16.1674
TECHO 1	C2	DSY Max	Top	-129.24	2.6381	-7.9024
TECHO 1	C2	DSY Max	Bottom	-130.44	3.9738	9.6455
TECHO 1	C2	DSY Min	Top	-143.31	-2.7229	-8.2757
TECHO 1	C2	DSY Min	Bottom	-144.52	-3.923	8.8964
TECHO 1	C2	DSX Max	Top	-134.39	0.96	-6.6329
TECHO 1	C2	DSX Max	Bottom	-135.60	1.4262	14.5855
TECHO 1	C2	DSX Min	Top	-138.16	-1.0448	-9.5451
TECHO 1	C2	DSX Min	Bottom	-139.36	-1.3753	3.9564

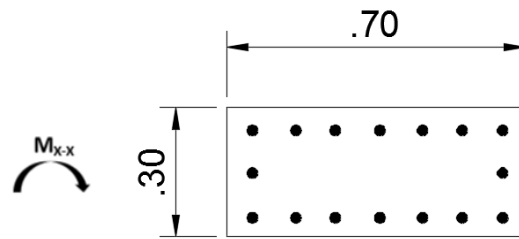
Tabla 26 Combinaciones de carga Pu y Mu para la columna en estudio

$$DL=1.4D+1.7L$$

$$DLS=1.25(D+L) \pm S$$

$$DS=0.9D \pm S$$

Calculamos el refuerzo mínimo para una sección de 30x70 cm. Tenemos un área total de 2100cm² y considerando una cuantía mínima de 1% obtenemos 21.00cm². Se empezará la iteración con 16 barras de Ø 1", 81.07cm² de refuerzo. Tenemos la siguiente sección:



C-2 (30X70)

16 Ø 1"

Ilustración 66 Sección de la columna a diseñar

Elaborando el diagrama de interacción para ambas direcciones y ubicando los puntos (M_u , P_u), tenemos:

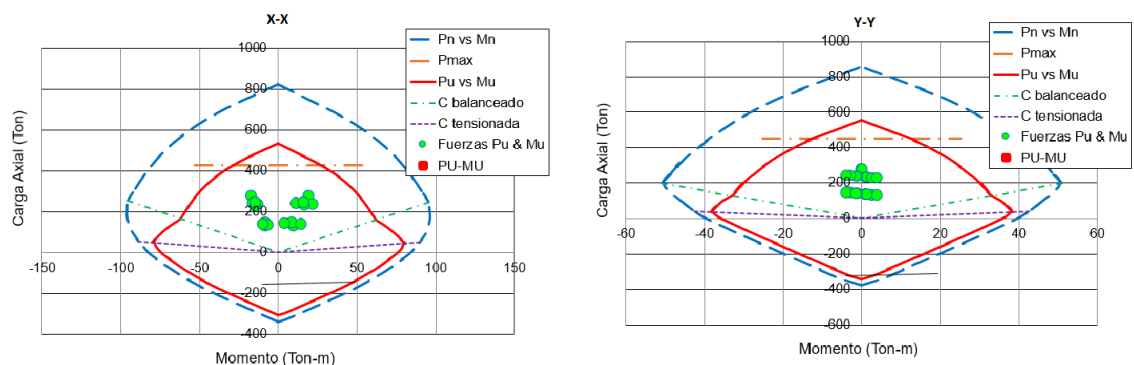


Ilustración 67 Puntos (M_u , P_u) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección

Observamos que los puntos (M_u , P_u) se ubican por debajo de las curvas de resistencia.

Flexión biaxial

Para dar por terminado el diseño por flexocompresión, se verificará por flexión biaxial.

Se usará la combinación “1.25(CM+CV)+CSX”, por ser la que mayor momento presenta.

Tenemos:

$$\phi P_{no} = 427 \text{ Ton}$$

$$P_u = 235 \text{ ton} \quad \longrightarrow \quad 235/531.30 = 0.44 > 0.1 \quad \square \quad \text{Se usa la fórmula de Bresler}$$

$$M_{u-x-x} = 21.85 \text{ ton.m} \quad \longrightarrow \quad \phi P_{nx} = 280 \text{ ton}$$

$$M_{u-y-y} = 1.43 \text{ ton.m} \quad \longrightarrow \quad \phi P_{ny} = 237 \text{ ton}$$

$$P_{umax} = \left[\frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}} \right]^{-1} = \left[\frac{1}{280} + \frac{1}{335} - \frac{1}{427} \right]^{-1} = 237 \text{ ton}$$

Observamos que se cumplen los requerimientos, ya que $P_u = 235 \text{ ton}$ y $P_{u_{\text{máx}}} = 237 \text{ ton}$. El refuerzo final por flexocompresión es de 16 barras de $\varnothing 1''$.

Diseño por corte

Calculamos las fuerzas cortantes considerando las capacidades en los nudos de la columna para la combinación más desfavorable, en este caso DSY, Tenemos los valores de P_u esta combinación y de los diagramas se obtienen las capacidades M_{n-x} y M_{n-y} .

$$P_u = 130 \text{ ton} \quad \longrightarrow \quad \varnothing M_{nx} = 68 \text{ ton.m}$$

Por lo tanto la fuerza cortante última de diseño sería $V_u = (68 + 68) / 2.65 = 51.3 \text{ ton}$. Adicionalmente verificaremos con las cargas sísmicas amplificadas por 2.5, obteniéndose una cortante última de 16.5 ton.

Nótese que el valor de $V_u = 51.3 \text{ ton}$ obtenido por capacidad es significativamente mayor que 13.75 ton, obtenido con las combinaciones de carga convencionales. Sin embargo, con el sismo amplificado por 2.5 obtenemos $V_u = 16.5 \text{ ton}$. Por lo tanto, según lo permitido por la Norma, se trabajará con el cortante obtenido por capacidad.

Calculando el aporte del concreto.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b w d = 0.53 \sqrt{280} \left(1 + \frac{130000}{140 \times 30 \times 70} \right) \times 30 \times 64 = 24.55 \text{ ton}$$

$$\varnothing V_c = 20.87 \text{ ton}$$

Observamos que $V_u > \varnothing V_c$. Considerando estribos triples de $\varnothing 3/8''$ tenemos 6 ramas en cada espaciamiento, $A_v = 6 A_b = 6 \times 0.71 = 4.26 \text{ cm}^2$. Calculando la resistencia y el espaciamiento requeridos para el refuerzo, tenemos:

$$V_s = \frac{V_u}{\varnothing} - V_c = \frac{51.3}{0.85} - 24.55 = 35.8 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{4.26 \times 4200 \times 64}{35.8 \times 1000} = 32 \text{ cm}$$

Por fuerza cortante se requiere 32cm de espaciamiento. Considerando lo dispuesto por la Norma E060, la zona de confinamiento debe ser como mínimo el mayor entre:

- $L_n/6 = 235/6 = 40 \text{ cm}$
 - La mayor dimensión: 70cm
 - 50 cm
- } $\square L_0 = 70 \text{ cm}$

El espaciamiento dentro de esta zona de confinamiento no será mayor que el menor valor de:

- 8 db (longitudinal 1") = $8 \times 1 \times 2.54 = 20.32 \text{ cm}$
 - La mitad de la menor dimensión: $30/2 = 15.00 \text{ cm}$
 - 10 cm
- } $\square S_0 = 10 \text{ cm}$

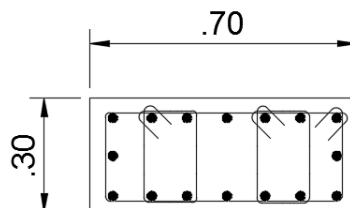
Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no será mayor que:

- El requerido por V_u : 32 cm
 - $d/2 = 64/2 = 32$
 - 48db (estribos de $\varnothing 3/8"$) = $48 \times 3/8 \times 2.54 = 45.52 \text{ cm}$
 - La menor dimensión: 30 cm
 - 30cm
- } $\square s = 20 \text{ cm}$

En el nudo, el espaciamiento no será mayor que:

- $S_{\text{máx}} = \frac{Avfy}{0.2\sqrt{f'c}bw} = \frac{4.26 \times 4200}{0.2 \times \sqrt{280} \times 70} = 75$
 - $S_{\text{máx}} = \frac{Avfy}{3.5bw} = \frac{4.26 \times 4200}{3.5 \times 70} = 73$
 - 15 cm
- } $\square s = 15 \text{ cm}$

El diseño final de la columna será:



16Ø1"
3 $\square$ 3/8": 1a. 05,
10@.10, rto. @.20 c/ext.

Ilustración 68 Diseño final de la columna analizada.

11.1 EMPLEO DE MUROS ESTRUCTURALES (PLACAS)

Los muros de corte son aquellos que además de las cargas verticales, también reciben cargas horizontales paralelas a su plano, principalmente provenientes de solicitaciones sísmicas. En nuestro medio son conocidos como “placas” y en edificios altos su uso es fundamental, ya que aportan rigidez lateral ayudando a controlar los desplazamientos durante un evento sísmico.

11.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se aplica lo mismo que para columnas (ver sección 10.1).

11.3 REFUERZO MÍNIMO HORIZONTAL Y VERTICAL

Dadas las importantes dimensiones que presentan los muros de corte, la Norma E.060 especifica cuantías mínimas de refuerzo para evitar la fisuración. En su artículo 11.3 señala:

$$\rho_h \geq 0.002 \quad \rho_v \geq 0.0015$$

Estos mínimos aplican siempre y cuando no se requiera cuantías mayores por corte. El espaciamiento no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro, ni 40 cm. Si el espesor es mayor a 20 cm, el refuerzo debe estar repartido en ambas caras del muro. El refuerzo vertical no necesita estar confinado salvo que su cuantía exceda de 0.01.

11.4 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

De acuerdo a la esbeltez del elemento, su comportamiento por flexión varía notablemente, por consiguiente, el diseño del refuerzo vertical por flexión debe diferenciarse para dos casos:

Muros esbeltos ($H/L \geq 1$)

En muros esbeltos el comportamiento es similar al estudiado para el caso de columnas, donde las fallas más probables son las del tipo dúctil, debido a la formación de rótulas plásticas en la base. El diseño se realizará por flexocompresión.

Se asume el acero principal en los núcleos confinados y el acero repartido en el resto de la sección. Se ubican los núcleos confinados en los extremos y donde se presenten vigas o muros perpendiculares al plano del elemento. Por último, se elaboran los diagramas de interacción para cada dirección y se ubican los puntos (M_u , P_u) para comprobar la validez de la iteración.

Muros chatos ($H/L \leq 1$)

En estos casos la falla más probable es del tipo frágil, por tracción diagonal del elemento, por lo tanto la fuerza cortante gobierna el diseño. El comportamiento no corresponde a la de un elemento sometido a flexocompresión y es semejante al de una viga de gran peralte. Para calcular el acero de refuerzo del extremo en tracción para secciones rectangulares podrá calcularse con la siguiente expresión (Blanco, 1994).

$$M_u = \phi A_s f_y z; \text{ donde } Z = 0.4L \left(1 + \frac{H}{L}\right); \text{ si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1 \text{ Y } Z = 1.2H, \text{ si } \frac{H}{L} \leq 0.5$$

11.5 DISEÑO POR CORTE

La Norma E.060 en sus artículos 11.10.3 a 11.10.10, indica las consideraciones para el diseño del refuerzo por corte en placas.

El aporte del concreto se puede calcular mediante las siguientes expresiones, considerando la magnitud de la carga axial.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} t d; \text{ si } \frac{P_u}{A_g} \geq 0.1 f'_c \quad V_c = 0; \text{ si } \frac{P_u}{A_g} \leq 0.1$$

Donde t es el espesor del muro y del peralte efectivo, el cual deberá ser calculado mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones, sin embargo la Norma E.060 permite el uso de $d=0.8L$.

Además, la Norma E.060 señala algunos límites para las resistencias calculadas.

$$V_c \leq \alpha_c \sqrt{f'c} \, td ; \text{ donde } \alpha_c = 0.80; \text{ si } \frac{H}{L} < 1.5 \text{ y } \alpha_c = 0.53 \text{ si } \frac{H}{L} \geq 1.5$$

Donde el valor de α_c varía linealmente para valores intermedios de $\frac{H}{L}$. Además, se especifica un límite para el valor de $V_n = V_c + V_s$, según la siguiente expresión.

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'c} \, td$$

Si $V_u \leq 2.6 \sqrt{f'c} \, td$ se requerirá el refuerzo mínimo especificado en la sección 11.3.

Si $V_u \geq 2.6 \sqrt{f'c} \, td$ se deberá calcular la cuantía del refuerzo horizontal según:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \rho_h = \frac{V_s}{f_y t d} \quad \rho_{h \min} = 0.0025$$

Además, la cuantía de refuerzo vertical deberá ser calculada según:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) ; \rho_{v \min} = 0.0025$$

La Norma E.060 indica que no es necesario considerar la cuantía de refuerzo vertical mayor que la horizontal, salvo que la relación $\frac{H}{L}$ sea menor a 2, en cuyo caso es sí será necesario considerar que $\rho_v \geq \rho_h$. Para los espaciamientos, tanto vertical como horizontal, se debe cumplir que:

$$S_{\max=3t} \text{ y } S_{\max=40 \text{ cm}}$$

Adicionalmente la Norma E.060 en su artículo 21.9.5.3, referente a las disposiciones para el diseño sísmico de muros estructurales, señala que la fuerza cortante de diseño debe ajustarse a la capacidad en flexión instalada en el muro:

$$V_u_{\text{diseño}} \geq V_u \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \quad \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \leq R$$

Y esta fuerza cortante deberá ser considerada para el diseño en una altura medida desde la base no menor de L y $\frac{Mu}{4 V_u}$, previendo la formación de rótulas plásticas.

11.6 EMPALMES POR TRASLAPE DEL REFUERZO

Los núcleos confinados se pueden considerar individualmente como columnas, por consiguiente, los empalmes se pueden especificar de acuerdo con lo dispuesto en la sección 10.6.

11.7 ELEMENTOS DE BORDE

Zonas a lo largo de los bordes de los muros y de los diafragmas estructurales, reforzados con acero longitudinal y transversal. Los elementos de borde no requieren necesariamente un incremento del espesor del muro o del diafragma. Los bordes de las aberturas en los muros y diafragmas deben estar provistos de elementos de borde.

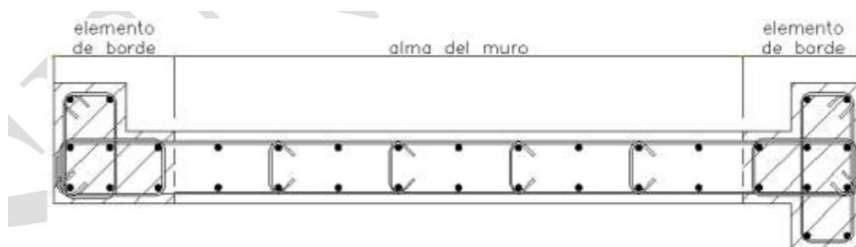


Ilustración 69 Ejemplo de elementos de borde

Los elementos de borde deben satisfacer los siguientes requisitos:

- El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre $(c - 0.1lm)$ y $c/2$.
- En las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y se deben extender por lo menos 300 mm dentro del alma.
- Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- El espaciamiento no debe exceder al menor entre los siguientes valores:
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
 - 250 mm.

- El refuerzo transversal de los elementos de borde en la base del muro debe extenderse dentro del apoyo en por lo menos en la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal de mayor diámetro de los elementos de borde, a menos que los elementos de borde terminen en una zapata o losa de cimentación, en donde el refuerzo transversal de los elementos de borde se debe extender, por lo menos, 300 mm dentro de la zapata o losa de cimentación.
- El refuerzo horizontal en el alma del muro debe estar anclado para desarrollar f_y , dentro del núcleo confinado del elemento de borde. El refuerzo horizontal que termine en los bordes de muros estructurales debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde.

11.8 EJEMPLO DE DISEÑO

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño de la placa ML-04 del eje 7 (ver plano E-04 del Anexo). Esta placa nace desde el sótano, la sección crítica se ubicará en la base del primer piso, para el cual tenemos las siguientes cargas provenientes del análisis estructural.

Tenemos para la placa: $H = 24.5\text{m}$ y $L = 3.80\text{m}$ y $t = 25\text{cm}$. La relación $H/L = 24.5/3.80 = 6.45$ es mayor a 1, por consiguiente, se considera un muro esbelto y se diseñará por flexocompresión.

Diseño por flexocompresión

Obtenemos las combinaciones de carga P_u y M_u según lo especificado por la Norma E.060.

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	M3
				tonf	tonf-m
TECHO 1	ME4	Comb1	Top	248.1105	-13.2636
TECHO 1	ME4	Comb1	Bottom	256.5791	-2.9436
TECHO 1	ME4	Comb2 Max	Top	129.622	256.457
TECHO 1	ME4	Comb2 Max	Bottom	137.1832	506.1799
TECHO 1	ME4	Comb2 Min	Top	301.952	-279.1816
TECHO 1	ME4	Comb2 Min	Bottom	309.5133	-511.4818
TECHO 1	ME4	Comb3 Max	Top	-69.8575	79.9121
TECHO 1	ME4	Comb3 Max	Bottom	-62.2963	249.5777
TECHO 1	ME4	Comb3 Min	Top	501.4315	-102.6367
TECHO 1	ME4	Comb3 Min	Bottom	508.9927	-254.8797
TECHO 1	ME4	Comb4 Max	Top	49.9145	261.252
TECHO 1	ME4	Comb4 Max	Bottom	55.3585	506.8458
TECHO 1	ME4	Comb4 Min	Top	222.2445	-274.3866
TECHO 1	ME4	Comb4 Min	Bottom	227.6886	-510.8159
TECHO 1	ME4	Comb5 Max	Top	-149.565	84.7071
TECHO 1	ME4	Comb5 Max	Bottom	-144.1209	250.2436
TECHO 1	ME4	Comb5 Min	Top	421.724	-97.8417
TECHO 1	ME4	Comb5 Min	Bottom	427.1681	-254.2138
TECHO 1	ME1	Comb1	Top	186.2404	-2.2512
TECHO 1	ME1	Comb1	Bottom	193.8176	17.3248
TECHO 1	ME1	Comb2 Max	Top	62.5295	198.0914
TECHO 1	ME1	Comb2 Max	Bottom	69.2948	344.0909
TECHO 1	ME1	Comb2 Min	Top	261.3738	-201.9788
TECHO 1	ME1	Comb2 Min	Bottom	268.1391	-314.1195
TECHO 1	ME1	Comb3 Max	Top	67.3843	47.5348
TECHO 1	ME1	Comb3 Max	Bottom	74.1496	169.6294
TECHO 1	ME1	Comb3 Min	Top	256.519	-51.4222
TECHO 1	ME1	Comb3 Min	Bottom	263.2843	-139.6579
TECHO 1	ME1	Comb4 Max	Top	2.6193	198.8583
TECHO 1	ME1	Comb4 Max	Bottom	7.4903	338.2725
TECHO 1	ME1	Comb4 Min	Top	201.4636	-201.212
TECHO 1	ME1	Comb4 Min	Bottom	206.3346	-319.9379
TECHO 1	ME1	Comb5 Max	Top	7.4741	48.3017
TECHO 1	ME1	Comb5 Max	Bottom	12.3451	163.8109
TECHO 1	ME1	Comb5 Min	Top	196.6088	-50.6554
TECHO 1	ME1	Comb5 Min	Bottom	201.4798	-145.4763

Tabla 27 Combinaciones de carga Pu y Mu para el muro estructural en estudio.

Se procederá a realizar una estimación del acero para la primera iteración mediante la siguiente expresión, usando el mayor momento $M_{ux-x}=508$ ton-m.

$$A_s = \frac{M_u}{\Phi f_y (0.9L)} = \frac{50800000}{0.9 \times 4200 \times 0.9 \times 380} = 39 \text{ cm}^2$$

En el armado preliminar se consideran núcleos confinados de 25x70cm en los extremos, y en cada núcleo 12 barras de $\phi 3/4''$.

Adicionalmente en el resto de la sección se considera 2 barras de $3/8''$ separadas cada 15 cm. El armado descrito se muestra en la siguiente figura.

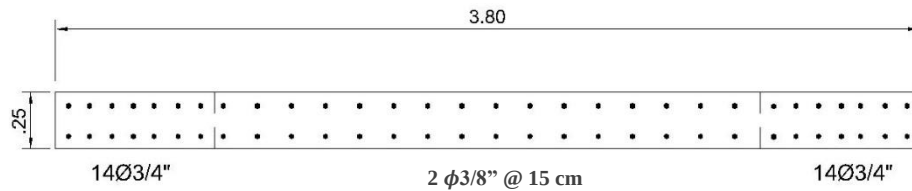


Ilustración 70 Armado preliminar por flexión y carga axial para el muro estructural del ejemplo.

Notamos que en cada extremo tenemos aproximadamente 39.9 cm^2 de acero, cercanos a los 39 cm^2 estimados con la ecuación aproximada. Elaborando los diagramas de interacción para cada dirección y ubicando los puntos (M_u, P_u) , tenemos:

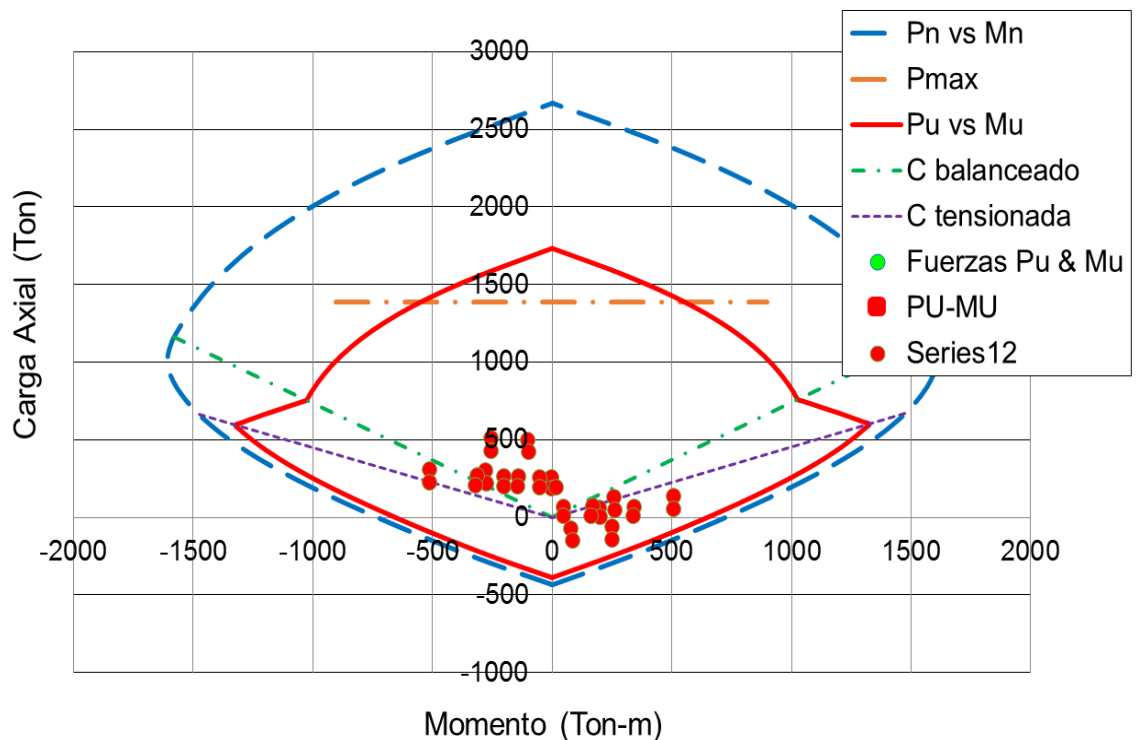


Ilustración 71 Puntos (M_u, P_u) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección.

Notamos que el refuerzo asumido cumple con los requerimientos para la dirección X-X con un margen aceptable.

Diseño por Corte

Dado que se observa que en la placa se presenta esfuerzos de tracción, se desprecia el aporte del concreto a la resistencia.

$$V_c = 0$$

Para la combinación “1.25(CM+CV)-CSX” obtenemos = 66.86ton. La capacidad asociada a la carga $P_u = 137$ ton es $M_{n-x} = 917.12$ ton-m. Hallando la fuerza cortante de diseño tenemos:

$$V_{u\text{diseño}} = V_u \left(\frac{M_n}{M_u} \right) = 94.91 \times \left(\frac{865}{256.457} \right) = 310 \text{ ton} \quad \left(\frac{859}{256.457} \right) = 3.35 < R$$

El esfuerzo cortante deberá ser tomado íntegramente por el refuerzo horizontal, calculando la resistencia requerida para el acero tenemos:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{335.71}{0.85} - 0 = 394.12 \text{ Tn}$$

Verificando el límite dispuesto para V_n :

$$V_n = V_c + V_s = 0 + 394.12 = 394.12 \text{ Tn}$$

$$V_{n_{\max}} = 2.6x\sqrt{f'_c} t d = 2.6x\sqrt{280}x25 \times (0.8 \times 380) = 330 \text{ ton}$$

Se cumple con el límite. Calculando la cuantía del refuerzo horizontal:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y t d} = \frac{394000}{4200x25x08x380} = 1.23\% \quad \rho_{vmin} = 0.0025$$

Obtenemos = 1.23%. Calculando el área de acero para un metro de altura:

$$A_s = \rho b h = 1.23\%x25x100 = 30.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dado el ancho de la placa, se distribuirá el refuerzo en ambas caras, en cada cara se tendrá 15.375 cm²/m. Calculando la separación necesaria para barras de $\phi 1/2$ ”

$$s = \frac{A_b}{A_s} = \frac{1.27}{15.375} = 8.26 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = 3t = 3 \times 25 = 75 \text{ cm} \text{ y } s_{\max} = 40 \text{ cm}$$

El espaciamiento calculado cumple con los máximos establecidos, entonces el refuerzo horizontal será 2 barras de 1/2" separadas cada 8.5 cm. Calculando la cuantía del refuerzo vertical, tenemos:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \approx 0; \rho_{vmin} = 0.0025$$

Correspondería una separación de 20 cm para barras de 3/8", pero los requisitos por flexocompresión gobiernan la cuantía del refuerzo vertical. Con el armado por flexocompresión la cuantía vertical es del orden de 1.26%, muy superior al mínimo de 1.07%. El diseño final de la placa será:

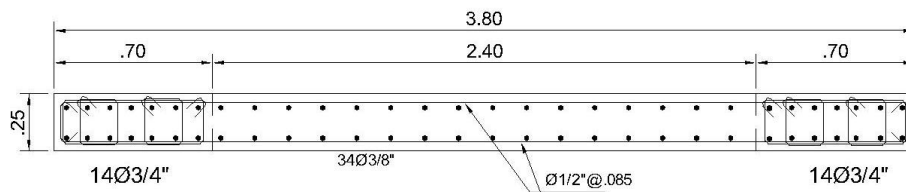


Ilustración 72 Armado final para el muro estructural del ejemplo.

12.1 SELECCIÓN DE LOS DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA (SHEAR LINK BOZZO “SLB”)

El disipador Shear-Link propuesto está basado inicialmente en el arriostramiento excéntrico de pórticos ya que la forma global es una sección en I bien rigidizada como muestra la ilustración 73. Esta sección en I permite potencialmente una disipación de energía óptima en toda el alma. Sin embargo, el sistema no está basado en formas estándar o especialmente soldadas. El dispositivo se obtiene por fresado a partir de una platina plana. Este proceso de fabricación propuesto por Cahís (1998) permite áreas disipativas muy delgadas sin soldar. Por otra parte, como en las diagonales excéntricas, la disipación de energía es muy estable siempre que se evite la abolladura del alma.

Otra característica importante del disipador SL es que presenta un modo doble de trabajo. Inicialmente la energía es disipada principalmente en el alma por las tensiones uniformes de cortante en un “modo de cortante”. Después de la degradación del alma los rigidizadores continúan disipando energía en un modo de flexión. La deformada cambia significativamente entre estos modos de una lineal a otra curvada. La importancia de esta característica es que proporciona un sistema robusto que continúa disipando energía incluso después de que el alma se degrada. Aunque en el diseño de la conexión se cuenta sólo con el primer modo de trabajo, el segundo proporciona un factor de seguridad adicional.

