

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



**PROTECCIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES HOSPITALARIAS
PERUANAS POR AISLAMIENTO SÍSMICO**

Tesis presentada para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil

Presentada por:

Ing. OMAR EDUARDO OLIVOS LARA

Asesor:

Mg. Ing. Juan Alejandro Muñoz Peláez

Lima – Perú

2018



DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico a mi madre, por su amor, dedicación, consejos y apoyo incondicional durante todas las etapas de mi vida profesional y personal.

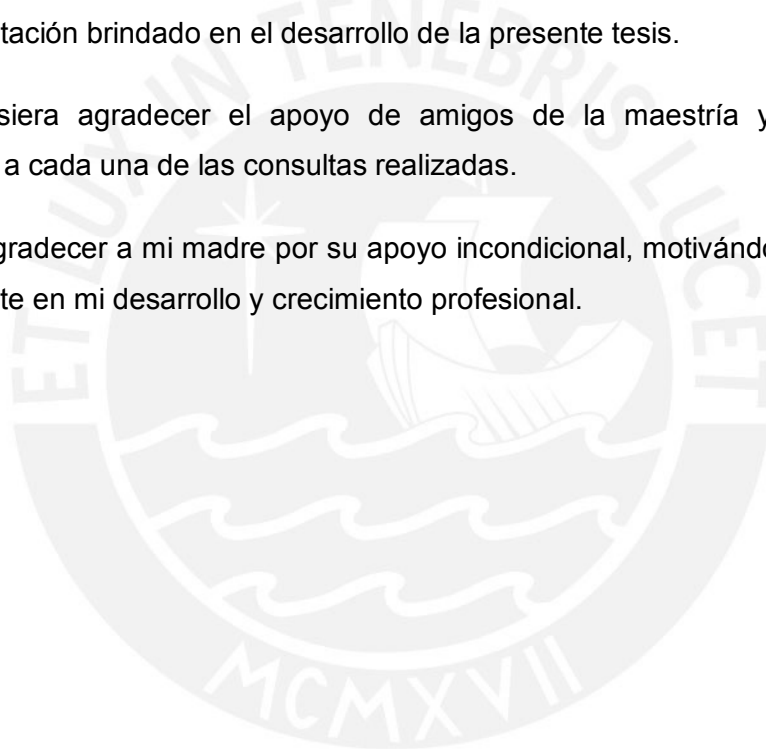
AGRADECIMIENTOS

En el transcurso del desarrollo de la presente tesis y a lo largo de mis estudios en la escuela de posgrado de la maestría de Ingeniería Civil, he podido conocer a muchos amigos, profesores, quienes a través de estas palabras quisiera agradecer por su apoyo y ayuda en el proceso de aprendizaje en esta maravillosa especialidad de la ingeniería.

En primer lugar, agradezco al Ing. Alejandro Muñoz, asesor de mi tesis, por todo el apoyo y orientación brindado en el desarrollo de la presente tesis.

También quisiera agradecer el apoyo de amigos de la maestría y colegas que respondieron a cada una de las consultas realizadas.

Por último, agradecer a mi madre por su apoyo incondicional, motivándome siempre a seguir adelante en mi desarrollo y crecimiento profesional.



RESUMEN

El presente estudio de investigación evalúa el desempeño sísmico de los edificios hospitalarios (componentes estructurales y no estructurales), ante 4 niveles de sismos, empleando una estructura representativa de edificación hospitalaria del Perú.

El edificio típico de hospital se obtiene del análisis comparativo de la arquitectura y estructuración de los pabellones hospitalarios en varios proyectos que se vienen desarrollando en el país.

Se emplean las técnicas de análisis estático no lineal (Pushover) y análisis dinámico incremental para la obtención de la respuesta estructural. Para el análisis de los elementos no estructurales se estudia la respuesta no lineal de los tabiques divisorios de albañilería confinada aislados de los sistemas estructurales y anclados al mismo en su parte superior.

Los niveles de desempeño estructural y no estructural se determinan siguiendo los lineamientos de ASCE 41-13.

Finalmente, a partir de las matrices de daño locales en vigas, columnas y tabiques, y los costos unitarios de reparación para cada nivel de daño obtenidos de las referencias, se estima en niveles de pérdidas probables para diferentes intensidades sísmicas

ÍNDICE

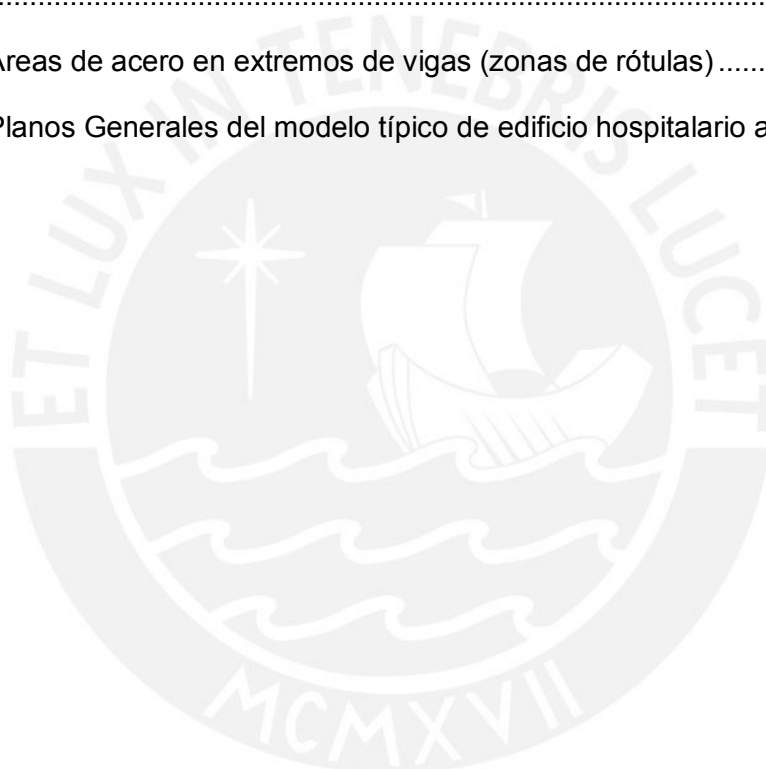
CAPÍTULO 1	GENERALIDADES	15
1.1.	Antecedentes	15
1.2.	Planteamiento del problema	15
1.3.	Justificación	16
1.4.	Hipótesis.....	16
1.5.	Objetivos.....	17
1.5.1.	Objetivo general	17
1.5.2.	Objetivos específicos	17
1.6.	Alcance.....	17
CAPÍTULO 2	MARCO TEÓRICO	19
2.1.	Sistema de aislamiento sísmico.....	19
2.2.	Dispositivos del sistema de aislamiento sísmico.....	20
2.2.1.	Aisladores elastoméricos	20
2.2.1.1.	Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB).....	21
2.2.1.2.	Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB).....	22
2.2.1.3.	Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).....	24
2.2.2.	Aisladores deslizantes	26
2.2.2.1.	Aisladores deslizantes planos.....	26
2.2.2.2.	Aisladores de péndulo de ficción (FPS).....	27
2.3.	Comportamiento mecánico de los aisladores.....	29
2.3.1.	Modelo bilineal en aisladores elastoméricos con núcleo de plomo	29
2.3.2.	Modelo lineal en aisladores elastoméricos con núcleo de plomo	30
2.3.3.	Modelo en aisladores deslizantes planos.....	31
2.4.	Evaluación por desempeño sísmico	32
2.5.	Niveles de desempeño sísmico	33
2.5.1.	Propuesta del Comité VISION 2000	33

2.5.2.	Propuesta de FEMA 356 y ASCE 41-13.....	34
2.5.2.1.	Desempeño sísmico del sistema estructural	34
2.5.2.2.	Desempeño sísmico de componentes no estructurales.....	34
2.5.2.3.	Objetivos de la evaluación sísmica por desempeño	34
2.5.2.4.	Objetivos principales de la evaluación sísmica por desempeño.....	36
2.6.	Técnicas de análisis sísmico para evaluar la respuesta estructural	37
2.6.1.	Análisis dinámico modal espectral.....	37
2.6.2.	Análisis tiempo historia no lineal.....	37
2.7.	Técnicas de análisis sísmico para evaluar la respuesta no estructural.....	37
2.7.1.	Técnicas de análisis de muros o tabiques divisorios.....	37
2.8.	Análisis del comportamiento no lineal de muros o tabiques de albañilería confinada	38
2.8.1.	Estados límite de daño en muros o tabiques de albañilería sujetos a cargas laterales en el plano.....	38
2.8.2.	Análisis del comportamiento de tabiques	40
2.8.2.1.	Comportamiento de muros en contacto.....	40
	Comportamiento en el plano	40
	Comportamiento fuera del plano	41
2.8.2.2.	Comportamiento de muros o tabiques aislados	41
2.9.	Técnicas de evaluación del desempeño sísmico	43
2.9.1.	Método del espectro de capacidad (MEC)	43
2.9.1.1.	Análisis estático no lineal (Pushover).....	44
2.9.1.2.	Punto de desempeño según FEMA 440 (2005)	44
2.9.2.	Análisis Dinámico Incremental (IDA)	47
2.10.	Estados de daño	50
2.10.1.	Estados de daño locales	50
2.10.1.1.	Estados de daño local en elemento estructurales.....	50
2.10.1.2.	Estado de daño global	52
CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO ...		53
3.1.	Resumen	53

3.2.	Elección del módulo típico de edificaciones hospitalarias en el Perú.....	53
3.3.	Elaboración del modelo estructural	55
3.3.1.	Asignación de propiedades mecánicas de los materiales	56
3.3.2.	Asignación del comportamiento inelástico	57
3.3.3.	Asignación de cargas de servicio	59
3.3.4.	Asignación de rótulas plásticas.....	59
3.3.5.	Construcción de espectros de demanda sísmica.....	59
3.3.6.	Escalamiento y selección de registros sísmicos	61
3.4.	Características del sistema de aislamiento	62
3.4.1.	Dispositivos del sistema de aislamiento sísmico (aisladores).....	62
3.4.2.	Propiedades mecánicas de los aisladores	63
3.5.	Análisis de respuesta	65
3.6.	Determinación del desempeño sísmico del edificio	66
3.6.1.	Desempeño sísmico del sistema estructural	67
3.6.2.	Desempeño sísmico de componentes no estructurales.....	67
3.7.	Análisis del daño	67
3.7.1.	Estados de daño locales	67
3.7.2.	Estados de daño globales.....	71
CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÌSMICA		74
4.1.	Resumen	74
4.2.	Peso del edificio	74
4.3.	Análisis de la respuesta estructural del edificio no aislado	74
4.3.1.	Análisis estático.....	75
4.3.2.	Análisis dinámico modal espectral.....	76
4.4.	Análisis de la respuesta estructural del edificio aislado	76
4.4.1.	Verificación del sistema de aislamiento.....	77
4.4.2.	Verificación del dimensionamiento de aisladores elastoméricos.....	80
4.4.3.	Análisis lineal del edificio aislado.....	87
4.4.4.	Análisis no lineal tiempo historia del edificio aislado.....	90

4.5.	Análisis de la respuesta de elementos no estructurales	93
4.5.1.	Análisis no lineal tiempo historia de tabiques conectados	93
4.5.2.	Análisis no lineal tiempo historia de tabiques aislados	96
4.6.	Verificación de diseño de elementos estructurales	98
4.6.1.	Verificación de diseño de vigas	99
4.6.2.	Verificación de diseño de columnas	100
CAPÍTULO 5 DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL		101
5.1.	Resumen	101
5.2.	Desempeño sísmico mediante método del coeficiente de desplazamiento	101
5.2.1.	Dirección longitudinal	101
5.2.2.	Dirección transversal.....	103
5.2.3.	Matriz de desempeño.....	105
5.3.	Desempeño sísmico utilizando el método del espectro de capacidad según FEMA 440	105
5.3.1.	Dirección longitudinal	106
5.3.2.	Dirección transversal.....	107
5.3.3.	Matriz de desempeño.....	108
5.4.	Análisis de resultados	108
CAPÍTULO 6 desempeño sísmico mediante análisis dinámico incremental		110
6.1.	Resumen	110
6.2.	Curvas IDA del módulo típico hospitalario	110
6.3.	Comparación de método IDA y PUSHOVER	115
CAPÍTULO 7 DESEMPEÑO SÍSMICO NO ESTRUCTURAL Y GLOBAL DEL EDIFICIO		118
7.1.	Resumen	118
7.2.	Desempeño sísmico de elementos no estructurales.....	118
7.3.	Matriz de desempeño de tabiques.....	121
7.4.	Matriz de desempeño global del edificio.....	121

CAPÍTULO 8 ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS PROBABLES.....	123
8.1. Resumen	123
8.2. Estimación del daño.....	123
8.2.1. Matrices de daño para vigas y columnas	123
8.2.2. Matrices de daño para tabiques de albañilería confinada.....	125
8.3. Curva de pérdidas probables.....	126
CONCLUSIONES.....	127
RECOMENDACIONES	129
ANEXOS.....	133
Anexo 1: Áreas de acero en extremos de vigas (zonas de rótulas).....	136
Anexo 2: Planos Generales del modelo típico de edificio hospitalario aislado	160



INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño (SEAOC, 1995).....	33
Tabla 2.2. Niveles de desempeño ESTRUCTURAL (ASCE 41-13, 2013).....	35
Tabla 2.3. Nivel de daño en el plano para muros en contacto	41
Tabla 2.4. Falla de muros o tabiques en contacto fuera del plano.....	41
Tabla 2.5. Nivel de daño en el plano para muros aislados.....	42
Tabla 2.6. Falla de muros o tabiques aislados fuera del plano	43
Tabla 2.7. Clasificación de estados de daño (Williams & Sexsmith, 1995)	51
Tabla 2.8. Índices de daño según el nivel de desempeño (Sharifi & Banan, 2012)	52
Tabla 2.9. Clasificación de grados de daño (Park & Ang, 1987).....	52
Tabla 3.1. Proyectos de edificios hospitalarios con protección sísmica	54
Tabla 3.2. Características Arquitectónicas y estructurales.....	55
Tabla 3.3. Propiedades mecánicas de los materiales	57
Tabla 3.4. Cargas de servicio del edificio típico hospitalario (R.N.E., 2009)	59
Tabla 3.5. Escenarios de peligro sísmico (ASCE, 2013).....	60
Tabla 3.6. Registros sísmicos utilizados en los análisis tiempo historia e IDA	61
Tabla 3.7. Dimensiones y propiedades mecánicas no lineales de aisladores.....	63
Tabla 3.8. Estados de daño en vigas y columnas de concreto armado (Chacón & Paz, 2016).....	68
Tabla 3.9. Estados de Daño de losas aligeradas	69
Tabla 3.10. Estados de daño y costos de reparación en tabiques de albañilería (Adaptado de Loa G., 2017; Chacón & Paz, 2016; Carrillo & González, 2007)	70
Tabla 3.11. Estados de daño y costos de reparación en ventanas y puertas (Adaptado de Chacón & Paz, 2016; Loa G., 2017).....	71
Tabla 3.12. Clasificación de grados de daño (Park & Ang, 1987).....	72
Tabla 3.13. Estados de daño y niveles de desempeño de la estructura.....	72
Tabla 4.1. Masa y Peso del edificio	74
Tabla 4.2. Parámetros para el análisis sísmico del edificio no aislado.....	75
Tabla 4.3. Distribución del cortante en las direcciones X e Y	75
Tabla 4.4. Periodos y frecuencias del edificio de base fija.....	76
Tabla 4.5. Parámetros para el análisis sísmico del edificio aislado	77
Tabla 4.6. Propiedades mecánicas del sistema de aislamiento.....	80
Tabla 4.7. Factores de reducción de respuesta, B_d y B_m	80
Tabla 4.8. Cálculo de excentricidades y Desplazamiento total máximo	82

Tabla 4.9. Cargas sobre aisladores	83
Tabla 4.10. Diámetros de los aisladores.....	83
Tabla 4.11. Altura de los aisladores.....	83
Tabla 4.12. Diámetro de los núcleos de plomo.....	84
Tabla 4.13. Verificación de propiedades mecánicas no lineales de aisladores.....	85
Tabla 4.14. Verificación de propiedades mecánicas lineales de aisladores para sismo de diseño (DBE)	86
Tabla 4.15. Verificación de propiedades mecánicas lineales de aisladores para sismo máximo considerado (MCE).....	86
Tabla 4.16. Periodos y frecuencias del edificio aislado	87
Tabla 4.17. desplazamientos, derivas y aceleraciones para sismo DBE.....	88
Tabla 4.18. Cortante para sismo DBE	88
Tabla 4.19. desplazamientos, derivas y aceleraciones para sismo MCE.....	89
Tabla 4.20. Cortante para sismo MCE	89
Tabla 4.21. Desplazamientos, derivas, aceleraciones máximas de piso.....	91
Tabla 4.22. Cortantes de piso del análisis no lineal tiempo historia.....	92
Tabla 4.23. Respuestas no lineales de tabiques conectados M1 y M2	95
Tabla 4.24. Respuestas no lineales de tabiques aislados M1 y M2.....	97
Tabla 5.1. Matriz de desempeño estructural en las direcciones longitudinal y transversal	105
Tabla 5.2. Matriz de desempeño estructural en las direcciones longitudinal y transversal (método espectro de capacidad).....	108
Tabla 6.1. Desplazamiento de la estructura en la dirección longitudinal para 4 niveles de sismo	112
Tabla 6.2. Desplazamiento de la estructura para 4 niveles de sismo en la dirección transversal (Y-Y).....	115
Tabla 7.1. Matriz de desempeño de tabiques M1 y M2.....	121
Tabla 7.2. Matriz de desempeño sísmico global del edificio	122
Tabla 8.1. Costos de reparación para diferentes intensidades sísmicas.....	126

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Edificio sin y con aislamiento sísmico basal.....	19
Figura 2.2. Reducción de la demanda sísmica y desplazamiento de la superestructura	20
Figura 2.3. Aislador tipo LDRB (CDT, 2011).....	21
Figura 2.4. Diagrama de fuerza – deformación de un aislador LDRB.....	22
Figura 2.5. Aislador de alto amortiguamiento – HDRB.....	23
Figura 2.6. Diagrama de fuerza – deformación de un aislador HDRB.....	23
Figura 2.7. Aislador del aislador con núcleo de plomo - LRB	24
Figura 2.8. Diagrama de fuerza – deformación de un aislador LRB	24
Figura 2.9. Isometría y partes del aislador deslizante plano	26
Figura 2.10. Diagrama fuerza – deformación de un aislador deslizante plano (Villagomez, 2015).....	27
Figura 2.11. Aislador de Simple Péndulo de Fricción (FP).....	28
Figura 2.12. Aislador de Triple Péndulo de Fricción (TFP)	28
Figura 2.13. Modelo bilineal de un aislador elastomérico LRB	29
Figura 2.14. Modelo bilineal y modelo de amortiguamiento viscoso lineal	31
Figura 2.15. Representación del modelo de un aislador deslizante plano.....	31
Figura 2.16. Objetivos principales para los niveles y rangos de desempeño en un edificio (ASCE 41,2013)	36
Figura 2.17. Curva de capacidad y estados límite de daño en muros (Alcocer, Hernández, & Sandoval, 2013)	38
Figura 2.18. Evolución del daño en muros o tabiques de albañilería confinada sujetos a carga lateral en el plano (Zúñiga & Terán, 2008)	39
Figura 2.19. Curva de daño en el plano para muros en contacto	40
Figura 2.20. Curva de daño en el plano para muros en aislados y en contacto (Carrillo & González, 2007).....	42
Figura 2.21. Representación bilineal del espectro de capacidad (FEMA 440, 2005)...	45
Figura 2.22. Punto de desempeño (d_i , a_i) según FEMA 440 (2005) Procedimiento B.	47
Figura 2.23. Curvas IDA (Vamvaksikos & Cornell, 2002).....	48
Figura 2.24. Dos Reglas para evaluar estado límite de colapso. Para la regla DM a una deriva de entrepiso de 0.08 y para la regla IM a una pendiente del 20% (Vamvaksikos & Cornell, 2002).....	49
Figura 3.1. Planta de edificio típico hospitalario	56

Figura 3.2. Vista 3D de edificio típico hospitalario	56
Figura 3.3. Modelos constitutivos del concreto confinado y no confinado	58
Figura 3.4. Curva de esfuerzo – deformación del acero de refuerzo	58
Figura 3.5 Espectros de demanda para el modelo estructural.....	60
Figura 3.6 Espectros de demanda, espectros original y compatible para el registro sísmico Valparaíso N-S.....	61
Figura 3.7, Distribución en planta de aisladores.....	62
Figura 3.8. Curvas bilineales de aisladores (a), (b) y (c)	64
Figura 3.9. Modelo de edificio típico hospitalario en ETABS.....	65
Figura 3.10. Ejemplo de columna analizada con section designer	66
Figura 3.11. Curva de capacidad sectorizada	73
Figura 4.1. Curva bilineal del sistema de aislamiento	79
Figura 4.2. Espectros inelásticos de pseudo aceleraciones para DBE y MCE.....	87
Figura 4.3. Desplazamientos máximos para sismos DBE y MCE	90
Figura 4.4. Desplazamientos máximos del análisis tiempo historia para sismos DBE y MCE	92
Figura 4.5. Aceleraciones en elementos no estructurales.....	93
Figura 4.6. Características de los tabiques conectados, M1 y M2.....	94
Figura 4.7. Características de los tabiques aislados por 3 lados, M1' y M2'	96
Figura 4.8. Espectro de pseudo aceleraciones reducido	98
Figura 4.9. Acero de refuerzo y momentos resistentes en V-108 (.40x.60).....	99
Figura 4.10. Momentos últimos (M_u) y momentos resistentes (ϕM_n) en V-108.....	99
Figura 4.11. Ejemplo de sección de COLUMNA (C2-3A).....	100
Figura 4.12. Diagramas de interacción de COLUMNA (C2-3A).....	100
Figura 5.1 Curva de capacidad sectorizada de estructura aislada en la dirección longitudinal.....	102
Figura 5.2. Mecanismo de colapso en la dirección longitudinal	103
Figura 5.3 Curva de capacidad sectorizada de estructura aislada en la dirección transversal	103
Figura 5.4. Mecanismo de colapso en la dirección transversal (y-y)	104
Figura 5.5 Espectro de capacidad sectorizada de estructura aislada en la dirección longitudinal.....	106
Figura 5.6 Espectro de capacidad sectorizada de estructura aislada en la dirección longitudinal.....	107
Figura 6.1 Curvas IDA para el edificio en la dirección longitudinal	111
Figura 6.2 Curvas IDA de 16%, 50% y 84% de confiabilidad.....	111

Figura 6.3 Derivas promedio para 4 niveles de intensidad sísmica en la dirección longitudinal.....	112
Figura 6.4 Curvas IDA para el edificio en la dirección longitudinal	113
Figura 6.5 Curvas IDA de 16%, 50% y 84% de confiabilidad.....	114
Figura 6.6 Derivas promedio para 4 niveles de intensidad sísmica en la dirección transversal	114
Figura 6.7 Comparación de curvas IDA y Espectro de Capacidad en la dirección longitudinal.....	116
Figura 6.8 Comparación de curvas IDA y Espectro de Capacidad en la dirección transversal	116
Figura 7.1. Curva de capacidad en el plano del tabique M1	119
Figura 7.2. Curva de capacidad perpendicular AL PLANO del tabique M1	119
Figura 7.3. Curva de capacidad en el plano del tabique M2	120
Figura 7.4. Curva de capacidad perpendicular AL PLANO del tabique M2	120
Figura 8.1. Estados de daño LOCALES EN vigas y columnas del edificio.....	124
Figura 8.2 Estados de daño locales en vigas y columnas del edificio	124
Figura 8.3. Estados de daño locales en tabiques M1 y M2 del edificio.....	125
Figura 8.4. Curva de pérdidas probables para el edificio	126

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. Antecedentes

El Perú se encuentra en una de las regiones de más alta actividad sísmica que existen en la tierra por lo tanto está expuesto a este peligro, que trae como consecuencia pérdidas o daños materiales y la pérdida de vidas humanas. En este contexto, los hospitales cumplen una función vital, luego de ocurrido el sismo, ya que al tratarse de edificaciones esenciales deben permanecer operativas.

Los sistemas de aislamiento sísmico están siendo utilizados a nivel mundial para la protección sísmica de edificaciones esenciales (hospitales) o estructuras de patrimonio histórico, entre otros. Estas edificaciones aisladas han demostrado tener un buen desempeño sísmico durante la ocurrencia de terremotos.

A partir del año 2014, la norma técnica peruana de edificación, NTE.030: Diseño Sismorresistente, establece el uso de los sistemas de protección sísmica, con carácter obligatorio, para edificaciones hospitalarias.

1.2. Planteamiento del problema

Si bien existe una norma que obliga la incorporación de sistemas de protección sísmica para edificaciones hospitalarias para las zonas sísmicas peruanas 4 y 3 y se vienen desarrollando a nivel nacional nuevos proyectos de hospitales con estos sistemas en función a criterios del diseño estipulados en ASCE 7, no se ha desarrollado evaluaciones del desempeño estructural y no estructural de estas edificaciones cuyo principal objetivo deberá ser continuar operativas luego del evento sísmico.

Problema principal

¿Para qué niveles de demanda sísmica tendrán buen comportamiento los hospitales diseñados y construidos con sistemas de aislamiento basal?

1.3. Justificación

El nivel deseado de desempeño sísmico de las edificaciones hospitalarias es mucho mayor que el de otros servicios públicos, ya que es imprescindible que los hospitales continúen completamente funcionales después de un terremoto, donde la demanda de servicios médicos será muy alta en las primeras 24 horas después de ocurrido el evento.

Los terremotos ocurridos a nivel mundial han demostrado que hospitales no aislados y diseñados bajo estándares de códigos de diseño sismorresistente, han tenido un desempeño sísmico no satisfactorio. Varios hospitales en diferentes partes del mundo, luego de ocurrido el terremoto, tuvieron alto daño estructural que llevó a la necesidad de demoler y construir nuevos hospitales; en otros casos, hospitales que tuvieron leve daño estructural, quedaron inoperativos debido a daños no estructurales en los equipos y componentes médicos, sistemas vitales y otros elementos no estructurales como paredes divisorias, falsos cielos rasos, cristales de las ventanas, etc.

Por otra parte, el costo de los componentes no estructurales y contenidos de algunos hospitales puede alcanzar hasta el 90% del costo de inversión (Tokas, 2011).

En este contexto, si bien, a nivel mundial, los sistemas de aislamiento sísmico han sido estudiados y son utilizados en la protección de edificaciones esenciales y existen algunos estudios realizados en relación al desempeño sísmico de edificaciones, en el Perú aún falta investigar en temas relacionados con el desempeño de los componentes no estructurales en edificaciones con aislamiento sísmico.

1.4. Hipótesis

Los hospitales peruanos diseñados con sistemas protección sísmica son similares en cuanto a su configuración arquitectónica y estructural, por lo cual se podrá evaluar el desempeño sísmico de un modelo típico de pabellón hospitalario sometido a varios niveles de sismo.

Las técnicas de análisis no lineal estático (Pushover) y dinámico (Análisis Dinámico Incremental) estimarán con una buena aproximación la respuesta dinámica estructural del modelo típico de pabellón hospitalario peruano.

Es de esperar que las estructuras y componentes no estructurales tengan un buen desempeño sísmico, si en las edificaciones hospitalarias peruanas se prevé la instalación de sistemas de protección sísmica por aislamiento.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Contribuir a la seguridad sísmica de las edificaciones hospitalarias del Perú (estructura y componentes no estructurales).

1.5.2. Objetivos específicos

- a) Evaluar el desempeño sísmico del sistema estructural en edificaciones hospitalarias aisladas, siguiendo lineamientos existentes.
- b) Determinar los criterios de buen desempeño sísmico para los elementos no estructurales en edificaciones hospitalarias aisladas
- c) Evaluar el desempeño de los elementos no estructurales en edificaciones hospitalarias aisladas.

1.6. Alcance

Se evaluará el desempeño sísmico de las edificaciones hospitalarias aisladas, empleando un modelo típico de pabellón de hospital del Perú.

La evaluación del desempeño sísmico de las edificaciones hospitalarias se realizará basada en 4 niveles de sismos, referidos por su periodo de retorno: frecuentes (50 años), ocasional (200 años), raro (450 años) y muy raro (2500 años), en niveles de desempeño según los códigos FEMA 440 (2005) y ASCE 41 (2013).

El estudio se desarrollará para las zona peruana de mayor sismicidad (Zona 4) y de acuerdo a la norma NTE 030 (MVCS, 2016).

Se analizará el desempeño sísmico del sistema estructural, y de los componentes no estructurales (tabiques de albañilería divisorios).

Para la estimación de la respuesta de la estructural ante carga sísmica, se utilizan técnicas de análisis dinámico no lineal incremental (IDA), basado en método tiempo historia y análisis estático no lineal (Pushover), basado en cargas estáticas.



CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. Sistema de aislamiento sísmico

Es un sistema de protección de sísmica, el cual desacopla a la estructura de una edificación del contacto directo con el movimiento del suelo durante un evento sísmico. Este sistema consta de unos dispositivos denominados aisladores, ubicados por lo general en la base de la estructura, los mismos trabajan en conjunto y forman el sistema de aislamiento (Figura 2.1).

Este sistema provee a la estructura flexibilidad lateral y aumento de amortiguamiento. La flexibilidad lateral y alargamiento del periodo fundamental de vibración de la estructura se logra a través de la incorporación de un piso blando entre el suelo de cimentación y la superestructura. Cuando la rigidez lateral del piso blando incorporado es muy pequeña comparada con la rigidez lateral de la superestructura, el sistema tiende a deformarse sólo en la interface de aislación, absorbiendo gran parte de la energía de entrada que impone el sismo sobre la superestructura, con lo cual se logran reducciones importantes en las deformaciones y aceleraciones de entrepiso de la superestructura, que permanece como bloque rígido y sin daño significativo durante la respuesta sísmica (Sirve, 2013).

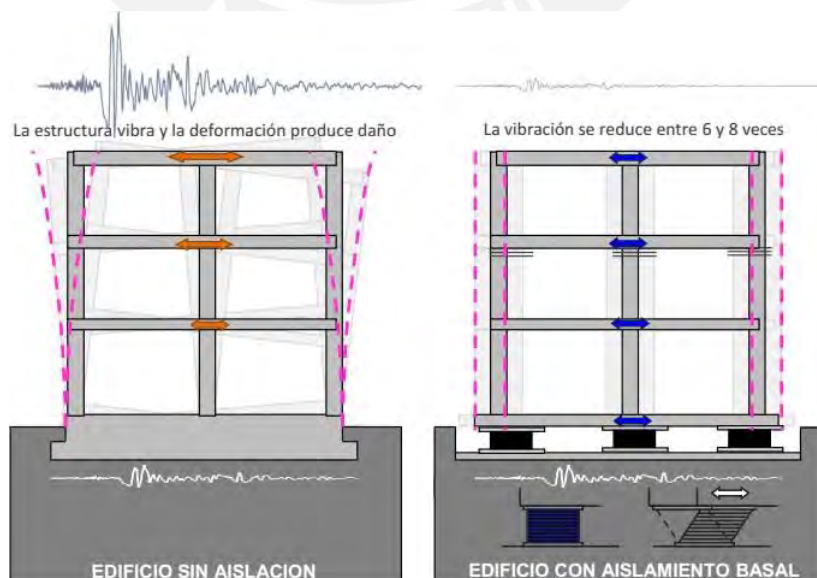


FIGURA 2.1. EDIFICIO SIN Y CON AISLAMIENTO SÍSMICO BASAL

Para el caso de los espectros sísmicos peruanos, el aumento del periodo fundamental de vibración de la superestructura, la traslada de una zona de alta demanda sísmica (correspondiente a estructuras rígidas), a zonas de menor demanda, las cuales corresponden a estructuras flexibles. Además, el sistema de aislamiento sísmico aumenta el amortiguamiento del sistema estructural, con lo cual se obtiene la reducción del desplazamiento de la superestructura (Figura 2.2).

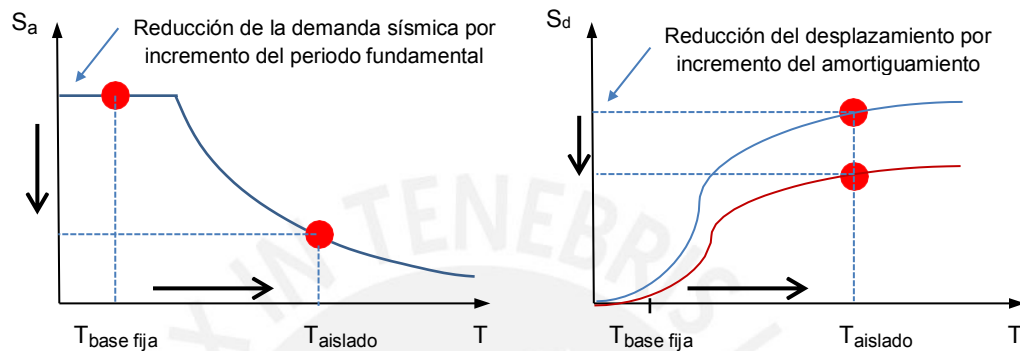


FIGURA 2.2. REDUCCIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA Y DESPLAZAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA

Por lo general, el sistema de aislamiento se ubica sobre la cimentación; en el caso de edificio con sótanos, se ubica en el nivel de la superficie del terreno, salvo existan otros requerimientos adicionales del proyecto. Esta zona es denominada interfaz o nivel de aislamiento. Su configuración estructural está conformada por dados de concreto encima y debajo de los aisladores, conectados entre sí por un sistema de vigas y losa que actúa como diafragma rígido que permite un desplazamiento uniforme de todo el sistema.

2.2. Dispositivos del sistema de aislamiento sísmico

Existen varios tipos de dispositivos de protección sísmica por aislamiento. Estos dispositivos se pueden clasificar en dos grupos: i) aisladores elastoméricos y ii) aisladores deslizantes

2.2.1. Aisladores elastoméricos

Estos dispositivos están conformados por láminas planas de goma o caucho (elastómero), láminas de acero, intercaladas y adheridas entre si durante su vulcanización, envueltas también por goma en toda su altura. En sus extremos

superior e inferior se añaden placas de acero, para su conexión con la superestructura y la cimentación, respectivamente. El dispositivo puede deformarse lateralmente en corte en su plano horizontal, de esta forma permite el desplazamiento horizontal de la estructura en relación al suelo.

Los aisladores elastoméricos son de sección circular o cuadrada. Su rigidez lateral es controlada por las capas de goma y su rigidez vertical es controlada por la alta rigidez de las placas planas de acero que impiden la expansión o deformación lateral de las capas de goma ante carga de gravedad o vertical.

2.2.1.1. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB)

Los aisladores LDRB (low-damping rubber bearings) son dispositivos que se caracterizan por tener un baja razón de amortiguamiento crítico (2 – 5%) y una deformación máxima por corte del 200% de la altura del aislador (Villagomez, 2015). Una consideración para el diseño de estos dispositivos es limitar su deformación lateral de manera que no exceda el menor valor entre la altura del aislador o radio del aislador. (Priestley et al., 2007).

El comportamiento del dispositivo a corte es bastante lineal hasta deformaciones superiores al 100% y no está sujeto a fluencia del material, y la estabilidad a largo plazo del módulo de corte es buena (Naeim & Kelly, 1999).

En las figuras 2.3 y 2.4 se muestran las imágenes de un aislador de bajo amortiguamiento y el diagrama fuerza – deformación. En esta última figura se observa que la energía que disipa este dispositivo es baja en comparación a los diagramas de otros dispositivos (LRB y HDRB).



FIGURA 2.3. AISLADOR TIPO LDRB (CDT, 2011)

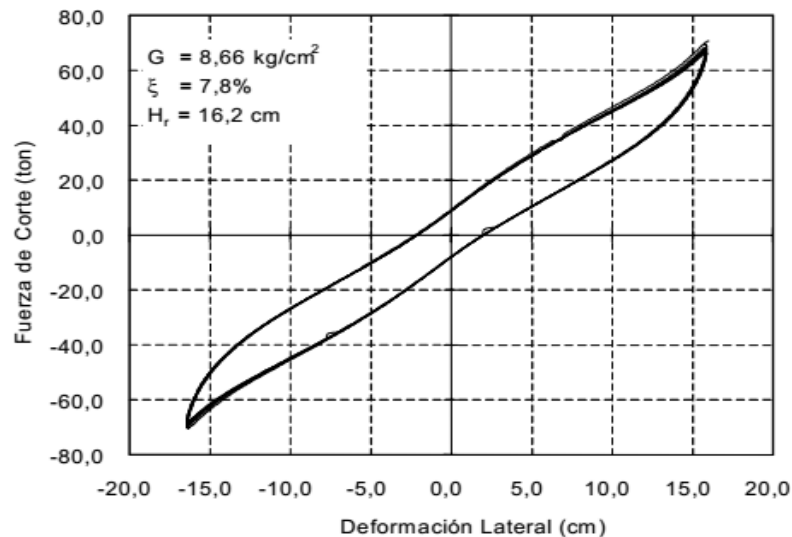


FIGURA 2.4. DIAGRAMA DE FUERZA – DEFORMACIÓN DE UN AISLADOR LDRB
(NCh2745, 2003)

2.2.1.2. Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)

Los aisladores HDRB (high-damping rubber bearings) son dispositivos cuyas capas de goma son fabricadas incorporándoles resinas y aditivos para aumentar su razón de amortiguamiento crítico (10% - 20%), aumentando a su vez, su capacidad de deformación por corte hasta 200% o 350%. Se caracterizan porque sus propiedades dinámicas son sensibles a las variaciones de temperatura y frecuencia, lo cuales ocasionan la disminución de su rigidez y amortiguamiento (Villagomez, 2015).

FEMA 451B (2007) citado por Mendo (2015, pp. 18-19) explica las características, ventajas y desventajas de los aisladores HDRB, tal como se describen continuación:

Características:

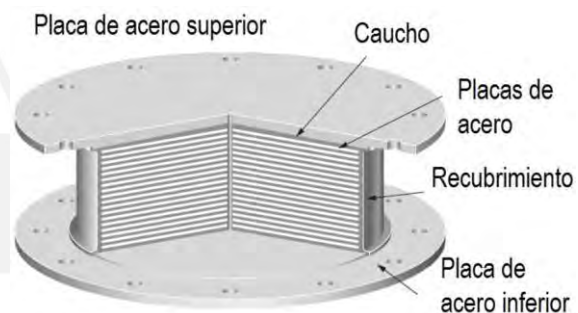
- Pueden alcanzar grandes deformaciones de corte (γ) de 2 a 3.5. (p.18).
- Mayor amortiguamiento por la adición de resinas, aditivos. (p.18).
- La razón de amortiguamiento crítico varía de 10% a 20% para una deformación de corte igual a 100%. (p.19).
- Su módulo de elasticidad de corte varía de 17 a 64 Kg/cm². (p.19).
- Su amortiguamiento efectivo es dependiente del tipo de goma (elastómero), de la presión de contacto, de la velocidad de carga y de la variación de temperatura ambiental. (p.19).

Ventajas:

- Combinan flexibilidad y disipación de energía en un solo dispositivo (p.19).

Desventajas:

- A temperaturas elevadas su rigidez horizontal y su amortiguamiento disminuyen (p.19).
- A mayor carga axial su rigidez horizontal disminuye (p.19).
- Degradación de las propiedades mecánicas de la goma con la exposición prolongada al oxígeno y ozono (p.19).



a) Imagen del aislador HDRB b) Partes del aislador (BRIDGESTONE, 2015)

FIGURA 2.5. AISLADOR DE ALTO AMORTIGUAMIENTO – HDRB

La Figura 2.6 muestra el diagrama de esfuerzo - deformación por corte de un aislador HDRB, el cual tiene una razón de amortiguamiento crítico de 16.8%. La curva muestra ciclos de histéresis estables.