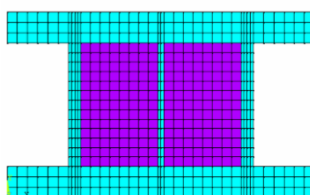


Ilustración 73 Geometría del dispositivo Disip1SL30_2.

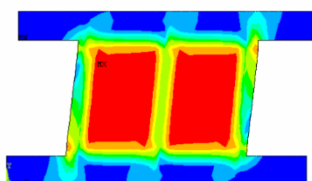


Ilustración 74 Tensiones de Von Mises para un desplazamiento impuesto de 20mm. Dispositivo Disip1SL30_2.

12.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Inicialmente se definirá los dispositivos disipadores como elementos tipo frame rectangulares de dimensiones 30cm x 2cm para así obtener la cortante inicial para un predimensionamiento inicial.

General Data

Property Name: DISIPADOR PRE1

Material: A36

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel Plate

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.02 m

Width: 0.3 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK
Cancel

Show Section Properties...

Ilustración 75 Modelado de disipador mediante elementos frame con geometría rectangular y propiedades de acero estructural tipo A36 (ETAPA INICIAL).

Se asignan los disipadores en ambos extremos del panel de concreto. Es importante liberar el extremo del disipador para no tomar fuerza axial.

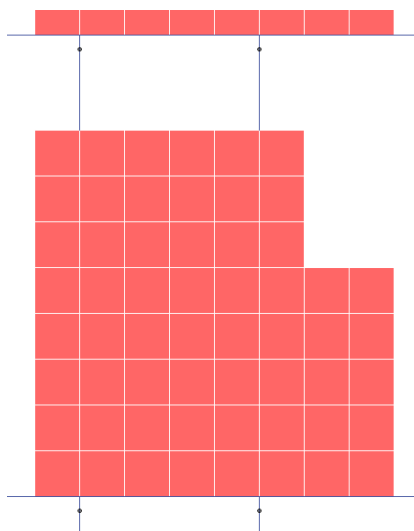


Ilustración 76 Panel disipativo de concreto + disipador sísmico (modelado tipo “frame”) para prediseño

Se deberá confirmar que los elementos modelados como “disipador” se encuentren definidos en el plano del muro por lo que se recomienda extruir la vista para visualizar gráficamente y confirmar la orientación de sus ejes locales.



Ilustración 77 Confirmación de orientación de la placa disipativa

Se procede a determinar los cortantes en el dispositivo del primer piso para su predimensionamiento utilizando la tabla (Hurtado et al 2008).

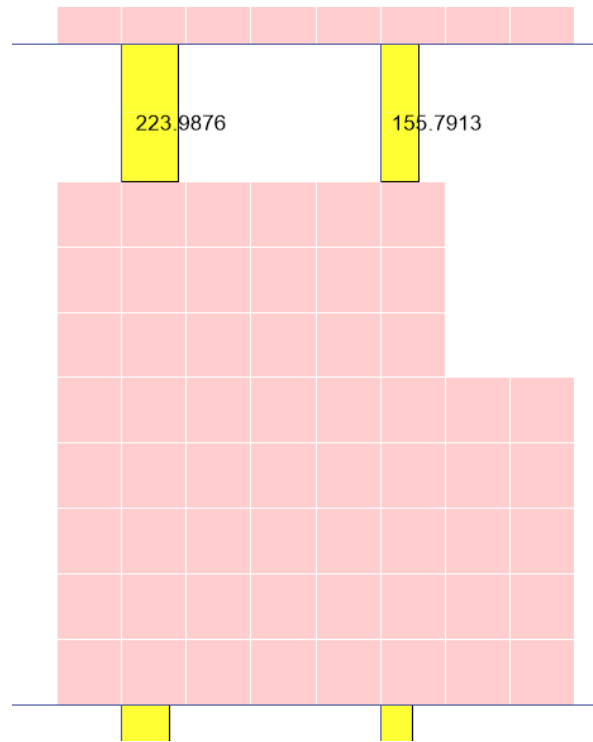


Ilustración 78 Cortante del primer piso

Selección del dispositivo Shear Link Bozzo (SLB) de acuerdo a su demanda cortante (F_y -Fuerza de plastificación)

Table 2. The most relevant design parameters for the devices

Device	e	K ₁ (kN/cm)	K ₂ (kN/cm)	d _r (mm)	f _r (kN)	D _r (mm)	F _y (kN)	F _{max} (kN)	D _s (mm)	E _d (kN/cm)
SL5_2	2	546,1	14,4	0,250	13,65	0,463	25,27	47,32	39,93	54
SL5_3	3	663,5	13,4	0,321	21,30	0,549	36,40	56,59	89,87	69
SL5_4	4	763,8	11,8	0,357	27,27	0,628	47,96	65,26	159,83	84
SL5_5	5	834,3	8,8	0,357	29,78	0,716	59,76	72,93	249,81	97
SL10_2	2	1 273,8	22,1	0,250	31,85	0,437	55,68	89,56	29,81	109
SL10_3	3	1 644,4	21,6	0,277	45,55	0,491	80,67	113,62	67,10	146
SL10_4	4	1 979,1	20,1	0,304	60,16	0,540	106,86	136,91	119,35	182
SL10_5	5	2 216,7	17,4	0,331	73,26	0,600	133,00	159,27	186,45	216
SL15_2	2	2 285,9	22,4	0,250	57,15	0,567	129,60	163,04	20,29	216
SL15_3	3	2 929,6	23,3	0,268	78,51	0,565	165,55	200,32	45,66	271
SL15_4	4	3 493,5	22,9	0,286	99,91	0,573	200,20	236,30	81,18	325
SL15_5	5	3 856,1	22,3	0,321	123,78	0,618	238,33	271,48	126,85	377
SL20_2	2	2 971,2	24,1	0,250	74,28	0,536	159,18	195,36	15,96	262
SL20_3	3	3 980,0	24,9	0,268	106,66	0,527	209,68	247,72	35,92	339
SL20_4	4	4 719,3	25,8	0,286	134,97	0,553	261,00	298,88	63,85	414
SL20_5	5	5 262,7	24,0	0,321	168,93	0,596	313,46	349,12	99,77	489
SL25_2	2	3 660,6	24,3	0,250	91,51	0,514	188,18	224,74	14,44	305
SL25_3	3	4 859,0	25,2	0,268	130,22	0,524	254,52	292,09	32,50	404
SL25_4	4	5 921,3	24,7	0,286	169,35	0,544	321,82	358,05	57,79	501
SL25_5	5	6 613,5	24,5	0,321	212,29	0,588	389,20	423,17	90,30	597
SL30_2	2	4 353,6	24,5	0,250	108,84	0,497	216,56	253,78	13,75	348
SL30_3	3	5 791,0	25,5	0,268	155,20	0,513	297,22	336,02	30,93	468
SL30_4	4	7 129,9	25,4	0,286	203,91	0,531	378,46	416,81	54,99	587
SL30_5	5	7 981,8	25,2	0,321	256,21	0,575	459,17	496,73	85,92	704
SL40_2	2	5 820,4	30,9	0,250	145,51	0,490	285,12	331,02	14,02	455
SL40_3	3	7 778,5	32,0	0,268	208,46	0,507	394,44	442,74	31,55	619
SL40_4	4	9 621,2	33,1	0,286	275,17	0,523	503,33	553,98	66,90	781
SL40_5	5	10 777,4	31,8	0,321	345,95	0,570	614,29	662,15	104,53	941
SL50_2	2	7 223,6	32,9	0,250	180,59	0,473	342,00	391,08	13,40	542
SL50_3	3	9 703,1	35,9	0,268	260,04	0,495	480,00	533,58	30,16	749
SL50_4	4	12 109,3	32,7	0,286	346,33	0,514	622,22	671,76	53,62	954
SL50_5	5	13 566,7	31,0	0,321	435,49	0,563	764,00	810,65	83,79	1160

Ilustración 79 Valores característicos de los dispositivos tipo Shear Link Bozzo SLB (Hurtado et al 2008)

A continuación, se muestra los dispositivos seleccionados.

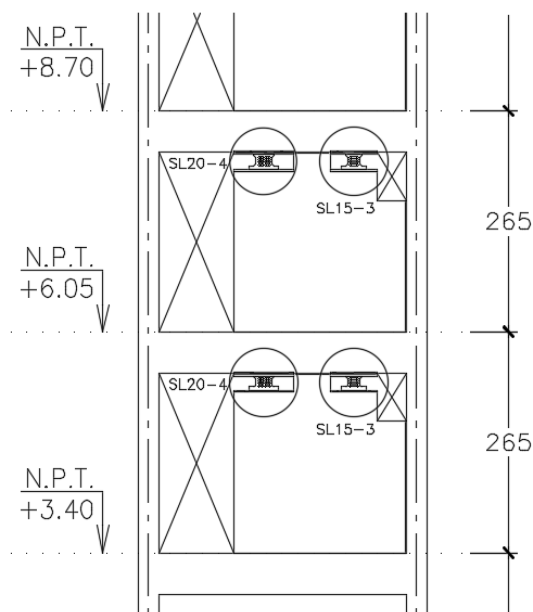


Ilustración 80 Dispositivos de protección SL20-4; SL15-3

12.3 DEFINICIÓN DE CARACTERÍSTICAS NO LINEALES DE LOS DISIPADORES SHEAR LINK

12.3.1 Asignación de parámetros de disipadores

Se asigna la respuesta no lineal de las conexiones SLB utilizando el modelo plástico de Wen por medio de elementos no lineales tipo link. NOTA. Se deberá liberar la fuerza axial en estos elementos.

General

Link Property Name: Link Type:

Link Property Notes: P-Delta Parameters:

Total Mass and Weight

Mass: tonf-s²/m Rotational Inertia 1: tonf-m-s²

Weight: tonf Rotational Inertia 2: tonf-m-s²

Rotational Inertia 3: tonf-m-s²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
☒ U1	☐	☐	Modify/Show for U1...	☐ R1	☐	☐	Modify/Show for R1...
☒ U2	☐	☐	Modify/Show for U2...	☐ R2	☐	☐	Modify/Show for R2...
☒ U3	☐	☒	Modify/Show for U3...	☐ R3	☐	☐	Modify/Show for R3...

Ilustración 81 Asignación de propiedades no lineales a elementos “link” (disipador SL)

Identification

Property Name:

Direction:

Type:

NonLinear:

Linear Properties

Effective Stiffness: kN/mm

Effective Damping: kN-s/mm

Shear Deformation Location

Distance from End-J: mm

Nonlinear Properties

Stiffness: kN/mm

Yield Strength: kN

Post Yield Stiffness Ratio:

Yielding Exponent:

Ilustración 82 Asignación los parámetros de diseño del disipador. (Características de laboratorio tabla Hurtado 2008).

12.4 ANALISIS DINAMICO TIEMPO HISTORIA

Para verificar el desempeño de los disipadores, se emplearon los registros de Pisco y Moquegua, y se aplicó el escalamiento y acople espectral, empleando el software SeismoMatch:

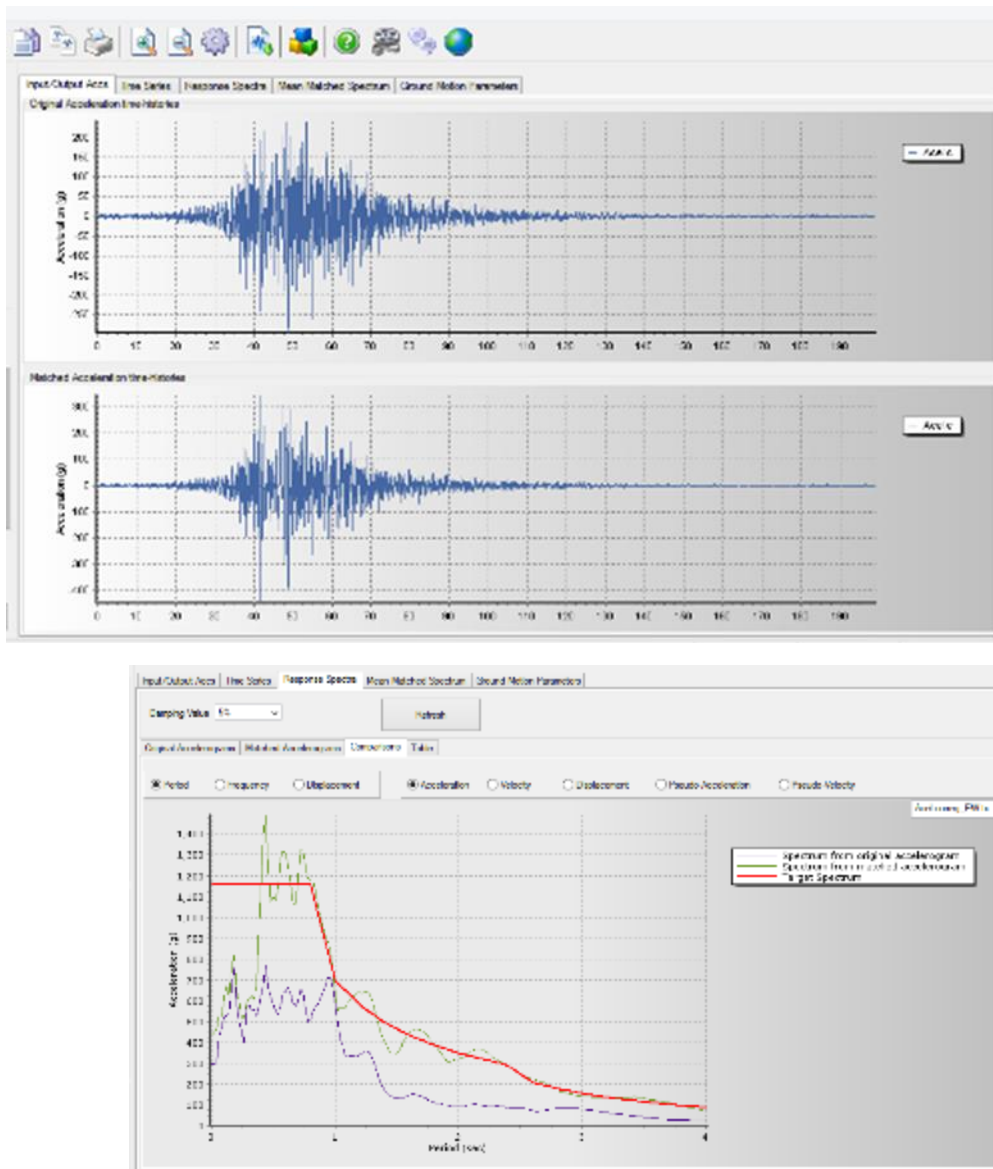


Ilustración 83 Espectro escalado seismomatch Moquegua ACELEROGRAMA E-W

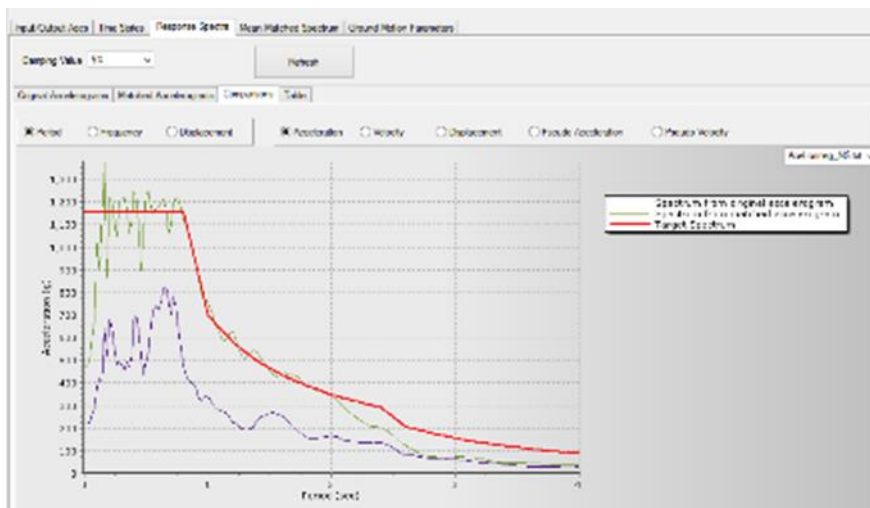
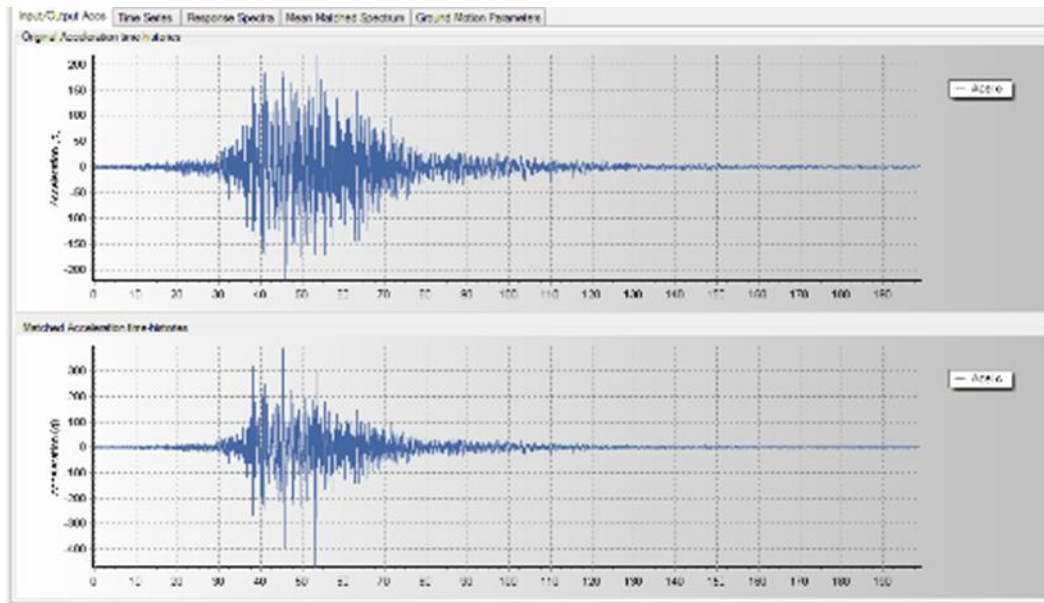


Ilustración 84 Espectro escalado seismomatch Moquegua ACELEROGRAMA N-S

A continuación, se muestran los procedimientos de evaluación del dispositivo del primer piso:

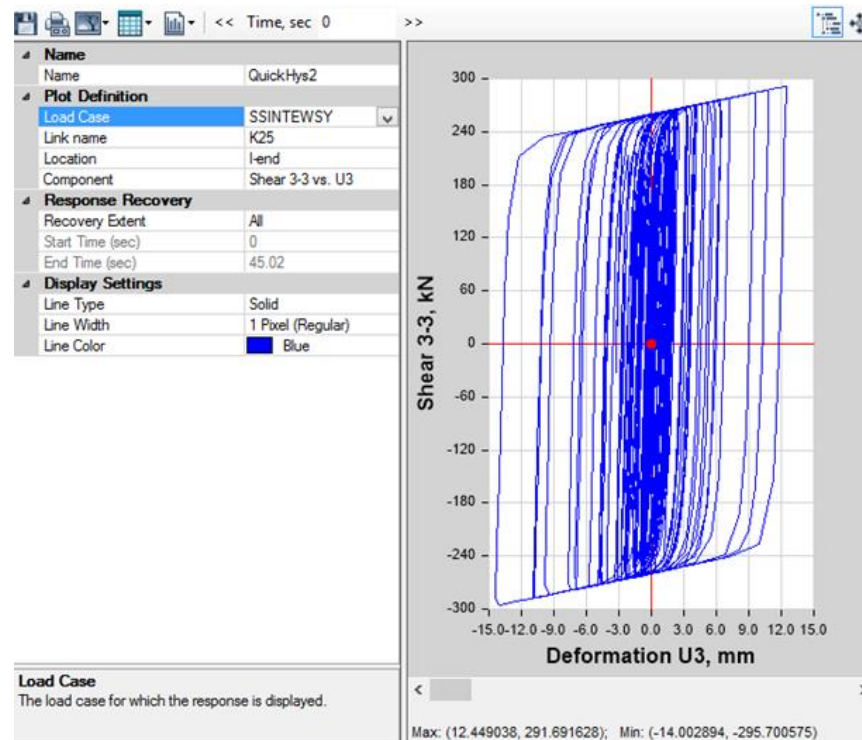


Ilustración 85 Comportamiento histerético Sismo sintético – componente E-W.

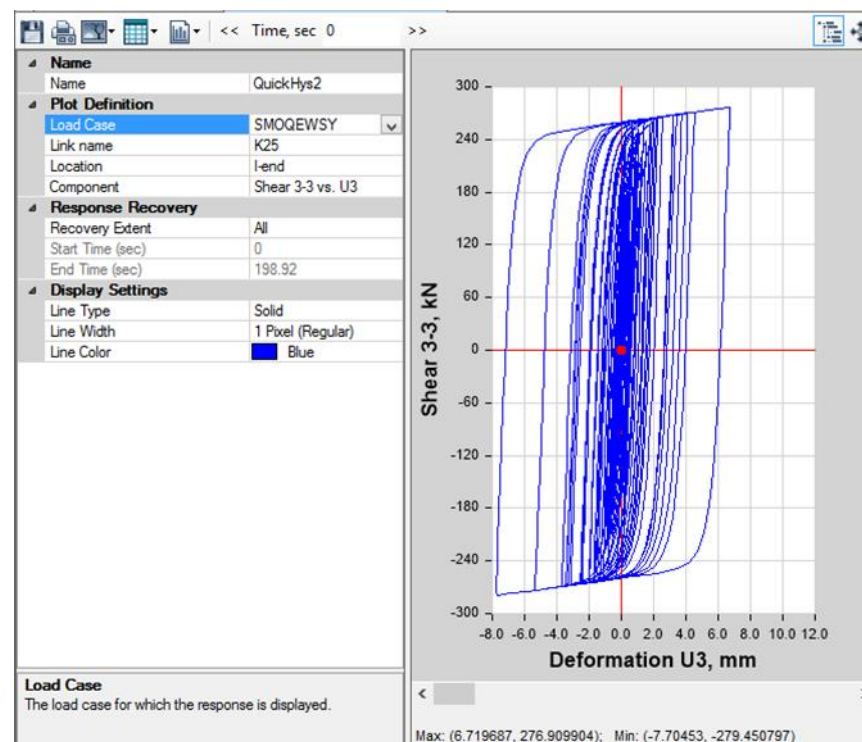


Ilustración 86 Comportamiento histerético Sismo Moquegua– componente E-W

De las curvas histeréticas se obtiene un desplazamiento máximo = 14mm; y una fuerza máxima = 295 KN, estos valores se corroboran con la tabla propuesta por Hurtado 2008:

Table 2. The most relevant design parameters for the devices

Device	e	K ₁ (kN/cm)	K ₂ (kN/cm)	d _y (mm)	f _y (kN)	D _y (mm)	F _y (kN)	F _{max} (kN)	D _s (mm)	E _d (kN.cm)
SL5_2	2	546,1	14,4	0,250	13,65	0,463	25,27	47,32	39,93	54
SL5_3	3	663,5	13,4	0,321	21,30	0,549	36,40	56,59	89,87	69
SL5_4	4	763,8	11,8	0,357	27,27	0,628	47,96	65,26	159,83	84
SL5_5	5	834,3	8,8	0,357	29,78	0,716	59,76	72,93	249,81	97
SL10_2	2	1 273,8	22,1	0,250	31,85	0,437	55,68	89,56	29,81	109
SL10_3	3	1 644,4	21,6	0,277	45,55	0,491	80,67	113,62	67,10	146
SL10_4	4	1 979,1	20,1	0,304	60,16	0,540	106,86	136,91	119,35	182
SL10_5	5	2 216,7	17,4	0,331	73,26	0,600	133,00	159,27	186,45	216
SL15_2	2	2 285,9	22,4	0,250	57,15	0,567	129,60	163,04	20,29	216
SL15_3	3	2 929,6	23,3	0,268	78,51	0,565	161,55	200,32	45,66	271
SL15_4	4	3 493,5	22,9	0,286	99,91	0,573	200,20	236,30	81,18	325
SL15_5	5	3 856,1	22,3	0,321	123,78	0,618	238,33	271,48	126,85	377
SL20_2	2	2 971,2	24,1	0,250	74,28	0,536	159,18	195,36	15,96	262
SL20_3	3	3 980,0	24,9	0,268	106,66	0,527	209,68	247,72	35,92	339
SL20_4	4	4 719,3	25,8	0,286	134,97	0,553	261,00	298,88	63,85	414
SL20_5	5	5 262,7	24,0	0,321	168,93	0,596	313,46	349,12	99,77	489
SL25_2	2	3 660,6	24,3	0,250	91,51	0,514	188,18	224,74	14,44	305

Ilustración 87 Fuerzas y desplazamientos máximos (Hurtado et al 2008)

De la figura anterior podemos observar lo siguiente:

- Fuerza máxima: 298.88 KN
- Desplazamiento máximo: 63.85 mm

Por consiguiente, se concluye que el dimensionamiento del dispositivo de protección sísmica es correcto dado que las solicitaciones son menores a las admisibles.

Los tipos de cimentación usados comúnmente en edificios conformados por muros portantes, ya sea de albañilería o de concreto armado, son cimientos corridos y plateas de cimentación superficiales. En el caso particular del presente proyecto, se ha optado por la solución de la platea de cimentación.

13.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN

13.1.1 Comportamiento e idealización de la platea

El comportamiento de la platea de cimentación consiste en una losa flexible apoyada sobre resortes con una rigidez igual al módulo de reacción de subrasante. La cual se deforma ante la acción de las cargas provenientes de los muros. Las presiones generadas sobre el terreno tienen una distribución no lineal. La ilustración 87 muestra la imagen del comportamiento de la platea, así como la idealización del mismo.

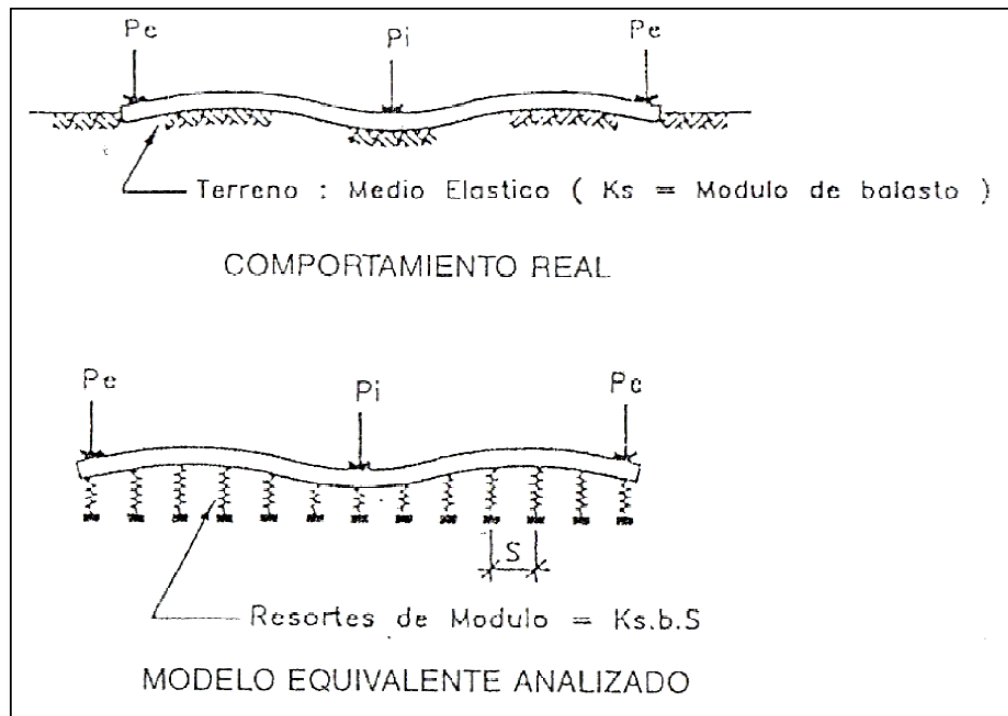


Ilustración 88 Comportamiento de la platea e idealización del suelo (Fuente: Rivera, J. Plateas de cimentación para edificios en base a muros portantes)

Para el análisis de la cimentación se utilizó el programa de cómputo SAFE versión 16.2.