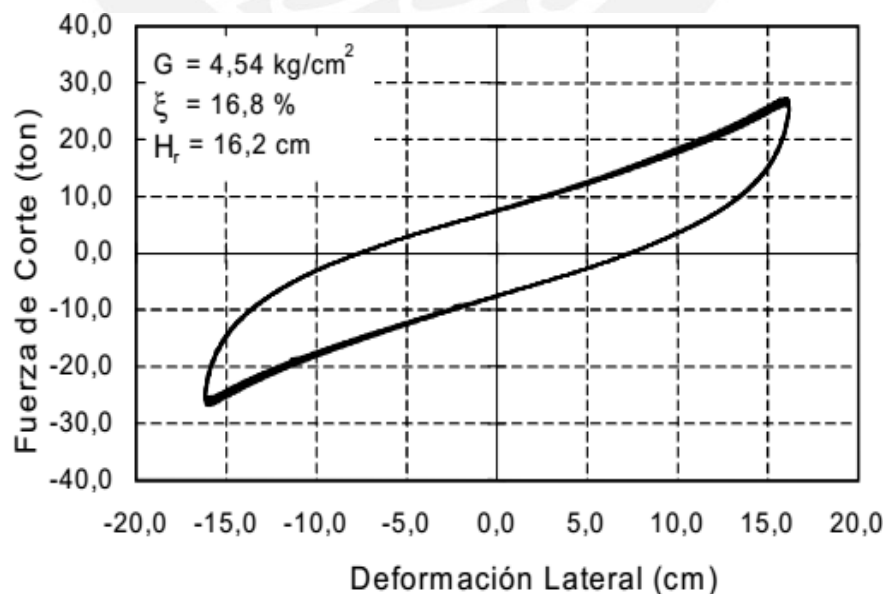
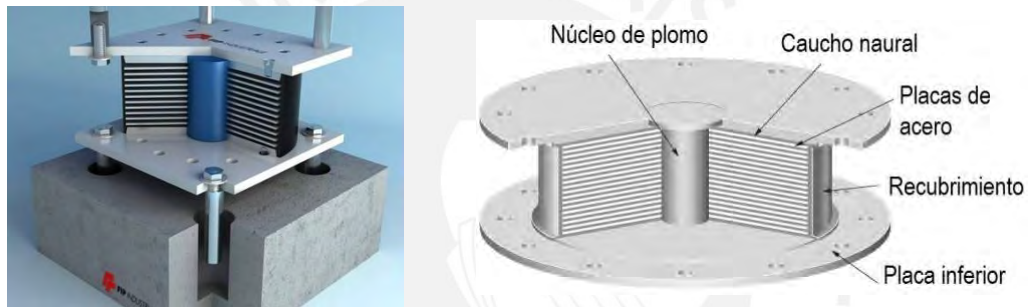


FIGURA 2.6. DIAGRAMA DE FUERZA – DEFORMACIÓN DE UN AISLADOR HDRB (NCh2745, 2003)

2.2.1.3. Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores LRB (Lead Rubber Bearing) son dispositivos de aislamiento similares a los LDRB, es decir, que se construyen con goma o caucho natural de bajo amortiguamiento y adicionalmente se les deja un orificio central cilíndrico en el que se introduce un núcleo de plomo bajo presión, que permite aumentar el nivel de amortiguamiento del sistema hasta 25 – 30% (figuras. 2.5 y 2.6). Al deformarse lateralmente el aislador durante la acción de un sismo, el núcleo de plomo fluye a una tensión cercana a los 10 MPa, deformándose inelásticamente y disipando energía en forma de calor. Una de las características de estos aisladores es que producen un nivel de rigidez inicial importante para cargas de servicio (Villagomez, 2015).



a) Corte del aislador LRB (Sísmica, 2015) b) Partes del aislador (BIRDGESTONE, 2015)

FIGURA 2.7. AISLADOR DEL AISLADOR CON NÚCLEO DE PLOMO - LRB

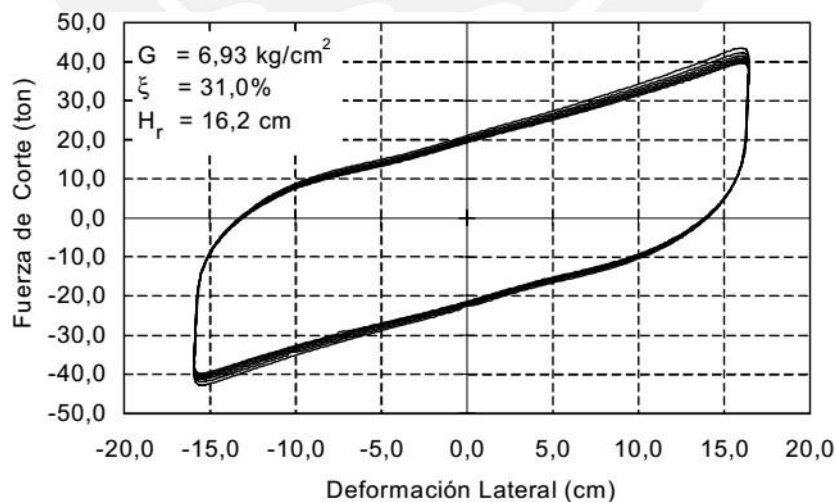


FIGURA 2.8. DIAGRAMA DE FUERZA – DEFORMACIÓN DE UN AISLADOR LRB (NCh2745, 2003)

FEMA 451B (2007) y citado por Mendo (2015, p.20), describe las características, ventajas y desventajas de los aisladores LRB:

Características:

- Poca variabilidad de sus propiedades como ocurre en los aisladores HDRB debido a que su deformación máxima de corte es menor a 200%. (p.20).
- Su módulo de elasticidad de corte varía de 5 a 7 kg/cm². (p.20).
- Tienen una alta rigidez inicial, debido a que el esfuerzo de fluencia del plomo alcanza valores que varían alrededor de 105 kg/cm². (p.20).
- La respuesta histerética es dependiente del desplazamiento lateral. (p.20).
- El núcleo de plomo posee un diámetro entre el 15 al 33% del diámetro total del aislador. (p.20).
- El esfuerzo de fluencia se reduce con ciclos histeréticos debido al aumento de temperatura. (p.20).
- La rigidez inicial del aislador es entre 6.5 y 10 veces su rigidez post-fluencia. (p.20).

Ventajas:

- El plomo tiene una alta rigidez horizontal antes de alcanzar su fluencia y presenta un comportamiento perfectamente plástico después se fluencia que permite que el modelo se represente mediante una curva bilineal. (p.20).
Luego de fluir durante un evento sísmico, el plomo recupera sus propiedades mecánicas gracias a su proceso de recristalización a temperatura ambiente. (p.20).
- La fluencia repetida del núcleo de plomo no produce falla por fatiga. (p.20).
- Las propiedades mecánicas del núcleo de plomo no tienen cambios significativos durante el periodo de vida útil de las estructuras (50 años). (p.20).

Desventajas:

- Su rigidez horizontal se puede afectar por incrementos de la temperatura ambiental. (p.20).
- Su rigidez horizontal tiende a disminuir con el incremento de la carga axial sobre el aislador. (p.20).
- Dependen de la historia de carga. Con el incremento de ciclos, la rigidez del núcleo de plomo y el amortiguamiento decrecen. (p.20).

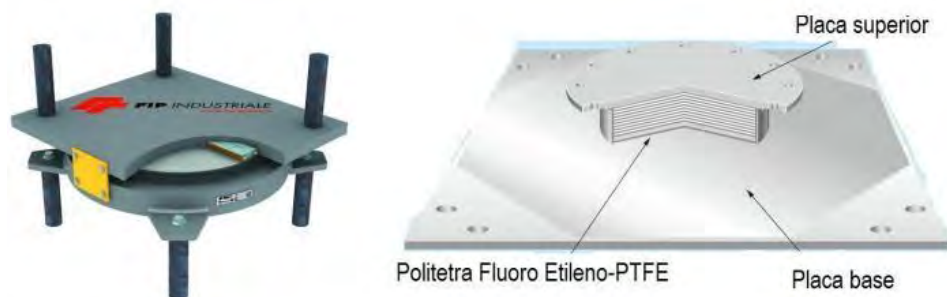
2.2.2. Aisladores deslizantes

Los aisladores deslizantes o deslizadores friccionales utilizan una superficie de deslizamiento, típicamente de acero inoxidable pulido, sobre la que desliza una placa de acero revestida con un material compuesto de alta resistencia basado en Politetrafluoroetileno (PTFE), conocido también como teflón sobre la que se apoya la estructura. El teflón utilizado se caracteriza por tener un coeficiente de fricción pequeño (5% a 7) que depende de la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto y el envejecimiento. (Villagomez, 2015).

Este sistema de aislación sísmica se activa cuando la fuerza lateral sísmica, aplicada sobre el nivel de aislamiento, supera a la fricción estática, lo que permite disipar energía a través de las fuerzas de rozamiento que se generan (Villagomez, 2015).

2.2.2.1. Aisladores deslizantes planos

Los aisladores deslizantes planos están formados por dos superficies o placas de acero inoxidable pulida espejo y de un material polimérico de baja fricción (figura 2.9). La placa superior adherida a la estructura y la placa o superficie inferior unida a la cimentación, que poseen un bajo coeficiente de roce o fricción, permitiendo los movimientos horizontales y resistir las cargas verticales (Villagomez, 2015). Estos aisladores deben ser acompañados por dispositivos que tengan capacidad restitutiva (por ejemplo: aisladores HDRB, LDRB o LRB) para regresar la estructura a su posición inicial luego de un sismo.



a) Vista del aislador (Sísmica, 2015) b) Partes del aislador (BIRGESTONE, 2015)

FIGURA 2.9. ISOMETRÍA Y PARTES DEL AISLADOR DESLIZANTE PLANO

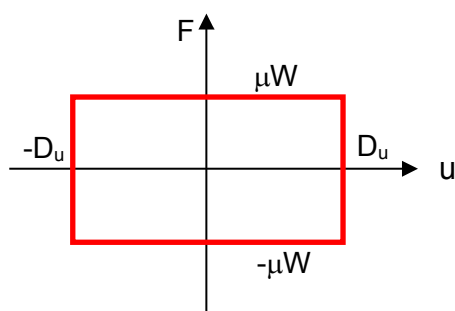


FIGURA 2.10. DIAGRAMA FUERZA – DEFORMACIÓN DE UN AISLADOR DESLIZANTE PLANO (VILLAGOMEZ, 2015)

2.2.2.2. Aisladores de péndulo de fricción (FPS)

Los aisladores de péndulo de fricción (Frictional Pendulum System – FPS) tienen la característica que la placa inferior posee una superficie cóncava, sobre la cual la placa superior se desliza causando que la masa soportada se eleve con movimientos similares al de un péndulo invertido y permite que la estructura regrese a su posición inicial debido a la geometría de la superficie y la fuerza inducida por la gravedad. (Villagomez, 2015). La superficie de deslizamiento es revestida con Politetrafluoroetileno (PTFE), que puede contar con relleno de varios materiales como vidrio, carbón bronce y grafito (Mendo, 2015).

Existen tres generaciones de aisladores FPS, los cuales se dividen en: i) simple péndulo de fricción – Frictional Pendulum, FP (1ra. Generación), ii) doble péndulo de fricción – Double Frictional Pendulum, DFP (2da. Generación) y iii) triple péndulo de fricción – Triple Frictional Pendulum, TFP (3ra. Generación), que incorpora tres péndulos en su apoyo, que optimizan la respuesta de la estructura a diferentes niveles de cargas sísmicas y frecuencias de vibración. En cambio, los aisladores FP mantienen la fricción, rigidez lateral y período de vibración constante para todos los niveles de movimientos sísmicos y desplazamientos laterales. En los aisladores tipo DFP y TFP, los mecanismos de péndulo se activan secuencialmente a medida que aumenta la intensidad del movimiento sísmico (Mendo, 2015).

Para los sismos más severos empleados para niveles de diseño (DBE), tanto la fricción como el período de vibración aumentan, lo que resulta en menores

desplazamientos laterales del apoyo y menor fuerza cortante basal en la estructura. Para los eventos sísmicos máximos considerados (MCE), tanto la fricción del apoyo como la rigidez lateral aumentan, reduciendo el desplazamiento lateral del apoyo. (Morgan & Mahin, 2011).

Los tres tipos de aisladores cuentan con topes de seguridad que limitan el desplazamiento lateral máximo y a su vez hermetizan el interior del aislador y protege del medio ambiente.

En las figs. 2.11 y 2.12 se observan los aisladores péndulo simple y triple, respectivamente en su posición centrada (caso a) y posición última para el sismo máximo considerado (MCE).



a) Posición centrada sin movimiento b) Posición para el sismo MCE

FIGURA 2.11. AISLADOR DE SIMPLE PÉNDULO DE FRICCIÓN (FP)

(Fuente: <http://www.earthquakeprotection.com>)



a) Posición centrada sin movimiento b) Posición para el sismo MCE

FIGURA 2.12. AISLADOR DE TRIPLE PÉNDULO DE FRICCIÓN (TFP)

(Fuente: <http://www.earthquakeprotection.com>)

2.3. Comportamiento mecánico de los aisladores

La protección sísmica mediante sistemas de aislación basal busca que ante un sismo de diseño (DBE), la superestructura permanezca elástica mientras que el sistema aislamiento conformado por el conjunto de aisladores, sean los que soporten las deformaciones inelásticas y el desarrollar comportamiento histerético.

2.3.1. Modelo bilineal en aisladores elastoméricos con núcleo de plomo

Para varios tipos de aisladores (tales como los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, entre otros), las características de fuerza – deformación (obtenidas por ensayos de prototipos) pueden ser aproximados por la curva de histéresis bilineal, denominada modelo bilineal. Este modelo tiene como parámetros principales a la rigidez inicial (K_1) o rigidez elástica (K_e), la cual ocurre en la etapa elástica del aislador; la rigidez post fluencia (K_2) o rigidez secundaria (K_d); y la fuerza de activación (Q) que ocurre cuando la deformación es nula (cero). La Figura 2.13 presenta los parámetros del modelo bilineal.

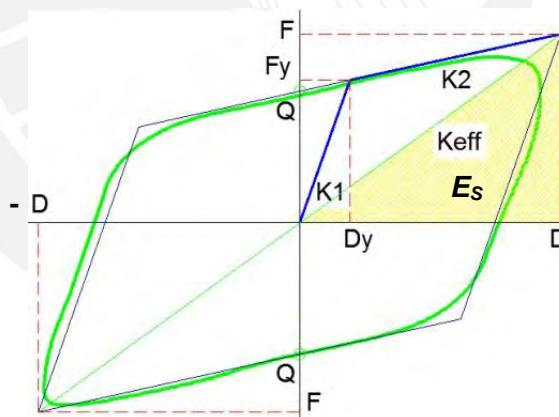


FIGURA 2.13. MODELO BILINEAL DE UN AISLADOR ELASTOMÉRICO LRB

Otros parámetros que se observan en el modelo bilineal son las rigidez efectiva (K_{eff}) y la deformación o desplazamiento de fluencia (D_y), los desplazamientos máximos D y $-D$.

Del modelo bilineal se obtienen las ecuaciones que se muestran a continuación:

$$K_1 = \alpha \cdot K_2 \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

$$K_{\text{eff}} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

$$F_y = D_y \cdot K_1 = Q + K_2 \cdot D_y \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$W_D = 4Q \cdot (D - D_y) \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

Donde F_y es la fuerza de fluencia; D_y es el desplazamiento de fluencia; W_D es el área del ciclo histéresis del aislador y que representa la energía disipada por ciclo.

2.3.2. Modelo lineal en aisladores elastoméricos con núcleo de plomo

Para obtener la respuesta sísmica del sistema estructural mediante análisis dinámico modal espectral, se utilizan los parámetros de rigidez efectiva (K_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}),

El valor de la rigidez efectiva se estima a partir de la fuerza y desplazamiento máximos, de acuerdo a la ecuación:

$$\dots\dots\dots (2.6)$$

El cálculo del amortiguamiento efectivo de (β_{eff}), se calcula asumiendo que el área encerrada por un ciclo histerético del modelo bilineal se iguala al área encerrada por un ciclo con amortiguamiento viscoso lineal (Figura 2.14).

$$\beta \quad \text{-----} \quad (2.7)$$

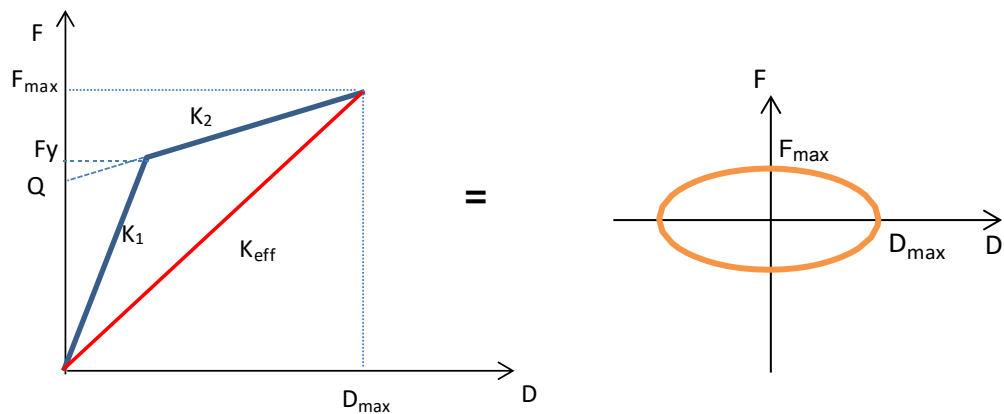


FIGURA 2.14. MODELO BILINEAL Y MODELO DE AMORTIGUAMIENTO VISCOZO LINEAL

2.3.3. Modelo en aisladores deslizantes planos

Los aisladores deslizantes planos no tienen modelos bilineal ni lineal que lo representen. Cuando la fuerza sísmica de entrada a este aislador supera la fuerza de fricción, éste solo tiende a deslizarse sin otorgar rigidez alguna al sistema de aislamiento (Figura 2.15). Por lo tanto, la rigideces K_1 y K_2 se consideran nulas.

En la práctica, para el modelamiento del comportamiento inicial del aislador, partiendo de una carga y un desplazamiento nulos, se puede asumir un desplazamiento muy pequeño, d (mucho menor que el desplazamiento de fluencia de los otros dispositivos), para el cual llega a la fuerza máxima μW .

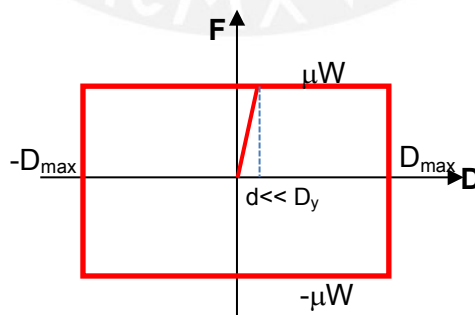


FIGURA 2.15. REPRESENTACIÓN DEL MODELO DE UN AISLADOR DESLIZANTE PLANO

2.4. Evaluación por desempeño sísmico

Los códigos o normas sísmicas tienen como único objetivo evitar la pérdida de vidas humanas y el colapso de las edificaciones para sismos severos.

Sin embargo, desde hace varios años existe la metodología denominada Performance Based Earthquake Engineering (PBEE) o análisis por desempeño, un concepto que involucra el diseño, construcción y monitoreo de obras civiles cuyo desempeño frente a cargas externas responde a las necesidades de los dueños, usuarios y la sociedad. Se basa en la premisa de que el desempeño puede predecirse y evaluarse con confianza cuantificable para realizar, junto con el cliente, decisiones inteligentes e informadas basadas en consideraciones de ciclo de vida más que costos de construcción. (Bozorgnia & Bertero, 2004.)

Los enfoques basados en desempeño consideran una serie de objetivos de desempeño asociados diferentes niveles de peligro sísmico. Estos tienen varias ventajas entre ellas: ofrecen un método más eficaz para diseñar estructuras y alcanzar objetivos de mayor desempeño. El PBEE evalúa el desempeño sísmico usando análisis probabilístico que considera el peligro, la respuesta estructural, el daño y el costo de reparación. Estos dos últimos son los parámetros utilizados para valorar el desempeño sísmico. (Yang, 2013).

El desempeño se mide por la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto aplicable a edificios puede ser extendido a cualquier tipo de estructuras, inclusive a sus componentes no estructurales y contenidos. (Santana, 2012)

En la actualidad, existen varias metodologías para la evaluación del desempeño de edificaciones elaboradas por la Federal Emergency Management Agency (FEMA 356, 2000; FEMA P-58, 2012; FEMA P-695, 2009; FEMA E-74, 2011) y el American Society of Civil Engineers (ASCE 41, 2013). En la presente tesis se seguirá los lineamientos de la metodología de ASCE 41-13.

2.5. Niveles de desempeño sísmico

Un nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: i) los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales; ii) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y, iii) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOC, 1995), (ATC, 1996).

2.5.1. Propuesta del Comité VISION 2000

En el documento SEAOC (1995), Vision 2000, un objetivo de desempeño queda definido por la relación entre un nivel de desempeño y un nivel de diseño sísmico, el cual corresponde a la demanda sísmica de diseño, y es definido a partir de un periodo medio de retorno entre eventos sísmicos que producen daños similares. Dentro del contexto del diseño sísmico por desempeño, el nivel de desempeño para una estructura, el cual es equivalente al término de estado límite, se define en función del nivel de daño ocasionado a los elementos estructurales y no estructurales que la conforman; y de las consecuencias sobre el uso y/o ocupantes de la misma, ante determinado evento sísmico (Abreu, 2006, p.10). Este comité define cuatro niveles de desempeño y cuatro niveles de sismo, tal como se presenta en la Tabla 2.1:

TABLA 2.1. OBJETIVOS DE DISEÑO SÍSMICO BASADOS EN DESEMPEÑO (SEAOC, 1995)

		Nivel de Desempeño Sísmico			
		COMPLETAMENTE FUNCIONAL	FUNCIONAL	SEGURIDAD DE VIDAS	CERCANO AL COLAPSO
Nivel de Diseño Sísmico	Frecuente (T.R. = 43 años) 50% en 30 años	●			
	Ocasional (T.R. = 72 años) 50% en 50 años	●	●		
	Raro (T.R. = 475 años) 10% en 50 años	●	●	●	
	Muy Raro (T.R. = 970 años) 10% en 100 años		●	●	●

2.5.2. Propuesta de FEMA 356 y ASCE 41-13

Los niveles de desempeño definidos por ATC-40 (1996), FEMA 356 (2000) y también por ASCE 41-13 (2013) para las edificaciones, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente (Victorio, 2012, p.18; Quiroz, 2017, p.26)

2.5.2.1. Desempeño sísmico del sistema estructural

Los niveles de desempeño estructural para un edificio, están definidos por cuatro niveles discretos y 2 intermedios. Los niveles discretos son: Ocupación Inmediata (S-1), Seguridad de Vida (S-3), Prevención del Colapso (S-5), y No Considerado (S-6). Los niveles intermedios son: Control de Daños (S-2), y el de Seguridad Limitada (S-4). Estos niveles pueden ser obtenidos por interpolación de los niveles aledaños (Toledo, 2011, p.10)

2.5.2.2. Desempeño sísmico de componentes no estructurales

Los niveles de desempeño no estructurales se deben de elegir de cinco niveles discretos establecidos por ASCE 41, que son: Operativo (N-A), Ocupación Inmediata (N-B), Seguridad de Vida (N-C), Reducción de Daños (N-D), y No Considerado (N-E) (Toledo, 2011, p.12).

Como componentes no estructurales se consideran a los elementos arquitectónicos como divisiones, revestimiento exterior y techos; componentes mecánicos y eléctricos, sistemas de alto voltaje, plomería, sistemas de extinción de fuego, luminarias. Los equipos como computadores y muebles tales como archivadores, se incluyen en las tablas de ASCE, pero no son cubiertas por requerimientos específicos (Toledo, 2011, p.12).

2.5.2.3. Objetivos de la evaluación sísmica por desempeño

En la evaluación sísmica por desempeño, un objetivo tiene una o más metas. Cada meta consiste en un objetivo principal de desempeño para un nivel de peligrosidad sísmica. Estos objetivos serán considerados como: básicos, mejorados y limitados. En ASCE 41 (2013), los niveles de peligrosidad sísmica a usar serán los siguientes (Toledo, 2011, p.9):

- 50%/50 años, para un periodo de retorno de 72 años. (p.9).
- 20%/50 años, para un periodo de retorno de 225 años. (p.9).
- 10%/50 años, para un periodo de retorno de 474 años. (p.9).
- 2%/50 años, para un periodo de retorno de 2475 años. (p.9).

TABLA 2.2. NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL (ASCE 41-13, 2013)

		Objetivos Principales para Niveles de Desempeño en Edificios			
		Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención del Colapso (5-E)
Niveles de Peligro Sísmico	50%/50 años	a	b	c	d
	20%/50 años	e	f	g	h
	10%/50 años (BSE-1)	i	j	k	l
	2%/50 años (BSE-2)	m	n	o	p

En la tabla 2.2, extraída de ASCE 41 (2006), ASCE 41 (2013) y citada por Toledo (2011) cada recuadro representa un objetivo discreto (meta). Cada objetivo se puede representar como:

Objetivos básicos de seguridad (BSO): k + p

Se logra alcanzando una meta dual de seguridad de vida (3-C) para un nivel de peligrosidad sísmica BSE-1, y prevención del colapso (5-E) para el nivel BS-2 de peligrosidad sísmica. Se espera pequeños daños para sismos frecuentes y moderados, pero daños significativos y potencial pérdida económica para sismos raros y muy raros (Toledo, 2011, p.9).

Objetivos Mejorados: k + p + algún otro objetivo a, e, i, b, f, j, n

Este objetivo provee un objetivo superior al BSO. También se consideran como Objetivos Mejorados a: Sólo m, sólo n, sólo o Se logra usando un o la combinación de los siguientes dos métodos (Toledo, 2011, pp. 9-10):

- Diseño para objetivos principales de niveles de desempeño que exceden al BSO, en cualquiera de los niveles BSE-1 o BSE-2 de peligrosidad, o ambos. (p.9).
- Diseño para el BSO, usando un nivel de peligrosidad sísmica que exceda a BSE-1 o BSE.2, o a ambos. (p.10).

Objetivos Limitados: Sólo k, sólo p

Se denominan objetivos limitados, a los que proporcionan desempeños menores al BSO (Toledo, 2011, p.10): También Objetivos Limitados: c, g, d, h, l

2.5.2.4. Objetivos principales de la evaluación sísmica por desempeño

El objetivo principal para niveles de desempeño en edificios resulta de una combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural, y se representará en forma alfanumérica con un numeral que representa el nivel de desempeño estructural y una letra representando el nivel de desempeño no estructural (Toledo, 2011), tal como se ve en la figura 2.16.

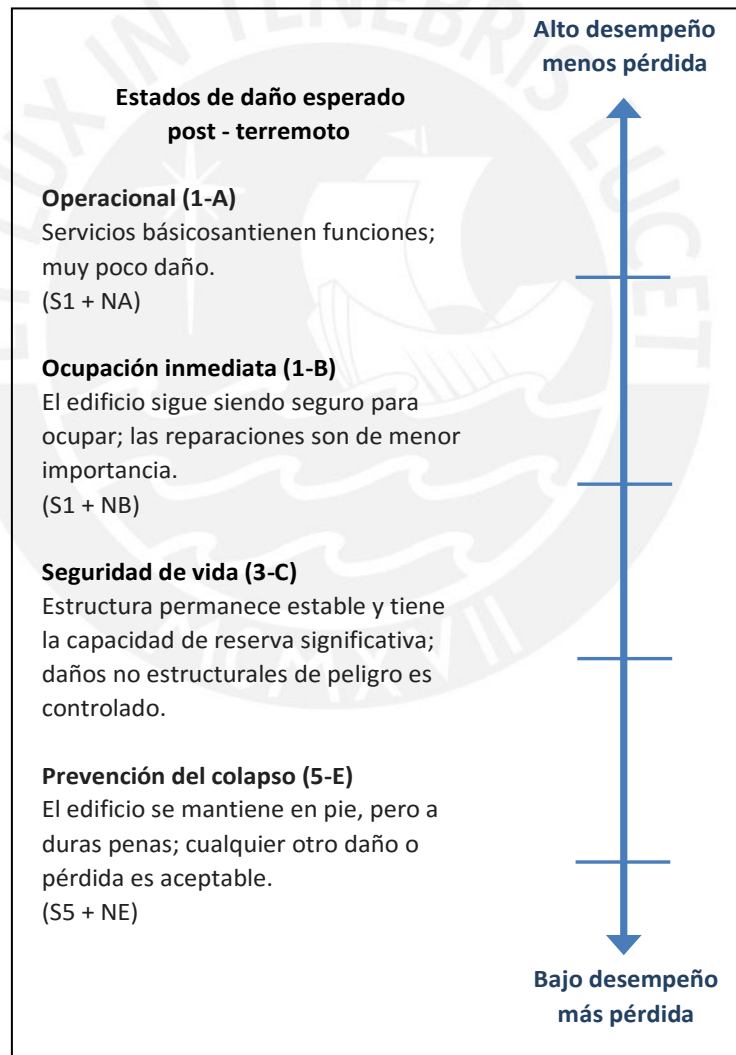


FIGURA 2.16. OBJETIVOS PRINCIPALES PARA LOS NIVELES Y RANGOS DE DESEMPEÑO EN UN EDIFICIO (ASCE 41,2013)

2.6. Técnicas de análisis sísmico para evaluar la respuesta estructural

2.6.1. Análisis dinámico modal espectral

La técnica o método de análisis dinámico modal espectral, es un tipo análisis lineal que considera el comportamiento lineal y elástico de la respuesta estructural del edificio ante cargas sísmicas o viento, y hace uso de espectros de pseudo aceleraciones, para la obtención de las respuestas (desplazamientos, derivas, aceleraciones, etc.)

2.6.2. Análisis tiempo historia no lineal

Los métodos de análisis no lineales se clasifican en dos grandes grupos: los análisis dinámicos no lineales y los análisis estáticos no lineales. Ambos requieren de un extenso conocimiento de las características de los materiales, sobre todo de aquellas que tienen relación con propiedades relativas al comportamiento frente a cargas de tipo dinámicas. (Meneses, 2006; Cabrera & Sánchez, 2016).

El análisis tiempo historia no lineal es una técnica o método de análisis dinámico no lineal del modelo matemático de una estructura, el cual considera el comportamiento histerético de los elementos, determinándose las respuestas frente a un conjunto de aceleraciones del suelo mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio (MVCS, 2016).

Según la Norma Técnica E.030 (2016) deben usarse como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones de terreno, cada uno de los cuales incluye dos componentes en direcciones ortogonales escaladas al espectro de diseño, con $R=1$.

2.7. Técnicas de análisis sísmico para evaluar la respuesta no estructural

2.7.1. Técnicas de análisis de muros o tabiques divisorios

La respuesta de los elementos no estructurales es dependiente de la historia de aceleraciones de entrepiso del edificio, obtenidas de la respuesta sísmica del sistema estructural. Entre los componentes no estructurales en función a su uso se pueden agrupar en: I) componentes arquitectónicos (tabiques, muros

divisorios puertas, ventanas, muros cortina, marquesinas, entre otros); ii) instalaciones (instalaciones de agua potable, desagüe, eléctricas, telefonía, internet, entre otros); iii) mobiliario; y iv) equipamiento (ascensores, equipos de cómputo, equipos médicos en el caso de hospitales). En muchos de ellos, la medida del daño está asociada a los niveles de desplazamiento que alcanzarán cuando son sometidos a un nivel de intensidad o demanda sísmica, tales muros y tabiques divisorios, puertas, ventanas; mientras que otros componentes no estructurales su nivel de daño está asociado a las aceleraciones que alcanzan al ser sometidas a un nivel de intensidad o demanda sísmica, tales como: equipos médicos, mobiliario, entre otros.

2.8. Análisis del comportamiento no lineal de muros o tabiques de albañilería confinada

2.8.1. Estados límite de daño en muros o tabiques de albañilería sujetos a cargas laterales en el plano

La curva envolvente idealizada que define los tres estados límites de daño característicos en los muros o tabiques de albañilería confinada: i) Límite elástico, ocurre cuando el muro alcanza la máxima deformación elástica (deformación de agrietamiento) y se agrieta; ii) Estado de resistencia máxima; y iii) Estado de resistencia última, cuando la resistencia del muro se deteriora y sobrepasa el límite aceptable establecido (Alcocer, Hernández, & Sandoval, 2013), que para el caso de norma técnica E.030 este límite es una deriva máxima de 0.5% (figura 2.17).

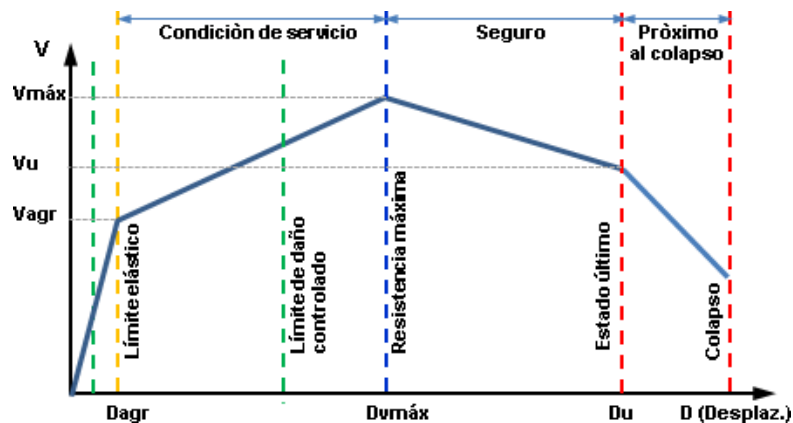


FIGURA 2.17. CURVA DE CAPACIDAD Y ESTADOS LÍMITE DE DAÑO EN MUROS (ALCOCER, HERNÁNDEZ, & SANDOVAL, 2013)

En Zúñiga & Terán (2008) y citado por Manchego & Pari (2017) se puede identificar tres zonas bien definidas asociadas a la envolvente del comportamiento histerético de muros o tabiques de albañilería confinada:

Comportamiento elástico. A niveles pequeños de desplazamiento y esfuerzo, caracterizados por la presencia de agrietamiento horizontal en columnas que confinan al muro y de un agrietamiento mínimo en el paño de albañilería, los muros muestran un comportamiento elástico (Zúñiga & Terán, 2008)

Degradación de rigidez. Después del agrietamiento diagonal, los muros de albañilería muestran un pendiente post-elástica positiva que es mucho menor a la rigidez elástica inicial, lo que les permite alcanzar la resistencia máxima (Zúñiga & Terán, 2008).

Degradación de rigidez y resistencia. Luego de alcanzar la resistencia máxima, el muro de albañilería presenta una pendiente negativa asociada a la pérdida de resistencia y rigidez que evolucionan hasta la falla del muro (Zúñiga & Terán, 2008)

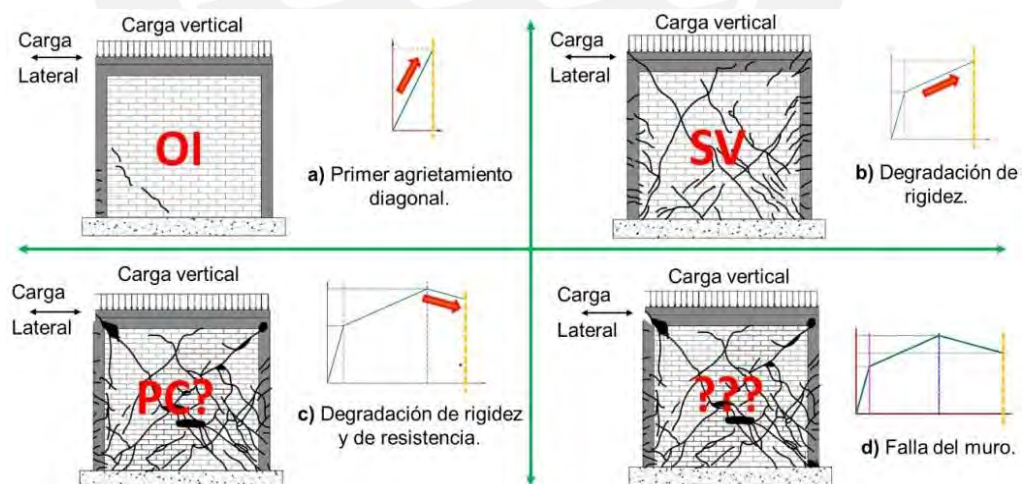


FIGURA 2.18. EVOLUCIÓN DEL DAÑO EN MUROS O TABIQUES DE ALBAÑILERÍA CONFINADA SUJETOS A CARGA LATERAL EN EL PLANO (ZÚÑIGA & TERÁN, 2008)

2.8.2. Análisis del comportamiento de tabiques

Los sismos han demostrado que los tabiques de albañilería no se comportan adecuadamente cuando están sometidos a cargas cíclicas actuando en o fuera de su plano. Esto se debe a su poca capacidad de disipar energía, a que las aceleraciones a las que están sometidos fuera de su plano no se calculan adecuadamente y debido a que los diseñadores no los tienen en consideración en el proceso de análisis y diseño estructural (Carrillo & González, 2007).

En el análisis de los tabiques divisorios de albañilería las mayores deformaciones ocurren con las cargas actuando perpendicular a su plano ocasionado por las aceleraciones de piso del edificio cuando ocurre el movimiento sísmico.

2.8.2.1. Comportamiento de muros en contacto

Comportamiento en el plano

Una medida del daño estructural esperado como respuesta sísmica en los muros de albañilería (confinada y no confinada) está dada por las derivas laterales. La Figura 2.19 y la Tabla 2.3 muestran los niveles de daño en el plano para muros o tabiques en contacto con pórticos de concreto.

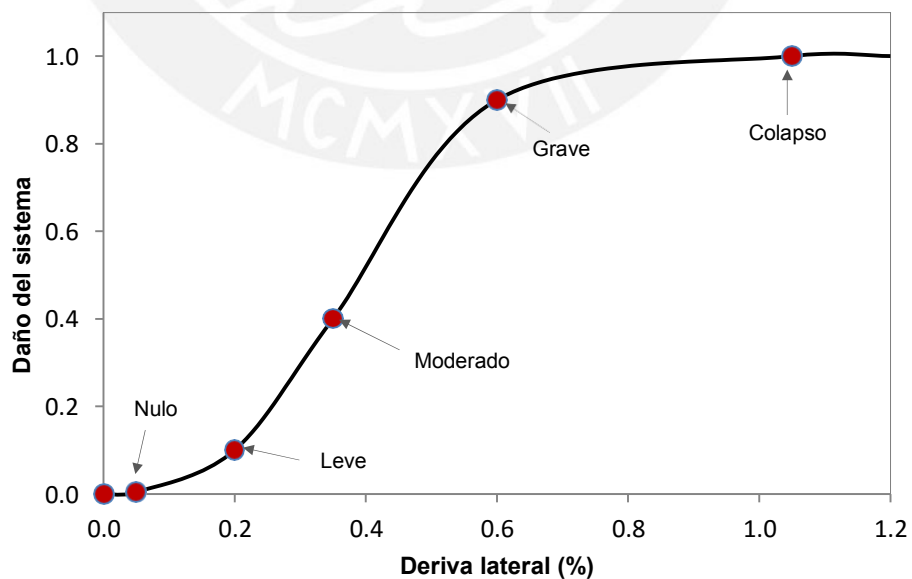


FIGURA 2.19. CURVA DE DAÑO EN EL PLANO PARA MUROS EN CONTACTO (CARRILLO & GONZÁLEZ, 2007)

TABLA 2.3. NIVEL DE DAÑO EN EL PLANO PARA MUROS EN CONTACTO
(CARRILLO & GONZÁLEZ, 2007)

Nivel de daño	Deriva lateral (%)		
	Carrillo	FEMA 356	CISMID
Nulo 0%	0.05	-----	0.06
Leve 10%	0.20	0.10	0.13
Moderado 40%	0.35	0.60	0.50
Grave 90%	0.60	0.80	1.00
Colapso 100%	1.05	-----	-----

Comportamiento fuera del plano

Carrillo y González (2007) describen los resultados analíticos y experimentales del comportamiento fuera del plano de muros o tabiques en pleno contacto con pórticos de concreto, expresados en términos de la aceleración de la gravedad (Tabla 2.4).

TABLA 2.4. FALLA DE MUROS O TABIQUES EN CONTACTO FUERA DEL PLANO
(CARRILLO & GONZÁLEZ, 2007)

Nivel de daño	Aceleración analítica		Aceleración experimental
	Con M.A.	Sin M.A.	Sin M.A.
Nulo	-----	-----	0.20g
Colapso	2.03g	1.00g	1.13g

M.A.: Mecanismo de arco

2.8.2.2. Comportamiento de muros o tabiques aislados

Los resultados de investigaciones realizadas con modelos analíticos y experimentales para muros o tabiques aislados de la estructura principal, no se obtienen similares resultados. Esto puede deberse a fallas en la construcción de tabique o muro divisorio, que modifican el comportamiento carga – desplazamiento. Una de las fallas se da cuando la junta de dilatación ente el pórtico y muro es insuficiente o no se deja con precisión; cuando se utiliza un material de relleno con mayor rigidez; cuando los conectores no tienen suficiente libertad de movimiento, lo cual puede aumentar significativamente la rigidez de los mismos, propiciando fallas locales (Carrillo & González, 2007)

Comportamiento en el plano

Para una misma demanda de desplazamiento el muro aislado presenta menor daño que el muro que está en contacto (Figura 2.20). Esto es válido cuando el sistema de aislamiento funciona correctamente, es decir, cuando la junta de dilatación es la suficiente para que el tabique se deforme en el plano de forma independiente (Carrillo & González, 2007).

TABLA 2.5. NIVEL DE DAÑO EN EL PLANO PARA MUROS AISLADOS
(CARRILLO & GONZÁLEZ, 2007)

Nivel de daño	Deriva lateral (%)
Nulo 0%	0.35
Leve 10%	0.70
Moderado 40%	1.20
Grave 90%	1.55
Colapso 100%	1.90

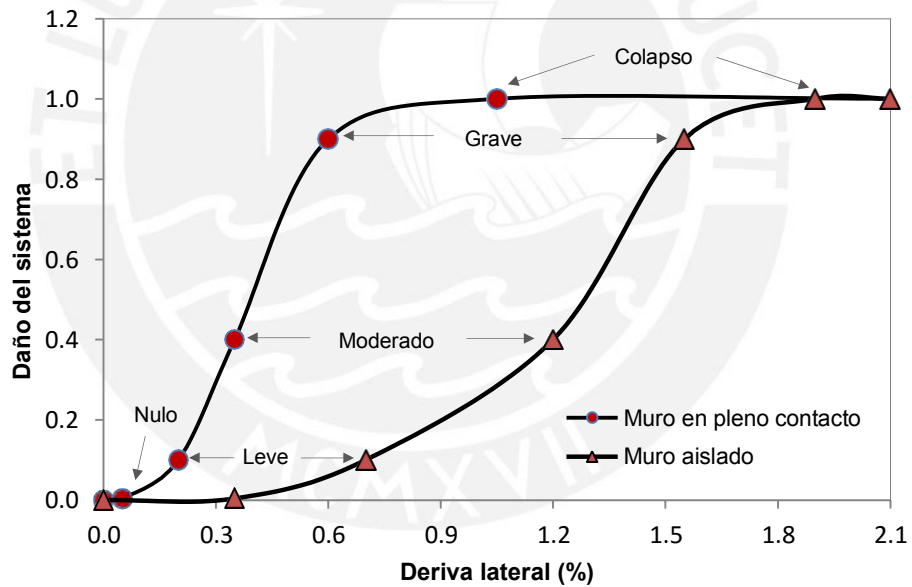


Figura 2.20. Curva de daño en el plano para muros en aislados y en contacto
(Carrillo & González, 2007)

Comportamiento fuera del plano

Carrillo & González (2007) describen los resultados analíticos y experimentales del comportamiento fuera del plano de muros o tabiques aislados expresados en términos de aceleración de la gravedad (Tabla 2.6).

TABLA 2.6. FALLA DE MUROS O TABIQUES AISLADOS FUERA DEL PLANO
(CARRILLO & GONZÁLEZ, 2007)

Nivel de daño	Aceleración analítica	Aceleración experimental
Nulo	0.15g	-----
Colapso	0.83g	0.75g

2.9. Técnicas de evaluación del desempeño sísmico

Las técnicas de análisis para la evaluación del desempeño sísmico de una estructura se pueden clasificar en dos grandes grupos: i) Análisis estático no lineal; y Análisis dinámico no lineal.

En el análisis estático no lineal existen varias metodologías para la evaluación del desempeño sísmico de una edificación, dentro de las que destacan: i) Método del Espectro de Capacidad (MEC): ATC 40 y ahora último FEMA 440; y ii) Método de coeficientes de desplazamientos (ASCE 41-13).

2.9.1. Método del espectro de capacidad (MEC)

La estimación del desempeño sísmico por el método del espectro de capacidad, resulta de comparar la capacidad de la estructura con la demanda sísmica a la cual estará sometida, cada una representada por sus espectros. . La capacidad fuerza – desplazamiento de la estructura se puede calcular mediante la técnica de análisis estático no lineal (PUSHOVER), a partir de la cual se obtiene el espectro de capacidad, pseudo aceleración (S_a) – pseudo desplazamiento (S_d) La demanda sísmica se representa mediante un espectro $S_a - S_d$. obtenida por el estudio de las fuentes sísmicas o mediante los parámetros establecidos en la norma (Loa, 2017)

El MEC-FEMA 440 en su concepción original (MEC-ATC 40) usaba la rigidez secante (en el punto de desempeño) como rigidez lineal efectiva; sin embargo, a partir de la teoría de vibración no lineal, se conoce que la rigidez secante no es un parámetro óptimo de rigidez lineal efectiva para la determinación de la respuesta de sistemas inelásticos sujetos a acciones sísmicas. El MEC-FEMA 440 reexamina éste y sus elementos asociados con el objetivo de desarrollar procedimientos mejorados de linealización (Cabrera & Sánchez, 2016).

2.9.1.1. Análisis estático no lineal (Pushover)

El análisis estático no lineal es una técnica simple para determinar la curva de capacidad de una estructura al ser sometidas a fuerzas inerciales generadas por un evento sísmico. El análisis consiste en someter a la estructura a un patrón de cargas laterales que se incrementan de forma monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima (Loa, 2017).

La principal característica del análisis estático no lineal es que usa un sistema equivalente de un grado de libertad para modelar y obtener la curva de capacidad de una estructura de varios grados de libertad.

2.9.1.2. Punto de desempeño según FEMA 440 (2005)

Según FEMA 440 (2005, pp.6-6 - 6-7), adaptado y traducido al castellano por Cabrera & Sánchez (2016) indica que, debido a que el período efectivo, y el amortiguamiento efectivo, son funciones de la demanda de ductilidad, el cálculo de un desplazamiento máximo usando linealización equivalente no es directo y requiere un procedimiento iterativo o gráfico de solución. Así, este nuevo esquema de MEC es básicamente el mismo que el convencional propuesto en ATC 40, y requiere de la realización de los siguientes pasos:

1. Seleccionar una representación espectral de la acción sísmica de interés con una razón de amortiguamiento crítico inicial β_i , normalmente del 5%. (p.6-6)
2. Modificar el espectro seleccionado según corresponda para una interacción suelo estructura (SSI) conforme a procedimientos del capítulo 9 de FEMA 440 (2005). (p.6-6).
3. Convertir el espectro seleccionado, modificado para SSI, según corresponda, a un espectro de respuesta a un formato aceleración-desplazamiento (formato ADRS¹), de acuerdo con la guía del ATC 40; este espectro constituye la curva de demanda inicial ADRS. (p.6-6).
4. Generar una curva espectro de capacidad a partir de la curva Pushover (cortante – desplazamiento); esto requiere, de una conversión al formato ADRS, proceso descrito en la guía ATC 40. (ATC 40, 1996). (p.6-6).

¹ ADRS: Acceleration–displacement response spectrum (espectro de respuesta aceleración - desplazamiento).

5. Seleccionar un punto de desempeño inicial (desplazamiento máximo, d_{pi} , aceleración máxima, a_{pi}). Esta puede basarse en una aproximación de igual desplazamiento o en cualquier otro criterio ingenieril. (p. 6-7).
6. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad, de acuerdo con los procedimientos del ATC 40 (ATC, 1996). Esto define el período inicial, T_0 , el desplazamiento de fluencia, d_y , y la aceleración de fluencia, a_y (Figura 2.21); estos parámetros pueden variar para diferentes asunciones a_{pi} y d_{pi} . (p.6-7).
7. Para la representación bilineal desarrollada en el paso 6, calcular los valores de la rigidez post-elástica, α , y la ductilidad, μ , como sigue: (p.6-7).

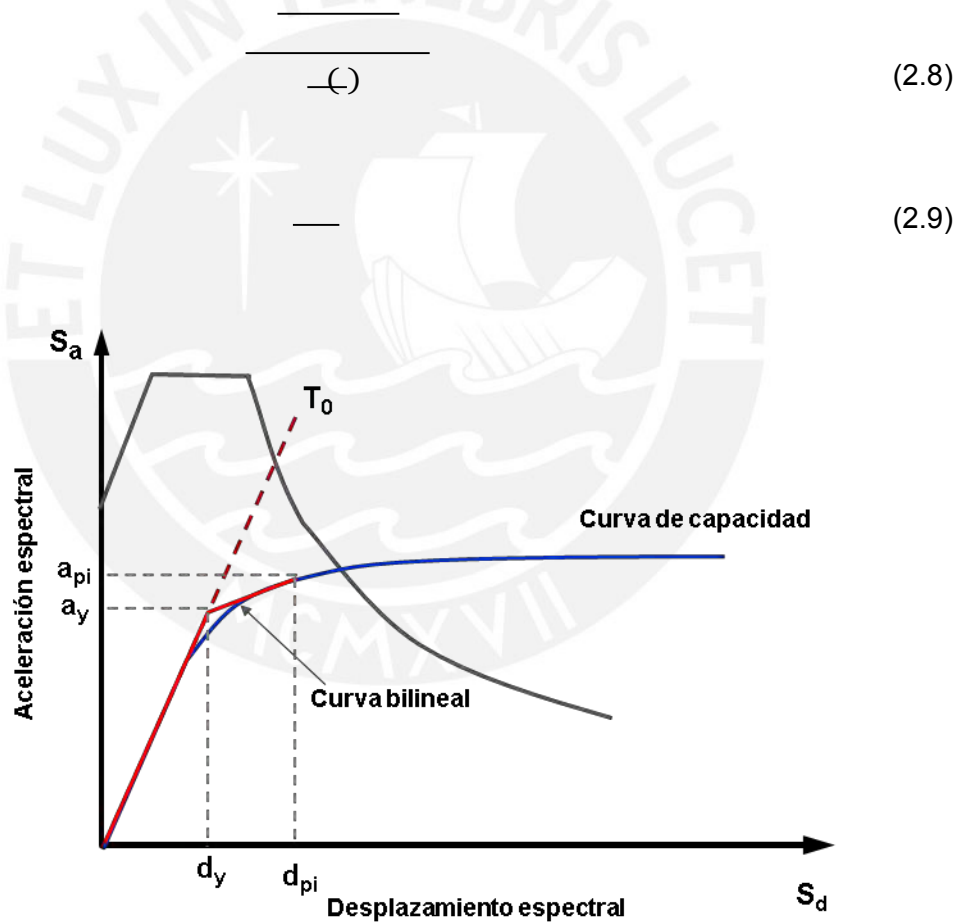


Figura 2.21. Representación bilineal del espectro de capacidad (FEMA 440, 2005)

8. Usando los valores calculados para la rigidez post-elástica, α , y ductilidad, μ , a partir de las ecuaciones (2.8) y (2.9), calcular el correspondiente amortiguamiento efectivo, β_{eff} . De igual forma, calcular el correspondiente período efectivo, T_{eff} . (p.6-7).

Para los siguientes pasos, existen tres procesos a seguir, se eligió el procedimiento B, para mayor información sobre los procedimientos A y C consulte el manual del FEMA 440. (FEMA 440, 2005).

Procedimiento B: Intersección con MADRS² (FEMA 440, 2005)

En este procedimiento, el punto de desempeño se define como la intersección del espectro de capacidad con la curva ADRS modificada (MADRS). El espectro de demanda MADRS se genera modificando la ADRS por los varios valores de amortiguamiento efectivo, conforme a los siguientes pasos (FEMA 440, 2005, pp. 6-7 – 6-8):

9. Usando el amortiguamiento efectivo determinado a partir del paso 8, ajustar el inicial ADRS a β_{eff} , mediante la aplicación del factor de reducción $B(\beta_{eff})$. (p.6-8).

$$\frac{S_{ADRS}(\beta_{eff})}{B(\beta_{eff})} = S_{MADRS} \tag{2.10}$$

10. Multiplicar las ordenadas de aceleración (no las de desplazamiento) del ADRS para β_{eff} por el factor de modificación, M, determinado usando el período efectivo calculado, T_{eff} , y para generar el espectro de respuesta aceleración desplazamiento modificado (MADRS). (p.6-8).

$$S_{MADRS} = M \cdot S_{ADRS}(\beta_{eff}) \tag{2.11}$$

$$M = \frac{1}{\beta_{eff}} \tag{2.12}$$

11. Determinar las estimaciones de aceleración máxima, a_i , y desplazamiento máximo, d_i , como la intersección del MADRS con la curva de capacidad de la estructura (Figura 2.22). (p.6-8).
12. Comparar el desplazamiento máximo estimado, d_i , con la asunción inicial. Si está dentro de la tolerancia aceptable, el punto de desempeño corresponde a (d_i, a_i) . Si no está dentro de dicha tolerancia, entonces el proceso se repite a partir del paso 4, usando a_i y d_i (p.6-8).

²MADS: Modified acceleration-displacement response spectrum (espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado).

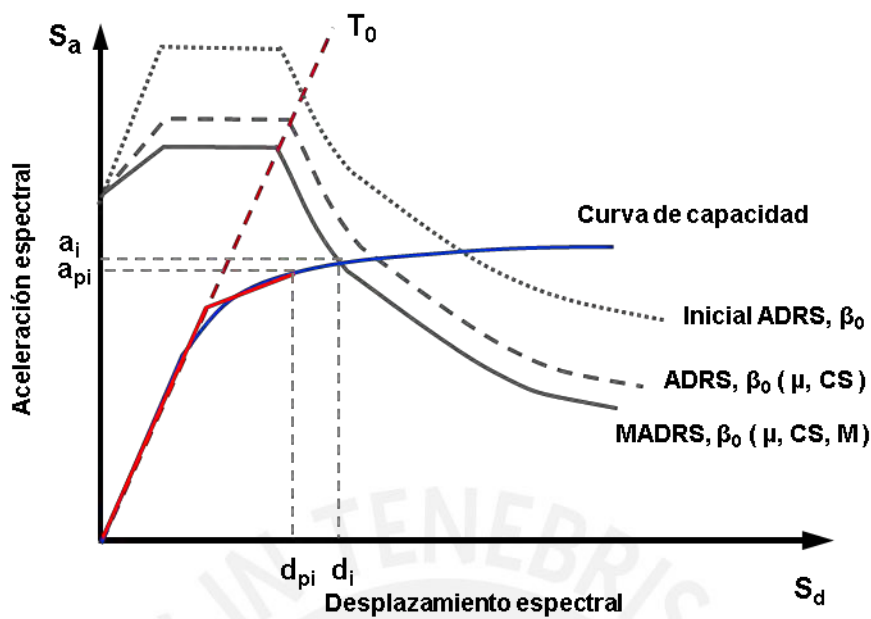


Figura 2.22. Punto de desempeño (d_i, a_i) según FEMA 440 (2005) Procedimiento B

2.9.2. Análisis Dinámico Incremental (IDA)

El análisis dinámico incremental (IDA) es un análisis paramétrico que estima de manera real del comportamiento inelástico de un edificio. Consiste en someter el modelo estructural del edificio a la acción del movimiento sísmico representado por uno o más registros de aceleraciones, escalados a diferentes niveles de intensidad, con lo cual se obtienen curvas de respuesta para diferentes niveles de intensidad. Por cada registro sísmico considerado se obtiene una curva IDA, en donde se va incrementando el nivel de la demanda, comúnmente representado por la aceleración espectral en el periodo fundamental de vibración de la estructura. (Vamvaksikos & Cornell, 2002). Finalmente se obtiene un conjunto de curvas IDA que muestran la variabilidad de la respuesta estructural en función del movimiento del suelo, representado por los registros de aceleraciones (Figura 2.23).

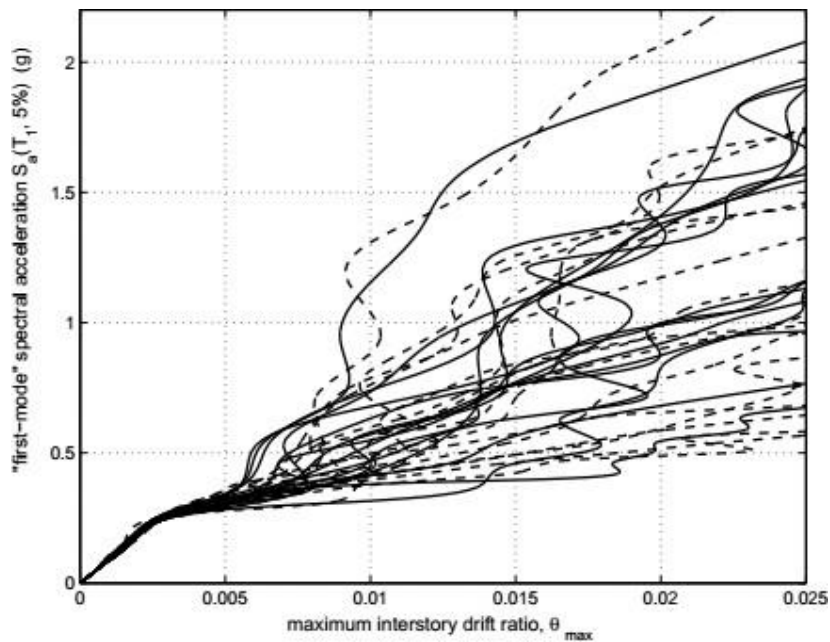
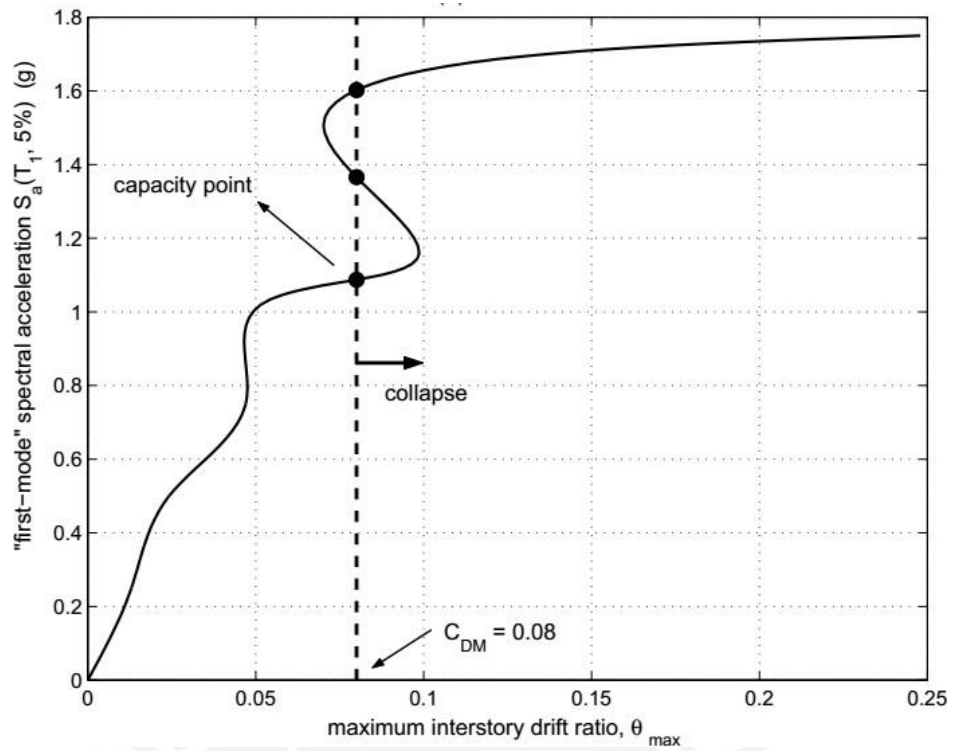


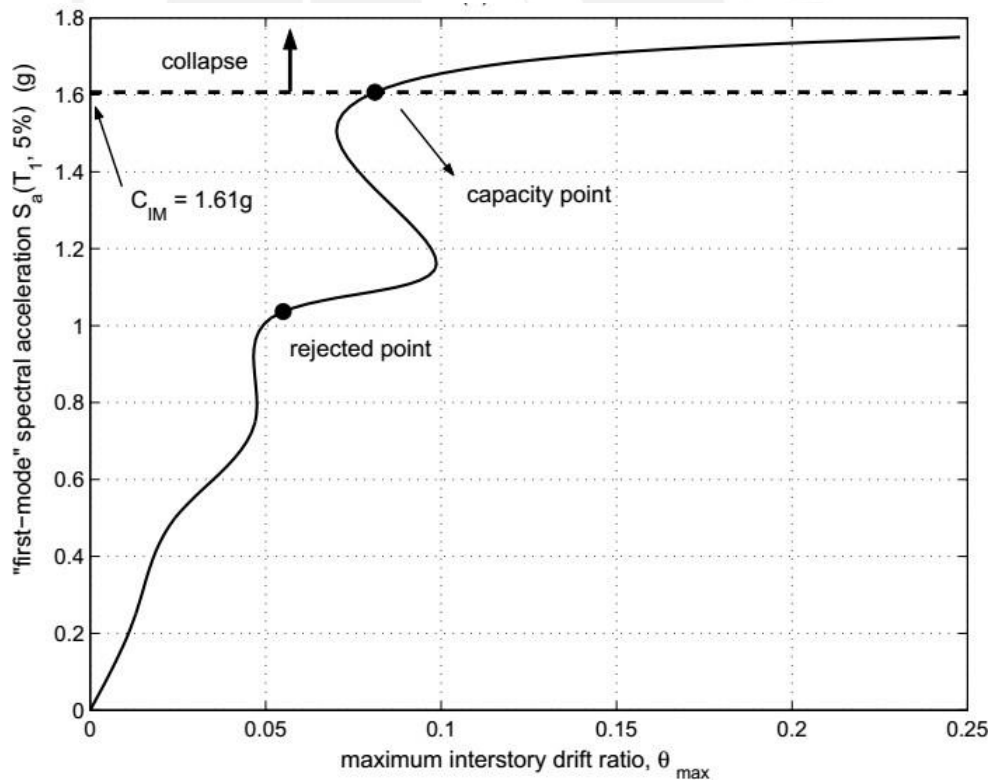
FIGURA 2.23. CURVAS IDA (VAMVAKSIKOS & CORNELL, 2002)

Este método permite tener un conocimiento profundo del rango de respuestas de aceleraciones espectrales versus niveles de aceleración en el suelo (demandas); una mejor comprensión de la respuesta estructural ante un sismo severo o raro; mayor comprensión de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural al aumentar la intensidad del registro sísmico; producen estimaciones de la capacidad dinámica global del sistema estructural; mejor comprensión de la respuesta de un registro respecto a otro (Loa, , 2017). La curva IDA es una gráfica de la medida del daño (DM) versus la medida de la intensidad (IM) que caracteriza la respuesta estructural (Chacón & Paz, 2016).

Vamvaksikos & Cornell (2002) y citado por (Chacón & Paz, 2017, p.23) señalan que las curvas IDA contienen la información necesaria para evaluar los niveles de desempeño (estados límites). Existen dos reglas con las que se evalúan las curvas IDA: i) en base al estado del daño (DM); ii) en base a la medida de la intensidad (IM). La regla DM establece un valor umbral de DM que se correlaciona directamente a un estado de daño (Figura 2.24a). Mientras, la regla IM establece que el último punto donde el valor de la pendiente de 20% en la curva IDA establece un estado de daño de colapso (Figura 2.24b)



(a) Regla basada en la medida del daño (DM)



(b) Regla basada en la medida de la intensidad (IM)

FIGURA 2.24. DOS REGLAS PARA EVALUAR ESTADO LÍMITE DE COLAPSO. PARA LA REGLA DM A UNA DERIVA DE ENTREPISO DE 0.08 Y PARA LA REGLA IM A UNA PENDIENTE DEL 20% (VAMVAKSIKOS & CORNELL, 2002)

El método propone el uso mínimo de siete (07) registros sísmicos de aceleraciones para realizar un análisis probabilístico de la variación de la respuesta registro a registro. El conjunto de curvas IDA se pueden resumir en 3 curvas IDA: i) la curva IDA promedio con una confiabilidad del 50%; ii) la curva IDA promedio menos una desviación estándar con una confiabilidad de 16%; y iii) la curva IDA promedio más una desviación estándar con una confiabilidad de 84% (Loa, 2017).

2.10. Estados de daño

El análisis de daño global (daños en elementos estructurales y no estructurales), se realiza a partir del análisis de daño local. Para ello, este análisis se realiza por grupo de elementos estructurales y no estructurales.

2.10.1. Estados de daño locales

2.10.1.1. Estados de daño local en elemento estructurales

El estado de daño local de los elementos estructurales de concreto armado se definen mediante la sectorización de los diagramas momento – curvatura de las secciones de los elementos estructurales como vigas y columnas (Williams & Sexsmith, 1995). Este concepto se basa considerando una adecuada capacidad a flexión de los elementos estructurales y que el efecto de corte no afecta significativamente a los elementos (Loa, 2017).

El índice de daño de elementos estructurales de vigas y columnas se puede calcular utilizando como parámetro de demanda la curvatura de la sección, tal como se muestra en la ecuación (2.13):

$$D = \frac{\phi_m}{\phi_y} \left(\frac{\phi_m}{\phi_u} \right)^\beta \left(\frac{f}{f_y} \right) \dots\dots\dots (2.13)$$

Donde:

D: Índice de daño

ϕ_m : Curvatura máxima del elemento

ϕ_y : Curvatura de fluencia

ϕ_u : Curvatura última del elemento

β_e : Parámetro de degradación de resistencia

$\int dE$: Energía histerética acumulada (área encerrada en lazos histeréticos $M - \phi$)

M_y : Momento de fluencia

Considerando que el parámetro de degradación de resistencia es un valor no significativo, por lo que el segundo término tiene una valoración de daño despreciable (Williams & Sexsmith, 1995). Si se considera que no hay degradación de resistencia, la ecuación (2.14) se simplifica a:

$$\frac{\phi}{\phi} \frac{\phi}{\phi} \dots\dots\dots ()$$

William & Smith (1995) y citado por Chacón & Paz (2016, p.32) proponen la siguiente clasificación de estados de daño según los índices de daño:

TABLA 2.7. CLASIFICACIÓN DE ESTADOS DE DAÑO (WILLIAMS & SEXSMITH, 1995)

Índice de daño	Descripción del daño
$D < 0.10$	Sin daño o daño ligero o localizado
$0.10 < D < 0.25$	Daño menor, agrietamientos pequeños
$0.25 < D < 0.40$	Daño moderado, agrietamiento severo, desprendimiento de recubrimiento localizado
$0.40 < D < 1.00$	Daño severo, desprendimiento del recubrimiento, refuerzo expuesto
$D > 1.00$	Colapso, daño irreparable

Este modelo considera que el daño se produce a partir de la fluencia del elemento estructural.

Jiang et al. (2011) y citado por describen un modelo de daño modificado donde se considera el daño a partir de la deformación de agrietamiento, tal como se muestra en la ecuación (2.12):

$$() \frac{\phi}{\phi} \frac{\phi}{\phi} \frac{f}{()} \dots\dots\dots ()$$

Donde:

β_e : Parámetro de degradación de resistencia

δ_u : Deformación última

δ_y : Deformación de fluencia

δ_m : Deformación máxima del elemento

F_y : Resistencia de fluencia

Sharif & Banan (2012) determinaron a través de ensayos de laboratorio la relación entre el estado de daño de seguridad de vida o irreparable con el 80% de la resistencia del concreto confinado, f_{cc} determinaron los rangos de índices de daño según los 4 niveles de desempeño definidos por ASCE 41 (Chacón & Paz, 2016, p. 33).

TABLA 2.8. ÍNDICES DE DAÑO SEGÚN EL NIVEL DE DESEMPEÑO (SHARIFI & BANAN, 2012)

Nivel de desempeño	Límites de compresión del núcleo de concreto confinado
operacional	$0 < \varepsilon_c \leq 0.35 \varepsilon_{cc}$
Inmediata ocupación	$0.35 \varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$
Seguridad de vida	$\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \ \& \ 0.5 f_{cc} < f_c < 0.8 f_{cc}$
Prevención de colapso	$\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \ \& \ 0.8 f_{cc} \leq f_c < f_{cc}$

2.10.1.2. Estado de daño global

El estado de daño global se calcula a partir de los daños locales con la utilización de un método de combinación apropiado (Williams & Sexsmith, 1995).

En el mundo se han realizado varios intentos de correlacionar los índices de daños obtenidos analíticamente con los estados de daño observados. La correlación se ha realizado utilizando una clasificación de estructuras de concreto armado basadas en los patrones de daño que experimenta (Mihai, 2013), tal como se muestra en la Tabla 2.9. Clasificación de grados de daño (Park & Ang, 1987)

TABLA 2.9. CLASIFICACIÓN DE GRADOS DE DAÑO (PARK & ANG, 1987)

Grado de daño	Descripción de daños físicos
Ligero o localizado	Fisuras / grietas menores, localizadas
Menor	Fisuras / grietas menores localizadas en toda la estructura. Trituración local de concreto.
Moderado	Grietas en grandes superficies. Falla de elementos flexibles de concreto armado.
Severo	Falla de elementos de hormigón armado en toda la estructura. Pandeo del refuerzo de columnas
Irreparable o Colapso	Colapso parcial o total

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

3.1. Resumen

En este capítulo se aborda la metodología empleada para la evaluación del desempeño sísmico, comenzando por la elección del modelo o módulo típico de edificación hospitalaria en el Perú. A partir de esta elección, se construye el modelo estructural para la obtención de las respuestas de desempeño sísmico estructural y no estructural, y con ello determinar la calificación de desempeño global de la edificación según códigos ASCE 41-13, para los 4 niveles de sismo (frecuente, ocasional, DBE³ y MCE⁴)

Finalmente, se expone la metodología para el análisis de daños locales en elementos estructurales y no estructurales, y a partir de ahí, deducir el estado de daños globales. El análisis de pérdidas se desarrolla a partir de la estimación de costos unitarios estimados para diferentes niveles de daño.

3.2. Elección del módulo típico de edificaciones hospitalarias en el Perú

Las tendencias de diseño y configuración arquitectónica de edificaciones hospitalarias en el Perú, tienen características que las distribuyen en bloques o módulos de acuerdo a sus funciones y usos. La interacción de estos módulos u hospitales de unidades múltiples, se constituyen de habitaciones pequeñas de 1 a 6 camas. Se organizan a partir de un patio o calle central, la cual interconecta los bloques o unidades médicas.

Esta configuración crea establecimientos u hospitales horizontales, de uno o varios pisos (en promedio de 4 niveles), dependiendo de la demanda de atención hospitalaria en su área de influencia distrital, provincial o regional.

³ DBE: Design Building Earthquake (Sismo de Diseño).

⁴ MCE: Maximun Considerade Earthquake: (Sismo máximo esperado o considerado).

En el año 2014, con la publicación del Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA, dispone la incorporación de Sistemas de Protección Sísmica, específica para el caso de Establecimientos de Salud, la cual en el numeral 1 señala: “Los establecimientos de salud, como hospitales, institutos o similares según clasificación del Ministerio de Salud, ubicados en las zonas sísmicas 3 y 2 del mapa sísmico del Perú, deben ser diseñados con sistemas de protección sísmica: aislación de base o dispositivos de disipación de energía...” (MVCS, 2014)

A partir del 2014, es que con carácter normativo, el Ministerio de Salud y EsSalud, incorporan en sus proyectos de creación o ampliación de infraestructura hospitalaria, las consideraciones técnicas para la configuración arquitectónica, estructural, e instalaciones se adapten para la incorporación de dispositivos de aislación de base que permiten un mejor desempeño sísmico de las edificaciones hospitalarias de modo que pueda garantizarse la continuidad operacional, luego de ocurrido el evento sísmico.

Desde el año 2014, dichas instituciones han desarrollado los siguientes proyectos descritos en la Tabla 3.1:

TABLA 3.1. PROYECTOS DE EDIFICIOS HOSPITALARIOS CON PROTECCIÓN SÍSMICA
(M.E.F. BANCO DE INVERSIONES, 2017)

N°	Código SNIP	Proyecto	Cant. Sector	N° Pisos	Sistema de Protección
1	143957	Mejoramiento y Ampliación de tratamiento ambulatorio del cáncer del INEN - Lima	1	9	Aisladores Elastoméricos LRB
2	71957	Hospital Regional de Moquegua Categoría II-2	10	1 - 4	Aisladores Elastoméricos LRB
3	268544	Mejoramiento del Hospital María Auxiliadora – Región de Amazonas	11	1 - 3	Aisladores de fricción de triple péndulo
4		Hospital Regional Manuel Núñez Butrón – Puno / Categoría II-1		1- 5	Aisladores de fricción de triple péndulo

En marzo del 2016, mediante Decreto Supremo N° 003-2016,VIVIENDA, se modifica la norma técnica E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE” del Reglamento Nacional de Edificaciones (MVCS, 2016), aprobada por Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, modificada con Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA, con el propósito de actualizar la citada norma de acuerdo con las nuevas tecnologías en sismorresistencia y avances en sismología, a fin de

disminuir la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones nuevas, evitar la pérdida de vidas humanas y asegurar la continuidad de los servicios básicos

Esta nueva norma establece que las edificaciones de categoría A1 (establecimientos de salud de segundo y tercer nivel) que se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3, deberá proveerse aislamiento sísmico con cualquier sistema estructural. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico (MVCS, 2016).

3.3. Elaboración del modelo estructural

Se analizó la configuración arquitectónica y estructural de las edificaciones hospitalarias que se muestran en la Tabla 3.1, encontrando que el modelo típico hospitalario presenta las siguientes características, tal como se describen en la Tabla 3.2 :

TABLA 3.2. CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS Y ESTRUCTURALES DEL MODELO TÍPICO HOSPITALARIO

Características estructurales	
Nro. Pisos	4 niveles + piso técnico
Sistema estructural	Pórticos de Concreto armado
Regularidad estructural	Regular
Sistema de protección sísmica	Aisladores elastoméricos tipo LRB
Geometría	
Largo	42.30 m (41.90m a ejes)
Ancho	20.25 m (19.95m a ejes)
Altura 1er Piso	4.25 m
Altura piso típico	3.75 m
Separación entre ejes	4.90m – 7.60 m

Se llegó a la conclusión que uno de los pabellones del proyecto “Ampliación y Mejoramiento del Hospital Regional de Moquegua” cumplía con los criterios arquitectónicos y estructurales de la Tabla 3.2, el mismo que ha sido tomado como referencia de modelo típico hospitalario (Anexo 2).

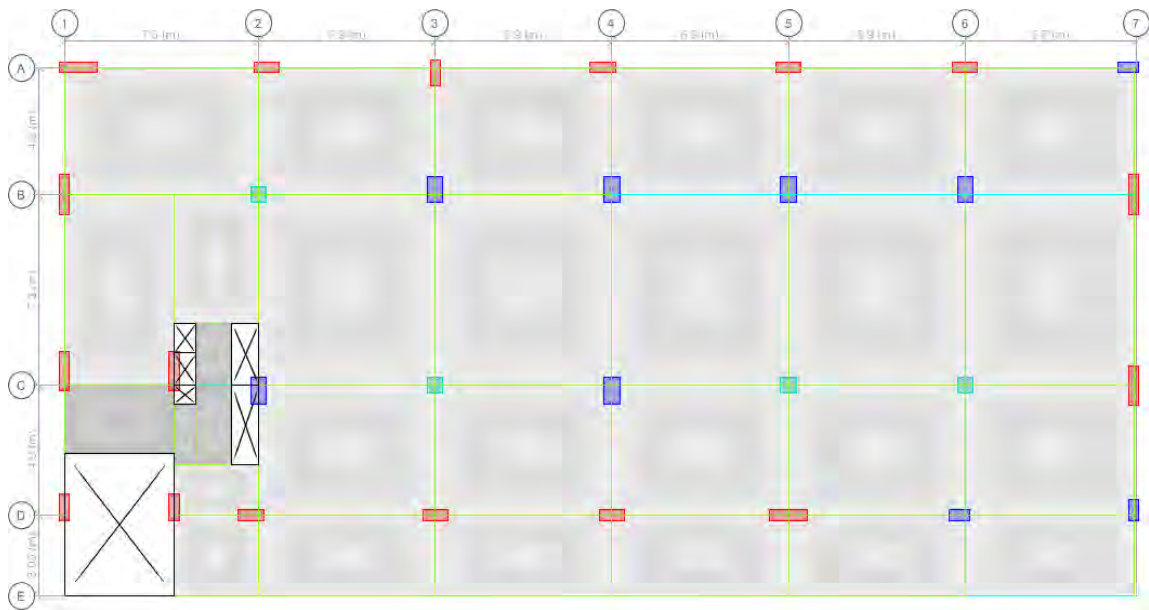


FIGURA 3.1. PLANTA DE EDIFICIO TÍPICO HOSPITALARIO

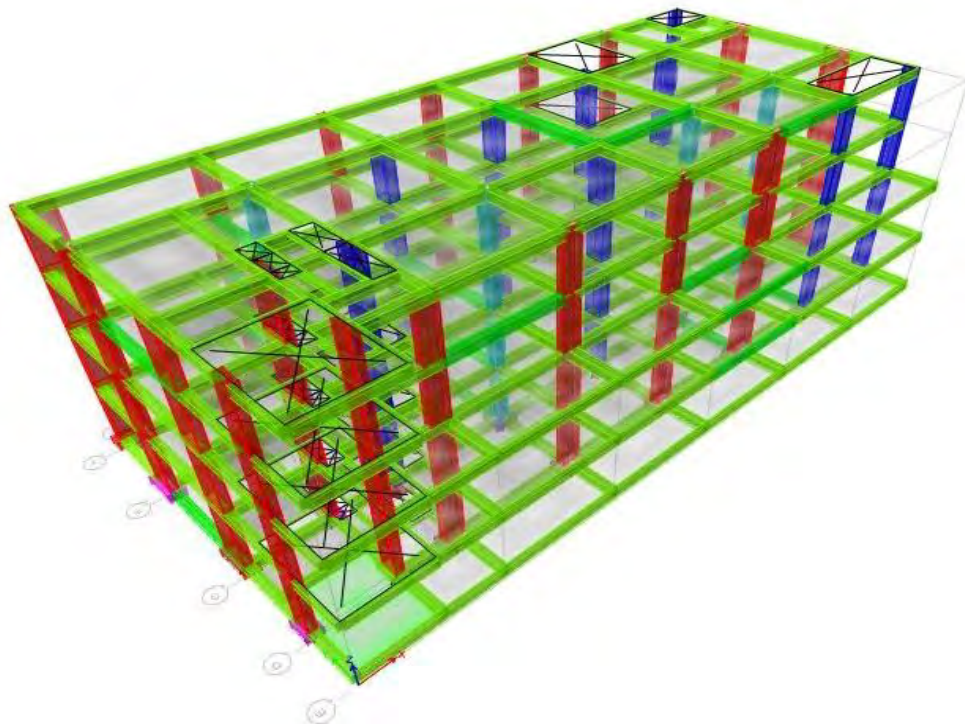


FIGURA 3.2. VISTA 3D DE EDIFICIO TÍPICO HOSPITALARIO

3.3.1. Asignación de propiedades mecánicas de los materiales

La Tabla 3.3 muestra las propiedades mecánicas de los materiales de la estructura del modelo de edificio típico hospitalario, obtenidas a partir de las

especificaciones técnicas del modelo representativo de los proyectos analizados, descritos en la Tabla 3.1.

TABLA 3.3. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Material	Propiedades mecánicas	Valor (kg/cm ²)
Concreto	Resistencia a la compresión (f'_c)	210
	Módulo de elasticidad (E_c)	217370
Acero	Esfuerzo de fluencia (f_y)	4200
	Esfuerzo último (f_u)	7000
	Módulo de elasticidad (E_s)	2000000
Albañilería	Resistencia a la compresión (f'_m)	40
	Resistencia al corte (v'_m)	6.5
	Módulo de elasticidad (E_m)	18000

3.3.2. Asignación del comportamiento inelástico

El comportamiento inelástico de los elementos estructurales vigas y columnas se representó mediante la teoría de plasticidad concentrada considerando las rótulas plásticas ubicadas en las secciones críticas de cada elemento.

Las rótulas plásticas del tipo Momento flector – Giro ($M-\theta$) se obtienen a partir del diagrama momento – curvatura ($M - \phi$) y de la idealización de una longitud de rótula plástica. El diagrama momento – curvatura de cada sección de concreto armado se obtiene considerando las curvas de esfuerzo deformación del concreto confinado, concreto no confinado y del acero de refuerzo. La longitud de la zona potencial de rótulas plásticas, resulta de una suposición que el daño se concentrará en las secciones críticas.

Para el comportamiento no lineal del concreto no confinado y confinado se utilizaron los modelos de Mander. Para el concreto no confinado se consideró una deformación máxima de 0.005. Para el concreto confinado, se considera el aporte de la cuantía de refuerzo transversal y la distribución del refuerzo longitudinal incrementando la deformación de falla. La deformación última que se consideró es 0.018 (Figura 3.3).

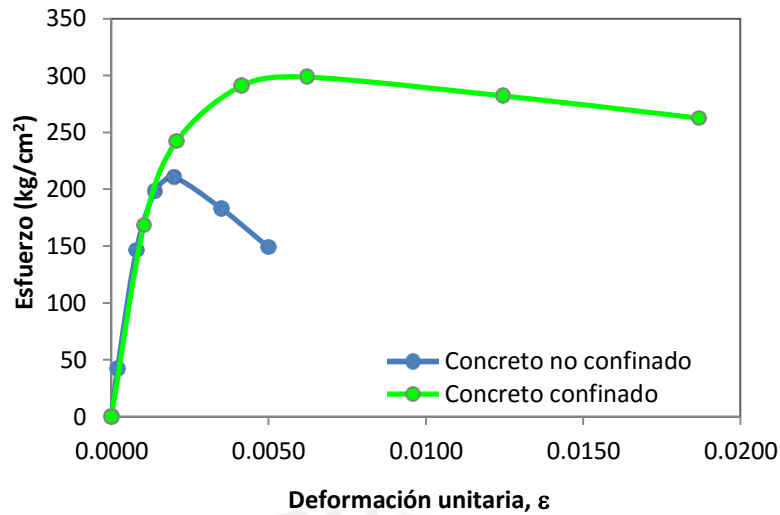


FIGURA 3.3. MODELOS CONSTITUTIVOS DEL CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO

Para el comportamiento no lineal del acero de refuerzo corrugado se utilizó un modelo en base de los resultados de los ensayos realizados por Park – Pauley y de los obtenidos en los laboratorios de la PUCP y el CISMID, definiendo una deformación unitaria máxima de 0.09 y los esfuerzos de fluencia y último de 4200 y 7000 kg/cm² (Tabla 3.3 y Figura 3.4).

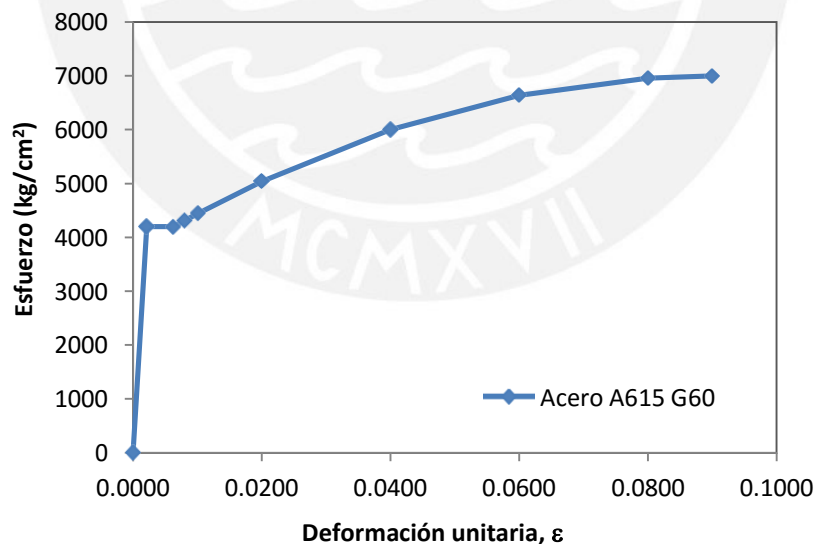


FIGURA 3.4. CURVA DE ESFUERZO – DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

3.3.3. Asignación de cargas de servicio

Las cargas de servicio consideradas se muestran en la Tabla 3.4 de acuerdo a la norma técnica E.020: Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E., 2009).