Dicho programa emplea el método de elementos finitos para la obtención de las presiones actuantes en el terreno y los esfuerzos internos en la platea de cimentación. El programa toma en cuenta las tracciones en el suelo.

El suelo sobre el cual se va a cimentar la estructura se considera dentro del modelo de la platea como un conjunto de resortes distribuidos uniformemente bajo toda la superficie.

La rigidez de los resortes (K) es igual al módulo de reacción de la subrasante, o más comúnmente llamado módulo de balasto. Para una presión admisible de 2.72 kg/cm^2 el manual del programa SAFE recomienda usar un valor de “K” igual a 5.40 kg/cm^3 .

La ilustración 88 muestra la imagen del modelo estructural usado para el análisis de la platea de cimentación superficial.

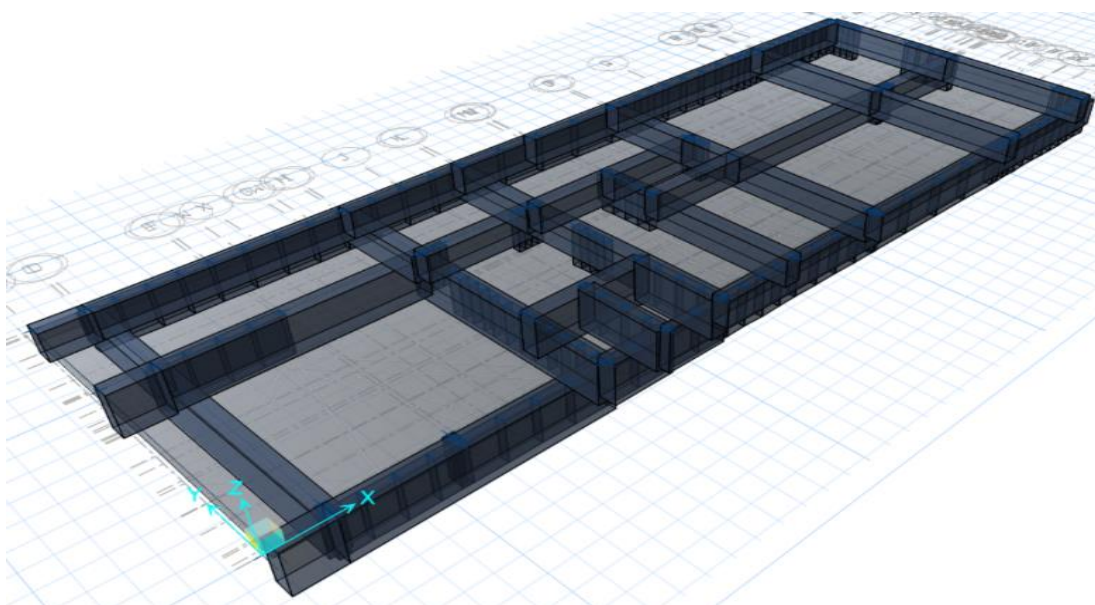


Ilustración 89 Modelo estructural de la platea de cimentación

13.1.2 Esfuerzo actuante en el suelo

El estrato de apoyo de la platea es un relleno controlado de ingeniería con una presión máxima admisible de 2.72 kg/cm^2 . Dicha presión no debe ser excedida por las presiones provenientes de los casos de carga sin contar las acciones sísmicas.

La presión admisible del suelo puede incrementar en 30% según indica la Norma E.060. Esto aplica sólo para los casos de carga que incluyen los efectos sísmicos. Entonces, la

presión admisible del suelo se considera igual a 3.54 kg/cm^2 en los casos donde participen las cargas provenientes del sismo.

A continuación, se presenta las combinaciones con las cuales se va a verificar las presiones actuantes sobre el terreno:

$$CM + CV$$

$$CM + CV \pm 0.8 CSx$$

$$CM + CV \pm 0.8 CSy$$

La ilustración 89 muestra la distribución de presiones en el suelo debido a las cargas de gravedad.

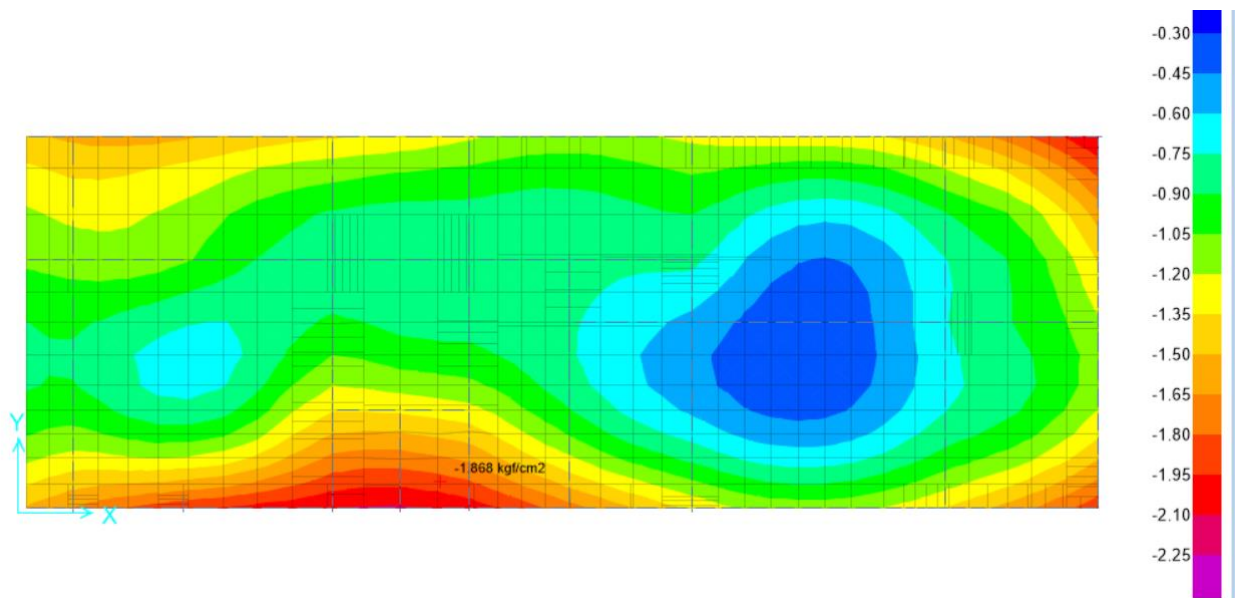


Ilustración 90 Presiones en el suelo debido a cargas de gravedad (CM+CV)

13.1.3 Diseño por flexión y cortante de platea

Las consideraciones de flexión y cortante son las mismas que se tuvieron para el diseño de la losa maciza en el capítulo 5. Esto se debe a que, después de todo, la platea de cimentación es también una losa de concreto armado que trabaja en dos direcciones.

Las ilustraciones 90 y 91 muestran la distribución de momentos flectores y fuerzas cortantes en la platea en ambas direcciones para las combinaciones de gravedad.

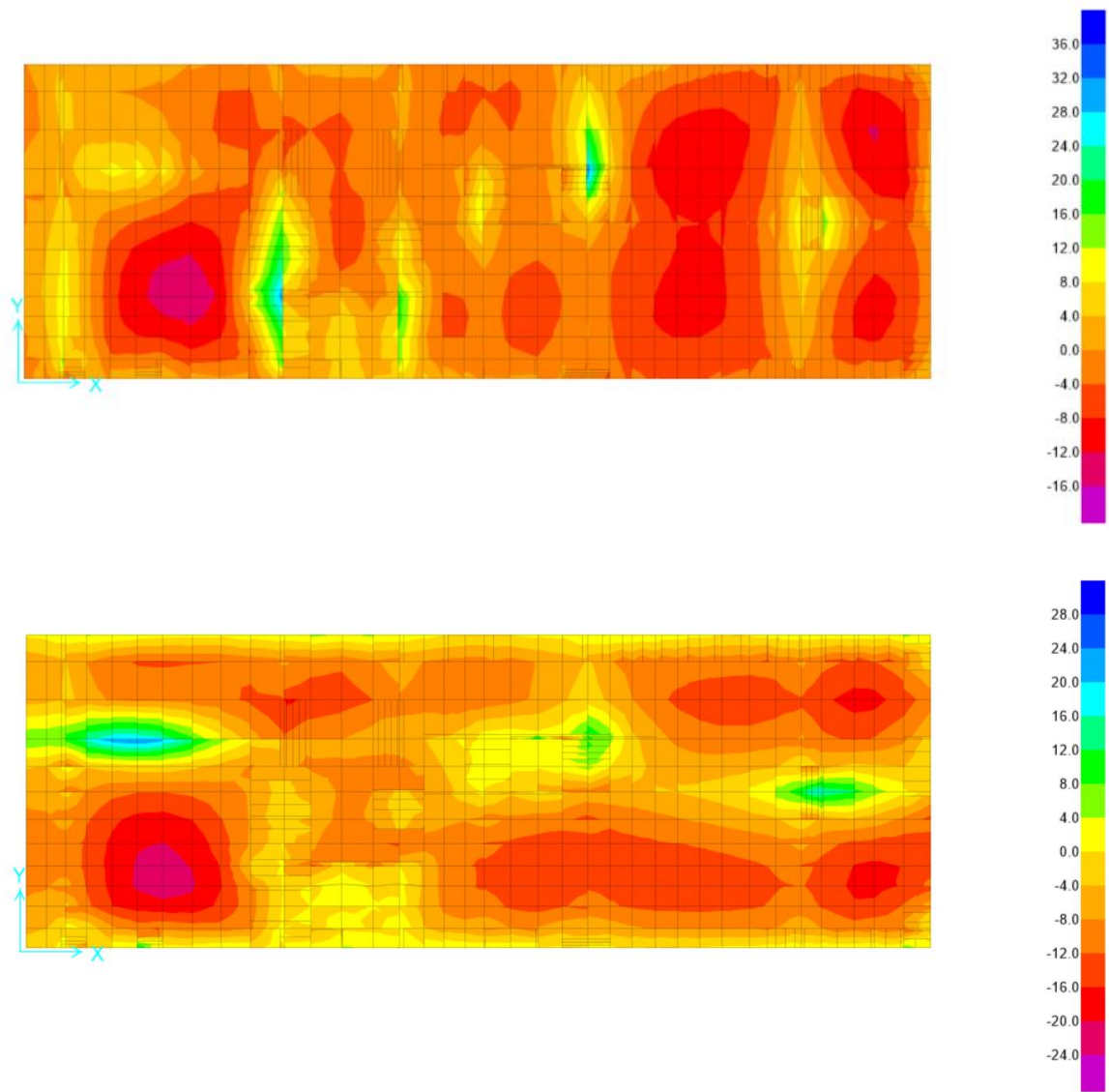


Ilustración 91 Distribución de momentos flectores en las direcciones X e Y debido a cargas de gravedad (1.4 CM+ 1.7 CV)

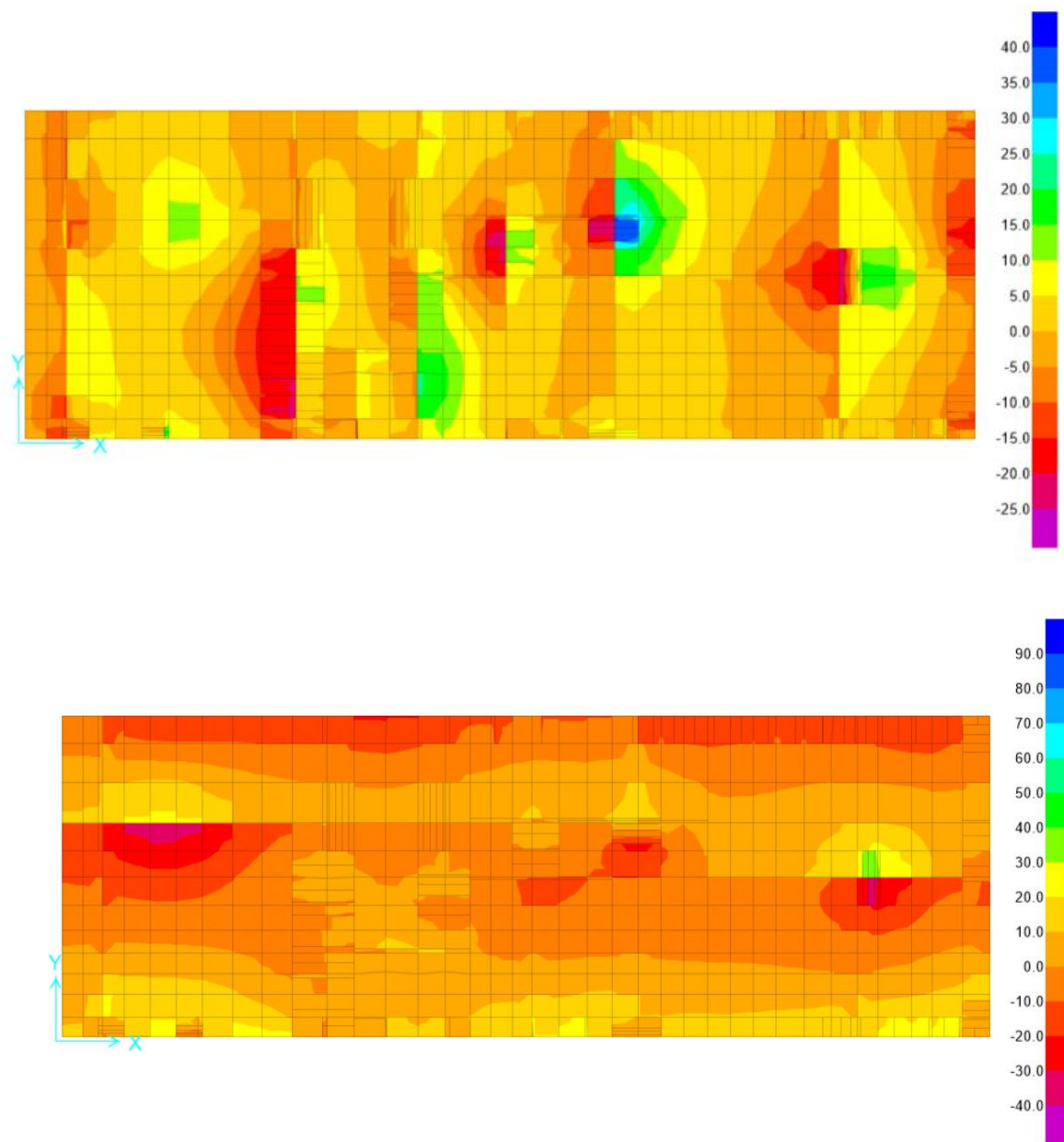


Ilustración 92 Distribución de las fuerzas cortantes en las direcciones X e Y debido a cargas de gravedad (1.4 CM+ 1.7 CV)

A continuación, se muestra el detalle del refuerzo en la platea.

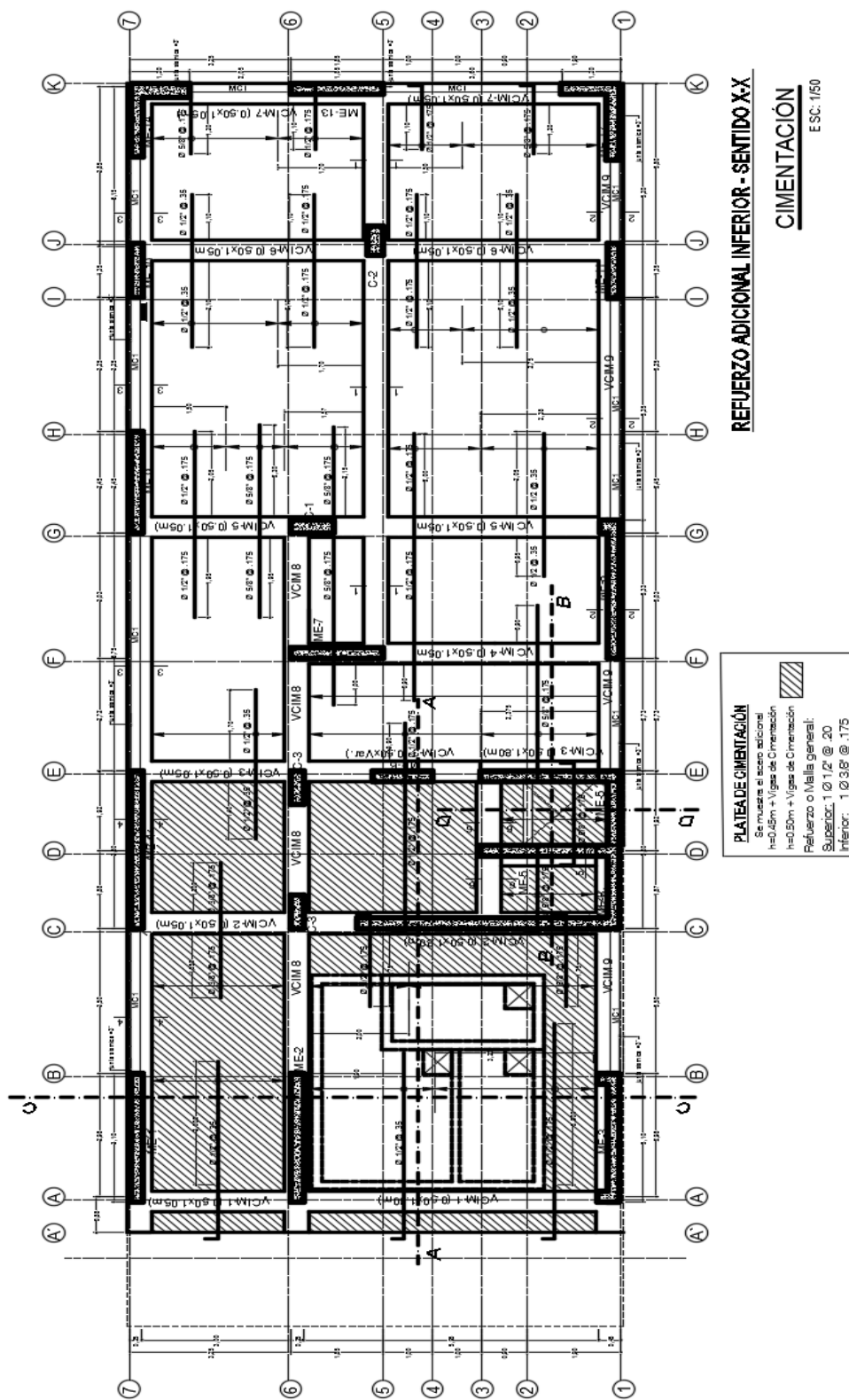


Ilustración 93 Refuerzo de la cimentación

CAPÍTULO 14 CONCLUSIONES

- El sistema estructural del edificio multifamiliar las Flores del Golf clasifica como muros estructurales en sus direcciones principales. En la dirección corta fue provisto de disipadores SLB con la finalidad de cumplir las distorsiones máximas que exige NTP.E.030.
- Para la dirección corta, se consiguió controlar los desplazamientos laterales de la estructura, llegando a reducir hasta en un 34% las derivas y en un 30 % la deriva en la zona más crítica (deriva máxima sin disipadores 0.99% y deriva máxima con disipadores 0.69%).
- La inclusión de disipadores disminuye el periodo fundamental en la dirección corta hasta 0.53 seg, que es menor al periodo de la estructura sin disipadores (0.59 seg).
- El empleo de disipadores de energía SLB en edificaciones, permite reducir los daños en los elementos estructurales, dado que gran parte de la demanda de ductilidad quedan concentradas en los dispositivos de protección sísmica.
- En el edificio multifamiliar Las Flores del Golf se emplearon los disipadores SLB20-4, SLB20-5, SLB10-5, SLB10-7, SLB10-3, SLB15-4, SLB15-5, SLB15-6, en muros desacoplados que no llegan a la cimentación. Estos dispositivos se seleccionaron de acuerdo a su demanda de corte (F_y =fuerza de plastificación) utilizando la tabla propuesta por Hurtado.
- Para los disipadores empleados, se verifican que estos tengan un desplazamiento máximo menor que $D_a(\text{max})$ propuesto en la tabla de Hurtado para evitar la abolladura en las ventanas disipativas con la finalidad de tener una disipación de forma estable.

CAPÍTULO 15 RECOMENDACIONES

- Promover el uso de sistemas de protección sísmica, los cuales ya se emplean desde hace varios años en otros países, los cuales permiten un mejor funcionamiento de la estructura y que las reparaciones post sismo sean mucho menores.
- Se recomienda utilizar el sistema de protección sísmica SLB en puntos de alta concentración de esfuerzos de tal manera de evitar fallas frágiles.
- Emplear sistemas de protección sísmica económicos y eficientes como los SHEAR LINK BOZZO, nos permitirá desarrollar una mejor cultura en el diseño de estructuras, con un costo más cómodo, que los dispositivos de protección sísmica que tenemos actualmente en el mercado peruano, ya que los SLB varían entre un precio de \$250.00-\$150.00, siendo estos mucho más económicos en comparación a los otros sistemas de protección.
- Se recomienda seguir estudiando el comportamiento de las estructuras provistas con disipadores, ya que si se diseñan adecuadamente, pueden ser una forma efectiva de abatir las respuestas de las estructuras ante excitaciones sísmicas.
- Se recomienda que en los proyectos que incluyan sistemas de protección, se incluya un Manual de Mantenimiento y Evaluación de estos sistemas, además de contactos del proveedor, de tal forma que la Junta de Propietarios conozca las características de su propiedad y sepan qué hacer antes, durante y después de un sismo.
- Se recomienda continuar con el estudio de estos sistemas de protección que incluyan la evaluación económica de un proyecto integral y se extienda su aplicación a estructuras esenciales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alejandro Muñoz Peláez (2009). Ingeniería Sismorresistente, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

American Institute of steel construction (AISC) (2005). Steel construction manual (13th edition). Estados Unidos.

Anil K Chopra (2014). Dinámica de Estructuras (Cuarta Edición), Pearson Educación, México.

American Institute of steel construction (AISC) (2005). Steel construction manual (13th edition). Estados Unidos.

BLANCO BLASCO, Antonio (1990 – 1991). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, Lima.

BOCANEGRA DÍAZ, Félix (1999). Bases Metodológicas de la Investigación Científica, Editorial Publicencia, Trujillo. 140p.

Boza Zuen y Galán Danny (2013). Diseño de un edificio aporticado con disipadores en arreglo Chevron. (Tesis). Lima: PUCP

Díaz la Rosa Sánchez, Marco Antonio (2014). Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos taylor para una edificación esencial de 6 pisos (Tesis). Trujillo: UPAO.

Federal Emergency Management Agency FEMA. Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings – NEHRP. FEMA273 - 274. Washington, D.C., 1997.

LUIS M. Bozzo y ALEX H. Barbat (2000). Diseño Sismorresistente de Edificios – Técnicas Convencionales y Avanzadas, Editorial Reverté, Barcelona.

Harmsen Teodoro (2005) Diseño de estructuras de concreto armado. (Cuarta Edición). Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Hwang, Jenn-Shin (2002) Seismic Design of Structures with Viscous Dampers. Taiwan.

Mario Paz (1992). Dinámica Estructural, Editorial Reverté. Barcelona

Morales, Luisa y Contreras Juan (2012). Protección de una edificación existente con disipadores de energía. (Tesis). Lima: PUCP.

Morales Roberto (2002). Diseño en Concreto Armado. Instituto de la Construcción y Gerencia. ICG.

OVIEDO, Ricardo (2008). Dispositivos pasivos de disipación de energía para diseño sismorresistente de estructuras. (Tesis de Maestría). Lima: UNI, 2008.

Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada Antenor Orrego.

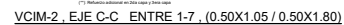
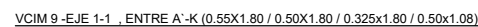
Structural Engineers Association of California (SEAOC, 1996). Recommended Lateral Force Requirements and Comentary, California.

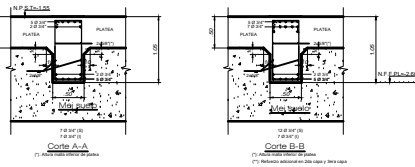
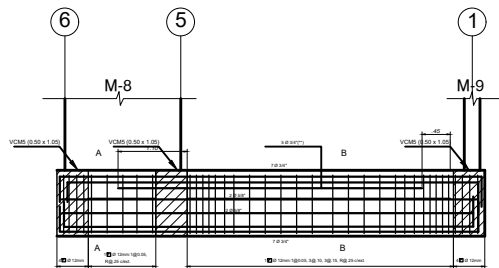
Ramírez, R., Ulises, M., & Vásquez Ríos, C. R. (2017). Criterios técnicos orientados a la elaboración de un código de diseño sísmico utilizando la metodología por desempeño basado en el método de análisis por desplazamientos para sistemas de marcos de concreto reforzado (Doctoral dissertation, Universidad de El Salvador).

Aguiar, R. (2016). Análisis sísmico de Bloque Estructural 4 de UFA-ESPE con disipadores de energía Shear Link Bozzo. Ciencia, 18(2).

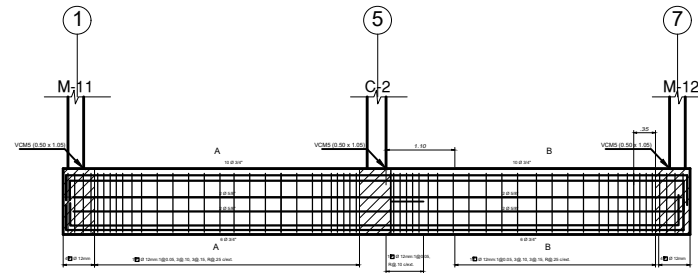
Garrido, D. F. (2014). Trujillo

ANEXOS

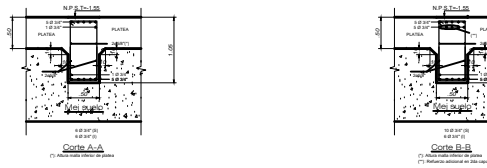
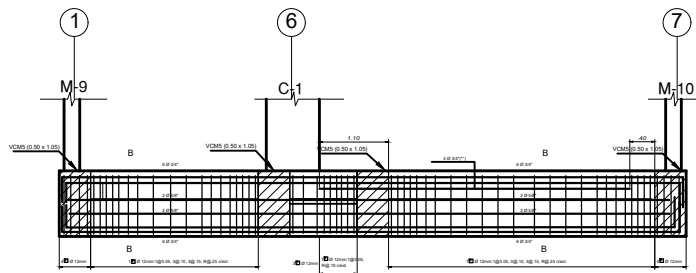




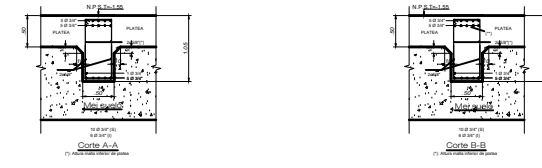
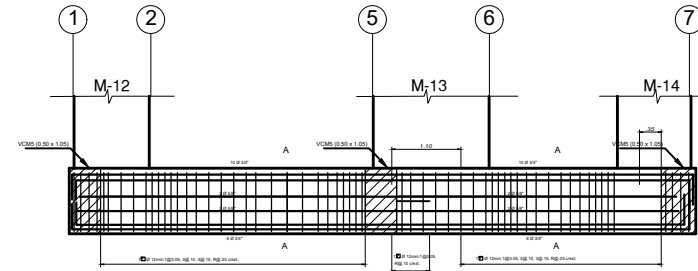
VCIM-4, EJE F-F , ENTRE 1-6 , (0.50X1.05)



VCIM-6, EJE J-J , ENTRE 1-7 , (0.50X1.05)



VCIM-5, EJE G-G , ENTRE 1-7 (0.50X1.05)



VCIM-7, EJE K-K , ENTRE 1-7 (0.50X1.05)



UBICACIÓN:
Mz. "A" Lote 16
Uto. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

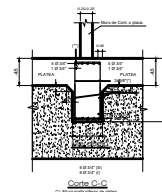
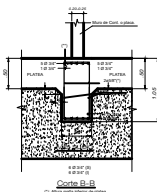
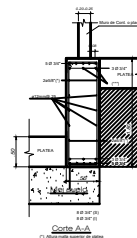
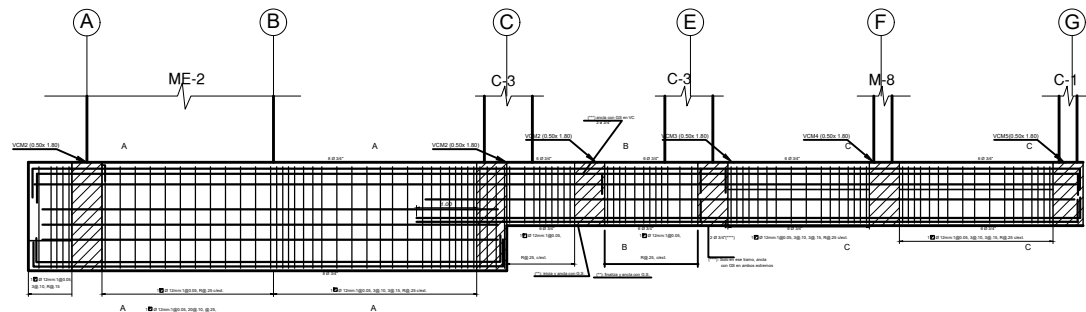
ASESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP: 88811

PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTINIANO STEWART
BACH. PLASENCIA MINATANTA CARLOS

PLANO:
DETALLES DE VIGAS
DE CIMENTACIÓN

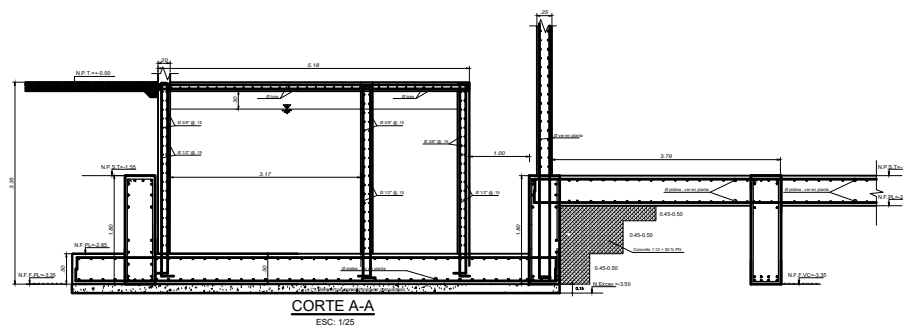
ESCALA:
1/25

FECHA:
AGOSTO 2017

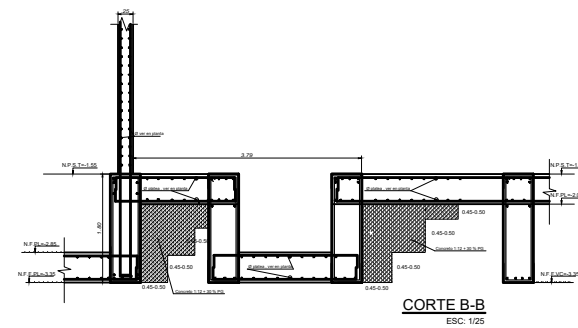


VCIM-8 EJE 6 ENTRE A'-G(0.50X1.80 / 0.50x1.05)

DETALLE DE COLUMNAS			
ESC. 1/25			
	C-1	C-2	C-3
5' a 2' PISO			
3' a 5' PISO			
6' a 8' PISO			
9' PISO			



CORTE A-A
ESC. 1/25



CORTE B-B
ESC. 1/25

EDIFICIO MULTIFAMILIAR "LAS FLORES"



UBICACIÓN:
Mz. 9ª Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

ASESOR:
ING. RODRIGUEZ REINA CARLOS
COT. 8881

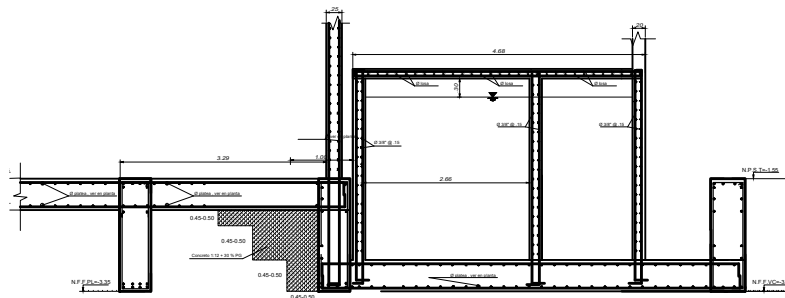
PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTINIANO STEWART
BACH. PLASENCIA NINATANTA CARLOS

PLANO:
DETALLES DE VIGAS
DE CIMENTACIÓN

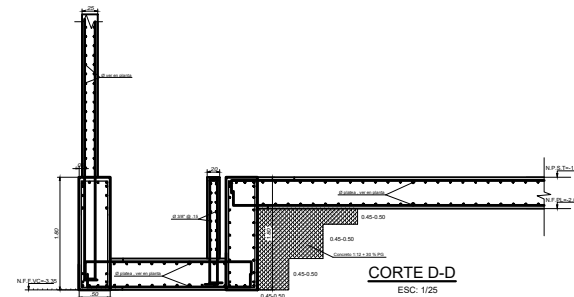
ESCALA:
1/25

FECHA:
AGOSTO 2017

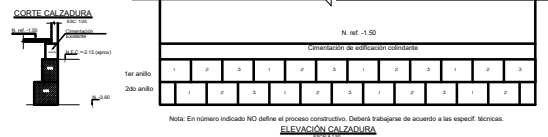
E-05



CORTE C-C
ESC: 1/25



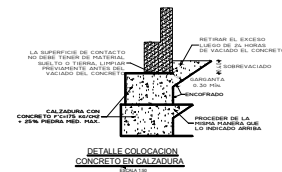
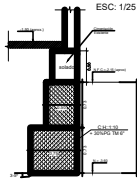
CORTE D-D
ESC: 1/25



CORTE CALZADURA

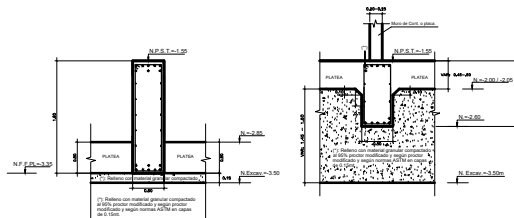
ELEVACION CALZADURA

DETALLE DE CALZADURA
ESC: 1/25



**DETALLE COLOCACION
CONCRETO EN CALZADURA**

DETALLE MEJORAMIENTO DE SUELO
ESC: 1/25



DETALLE DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA CALZADURA

- NO DEBERA EJECUTARSE LA EXCAVACION TOTAL DEL BOTO SIN ANTES HABER TERMINADO LOS TRABAJOS DE LA CALZADURA.
- LAS EXCAVACIONES SERAN PARCIALES Y SIGUIENDO LA SECUENCIA DEL ESQUEMA SE EXCAVARA MANEJANDO EL CALZADO EN CADA ANILLO HASTA UNA PROFUNDIDAD MAXIMA DE 10CM SOBRE EL FONDO DEL ANILLO DE CALZADURA CON LUGAR A LA EXCAVACION Y EL TIEMPO EN CADA PASO CONSECUTIVO SERA DE POR LO MENOS 8 DIAS.
- POR MENOR CASO SE EMPEZARA UNA ETAPA INFERIOR (ANILLO INFERIOR) SIN HABER CONCLUIDO COMPLETAMENTE LA ETAPA SUPERIOR (ANILLO EN EJECUCION).
- LA ALTURA DE LA CALZADURA ESTA EN FUNCION A LA PROFUNDIDAD REAL DEL CIMIENTO VECINO. PREVIA PROSPECCION, SE HACE HINCAPÉ QUE EL PROYECTISTA SOLICITE INFORME CON ESTADO DE COLGANTES ANTES DE INICIO DE OBRA, CON PROYECCIONES PARA TERMINAR LA GEOMETRIA DE LAS CIMENTACIONES DE LOS EDIFICIOS COLGANTES.
- EL PROCESO ES EL SIGUIENTE:
 1. EFECTUAR EXCAVACION DE CALZADURA.
 2. COMPLETAR TUBERIA EN ANILLOS DE CALZADURA EXISTENTE CON DETALLE DE BIERO.
 3. COLOCACION DE ENCOFRADO PREFABRICADO CON VENTANA PARA COLADO Y SERVIDO DE CONCRETO.
 4. COLADO DE CONCRETO.
 5. BIERO EN LA SUPERFICIE DEL CONCRETO.
 6. PUNTO DE CONCRETO EN ZONA DE VENTANA DE COLADO.
 7. COLOCAR EN CADA CALZADURA LA REDONDA DE COLADO PARA CONTROL DE PROCESO CONSTRUCTIVO.
 8. EL CONCRETO DEBE TENER EN SU MEZCLA ADITIVO EXPANSIVO INTRAPLAST O SIMILAR.
 9. DEBE CONTAR CON MOLDES PREFABRICADOS PARA QUE EL TIEMPO ENTRE LA CONCLUSION DE LA EXCAVACION Y EL COLADO DE CONCRETO SEA MINIMO.
 10. DEBERAN TRATARSE CON GROUT (SIMAGROUT 111) O SIMILAR.
 11. DEBERAN TENER ESPECIAL CUIDADO EN LOS ESTRATOS DE ARENA Y REDUCIR AL MAXIMO EL TIEMPO ENTRE EXCAVACION Y COLADO DE TAL MANERA QUE NO SE PERDIDA LA COHESION APARENTE DE LA ARENA POR HUMEDAD NATURAL.
 12. DEBERAN ACONDICIONAR HERRAMIENTAS ESPECIALES PARA QUE EL PERSONAL MANEJE EN INTERIOR DE CALZADURA EN EL PROCESO DE EXCAVACION.
 13. DE EXISTIR MAS DE DOS ANILLOS, ESTOS DEBERAN SER DEBIDAMENTE APUNTALADOS CON TUBOS METALICOS 40x40mm EN APOYO DE CONCRETO EN UN ANGULO NO MAYOR A 45° EL APOYO DE CONCRETO DEBERA SER DE 60X60X60 (SI NO SE AGUIN A 10CM) COMO MINIMO DEBERA INSTALARSE ANCLAJE PARA BORTERER EL TUBO METALICO. LOS TUBOS DEBEN TENER UNA SEPARACION MAXIMA DE 3.00m. EN CASO DE NO PODER CUMPLIR CON EL ANGULO DE 45° POR ESPACIO, DEBERA APUNTALARSE DE EXTREMO A EXTREMO DE CALZADURA CON TUBOS DE LA MISMA PROPORCION. SE PUEDE EMPLEAR CUALQUIERA DE LAS OTRAS OPCIONES PARA EL APOYO DE LA CALZADURA UNIENDO TODOS LOS PUNTALES COLOCADOS.
 14. EN LA TALL CALZADURA LA SUPERFICIE INFERIOR DEBERA TRABAJARSE EN UN ANGULO NO MENOR A 3° NI MAYOR A 8° (VER CORTE).
 - EXTRACTO ARTICULO 33.- INE.- NORMA E-60.

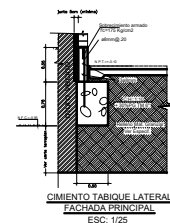
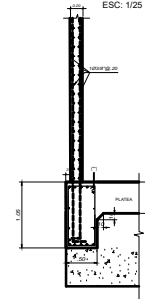
DETALLE DE SECCIONES DE VIGAS

ESC: 1/25

CORTE	DETALLE
1-1	
2-2	
3-3	
4-4	
5-5	
6-6	
7-7	
VS-1	
8-8	
9-9	
10-10	
11-11	

DETALLE DE MC

ESC: 1/25



**CIMENTO TARIQUE LATERAL
FACHADA PRINCIPAL**
ESC: 1/25

EDIFICIO MULTIHABITANT "LAS FLORES"



UBICACION:
Mz. "A" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

ASESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP 8881

PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LOPEZ OTINIANO STEWART
BACH. PLASENCIA INATANTIA CARLOS

PLANO:
DETALLES

ESCALA:
1/25

FECHA:
AGOSTO 2017

E-06



UBICACIÓN:
Mz. "A" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

ASESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP 18411

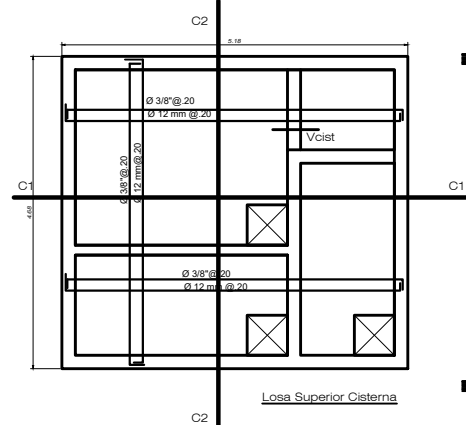
PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTINIANO STEWART
BACH. PLASENCIA MINATANTA CARLOS

PLANO:
DETALLES DE CISTERNA
ESCALERAS y RAMPA

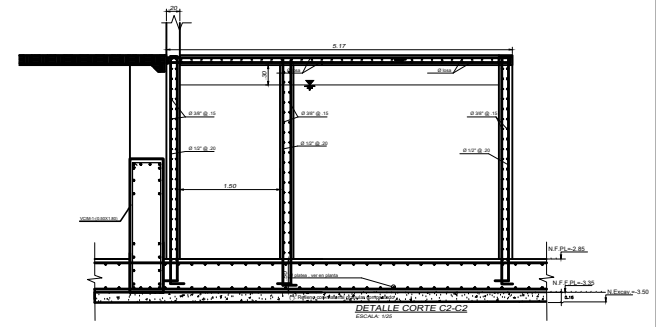
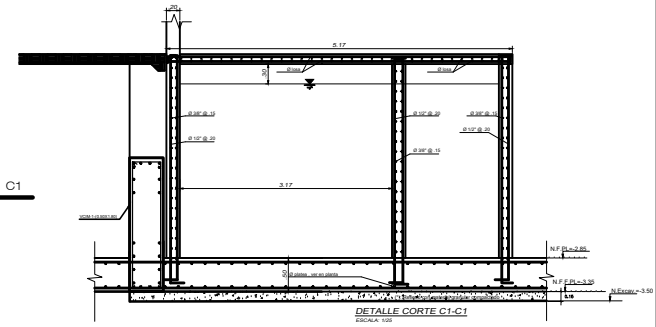
ESCALA:
1/25
FECHA:
AGOSTO 2017

DETALLE DE CISTERNA

ESC: 1/25

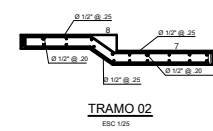
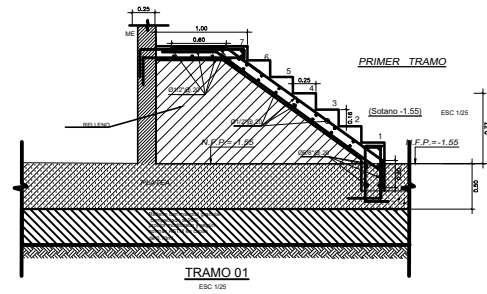


Losa Superior Cisterna



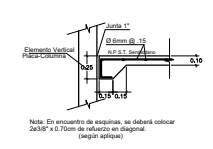
ESCALERA Nº2 (SEMISOTANO)

ESC: 1/25



DETALLE FALSO PISO

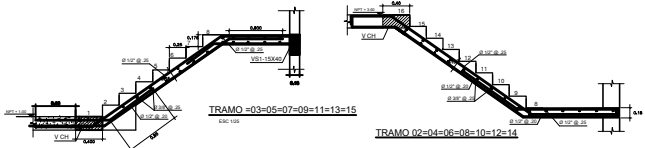
ESC: 1/25



Note: En encuentro de esquinas, se deberá colocar 2x38" x 0.70m de refuerzo en diagonal (según aplique)

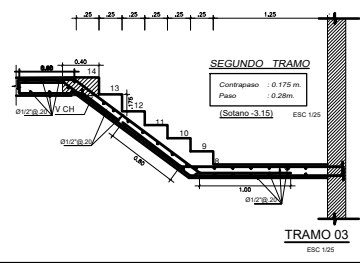
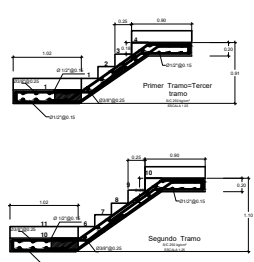
DETALLE DE ESCALERAS -Nº 1

ESC: 1/25



DETALLE DE ESCALERA Nº3 octavo -azotea

ESC: 1/25





 Loss Mexico (w=0.200)

DETALLE DE ALIGERADO

1/20

CONSIDERACIONES A SIMONDESENISTANTES			
MODELO ESTADISTICO ALUMNOS DE RESERVA DE CURSOS: FÍSICO Y SIMONDESENISTANTE IMPORTANTE: Por favor, ingrese sus datos en FÍSICO Y SIMONDESENISTANTE.			
EDIFICIO PARAMETROS DE FUERZA SISMICA	20-60	DETALLE DE ESTRUCTURA, PRECOMBINADO 20-60 20-60 20-60 20-60 20-60 20-60 20-60 20-60 20-60 20-60 20-60 20-60	
	10-10		
	5-5		
ESQUEMA ESTRUCTURAL			
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION (en s) Detalle XX 0.366 seg Detalle YY 0.368 seg			
FUERZA CORRELADA EN LA BASE (EN T) Detalle XX 73.728 T Detalle YY 73.728 T			
DEFORMACION MAXIMA Detalle XX 0.0033 Detalle YY 0.0033			
MÁXIMO DESPLAZAMIENTO (CICLOS EN CM) Detalle XX 3.34 cm Detalle YY 3.27 cm			
CONSIDERACIONES PARA LOS CENTROS DE LUZ 1. TODAS LAS CURVAS PARA CENTROS DE LUZ DEBEN COLACIONAR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
CONSIDERACIONES PARA LAS TURBIDAS 1. TODAS LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
a. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
b. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
c. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
d. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
e. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
f. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
g. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
h. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
i. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
j. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
k. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
l. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
m. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
n. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
o. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
p. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
q. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
r. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
s. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
t. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
u. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
v. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
w. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
x. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
y. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
z. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
aa. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ab. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ac. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ad. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ae. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
af. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ag. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ah. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ai. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
aj. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ak. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
al. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
am. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
an. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ao. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ap. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
aq. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ar. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
as. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
at. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
au. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
av. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
aw. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ax. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ay. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
az. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
ba. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bb. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bc. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bd. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
be. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bf. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bg. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bh. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bi. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bj. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bk. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bl. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bm. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bn. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bo. LAS TURBIDAS QUE PUEDAN OCURRIR EN LOS PUNTOS DE LOS SIGUIENTES CASOS:			
bp. LAS TURBIDAS QUE PUED			

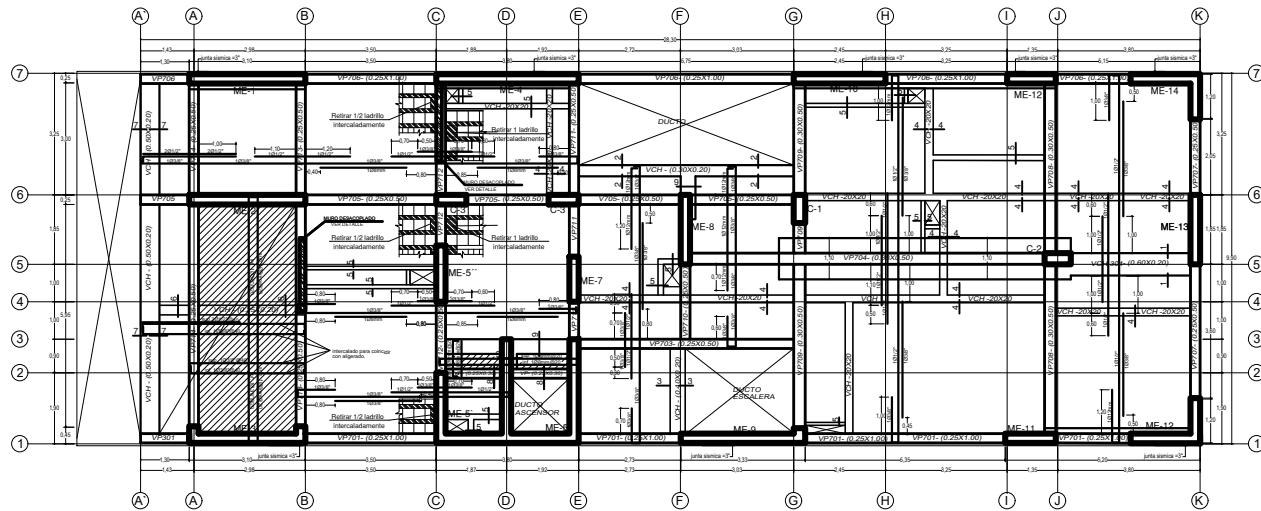
PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTINIANO STEWART
BACH. PLASENCIA NINATANTA CARLOS

PLANO :
PLANTA DE ENCOFRADO
2º Y 3º PISO

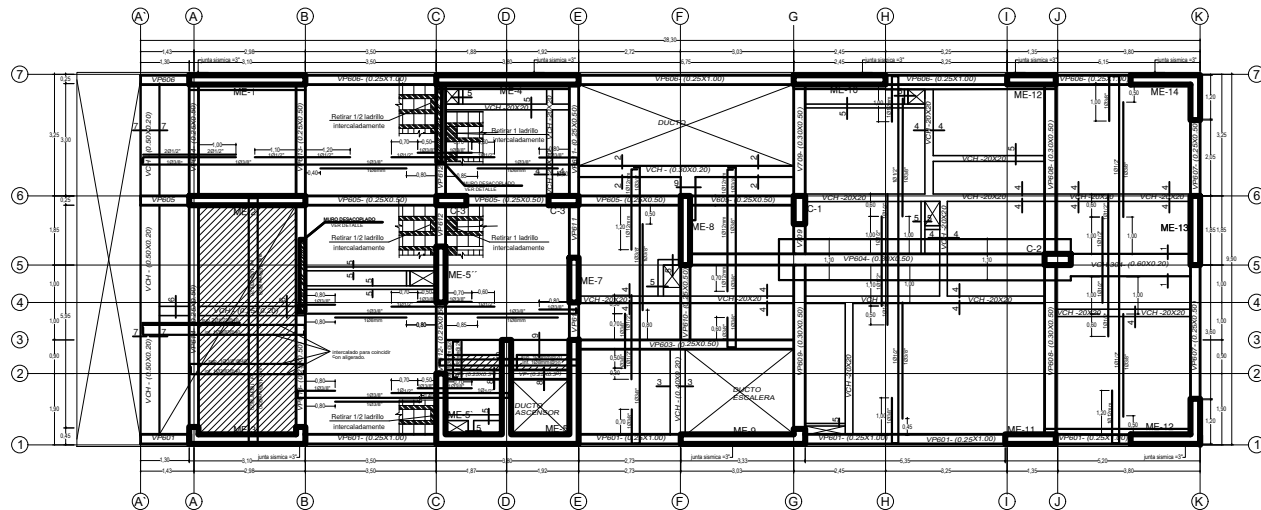
ESCALA : 1/50

FECHA:
AGOSTO 2017

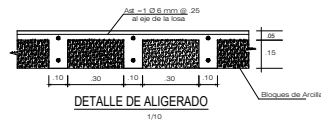
E-09



PLANTA ENCOFRADO 7MO PISO
ESC: 1/50



PLANTA ENCOFRADO 6TO PISO
ESC: 1/50



EDIFICIO MULTIFAMILIAR "LAS FLORES"

UNIVERSIDAD
PRIVADA
ANTENOR ORRIGO



UBICACIÓN:
Mz. "A" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

ASESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP: 88811

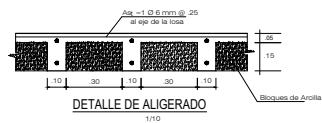
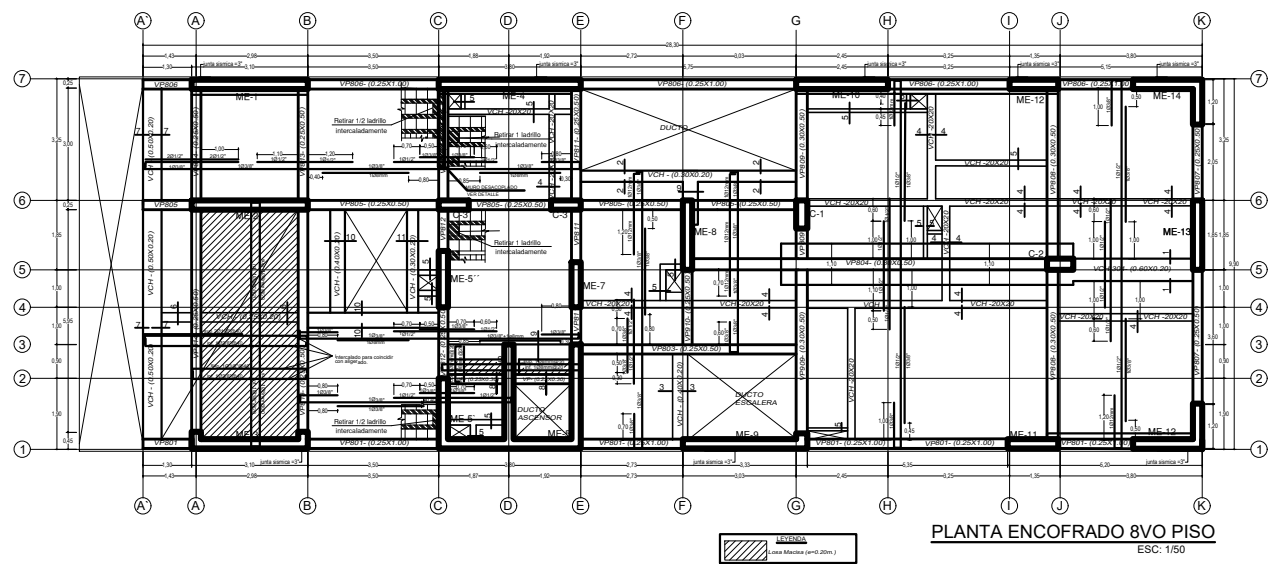
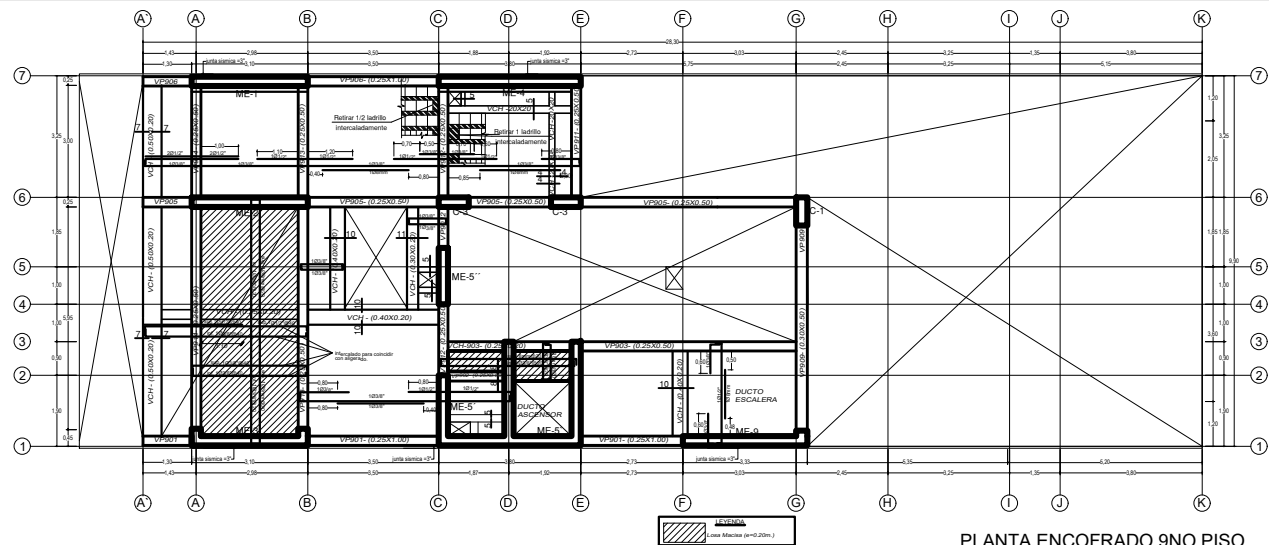
PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTIVIANO STEWART
BACH. PLASENCIA NINANTANA CARLOS