TABLA 3.4. CARGAS DE SERVICIO DEL EDIFICIO TÍPICO HOSPITALARIO (R.N.E., 2009)

	Entrepisos	Azotea
Cargas muertas		
Losa aligerada e=0.25m	350 kg/m ²	350 kg/m ²
Cielo raso y piso	100 kg/m ²	100 kg/m ²
Tabiquería equivalente	100 kg/m ²	
Cargas vivas		
Salas de operaciones, lab.	300 kg/m ²	
Corredor	400 kg/m ²	
sobrecargas	-----	100 kg/m ²

3.3.4. Asignación de rótulas plásticas

Las rótulas plásticas concentradas en una longitud (l_p), se asignan a partir de las secciones críticas de las de vigas y columnas que forman el modelo estructural. Para la determinación de la longitud de rótula plástica se propone la fórmula de Park:

$$L_p = 0.45 \times h \dots\dots\dots (3.1)$$

Donde “ L_p ” es la longitud de rótula plástica y “ h ” es el peralte del elemento estructural (viga o columna). Entonces, la relación entre giro y curvatura se puede representar mediante la siguiente ecuación:

$$\theta = \varphi \times L_p \dots\dots\dots (3.2)$$

3.3.5. Construcción de espectros de demanda sísmica

El espectro de demanda se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z U S C}{R} \dots\dots\dots (3.3)$$

Donde:

Z: Factor de zona

U: Factor de Uso (para edificaciones esenciales con aislamiento $U=1.0$)

C: Factor de amplificación sísmica

S: Factor de suelo

R: Factor de Reducción (para el edificio aislado se consideró $R=1$)

Para el análisis se consideró un factor de zona para cada nivel de peligro sísmico; el factor de suelo de 1.05 correspondiente a un suelo intermedio (S2); el valor C corresponde a una plataforma de máxima aceleración hasta el valor de periodo $T=0.60$ s.

El desempeño sísmico estructural del modelo estructural típico se estudia ante cuatro (04) escenarios de peligro sísmico. En la Tabla 3.5 se muestran las recomendaciones de ASCE 41-13 (American Society of Civil Engineers, 2013).

TABLA 3.5. ESCENARIOS DE PELIGRO SÍSMICO (ASCE, 2013)

Nivel de peligro sísmico	Aceleración en suelo (PGA)	Periodo de retorno (TR)
Sismo frecuente	0.15 g	72 años
Sismo ocasional	0.225 g	225 años
Sismo DBE	0.45 g	474 años
Sismo MCE	0.675 g	2475 años

La construcción de los espectros compatibles de cada registro sísmico se obtuvo con la aplicación del programa Seismo Match versión 2016, obtenido de Seismosoft (2016), tal como se muestra en la Figura 3.6:.

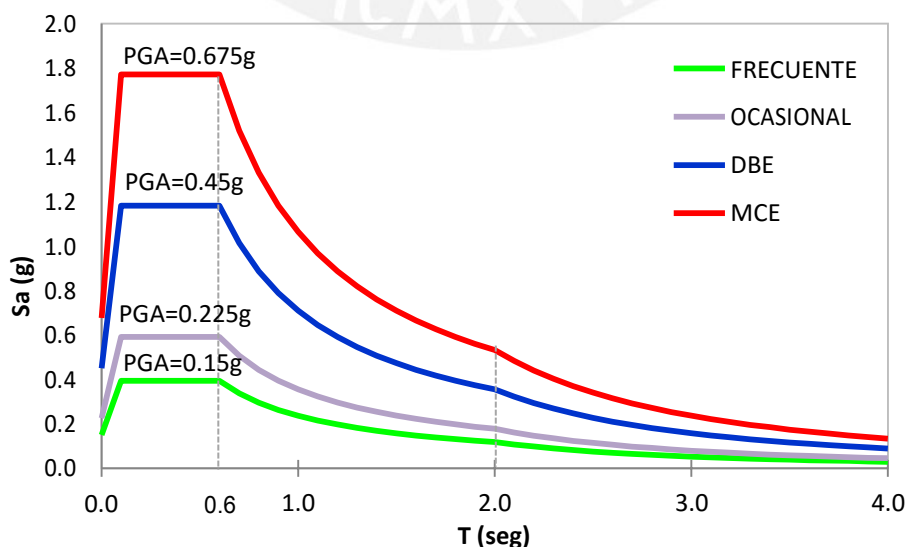


Figura 3.5 Espectros de demanda para el modelo estructural

3.3.6. Escalamiento y selección de registros sísmicos

Para los análisis no lineales tiempo historia y dinámico incremental (IDA) se utilizaron 3 y 12 registros sísmicos, respectivamente. En la Tabla 3.6 se muestran los registros sísmicos utilizados en el análisis de la respuesta estructural del edificio típico hospitalario.

TABLA 3.6. REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS EN LOS ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA E IDA

Sismo	Año	Magnitud (Mw)	PGA (g) NS - EW	Duración (s)
Lima, Perú	1966	7.5	0.27 – 0.18	66
Huaraz, Perú	1970	6.6	0.11 – 0.10	45
Lima, Perú	1974	6.6	0.20 – 0.18	98
Valparaíso, Chile	1985	8.0	0.22 – 0.35	113
Antofagasta, Chile	1985	7.5	0.05 – 0.05	62
Punitaqui, Chile	1997	7.1	0.18 – 0.27	80
Arequipa, Perú	2001	6.9	0.30 – 0.22	199
Tarapacá, Chile	2005	7.8	0.53 – 0.73	252
Pisco, Perú	2007	7.0	0.28 – 0.34	218
Tocopilla, Chile	2007	7.7	0.50 – 0.44	71
Maule, Chile	2010	8.8	0.89 – 0.52	180
Iquique, Chile	2014	8.4	0.46 – 0.26	278

Cada registro se escaló al espectro de diseño de la norma E.030 para un suelo intermedio (S_2), con la finalidad que sea compatible el análisis dinámico incremental con el análisis estático no lineal (PUSHOVER).

El proceso de escalamiento y determinación del factor de escala (SF) se realizó considerando la variación de la demanda sísmica respecto a cada registro sísmico espectro compatible.

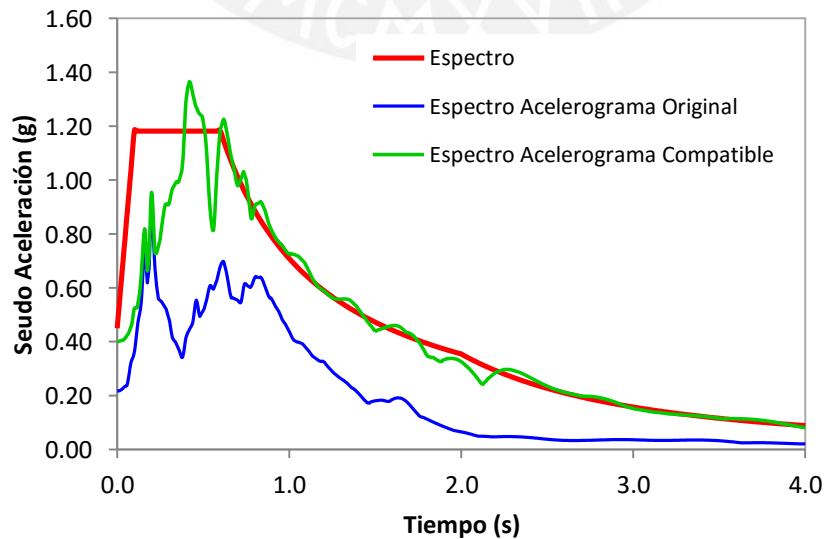


FIGURA 3.6 ESPECTROS DE DEMANDA, ESPECTROS ORIGINAL Y COMPATIBLE PARA EL REGISTRO SÍSMICO VALPARAÍSO N-S

3.4. Características del sistema de aislamiento

3.4.1. Dispositivos del sistema de aislamiento sísmico (aisladores)

El modelo de edificio típico hospitalario con sistema de aislamiento considera el uso de dispositivos de aislamiento a los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (Lead Rubber Bearing – LRB), debido a que son los dispositivos que vienen siendo más usados en los proyectos actuales aislamiento sísmico de hospitales peruanos. En algunos casos, incluyen aisladores deslizantes con la finalidad de alargar y extender el periodo y conseguir una mayor reducción del cortante basal.

En el estudio se contempla tres (03) tamaños de aisladores elastoméricos LRB en función de las cargas axiales transferidas de la superestructura hacia cada aislador (ver Tabla 3.7). En el capítulo 4 se describe el procedimiento y verificación de resultados de dimensionamiento y diseño de los dispositivos de aislamiento.

La distribución en planta de los tipos de aisladores en la estructura a nivel de piso técnico se puede ver en la Figura 3.7.

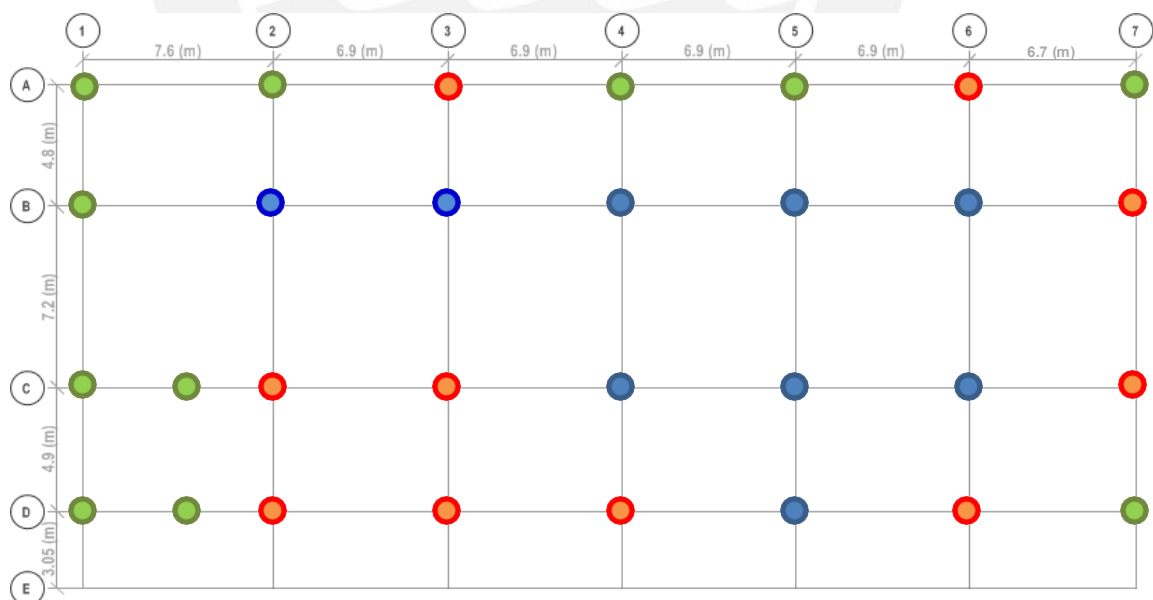


Figura 3.7, Distribución en planta de aisladores

- Aislador LRB1 (D=700 mm)
- Aislador LRB2 (D=750 mm)
- Aislador LRB3 (D=750 mm)

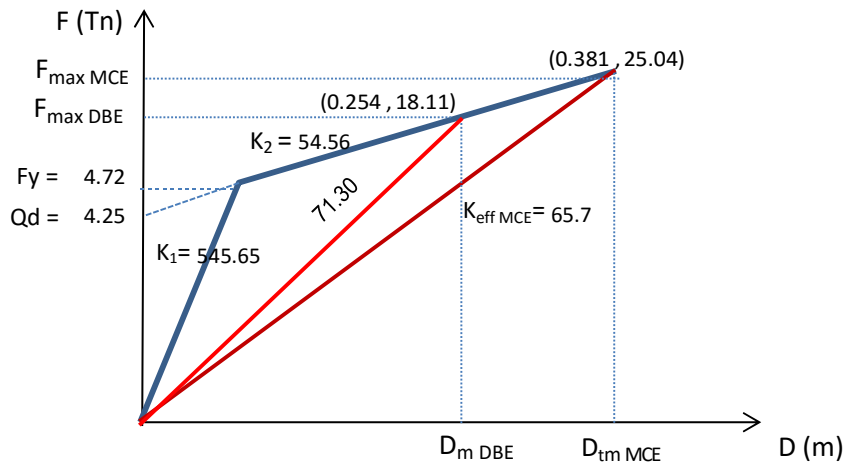
3.4.2. Propiedades mecánicas de los aisladores

Las propiedades mecánicas de los aisladores elastoméricos de tipo LRB, se representan a través de los modelos elástico e inelástico o curva bilineal según si se realiza un análisis sísmico lineal y no lineal, respectivamente. A continuación se presentan las propiedades mecánicas de los dispositivos. En el Capítulo 4, se muestra el procedimiento para verificar el dimensionamiento y propiedades mecánicas de los aisladores. En la Tabla 3.7 se muestran las propiedades mecánicas de los aisladores.

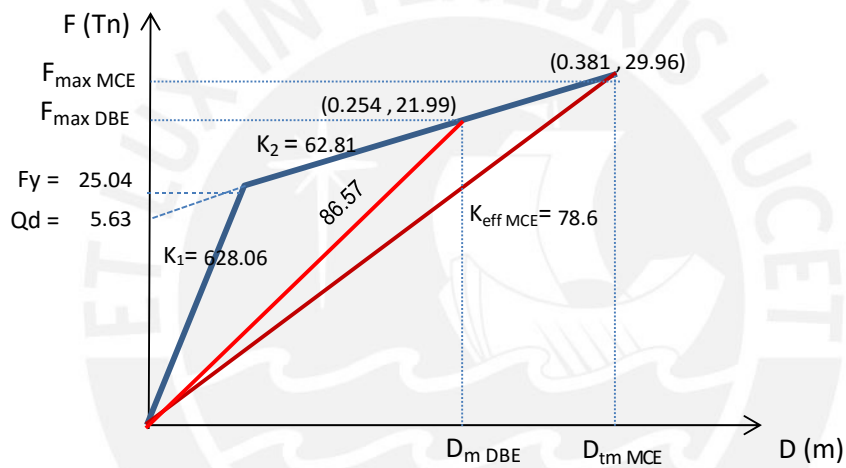
TABLA 3.7. DIMENSIONES Y PROPIEDADES MECÁNICAS NO LINEALES DE AISLADORES

Propiedad	Descripción	Símbolo	Aislador		
			LRB1	LRB2	LRB3
Dimensión (mm)	Diámetro del aislador	D	700	700	700
	Diámetro del núcleo de plomo	D_p	100	100	100
	Altura total	H_{Total}	380	380	380
Fuerza (Tn)	Fuerza de activación	Q_d	4.25	6.03	8.50
	Fuerza de fluencia	F_y	4.72	6.71	9.45
	Fuerza máxima sismo DBE	$F_{m\acute{a}x DBE}$	18.11	21.99	24.46
	Fuerza máxima sismo MCE	$F_{m\acute{a}x MCE}$	25.04	29.96	32.43
Rigidez (Tn/m)	Rigidez elástica o inicial	K_1	545.65	628.06	628.06
	Rigidez post fluencia	K_2	54.56	62.81	62.81
	Rigidez vertical	K_v	94,439	96,287	111,338
	Rigidez efectiva sismo DBE	$K_{eff DBE}$	71.30	86.57	96.29
	Rigidez efectiva sismo MCE	$K_{eff MCE}$	65.70	78.60	85.10
Desplazamiento (mm)	Desplazamiento fluencia	D_y	8.66	10.68	15.05
	Desplazamiento de diseño	D_D	205.00	205.00	205.00
	Desplazamiento total de diseño	D_{TD}	254.00	254.00	254.00
	Desplazamiento máximo	D_M	307.00	307.00	307.00
	Desplazamiento total máximo	D_{TM}	381.00	381.00	381.00
Amortiguamiento (%)	Amortiguamiento efectivo DBE	$\beta_{eff DBE}$	14.4%	16.7%	20.8%
	Amortiguamiento efectivo MCE	$\beta_{eff MCE}$	10.6%	12.5%	16.0%

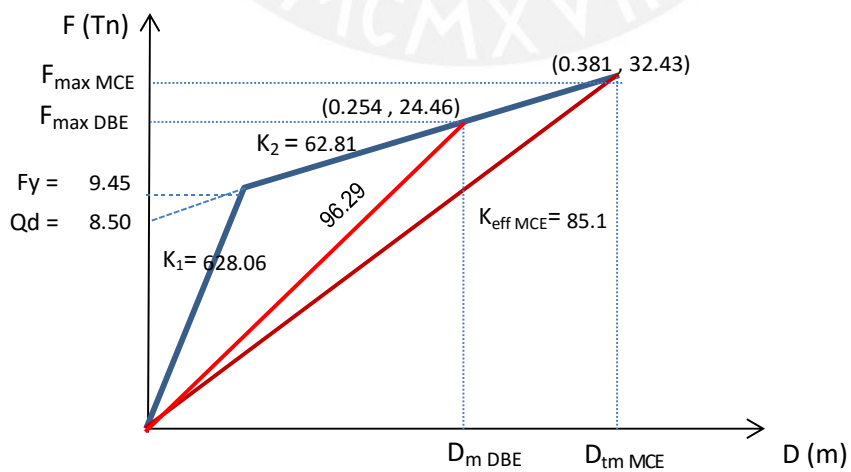
A partir de las propiedades mecánicas no lineales de los aisladores y los desplazamientos máximos obtenidos del análisis no lineal (tiempo historia) para los niveles de sismo DBE (sismo de diseño) y MCE (sismo máximo considerado), se determinan los parámetros de rigidez efectiva (K_{eff}), amortiguamiento efectivo (β_{eff}), coeficiente de amortiguamiento (C), tal como se muestran en las figuras 3.8 a), b) y c).



(A) CURVA BILINEAL DE AISLADOR LRB1



(B) CURVA BILINEAL DE AISLADOR LRB2



(C) CURVA BILINEAL DEL AISLADOR LRB3

FIGURA 3.8. CURVAS BILINEALES DE AISLADORES (A), (B) Y (C)

3.5. Análisis de respuesta

El modelamiento del edificio típico hospitalario se utiliza el programa ETABS (C.S.I., 2015), el cual permite desarrollar los análisis lineales y no lineales (estático y dinámico) y la evaluación del desempeño sísmico del sistema estructural. El análisis de las tabiquerías típicas en cada nivel se realiza de forma independiente con las respuestas de las aceleraciones de piso obtenidas del análisis no lineal.

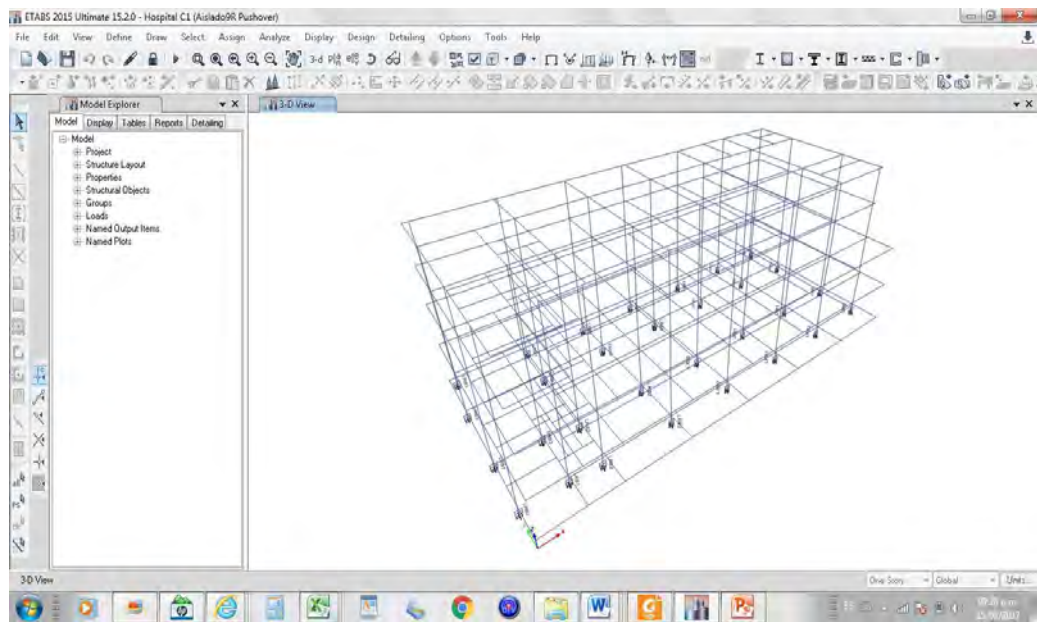


FIGURA 3.9. MODELO DE EDIFICIO TÍPICO HOSPITALARIO EN ETABS

En las secciones de vigas y columnas se deben asignar los diagramas momento curvatura ($M - \varphi$) o momento flector – giro ($M - \theta$). En las columnas, adicionalmente, se asignan sus diagramas de interacción. Ambos, se calculan con la ayuda de Section Designer del ETABS (Figura 3.10)

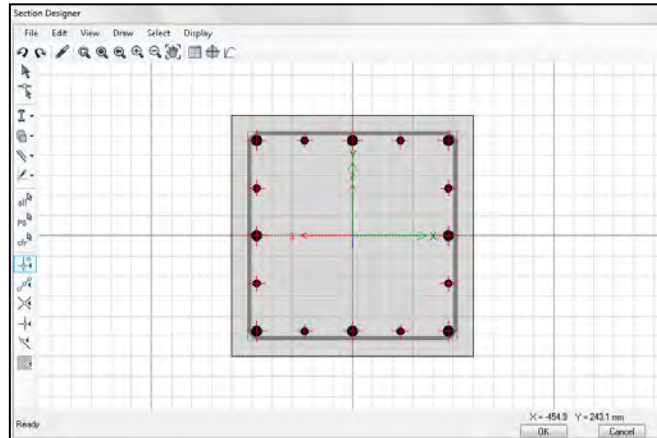


FIGURA 3.10. EJEMPLO DE COLUMNA ANALIZADA CON SECTION DESIGNER

La Figura 3.10 muestra que el análisis de los elementos vigas y columnas se realizó considerando dos modelos del comportamiento no lineal del concreto. La parte interna o núcleo de concreto confinado considera el aporte de resistencia y ductilidad de los estribos, mientras que la zona de recubrimiento es analizada sin considerar este aporte (Figura 3.3).

En el modelo se ingresan las propiedades no lineales mediante la asignación de rótulas plásticas concentradas, ubicadas en las secciones críticas, a una distancia igual $0.5L_p$ (m) de los extremos de cada elemento estructural, las cuales toman en cuenta la degradación de rigidez y la pérdida de resistencia de los elementos del sistema estructural en el análisis estático no lineal (Pushover), el análisis no lineal tiempo historia y el análisis dinámico incremental (IDA).

La respuesta sísmica del modelo estructural se representa con los variables que indiquen el daño causado por el evento sísmico, siendo los más relevantes: desplazamiento, deriva de entrepiso, desplazamiento de azotea, aceleraciones de entrepiso.

3.6. Determinación del desempeño sísmico del edificio

Los niveles de desempeño definidos por FEMA 356 y ASCE 41 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles de desempeño sísmico usados para los elementos estructurales y los niveles de desempeño sísmico usados para los elementos no estructurales (tabiques de albañilería), ambos calculados de forma independiente (FEMA 356, 2000; ASCE 41, 2013)

3.6.1. Desempeño sísmico del sistema estructural

En la sección 2.5.2.1 se definen los niveles de desempeño estructural para un edificio, constituidos por cuatro niveles discretos y 2 intermedios. Los niveles discretos son: Ocupación Inmediata (S-1), Seguridad de Vida (S-3), Prevención del Colapso (S-5), y No Considerado (S-6). Los niveles intermedios son: Control de Daños (S-2), y el de Seguridad Limitada (S-4). Estos niveles pueden ser obtenidos por interpolación de los niveles aledaños (Toledo, 2011, p.10)

En la presente tesis, a partir de estos niveles de desempeño se calificará el desempeño sísmico al sistema estructural del edificio típico de hospital aislado

3.6.2. Desempeño sísmico de componentes no estructurales

En la sección 2.5.2.2 se definen los niveles de desempeño no estructurales, elegido de cinco niveles discretos, que son: Operativo (N-A), Ocupación Inmediata (N-B), Seguridad de Vida (N-C), Reducción de Daños (N-D), y No Considerado (N-E) (Toledo, 2011, p.12).

En la presente tesis, para el análisis de desempeño sísmico de los componentes no estructurales se consideró estudiar el comportamiento de los tabiques de albañilería para 04 niveles de demanda sísmica que se analizó el sistema estructural del edificio típico hospitalario.

3.7. Análisis del daño

El análisis de daño global (daños en elementos estructurales y no estructurales), se realiza a partir del análisis de daño local. Para ello, este análisis se realiza por grupo de elementos estructurales y no estructurales.

3.7.1. Estados de daño locales

3.7.1.1. Estados de daño local en elemento estructurales

A partir de los modelos descritos en la sección 2.10.1.1, la estimación del daño en elementos estructurales de concreto, se define como valor máximo de daño a la curvatura última del elemento y que el último estado de daño

representativo corresponde hasta que elemento sea irreparable, se tiene los siguientes estados de daño en vigas y columnas (Chacón & Paz, 2016).

$D < 0.1$	Daño localizado
$0.1 < D < 0.25$	Daño menor
$0.25 < D < 0.4$	Daño moderado
$0.4 < D < 1$	Daño severo
$D > f(80\%f_{cc})$	Daño irreparable

Chacón & Paz (2016) asociaron los índices de daño a un costo de reparación dependiendo de las dimensiones de los elementos. En la Tabla 3.8 se presenta los estados de daño de los elementos vigas y columnas asociadas a un costo de reparación:

TABLA 3.8. ESTADOS DE DAÑO EN VIGAS Y COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO
(CHACÓN & PAZ, 2016)

Estado de daño	Índice de daño	Consecuencias del daño	Nivel de Desempeño del elemento	Costo de reparación
Daño localizado	$D < 0.1$	Daños exteriores. Grietas muy pequeñas No existe fluencia del acero	Operacional	Vigas: S/. 30.00 Columnas: S/. 45.00
Daño menor	$0.1 < D < 0.25$	Algunas partes de la viga podrían presentar agrietamiento del concreto. Grietas en el concreto. el acero está cerca del punto de fluencia	Inmediata Ocupación	Vigas: S/.190.00 Columnas: S/. 560.00
Daño moderado	$0.25 < D < 0.40$	Algunas partes de las vigas presentan agrietamiento del concreto y desprendimiento del recubrimiento. El acero ya fluyó en el área afectada, por lo tanto debe ser reemplazado.	Seguridad de Vida	Vigas: S/.520.00 Columnas: S/. 1080.00
Daño severo	$0.40 < D < 1$	El área dañada muestra aplastamiento del concreto y exposición del acero de refuerzo. El acero ya fluyó en el área afectada, entonces debe ser reemplazado.	Prevención de colapso	Vigas: S/.820.00 Columnas: S/. 1690.00
Daño irreparable	$D > f(80\%f_{cc})$	El área dañada debe ser completamente demolida y la viga debe ser reconstruida. El acero ya fluyó en el área afectada, por lo tanto debe ser reemplazado. El estado de daño de la viga es total.	Cercano al Colapso	Vigas: S/.820.00 Columnas: S/. 1690.00

3.7.1.2. Losas aligeradas

Las losas aligeradas en dos direcciones están apoyadas sobre las vigas de los ejes longitudinal y transversal, por lo que en ambas direcciones existe una porción de la masa que carga los pórticos estructurales en la dirección del sismo.

Dado que la demanda sísmica de edificios hospitalarios con sistema de aislamiento en la base, se encuentre dentro de los rangos daño localizado y menor para el sismo de diseño (DBE) y daño moderado para sismo máximo creíble (MCE), en este trabajo no se realiza un análisis de daño de losas, ni se toma en consideración los costos cálculos y estimados por Martínez & Bocanegra (2011)

Según Martínez & Bocanegra (2011) establecen los estados de daño en losas aligeradas, (Martínez & Bocanegra, 2011), tal como se muestra en la Tabla 3.9:

TABLA 3.9. ESTADOS DE DAÑO DE LOSAS ALIGERADAS
(ADAPTADO DE MARTÍNEZ & BOCANEGRA, 2011)

Estado de daño	Índice de daño	Consecuencias del daño	Funcionalidad del edificio
Daño menor	$D < 0.05$	Grietas muy limitas junto a la intersección viga – columna u otro elemento de apoyo. Se mantiene capacidad de soportar cargas	Funcional
Daño moderado	$0.05 < D < 0.25$	Grietas limitadas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad	Parcialmente funcional
Daño severo	$0.25 < D < 0.50$	Grietas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad	Parcialmente funcional
Daño irreparable	$0.50 < D < 0.90$	Se amplían las grietas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Trozos de concreto pulverizado y pérdida de concreto entre el acero de las losas. El desplazamiento vertical de la losa llega a 1/4 del espesor de la losa adyacente, pero no colapsa	Parcialmente funcional

3.7.1.3. Tabiquería

Los estados de daño asociados al desplazamiento relativo o deriva de los tabiques de albañilería se consideraron según (Chacón & Paz, 2016, Petrone, et. al., 2014), tal como se muestra en la Tabla 3.10.

TABLA 3.10. ESTADOS DE DAÑO Y COSTOS DE REPARACIÓN EN TABIQUES DE ALBAÑILERÍA
(ADAPTADO DE LOA G., 2017; CHACÓN & PAZ, 2016; CARRILLO & GONZÁLEZ, 2007)

Estado de daño	Parámetro de demanda (Carga en el plano)	Parámetro de demanda (Carga fuera del plano)	Consecuencias del daño	Nivel de Desempeño	Costo de reparación
Daño localizado o nulo	Deriva de entrepiso: $D < 0.125\%$	Deriva de entrepiso: $D < 0.48\%$ Aceleración piso $a < 0.15\text{ g}$	Sin daño en muros y acabados. Comportamiento elástico del muro	Operacional (O)	S/. 0.00
Daño menor o leve	Deriva de entrepiso: $0.125\% < D \leq 0.20\%$	Deriva de entrepiso: $0.48\% < D \leq 1.25\%$	Ancho fisuras $< 0.3\text{ cm}$ Daños menores en muro y acabados exteriores. Sin efecto en el funcionamiento de otros elementos y el edificio puede ser usado inmediatamente	Inmediata ocupación (I.O.)	Altura: 1.20 m S/. 215.00 Altura: 3,20m S/. 465.00
Daño moderado	Deriva de entrepiso: $0.20\% < D \leq 0.35\%$	Deriva de entrepiso: $1.25\% < D \leq 1.83\%$	Ancho fisuras $> 0.3\text{ cm}$ Algunas partes del muro podrían necesitar democión y reconstrucción. Las instalaciones no deberían necesitar reparación	Seguridad de Vida (S.V.)	Altura: 1.20 m S/. 500.00 Altura: 3,20m S/. 1020.00
Daño severo:	Deriva de entrepiso: $0.35\% < D \leq 0.50\%$	Deriva de entrepiso: $1.83\% < D \leq 3.06\%$	El muro está dañado, debe ser demolido y reconstruido Las instalaciones podrían estar quebradas o no funcionar	Prevención de colapso (P.C.)	Altura: 1.20 m S/. 905.00 Altura: 3,20m S/. 2340.00
Colapso	Deriva de entrepiso: $D = 1.05\%$	Aceleración de piso: $a < 0.75\text{ g}$	El muro colapsa, Las instalaciones podrían estar quebradas o no funcionar	Colapso	Altura: 1.20 m S/. 905.00 Altura: 3,20m S/. 2340.00

Debido a que los tabiques divisorios en el edificio típico hospitalario están aislados de la estructura, se modelan de manera aislada con la historia de aceleraciones de piso. De este análisis se obtiene la historia de desplazamientos de los tabiques, con los cuales se obtiene finalmente el desplazamiento máximo asociado a cada tabique, el que define el estado de daño asociado y nivel de desempeño de cada uno.

3.7.1.4. Ventanas y puertas

Las puertas y ventanas constituyen elementos arquitectónicos no estructurales que son de importancia para la funcionalidad de los ambientes en un edificación.

Chacón & Paz (2016), determinaron estados de daño en función a las descripciones de daño del ATC 40, asociado a su parámetro de demanda; los costos de reparación los obtuvieron a partir del análisis de costo unitario según las acciones de reparación.

Los daños en puertas y ventanas están asociados a los desplazamientos relativos de entrepiso de los pórticos de concreto armado (vigas y columnas) y de tabiques divisorios de albañilería con carga en su plano.

Los estados de daño y costos de reparación asociados se consideraron en el presente trabajo según (Chacón & Paz, 2016) y (ASCE 41, 2013), tal como se muestra en la Tabla 3.11:

TABLA 3.11. ESTADOS DE DAÑO Y COSTOS DE REPARACIÓN EN VENTANAS Y PUERTAS (ADAPTADO DE CHACÓN & PAZ, 2016; LOA G., 2017)

Estado de daño	Parámetro de demanda	Consecuencias del daño	Nivel de Desempeño del elemento	Costo de reparación
Daño nulo o localizado	Deriva de entrepiso: $D < 0.25\%$	Todas las ventanas y puertas están operativas	Operacional (O)	Ventanas: S/. 0.00 Puertas: S/. 0.00
Daño menor	Deriva de entrepiso: $0.25\% < D < 0.50\%$	Todas las ventanas y puertas están operativas. Algunos daños en los marcos puertas, ventanas y cristales	Inmediata ocupación (I.O.)	Ventanas: S/. 0.00 Puertas: S/. 0.00
Daño moderado	Deriva de entrepiso: $0.50\% < D < 1.50\%$	Algunas ventanas y puertas están inoperativas Límite de ventanas y puertas inoperativas = 30%	Seguridad de vida (S.V.)	Ventanas: S/. 13300.00 Puertas: S/. 7650.00
Daño severo	Deriva de entrepiso: $D > 1.50\%$	Muchas ventanas y puertas están inoperativas Límite de ventanas y puertas inoperativas = 70%	Prevención del colapso (P.C.)	Ventanas: S/. 26600.00 Puertas: S/. 21400.00

3.7.2. Estados de daño globales

El estado de daño global se calcula a partir de los daños locales con la utilización de un método de combinación apropiado (Williams & Sexsmith, 1995).

En el mundo se han realizado varios intentos de correlacionar los índices de daños obtenidos analíticamente con los estados de daño observados. La correlación se ha realizado utilizando una clasificación de estructuras de concreto armado basadas en los patrones de daño que experimenta (Mihai, 2013), tal como se muestra en la Tabla 3.12:

TABLA 3.12. CLASIFICACIÓN DE GRADOS DE DAÑO (PARK & ANG, 1987)

Grado de daño	Descripción de daños físicos
Ligero	Fisuras / grietas menores, localizadas
Menor	Fisuras / grietas menores localizadas en toda la estructura. Trituración local de concreto.
Moderado	Grietas en grandes superficies. Falla de elementos flexibles de concreto armado.
Severo	Falla de elementos de hormigón armado en toda la estructura. Pandeo del refuerzo de columnas
Colapso	Colapso parcial o total

Los grados de daño se pueden asociar a los niveles de desempeño dados por (ASCE 41, 2013), que da lugar a sectorización de la curva de capacidad de la estructura. En la Tabla 3.13 se puede ver los desplazamientos máximos para cada nivel de daño correlacionado a un nivel de desempeño:

TABLA 3.13. ESTADOS DE DAÑO Y NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA (ADAPTADO DE ASCE 41,2013)

Estado de daño	Nivel de desempeño de la estructura	Desplazamientos máximos
Ligero	Operacional (O)	$\Delta_O = \Delta_y$
Menor	Inmediata Ocupación (IO)	$\Delta_{IO} = 0.67 \Delta_{LS}$
Moderado	Seguridad de Vida (LS)	$\Delta_{LS} = 0.75 \Delta_{CP}$
Severo	Prevención de Colapso (CP)	$\Delta_{CP} = \Delta_{pto.C} \leq k \cdot \Delta_{pto.E}$

El valor de K será de 0.75 para componentes primarios y 1.00 para componentes secundarios. En el presente trabajo se asume un valor de K=0.90 que corresponde a un límite de desplazamiento máximo para el estado de daño severo y nivel de desempeño de prevención del colapso. La sectorización de la

curva de capacidad queda en función a los estados de daño y niveles de desempeño del ASCE 41-13, utilizando los datos indicados en la Tabla 3.13.

En la Tabla 3.13 se puede observar dicha sectorización:

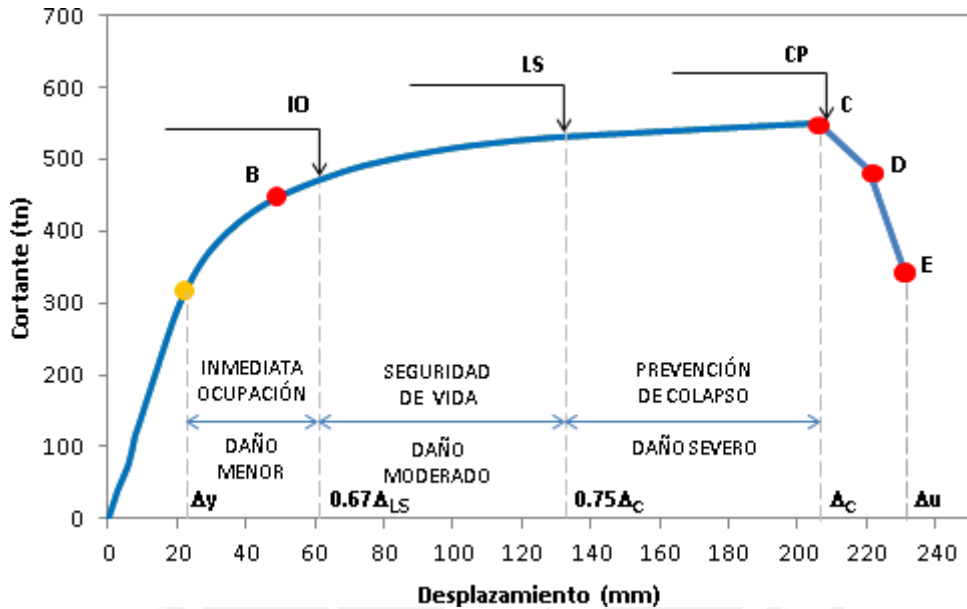


FIGURA 3.11. CURVA DE CAPACIDAD SECTORIZADA

Luego, del análisis estático no lineal o del análisis dinámico incremental se obtienen los desplazamientos y derivas de techo asociados a cada nivel de intensidad sísmica. Utilizando la curva de capacidad sectorizada se puede conocer el estado de daño de la estructura correspondiente a cada nivel de intensidad sísmica.

Posterior a la obtención de los estados de daño globales de la estructura se elaboran las matrices de daño local para cada intensidad sísmica en los dos tipos de análisis no lineal (estático o dinámico). En las intensidades donde existe un cambio de daño global, se contabiliza el porcentaje de elementos estructurales que tienen un estado de daño local (Chacón & Paz, 2016)

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA

4.1. Resumen

En el presente capítulo se aborda el análisis de la respuesta sísmica del edificio típico de hospital aislado, para el cual se realizaron procedimientos de análisis lineal y no lineal con la finalidad de obtener y comparar las respuestas de sus componentes (esfuerzos, desplazamientos, aceleraciones) frente a diferentes niveles de cargas externas sísmicas.

4.2. Peso del edificio

De acuerdo con el artículo 16.3 de la norma NTE 030, los hospitales están clasificados en la categoría A: Esenciales, en los cuales para el cálculo del peso de la estructura se considera el 100% del peso propio de los elementos estructurales, 100% de la carga muerta adicional (acabados), y un aporte de 50% de la carga viva. En la Tabla 4.1 se muestra el peso de la estructura:

TABLA 4.1. MASA Y PESO DEL EDIFICIO

Nivel	Masa (Tn/m.s ²)	Peso (Tn)
Piso Técnico	101.82	998.87
Piso 1	102.94	1009.82
Piso 2	102.07	1001.30
Piso 3	88.45	867.72
Piso 4	83.53	819.47
Total	478.82	4697.18
Total sísmico	376.99	3698.30

4.3. Análisis de la respuesta estructural del edificio no aislado

Con la finalidad de hacer una verificación del dimensionamiento de los aisladores, y tener una primera estimación del periodo de la estructura aislada, es necesario conocer la distribución de masas y cortantes en la estructura, se realizaron el análisis estático y el análisis dinámico modal espectral con apoyos

empotrados a nivel del piso técnico, con la arquitectura propuesta. Los parámetros empelados para dicho análisis se muestran en la Tabla 4.2:

TABLA 4.2. PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO NO AISLADO

	Parámetro	Valor	Descripción
Z	Factor de zona	0.45	Zona 4: Lima
U	Categoría de la edificación	1.50	Categoría Esencial: Hospital
S	Parámetro de suelo	1.05	Suelo tipo S2
C	Coefficiente de amplificación sísmica		2.5 para $T < T_p$ 2.5 x T_p/T , para $T_p < T < T_L$ 2.5 x $(T_p \times T_L)/T^2$, para $T > T_L$
T_p	Periodo que define la plataforma del factor C	0.6 s	
T_L	Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante	1.0 s	
I_a	Factor de irregularidad en altura	1	Regular
I_p	Factor de irregularidad en planta	1	Regular
R_o	Coefficiente básico de reducción	8	Sistema Pórticos de concreto

4.3.1. Análisis estático

El análisis sísmico estático se realiza cargando la estructura mediante fuerzas concentradas aplicadas en el centro de masa de cada entre piso. El cortante basal se calcula a partir de la ecuación (4.1) y reemplazando los valores de la Tabla 4.2 se obtiene un cortante basal de 1040 Tn, equivalente a 22.1% del peso del edificio.

$$\text{.....}(\cdot)$$

La distribución del cortante se muestra en el Tabla 4.3:

TABLA 4.3. DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE EN LAS DIRECCIONES X E Y

Nivel	h_i (m)	H_i (m)	P_i (Tn)	$P_i \cdot H_i$ (Tn.m)	V_i (Tn)
Piso Técnico	0	0	998.87	0.00	0.00
1	4.25	4.25	1,009.82	4,291.72	122.18
2	4.25	8.50	1,001.30	8,511.02	242.30
3	3.75	12.25	867.72	10,629.52	302.61
4	3.75	16.00	819.47	13,111.59	373.27
				36,543.86	1,040.35

4.3.2. Análisis dinámico modal espectral

El análisis sísmico modal espectral de la estructura de base fija (no aislada) se realiza cargando la estructura mediante un espectro de diseño, conforme a la norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente.