PLANO:
PLANTA DE ENCOFRADO
6º, 7º Y 8º PISO

ESCALA:
1/50

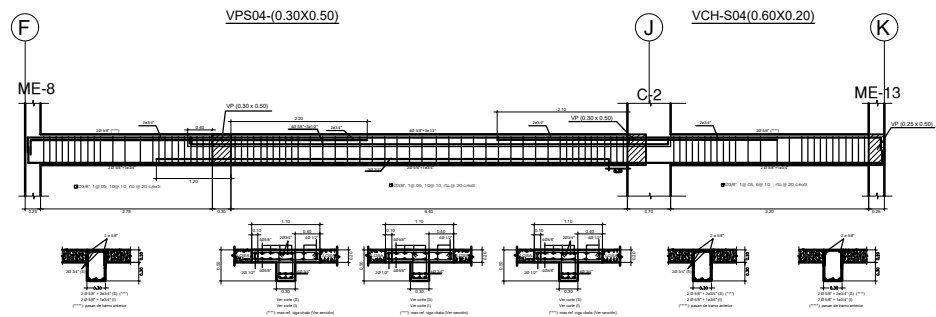
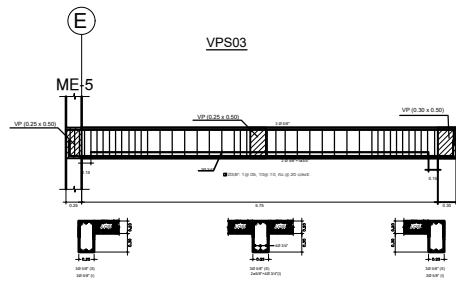
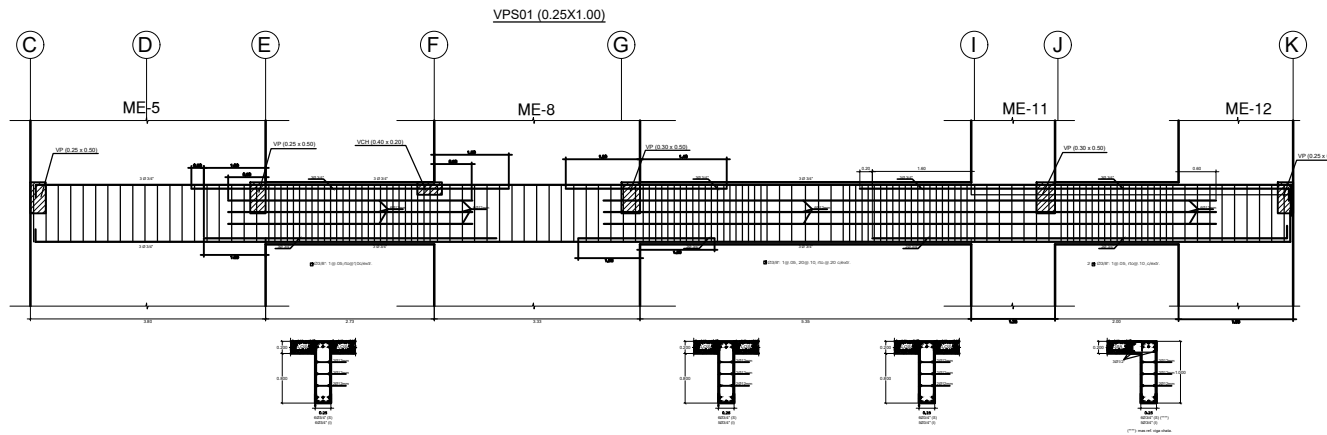
FECHA:
AGOSTO 2017

E-11



DETALLE DE VIGAS-SS°

ESC: 1/25



EDIFICIO MULTIFAMILIAR "LAS FLORES"



UBICACIÓN:
Mz. "A" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRLAJILLO
DISTRITO: VICTOR LARDO

ASESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP 88811

PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTINIANO STENHART
BACH. PLASENCIA NINANTANA CARLOS

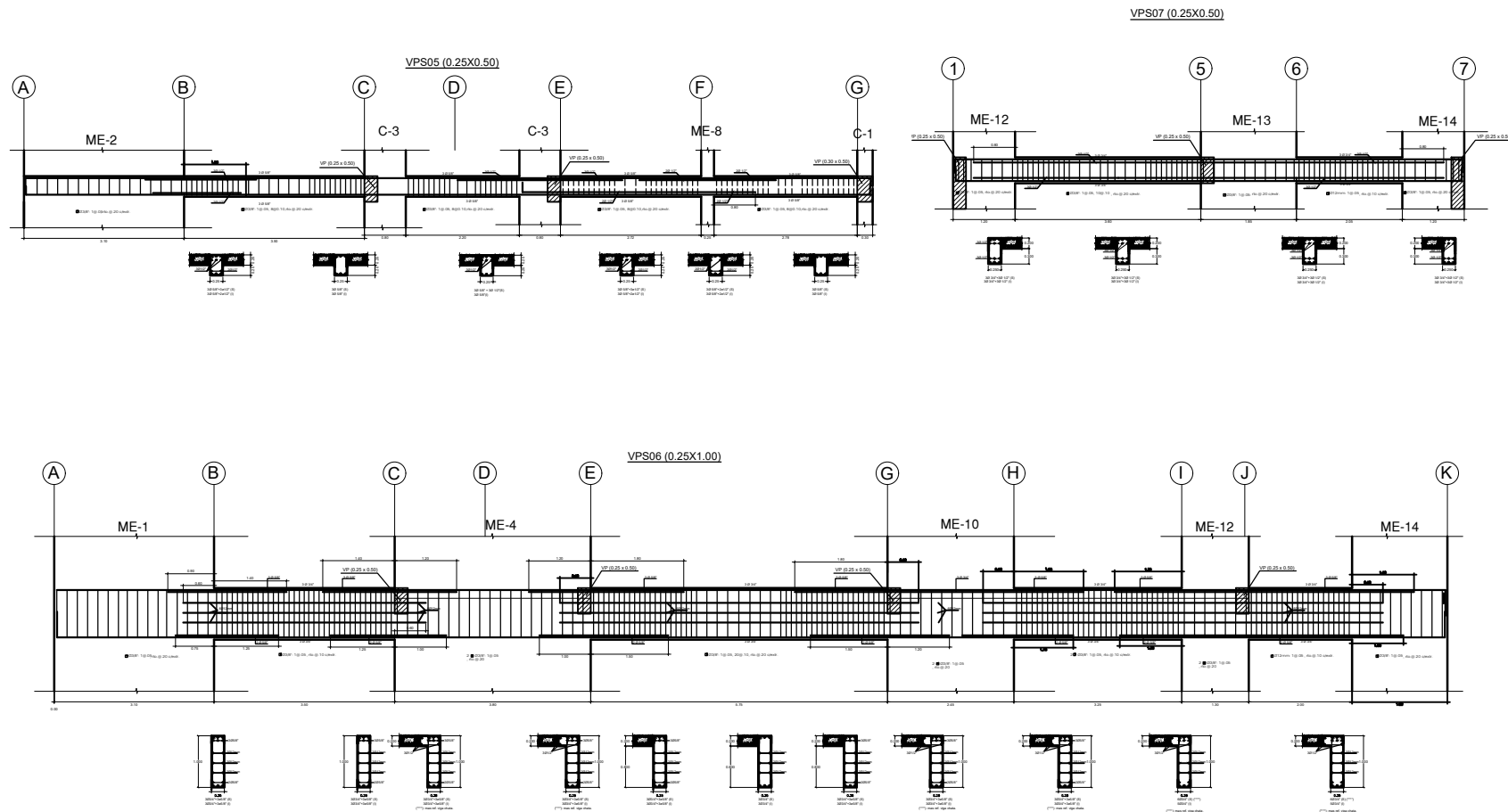
PLANO:
DETALLES DE VIGAS
DEL SEMISOTANO

ESCALA:
1/25

FECHA:
AGOSTO 2017

17 de agosto de 2017

E-13



EDIFICIO MULTIFAMILIAR LAS FLORES

**UNIVERSIDAD
PRIVADA
ANTONIO OREGO**

UBICACIÓN:
 Mz. "B" Lote 16
 Urb. Las Flores del Golf
 DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
 PROVINCIA: TRUJILLO
 DISTRITO: VICTOR LARCO

PROFESOR:
 ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
 CIP: 88811

PROFESIONAL RESPONSABLE:
 BACH. LÓPEZ OTINIANO STEWART
 BACH. PLASENCIA MINAYOTA CARLOS

**DETALLES DE VIGAS
DEL SEMISOTANO**

ESCALA:
 1/25

FECHA:
 AGOSTO 2017

E-14



UBICACIÓN:
Mz. "A" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

ASESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP: 18881

PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTINIANO STEWART
BACH. PLASENCIA NINANTANA CARLOS

PLANO:
DETALLES DE VIGAS
DEL SEMISOTANO

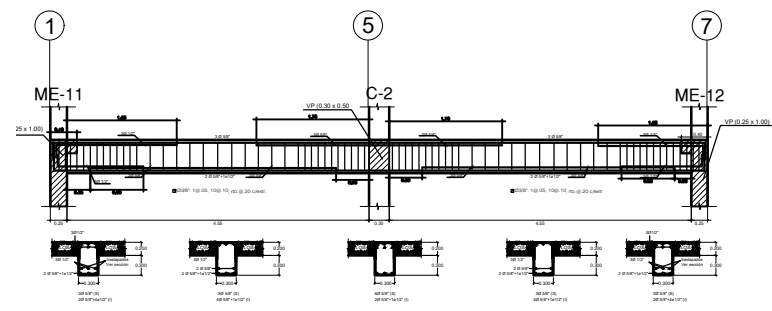
ESCALA:
1/25

FECHA:
AGOSTO 2017

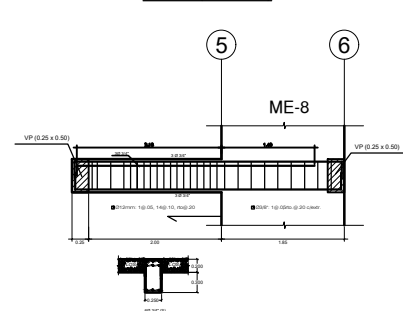
PROYECTO

E-15

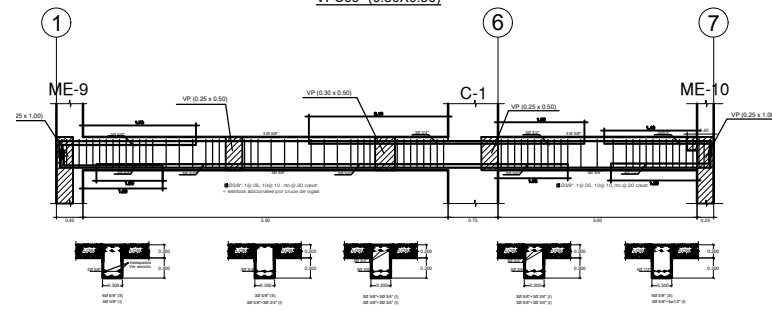
VPS08- (0.30X0.50)



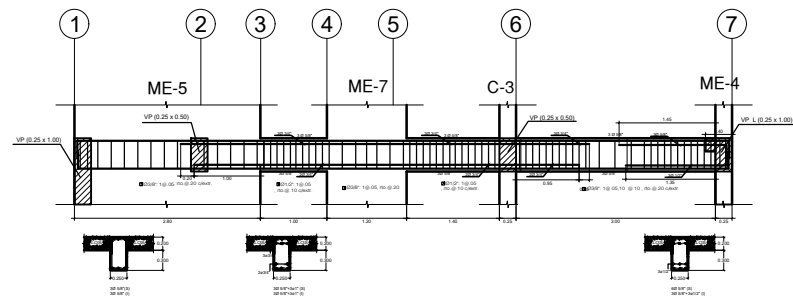
VPS10 - (0.25X0.50)



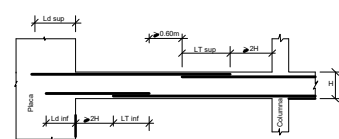
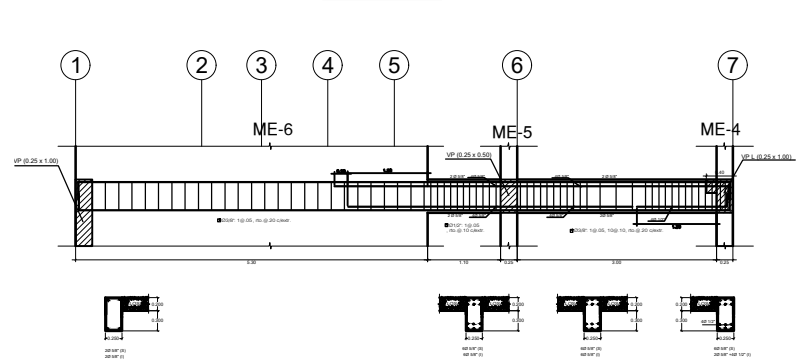
VPS09 -(0.30X0.50)



VPS11 (0.25X0.50)



VPS12 (0.25X0.50)

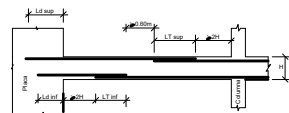
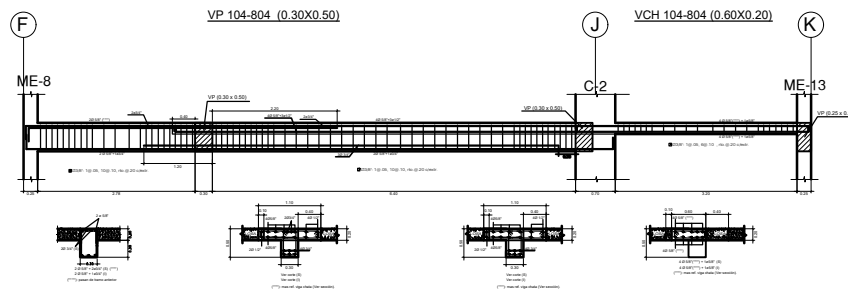
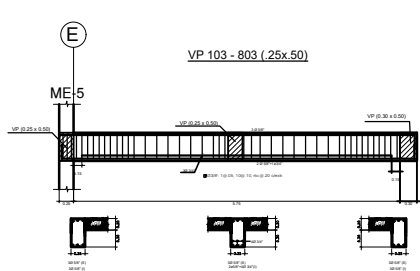
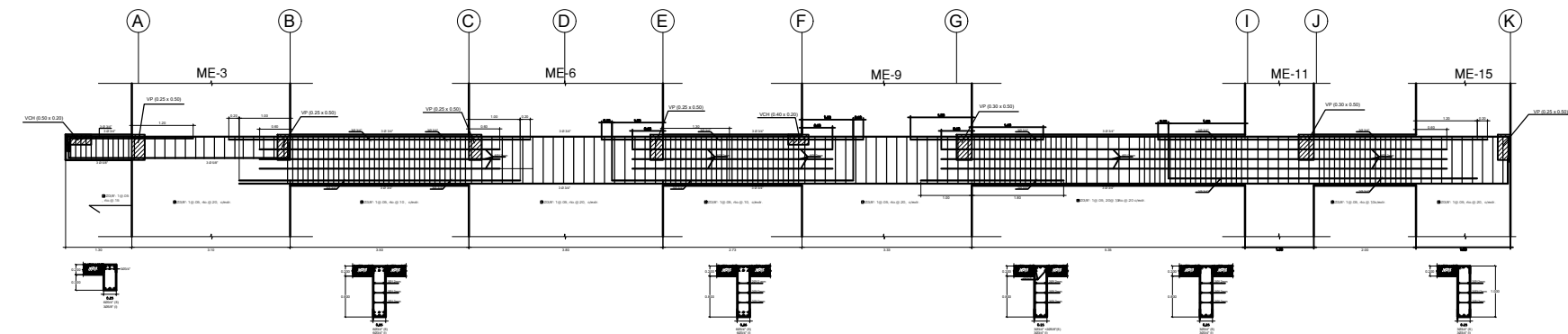


Ø	Longitud de desarrollo (m)				Longitud de desarrollo (m)			
	210 kg/cm²		280 kg/cm²		210 kg/cm²		280 kg/cm²	
	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR
30"	35	45	30	40	35	45	30	40
35"	40	50	35	45	40	50	35	45
40"	45	55	40	50	45	55	40	50
45"	50	60	45	55	50	60	45	55
50"	55	65	50	60	55	65	50	60
55"	60	70	55	65	60	70	55	65
60"	65	75	60	70	65	75	60	70
65"	70	80	65	75	70	80	65	75
70"	75	85	70	80	75	85	70	80
75"	80	90	75	85	80	90	75	85
80"	85	95	80	90	85	95	80	90
85"	90	100	85	95	90	100	85	95
90"	95	105	90	100	95	105	90	100
95"	100	110	95	105	100	110	95	105
100"	105	115	100	110	105	115	100	110
105"	110	120	105	115	110	120	105	115
110"	115	125	110	120	115	125	110	120
115"	120	130	115	125	120	130	115	125
120"	125	135	120	130	125	135	120	130
125"	130	140	125	135	130	140	125	135
130"	135	145	130	140	135	145	130	140
135"	140	150	135	145	140	150	135	145
140"	145	155	140	150	145	155	140	150
145"	150	160	145	155	150	160	145	155
150"	155	165	150	160	155	165	150	160
155"	160	170	155	165	160	170	155	165
160"	165	175	160	170	165	175	160	170
165"	170	180	165	175	170	180	165	175
170"	175	185	170	180	175	185	170	180
175"	180	190	175	185	180	190	175	185
180"	185	195	180	190	185	195	180	190
185"	190	200	185	195	190	200	185	195
190"	195	205	190	200	195	205	190	200
195"	200	210	195	205	200	210	195	205
200"	205	215	200	210	205	215	200	210
205"	210	220	205	215	210	220	205	215
210"	215	225	210	220	215	225	210	220
215"	220	230	215	225	220	230	215	225
220"	225	235	220	230	225	235	220	230
225"	230	240	225	235	230	240	225	235
230"	235	245	230	240	235	245	230	240
235"	240	250	235	245	240	250	235	245
240"	245	255	240	250	245	255	240	250
245"	250	260	245	255	250	260	245	255
250"	255	265	250	260	255	265	250	260
255"	260	270	255	265	260	270	255	265
260"	265	275	260	270	265	275	260	270
265"	270	280	265	275	270	280	265	275
270"	275	285	270	280	275	285	270	280
275"	280	290	275	285	280	290	275	285
280"	285	295	280	290	285	295	280	290
285"	290	300	285	295	290	300	285	295
290"	295	305	290	300	295	305	290	300
295"	300	310	295	305	300	310	295	305
300"	305	315	300	310	305	315	300	310
305"	310	320	305	315	310	320	305	315
310"	315	325	310	320	315	325	310	320
315"	320	330	315	325	320	330	315	325
320"	325	335	320	330	325	335	320	330
325"	330	340	325	335	330	340	325	335
330"	335	345	330	340	335	345	330	340
335"	340	350	335	345	340	350	335	345
340"	345	355	340	350	345	355	340	350
345"	350	360	345	355	350	360	345	355
350"	355	365	350	360	355	365	350	360
355"	360	370	355	365	360	370	355	365
360"	365	375	360	370	365	375	360	370
365"	370	380	365	375	370	380	365	375
370"	375	385	370	380	375	385	370	380
375"	380	390	375	385	380	390	375	385
380"	385	395	380	390	385	395	380	390
385"	390	400	385	395	390	400	385	395
390"	395	405	390	400	395	405	390	400
395"	400	410	395	405	400	410	395	405
400"	405	415	400	410	405	415	400	410
405"	410	420	405	415	410	420	405	415
410"	415	425	410	420	415	425	410	420
415"	420	430	415	425	420	430	415	425
420"	425	435	420	430	425	435	420	430
425"	430	440	425	435	430	440	425	435
430"	435	445	430	440	435	445	430	440
435"	440	450	435	445	440	450	435	445
440"	445	455	440	450	445	455	440	450
445"	450	460	445	455	450	460	445	455
450"	455	465	450	460	455	465	450	460
455"	460	470	455	465	460	470	455	465
460"	465	475	460	470	465	475	460	470
465"	470	480	465	475	470	480	465	475
470"	475	485	470	480	475	485	470	480
475"	480	490	475	485	480	490	475	485
480"	485	495	480	490	485	495	480	490
485"	490	500	485	495	490	500	485	495
490"	495	505	490	500	495	505	490	500
495"	500	510	495	505	500	510	495	505
500"	505	515	500	510	505	515	500	510
505"	510	520	505	515	510	520	505	515
510"	515	525	510	520	515	525	510	520
515"	520	530	515	525	520	530	515	525
520"	525	535	520	530	525	535	520	530
525"	530	540	525	535	530	540	525	535
530"	535	545	530	540	535	545	530	540
535"	540	550	535	545	540	550	535	545
540"	545	555	540	550	545	555	540	550
545"	550	560	545	555	550	560	545	555
550"	555	565	550	560	555	565	550	560
555"	560	570	555	565	560	570	555	565
560"	565	575	560	570	565	575	560	570
565"	570	580	565	575	570	580	565	575
570"	575	585	570	580	575	585	570	580
575"	580	590	575	585	580	590	575	585
580"	585	595	580	590	585	595	580	590
585"	590	600	585	595	590	600	585	595
590"	595	605	590	600	595	605	590	600
595"	600	610	595	605	600	610	595	605
600"	605	615	600	610	605	615	600	610
605"	610	620	605	615	610	620	605	615
610"	615	625	610	620	615	625	610	620
615"	620	630	615	625	620	630	615	625
620"	625	635	620	630	625	635	620	630
625"	630	640	625	635	630	640	625	635
630"	635	645	630	640	635	645	630	640
635"	640	650	635	645	640	650	635	645
640"	645	655	640	650	645	655	640	650
645"	650	660	645	655	650	660	645	655
650"	655	665	650	660	655	665	650	660
655"	660	670	655	665	660	670	655	665
660"	665	675	660	670	665	675	660	670
665"	670	680	665	675	670	680	665	675
670"	675	685	670	680	675	685	670	680
675"	680	690	675	685	680	690	675	685
680"	685	695	680	690	685	695	680	690
685"	690	700	685	695	690	700	685	695
690"	695	705	690	700	695	705	690	700
695"	700	710	695	705	700	710	695	705
700"	705	715	700	710	705	715	700	710
705"	710	720	705	715	710	720	705	715
710"	715	725	710	720	715	725	710	720

DETALLE DE VIGAS-PRIMER - OCTAVO NIVEL

ESC: 1/25

VP101-801 (0.25X1.00)



L	Longitud de Desarrollo (m.)				Longitud de desarrollo por tensión (m.)			
	230 grados		230 grados		230 grados		230 grados	
	superior	inferior	superior	inferior	superior	inferior	superior	inferior
L1	48	48	48	48	48	48	48	48
L2	48	48	48	48	48	48	48	48
L3	48	48	48	48	48	48	48	48
L4	48	48	48	48	48	48	48	48
L5	48	48	48	48	48	48	48	48
L6	48	48	48	48	48	48	48	48
L7	48	48	48	48	48	48	48	48
L8	48	48	48	48	48	48	48	48
L9	48	48	48	48	48	48	48	48
L10	48	48	48	48	48	48	48	48
L11	48	48	48	48	48	48	48	48
L12	48	48	48	48	48	48	48	48
L13	48	48	48	48	48	48	48	48
L14	48	48	48	48	48	48	48	48
L15	48	48	48	48	48	48	48	48
L16	48	48	48	48	48	48	48	48
L17	48	48	48	48	48	48	48	48
L18	48	48	48	48	48	48	48	48
L19	48	48	48	48	48	48	48	48
L20	48	48	48	48	48	48	48	48
L21	48	48	48	48	48	48	48	48
L22	48	48	48	48	48	48	48	48
L23	48	48	48	48	48	48	48	48
L24	48	48	48	48	48	48	48	48
L25	48	48	48	48	48	48	48	48
L26	48	48	48	48	48	48	48	48
L27	48	48	48	48	48	48	48	48
L28	48	48	48	48	48	48	48	48
L29	48	48	48	48	48	48	48	48
L30	48	48	48	48	48	48	48	48
L31	48	48	48	48	48	48	48	48
L32	48	48	48	48	48	48	48	48
L33	48	48	48	48	48	48	48	48
L34	48	48	48	48	48	48	48	48
L35	48	48	48	48	48	48	48	48
L36	48	48	48	48	48	48	48	48
L37	48	48	48	48	48	48	48	48
L38	48	48	48	48	48	48	48	48
L39	48	48	48	48	48	48	48	48
L40	48	48	48	48	48	48	48	48
L41	48	48	48	48	48	48	48	48
L42	48	48	48	48	48	48	48	48
L43	48	48	48	48	48	48	48	48
L44	48	48	48	48	48	48	48	48
L45	48	48	48	48	48	48	48	48
L46	48	48	48	48	48	48	48	48
L47	48	48	48	48	48	48	48	48
L48	48	48	48	48	48	48	48	48
L49	48	48	48	48	48	48	48	48
L50	48	48	48	48	48	48	48	48
L51	48	48	48	48	48	48	48	48
L52	48	48	48	48	48	48	48	48
L53	48	48	48	48	48	48	48	48
L54	48	48	48	48	48	48	48	48
L55	48	48	48	48	48	48	48	48
L56	48	48	48	48	48	48	48	48
L57	48	48	48	48	48	48	48	48
L58	48	48	48	48	48	48	48	48
L59	48	48	48	48	48	48	48	48
L60	48	48	48	48	48	48	48	48
L61	48	48	48	48	48	48	48	48
L62	48	48	48	48	48	48	48	48
L63	48	48	48	48	48	48	48	48
L64	48	48	48	48	48	48	48	48
L65	48	48	48	48	48	48	48	48
L66	48	48	48	48	48	48	48	48
L67	48	48	48	48	48	48	48	48
L68	48	48	48	48	48	48	48	48
L69	48	48	48	48	48	48	48	48
L70	48	48	48	48	48	48	48	48
L71	48	48	48	48	48	48	48	48
L72	48	48	48	48	48	48	48	48
L73	48	48	48	48	48	48	48	48
L74	48	48	48	48	48	48	48	48
L75	48	48	48	48	48	48	48	48
L76	48	48	48	48	48	48	48	48
L77	48	48	48	48	48	48	48	48
L78	48	48	48	48	48	48	48	48
L79	48	48	48	48	48	48	48	48
L80	48	48	48	48	48	48	48	48
L81	48	48	48	48	48	48	48	48
L82	48	48	48	48	48	48	48	48
L83	48	48	48	48	48	48	48	48
L84	48	48	48	48	48	48	48	48
L85	48	48	48	48	48	48	48	48
L86	48	48	48	48	48	48	48	48
L87	48	48	48	48	48	48	48	48
L88	48	48	48	48	48	48	48	48
L89	48	48	48	48	48	48	48	48
L90	48	48	48	48	48	48	48	48
L91	48	48	48	48	48	48	48	48
L92	48	48	48	48	48	48	48	48
L93	48	48	48	48	48	48	48	48
L94	48	48	48	48	48	48	48	48
L95	48	48	48	48	48	48	48	48
L96	48	48	48	48	48	48	48	48
L97	48	48	48	48	48	48	48	48
L98	48	48	48	48	48	48	48	48
L99	48	48	48	48	48	48	48	48
L100	48	48	48	48	48	48	48	48

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

NOTA: SE DEBE CONSIDERAR LA LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ACERO EN LOS PUNTOS DE ANCLAJE.