En el análisis de la respuesta, se obtuvieron periodos de 0.84s, 0.77s y 0.65s para los modos 1, 2 y 3 (X, Y y θ), respectivamente. En la Tabla 4.4 se muestran los periodos y frecuencias del edificio de base fija.

TABLA 4.4. PERIODOS Y FRECUENCIAS DEL EDIFICIO DE BASE FIJA

Dirección	Nº Modo	T_n (s)	W_n (rad/s)
X	1	0.838	7.50
	4	0.238	26.41
	7	0.118	53.03
	10	0.074	84.92
Y	2	0.77	8.17
	5	0.213	29.55
	8	0.102	61.58
	11	0.063	100.41
Δ	3	0.647	9.72
	6	0.175	35.94
	8	0.102	61.58
	12	0.051	124.24

4.4. Análisis de la respuesta estructural del edificio aislado

Para la obtención de la respuesta sísmica del edificio aislado se aplicaron dos (02) técnicas de análisis sísmico: i) análisis sísmico lineal aplicando el método modal espectral; ii) análisis sísmico no lineal, aplicando el método tiempo historia.

Los parámetros utilizados para el análisis sísmico del edificio aislado se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 4.5. PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO DEL EDIFICIO AISLADO

	Parámetro	Valor	Descripción
Z	Factor de zona	0.45	Zona 4: Lima
U	Categoría de la edificación	1.50	Categoría Esencial: Hospital
S	Parámetro de suelo	1.05	Suelo tipo S2
C	Coeficiente de amplificación sísmica		2.5 para $T < T_P$ $2.5 \times T_P/T$, para $T_P < T < T_L$ $2.5 \times (T_P \times T_L)/T^2$, para $T > T_L$
T_P	Periodo que define la plataforma del factor C	0.6 s	
T_L	Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante	1.0 s	
I_a	Factor de irregularidad en altura	1	Regular
I_p	Factor de irregularidad en planta	1	Regular
R_o	Coeficiente básico de reducción	1	Edificio aislado

Luego de construido el modelo para la obtención de la respuesta estructural del edificio aislado se realizaron los siguientes pasos descritos en los siguientes sub ítems:

4.4.1. Verificación del sistema de aislamiento

Paso 1: Estimación del periodo del edificio aislado

El periodo del edificio aislado se estima suponiendo que el periodo del edificio de base aislada es 3 a 4 veces el periodo del edificio de base fija. Para el caso del método estático (fuerza lateral equivalente) utilizado para el análisis de estructuras aisladas, el periodo de diseño se limita hasta 3 veces el periodo de vibración de la estructura con base fija (Villagomez, 2015).

.....()

Asumiendo un factor de 3.3 y que el periodo natural del 1er modo del edificio de base fija es de 0.84s (Tabla 4.4), se estima que el periodo de edificio aislado sería del orden de 2.77s.

Paso 2: Cálculo de rigidez del sistema de aislamiento

Si se asume que el edificio es un cuerpo sólido, la rigidez del sistema de aislamiento (K_b) se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{(\quad)}{\quad} \dots\dots\dots(.)$$

Donde:

- m_s : masa de la superestructura (387.68 Tn/m.s²)
- m_b : masa de la base aislada (100.88 Tn/m.s²)
- T_b : Periodo del edificio de base aislada (2.77s)
- K_b : Rigidez del sistema de aislamiento
- K_{b1} : Rigidez de un aislador

A partir de los valores de m_s , m_b y T_b , se estima que la rigidez del sistema de aislamiento debiera ser del orden de 2,471.8 Tn/m. De acuerdo al modelo estructural, 30 es el número de dispositivos de aislamiento necesario para el edificio y si se asume preliminarmente una distribución uniforme de la masa, se estima que cada aislador debiera tener una rigidez K_{b1} de 82.39 Tn/m.

$$K_b = 2,471.79 \text{ Tn/m}$$

$$N^\circ \text{ aisladores} = 30 \text{ unidades}$$

$$K_{b1} = 82.39 \text{ Tn/m}$$

Paso 3: Estimación del amortiguamiento

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) pueden llegar a tener entre 15% - 20% de amortiguamiento. Para la verificación preliminar se asume un valor de $\xi = 17.0\%$, el amortiguamiento de los aisladores (C_b) se calcula mediante la ecuación (4.4).

$$(\quad) = \sqrt{(\quad)} \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

A partir de los valores de coeficiente de amortiguamiento, masa y rigidez, el valor de amortiguamiento del sistema de aislamiento C_b es igual 369.89 Tn.s/m y el valor de amortiguamiento de un aislador C_{b1} igual a 12.33 Tn.s/m.

$$C_b = 369.89 \text{ Tn.s/m}$$

$$N^\circ \text{ aisladores} = 30 \text{ unidades}$$

$$C_{b1} = 12.33 \text{ Tn.s/m}$$

Paso 4: Construcción de curva bilineal del sistema de aislamiento

A partir de las propiedades mecánicas de los aisladores LRB1, LRB2, LRB3, descrito en Tabla 3.7. Dimensiones y propiedades mecánicas no lineales de aisladores y del número de aisladores (10 de cada uno), se construye la curva bilineal del sistema de aislamiento (Figura 4.1).

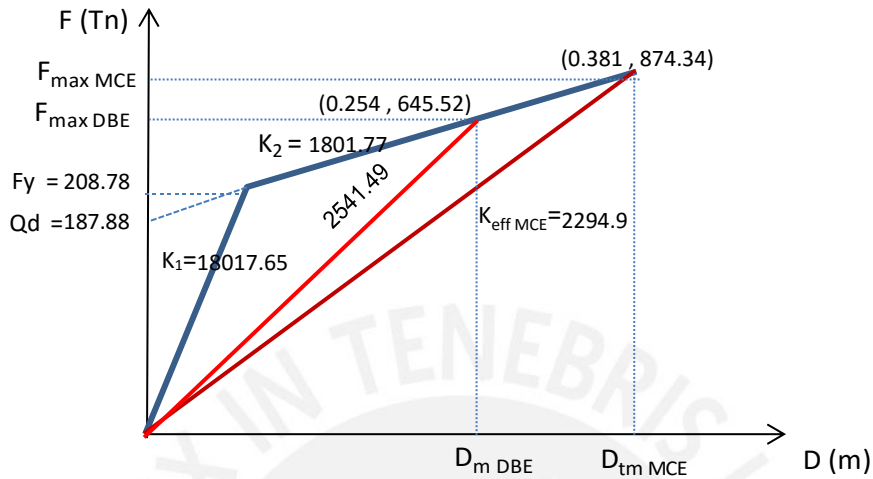


FIGURA 4.1. CURVA BILINEAL DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

El valor de la rigidez efectiva del sistema de aislamiento ($K_{eff} = 2541.6 \text{ Tn/m}$) se estima a partir de la fuerza y desplazamiento máximos para los niveles de demanda sísmica DBE (sismo de diseño) y MCE (sismo máximo considerado), de acuerdo a la ecuación:

$$\frac{F_{max MCE}}{D_{tm MCE}} = \frac{F_{max DBE}}{D_{m DBE}} + \frac{F_y - F_{max DBE}}{D_{m DBE}} \quad (4.5)$$

El cálculo del amortiguamiento equivalente de sistema de aislamiento (ξ_{eq}), se calcula asumiendo que el área encerrada por un ciclo histerético del modelo bilineal se iguala al área encerrada por un ciclo histerético del modelo lineal

$$\xi = \frac{K_{eff}}{2\pi} \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{F_{max MCE}}{D_{tm MCE}}\right)^2 - \left(\frac{F_{max DBE}}{D_{m DBE}}\right)^2}} \quad (4.6)$$

Reemplazando los valores de carga de activación ($Q_d = 187.88 \text{ Tn}$), desplazamiento máximo ($D_{m\acute{a}x} = 0.254 \text{ m}$), desplazamiento de fluencia ($D_y =$

0.0116 m) y rigidez efectiva ($K_{eff} = 2541.6 \text{ Tn/m}$) en las ecuaciones (4.6) y (4.4), el amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento (ξ_{eq}) es igual a 17.68%. y amortiguamiento del sistema de aislamiento (C_b) es igual a 390.16 Tn.s/m.

Paso 5: Análisis comparativo de propiedades del sistema de aislamiento calculadas y reales

De los resultados de los pasos 1 al 5, se verifica de forma preliminar que las rigideces y amortiguamiento del sistema de aislamiento calculado mediante método estático y los obtenidos de las curvas bilineales de los aisladores no muestran diferencias significativas (Tabla 4.6).

TABLA 4.6. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

Propiedad	Símbolo	Calculado	Real
Periodo (modo 1)	s	2.77	2.98
Rigidez efectiva (Tn/m)	K eff	2524	2,541.6
Amortiguamiento efectivo (%)	β_{eff}	17.00%	17.68%
Amortiguamiento efectivo (Tn.s/m)	Cb	369.89	390.16

4.4.2. Verificación del dimensionamiento de aisladores elastoméricos,

Paso 1: Estimación del Factor B_D y B_M

A partir del periodo del edificio aislado ($T = 2.98 \text{ s}$) y un amortiguamiento efectivo de 17.68%, se estima el valor de coeficiente de amortiguamiento (B_m). La Tabla 4.7 muestra los valores de los factores de reducción de respuesta, según lo propuesto por Villagomez (2015):

TABLA 4.7. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA, B_D Y B_M

Amortiguamiento efectivo, β_D y β_M	Factores B_D y B_M	
	Villagomez	ASCE 7
$\leq 2\%$	0.80	0.80
5 %	1.00	1.00
10%	1.25	1.20
20%	1.70	1.50
30%	2.10	1.70
40%	2.45	1.90
$\geq 50\%$	2.75	2.00

De la Tabla 4.7, el factor reducción de respuesta (B_M) es igual a 1.60.

$B_M = 1.60$

Paso 2: Cálculo de Desplazamiento máximo (D_M) y Desplazamiento total máximo (D_{TM})

Desplazamiento máximo (D_M)

Según (ASCE 7, 2010), el desplazamiento máximo se estima a partir de las ecuaciones (4.7), (4.8) y (4.9):

$$D_M = \frac{g \cdot S_{M1} \cdot T_M}{4\pi^2 \cdot B_M} \dots\dots\dots (4.7)$$

$$(\quad) \dots\dots\dots (4.8)$$

$$\dots\dots\dots (4.9)$$

Donde:

- g : Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)
- S_{M1} : Máxima aceleración espectral a 1s con 5% de amortiguamiento, en el caso peruano equivale a $Z_{MCE} \cdot U \cdot S \cdot (2.5 T_p)$, en m/s²
- S_{d1} : aceleración espectral de diseño a 1s con 5% de amortiguamiento, en el caso peruano $Z \cdot U \cdot S \cdot (2.5 T_p)$, en m/s².
- Z_{MCE} : Aceleración del máximo sismo considerado, equivalente a $1.5 \cdot Z$, en g.
- T_M : Periodo efectivo calculado, en segundos.
- B_M : Factor de reducción, obtenido de la Tabla 4.7.
- T_p : Periodo fundamental del suelo, en segundos.

Reemplazando valores del factor zona (Z=0.45), factor uso (U=1.0), factor suelo tipo 2 (S = 1.05), periodo fundamental del suelo (T_p = 0.6 s), se obtiene:

$$S_{d1} = 0.45 \times 1.0 \times 1.05 \times (2.5 \times 0.6) g = 0.709 g = 6.95 \text{ m/s}^2$$

$$S_{M1} = 1.5 \times 0.709 g = 1.063 g = 10.43 \text{ m/s}^2$$

D_M CALCULADO = 0.49 m

Desplazamiento total máximo (D_{TM})

Luego, para el cálculo de la junta en el edificio aislado, se considera desplazamiento total máximo que incluye la torsión real y accidental de sistema (D_{TM}). Este desplazamiento no puede ser mayor de 1.10 D_M (ASCE 7, 2010)

$$D_{TM} = D_M \left(1 + \frac{12 \cdot y \cdot e}{b^2 + d^2} \right) \dots\dots\dots (4.10)$$

Donde:

- y : punto de interés en la planta respecto al centro de rigidez, medido en la dirección perpendicular a la de análisis, en m.
- e : excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de masa más la excentricidad accidental, medido en la dirección perpendicular a la de análisis, en m.
- b, d : dimensiones en planta, en m.

Siendo las dimensiones en planta del edificio: largo (b) y ancho (d), de 41.80 m y 19.95 m, respectivamente, los valores de y, e se calculan como se muestra en la Tabla 4.8:

TABLA 4.8. CÁLCULO DE EXCENTRICIDADES Y DESPLAZAMIENTO TOTAL MÁXIMO

Sismo	y (m)	e (m)	D _{TM} (m)
Longitudinal	y = b/2 = 20.9	e = 0.05d = 2.09	0.61
Transversal	y = d/2 = 10.0	e = 0.05b = 1.00	0.52

$D_{TM} = 0.52 \text{ m}$

El desplazamiento total máximo calculado (D_{TM}) se estima como el menor valor de los obtenidos en las direcciones del sismo, es decir, 0.52 m, siendo este valor menor 1.1xD_M igual a 0.63 m.

Paso 3: Cálculo de las cargas últimas que soportará el aislador

Del análisis de la respuesta sísmica del edificio aislado se obtienen las cargas de servicio y últimas que soportan los aisladores. Para el dimensionamiento de los aisladores se utilizan dos combinaciones de carga para la obtención de la carga última.

- C1: Pu = 1.4 P_D + 1.7 P_L
- C2: Pu = 1.25 P_D + 1.25 P_L + P_S

TABLA 4.9. CARGAS SOBRE AISLADORES

Aislador	Cargas de servicio				Carga última		Pu max (Tn)
	PD	PL	PS	PD+0.50PL	C1	C2	
LRB1	98.2	26.4	130.7	111.4	182.4	286.5	286.5
LRB2	173.6	69.6	42.3	208.4	361.4	346.3	361.4
LRB3	196.7	73.7	30.0	233.6	400.7	368.0	400.7

Paso 4: Diámetro del aislador (Di)

El dimensionamiento de los aisladores elastoméricos LRB se realiza considerando el desplazamiento máximo total y la capacidad de carga máxima. El esfuerzo axial máximo permisible ($\sigma_{max perm}$) de los aisladores es de 900 Tn/m² (15 MPa). El diámetro de los aisladores se calcula mediante la ecuación:

$$D_i = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{P_{u max}}{\sigma_{max perm}}} \dots\dots\dots (4.11)$$

Reemplazando los valores de carga última máxima se obtienen los diámetros de los aisladores, tal como se muestra en la Tabla 4.10:

TABLA 4.10. DIÁMETROS DE LOS AISLADORES

Aislador	P _{u max} (Tn)	$\sigma_{max perm}$ (Tn/m ²)	Di calculado (mm)	Di seleccionado (mm)
LRB1	286.5	900	640	700
LRB2	361.4	900	710	750
LRB3	400.7	900	750	750

Paso 5: Altura del aislador (H_T)

La altura de los aisladores se determina a partir de la ecuación (4.12), cuyos resultados se muestran en la Tabla 4.11:

$$H_T = D_{TM} / 1.5 \dots\dots\dots (4.12)$$

TABLA 4.11. ALTURA DE LOS AISLADORES

Tipo Aislador	Di (mm)	H _{calculado} (mm)	H _{seleccionado} (mm)	Rango de Diseño Fabricante (mm)	
LRB1	700	361.82	380	205	430
LRB2	750	361.82	380	230	455
LRB3	750	361.82	380	230	455

Paso 6: Cálculo del diámetro del núcleo de plomo (Dp)

El diámetro del núcleo de plomo depende directamente de la carga de activación del aislador y del esfuerzo de fluencia del plomo (σ_y) y se calcula a partir de la ecuación (4.13):

$$D_p = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{1.10 \cdot Q_d}{\sigma_y}} \dots\dots\dots (4.13)$$

Para el diseño de los aisladores se puede asumir que entre el 3% a 6% del peso del edificio activa el sistema de aislamiento, siendo un valor promedio de 4%. En el caso de la verificación del dimensionamiento de los aisladores, las cargas de activación se obtienen de la curva bilineal de cada tipo de aislador. El esfuerzo de fluencia del plomo (σ_y) es igual a 1020 Tn/m².

TABLA 4.12. DIÁMETRO DE LOS NÚCLEOS DE PLOMO

Tipo Aislador	D _i (mm)	Q _d (Tn)	σ_y (Tn/m ²)	D _i calculado (mm)	D _i seleccionado (mm)
LRB1	700	4.25	1020	76.4	100
LRB2	750	6.03	1020	91.0	100
LRB3	750	8.50	1020	108.1	100

Paso 7: Cálculo de la rigidez secundaria (K_d) o post fluencia (K₂) y rigidez elástica (K₁ o K_e)

Esta rigidez secundaria o llamada también rigidez post fluencia del aislador depende del área neta de caucho, la altura del aislador y el módulo de corte (G), el cual está comprendido entre 38 y 71 Tn/m².

$$K_d = \frac{\pi}{4} \times \frac{D^2 - D_i^2}{H_T} \times G \dots\dots\dots (4.14)$$

A la relación en la rigidez secundaria y la rigidez elástica, se le denomina factor o relación de rigideces (α). Para aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB), el valor de α varía entre 8 y 10.

$$K_e = \alpha \cdot K_d = 10K_d \dots\dots\dots (4.15)$$

Paso 8: Cálculo del desplazamiento (Dy) y fuerza de fluencia (Fy)

Los valores de Dy y Fy representan el desplazamiento y la fuerza horizontal que produce la fluencia en el aislador, respectivamente. Para su cálculo se utilizan las ecuaciones (4.16) y (4.17):

$$D_y = \frac{Q_d}{K_e - K_d} \dots\dots\dots (4.16)$$

$$F_y = D_y \cdot K_e \dots\dots\dots (4.17)$$

Paso 9: Cálculo de rigidez efectiva (Keff) y amortiguamiento efectivo (βeff)

La rigidez efectiva (Keff) y amortiguamiento efectivo (βeff) se calculan para el sismo de diseño (DBE) y sismo máximo considerado (MCE). Estas propiedades son las que se utilizan para el análisis lineal (modal espectral) del edificio hospitalario aislado.

$$K_{eff} = \frac{Q_d}{D_{TM}} + K_d \dots\dots\dots (4.18)$$

$$\beta_{eff} = \frac{4Q_d \left(\frac{D_{TM}}{d} - \frac{F_y}{10K} \right)}{2\pi \cdot K_{eff} \cdot D_{TM}^2} \dots\dots\dots (4.19)$$

Se asume un valor de módulo de corte (G) igual a 55.0 Tn/m² para el cálculo de las propiedades mecánicas que se muestran en las Tablas 4.13, 4.14 y 4.15:

TABLA 4.13. VERIFICACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS NO LINEALES DE AISLADORES

Aislador	Di (mm)	Dp (mm)	H _T (mm)	Q _d (Tn)	D _y (mm)	F _y (Tn)	K ₁ (Tn/m)	K _d (Tn/m)
LRB1	700	100	380	4.25	8.66	4.72	545.65	54.56
LRB2	750	100	380	6.03	10.68	6.71	628.06	62.81
LRB3	750	100	380	8.50	15.05	9.45	628.06	62.81

TABLA 4.14. VERIFICACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS LINEALES DE AISLADORES
PARA SISMO DE DISEÑO (DBE)

Aislador	Cantidad (und)	$K_{\text{eff DBE}}$ (Tn/m)	$\beta_{\text{eff DBE}}$ ---	C_{DBE} (Tn.s/m)	$F_{\text{max DBE}}$ (Tn)	$K_{\text{eff sistema}}$ (Tn)
LRB1	10	71.30	0.144	8.02	18.109	713.0
LRB2	10	86.57	0.167	12.21	21.987	865.7
LRB3	10	96.29	0.208	19.03	24.456	962.9

TABLA 4.15. VERIFICACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS LINEALES DE AISLADORES
PARA SISMO MÁXIMO CONSIDERADO (MCE)

Aislador	Cantidad (und)	$K_{\text{eff MCE}}$ (Tn/m)	$\beta_{\text{eff MCE}}$ ---	C_{MCE} (Tn.s/m)	$F_{\text{max MCE}}$ (Tn)	$K_{\text{eff sistema}}$ (Tn)
LRB1	10	65.72	0.106	5.63	25.038	657.2
LRB2	10	78.65	0.125	8.67	29.963	786.5
LRB3	10	85.13	0.160	13.77	32.432	851.3

Con el desarrollo paso a paso de la verificación de dimensionamiento y propiedades mecánica de los aisladores (Tablas 4.13 y 4.14), se puede verificar que son similares a los mostrados en la Figura 3.8 de las curvas bilineales.

Así también, tal como se puede apreciar en el sub ítem 4.4.4., del análisis de la respuesta no lineal se obtienen los valores de desplazamientos totales máximo para el sismo de diseño ($D_{TM DBE}$) y sismo máximo considerado ($D_{TM MCE}$) con valores iguales 0.254 m y 0.381 m, respectivamente.

$D_{TM THXY DBE} =$	0.254 m
$D_{TM THXY MCE} =$	0.381 m

4.4.3. Análisis lineal del edificio aislado

El análisis sísmico lineal del edificio se realiza considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico, utilizando la técnica o método de análisis dinámico modal espectral, el cual considera el uso de espectros de pseudo aceleraciones, para la obtención de las respuestas (desplazamientos, derivas, aceleraciones, etc.) y que está definido por la ecuación (3.3).

En el presente trabajo, se estudian las respuestas del edificio hospitalario aislado, bajo dos niveles de sismo: sismo de diseño (DBE) y sismo máximo considerado (MCE), representados cada uno por su espectro de pseudo aceleraciones, tal como se muestra en la Figura 4.2 :

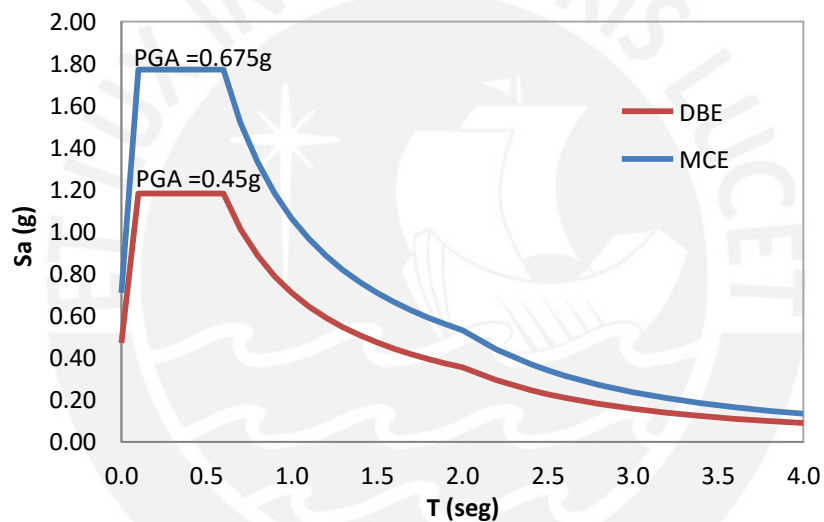


FIGURA 4.2. ESPECTROS INELÁSTICOS DE PSEUDO ACELERACIONES PARA DBE Y MCE

A continuación se muestran los resultados del análisis dinámico del edificio típico de hospital con sistema aislamiento en la base

TABLA 4.16. PERIODOS Y FRECUENCIAS DEL EDIFICIO AISLADO

Modo	Periodo (s)	Wn (rad/s)
1	2.98	2.11
2	2.95	2.13
3	2.75	2.28
4	0.51	12.29
5	0.48	13.13

TABLA 4.16. PERIODOS Y FRECUENCIAS DEL EDIFICIO AISLADO (CONTINUACIÓN)

Modo	Periodo (s)	Wn (rad/s)
8	0.19	32.39
9	0.16	38.31
10	0.12	54.06
11	0.10	62.73
12	0.08	77.33

Respuestas para el sismo de diseño (DBE)

De la tabla 4.17 se verifica que los desplazamientos máximos para el sistema de aislamiento para una demanda del sismo de diseño (DBE) son de 251 y 254 mm en las direcciones longitudinal (X) y transversal (Y), respectivamente. Se observa derivas máximas de 3.26‰ y 2.64‰, en las direcciones X, Y, respectivamente. Las aceleraciones de piso se mantienen en un valor menor de 0.15g en ambas direcciones.

TABLA 4.17. DESPLAZAMIENTOS, DERIVAS Y ACELERACIONES PARA SISMO DBE

Nivel	hi (m)	Sismo X - X				Sismo Y - Y			
		Δ absoluto (mm)	Δ relativo (mm)	Deriva (‰)	Aceler. Absoluta (g)	Δ absoluto (cm)	Δ relativo (cm)	Deriva (‰)	Aceler. Absoluta (g)
Story4	3.75	287.9	4.3	1.15	0.14	285.5	4.3	1.15	0.15
Story3	3.75	283.6	7.0	1.87	0.13	281.2	6.3	1.68	0.14
Story2	4.25	276.6	11.7	2.75	0.13	274.9	9.7	2.29	0.13
Story1	4.25	264.9	13.9	3.26	0.13	265.2	11.2	2.64	0.13
PT1	0.00	251.1	---	---	0.13	254.0	---	---	0.13

TABLA 4.18. CORTANTE PARA SISMO DBE

Nivel	hi (m)	VX (Tn)	VY (Tn)
Story4	3.75	118.3	117.0
Story3	3.75	233.3	232.0
Story2	4.25	354.1	355.2
Story1	4.25	466.8	471.9
PT1	0.00	573.9	582.5
Cortante de diseño (R =2)		288.6	291.2

Respuestas para el sismo máximo considerado (MCE)

De la tabla 4.17 se verifica que los desplazamientos máximos para el sistema de aislamiento para una demanda del sismo de diseño (DBE) son de 251 y 254 mm en las direcciones longitudinal (X) y transversal (Y), respectivamente. Se observa derivas máximas de 3.26‰ y 2.64‰, en las direcciones X e Y, respectivamente. Las aceleraciones de piso se mantienen en un valor menor de 0.15g en ambas direcciones.

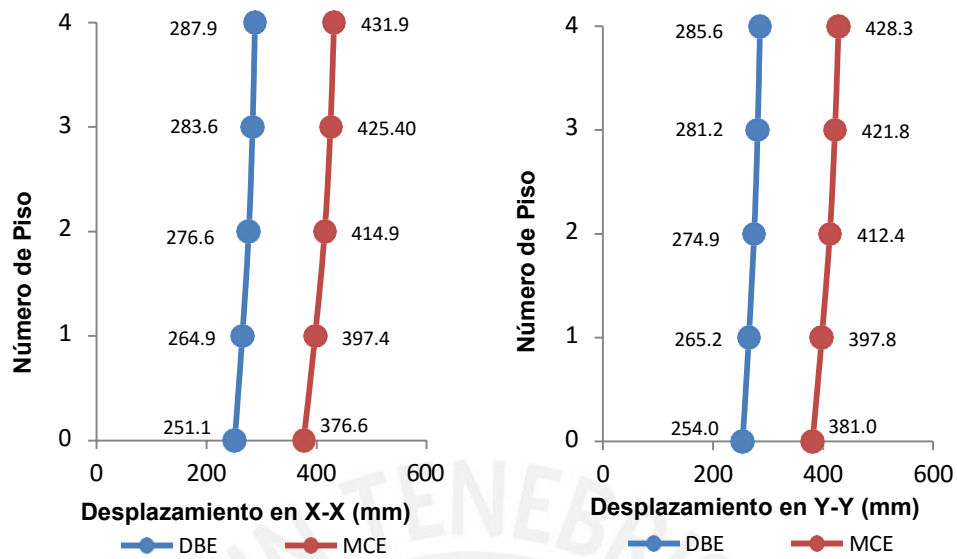
TABLA 4.19. DESPLAZAMIENTOS, DERIVAS Y ACELERACIONES PARA SISMO MCE

Nivel	hi (m)	Sismo X - X				Sismo Y - Y			
		Δ absoluto (mm)	Δ relativo (mm)	Deriva (‰)	Aceler. Absoluta (g)	Δ absoluto (cm)	Δ relativo (cm)	Deriva (‰)	Aceler. Absoluta (g)
Story4	3.75	431.9	6.5	1.73	0.22	428.3	6.5	1.73	0.22
Story3	3.75	425.4	10.5	2.80	0.20	421.8	9.4	2.51	0.20
Story2	4.25	414.9	17.5	4.12	0.19	412.4	14.6	3.44	0.19
Story1	4.25	397.4	20.8	4.89	0.19	397.8	16.8	3.96	0.19
PT1	0.00	376.6	----	----	0.20	381.0	----	----	0.20

El cortante basal para la demanda del sismo máximo considerado resulta de 860.8 Tn y 873.7 Tn, para las direcciones X e Y. Estos corresponden a valores equivalente a 23.6% de la masa sísmica (ver Tabla 4.20)

TABLA 4.20. CORTANTE PARA SISMO MCE

Nivel	hi (m)	VX (Tn)	VY (Tn)
Story4	3.75	177.5	175.5
Story3	3.75	349.9	348.0
Story2	4.25	531.1	532.8
Story1	4.25	700.2	707.9
PT1	0.00	860.8	873.7



(a) Dirección longitudinal (X-X) (b) Dirección transversal (Y-Y)

FIGURA 4.3. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS PARA SISMOS DBE Y MCE

4.4.4. Análisis no lineal tiempo historia del edificio aislado

Para la obtención de las respuestas sísmicas no lineales del edificio típico de hospital aislado se utilizó el método de análisis dinámico tiempo historia.

Para el análisis se usaron tres pares de registros sísmicos escalados, cada uno incluye dos componentes horizontales en direcciones ortogonales. Dichos registros se escalaron para el sismo de diseño (DBE) y sismo máximo considerado (MCE) y se compatibilizaron con sus espectros de pseudo aceleraciones.

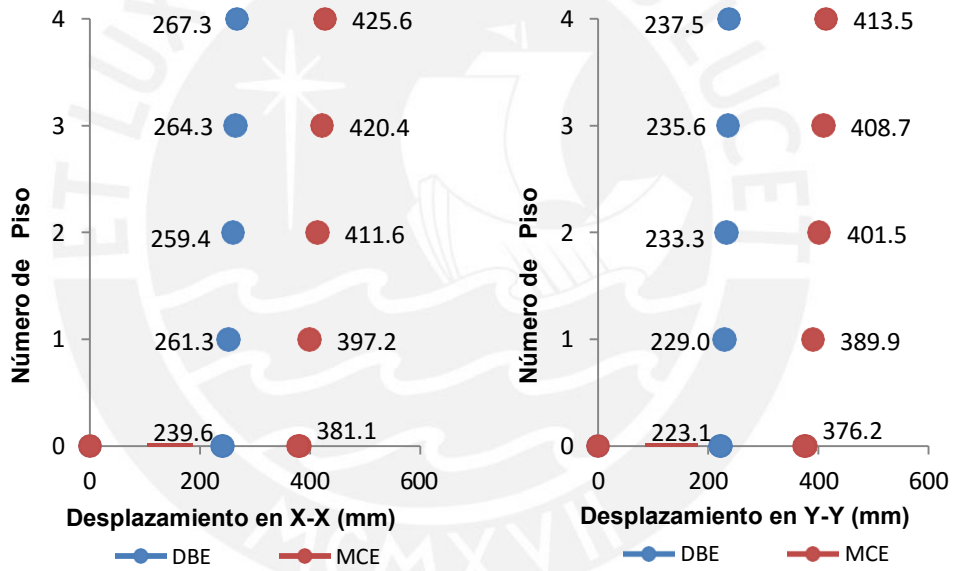
Se utilizan las propiedades no lineales (K_e , F_y , α) para representar la curva bilineal de los aisladores en el modelo matemático de la estructura en el programa ETABS. Los resultados de la respuesta no lineal de desplazamientos, derivas, aceleraciones y cortantes máximos de piso para los sismos de diseño (DBE) y máximo considerados (MCE) son los que se muestran en las tablas 4.21 y 4.22:

TABLA 4.21. DESPLAZAMIENTOS, DERIVAS, ACELERACIONES MÁXIMAS DE PISO
DEL ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA

VAR.	SISMO	NIVEL	H (m)	Lima 1966		Huaraz 1970		Lima 1974	
				X	Y	X	Y	X	Y
DESPLAZAMIENTO (mm)	DBE	4	16.98	267.3	237.5	175.0	207.3	153.6	257.5
		3	13.23	264.3	235.6	169.7	204.0	149.9	252.7
		2	9.48	259.4	233.3	161.9	199.5	147.6	246.6
		1	5.23	251.3	229.0	150.7	193.1	144.6	237.7
		P.T. (1)	0.98	241.6	223.1	139.6	186.4	138.8	228.1
		N.D. (2)	0.38	239.6	222.3	138.4	185.5	136.4	226.9
		N.A. (3)	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	MCE	4	16.98	425.7	413.5	297.4	385.6	313.3	360.3
		3	13.23	420.4	408.7	293.3	380.8	309.8	353.7
		2	9.48	411.6	401.5	286.9	373.5	306.2	344.4
		1	5.23	397.2	389.9	276.7	362.4	300.5	331.2
		P.T. (1)	0.98	381.1	376.2	264.7	350.6	290.7	316.8
		N.D. (2)	0.38	377.9	374.4	263.2	349.2	285.1	315.1
		N.A. (3)	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
DERIVA (%)	DBE	4	16.98	0.8	0.5	1.4	0.9	1.0	1.3
		3	13.23	1.3	0.6	2.1	1.2	0.6	1.6
		2	9.48	1.9	1.0	2.6	1.5	0.7	2.1
		1	5.23	2.3	1.4	2.6	1.6	1.4	2.3
		P.T. (1)	0.98	----	----	----	----	----	----
	MCE	4	16.98	1.4	1.3	1.1	1.3	0.9	1.7
		3	13.23	2.3	1.9	1.7	1.9	0.9	2.5
		2	9.48	3.4	2.7	2.4	2.6	1.3	3.1
		1	5.23	3.8	3.2	2.8	2.8	2.3	3.4
		P.T. (1)	0.98	----	----	----	----	----	----
ACELERACIÓN (g)	DBE	4	16.98	0.15	0.17	0.16	0.17	0.17	0.16
		3	13.23	0.14	0.16	0.15	0.15	0.16	0.15
		2	9.48	0.14	0.15	0.13	0.15	0.15	0.13
		1	5.23	0.15	0.16	0.15	0.16	0.16	0.15
		P.T. (1)	0.98	0.15	0.15	0.15	0.16	0.15	0.15
	MCE	4	16.98	0.24	0.31	0.29	0.26	0.32	0.31
		3	13.23	0.20	0.25	0.23	0.19	0.22	0.24
		2	9.48	0.18	0.20	0.16	0.19	0.18	0.20
		1	5.23	0.20	0.22	0.31	0.17	0.28	0.22
		P.T. (1)	0.98	0.20	0.23	0.29	0.21	0.28	0.29

TABLA 4.22. CORTANTES DE PISO DEL ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA

VAR.	SISMO	NIVEL	H (m)	Lima 1966		Huaraz 1970		Lima 1974	
				X	Y	X	Y	X	Y
CORTANTES (Tn)	DBE	4	16.98	106.5	119.1	145.8	134.0	89.3	204.2
		3	13.23	220.4	236.9	237.9	203.1	182.3	363.5
		2	9.48	289.9	332.4	328.9	303.9	255.1	492.1
		1	5.23	344.5	449.6	333.3	397.7	331.0	574.0
		P.T. (1)	0.98	487.3	577.6	360.9	476.9	401.4	579.2
	MCE	4	16.98	182.9	197.6	235.9	237.4	173.44	272.09
		3	13.23	378.8	391.4	391.6	361.0	358.72	484.57
		2	9.48	498.3	544.7	554.9	541.9	503.97	654.66
		1	5.23	592.4	729.1	582.7	710.8	655.16	761.80
		P.T. (1)	0.98	838.2	927.6	651.7	854.2	800.51	766.09



(a) Dirección longitudinal (X-X)

(b) Dirección transversal (Y-Y)

FIGURA 4.4. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS DEL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA PARA SISMOS DBE Y MCE

4.5. Análisis de la respuesta de elementos no estructurales

La respuesta de los elementos no estructurales se analiza al comportamiento de tabiques perimetrales y muros interiores divisorios de ambientes del edificio hospitalario, para 2 escenarios: i) tabiques conectados por pines metálicos y ii) tabiques aislados por 3 bordes. Al igual que para el sistema estructural, este análisis se realiza para 4 niveles de demanda sísmica (Tabla 3.5).

En la Figura 4.5 se muestra un ejemplo de la utilización del empleo de la respuesta no lineal de aceleraciones de piso de la estructura principal para la obtención de la respuesta no lineal de los tabiques de albañilería conectados y/o aislados, al ser sometido a un movimiento sísmico.