DESARROLLO Y EMPALME DE ARMADURA DE VIGAS

DE PORTICOS DOCTILES

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

DETALES PARA VIGAS

EDIFICIO MULTIFAMILIAR "LAS FLORES"



UNIVERSIDAD
PRIVADA
ANTENOR ORREGO

UBICACIÓN:
Mz. "A" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf

DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

ASESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP: 8811

PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTIMIANO STEWART
BACH. PLASENCIA MINATANTA CARLOS

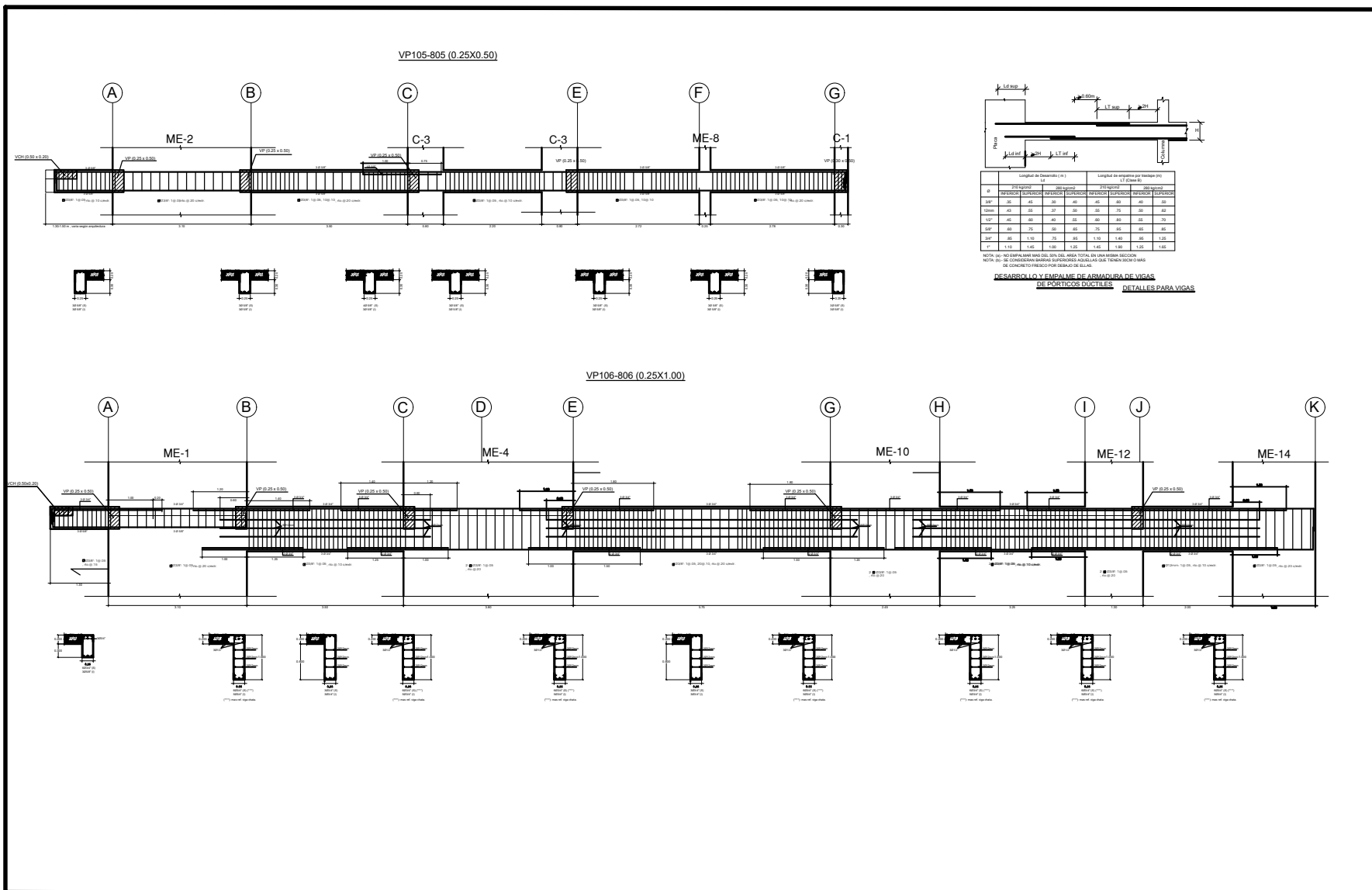
PLANO:
DETALLES DE VIGAS
DEL 1º AL 8º PISO

ESCALA: 1/25

FECHA:

AGOSTO 2017

E-16





UBICACIÓN:
Mz. "A" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

ASESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP 38111

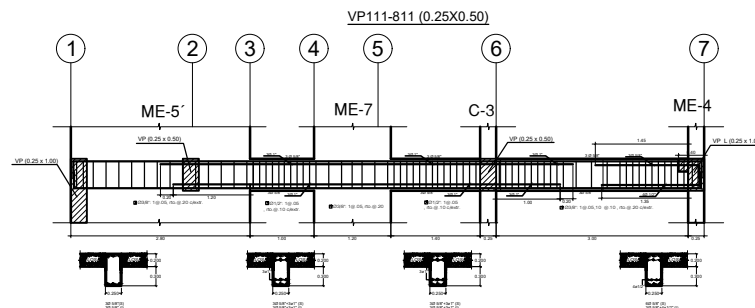
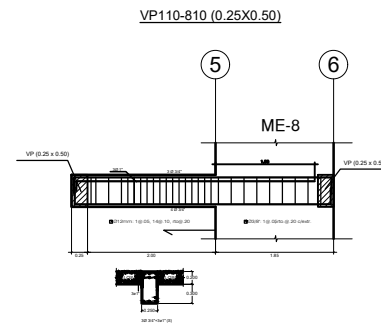
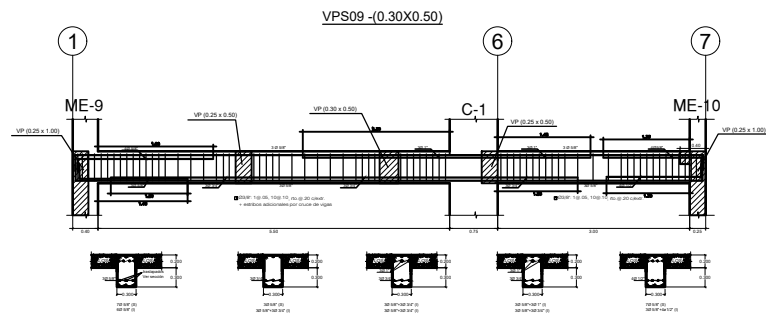
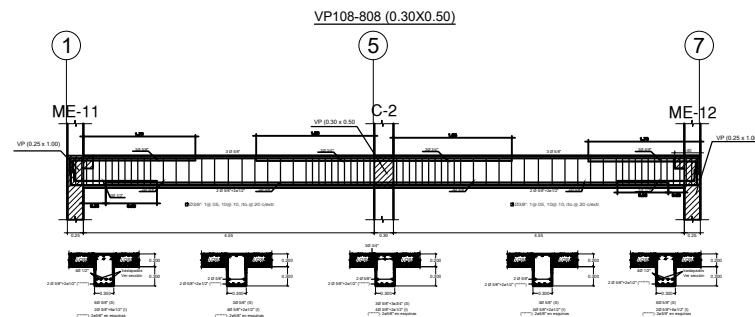
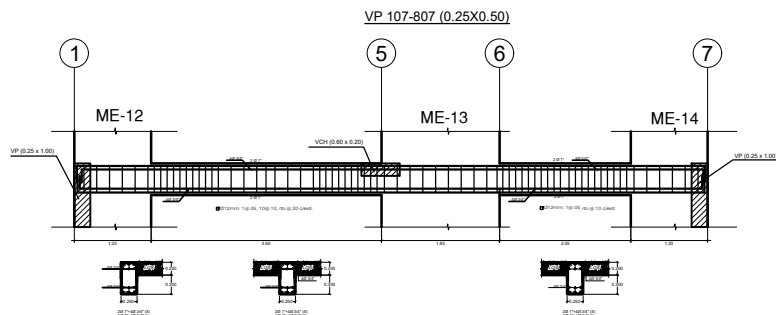
PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTIMIANO STEWART
BACH. PLACENCIA NINANTANA CARLOS

PLANO:
DETALLES DE VIGAS
DEL 1° AL 8° PISO

ESCALA: 1/25

FECHA:
AGOSTO 2017

E-18



DESARROLLO Y EMPALME DE ARMADURA DE VIGAS DE PORTICOS DUCTILES. DETALLES PARA VIGAS

Ø	Longitud de Desarrollo (m)				Longitud de empalme por traspase (m)			
	L ₁		L ₂		L ₁		L ₂	
	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR
Ø8"	30	40	30	40	30	40	30	40
Ø10"	40	50	30	50	30	50	30	50
Ø12"	40	60	40	55	40	60	35	75
Ø14"	60	75	50	65	75	85	65	85
Ø16"	80	110	75	85	110	140	85	125
Ø18"	110	140	110	120	140	170	120	160

NOTA: (a) - NO EMPALME MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
NOTA: (b) - SE CONSIDERAN BARRAS SUPERIORES AQUELLAS QUE TIENEN SIGNO O MARCA DE CONCRETO PRESTESADO DE ELLE.



UBICACIÓN:
Mz. "B" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

ASESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP: 88411

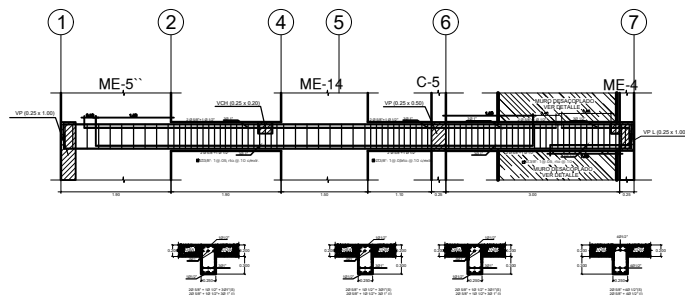
PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTINIANO STEWART
BACH. PLASENCIA MINATAMTA CARLOS

PLANO:
DETALLES DE VIGAS
DEL 1º AL 4º PISO

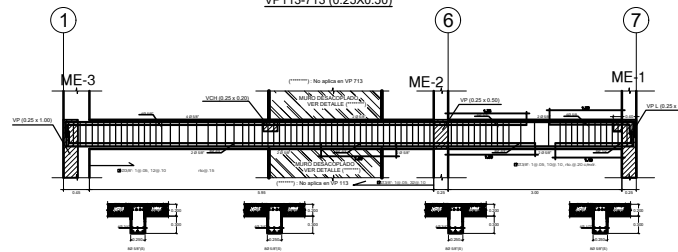
ESCALA:
1/25

FECHA:
AGOSTO 2017

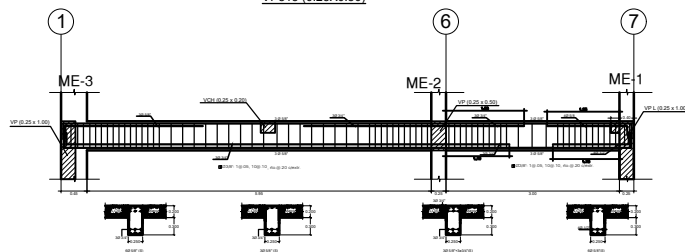
VP112-812 (0.25X0.50)



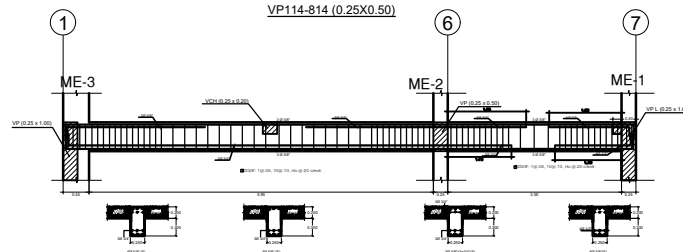
VP113-713 (0.25X0.50)



VP813 (0.25X0.50)



VP114-814 (0.25X0.50)



Longitudinal de Desarrollo (m)

Ø	270º superior		180º superior		90º superior		270º inferior		180º inferior		90º inferior	
	superior	inferior	superior	inferior	superior	inferior	superior	inferior	superior	inferior	superior	inferior
10"	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
12mm	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
10"	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
12mm	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
10"	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
12mm	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
10"	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
12mm	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45

NOTA: - NO DESARROLLAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA DIRECCIÓN.
NOTA: - DE CONSTRUCCIÓN ARMADO SUPERIOR AL QUE LA TALLA, NOVA NOVA
DE CONSTRUCCIÓN ARMADO INFERIOR AL QUE LA TALLA, NOVA NOVA

DESARROLLO Y EMPALME DE ARMADURA DE VIGAS
DE PORTICOS DUCTILES
DETALLES PARA VIGAS



UBICACIÓN:
Mz. "B" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

ASESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP: 88411

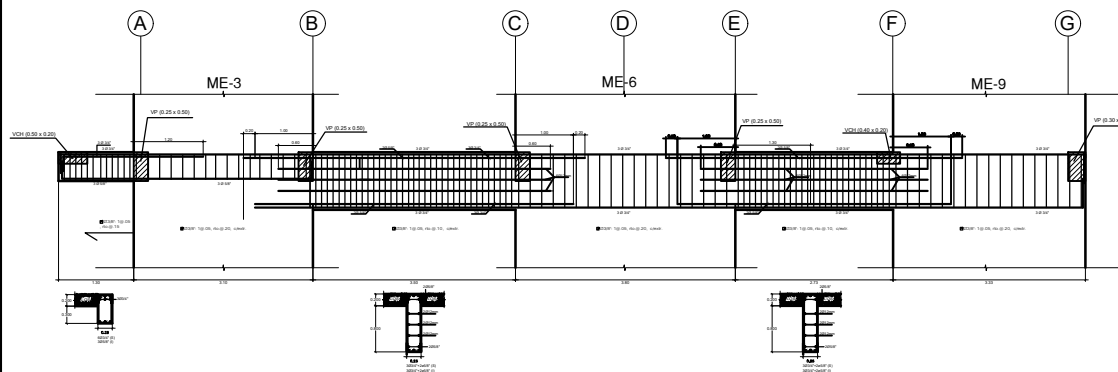
PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTINIANO STEWART
BACH. PLASENCIA MINATANTA CARLOS

PLANO:
DETALLES DE VIGAS
DE AZÚTEA

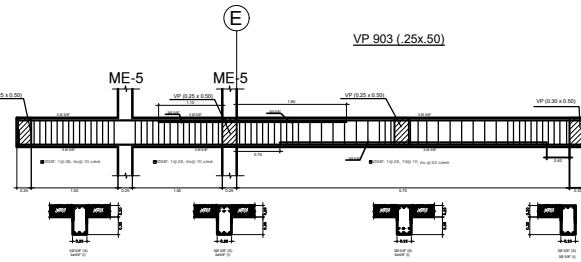
ESCALA:
1/25
FECHA:
AGOSTO 2017

E-20

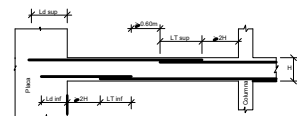
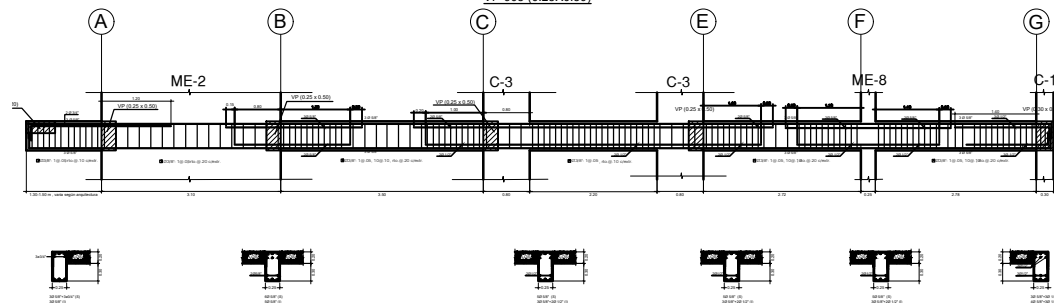
VP-901 (0.25X1.00)



VP 903 (25x.50)



VP-905 (0.25X0.50)

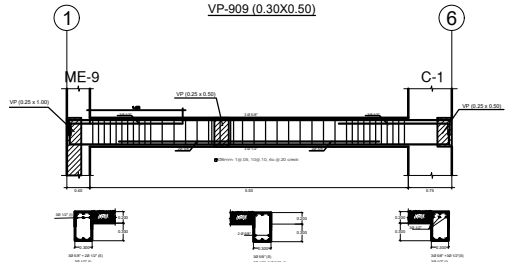


di	Longitud de desarrollo (m)				Longitud de empalme por tracción (m)			
	di	di	di	di	di	di	di	di
30°	25	45	55	65	45	55	65	75
45°	35	55	65	75	55	65	75	85
60°	45	65	75	85	65	75	85	95
75°	55	75	85	95	75	85	95	105
90°	65	85	95	105	85	95	105	115
105°	75	95	105	115	95	105	115	125
120°	85	105	115	125	105	115	125	135

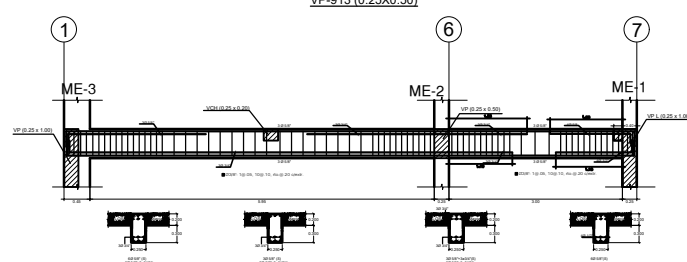
DESARROLLO Y EMPALME DE ARMADURA DE VIGAS
DE PORTICOS DUCTILES DETALLES PARA VIGAS

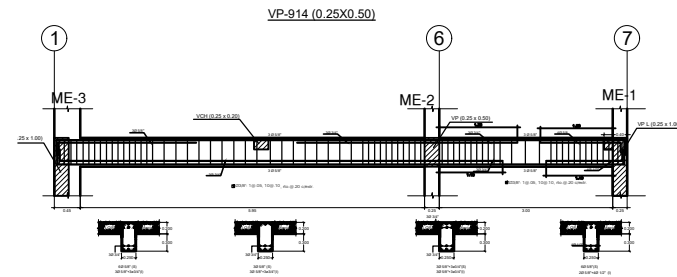
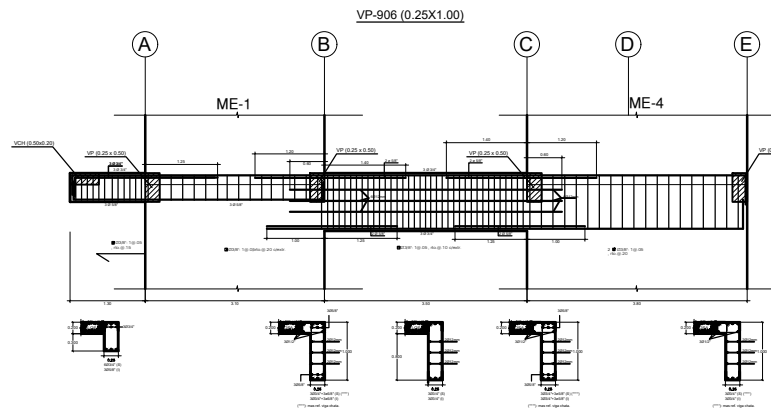
NOTA: (a) - 100 PARA BARRAS DE 100% Y 100% PARA BARRAS DE 100%
NOTA: (b) - SE CONSIDERAN BARRAS SUPERIORES Y BARRAS INFERIORES QUE TIENEN BOCAS O MAS
DE CONCRETO PARA LAS BARRAS DE BARRAS

VP-909 (0.30X0.50)



VP-913 (0.25X0.50)



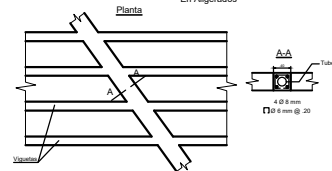


DETALLE DE REFUERZO POR PASO
DE TUBERÍAS DE INSTALACIONES

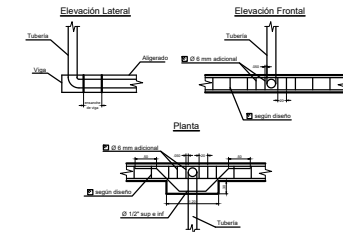
DETALLE DE REFUERZO POR PASO
DE TUBERÍAS DE INSTALACIONES

ESC. 1/25

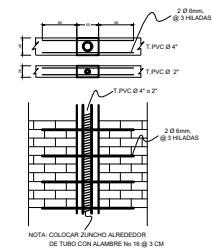
DETALLE 1
En Aligerados



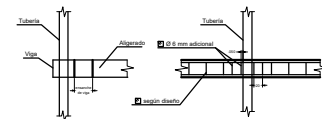
DETALLE 2
En Vigas



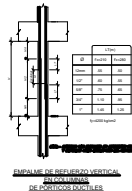
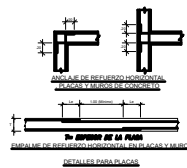
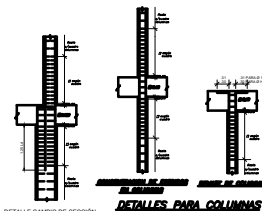
DETALLE 4
En Muros



DETALLE 3
En Vigas



NOTA: COLOCAR JUNCHO ALREDEDOR
DE TUBO CON ALAMBRE No. 16 @ 3 CM



DETALLE DE COLUMNA

REINFORZAMIENTO

APLICAR EN COLUMNAS Y ALIGERADOS POR CONTorno DE PLACA

Diámetro	Longitud	Superficie	Volumen
10	1.00	0.0079	0.0079
12	1.00	0.0110	0.0110
14	1.00	0.0154	0.0154
16	1.00	0.0201	0.0201
18	1.00	0.0251	0.0251
20	1.00	0.0314	0.0314
22	1.00	0.0380	0.0380
24	1.00	0.0452	0.0452
26	1.00	0.0529	0.0529
28	1.00	0.0611	0.0611
30	1.00	0.0698	0.0698

DETALLE DE COLUMNA

REINFORZAMIENTO

Diámetro	Longitud	Superficie	Volumen
10	1.00	0.0079	0.0079
12	1.00	0.0110	0.0110
14	1.00	0.0154	0.0154
16	1.00	0.0201	0.0201
18	1.00	0.0251	0.0251
20	1.00	0.0314	0.0314
22	1.00	0.0380	0.0380
24	1.00	0.0452	0.0452
26	1.00	0.0529	0.0529
28	1.00	0.0611	0.0611
30	1.00	0.0698	0.0698

DETALLE DE COLUMNA

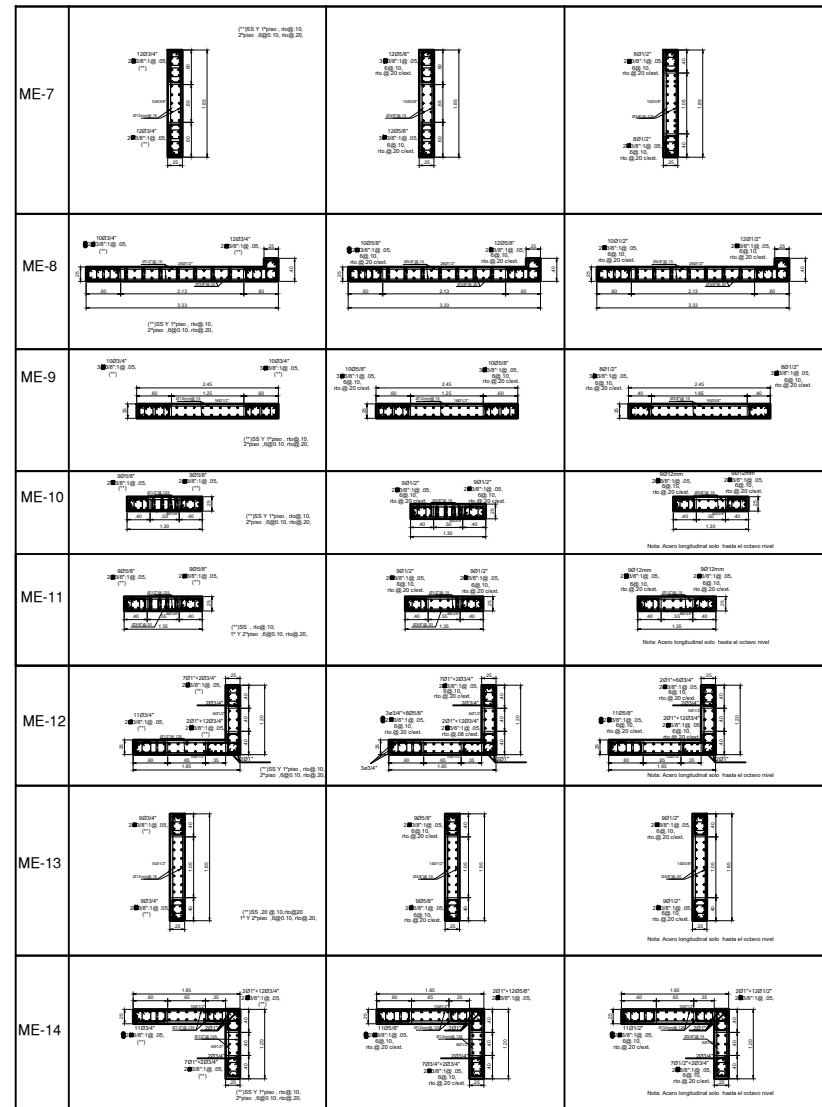
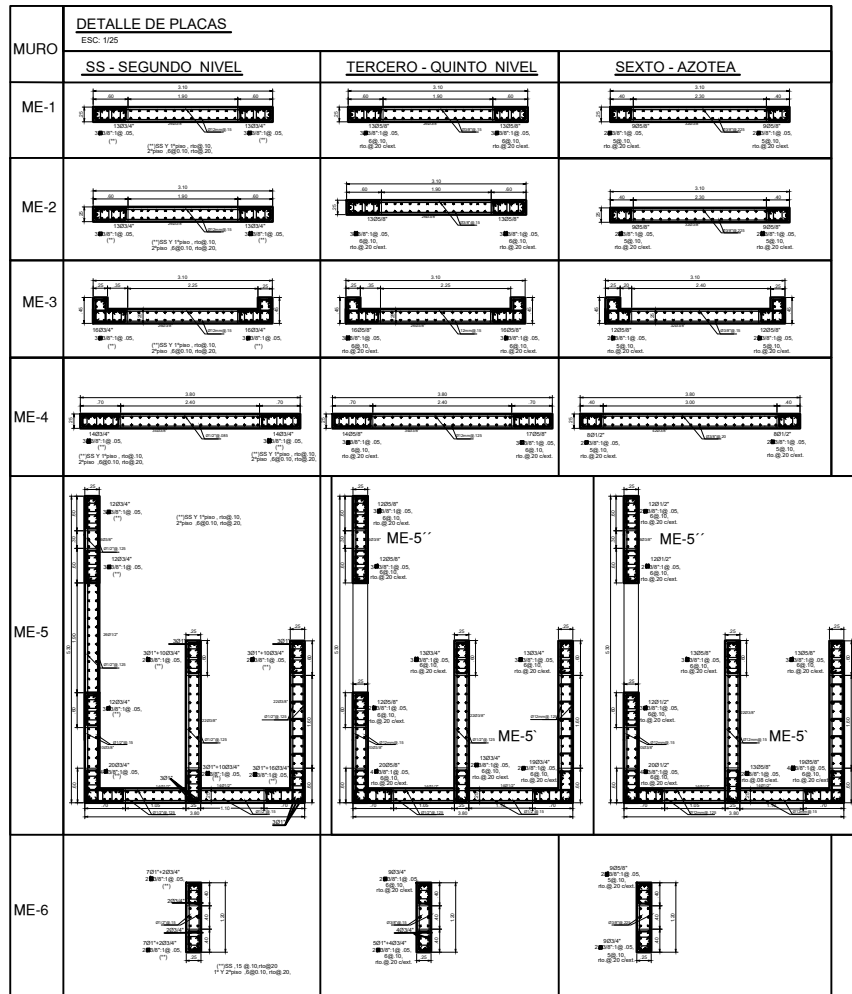
REINFORZAMIENTO

Diámetro	Longitud	Superficie	Volumen
10	1.00	0.0079	0.0079
12	1.00	0.0110	0.0110
14	1.00	0.0154	0.0154
16	1.00	0.0201	0.0201
18	1.00	0.0251	0.0251
20	1.00	0.0314	0.0314
22	1.00	0.0380	0.0380
24	1.00	0.0452	0.0452
26	1.00	0.0529	0.0529
28	1.00	0.0611	0.0611
30	1.00	0.0698	0.0698

DETALLE DE COLUMNA

REINFORZAMIENTO

Diámetro	Longitud	Superficie	Volumen
10	1.00	0.0079	0.0079
12	1.00	0.0110	0.0110
14	1.00	0.0154	0.0154
16	1.00	0.0201	0.0201
18	1.00	0.0251	0.0251
20	1.00	0.0314	0.0314
22	1.00	0.0380	0.0380
24	1.00	0.0452	0.0452
26	1.00	0.0529	0.0529
28	1.00	0.0611	0.0611
30	1.00	0.0698	0.0698



EDIFICIO MULTIFAMILIAR "LAS FLORES"

UNIVERSIDAD
PRIVADA
ANTONIO ORSICO



UBICACIÓN:
Mz. "A" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

PROYECTO:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP 8841

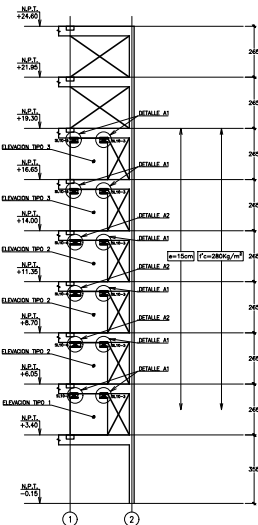
PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACK LÓPEZ OTINIANO STEWART
BACK PLACENCIA INATANTA CARLOS

PLANO:
DETALLES DE PLACAS

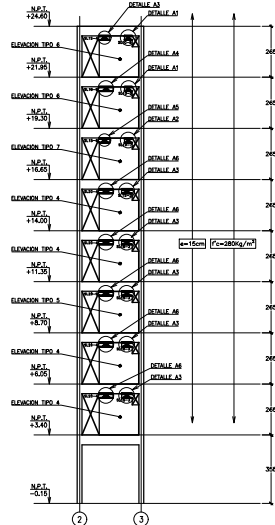
ESCALA:
1/25

FECHA:
AGOSTO 2017

E-22



MURO DESACOPLOADO CON DISIPADORES SÍSMICO SLB



MURO DESACOPLOADO CON DISIPADORES SÍSMICO SLB

ESPECIFICACIONES DE DISIPADORES

PLANCHAS ESTRUCTURALES DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A-36
PERNOS Y SOLDADURAS DEBERÁN CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUERIMIENTOS,
A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
A) PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A 305,
TIPO 1. TUERCAS PARA USO CON PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO
DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A 36, GRADO 5, HEAVY HEX. ARANDELAS DE
ACERO TEMPLADO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM F 436, TIPO 1, CIRCULAR.
B) ELECTRODOS DEBERÁN SER E7018, LÍMITE DE FLECCIONA=70ksi A MENOS QUE
SE INDIQUE TODO LO CONTRARIO.

ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO

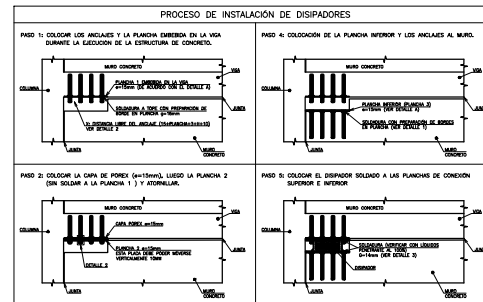
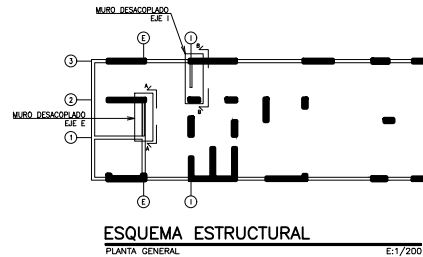
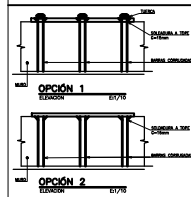
EL CONCRETO SEHA SEGÚN NORMA NTE 2.040.
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERÁ SUPERIOR A:
A) 1/5 DE LA SEPARACIÓN MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA CÁMERA,
AL 20%.
B) 1/3 DEL PERALTE DE LA LOSA.
C) 3/4 DEL ESPESORAMIENTO MÍNIMO LIBRE ENTRE LAS VARILLAS O ALAMBRES
INDIVIDUALES DE REFUERZO O PAQUETES
EL CONCRETO QUE SEA EXPUESTO A SALES DESGELANTES, AGUA SALOBRE,
AGUA DE MAR, O SALICICLORUROS DE ESTAS FUENTES DEBERÁ CUMPLIR CON LA
RELACIÓN AGUA/CEMENTO=0.40 SIN AIRE INCLUIDO.
EN CLIMA CALIENTE DEBERÁ DARSE LA ATENCIÓN ADECUADA A LOS COMPONENTES,
A LOS MÉTODOS DE PRODUCCIÓN, AL MANEJO, A LA COLOCACIÓN, A LA PROTECCIÓN
Y AL CUIDADO A FIN DE EVITAR TEMPERATURAS EXCESIVAS EN EL CONCRETO
O EVAPORACIÓN DEL AGUA, QUE PODRÍAN DAÑAR LA RESISTENCIA REQUERIDA O
LAS CONDICIONES DE SERVIDO DEL ELEMENTO O DE LA ESTRUCTURA.

DIÁMETRO (CM)	DIÁMETRO EN PULGADAS	#
#2	1/4"	4
#3	3/8"	4
#4	1/2"	4
#5	5/8"	4
#6	3/4"	4

ELEMENTO	REQUERIMIENTO LIBRE
PLANCHAS Y LOSAS	1.00
VARILLAS Y PERNOS	1.00

CONCRETO EN MUROS $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$

DETALLE 1
OPCIONES DE SOLDADURA EN PLACA INFERIOR
NOTA: IMPORTANTE: SOLDADURA PREPARADA, POR TUBO, VERIFICAR
SEGÚN AL CÓDIGO Y CON ULTIMOS FORTALECIMIENTOS AL 20%

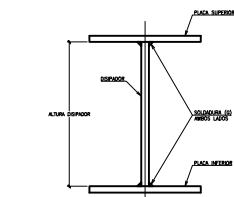
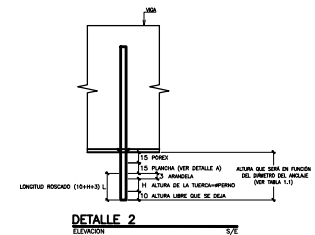


PASO 3: CONSTRUCCIÓN DE TODA LA ESTRUCTURA DE CONCRETO

TABLA 1.1: Ø PERNO EN FUNCIÓN DEL ANCLAJE

Ø ANCLAJE (PULGADAS)	Ø PERNO = h (cm)	Ø AGUJERO
5/8"	15.9 mm	16.9 mm
3/4"	19 mm	20 mm
1"	25.4 mm	26.4 mm
1 1/4"	31.8 mm	32.8 mm
1 1/2"	38.1 mm	39.1 mm

DIÁMETRO (CM)	DIÁMETRO (PULGADAS)	DIÁMETRO (PULGADAS)	DIÁMETRO (PULGADAS)	DIÁMETRO (PULGADAS)	DIÁMETRO (PULGADAS)	DIÁMETRO (PULGADAS)	DIÁMETRO (PULGADAS)	DIÁMETRO (PULGADAS)	DIÁMETRO (PULGADAS)
#2	1/4"	1/4"	1/4"	1/4"	1/4"	1/4"	1/4"	1/4"	1/4"
#3	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
#4	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"
#5	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"
#6	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"



DETALLE 3-SOLDADURA EN DISIPADORES

ATENCIÓN
CONSULTAR EN PLANOS DE ARQUITECTURA Y REPLANTEO LA POSICIÓN
Y/O FORMA DE LOS ELEMENTOS REPRESENTADOS EN ESTE DOCUMENTO
EN ESTE PLANO SÓLO SE ACOTAN LAS MEDIDAS PROPIAS DE
DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.
CONSULTAR CON PLANOS DE ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA PUESTA
EN OBRA DEL CONCRETO ARMADO Y LA EJECUCIÓN DE LOS ELEMENTOS.

EDIFICIO MULTIFAMILIAR "LAS FLORES"

UNIVERSIDAD
PRIVADA
ANTONIO ORRIGO

UBICACIÓN:
Mz. 14 Lote 16
Urb. Las Flores del Golf

DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

ANEXOS:
ING. RODRÍGUEZ REYNA CARLOS
CIP-88811

PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTINIANO STEWART
BACH. PLASENCIA MINATANTA CARLOS

PROYECTO:
MUROS DESACOPLOADOS
CON DISIPADORES
SÍSMICOS Y DETALLE

FECHA:
1/75, 1/25

FECHA:
AGOSTO 2017

E-23

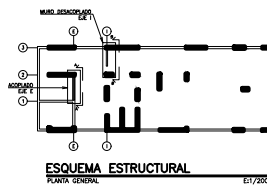
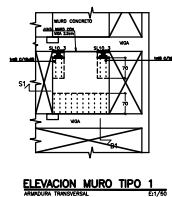
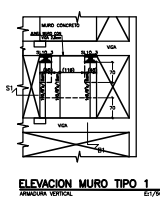
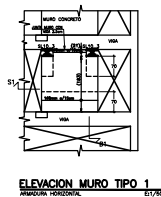


TABLA DE GANCHOS, LONGITUDES DE DESARROLLO Y TRASLAPES $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ REFUERZO CORRUGADO ACI 318-05														
#	DIAMETRO (mm)	VARILLA	#	DIAMETRO (mm)	GANCHOS						LONGITUD DE DESARROLLO		LONGITUD DE TRASLAPES	
					REFUERZO PRINCIPAL		ESTRIBOS Y GRAPAS		LECHO INFERIOR		LECHO SUPERIOR	LECHO INFERIOR		LECHO SUPERIOR
				D (mm)	90°	180°	D (mm)	90°	135°					
#10	3	3/8	5.7	17	17	3.8	12	14	50	50	65	65	65	65
#12	4	1/2	7.6	22	20	6.1	13	15	70	70	80	80	80	80
#16	5	5/8	10.5	28	24	6.4	16	18	85	85	110	110	110	110
#20	6	3/4	13.4	33	28	11.4	33	27	100	100	130	130	130	130
#25	8	1	18.2	44	37	15.2	44	35	130	170	170	220	220	220
#32	10	1 1/4	25.4	60	56	25.4	60	50	160	210	210	270	270	270

Diagram illustrating the hook configuration for reinforcement bar development length calculation. The hook is shown with a 90-degree bend. The length of the straight section is labeled as L_d . The diameter of the bar is labeled as ϕ . The diagram is labeled "LONGITUD REAL" and "DIAMETRO DE DORZAL".

Diagram illustrating the hook configuration for reinforcement bar development length calculation. The hook is shown with a 180-degree bend. The length of the straight section is labeled as L_d . The diameter of the bar is labeled as ϕ . The diagram is labeled "LONGITUD REAL" and "DIAMETRO DE DORZAL".

Diagram illustrating the hook configuration for reinforcement bar development length calculation. The hook is shown with a 135-degree bend. The length of the straight section is labeled as L_d . The diameter of the bar is labeled as ϕ . The diagram is labeled "DIAMETRO DE DORZAL" and "LONGITUD REAL".

NOTA: VER DETALLE PROCESO DE EJECUCIÓN DE DISIPADORES (VER PLANO E.M.D.-01)

ESPECIFICACIONES DE DISIPADORES

PLANCHAS ESTRUCTURALES DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A-36
PERNOS Y SOLDADURAS DEBERÁN CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUERIMIENTOS, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO:
A) PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A-325, TIPO 1, TUBERAS PARA USO CON PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A 563, GRADO DH, HEAVY HEX, ARANDELAS DE ACERO TEMPLADO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM F 436, TIPO 1, CIRCULAR.
B) ELECTRODOS DEBERÁN SER E7018, UNITE DE FUNDICIÓN-A MENOS QUE SE INDIQUE TODO LO CONTRARIO.

ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO

EL CONCRETO SERÁ SEGÚN NORMA NTE E.606.
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERÁ SUPERIOR A:
A) 1/5 DE LA SEPARACIÓN MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA CUBRILLO.
B) 1/4 DEL PUNTE DE LA LOSA.
O 3/4 DEL ESPACIAMIENTO MÍNIMO LIBRE ENTRE LAS VARILLAS O ALAMBRÉS INDIVIDUALES DE REFUERZO O PAQUETES.
EL CONCRETO QUE SEA CORROSIVO A SALES DESCONGELANTES, AGUA SALADA, AGUA DE MAR, O SALICICULAS DE ESTAS FUENTES DEBERÁ CUMPLIR CON LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO=0.40 SIN AIRE INCLUIDO.
EN CLIMA CALIENTE DEBERÁ DARSE LA ATENCIÓN ADECUADA A LOS COMPONENTES, A LOS MÉTODOS DE PRODUCCIÓN, AL MANEJO, A LA COLOCACIÓN, A LA PROTECCIÓN Y AL CUIDADO A FIN DE EVITAR TEMPERATURAS EXCESIVAS EN EL CONCRETO O EVAPORACIÓN DEL AGUA, QUE PODRÍAN DAÑAR LA RESISTENCIA REQUERIDA O LAS CONDICIONES DE SERVICIO DEL ELEMENTO O DE LA ESTRUCTURA.

CONCRETO EN MUROS $f'_c=280$ kg/m

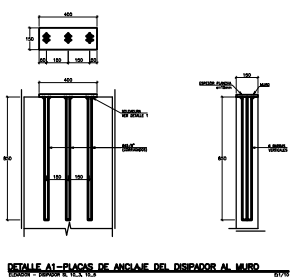
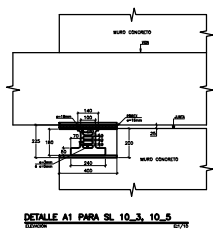
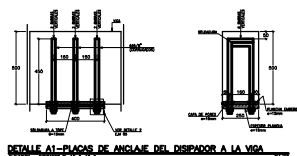
NOTA: COLUMNA ARMADA EN CADA CORNER DEL MURO

TABLA DE EQUIVALENCIAS EN ARMADOS		
DIAMETRO (mm)	DIAMETRO EN RULGADAS	#
#10	3/8"	3
#12	1/2"	4
#16	5/8"	5
#20	3/4"	6
#25	1"	8
#32	1 1/4"	10

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO LIBRE
PLACAS Y LOSAS	2.5cm
COLUMNAS Y VIGAS PERALTADA	3.5cm

ATENCIÓN

CONSULTAR EN PLANOS DE ARQUITECTURA Y REPLANTEO LA POSICIÓN Y/O FORMA DE LOS ELEMENTOS REPRESENTADOS EN ESTE DOCUMENTO EN ESTE PLANO SOLO SE ADOPTAN LAS MEDIDAS PROPIAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.
CONSULTAR CON PLANOS DE ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA PUESTA EN OBRA DEL CONCRETO ARMADO Y LA EJECUCIÓN DE LOS ELEMENTOS.



EDIFICIO MULTIFAMILIAR LAS FLORES

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONIO ORREGO

UBICACIÓN:
Mz. "B" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf

DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

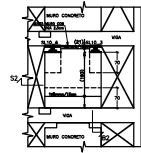
PROYECTO:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP: 8841

PROFESIONAL RESPONSABLE:
ING. LÓPEZ OTINIANO STEWART
BACH. PLASENCIA MINATAMTA CARLOS

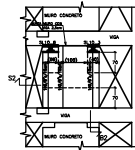
FECHA:
AGOSTO 2017

ESCALA:
1/50, 1/10

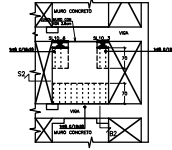
E-24



ELEVACION MURO TIPO 2
MODIFICA: ELEVACION 01/78



ELEVACION MURO TIPO 2
MODIFICA: ELEVACION 01/78



ELEVACION MURO TIPO 2
MODIFICA: ELEVACION 01/78

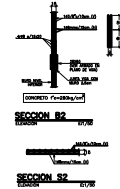


TABLA DE GANCHOS, LONGITUDES DE DESARROLLO Y TRASLASE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ REFUERZO CORRUGADO ACI 318-05												
# DIAMETRO (mm)	# VARILLA	# DIAMETRO (pulg)	GANCHOS				ESTRIBOS Y GRAPAS		LONGITUD DE DESMOLDO		LONGITUD DE TRASLASE	
			D (cm) diámetro de dobles	REFUERZO PRINCIPAL LONGITUD REAL	D (cm) diámetro de dobles	LONGITUD REAL	LECHO INFERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO INFERIOR	LECHO SUPERIOR		
#10	3	3/8	5.7	17	17	3.8	12	14	50	65	65	65
#12	4	1/2	7.6	22	20	5.1	13	15	70	70	90	90
#16	5	5/8	9.5	28	24	6.4	16	18	85	85	110	110
#20	6	3/4	11.4	33	28	11.4	33	27	100	100	130	130
#25	8	1	15.2	44	37	15.2	44	35	130	130	170	225
#32	10	1 1/4	25.4	60	56	25.4	60	51	160	210	210	270

LONGITUD REAL

DIAMETRO DE DOBLES

LONGITUD REAL

DIAMETRO DE DOBLES

LONGITUD REAL

DIAMETRO DE DOBLES

NOTA: VER DETALLE PROCESO DE
EJECUCION DE DISIPADORES
(VER PLANO E.M.D.-01)

ESPECIFICACIONES DE DISIPADORES

PLANCHAS ESTRUCTURALES DEBERAN CUMPLIR CON ASTM A-36
PERNOS Y SOLDADURAS DEBERAN CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUERIMIENTOS,
A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO:

- A) PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERAN CUMPLIR CON ASTM A-325,
TIPO 1, TUBERIAS PARA USO CON PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO
DEBERAN CUMPLIR CON ASTM A 563, GRADO D1, HEAVY HEX, ARANDELAS DE
ACERO TEMPALADO DEBERAN CUMPLIR CON ASTM F 436, TIPO 1, CIRCULAR.
- B) ELECTRODOS DEBERAN SER E70XX, LIMITE DE FLECCIONA=70MI A MENOS QUE
SE INDIQUE TODO LO CONTRARIO.

ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO

EL CONCRETO SERA SEGUN NORMA NTE E.060.

EL TAMAÑO MAXIMO NOMINAL DEL AGREGADO BLENDO NO SERA SUPERIOR A:
A) 1/5 DE LA SEPARACION MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA CIMENTA,
A/30.

B) 1/3 DEL PERALTE DE LA LOSA
C) 3/4 DEL ESPACIAMIENTO MINIMO LIBRE ENTRE LAS VARILLAS O ALAMBRES
INDIVIDUALES DE REFUERZO O PAQUETES

EL CONCRETO QUE SEA EXPUESTO A SALES DESCONGELANTES, AGUA SALOBRE,
AGUA DE MAR, O SALPICADURAS DE ESTAS FUENTES DEBERA CUMPLIR CON LA
RELACION AGUA/CEMENTO=0.50 SIN ANTE INCLUIDO.

EN CLIMA CALIENTE DEBERA DARSE LA ATENCION ADECUADA A LOS COMPONENTES,
A LOS MEDIOS DE PROTECCION, AL MINIMO, A LA COLOCACION, A LA PROTECCION
Y AL CUIDADO A FIN DE EVITAR TEMPERATURAS EXCESIVAS EN EL CONCRETO
O EVAPORACION DEL AGUA, QUE PODRIAN DAÑAR LA RESISTENCIA REQUERIDA O
LAS CONDICIONES DE SERVICIO DEL ELEMENTO O DE LA ESTRUCTURA.

CONCRETO EN MUROS $f'_c=280 \text{ kg/m}^2$

NOTA: COLOR ARMADO EN CADA OBRA DEL MURO

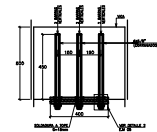
TABLA DE EQUIVALENCIAS EN ARMADOS		
DIAMETRO (mm)	DIAMETRO EN PULGADAS	#
#10	3/8"	3
#12	1/2"	4
#16	5/8"	5
#20	3/4"	6
#25	1"	8
#32	1 1/4"	10

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO LIBRE
PLACAS Y LOSAS	2.5cm
COLUMNAS Y VIGAS PERALTADA	3.5cm

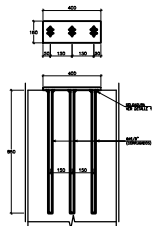
ATENCIÓN

CONSULTAR EN PLANOS DE ARQUITECTURA Y REPLANTAR LA POSICION
Y/O FORMA DE LOS ELEMENTOS REPRESENTADOS EN ESTE DOCUMENTO
EN ESTE PLANO SOLO SE ACEPTAN LAS MEDIDAS PROPIAS DE
DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

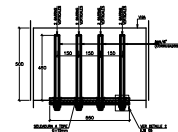
CONSULTAR CON PLANOS DE ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA PUESTA
EN OBRA DEL CONCRETO ARMADO Y LA EJECUCION DE LOS ELEMENTOS.



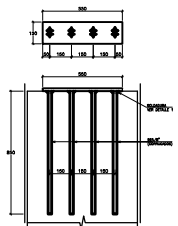
DETALLE A1-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR A LA VIGA
ELEVACION - BARRAS E.T.C. 1/3



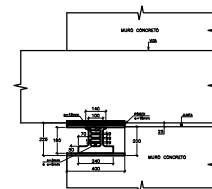
DETALLE A1-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR AL MURO
ELEVACION - BARRAS E.T.C. 1/3



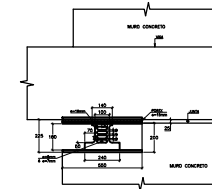
DETALLE A2-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR A LA VIGA
ELEVACION - BARRAS E.T.C. 1/3



DETALLE A2-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR AL MURO
ELEVACION - BARRAS E.T.C. 1/3



DETALLE A1 PARA SL 10.3, 10.5
ELEVACION



DETALLE A2 PARA SL 10.6, 10.7
ELEVACION



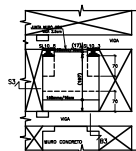
UBICACION:
Mz. "B" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

PROFESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP: 88411

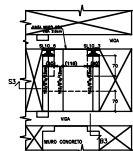
PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTINIANO STEWART
BACH. PLACENCIA MINATANTA CARLOS

PROYECTO:
MUROS DESACOPLADOS
CON DISIPADORES
DETALLE DE MURO TIPO 2

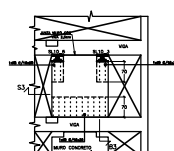
ESCALA:
1/50, 1/10
FECHA:
AGOSTO 2017



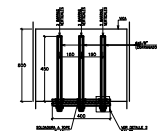
ELEVACION MURO TIPO 3
SECCION TRANSVERSAL E17/98



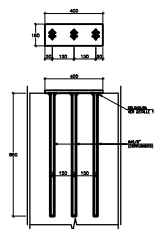
ELEVACION MURO TIPO 3
SECCION TRANSVERSAL E17/98



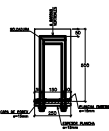
ELEVACION MURO TIPO 3
SECCION TRANSVERSAL E17/98



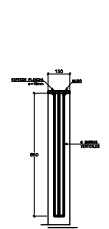
DETALLE A1-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR A LA VIGA
SECCION - BARRA E Y C E17/98



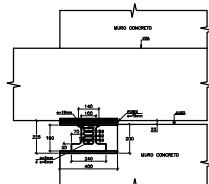
DETALLE A1-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR AL MURO
SECCION - BARRA E Y C E17/98



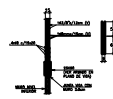
DETALLE A1-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR A LA VIGA
SECCION - BARRA E Y C E17/98



DETALLE A1-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR AL MURO
SECCION - BARRA E Y C E17/98



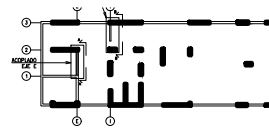
DETALLE A1 PARA SL 10, 3, 10, 6
SECCION E17/98



SECCION B3
SECCION E17/98

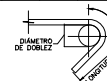
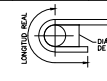
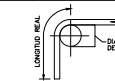


SECCION S3
SECCION E17/98



ESQUEMA ESTRUCTURAL
FUENTE: GENERAL E17/98

TABLA DE GANCHOS, LONGITUDES DE DESARROLLO Y TRASLAPES $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ REFUERZO CORRUGADO ACI 318-05											
#	DIAMETRO (mm)	#	VARILLA	DIAMETRO (mm)	D (mm)	REFUERZO PRINCIPAL		ESTRIBOS Y GRAPAS		LONGITUD DE DESARROLLO	
						LONGITUD REAL	DIAMETRO DE DOBLEZ	LONGITUD REAL	DIAMETRO DE DOBLEZ	LECHO INFERIOR	LECHO SUPERIOR
#10	3	3/8	5.7	17	17	3.8	12	14	50	50	65
#12	4	1/2	7.6	22	20	5.1	13	15	70	70	85
#16	5	5/8	9.5	28	24	8.4	16	18	85	85	110
#20	6	3/4	11.4	33	27	11.4	19	21	100	100	130
#25	8	1	15.2	44	37	15.2	24	27	130	130	170
#32	10	1 1/4	25.4	60	56	25.4	33	37	170	170	230



NOTA: VER DETALLE PROCESO DE EJECUCIÓN DE DISIPADORES (VER PLANO E.M.D.-01)

ESPECIFICACIONES DE DISIPADORES

PLANCHAS ESTRUCTURALES DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A-36. PERNOS Y SOLDADURAS DEBERÁN CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUERIMIENTOS, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO:

- PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A-325, TPO 1, TUBOS PARA USO CON PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A-563, GRADO DII, HEAVY HEV, ARANDELAS DE ACERO TEMPLADO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM F-436, TPO 1, CROSLAND.
- ELECTRODOS DEBERÁN SER E7018, LÍMITE DE FLECCIONA=70ksi A MENOS QUE SE INDIQUE TODO LO CONTRARIO.

ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO

EL CONCRETO SERÁ SEGÚN NORMA NTE E.060.

EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERÁ SUPERIOR A: A) 1/3 DE LA SEPARACIÓN MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA CUBRILLA, Y DE B) 1/3 DEL PERALTE DE LA LOSA.

C) 3/4 DEL ESPACIAMIENTO MÍNIMO LIBRE ENTRE LAS VARILLAS O ALAMBRES INDIVIDUALES DE REFUERZO O PAQUETES.

EL CONCRETO QUE SEA EXPUESTO A SALES DESCONGELANTES, AGUA SALADA, AGUA DE MAR, O SALICICLURAS DE ESTAS FUENTES DEBERÁ CUMPLIR CON LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO=0.40 SIN MÁS INCLUIDO.

EN CLIMA CALIENTE DEBERÁ DARSE LA ATENCIÓN ADECUADA A LOS COMPONENTES, A LOS MÉTODOS DE PRODUCCIÓN, AL MANEJO, A LA COLOCACIÓN, A LA PROTECCIÓN Y AL CUIDADO A FIN DE EVITAR TEMPERATURAS EXCESIVAS EN EL CONCRETO O EVAPORACIÓN DEL AGUA, QUE PODRÍAN DAÑAR LA RESISTENCIA REQUERIDA O LAS CONDICIONES DE SERVIDO DEL ELEMENTO O DE LA ESTRUCTURA.

CONCRETO EN MUROS $f'_c=280 \text{ kg/m}^2$

NOTA: COLOCAR ARMADO EN CADA CORONA DEL MURO

TABLA DE EQUIVALENCIAS EN ARMADOS		
DIAMETRO (mm)	DIAMETRO EN PULGADAS	#
#10	3/8"	3
#12	1/2"	4
#16	5/8"	5
#20	3/4"	6
#25	1"	8
#32	1 1/4"	10

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO LIBRE
PLACAS Y LOSAS	2.5cm
COLUMNAS Y VIGAS PERALTA	3.5cm

ATENCIÓN

CONSULTAR EN PLANOS DE ARQUITECTURA Y REPLANTO LA POSICIÓN Y/O FORMA DE LOS ELEMENTOS REPRESENTADOS EN ESTE DOCUMENTO EN ESTE PLANO SOLO SE ACOTAN LAS MEDIDAS PROPIAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

CONSULTAR EN PLANOS DE ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA PUESTA EN OBRA DEL CONCRETO ARMADO Y LA EJECUCIÓN DE LOS ELEMENTOS.