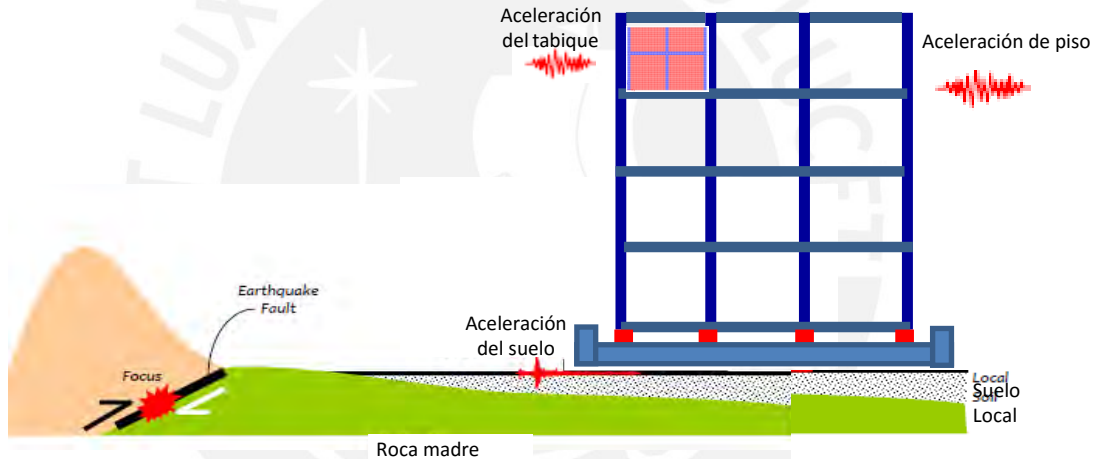


FIGURA 4.5. ACELERACIONES EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

4.5.1. Análisis no lineal tiempo historia de tabiques conectados

Se analiza la respuesta de los tabiques de albañilería perimetrales e interiores conectados en su parte superior por pines metálicos al ser sometidos a la historia de aceleraciones sísmicas obtenidas de la respuesta estructural al ser sometidas a 4 niveles de demanda sísmica. El análisis se analiza para dos casos: i) análisis de la respuesta de tabiques en el plano; ii) análisis de la respuesta de tabiques fuera del plano (carga perpendicular). Las características de los tabiques son las que se muestran en la Figura 4.6:

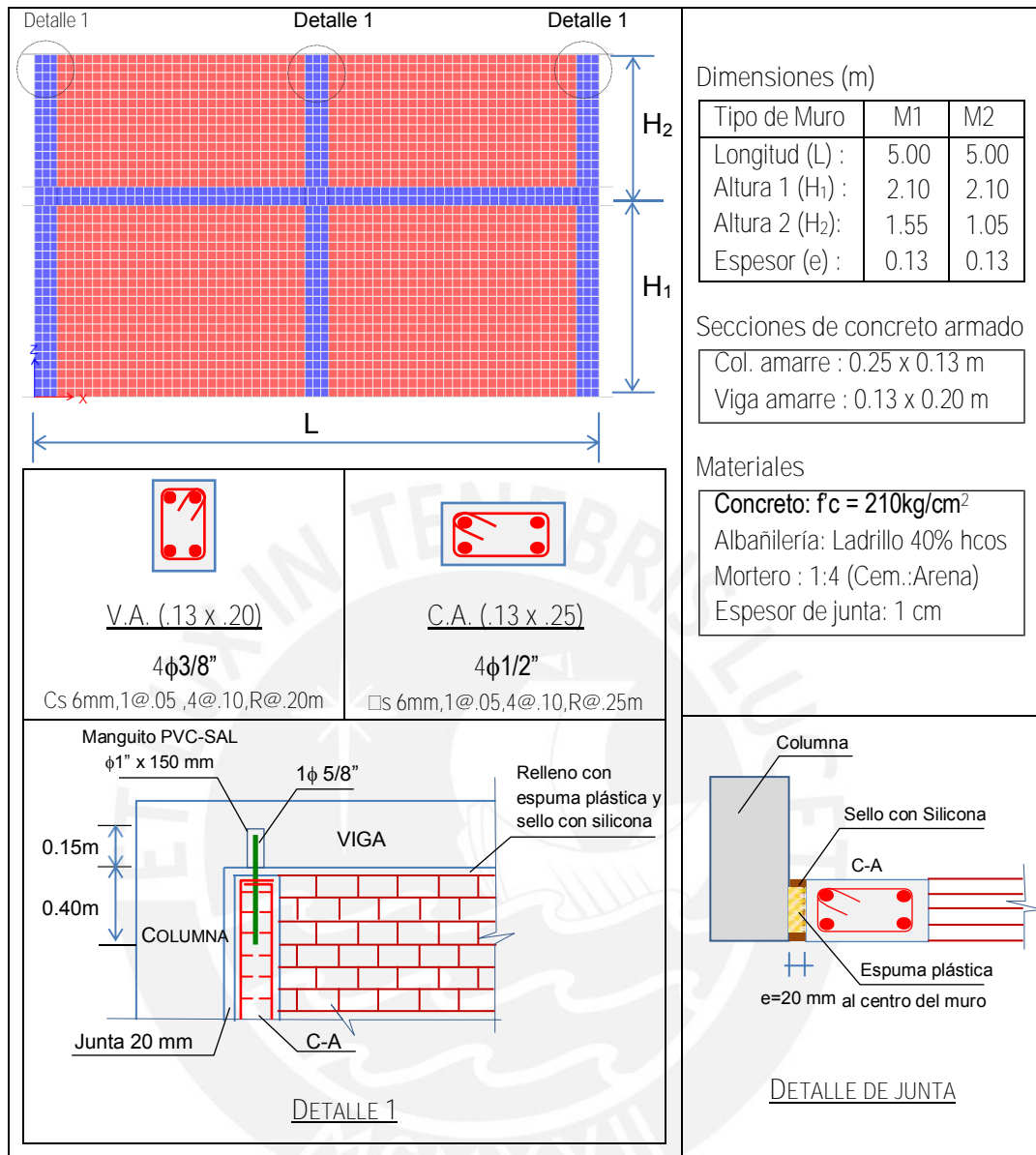


FIGURA 4.6. CARACTERÍSTICAS DE LOS TABIQUES CONECTADOS, M1 Y M2

Se modelaron los muros M1 y M2 en el programa ETABS con los resultados de la historia de aceleraciones del primer y cuarto piso, para los 4 niveles de demanda sísmica (frecuente, ocasional, DBE y MCE). Los resultados del análisis no lineal tiempo historia se muestran en Tabla 4.23:

TABLA 4.23. RESPUESTAS NO LINEALES DE TABIQUES CONECTADOS M1 Y M2

VARIABLE	SISMO	TABIQUE	Lima 1966		Huaraz 1970		Lima 1974		Promedio	
			En el Plano	Fuera del plano	En el Plano	Fuera del plano	En el Plano	Fuera del plano	En el Plano	Fuera del plano
DESPLAZAMIENTO (mm)	FRECUENTE	M1	0.002	0.132	0.002	0.125	0.002	0.123	0.002	0.124
		M2	0.001	0.086	0.001	0.067	0.001	0.068	0.001	0.068
	OCASIONAL	M1	0.002	0.195	0.002	0.187	0.002	0.184	0.002	0.186
		M2	0.002	0.105	0.002	0.101	0.002	0.103	0.002	0.102
	DBE	M1	0.005	0.396	0.005	0.375	0.0049	0.368	0.005	0.371
		M2	0.004	0.207	0.004	0.202	0.003	0.205	0.004	0.204
	MCE	M1	0.007	0.613	0.006	0.583	0.006	0.565	0.006	0.574
		M2	0.005	0.328	0.005	0.318	0.004	0.307	0.004	0.312
DERIVA (‰)	FRECUENTE	M1	0.001	0.063	0.001	0.059	0.001	0.058	0.001	0.059
		M2	0.001	0.041	0.001	0.032	0.001	0.033	0.001	0.032
	OCASIONAL	M1	0.001	0.093	0.001	0.089	0.001	0.088	0.001	0.088
		M2	0.001	0.050	0.001	0.048	0.001	0.049	0.001	0.048
	DBE	M1	0.002	0.188	0.002	0.179	0.002	0.175	0.002	0.177
		M2	0.002	0.099	0.002	0.096	0.002	0.098	0.002	0.097
	MCE	M1	0.003	0.292	0.003	0.277	0.003	0.269	0.003	0.273
		M2	0.002	0.156	0.002	0.151	0.002	0.146	0.002	0.149
ACELERACIÓN (g)	FRECUENTE	M1	0.060	0.080	0.058	0.076	0.058	0.085	0.058	0.081
		M2	0.059	0.092	0.058	0.072	0.058	0.083	0.058	0.077
	OCASIONAL	M1	0.089	0.118	0.088	0.114	0.087	0.128	0.087	0.121
		M2	0.090	0.112	0.088	0.108	0.087	0.124	0.087	0.116
	DBE	M1	0.178	0.241	0.175	0.228	0.174	0.256	0.175	0.242
		M2	0.179	0.222	0.175	0.216	0.174	0.248	0.174	0.232
	MCE	M1	0.233	0.373	0.227	0.355	0.213	0.355	0.220	0.355
		M2	0.231	0.351	0.226	0.340	0.212	0.348	0.219	0.344

De los resultados mostrados en las Tabla 4.23 se puede evidenciar que cuando los tabiques de albañilería se conectaron por la parte superior a la estructura principal con pines metálicos y aislados de sus lados laterales, con juntas de separación de 20 mm, estos mostraron superior desempeño sísmico a los tabiques aislados cuando fueron sometidos a cargas perpendiculares a su plano, obteniéndose derivas de 0.19‰ y 0.29‰ para los sismos DBE y MCE, respectivamente y aceleraciones máximas de 0.26g y 0.36g para los sismos DBE y MCE, respectivamente

4.5.2. Análisis no lineal tiempo historia de tabiques aislados

Se analiza la respuesta de los tabiques de albañilería perimetrales e interiores aislados de la estructura principal por 3 lados (2 laterales y 1 superior) al ser sometidos a la historia de aceleraciones sísmicas obtenidas de la respuesta estructural al ser sometidas a 4 niveles de demanda sísmica. El análisis se analiza para dos casos: i) análisis de la respuesta de tabiques en el plano; ii) análisis de la respuesta de tabiques fuera del plano. Las características de los tabiques M1' y M2' aislados son los que se muestran en la Figura 4.7:

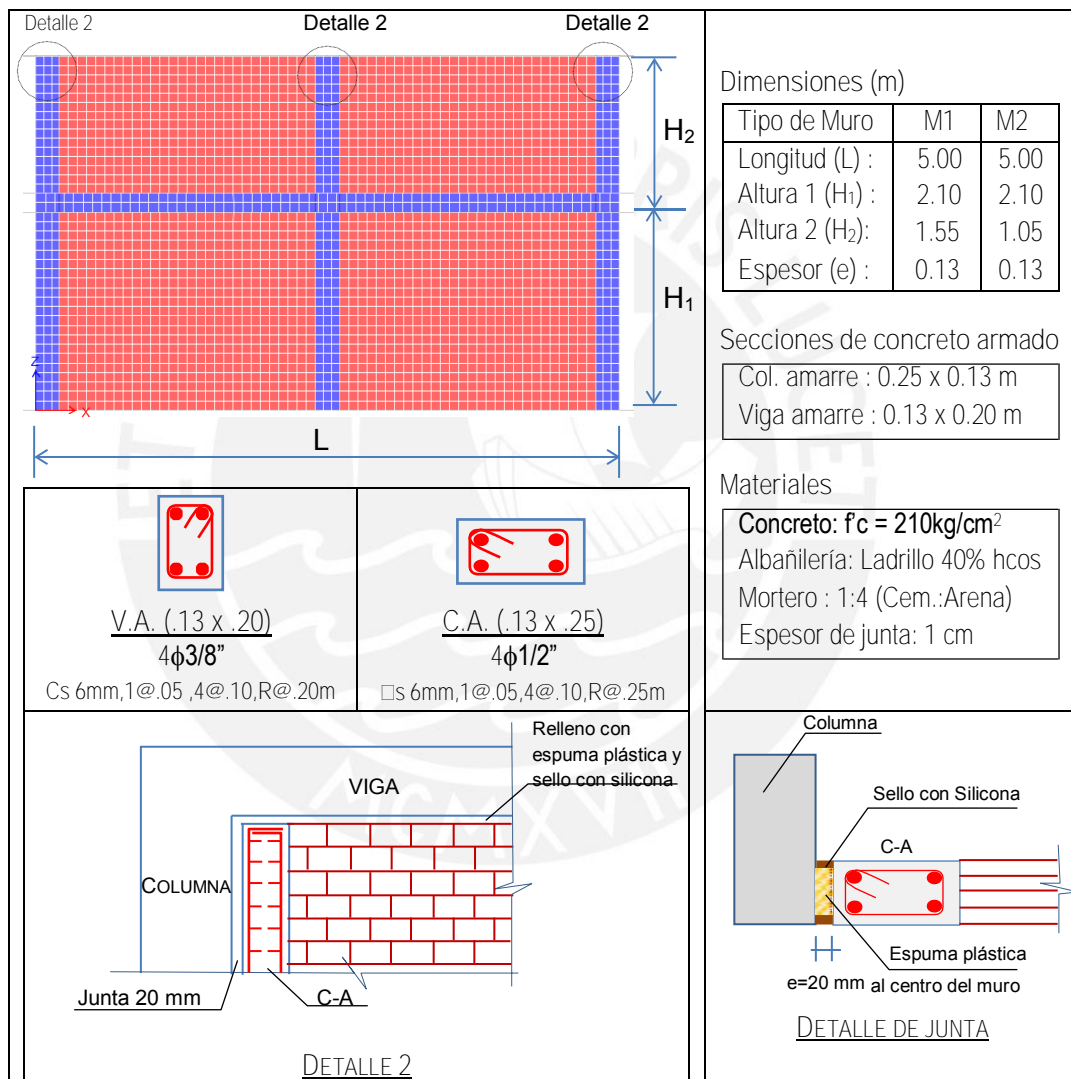


FIGURA 4.7. CARACTERÍSTICAS DE LOS TABIQUES AISLADOS POR 3 LADOS, M1' Y M2'

De manera similar, se modelaron los tabiques de albañilería aislados por 3 bordes de la estructura principal denominados M1' y M2' (muros en voladizo) en el programa ETABS con los resultados de la historia de aceleraciones del primer y cuarto piso, para los 4 niveles de demanda sísmica (frecuente, ocasional, DBE y MCE). Los resultados se muestran en Tabla 4.24:

TABLA 4.24. RESPUESTAS NO LINEALES DE TABIQUES AISLADOS M1 Y M2

VARIABLE	SISMO	TABIQUE	Lima 1966		Huaraz 1970		Lima 1974		Promedio	
			En el Plano	Fuera del plano	En el Plano	Fuera del plano	En el Plano	Fuera del plano	En el Plano	Fuera del plano
DESPLAZAMIENTO (mm)	FRECUENTE	M1'	0.005	3.411	0.005	3.218	0.005	3.519	0.005	3.368
		M2'	0.004	1.921	0.004	1.501	0.003	1.672	0.004	1.587
	OCASIONAL	M1'	0.008	5.020	0.008	4.827	0.007	5.278	0.007	5.053
		M2'	0.006	2.335	0.006	2.252	0.005	2.509	0.005	2.380
	DBE	M1'	0.015	10.185	0.015	9.654	0.014	10.557	0.015	10.105
		M2'	0.011	4.620	0.011	4.503	0.010	5.017	0.011	4.760
	MCE	M1'	0.019	12.275	0.019	11.668	0.017	14.770	0.018	13.219
		M2'	0.014	6.842	0.014	6.624	0.013	7.762	0.013	7.193
DERIVA (‰)	FRECUENTE	M1'	0.002	1.083	0.002	1.022	0.002	1.117	0.002	1.069
		M2'	0.002	0.610	0.001	0.477	0.001	0.531	0.001	0.504
	OCASIONAL	M1'	0.004	1.594	0.002	1.532	0.002	1.676	0.002	1.604
		M2'	0.003	0.741	0.002	0.715	0.002	0.796	0.002	0.756
	DBE	M1'	0.007	3.233	0.005	3.065	0.005	3.351	0.005	3.208
		M2'	0.005	1.467	0.004	1.430	0.003	1.593	0.003	1.511
	MCE	M1'	0.009	3.897	0.006	3.704	0.005	4.689	0.006	4.197
		M2'	0.007	2.172	0.004	2.103	0.004	2.464	0.004	2.284
ACCELERACIÓN (g)	FRECUENTE	M1'	0.061	0.128	0.059	0.120	0.058	0.129	0.059	0.125
		M2'	0.060	0.112	0.058	0.087	0.058	0.088	0.058	0.088
	OCASIONAL	M1'	0.090	0.188	0.089	0.181	0.088	0.193	0.088	0.187
		M2'	0.090	0.136	0.088	0.131	0.087	0.132	0.087	0.132
	DBE	M1'	0.180	0.381	0.177	0.361	0.175	0.387	0.176	0.374
		M2'	0.179	0.269	0.175	0.262	0.174	0.265	0.174	0.263
	MCE	M1'	0.235	0.453	0.228	0.431	0.213	0.537	0.221	0.484
		M2'	0.231	0.393	0.226	0.381	0.212	0.402	0.219	0.391

De los resultados mostrados en las Tabla 4.24 se puede evidenciar que cuando los tabiques de albañilería se aislaron por 3 bordes o lados, (2 lados laterales y en la parte superior), a los que comúnmente se denominan tabiques en voladizo, con juntas de separación de la estructura principal de 20 mm, estos mostraron inferior desempeño sísmico a los tabiques conectados cuando fueron sometidos a cargas perpendiculares a su plano, obteniéndose derivas de 3.4‰ y 4.7‰ para los sismos DBE y MCE, respectivamente y aceleraciones máximas de 0.39g y 0.54g para los sismos DBE y MCE, respectivamente. Por esta razón, se consideró utilizar los tabiques de albañilería conectados por pines metálicos en la parte superior, aislados con juntas de 20 mm de la estructura principal (ver capítulo 6).

4.6. Verificación de diseño de elementos estructurales

Luego de obtener las respuestas de los análisis lineal (modal espectral) y no lineal (tiempo historia) de desplazamientos, derivas y aceleraciones de piso del sistema estructural, se procedió a la verificación de diseño de los elementos estructurales de edificio aislado (columnas y vigas), así como la verificación del dimensionamiento y diseño de los dispositivos de aislamiento (ver ítem 4.1).

Para la revisión o verificación de diseño de elementos estructurales del edificio aislado, se utilizó el análisis dinámico modal espectral aplicando el método del espectro de pseudo aceleraciones reducido, en el cual se incorpora antes del periodo del tercer modo fundamental, una reducción de las pseudo aceleraciones del espectro de diseño, debido al incremento de amortiguamiento que provee el sistema de aislamiento. Para el caso de análisis del edificio aislado, a partir del amortiguamiento equivalente del sistema aislamiento, $\zeta_{eq} = 17.7\%$, se obtiene un factor $B_d = 1.43$, con el cual se construyó un espectro pseudo aceleraciones reducido (Figura 4.8).

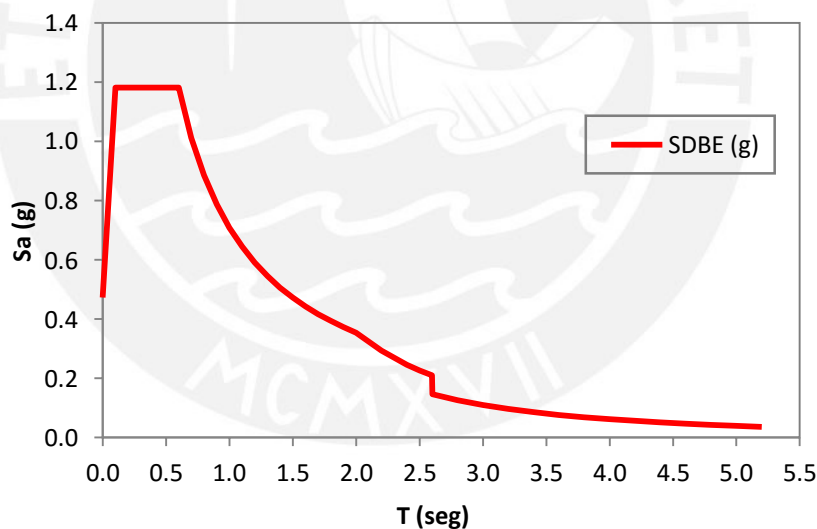


FIGURA 4.8. ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIONES REDUCIDO

Se utilizaron las combinaciones de carga de la norma E.060: Concreto armado, para la determinación de las cargas últimas. Estas combinaciones son las siguientes:

- Combinación 1: 1.4D + 1.7L
- Combinación 2: 1.25D + 1.25L ± Ex
- Combinación 3: 1.25D + 1.25L ± Ey
- Combinación 4: 0.9D ± Ex
- Combinación 5: 0.9D ± Ey

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

Ex, Ey: Cargas de sismo en las direcciones X, Y.

4.6.1. Verificación de diseño de vigas

La revisión del diseño a flexión de las vigas se realizó considerando las combinaciones momento último (M_u), verificando que se encuentran dentro de las envolventes de momento resistente de la viga, calculadas en función del área de acero de refuerzo colocado a lo largo de las secciones de las vigas.

Acero colocado

	4 ϕ 1"+2 ϕ 3/4"	2 ϕ 1"	4 ϕ 1"+2 ϕ 3/4"
As- (cm2)	26.08	10.2	26.08
As+ (cm2)	15.88	10.2	15.88
	2 ϕ 1"+2 ϕ 3/4"	2 ϕ 1"	2 ϕ 1"+2 ϕ 3/4"



Momentos resistentes (ϕM_n)

ϕM_n (-)	-45.7	-19.7	-45.7
ϕM_n (+)	29.6	19.7	29.6

FIGURA 4.9. ACERO DE REFUERZO Y MOMENTOS RESISTENTES EN V-108 (.40x.60)

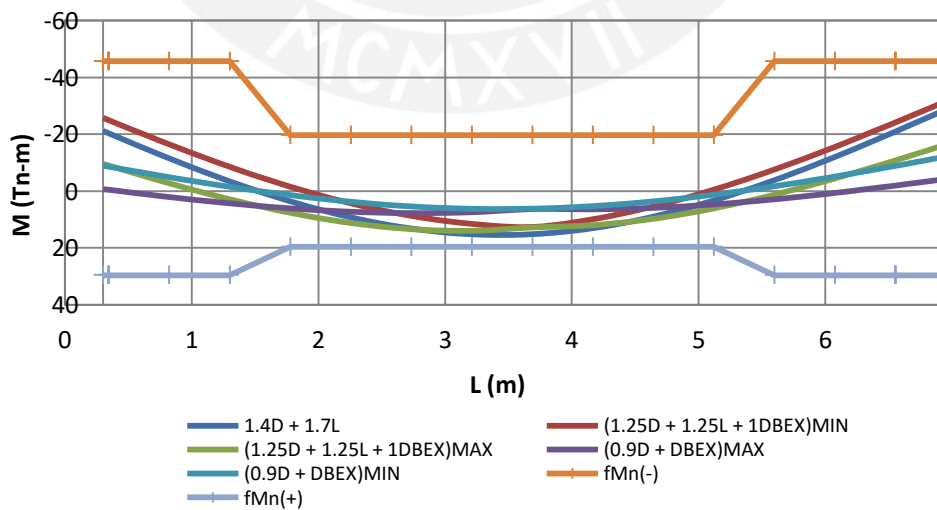


FIGURA 4.10. MOMENTOS ÚLTIMOS (M_u) Y MOMENTOS RESISTENTES (ϕM_n) EN V-108

4.6.2. Verificación de diseño de columnas

La revisión del diseño de las columnas se realizó considerando las combinaciones de carga axial (P_u) y momento último (M_u), verificando que se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño de las columnas, tal como se muestra en las Figuras 4.11 y 4.12:

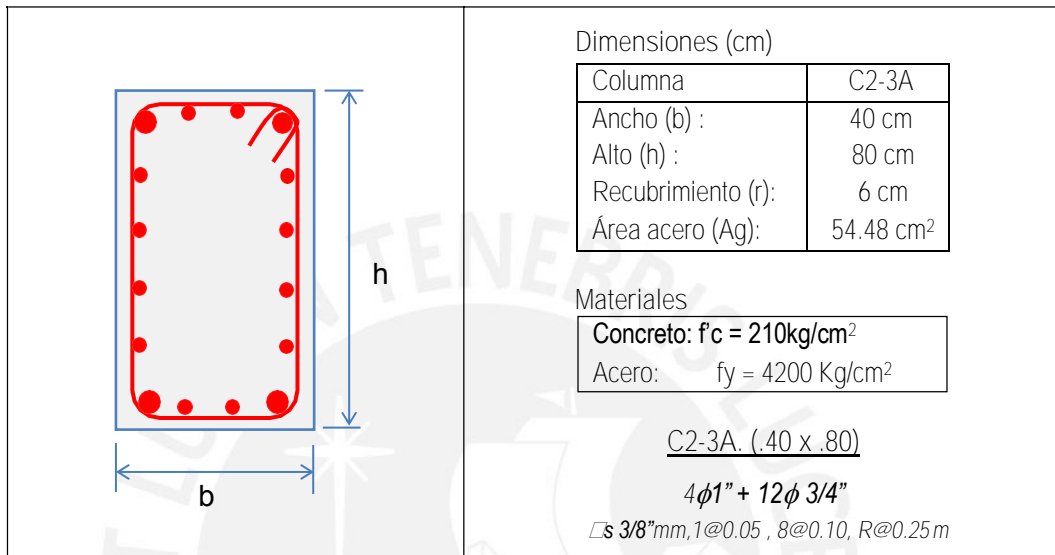


FIGURA 4.11. EJEMPLO DE SECCIÓN DE COLUMNA (C2-3A)

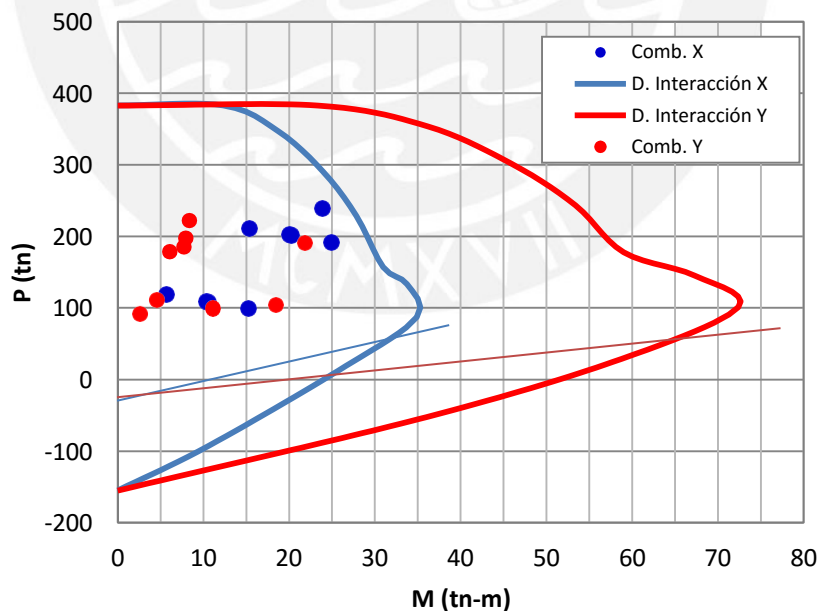


FIGURA 4.12. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE COLUMNA (C2-3A)

Con la revisión del diseño de elementos estructurales se concluye que cumplen con los requisitos del diseño de la norma E.060, para las diferentes combinaciones de carga.

CAPÍTULO 5

DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

5.1. Resumen

En el presente capítulo se presenta los resultados de la evaluación desempeño sísmico de edificio típico de hospital aislado. Para ello se hace uso de dos técnicas o metodologías: i) coeficiente de desplazamiento y; ii) espectro de capacidad.

Los resultados en cada método muestran como respuesta los puntos de desempeño para los 4 niveles de demanda sísmica, con los cuales califican su nivel de desempeño sísmico estructural. Las evaluaciones se realizan en las dos direcciones ortogonales del edificio: longitudinal (dirección X) y transversal (dirección Y)

5.2. Desempeño sísmico mediante método del coeficiente de desplazamiento

Se aplicó este método para determinar el desplazamiento lateral D_t máximo de azotea del edificio, con el cual se ingresa en la curva de capacidad resistente de la estructura del edificio típico hospitalario y se determina el punto de desempeño para el sismo análisis (Aguilar, 2016).

5.2.1. Dirección longitudinal

Del modelo estructural a través del análisis estático no lineal, se obtiene la curva de capacidad resistente de la estructura del edificio típico hospitalario con aislamiento de base. La sectorización de la curva se desarrolla considerando las recomendaciones de ASCE 41-13 (2013) y SEAOC (1995), así como la verificación del desempeño de vigas y columnas durante la evolución de las rótulas plásticas concentradas, a través del paso a paso del incremento de la cargas para la obtención de la curva de capacidad. En la Figura 5.1 se muestra la curva de capacidad en el sentido longitudinal (dirección X).

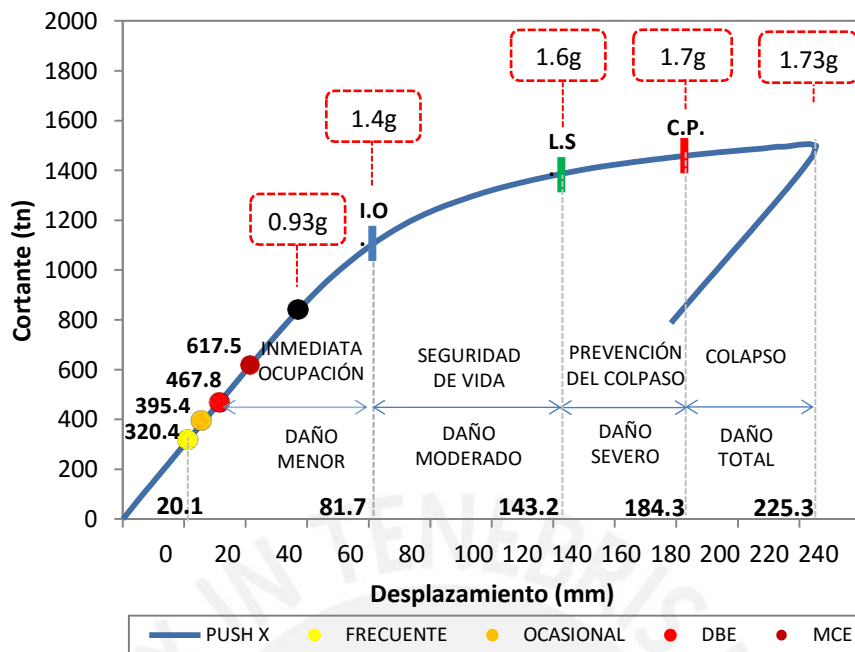


FIGURA 5.1 CURVA DE CAPACIDAD SECTORIZADA DE ESTRUCTURA AISLADA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

De la curva de capacidad en la dirección longitudinal se observa que el desplazamiento de inicio de fluencia (punto en el cual se da produce la primera rótula plástica en viga o columna) se produce para el desplazamiento D_y , igual a 20.1 mm. El desplazamiento máximo del edificio en el cual colapsaría sería D_u , igual a 225.3 mm y un cortante máximo de 1440 Tn. El colapso del sistema de aislamiento en la dirección longitudinal de análisis se produciría cuando los aisladores alcanzan un desplazamiento total máximo de 381 mm y la estructura tendría un desplazamiento de 57 mm y un cortante de 840 Tn, el que ocurriría para un PGA igual a 0.93g. Se observa que los niveles desempeño para los cuatro niveles de demanda sísmica son calificados en ocupación inmediata (I.O.) cuyos desplazamientos y cortantes demandados son menores de 81.7mm y 1107 Tn, respectivamente.

En la figura 5.2 se muestra el mecanismo de colapso de la estructura en la dirección longitudinal, en el cual se aprecia rótulas plásticas en vigas y columnas siendo que en algunas columnas llega calificarse como superiores a prevención del colapso.

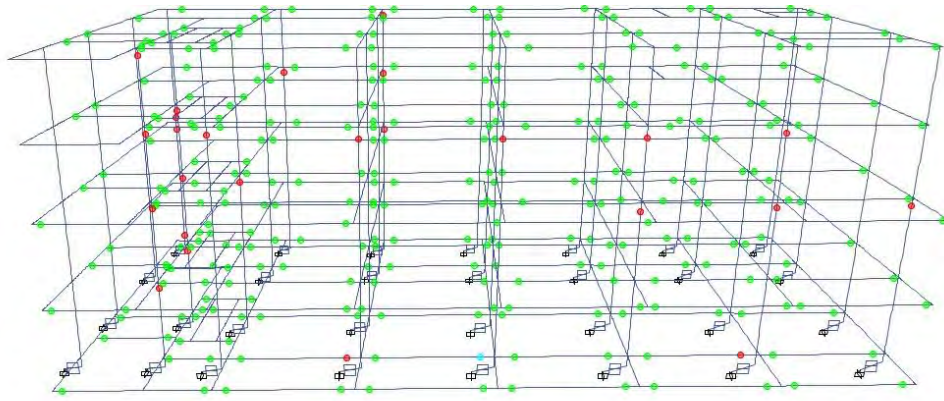


FIGURA 5.2. MECANISMO DE COLAPSO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

5.2.2. Dirección transversal

De la misma forma que en la dirección longitudinal, en la dirección transversal del modelo estructural a través del análisis estático no lineal, se obtiene la curva de capacidad resistente de la estructura del edificio típico hospitalario con aislamiento de base en la dirección Y-Y. En la Figura 5.3 se muestra la curva de capacidad en el sentido transversal (dirección Y).

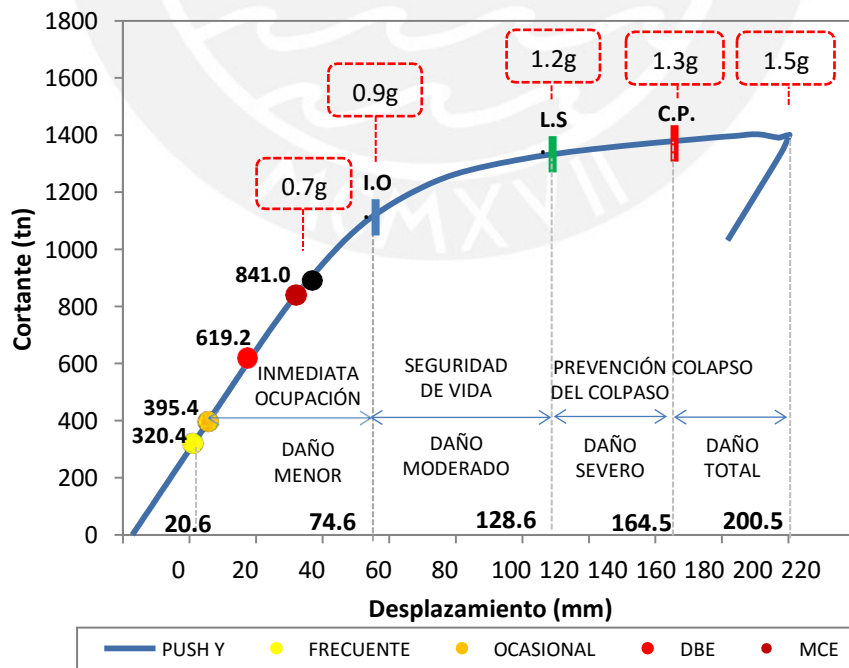


FIGURA 5.3 CURVA DE CAPACIDAD SECTORIZADA DE ESTRUCTURA AISLADA EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL

De la curva de capacidad en la dirección transversal (dirección Y) se observa que el desplazamiento de inicio de fluencia (punto en el cual se da produce la primera rótula plástica en viga o columna) se produce para el desplazamiento D_y , igual a 20.5 mm. El desplazamiento máximo del edificio en el cual colapsaría sería D_u , igual a 200.5 mm y un cortante máximo de 1402 Tn. El colapso del sistema de aislamiento en esta dirección de análisis se produciría cuando los aisladores alcanzan un desplazamiento total máximo de 381 mm y la estructura tendría un desplazamiento de 56.9 mm y un cortante de 841 Tn, el que ocurriría para un PGA igual a 0.73g. Se observa que los niveles desempeño para los cuatro niveles de demanda sísmica son calificados en ocupación inmediata (I.O.) cuyos desplazamientos y cortantes demandados son menores de 74.6 mm y 1110 Tn, respectivamente.

En la figura 5.4 se muestra el mecanismo de colapso de la estructura en la dirección longitudinal, en el cual se aprecia rótulas plásticas en vigas y columnas siendo que en algunas columnas llega calificarse como superiores a prevención del colapso.

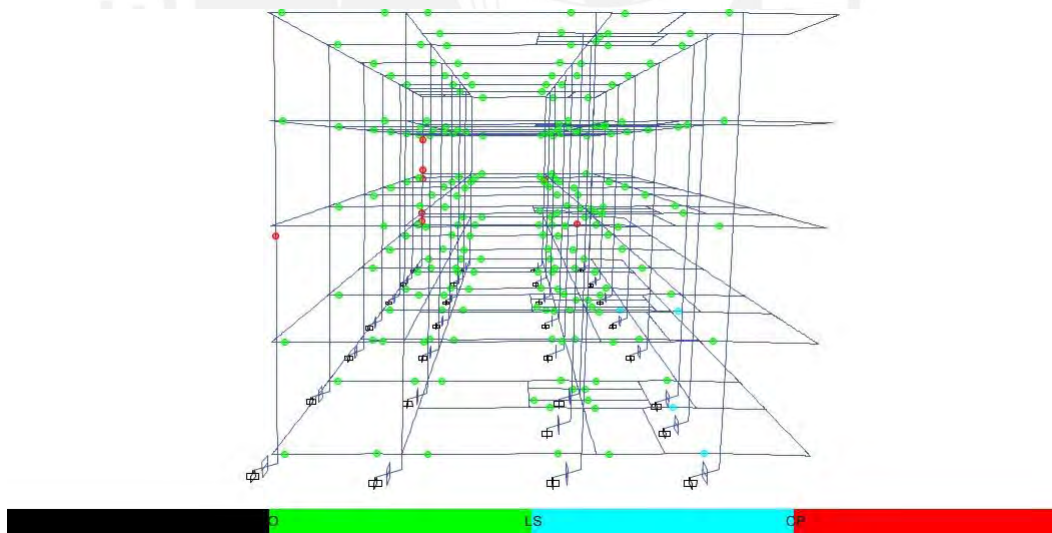


FIGURA 5.4. MECANISMO DE COLAPSO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL (Y-Y)

El mecanismo de colapso de la estructura del edificio típico hospitalario se produce para una demanda sísmica medida a través de la aceleración del suelo (PGA) igual a 1.5g.

5.2.3. Matriz de desempeño

Tal como se observa en las figuras 5.1 y 5.3, los niveles de desempeño ante los 4 niveles de demanda o intensidad sísmica (frecuente, ocasional, DBE y MCE), son de inmediata ocupación (I.O.), dado que los desplazamientos máximos y cortantes obtenidos fueron menores de; 81.7mm y 1107 Tn, en la dirección longitudinal (X-X) y 74.6 mm y 1110 Tn en la dirección transversal (Y-Y) respectivamente. La matriz de desempeño estructural se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 5.1. MATRIZ DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL EN LAS DIRECCIONES LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

Niveles de Sismo	Niveles de desempeño estructural					
	S-1 Inmediata Ocupación	S-2 Control de daños	S-3 Seguridad de vida	S-4 Seguridad limitada	S-5 Prevención del colapso	S-6 No considerado
Frecuente (T.R. = 43 años) 50% en 30 años						
Ocasional (T.R. = 72 años) 50% en 50 años						
Raro (DBE) (T.R. = 475 años) 10% en 50 años						
Muy Raro (MCE) (T.R. = 2475 años) 2% en 50 años						

5.3. Desempeño sísmico utilizando el método del espectro de capacidad según FEMA 440

Se aplicó este método para determinar el punto de desempeño sísmico compuesto por el máximo desplazamiento espectral y la aceleración espectral del edificio, que ocurre en la intersección de la curva de capacidad de la estructura y una curva de demanda para el amortiguamiento efectivo en el formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum). en la dirección de análisis.

5.3.1. Dirección longitudinal

A partir de la curva de capacidad resistente en la dirección longitudinal (dirección X), se obtiene la curva de espectro de capacidad (S_a vs. S_d). La sectorización de la curva se desarrolla considerando las recomendaciones de ASCE 41 (2013) y SEAOC (1995), así como la verificación del desempeño de las rótulas plásticas de vigas y columnas, a través del paso a paso del incremento de las cargas para la obtención de la curva de capacidad. En la Figura 5.5 se muestra el espectro de capacidad sectorizado en el sentido longitudinal) y puntos de desempeño para los 4 niveles de demanda sísmica.

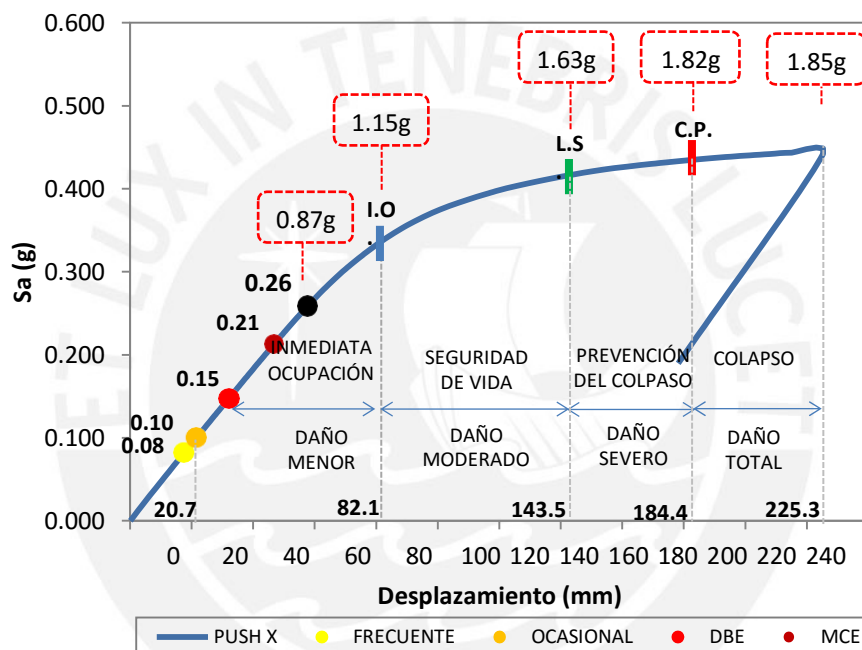


FIGURA 5.5 ESPECTRO DE CAPACIDAD SECTORIZADA DE ESTRUCTURA AISLADA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

De la curva de capacidad en la dirección longitudinal, en formato ADRS, se observa que el desplazamiento de inicio de fluencia (punto en el cual se da produce la primera rótula plástica en viga o columna) se produce para el desplazamiento D_y , igual a 20.7 mm. El desplazamiento máximo del edificio en el cual colapsaría sería D_u , igual a 225.3 mm y una aceleración espectral de 1.85g. El colapso del sistema de aislamiento en la dirección longitudinal de análisis se produciría cuando los aisladores alcanzan un desplazamiento total máximo de 381 mm y la estructura tendría un desplazamiento de 57.7 mm y una aceleración espectral de 0.26g, equivalente a un cortante de 848 Tn, el que ocurriría para un PGA igual a 087g. Se observa que los niveles desempeño

para los cuatro niveles de demanda sísmica son calificados en ocupación inmediata (I.O.) cuyos desplazamientos y aceleraciones espectrales demandados son menores de 82.1 mm y 1.15g, respectivamente.

5.3.2. Dirección transversal

En la Figura 5.5 se muestra el espectro de capacidad sectorizado en el sentido longitudinal (dirección Y) y los puntos de desempeño para los 4 niveles de demanda sísmica.

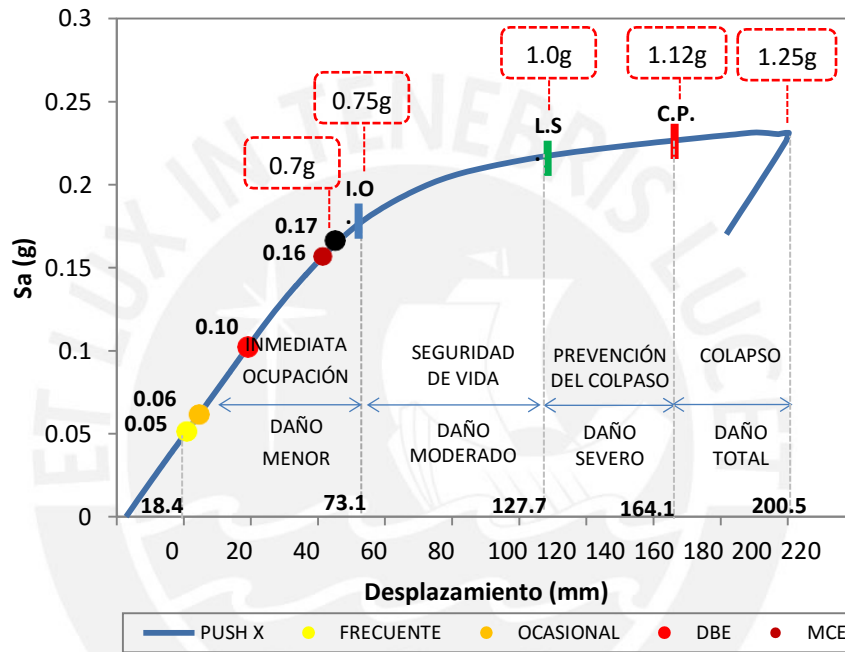


FIGURA 5.6 ESPECTRO DE CAPACIDAD SECTORIZADA DE ESTRUCTURA AISLADA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

De la curva de capacidad en la dirección transversal, en formato ADRS, se observa que el desplazamiento de inicio de fluencia se produce para el desplazamiento D_y , igual a 18.4. mm. El desplazamiento máximo del edificio en el cual colapsaría sería D_u , igual a 200.5 mm y una aceleración espectral de 1.25g. El colapso del sistema de aislamiento en la dirección transversal de análisis se produciría cuando los aisladores alcanzan un desplazamiento total máximo de 381 mm y la estructura tendría un desplazamiento de 65 mm y una aceleración espectral de 0.17g, equivalente a un cortante de 705 Tn, el que ocurriría para un PGA igual a 0.70g. Se observa que los niveles desempeño para los cuatro niveles de demanda sísmica son calificados en ocupación

inmediata (I.O.) cuyos desplazamientos y aceleraciones espectrales demandados son menores de 73.1 mm y 0.75g, respectivamente.

5.3.3. Matriz de desempeño

Tal como se observa en las figuras 5.1 y 5.3, los niveles de desempeño ante los 4 niveles de demanda o intensidad sísmica (frecuente, ocasional, DBE y MCE), son de inmediata ocupación (I.O.), dado que los desplazamientos máximos y cortantes obtenidos fueron menores de; 81.7mm y 1107 Tn, en la dirección longitudinal (X-X) y 74.6 mm y 1110 Tn en la dirección transversal (Y-Y) respectivamente. La matriz de desempeño estructural se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 5.2. MATRIZ DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL EN LAS DIRECCIONES LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL (MÉTODO ESPECTRO DE CAPACIDAD)

Niveles de Sismo	Niveles de desempeño estructural					
	S-1 Inmediata Ocupación	S-2 Control de daños	S-3 Seguridad de vida	S-4 Seguridad limitada	S-5 Prevención del colapso	S-6 No considerado
Frecuente (T.R. = 43 años) 50% en 30 años						
Ocasional (T.R. = 72 años) 50% en 50 años						
Raro (DBE) (T.R. = 475 años) 10% en 50 años						
Muy Raro (MCE) (T.R. = 2475 años) 2% en 50 años						

5.4. Análisis de resultados

A partir de las respuestas obtenidas de los dos métodos para evaluar el desempeño sísmico mediante análisis estático no lineal: i) método de los coeficientes de desplazamiento según ASCE 41-13; y ii) método del espectro de capacidad según FEMA 440, se puede decir:

1. Las curvas de capacidad en ambas direcciones muestran ductilidades de desplazamiento, μ_{Δ} del orden de 9.9, lo que representa la capacidad de deformación inelástica del sistema estructural del edificio. Esto se debe a que el sistema de aislamiento provee una reducción de la demanda sísmica a un valor del orden de 10% y 13% del peso del edificio para el sismo de diseño (DBE), en las direcciones X e Y, respectivamente. El diseño original ha considerado cortantes basales superiores a los señalados en las direcciones x e Y, lo que se traduce en una mayor resistencia de los elementos estructurales y secciones con mayores diagramas momento curvatura o momento rotación.
2. Los desplazamientos máximos de azotea del edificio son del orden de 225 y 200 mm, en las direcciones X e Y, respectivamente, y estas ocurrirían para demandas sísmicas muy superiores al sismo máximo considerado (MCE). Siendo el sistema de aislamiento diseñado para este nivel de demanda sísmica, el primer mecanismo de colapso ocurriría a PGA del orden 0.87g y 0.7g, en las direcciones X e Y, respectivamente.
3. Para los 4 niveles de demanda sísmica, el desempeño sísmico califica en inmediata ocupación (I.O.) siendo que para los sismos frecuentes y ocasionales la estructura se comportaría en el rango elástico en ambas direcciones. Para los niveles de demanda sísmica de diseño (DBE) y máximo considerado (MCE), se tendrían derivas globales inferiores a 2.5‰ y 3.16‰, respectivamente.

CAPÍTULO 6

DESEMPEÑO SISMICO MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

6.1. Resumen

En este capítulo se muestran los resultados del desempeño sísmico del edificio típico de hospital aislado mediante el análisis dinámico incremental en las direcciones longitudinal (dirección X) y transversal (dirección Y).

6.2. Curvas IDA del módulo típico hospitalario

El edificio se sometió a 12 registros sísmicos escalados 17 veces cada uno. La medida de la intensidad sísmica es la pseudoaceleración del periodo fundamental con 5% de amortiguamiento o la aceleración del suelo (PGA) y la demanda son representadas por el desplazamiento de azotea o deriva de entrepiso, según sea el caso de análisis.

6.2.1. Dirección longitudinal

En las Figura 6.1 y Figura 6.2 se presentan las curvas IDA obtenidas para los 12 registros sísmicos y las curvas IDA promedio (mediana) y los percentiles 16% y 84% para la dirección longitudinal (dirección X)

Los resultados de las curvas IDA demuestran que la estructura del edificio típico hospitalario llega al colapso a un desplazamiento de 225 mm relacionado a una pseudo-aceleración de 0.65g, el cual es equivalente para un aceleración del suelo (PGA) de 1.83g (siendo: $S_a = Z \times S \times C$, con valores de $S=1.05$ y $C=0.34$ y $S_a=0.65g$). El mecanismo de colapso obtenido para la estructura fue similar al obtenido al mediante el análisis estático no lineal (Pushover).

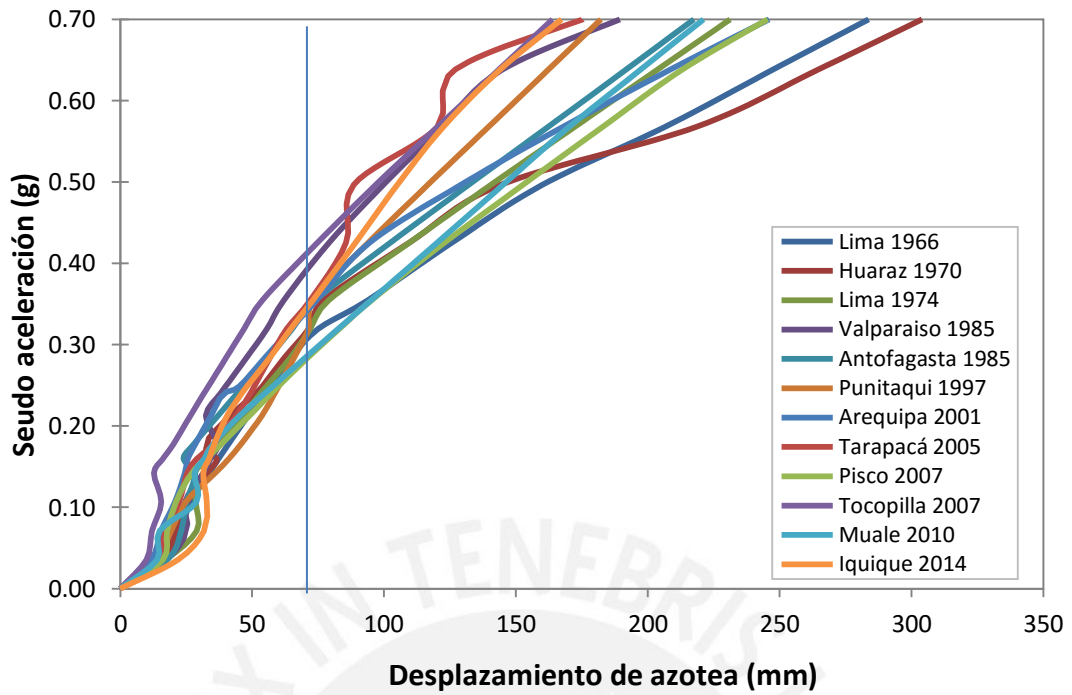


FIGURA 6.1 CURVAS IDA PARA EL EDIFICIO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

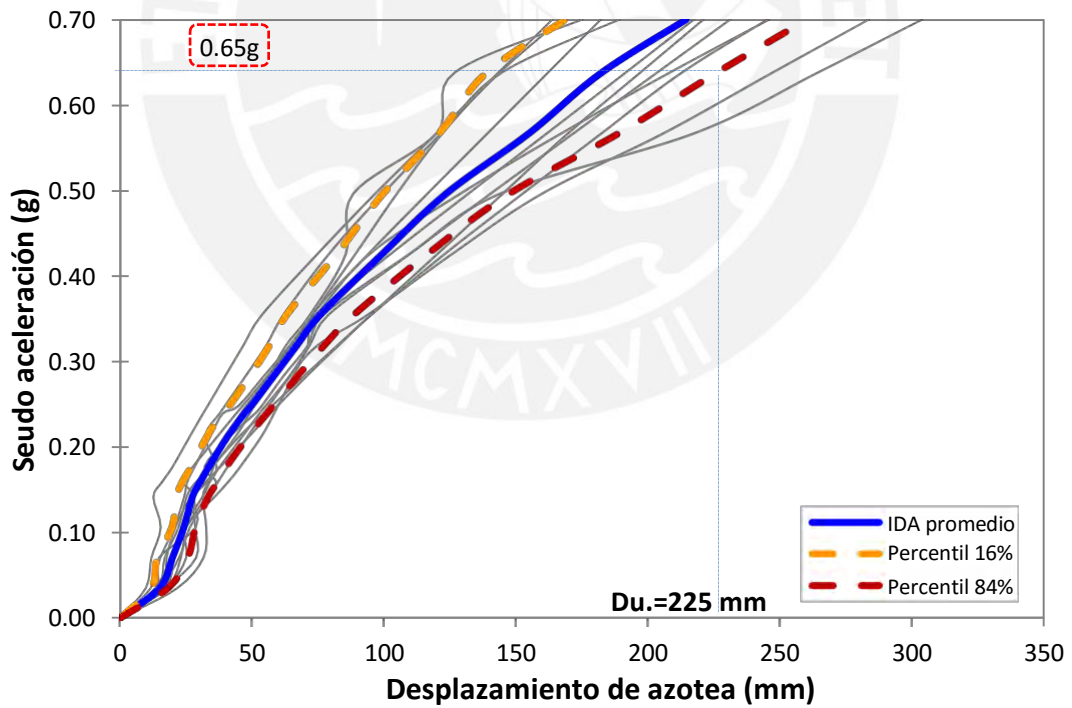


FIGURA 6.2 CURVAS IDA DE 16%, 50% Y 84% DE CONFIABILIDAD

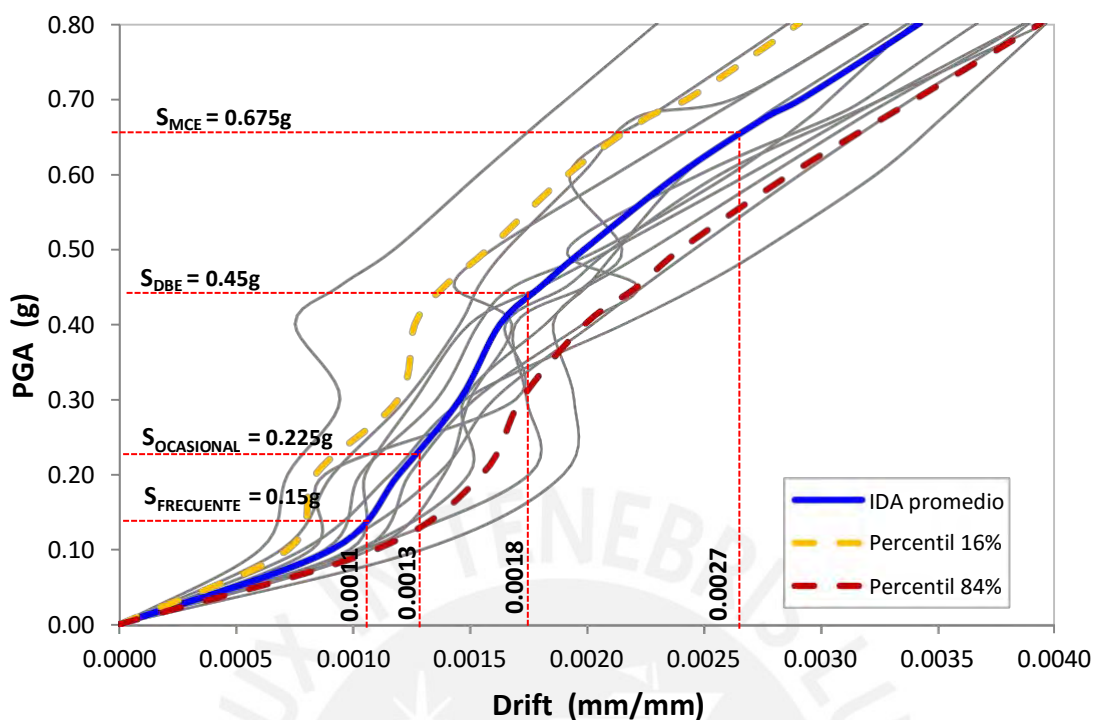


FIGURA 6.3 DERIVAS PROMEDIO PARA 4 NIVELES DE INTENSIDAD SÍSMICA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

De la figura 6.3, a partir de la curva IDA promedio para los niveles de intensidad sísmica: frecuente, ocasional, DBE y MCE, se obtienen las derivas promedio de 1.1‰, 1.3‰, 1.8‰ y 2.7‰, respectivamente. Estos resultados son similares a las derivas obtenidas en el análisis estático no lineal en la dirección de análisis.

TABLA 6.1. DESPLAZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL PARA 4 NIVELES DE SISMO

Intensidad sísmica	PGA (g)	Deriva (‰)	Desplazamiento (mm)	% ΔII
Frecuente	0.15	1.10	17.6	7.8%
Ocasional	0.225	1.30	20.8	9.2%
DBE (raro)	0.45	1.80	28.8	12.8%
MCE (muy raro)	0.675	2.70	43.2	19.2%

Según los resultados del análisis IDA, la estructura en la dirección longitudinal estaría en un nivel de desempeño de operacional (rango elástico) para los niveles de intensidad sísmica frecuente y ocasional, y un nivel desempeño de

inmediata ocupación (IO) para los niveles intensidad sísmica: DBE (sismo de diseño o raro) y MCE (sismo máximo considerado o muy raro).

6.2.2. Dirección transversal

En las Figura 6.4 y Figura 6.5 se presentan las curvas IDA obtenidas para los 12 registros sísmicos y las curvas IDA promedio (mediana) y los percentiles 16% y 84% para la dirección transversal (dirección Y)

Los resultados de las curvas IDA demuestran que la estructura del edificio típico hospitalario llega al colapso a un desplazamiento de 200 mm relacionado a una pseudo-aceleración de 0.68g, el cual es equivalente para un aceleración del suelo (PGA) de 1.88g (siendo: $S_a = Z \times S \times C$, con valores de $S=1.05$ y $C=0.34$ y $S_a=0.68g$). El mecanismo de colapso obtenido para la estructura fue similar al obtenido al mediante el análisis estático no lineal (Pushover).

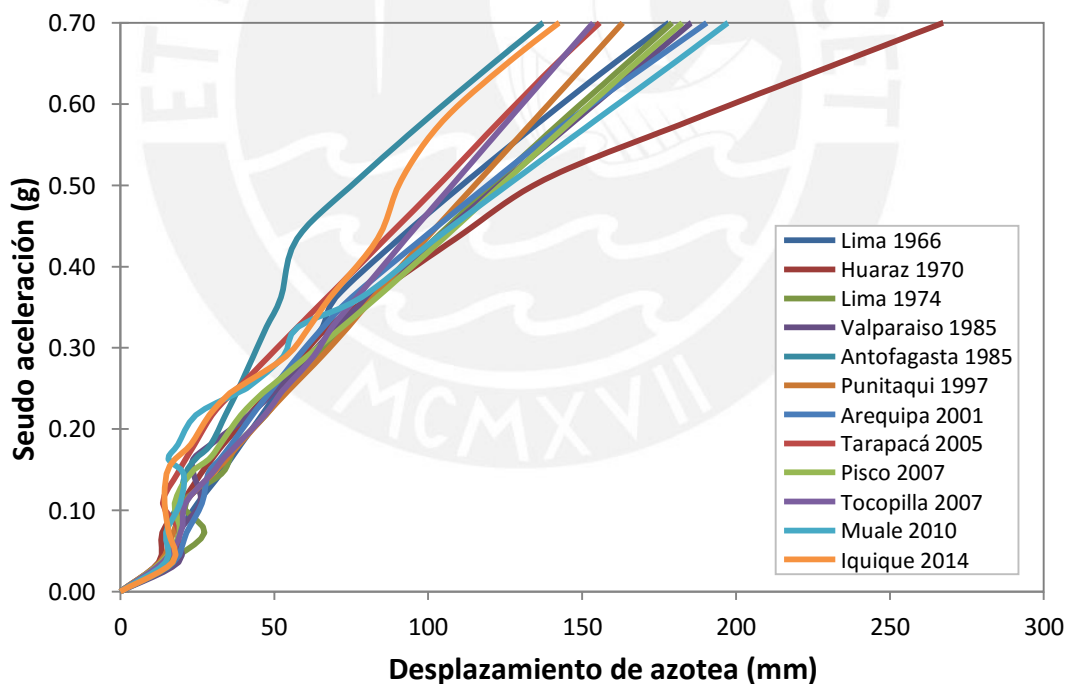


FIGURA 6.4 CURVAS IDA PARA EL EDIFICIO EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

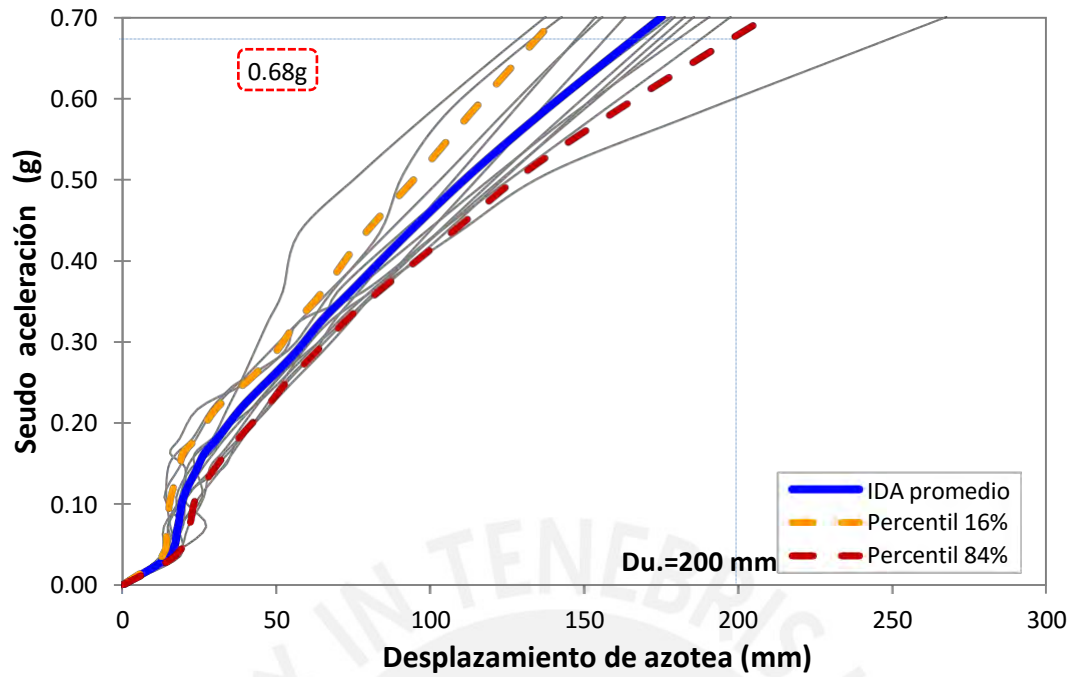


FIGURA 6.5 CURVAS IDA DE 16%, 50% Y 84% DE CONFIABILIDAD

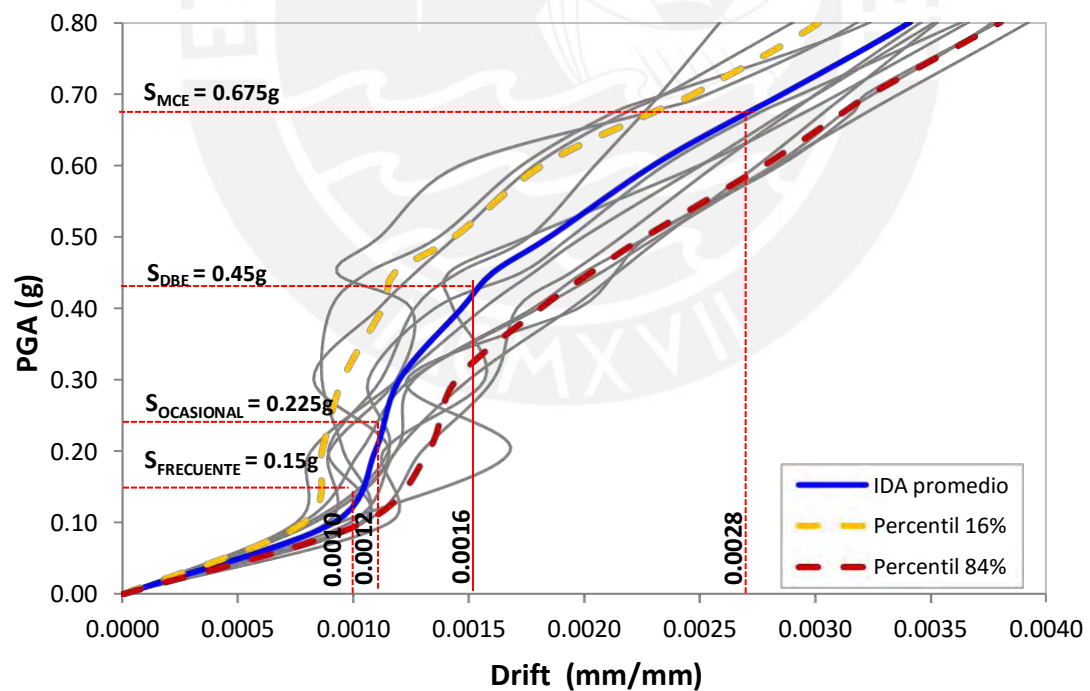


FIGURA 6.6 DERIVAS PROMEDIO PARA 4 NIVELES DE INTENSIDAD SÍSMICA EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL

De la figura 6.6, a partir de la curva IDA promedio para los niveles de intensidad sísmica: frecuente, ocasional, DBE y MCE, se obtienen las derivas promedio de 1.0‰, 1.2‰, 1.6‰ y 2.8‰, respectivamente. Estos resultados son similares a las derivas obtenidas en el análisis estático no lineal en la dirección de análisis.

TABLA 6.2. DESPLAZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA PARA 4 NIVELES DE SISMO EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL (Y-Y)

Intensidad sísmica	PGA (g)	Deriva (‰)	Desplazamiento (mm)	% AII
Frecuente	0.15	1.00	16.0	8.0%
Ocasional	0.225	1.20	19.2	9.6%
DBE (raro)	0.45	1.60	25.6	12.8%
MCE (muy raro)	0.675	2.80	44.8	22.4%

Según los resultados del análisis IDA, la estructura en la dirección longitudinal estaría en un nivel de desempeño de operacional (rango elástico) para los niveles de intensidad sísmica frecuente y ocasional, y un nivel desempeño de inmediata ocupación (IO) para los niveles intensidad sísmica: DBE (sismo de diseño o raro) y MCE (sismo máximo considerado o muy raro).

6.3. Comparación de método IDA y PUSHOVER

La principal diferencia entre el análisis estático no lineal (PUSHOVER) y el análisis dinámico incremental (IDA), es que el primero considera el amortiguamiento del sistema estructural de la edificación, mientras que el segundo toma en cuenta los ciclos de histéresis cuando la estructura es sometida a movimiento sísmico representado por los registros sísmicos.

Las curvas IDA y el espectro de capacidad obtenido del análisis estático no lineal desarrollado en el ítem 5.3 se pueden relacionar para comparar los estados de daño para los 4 niveles de intensidad sísmica y los mecanismos de falla o colapso, medidos en el punto de desplazamiento último. El análisis comparativo se realizó en las direcciones longitudinal y transversal de la estructura.

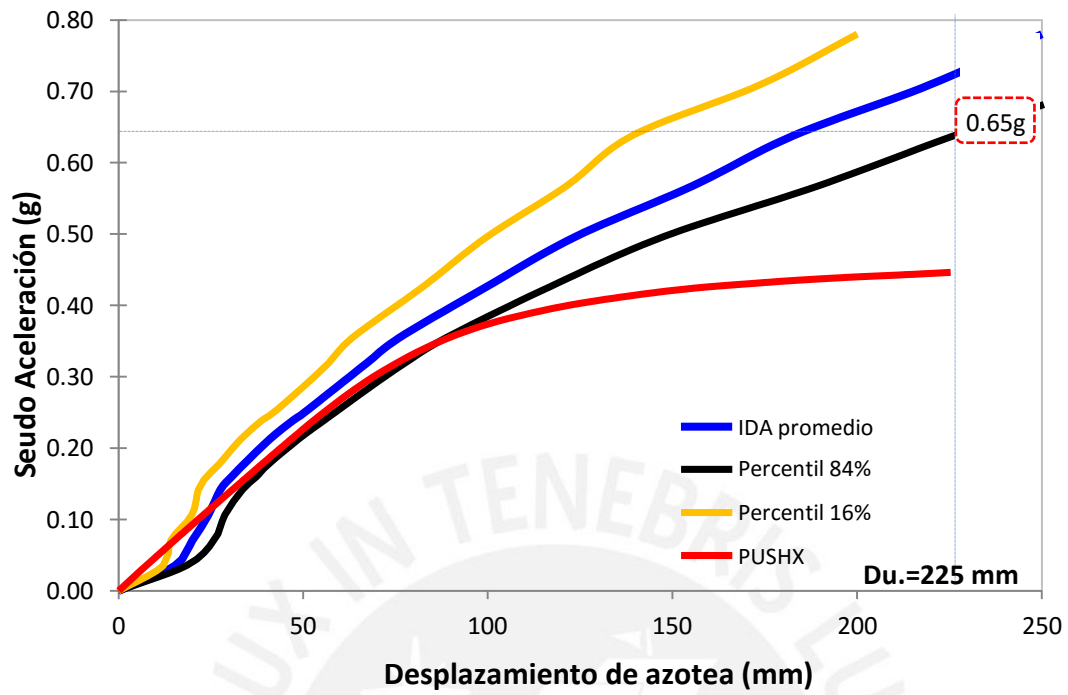


FIGURA 6.7 COMPARACIÓN DE CURVAS IDA Y ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN LONGITUDINAL

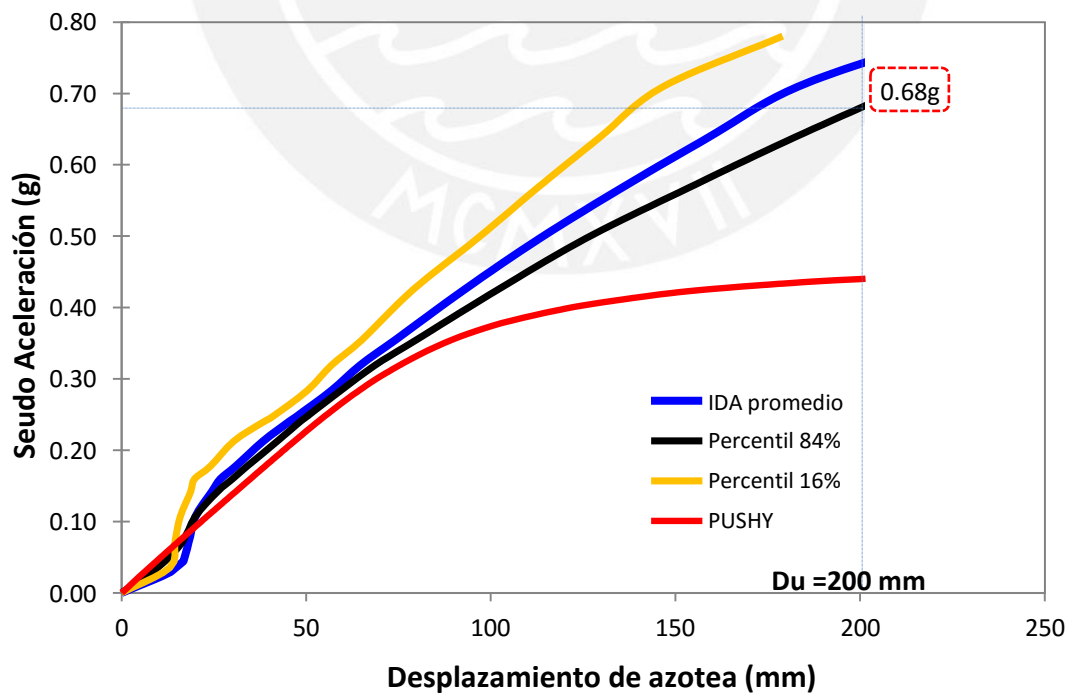


FIGURA 6.8 COMPARACIÓN DE CURVAS IDA Y ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN TRANSVERSAL

Las curvas IDA y curva de capacidad en las direcciones longitudinal y transversal, muestran que el desplazamiento último o de falla, con valores de 225 mm y 200 mm, respectivamente son los mismos para los dos métodos.

En el análisis estático no lineal (PUSHOVER) mediante la técnica del espectro de capacidad, se obtuvo una aceleración del suelo o PGA relacionado con el desplazamiento último o de falla es de 1.73g y 1.5g en las direcciones longitudinal (dirección X) y transversal (dirección Y), respectivamente. Para el análisis IDA, la pseudo-aceleración de falla para la curva IDA promedio (confiabilidad del 50%) fue de 0.65g y 0.68g, en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente; estas pseudo-aceleraciones corresponden a unos PGA de 1.83g y 1.88g, respectivamente.



CAPÍTULO 7

DESEMPEÑO SÍSMICO NO ESTRUCTURAL Y GLOBAL DEL EDIFICIO

7.1. Resumen

En el presente capítulo se presenta los resultados del desempeño sísmico de los elementos no estructurales representados por el comportamiento de los tabiques divisorios de ambientes y perimetrales de edificio típico de hospital aislado. Para ello, se estudiaron las respuestas no lineales de dos tabiques M1 y M2, anclados en la parte superior de la estructura con pines metálicos, ubicados en el primer y cuarto piso del edificio, respectivamente. Se utilizó la metodología de análisis estático no lineal, para obtener las curvas de capacidad de los tabiques y su respuesta frente a cuatro niveles de sismo (frecuente, ocasional, raro o DBE, muy raro o MCE).

Finalmente, con los resultados de la matriz de desempeño estructural (capítulos 5 y 6) y no estructural, se obtiene la matriz de desempeño global del edificio.

7.2. Desempeño sísmico de elementos no estructurales

A partir de los modelos de tabiques divisorios de albañilería confinada anclados a los pórticos, M1 y M2 (Figura 4.6) y de la representación del comportamiento no lineal de sus materiales constitutivos, y a través del análisis estático no lineal, se obtiene las curvas de capacidad resistente de los tabiques del edificio típico hospitalario con aislamiento de base, en el plano y fuera del plano (cargas ortogonales).

En la Figuras 7.1 al 7.4 se muestran las curvas de capacidad de los tabiques M1 y M2 en sus dos direcciones (en el plano, y fuera del plano).

7.2.1. Desempeño sísmico de tabique M1

En las Figuras 7.1 y 7.2 se puede apreciar que para los cuatro niveles de sismo (frecuente, ocasional, DBE y MCE) el tabique M1 se encuentra en el rango del nivel de desempeño operacional N-A.

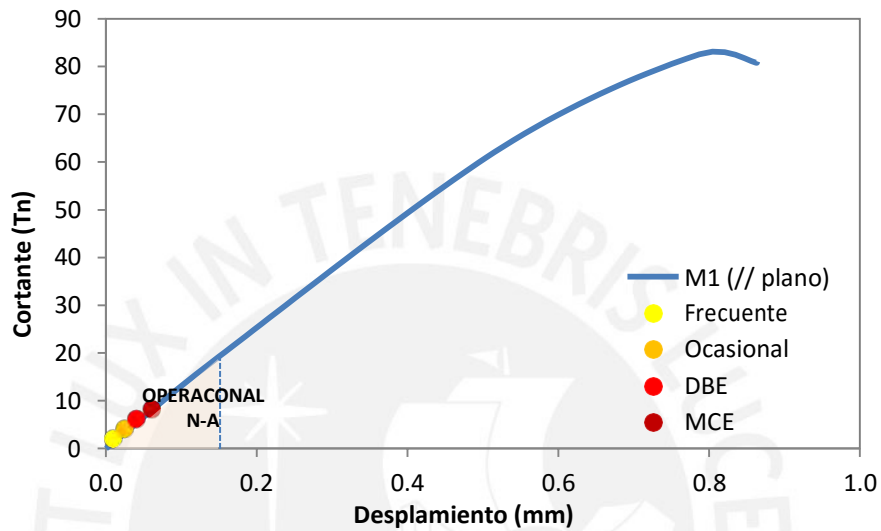


FIGURA 7.1. CURVA DE CAPACIDAD EN EL PLANO DEL TABIQUE M1

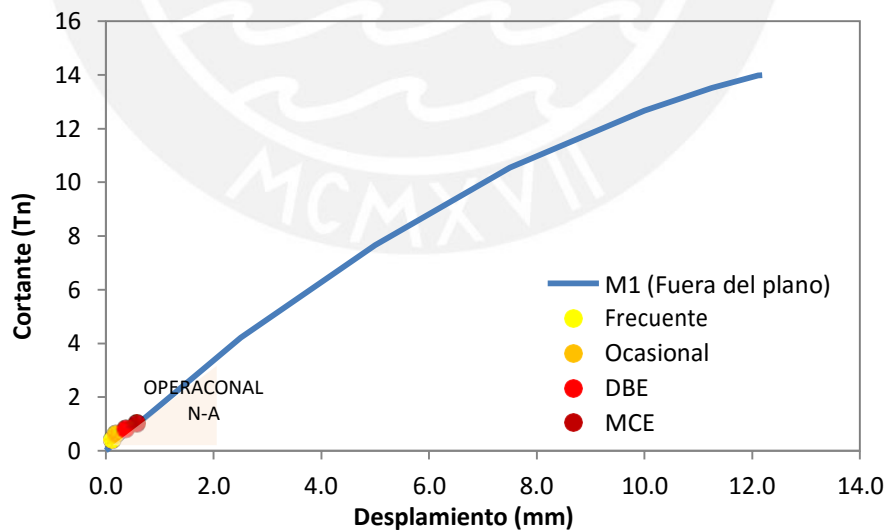


FIGURA 7.2. CURVA DE CAPACIDAD PERPENDICULAR AL PLANO DEL TABIQUE M1

7.2.2. Desempeño sísmico de tabique M2

En las Figuras 7.1 y 7.2 se puede apreciar que para los cuatro niveles de sismo (frecuente, ocasional, DBE y MCE) el tabique M1 se encuentra en el rango del nivel de desempeño operacional N-A.

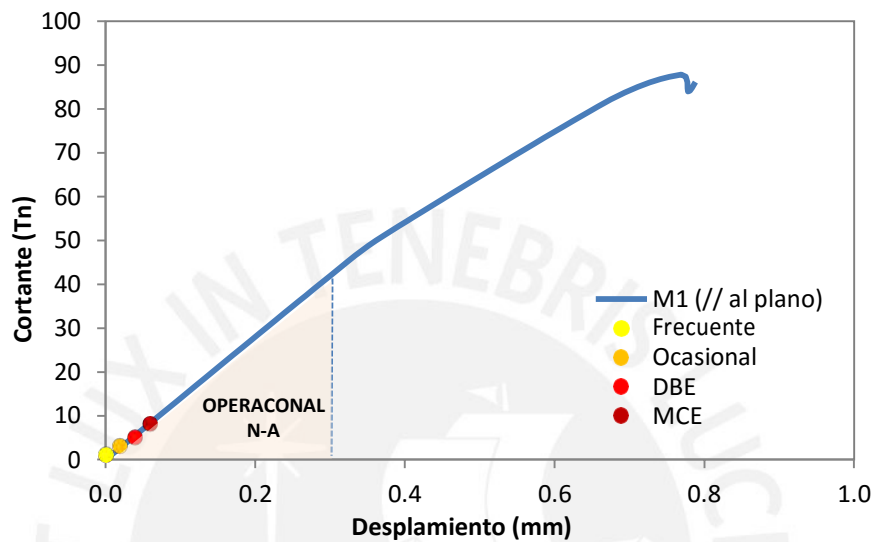


FIGURA 7.3. CURVA DE CAPACIDAD EN EL PLANO DEL TABIQUE M2

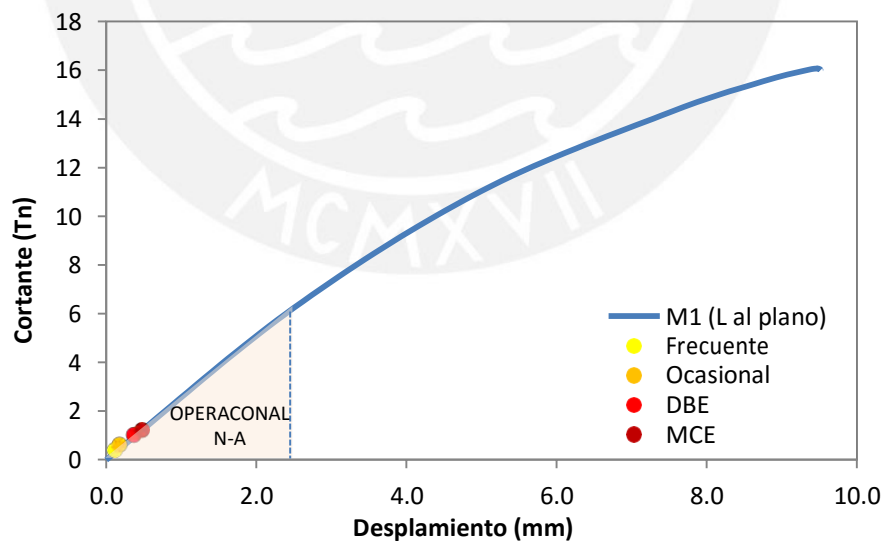


FIGURA 7.4. CURVA DE CAPACIDAD PERPENDICULAR AL PLANO DEL TABIQUE M2

7.3. Matriz de desempeño de tabiques

Para los dos tipos de tabiques estudiados M1 y M2 y para los cuatro niveles de sismo, el desempeño de los elementos es operacional N-A. A continuación, se muestra la matriz de desempeño de los tabiques.

TABLA 7.1. MATRIZ DE DESEMPEÑO DE TABIQUES M1 Y M2

Niveles de Sismo	Niveles de desempeño no estructural				
	N-A Operacional	N-B Inmediata Ocupación	N-C Seguridad de vida	N-D Reducción de daños	N-E No Considerado
Frecuente (T.R. = 43 años) 50% en 30 años					
Ocasional (T.R. = 72 años) 50% en 50 años					
Raro (T.R. = 475 años) 10% en 50 años					
Muy Raro (T.R. = 2475 años) 2% en 50 años					

De las investigaciones desarrolladas por Carrillo & González (2007) y de los resultados analíticos de las respuestas no lineales fuera del plano, las aceleraciones a nivel de entrepiso del sistema estructural deberán ser menores de 0.25g para garantizar que los tabiques no tengan daño o en un caso extremo daños menores a nivel de los elementos de confinamiento (agrietamiento de tracción por flexión).

7.4. Matriz de desempeño global del edificio

En la Tabla 7.2 se muestra el resultado de nivel del desempeño Operacional (S-1, N-A) de edificio típico de hospital aislado para los cuatro niveles de demanda sísmica.

En los casos de los sismos frecuente., ocasional y DBE, el sistema estructural y los tabiques se mantienen en el rango elástico. Para el sismo máximo considerado (MCE), se presentan el inicio de incursiones inelásticas, y los

tabiques se encuentran en el límite elástico para la dirección fuera del plano, sin embargo, todavía se encuentra en la nivel de desempeño Operacional.

TABLA 7.2. MATRIZ DE DESEMPEÑO SÍSMICO GLOBAL DEL EDIFICIO
PARA LOS 4 NIVELES DE SISMO

Desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	S-1 Inmediata Ocupación	S-2 Control de daños	S-3 Seguridad de vida	S-4 Seguridad limitada	S-5 Prevención del colapso	S-6 No considerado
N-A Operacional	Operacional 1-A	3-A	3-A	No recomendado	No recomendado	No recomendado
N-B Inmediata ocupación	Inmediata Ocupación 1-B	2-B	3-B	No recomendado	No recomendado	No recomendado
N-C Seguridad de vida	1-C	2-C	Seguridad de vida 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Reducción de daños	No recomendado	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E No considerado	No recomendado	No recomendado	No recomendado	4-E	Prevención de Colapso 5-E	No rehabilitación

CAPÍTULO 8

ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS PROBABLES

8.1. Resumen

En el presente capítulo se presenta el cálculo de las pérdidas esperadas para el edificio típico de hospital aislado, A partir de la respuesta no lineal del sistema estructural y no estructural se obtuvieron los estados de daño en función de la intensidad sísmica medida con respecto a la variación de la aceleración del suelo (PGA). Luego, con los costos estimados de reparación por niveles de estados de daño, presentados en el capítulo 2, se obtuvieron las pérdidas esperadas.

8.2. Estimación del daño

A partir de la definición de los estados de daño locales (Capítulo 3) y de los resultados de los análisis no lineales (estático y dinámico) se estima el daño de los elementos estructurales (vigas, columnas, entre otros).y no estructurales (tabiques divisorios de albañilería confinada).

Los resultados de los análisis no lineales del modelo estructural proveen de datos necesarios para construir matrices de daño que representan el incremento del daño a medida que se va sometiendo al edificio a mayores intensidades sísmicas.

8.2.1. Matrices de daño para vigas y columnas

En las Figuras 8.1 y 8.2 se muestran los estados de daños del sistema estructural (columnas, vigas) para diferentes niveles de peligro sísmico (medidos a través del PGA) o intensidades sísmicas (medidos a través de pseudo aceleraciones).