EDIFICIO MULTIFAMILIAR LAS FLORES

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTORIO OREGO



UBICACIÓN:
Mz. "B" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

PROYECTO:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP: 8881

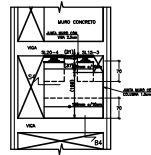
PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTINIANO STEWART
BACH. PLASENCIA MINATANTA CARLOS

PROYECTO:
MUROS DESACOPADOS CON DISIPADORES
DETALLE DE MURO TIPO 3

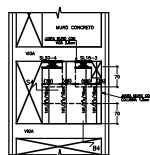
ESCALA:
1/50, 1/10

FECHA:
AGOSTO 2017

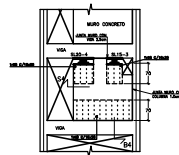
E-26



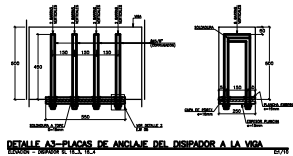
ELEVACION MURO TIPO 4
ANIMACION VERTICAL



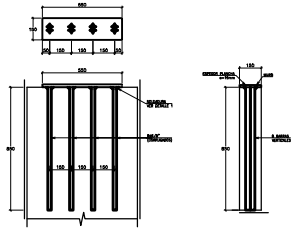
ELEVACION MURO TIPO 4
ANIMACION VERTICAL



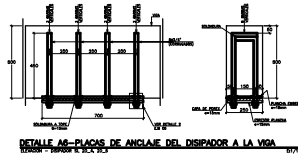
ELEVACION MURO TIPO 4
ANIMACION VERTICAL



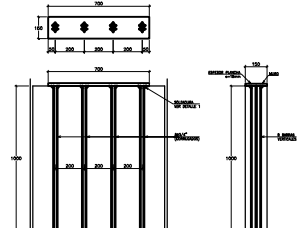
DETALLE A3-PLACA DE ANCLAJE DEL DISIPADOR A LA VIGA



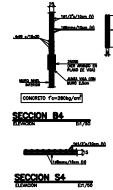
DETALLE A3-PLACA DE ANCLAJE DEL DISIPADOR AL MURO



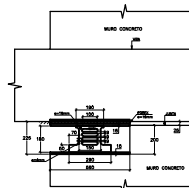
DETALLE A6-PLACA DE ANCLAJE DEL DISIPADOR A LA VIGA



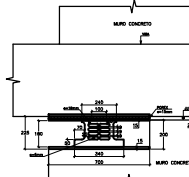
DETALLE A6-PLACA DE ANCLAJE DEL DISIPADOR AL MURO



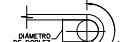
SECCION B4
SECCION B5



DETALLE A3 PARA SL 15.3, 15.4



DETALLE A6 PARA SL 20.4, 20.5

TABLA DE GANCHOS, LONGITUDES DE DESARROLLO Y TRASLAPES $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ REFUERZO CORRUGADO ACI 318-05																																
#	DIAMETRO (mm)	# VARILLA	# DIAMETRO (mm)	GANCHOS						LONGITUD DE DESARROLLO		LONGITUD DE TRASLAPES																				
				D (mm) diámetro de doblar	REFUERZO PRINCIPAL		D (mm) diámetro de doblar	LONGITUD REAL	ESTRIBOS Y GRAPAS		LONGITUD REAL	LECHO INFERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO INFERIOR	LECHO SUPERIOR																	
					90°	180°			90°	135°																						
#10	3	3/8	5.7	17	17	3.8	12	14	50	50	65	65																				
#12	4	1/2	7.6	22	20	5.1	13	15	70	70	80	80																				
#16	5	5/8	9.5	28	24	6.4	16	18	80	80	100	100																				
#20	6	3/4	11.4	33	28	11.4	33	27	100	100	130	130																				
#25	8	1	15.2	44	37	15.2	44	35	130	130	170	170																				
#32	10	1 1/4	25.4	65	56	25.4	65	51	160	160	210	210																				
																																

NOTA: VER DETALLE PROCESO DE EJECUCION DE DISIPADORES (VER PLANO E.M.D.-01)

ESPECIFICACIONES DE DISIPADORES

PLACAS ESTRUCTURALES DEBERAN CUMPLIR CON ASTM A-36. PERROS Y SOLDADURAS DEBERAN CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUERIMIENTOS, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO:

- PERROS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERAN CUMPLIR CON ASTM A-325, TIPO 1, FUERZAS PARA USO CON PERROS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERAN CUMPLIR CON ASTM A-36, GRADO 36, HEAVY HEX. ARANDELAS DE ACERO TEMPLADO DEBERAN CUMPLIR CON ASTM F-436, TIPO 1, CIRCULAR.
- ELECTRODOS DEBERAN SER E70XX, LIMITE DE FUNDICION=70% A MENOS QUE SE INDIQUE TODO LO CONTRARIO.

ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO

EL CONCRETO SERA SEGUN NORMA NTE E.060.
E. TAMAÑO MAXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERA SUPERIOR A:
A) 1/2 DE LA SEPARACION MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA CUBRILLA.
B) 1/2 DEL PERALTE DE LA LOSA.
C) 3/4 DEL ESPACIAMIENTO MINIMO LIBRE ENTRE LAS VARILLAS O ALAMBRES INDIVIDUALES DE REFUERZO O PADRILES.
D. CONCRETO QUE SEA EXPUESTO A SALES DESCONGELANTES, AGUA SALOBRE, AGUA DE MAR, O SALPICADURAS DE ESTAS FUENTES DEBERA CUMPLIR CON LA RELACION AGUA/CEMENTO=0.40 SIN AIRE INCLUIDO.
EN CLIMA CALIENTE DEBERA DARSE LA ATENCION ADECUADA A LOS COMPONENTES, A LOS METODOS DE PRODUCCION, AL MANEJO, A LA COLOCACION, A LA PROTECCION Y AL CUIDADO A FIN DE EVITAR TEMPERATURAS EXCESIVAS EN EL CONCRETO O EVAPORACION DEL AGUA, QUE PODRIAN DANAR LA RESISTENCIA REQUERIDA O LAS CONDICIONES DE SERVICIO DEL ELEMENTO O DE LA ESTRUCTURA.

CONCRETO EN MUROS $f'_c=280 \text{ kg/m}^2$

100% COLORADO ARMADO EN OBRA OTRA DEL MURO

TABLA DE EQUIVALENCIAS EN ARMADOS		
DIAMETRO (mm)	DIAMETRO EN PULGADAS	#
#10	3/8"	3
#12	1/2"	4
#16	5/8"	5
#20	3/4"	6
#25	1"	8
#32	1 1/4"	10

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO LIBRE
PLACAS Y LOSAS	2.5cm
COLUMNAS Y VIGAS PERALTEADA	3.5cm

ATENCIÓN

CONSULTAR EN PLANOS DE ARQUITECTURA Y REPLANTAR LA POSICION Y/O FORMA DE LOS ELEMENTOS REPRESENTADOS EN ESTE DOCUMENTO EN ESTE PLANO SOLO SE ACEPTAN LAS MEDIDAS PROPIAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

CONSULTAR EN PLANOS DE ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA PUESTA EN OBRA DEL CONCRETO ARMADO Y LA EJECUCION DE LOS ELEMENTOS.

EDIFICIO MULTIFAMILIAR LAS FLORES

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONIO GREGO



UBICACION: Mz. "B" Lote 16 Urb. Las Flores del Golf

DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD

PROVINCIA: TRUJILLO

DISTRITO: VICTOR LARCO

PROYECTO: ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS CIP-8841

PROFESIONAL RESPONSABLE: BACH. LÓPEZ OTINIANO STEWART

BACH. PLACENCIA MINAYANTA CARLOS

MUROS DESACOPADOS CON DISIPADORES

DETALLE DE MURO TIPO 4

ESCALA: 1/50, 1/10

FECHA: AGOSTO 2017

E-27



UBICACIÓN:
Mz. 741 Lote 16
Urb. Las Flores del Golf
DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

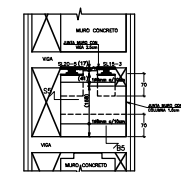
ASESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP 88111

PROFESIONAL RESPONSABLE:
BACH. LÓPEZ OTIMIANO STEWART
BACH. PLASENCIA NINANTANTA CARLOS

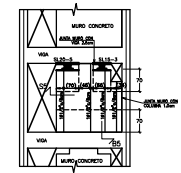
PLANO:
MUROS DESACOPLAOS
CON DISIPADORES
DETALLE DE MURO TIPO 5

ESCALA: 1/50, 1/10

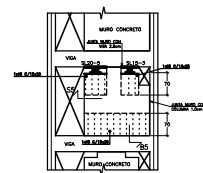
FECHA:
AGOSTO 2017



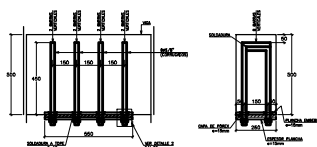
ELEVACION MURO TIPO 5
MANEJADA POR: [signature] E17/80



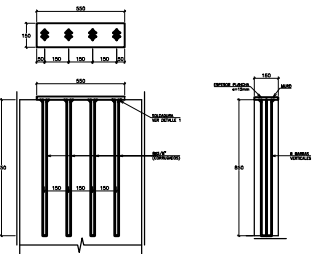
ELEVACION MURO TIPO 5
MANEJADA POR: [signature] E17/80



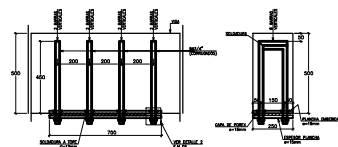
ELEVACION MURO TIPO 5
MANEJADA POR: [signature] E17/80



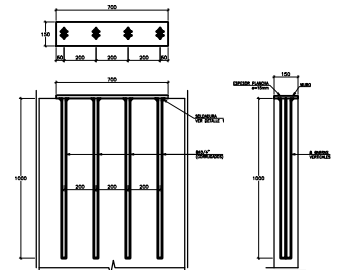
DETALLE A3-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR A LA VIGA
MANEJADO POR: [signature] E17/80



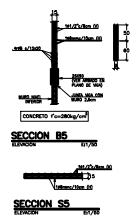
DETALLE A3-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR AL MURO
MANEJADO POR: [signature] E17/80



DETALLE A6-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR A LA VIGA
MANEJADO POR: [signature] E17/80



DETALLE A6-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR AL MURO
MANEJADO POR: [signature] E17/80



SECCION BS
MANEJADO POR: [signature] E17/80

SECCION SS
MANEJADO POR: [signature] E17/80

TABLA DE GANCHOS, LONGITUDES DE DESARROLLO Y TRASLAPES $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ REFUERZO CORRUJADO ACI 318-05											
Ø DIAMETRO (mm)	# VARILLA	Ø DIAMETRO (pulg)	Ø (cm) diámetro de acero	REFUERZO PRINCIPAL		ESTRIBOS Y GRAPAS		LONGITUD DE DESARROLLO		LONGITUD DE TRASLAPES	
				LONGITUD REAL		LONGITUD REAL		LECHO INFERIOR		LECHO SUPERIOR	
				90°	180°	90°	135°	90°	135°	90°	135°
#10	3	3/8	5.7	17	17	3.8	12	50	50	65	65
#12	4	1/2	7.6	22	20	5.1	15	70	70	90	90
#16	5	5/8	9.5	28	24	6.4	16	85	85	110	110
#20	6	3/4	11.4	33	28	11.4	33	100	100	130	130
#25	8	1	15.2	44	37	15.2	44	130	130	170	220
#32	10	1 1/4	25.4	60	56	25.4	60	180	210	210	270

NOTA: VER DETALLE PROCESO DE EJECUCIÓN DE DISIPADORES (VER PLANO E.M.D.-01)

ESPECIFICACIONES DE DISIPADORES

PLANCHAS ESTRUCTURALES DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A-36
PERNOS Y SOLDADURAS DEBERÁN CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUERIMIENTOS, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO:
A) PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A-325, TIPO 1, FUERZAS PARA USO CON PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A 563, GRADO 5H, HEAVY HEX. ARANDELAS DE ACERO TEMPLADO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM F 436, TIPO 1, CIRCULAR.
B) ELECTRODOS DEBERÁN SER E70XX, LIMITE DE FLUENCIA=70ksi A MENOS QUE SE INDIQUE TODO LO CONTRARIO.

ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO

EL CONCRETO SERA SEGUN NORMA NTE E.060.
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO DRESEDO NO SERA SUPERIOR A:
A) 1/5 DE LA SEPARACIÓN MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA CUBRILLO, N° 40;
B) 1/3 DEL PERALTE DE LA LOSA
C) 3/4 DEL ESPACIAMIENTO MÍNIMO LIBRE ENTRE LAS VARILLAS O ALAMBRES INDIVIDUALES DE REFUERZO O PAQUETES
EL CONCRETO QUE SEA EXPUESTO A SALES DESCONGELANTES, AGUA SALOBRE, AGUA DE MAR, O SALPICADURAS DE ESTAS FUENTES DEBERA CUMPLIR CON LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO=0.40 SIN AIRE INCLUIDO.
EN CLIMA CALIENTE DEBERA DARSE LA ATENCIÓN ADECUADA A LOS COMPONENTES, A LOS MÉTODOS DE PRODUCCIÓN, AL MANEJO, A LA COLOCACIÓN, A LA PROTECCIÓN Y AL CURADO A FIN DE EVITAR TEMPERATURAS EXCESIVAS EN EL CONCRETO O EVAPORACIÓN DEL AGUA, QUE PODRIAN DAÑAR LA RESISTENCIA REQUERIDA O LAS CONDICIONES DE SERVICIO DEL ELEMENTO O DE LA ESTRUCTURA.

CONCRETO EN MUROS $f'_c=280 \text{ kg/m}^2$

NOTA: COLOCAR ARMADO EN CADA CAPA DEL MURO

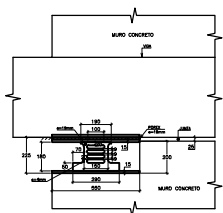
TABLA DE EQUIVALENCIAS EN ARMADOS		
DIAMETRO (mm)	DIAMETRO EN PULGADAS	#
#10	3/8"	3
#12	1/2"	4
#16	5/8"	5
#20	3/4"	6
#25	1"	8
#32	1 1/4"	10

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO LIBRE
PLACAS Y LOSAS	2.5cm
COLUMNAS Y VIGAS PERALTADA	3.5cm

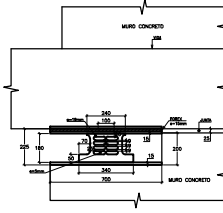
ATENCIÓN

CONSULTAR EN PLANOS DE ARQUITECTURA Y REPLANTEO LA POSICIÓN Y/O FORMA DE LOS ELEMENTOS REPRESENTADOS EN ESTE DOCUMENTO EN ESTE PLANO SOLO SE ADAPTAN LAS MEDIDAS PROPIAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

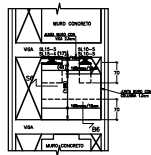
CONSULTAR CON PLANOS DE ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA PUESTA EN OBRA DEL CONCRETO ARMADO Y LA EJECUCIÓN DE LOS ELEMENTOS.



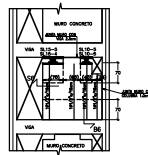
DETALLE A3 PARA SL 15.3, 15.4
MANEJADO POR: [signature] E17/80



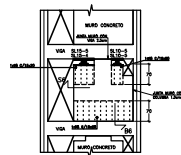
DETALLE A6 PARA SL 20.4, 20.5
MANEJADO POR: [signature] E17/80



ELEVACION MURO TIPO 6
ELEVACION HORIZONTAL
E17/05



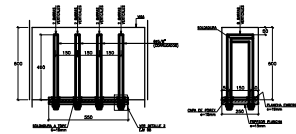
ELEVACION MURO TIPO 6
ELEVACION VERTICAL
E17/05



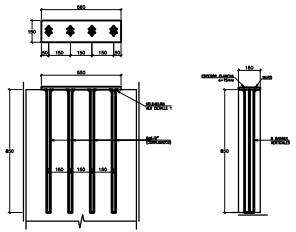
ELEVACION MURO TIPO 6
ELEVACION HORIZONTAL
E17/05



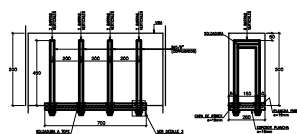
SECTION 35
E17/05



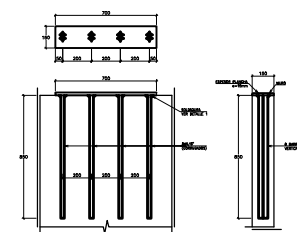
DETALLE A3-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR A LA VIGA
E17/05



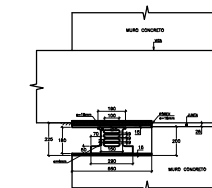
DETALLE A3-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR AL MURO
E17/05



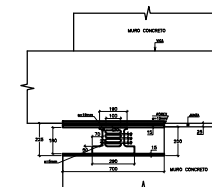
DETALLE A4-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR A LA VIGA
E17/05



DETALLE A4-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR AL MURO
E17/05



DETALLE A3 PARA SL 15.3, 15.4
E17/05



DETALLE A4 PARA SL 15.5
E17/05

TABLA DE GANCHOS, LONGITUDES DE DESARROLLO Y TRASLAPE $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ REFUERZO CORRUGADO ACI 318-05										
# DIAMETRO (mm)	# VARILLA	# DIAMETRO (mm)	GANCHOS						LONGITUD DE DESARROLLO	
			REFUERZO PRINCIPAL			ESTRIBOS Y GRAPAS			LECHO INFERIOR	LECHO SUPERIOR
			D (mm)	LONGITUD REAL	LONGITUD DE DOBLEZ	D (mm)	LONGITUD REAL	LONGITUD DE DOBLEZ		
						90° 135°				
#10	3	3/8	6.7	17	17	3.8	14	14	50	50
#12	4	1/2	7.6	22	20	6.1	15	15	70	80
#16	5	5/8	9.5	28	24	8.4	18	18	85	110
#20	6	3/4	11.4	35	28	11.4	22	120	100	130
#25	8	1	15.2	44	37	15.2	28	130	170	220
#32	10	1 1/4	25.4	60	56	25.4	40	160	210	270

LONGITUD REAL

DIAMETRO DE DOBLEZ

LONGITUD REAL

DIAMETRO DE DOBLEZ

LONGITUD REAL

DIAMETRO DE DOBLEZ

NOTA: VER DETALLE PROCESO DE EJECUCIÓN DE DISIPADORES (VER PLANO E.M.D.-01)

ESPECIFICACIONES DE DISIPADORES

PLANCHAS ESTRUCTURALES DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A-36
PERNOS Y SOLDADURAS DEBERÁN CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUERIMIENTOS, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO:
A) PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A 325, TIPO 1, TUBERÍAS PARA USO CON PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A 563, GRADO DA, HEAVY HEX, ARANDELAS DE ACERO TEMPLADO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM F 436, TIPO 1, CIRCULARES.
B) ELECTRODOS DEBERÁN SER EPOXY, LÍMITE DE FLECCIÓN $>70\mu$ A MENOS QUE SE INDIQUE TODO LO CONTRARIO.

ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO

EL CONCRETO SERÁ SEGÚN NORMA NTE E.060.
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERÁ SUPERIOR A:
A) 1/5 DE LA SEPARACIÓN MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA CUBRILLO, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
B) 1/3 DEL PERALTE DE LA LOSA.
C) 3/4 DEL ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE LAS VARILLAS O ALAMBRES INDIVIDUALES DE REFUERZO O PAQUETES.
EL CONCRETO QUE SEA EXPUESTO A SALES DESCONGELANTES, AGUA SALADA, AGUA DE MAR, O SALPICADURAS DE ESTAS FUENTES DEBERÁ CUMPLIR CON LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO MÁXIMO DE 0.45.
EN CLIMA CALIENTE DEBERÁ DARSE LA ATENCIÓN ADECUADA A LOS COMPONENTES, A LOS MÉTODOS DE PRODUCCIÓN, AL MANEJO, A LA COLOCACIÓN, A LA PROTECCIÓN Y AL CUIDADO A FIN DE EVITAR TEMPERATURAS EXCESIVAS EN EL CONCRETO O EVAPORACIÓN DEL AGUA, QUE PODRÍAN DAÑAR LA RESISTENCIA REQUERIDA O LAS CONDICIONES DE SERVIDO DEL ELEMENTO O DE LA ESTRUCTURA.

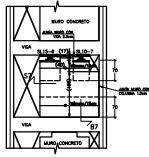
CONCRETO EN MUROS $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$

DIAMETRO (mm)	DIAMETRO EN PULGADAS	#
#10	3/8"	3
#12	1/2"	4
#16	5/8"	5
#20	3/4"	6
#25	1"	8
#32	1 1/4"	10

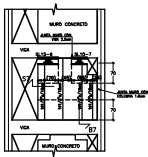
ELEMENTO	RECUBRIMIENTO LIBRE
PLACAS Y LOSAS	2.5cm
COLUMNAS Y VIGAS PERALTEADA	3.5cm

ATENCIÓN

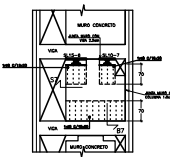
CONSULTAR EN PLANOS DE ARQUITECTURA Y REPLANTEO LA POSICIÓN Y/O FORMA DE LOS ELEMENTOS REPRESENTADOS EN ESTE DOCUMENTO EN ESTE PLANO SOLO SE ACOTAN LAS MEDIDAS PROPIAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.
CONSULTAR CON PLANO DE ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA PUESTA EN OBRA DEL CONCRETO ARMADO Y LA EJECUCIÓN DE LOS ELEMENTOS.



ELEVACION MURO TIPO 7
ANIMADA HORIZONTAL E1/78



ELEVACION MURO TIPO 7
ANIMADA VERTICAL E1/78



ELEVACION MURO TIPO 7
ANIMADA TRANSVERSAL E1/78

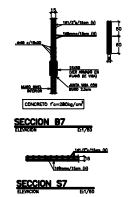


Tabla de Ganchos, Longitudes de Desarrollo y Traslape $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
REFUERZO CORRUGADO ACI 318-05

# DIAMETRO (mm)	# VARILLA (#)	# DIAMETRO (mm)	GANCHOS		ESTRIBOS Y GRAPAS		LONGITUD DE DESARROLLO		LONGITUD DE TRASLAPE	
			REFUERZO PRINCIPAL	REFUERZO TRANSVERSAL	ESTRIBOS Y GRAPAS	ESTRIBOS Y GRAPAS	LECHO INTERIOR	LECHO SUPERIOR	LECHO INTERIOR	LECHO SUPERIOR
#10	3	3/8	5.7	17	17	3.8	12	14	50	65
#12	4	1/2	2.8	25	25	5.1	12	15	70	90
#16	5	5/8	6.5	28	28	5.4	16	18	85	110
#20	6	3/4	11.4	33	28	11.4	33	27	100	130
#25	8	1	15.5	44	37	15.5	44	35	130	170
#32	10	1 1/4	25.4	60	56	25.4	60	51	160	210

NOTA: VER DETALLE PROCESO DE EJECUCIÓN DE DISIPADORES (VER PLANO E.M.D.-01)

ESPECIFICACIONES DE DISIPADORES

PLANCHAS ESTRUCTURALES DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A-36
PERNOS Y SOLDADURAS DEBERÁN CUMPLIR CON LOS SIGUIENTES REQUERIMIENTOS, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO:
A) PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A 335, TIPO 1, FUERZAS PARA USO CON PERNOS DE ACERO DE ALTO RENDIMIENTO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM A 563, GRADO CH, HEAT RES. ARANDELAS DE ACERO TEMPLADO DEBERÁN CUMPLIR CON ASTM F 436, TIPO 1, CIRCULAR.
B) ELECTRODOS DEBERÁN SER E70XX, LÍMITE DE FLUENCIA=70MPA A MENOS QUE SE INDIQUE TODO LO CONTRARIO.

ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO

EL CONCRETO SERÁ SEGÚN NORMA NTE E.600.
EL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERÁ SUPERIOR A:
A) 1/5 DE LA SEPARACIÓN MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA CUBRILLA, N° 50
B) 1/4 DEL PERALTE DE LA LOSA
O 3/4 DEL ESPESOR MENOR LIBRE ENTRE LAS VARILLAS O ALAMBRES INDIVIDUALES DE REFUERZO O PAQUETES
EL CONCRETO QUE SEA EXPUESTO A SALES DESCONGELANTES, AGUA SALOBRE, AGUA DE MAR, O SUCEDANCIAS DE ESTAS FUENTES DEBERÁ CUMPLIR CON LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO=0.40 SIN AIRE INCLUIDO.
EN CLIMA CALIENTE DEBERÁ DARSE LA ATENCIÓN ADECUADA A LOS COMPONENTES, A LOS MÉTODOS DE PRODUCCIÓN, AL MANEJO, A LA COLOCACIÓN, A LA PROTECCIÓN Y AL CURADO A FIN DE EVITAR TEMPERATURAS EXCESIVAS EN EL CONCRETO O EVAPORACIÓN DEL AGUA, QUE PODRÍAN DAÑAR LA RESISTENCIA REQUERIDA O LAS CONDICIONES DE SERVICIO DEL ELEMENTO O DE LA ESTRUCTURA.

CONCRETO EN MUROS $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$

NOTA: COLOCAR ARMADO EN CADA CORRA DEL MURO

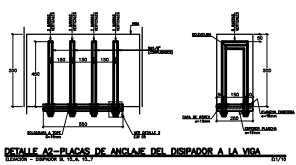
Tabla de Equivalencias en Armados

DIAMETRO (mm)	DIAMETRO EN PULGADAS	#
#10	3/8"	3
#12	1/2"	4
#16	5/8"	5
#20	3/4"	6
#25	1"	8
#32	1 1/4"	10

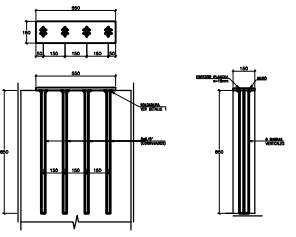
ELEMENTO	RECUBRIMIENTO LIBRE
PLACAS Y LOSAS	2.5cm
COLUMNAS Y VIGAS PERALTADA	3.5cm

ATENCIÓN

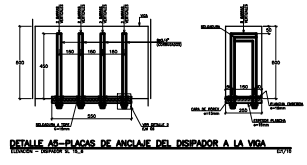
CONSULTAR EN PLANOS DE ARQUITECTURA Y REPLANTEO LA POSICIÓN Y/O FORMA DE LOS ELEMENTOS REPRESENTADOS EN ESTE DOCUMENTO EN ESTE PLANO SÓLO SE ACEPTAN LAS MEDIDAS PROPIAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.
CONSULTAR CON PLANOS DE ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA PUESTA EN OBRA DEL CONCRETO ARMADO Y LA EJECUCIÓN DE LOS ELEMENTOS.



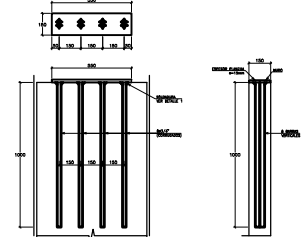
DETALLE A2-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR A LA VIGA
VIGAS - TIPO 1 Y 2 E1/78



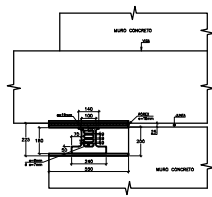
DETALLE A2-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR AL MURO
VIGAS - TIPO 1 Y 2 E1/78



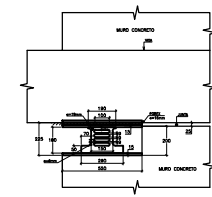
DETALLE A5-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR A LA VIGA
VIGAS - TIPO 1 Y 2 E1/78



DETALLE A5-PLACAS DE ANCLAJE DEL DISIPADOR AL MURO
VIGAS - TIPO 1 Y 2 E1/78



DETALLE A2 PARA SL 10-6, 10-7
E1/78



DETALLE A5 PARA SL 15-8
E1/78

EDIFICIO MULTIFAMILIAR LAS FLORES

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTORIO OREGO



UBICACIÓN:
Mz. "B" Lote 16
Urb. Las Flores del Golf

DEPARTAMENTO: LA LIBERTAD
PROVINCIA: TRUJILLO
DISTRITO: VICTOR LARCO

PROFESOR:
ING. RODRIGUEZ REYNA CARLOS
CIP: 8841

PROFESIONAL RESPONSABLE:
ING. LÓPEZ OTINIANO STEWART
RACH PLAZENCIA MINATANTA CARLOS

PROYECTO:
MUROS DESACOPADOS CON DISIPADORES
DETALLE DE MURO TIPO 7

ESCALA:
1/50, 1/10
FECHA:
AGOSTO 2017

E-30