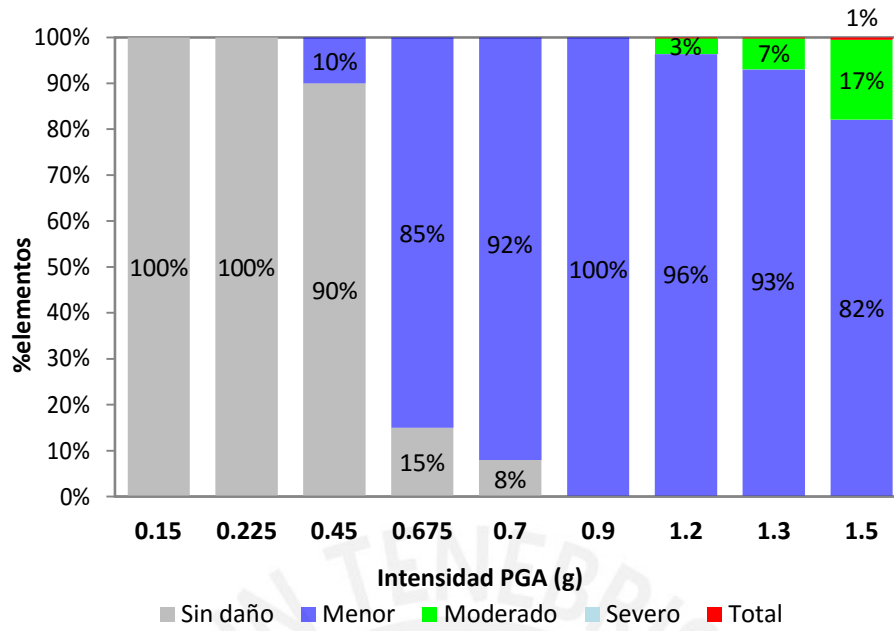


FIGURA 8.1. ESTADOS DE DAÑO LOCALES EN VIGAS Y COLUMNAS DEL EDIFICIO PARA DIFERENTES NIVELES DE PGA (g)

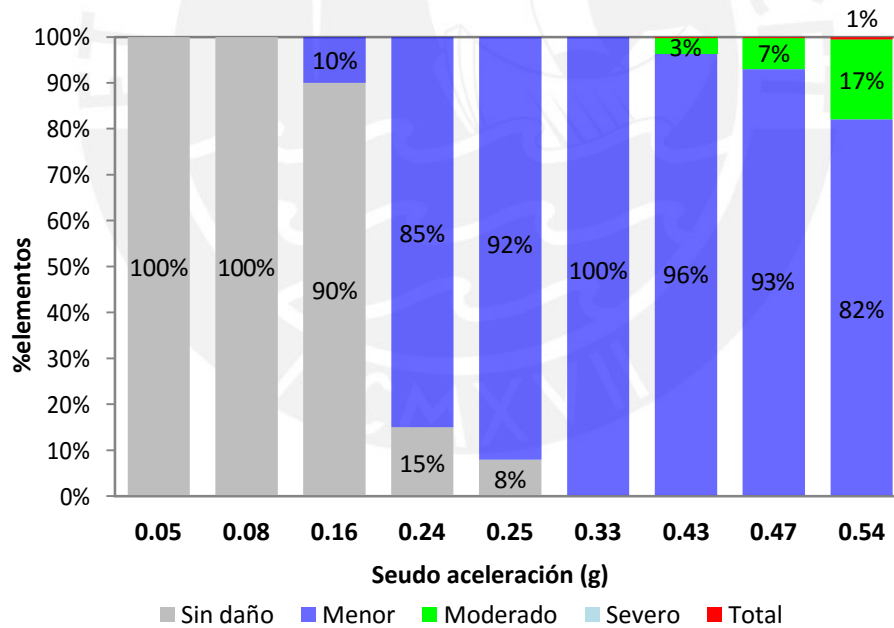


FIGURA 8.2 ESTADOS DE DAÑO LOCALES EN VIGAS Y COLUMNAS DEL EDIFICIO PARA DIFERENTES NIVELES DE SEUDO ACELERACIÓN (g)

El análisis de los estados de daño locales se realiza hasta una seudo aceleración de 0.54g que corresponde a un nivel de PGA igual a 1.5g.

Para los sismos frecuente y ocasional, relacionados para pseudo aceleraciones del edificio de 0.05g y 0.08g, respectivamente, el 100% de los elementos estructurales no tienen daño, ya que la estructura se mantiene en el rango elástico. Para el sismo de diseño (DBE), relacionado para una pseudo aceleración de 0.16g, el 90% de los elementos estructurales no tienen daño y el 10% de los elementos tienen daño menor. Finalmente, para el sismo máximo considerado (MCE), relacionado para una pseudo aceleración de 0.24g, el 15% de los elementos no presentan daño, mientras que el 85% tiene daño menor.

8.2.2. Matrices de daño para tabiques de albañilería confinada

En la Figura 8.3 se muestra los estados de daños de los tabiques divisorios M1 y M2 para diferentes niveles de intensidad sísmica, medidos a través de pseudo aceleraciones.

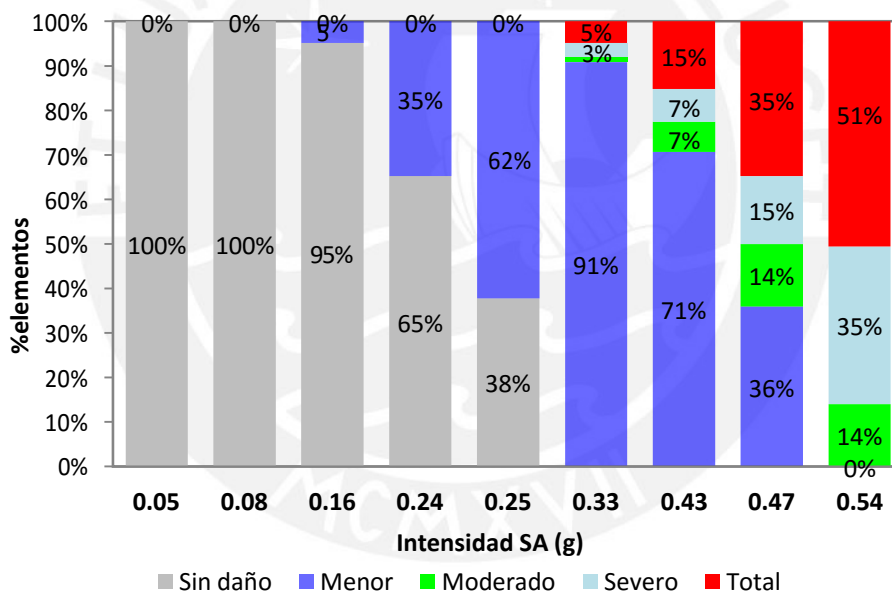


FIGURA 8.3. ESTADOS DE DAÑO LOCALES EN TABIQUES M1 Y M2 DEL EDIFICIO PARA DIFERENTES NIVELES DE SEUDO ACELERACIÓN (g)

Para los sismos frecuente y ocasional, relacionados para pseudo aceleraciones del edificio de 0.05g y 0.08g, respectivamente, el 100% de los tabiques no tienen daño, ya que la estructura se mantiene en el rango elástico. Para el sismo de diseño (DBE), relacionado para una pseudo aceleración de 0.16g, el 95% de los tabiques no tienen daño y el 5% de los tabiques tienen daño menor. Finalmente, para el sismo máximo considerado (MCE), relacionado para una

seudo aceleración de 0.24g, el 65% de los elementos no presentan daño, mientras que el 35% tiene daño menor.

8.3. Curva de pérdidas probables

En la Figura 8.4 se presenta la curva de pérdidas probables para el edificio típico de hospital aislado basado en los estados de daño locales de elementos estructurales y no estructurales y los análisis de costos de reparación respectivos.

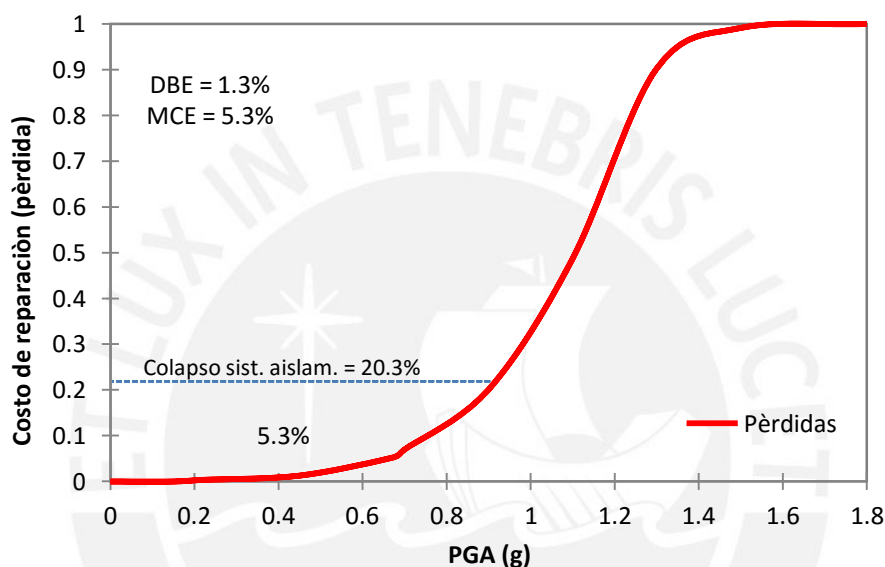


FIGURA 8.4. CURVA DE PÉRDIDAS PROBABLES PARA EL EDIFICIO

TABLA 8.1. COSTOS DE REPARACIÓN PARA DIFERENTES INTENSIDADES SÍSMICAS

Estructura	Costos de reparación para diferentes IM ⁵ (%)		
	Ocasional Sa = 0.08g	DBE Sa=0.16g	MCE Sa=0.24g
Hospital aislado	0%	1.3%	5.3%

De la Tabla 8.1 se deduce que el costo de reparación del edificio de base aislada para una intensidad de sismo igual al de la norma E030 sería de 1.3% y para el sismo máximo considerado de 5.3%.

⁵ IM. Intensidades de sismo

CONCLUSIONES

1. Los resultados de la revisión del diseño del edificio típico de hospital con sistemas de aislamiento indican que estos sistemas producen una reducción del cortante basal al 30% - 40% de un sistema convencional (empotrado en la base).
2. La respuesta estructural es la esperada para edificaciones con sistema de protección sísmica con aislamiento, ya que del análisis no lineal tiempo historia se obtuvieron derivas máximas del orden de 2.6‰ y 3.8‰ para el sismo de diseño (DBE) y el sismo máximo creíble (MCE), respectivamente, las cuales son menores a los límites establecidos en el proyecto de norma E.031 de 3,5‰ y 4,5‰, respectivamente.
3. El desempeño estructural del edificio típico hospitalario muestra un buen desempeño sísmico para los diferentes niveles de sismo: frecuente, ocasional, DBE y MCE, el cual está calificado en el nivel Operacional (S-1, 1-A), es decir, luego de ocurrido el sismo el edificio continuará operativo para brindar servicio post evento sísmico.
4. Los tabiques de albañilería mostraron un comportamiento en el rango elástico para los diferentes niveles de sismo y cuyo comportamiento dentro y fuera del plano se obtuvieron derivas menores de 0.53‰ para el caso del sismo de diseño (DBE) y 0.7‰ para el sismo máximo creíble (MCE), cuando se utilizaron anclajes en las partes superiores y juntas de separación de 20 mm que permitan no interactuar con el pórtico;
5. Cuando los tabiques de albañilería se aislaron por 3 bordes o lados, (2 lados laterales y en la parte superior), a los que comúnmente se denominan tabiques en voladizo, con juntas de separación de la estructura principal de 20 mm, estos mostraron inferior desempeño sísmico a los tabiques conectados cuando fueron sometidos a cargas perpendiculares a su plano, obteniéndose derivas de 3.4‰ y 4.7‰ para los sismos DBE y MCE, respectivamente y aceleraciones máximas de 0.39g y 0.54g para los sismos DBE y MCE, respectivamente.

6. De los resultados analíticos de las respuestas no lineales de los tabiques de albañilería conectados a la estructura principal y con cargas fuera del plano, se obtiene que las aceleraciones a nivel de entrepiso del sistema estructural deberán ser menores de 0.25g para garantizar que los tabiques no tengan daño o en un caso extremo daños menores a nivel de los elementos de confinamiento (agrietamiento de tracción por flexión).
7. A partir de la estimación de las pérdidas probables del edificio típico de hospital aislado, se espera que hospitales bien diseñados y construidos con sistema de aislamiento en la base, el costo de reparación para los sismos de diseño (DBE) y sismo máximo considerado (MCE), sean menores de 1.5% y 5.5%, respectivamente.
8. El colapso del sistema de aislamiento ocurriría para un PGA de 0,73g, valor que es ligeramente superior al PGA del sismo máximo creíble, de 0.675g, por lo que es recomendable considerar un factor de seguridad mayor de 1.00 (probablemente entre 1.2 – 1.3) para el diseño del sistema de aislamiento, que permita a la superestructura desarrollar incursiones inelásticas que ocasionarían el incremento de las pérdidas, pero evitar el colapso de la edificación cuando se presenten sismos ligeramente superiores al MCE..

RECOMENDACIONES

1. Para un diseño óptimo del sistema de aislamiento se debe conseguir que el sistema estructural provea una adecuada rigidez y que permita el dimensionamiento de aisladores con rigideces que lo lleven a que el cortante de diseño de la estructura sea del orden de cortante mínimo, para nuestro caso del orden del 6% peso de la estructura.
2. Para lograr objetivos de desempeño en los tabiques perimetrales es recomendable aislarlos del sistema estructural, incorporando juntas de 20 mm o lo que resulte del cálculo estructural. Así será conveniente proveer de sistemas de anclaje que impidan volcamiento hacia el exterior.
3. Es recomendable verificar que se tengan aceleraciones menores de 0.25g para la protección de tabiques divisorios de ambientes, equipos médicos y la estabilidad de mobiliario a volcamiento.
4. En una futura actualización del proyecto de norma E.031 de aislamiento sísmico se podría incorporar como límite máximo para las aceleraciones a nivel de entrepiso, el valor de 0,25g para el sismo de diseño (DBE) para garantizar el comportamiento elástico de los tabiques y buen desempeño de otros elementos no estructurales.

REFERENCIAS

1. Abreu, R. A. (2006). Aproximación modal espectral al diseño sísmico por desempeño de edificios asimétricos. Tesis para optar el grado de maestro en Ingeniería Civil - Estructuras, Universidad Nacional Autónoma de México, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería.
2. Aguiar, R. (2016). Método del Coeficiente de Desplazamiento para el análisis sísmico por desempeño. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. ESPE.
<https://www.researchgate.net/publication/229056455>.
3. Alcocer, S., Hernández, H., & Sandoval, H. (2013). Envolvente de resistencia lateral de piso para estructuras de mampostería confinada. Revista de Ingeniería Sísmica(No. 89), pp. 24-54.
4. American Society of Civil Engineers. (2013). ASCE/SEI 41-13. Seismic rehabilitation of existing buildings. Virginia, United States of America: ISBN 978-0-7844-7791-5 (ebook).
5. Astroza, M., & Schmidt, A. (2004). Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. Ingeniería Sísmica, pp. 59-75.
6. ATC. (1996). Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Building, ATC-40 Report (Vol. Volumes 1 and 2). (ATC, Ed.) California.
7. Botero, E., & Romo, M. (2005). Earthquake energy transmission at interfaces. Proceed - ings of the 11th international conference of IACMAG. Turín, Italy.
8. Bozorgnia, Y., & Bertero, V. V. (2004.). Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering. CRC pres.
9. BRIDGESTONE. (2015). Seismic Isolation Product Line-up. (https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/pdf/catalog_201506.pdf, Ed.) Tokyo, Japan.

10. C.D.T. Corporación de Desarrollo Tecnológico. (Noviembre de 2011). Protección Sísmica de Estructuras. Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía. Documentos Técnicos(N° 29).
11. Cabrera, E., & Sánchez, J. (2016). Evaluación de desempeño sísmico de un edificio aporticado usando el método actualizado del espectro de capacidad FEMA 440. Cuenca -Ecuador.
12. Carrillo, J., & González, G. (2007). Modelación inelástica de pórticos de concreto con mampostería no reforzada. Dyna, Vol. 74(Nro. 152), pp. 229-239.
13. Chacón, R., & Paz, I. (2016). Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
14. FEMA 356. (2000). Prestandard and comentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, D.C., USA.
15. FEMA 440. (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Washington D.C.
16. FEMA 451B. (June de 2007). NEHRP Recommended Provisions for New Buildings and Other Structures: Training and Instructional Materials. USA.
17. Jiang, H., Chen, L., & Chen, Q. (2011). Seismic damage assessment and performance levels of reinforced concrete members. Procedia Engieneering, Vol. 14, pp. 939-945.
18. Loa, G. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997. Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Posgrado, Lima.
19. Loa, G., Muñoz, J. A., & Santa Cruz, S. C. (2017). Seismic Evaluation of Incremental Seismic Retrofitting Techniques for Typical Peruvian Schools. (págs. pp. 101-110.). Virginia: ASCE.
20. Manchego, J., & Pari, S. (2017). Análisis experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en Lima, Perú. Tesis para optar el grado

de magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú,
Escuela de Posgrado, Lima.

21. Maríñez, C., & Bocanegra, N. (2011). Cálculo de pérdidas probables por sismo para colegios modernos del INFES. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
22. Mendo, A. R. (2015). Bases para la implementación de la norma peruana de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú. Escuela de Posgrado, Lima.
23. Meneses, P. D. (2006). Análisis de edificios de hormigón armado en base a pórticos planos acoplados a muros de altura parcial. Universidad Austral de Chile.
24. Mihai, M. (2013). A theoretical review of the damage indices user to model the dynamic nonlinear behavior of reinforced concrete structures. Universitatea Tehnică Gheorghe Asachi din Iași , Vol. LIX (LXIII)(Nro. 2), pp. 109-220.
25. Morgan, T. A., & Mahin, S. A. (2011). The Use of Base Isolation Systems to Achieve Complex Seismic Performance Objectives. (B. (. University of California, Ed.) In Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering.
26. MVCS. (2014). Decreto Supremo N° 002-2014-VIVIENDA. Disponen incorporación del Anexo 03 "Sistemas de Protección Sísmica, específica para el caso de Establecimientos de Salud" a la Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente, del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
27. MVCS. (2016). Norma Técnica E.030. Diseño Sismorresistente. Decreto Supremo N° 003-2016-VIVIENDA. Perú.
28. Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice. John Wiley & Sons, Inc.
29. NCh2745. (2003). Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Instituto Nacional de Normalización.

30. Petrone, C., Magliulo, G., & Manfredi, G. (2014). Shake table tests for the seismic assessment of hollow brick internal partitions. *Engineering Structures*, Vol. 72, pp. 203-214.
31. Priestley, Calvi, & Kowalsky. (2007). *Displacement Based Design of Structures*. IUSS Press.
32. Quiroz, E. (2017). Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-97 mediante modelos no lineales. Tesis para optar el grado de magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú - Escuela de Posgrado, Lima.
33. R.N.E. (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica E.020: Cargas*. Lima: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.
34. Santa Cruz, S. C., Chacon, R., Paz, I., & Niño, M. (2017). Comparison of two different approaches for the assessment of direct losses through Performance - Based Earthquake Engineering. En *Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering*.
35. Santana, R. D. (2012). *Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada*. Tesis para opta el grado de Mestro con mención en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil. Sección de Posgrado, Lima.
36. SEAOC Vision 2000 Committee. (1995). *Performance based seismic engineering of building / prepared for California Office of emergency Services; prepared by Structural Engineers Association of California; [Vision 2000 Committe: Chris Poland, James Hill, Roland Sharpe; editor, Jeffrey Soulages]*. Sacramento, CA.
37. Seismosoft. (2016). *Earthquake Engineering Software Solutions*. Seismomatch, 2016. Obtenido de <http://www.seismosoft.com/seismomatch>
38. Sharifi, A., & Banan, M. (2012). A strain-consistent approach for determination of bounds of ductility damage index for different performance levels for seismic design of RC frame members. *Engineering Structures*, Vol. 37, pp.143 - 151.

39. Sirve - Seismic Protection Technologies. (2013). Aislamiento Sísmico. Concepto y Aplicación. Obtenido de <http://sirve.cl/wp-content/uploads/2013/09/Aislamiento.pdf>.
40. Toledo, V. (2011). Ingeniería basada en desempeño. Obtenido de Comunidad para la Ingeniería Civil: <http://www.cingcivil.com>
41. Tu, Y.-H., Chuang, T.-H., Liu, P.-M., & Yang, Y.-S. (2010). Out-of-plane shaking table tests on unreinforced masonry panels in RC frames. *Engineering Structures*, pp. 3935 - 3935.
42. Vamvaksikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31 (3), pp. 491-514.
43. Victorio, C. (2012). Desempeño sísmico de edificaciones bajo el sismo de nivel ocasional. Universidad Nacional de Ingeniería UNI, Lima.
44. Villagomez, D. (2015). Lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones sísmicamente aisladas en el Perú. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
45. Williams, M., & Sexsmith, R. (1995). Seismic Damage Indices for Concrete Structures: A State of the Art. Vol. 11(No. 2), pp: 319-349.
46. Yang, T. Y. (2013). Assessing seismic risks for new and existing buildings using performance-based earthquake engineering (PBEE) methodology. En *Handbook of seismic risk analysis and management of civil infrastructure systems* (págs. pp. 307-33). The University of British Columbia, Canada.
47. Zavala, C., & Homma, C. (2003). Reconocimiento del daño estructural en estructuras de mampostería. CISMID - Universidad Nacional de Ingeniería (UNI).
48. Zúñiga, O., & Terán, A. (2008). Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada. *Revista de Ingeniería Sísmica*(No. 29), pp. 25-48.

Anexo 1. Áreas de acero en extremos de vigas (zonas de rótulas)

Anexo 2. Planos generales del modelo típico de edificio hospitalario aislado



ANEXO 1

ÁREAS DE ACERO EN EXTREMOS DE VIGAS (ZONAS DE RÓTULAS)

Las áreas de acero en extremos de vigas, representan a los refuerzos de las secciones en las zonas donde se formarían las rótulas plásticas concentradas, El comportamiento inelástico de los elementos estructurales vigas y columnas se representó por rótulas plásticas concentradas en sus extremos cercanos a cada cara de los elementos.

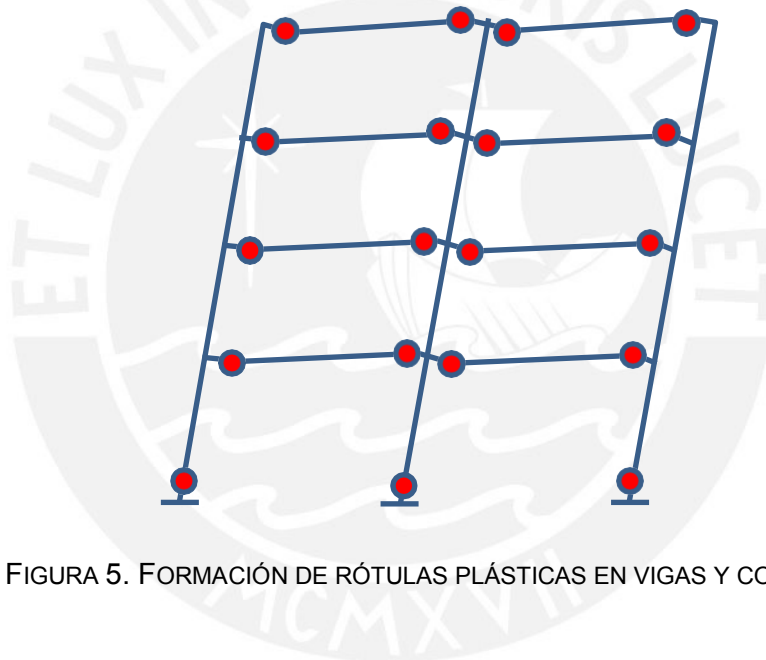


FIGURA 5. FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS Y COLUMNAS

La nomenclatura utilizada para la identificación de las áreas de acero en las secciones extremas de vigas son las que se muestran en la siguiente figura:

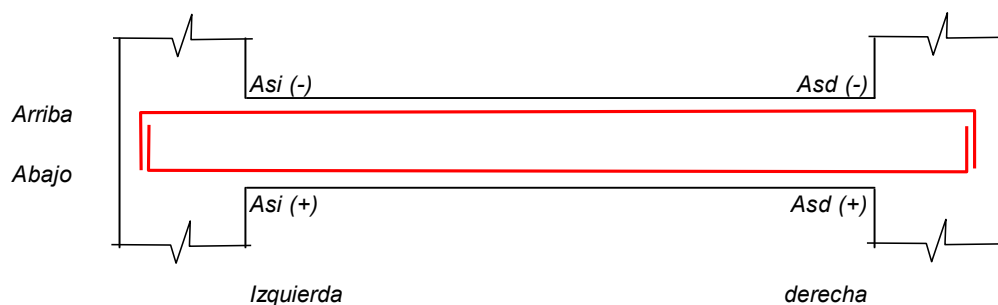


FIGURA 6. NOMENCLATURA DE ÁREAS DE ACERO EN EXTREMOS DE VIGAS

TABLA 2. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 1ER. PISO

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL PISO TÉCNICO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-1	Arriba	4φ1" + 5φ1"	4φ1" + 4φ1"	45.90	40.80
	Abajo	4φ1" + 3φ3/4"	4φ1" + 3φ3/4"	28.92	28.92
V-2	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 3φ1"	40.80	35.70
	Abajo	4φ1" + 3φ3/4"	4φ1"	28.92	20.40
V-3	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 3φ1"	35.70	35.70
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-4	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 3φ1"	35.70	35.70
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-5	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 3φ1"	35.70	35.70
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-6	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 3φ1"	35.70	35.70
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-7	Arriba	4φ1"	4φ1" + 5φ1"	20.40	45.90
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-8	Arriba	4φ1"	4φ1" + 4φ1"	20.40	40.80
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-9	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 4φ1"	40.80	40.80
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-10	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 4φ1"	40.80	40.80
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40

TABLA 1. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 1ER. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL PISO TÉCNICO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-11	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 4φ1"	40.80	40.80
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-12	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 3φ1"	40.80	35.70
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-13	Arriba	4φ1"	4φ1" + 2φ1"	20.40	30.60
	Abajo	4φ1"	4φ1" + 2φ1"	20.40	30.60
V-14	Arriba	4φ1" + 2φ1"	4φ1" + 3φ1"	30.60	35.70
	Abajo	4φ1" + 2φ1"	4φ1" + 2φ1"	30.60	30.60
V-15	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 3φ1"	35.70	35.70
	Abajo	4φ1" + 2φ1"	4φ1"	30.60	20.40
V-16	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 4φ1"	35.70	40.80
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-17	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 4φ1"	35.70	40.80
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-18	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 4φ1"	40.80	40.80
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-19	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 3φ1"	40.80	35.70
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-20A	Arriba	4φ1" + 2φ1"	4φ1" + 2φ1"	30.60	30.60
	Abajo	4φ1" + 2φ1"	4φ1" + 2φ1"	30.60	30.60

TABLA 1. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 1ER. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL PISO TÉCNICO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-20	Arriba	4 ϕ 1" + 2 ϕ 1"	4 ϕ 1" + 4 ϕ 1"	30.60	40.80
	Abajo	4 ϕ 1" + 2 ϕ 1"	4 ϕ 1" + 2 ϕ 1"	30.60	30.60
V-21	Arriba	4 ϕ 1" + 4 ϕ 1"	4 ϕ 1" + 4 ϕ 1"	40.80	40.80
	Abajo	4 ϕ 1" + 2 ϕ 1"	4 ϕ 1"	30.60	20.40
V-22	Arriba	4 ϕ 1" + 4 ϕ 1"	4 ϕ 1" + 4 ϕ 1"	40.80	40.80
	Abajo	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	20.40	20.40
V-23	Arriba	4 ϕ 1" + 4 ϕ 1"	4 ϕ 1" + 5 ϕ 1"	40.80	45.90
	Abajo	4 ϕ 1"	4 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"	20.40	26.08
V-24	Arriba	4 ϕ 1" + 5 ϕ 1"	4 ϕ 1" + 4 ϕ 1"	45.90	40.80
	Abajo	4 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"	4 ϕ 1"	26.08	20.40
V-25	Arriba	4 ϕ 1" + 4 ϕ 1"	4 ϕ 1" + 2 ϕ 1"	40.80	30.60
	Abajo	4 ϕ 1"	4 ϕ 1"	20.40	20.40
V-26 (20x60)	Arriba	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	4 ϕ 5/8"	6.00	8.00
V-27 (20x60)	Arriba	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	4.00	4.00
	Abajo	2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	4.00	6.00
V-28 (20x60)	Arriba	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
	Abajo	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	4.00	4.00
V-29 (20x60)	Arriba	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
	Abajo	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	4.00	4.00

TABLA 1. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 1ER. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL PISO TÉCNICO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-30 (20x60)	Arriba	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
	Abajo	2φ5/8"	2φ5/8"	4.00	4.00
V-31 (20x60)	Arriba	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
	Abajo	2φ5/8"	2φ5/8"	4.00	4.00
V-32 (20x60)	Arriba	3φ5/8"	2φ5/8"	6.00	4.00
	Abajo	2φ5/8"	2φ5/8"	4.00	4.00
V-33	Arriba	4φ1" + 2φ1"	4φ1" + 2φ1"	30.60	30.60
	Abajo	4φ1" + 2φ1"	4φ1" + 2φ3/4"	30.60	26.08
V-34	Arriba	4φ1" + 5φ1"	4φ1" + 5φ1"	45.90	45.90
	Abajo	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
V-35	Arriba	4φ1" + 5φ1"	4φ1" + 4φ1"	45.90	40.80
	Abajo	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 3φ1"	26.08	35.70
V-36	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 2φ1"	40.80	30.60
	Abajo	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 2φ1"	35.70	30.60
V-37	Arriba	4φ1"	4φ1" + 4φ1"	20.40	40.80
	Abajo	4φ1"	4φ1" + 1φ1"	20.40	25.50
V-38	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 3φ1"	40.80	35.70
	Abajo	4φ1" + 1φ1"	4φ1" + 1φ1"	25.50	25.50
V-39	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1"	35.70	20.40
	Abajo	4φ1" + 1φ1"	4φ1"	25.50	20.40

TABLA 1. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 1ER. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL PISO TÉCNICO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-40	Arriba	4φ1"	4φ1" + 4φ1"	20.40	40.80
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-41	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 3φ1"	40.80	35.70
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-42	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 2φ1"	35.70	30.60
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-43	Arriba	4φ1" + 2φ1"	4φ1" + 2φ1"	30.60	30.60
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-44	Arriba	4φ1" + 2φ1"	4φ1" + 4φ1"	30.60	40.80
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-45	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 3φ1"	40.80	35.70
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-46	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 3φ1"	35.70	35.70
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-47	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 2φ1"	35.70	30.60
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-48	Arriba	4φ1"	4φ1" + 4φ1"	20.40	40.80
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-49	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 4φ1"	40.80	40.80
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40

TABLA 1. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 1ER. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL PISO TÉCNICO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-50	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 3φ1"	40.80	35.70
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-51	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 2φ1"	35.70	30.60
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-52	Arriba	4φ1"	4φ1" + 5φ1"	20.40	45.90
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-53	Arriba	4φ1" + 5φ1"	4φ1" + 3φ1"	45.90	35.70
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-54	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 3φ1"	35.70	35.70
	Abajo	4φ1"	4φ1"	20.40	20.40
V-55	Arriba	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 2φ1"	35.70	30.60
	Abajo	4φ1"	4φ1" + 2φ3/4"	20.40	26.08
V-56	Arriba	4φ1"	4φ1" + 6φ1"	20.40	51.00
	Abajo	4φ1"	4φ1" + 3φ1"	20.40	35.70
V-57	Arriba	4φ1" + 6φ1"	4φ1" + 6φ1"	51.00	51.00
	Abajo	4φ1" + 3φ1"	4φ1" + 4φ1"	35.70	40.80
V-58	Arriba	4φ1" + 6φ1"	4φ1" + 4φ1"	51.00	40.80
	Abajo	4φ1" + 4φ1"	4φ1" + 2φ1"	40.80	30.60
V-59	Arriba	4φ1" + 4φ1"	4φ1"	40.80	20.40
	Abajo	4φ1" + 2φ1"	4φ1"	30.60	20.40

TABLA 3. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 1ER. Y 2DO. PISO

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 1er. y 2do. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-101	Arriba	4φ3/4" + 5φ1"	4φ3/4" + 2φ1"	36.86	21.56
	Abajo	4φ3/4" + 3φ3/4"	4φ3/4" + 3φ3/4"	19.88	19.88
V-102	Arriba	4φ3/4" + 2φ1"	4φ3/4" + 2φ1"	21.56	21.56
	Abajo	4φ3/4" + 3φ3/4"	4φ3/4"	19.88	11.36
V-103	Arriba	4φ3/4" + 2φ1"	4φ3/4" + 2φ1"	21.56	21.56
	Abajo	4φ3/4"	4φ3/4"	11.36	11.36
V-104	Arriba	4φ3/4" + 2φ1"	4φ3/4" + 2φ1"	21.56	21.56
	Abajo	4φ3/4"	4φ3/4"	11.36	11.36
V-105	Arriba	4φ3/4" + 2φ1"	4φ3/4" + 2φ1"	21.56	21.56
	Abajo	4φ3/4"	4φ3/4"	11.36	11.36
V-106	Arriba	4φ3/4" + 2φ1"	4φ3/4" + 2φ1"	21.56	21.56
	Abajo	4φ3/4"	4φ3/4"	11.36	11.36
V-107	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	15.88	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-108	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-109	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-110	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88

TABLA 2. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 1ER. Y 2DO. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 1er. y 2do. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-111	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-112	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	9φ3/4"	26.08	25.56
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	15.88	21.56
V-113	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	15.88	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	15.88	26.08
V-113A	Arriba	3φ3/4"	2φ3/4"	8.52	5.68
	Abajo	3φ3/4"	3φ3/4"	8.52	8.52
V-114	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
V-115	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	4φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	26.08	15.88
V-116	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-117	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-118	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-119	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	9φ3/4"	26.08	25.56
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	15.88	21.56

TABLA 2. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 1ER. Y 2DO. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 1er. y 2do. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-120	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	18.72	18.72
V-121	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	18.72	15.88
V-122	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-123	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	6φ1" + 2φ3/4"	26.08	36.28
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	15.88	21.56
V-124	Arriba	6φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	36.28	26.08
	Abajo	2φ1" + 4φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	21.56	15.88
V-125	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	8φ3/4"	26.08	22.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ3/4"	15.88	11.36
V-126 (30x60)	Arriba	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-127 (20x60)	Arriba	2φ5/8"	2φ5/8"	4.00	6.00
	Abajo	2φ5/8"	2φ5/8"	4.00	4.00
V-128 (20x60)	Arriba	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
	Abajo	2φ5/8"	2φ5/8"	4.00	4.00
V-129 (20x60)	Arriba	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
	Abajo	2φ5/8"	2φ5/8"	4.00	4.00

TABLA 2. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 1ER. Y 2DO. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 1er. y 2do. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-130 (20x60)	Arriba	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
	Abajo	2φ5/8"	2φ5/8"	4.00	4.00
V-131	Arriba	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
	Abajo	2φ5/8"	2φ5/8"	4.00	4.00
V-132	Arriba	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	4.00
	Abajo	2φ5/8"	2φ5/8"	4.00	4.00
V-133	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	2φ1" + 4φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	21.56	21.56
V-134	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	6φ1" + 2φ3/4"	26.08	36.28
	Abajo	2φ1" + 4φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	21.56	15.88
V-135	Arriba	6φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 8φ3/4"	36.28	32.92
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 5φ3/4"	15.88	24.40
V-136	Arriba	2φ1" + 8φ3/4"	8φ3/4"	32.92	22.72
	Abajo	2φ1" + 5φ3/4"	2φ1" + 8φ3/4"	24.40	32.92
V-137	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	15.88	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-138	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	6φ1" + 2φ3/4"	26.08	36.28
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-139	Arriba	6φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	36.28	15.88
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88

TABLA 2. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 1ER. Y 2DO. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 1er. y 2do. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-140	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	5φ1" + 2φ3/4"	15.88	31.18
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-141	Arriba	5φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	31.18	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-142	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	26.08	21.56
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-143	Arriba	2φ1" + 4φ3/4"	6φ3/4"	21.56	17.04
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ3/4"	15.88	11.36
V-144	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	5φ1" + 2φ3/4"	15.88	31.18
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-145	Arriba	5φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	31.18	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-146	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-147	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	26.08	15.88
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-148	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	5φ1" + 2φ3/4"	15.88	31.18
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-149	Arriba	5φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	31.18	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88

TABLA 2. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 1ER. Y 2DO. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 1er. y 2do. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-150	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	26.08	21.56
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-151	Arriba	2φ1" + 4φ3/4"	6φ3/4"	21.56	17.04
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ3/4"	15.88	11.36
V-152	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	5φ1" + 2φ3/4"	15.88	31.18
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-153	Arriba	5φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	31.18	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-154	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	26.08	21.56
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-155	Arriba	2φ1" + 4φ3/4"	6φ3/4"	21.56	17.04
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ3/4"	15.88	11.36
V-156	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	5φ1" + 2φ3/4"	15.88	31.18
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	5φ1" + 2φ3/4"	15.88	31.18
V-157	Arriba	5φ1" + 2φ3/4"	8φ1" + 2φ3/4"	31.18	46.48
	Abajo	5φ1" + 2φ3/4"	5φ1" + 2φ3/4"	31.18	31.18
V-158	Arriba	8φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 9φ3/4"	46.48	35.76
	Abajo	5φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 6φ3/4"	31.18	27.24
V-159	Arriba	2φ1" + 9φ3/4"	2φ1" + 7φ3/4"	35.76	30.08
	Abajo	2φ1" + 6φ3/4"	2φ1" + 6φ3/4"	27.24	27.24

TABLA 4. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 3ER. PISO

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 3er. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-301	Arriba	4 ϕ 3/4" + 4 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	22.72	14.20
	Abajo	4 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4" + 3 ϕ 3/4"	11.36	19.88
V-302	Arriba	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4" + 2 ϕ 3/4"	14.20	17.04
	Abajo	4 ϕ 3/4" + 3 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4"	19.88	11.36
V-303	Arriba	4 ϕ 3/4" + 2 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	17.04	14.20
	Abajo	4 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4"	11.36	11.36
V-304	Arriba	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	14.20	14.20
	Abajo	4 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4"	11.36	11.36
V-305	Arriba	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	14.20	14.20
	Abajo	4 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4"	11.36	11.36
V-306	Arriba	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 3/4"	14.20	14.20
	Abajo	4 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4"	11.36	11.36
V-307	Arriba	2 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"	2 ϕ 1" + 4 ϕ 3/4"	15.88	21.56
	Abajo	2 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"	2 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"	15.88	15.88
V-308	Arriba	2 ϕ 1" + 4 ϕ 3/4"	2 ϕ 1" + 3 ϕ 3/4"	21.56	18.72
	Abajo	2 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"	2 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"	15.88	15.88
V-309	Arriba	2 ϕ 1" + 3 ϕ 3/4"	2 ϕ 1" + 3 ϕ 3/4"	18.72	18.72
	Abajo	2 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"	2 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"	15.88	15.88
V-310	Arriba	2 ϕ 1" + 3 ϕ 3/4"	2 ϕ 1" + 3 ϕ 3/4"	18.72	18.72
	Abajo	2 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"	2 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"	15.88	15.88

TABLA 3. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 3ER. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 3er. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-311	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	18.72	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-312	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	7φ3/4"	18.72	19.88
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ3/4"	15.88	11.36
V-313	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	15.88	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	15.88	26.08
V-313A	Arriba	3φ3/4"	3φ3/4"	8.52	8.52
	Abajo	3φ3/4"	3φ3/4"	8.52	8.52
V-314	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	18.72	18.72
	Abajo	4φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	26.08	26.08
V-315	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	18.72	18.72
	Abajo	4φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	26.08	15.88
V-316	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	18.72	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-317	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	18.72	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-318	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	18.72	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-319	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	7φ3/4"	18.72	19.88
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ3/4"	15.88	11.36

TABLA 3. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 3ER. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 3er. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-320	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-321	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	15.88	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-322	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	18.72	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-323	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	18.72	21.56
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-324	Arriba	2φ1" + 4φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	21.56	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-325	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	5φ3/4"	18.72	14.20
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ3/4"	15.88	11.36
V-326	Arriba	2φ3/4"	2φ3/4"	5.68	5.68
	Abajo	2φ3/4"	2φ3/4"	5.68	5.68
V-327	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	18.72	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-328	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	18.72	21.56
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-329	Arriba	2φ1" + 4φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	21.56	21.56
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88

TABLA 3. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 3ER. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 3er. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-330	Arriba	2φ1" + 4φ3/4"	4φ3/4"	21.56	11.36
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ3/4"	15.88	11.36
V-331	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	15.88	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-332	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	18.72	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-333	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	26.08	15.88
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-334	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	15.88	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-335	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	18.72	21.56
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-336	Arriba	2φ1" + 4φ3/4"	4φ3/4"	21.56	11.36
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ3/4"	15.88	11.36
V-337	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	15.88	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-338	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	18.72	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-339	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	18.72	15.88
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88

TABLA 3. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 3ER. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 3er. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-340	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	15.88	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-341	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	18.72	21.56
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-342	Arriba	2φ1" + 4φ3/4"	4φ3/4"	21.56	11.36
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ3/4"	15.88	11.36
V-343	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 3φ3/4"	15.88	18.72
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-344	Arriba	2φ1" + 3φ3/4"	2φ1" + 4φ3/4"	18.72	21.56
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-345	Arriba	2φ1" + 4φ3/4"	4φ3/4"	21.56	11.36
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ3/4"	15.88	11.36
V-346	Arriba	2φ1" + 2φ3/4"	4φ1" + 2φ3/4"	15.88	26.08
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-347	Arriba	4φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 5φ3/4"	26.08	24.40
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	2φ1" + 2φ3/4"	15.88	15.88
V-348	Arriba	2φ1" + 5φ3/4"	5φ3/4"	24.40	14.20
	Abajo	2φ1" + 2φ3/4"	4φ3/4"	15.88	11.36
V-349	Arriba	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
	Abajo	1φ3/4" + 2φ5/8"	1φ3/4" + 2φ5/8"	6.84	6.84

TABLA 5. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 4TO. PISO

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 4to. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-401	Arriba	3φ3/4" + 2φ5/8"	3φ3/4" + 1φ3/4"	12.52	11.36
	Abajo	3φ3/4"	3φ3/4"	8.52	8.52
V-402	Arriba	3φ3/4" + 1φ3/4"	3φ3/4" + 2φ3/4"	11.36	14.20
	Abajo	3φ3/4"	3φ3/4"	8.52	8.52
V-403	Arriba	3φ3/4" + 2φ3/4"	3φ3/4" + 1φ3/4"	14.20	11.36
	Abajo	3φ3/4"	3φ3/4"	8.52	8.52
V-404	Arriba	3φ3/4" + 1φ3/4"	3φ3/4" + 1φ3/4"	11.36	11.36
	Abajo	3φ3/4"	3φ3/4"	8.52	8.52
V-405	Arriba	3φ3/4" + 1φ3/4"	3φ3/4" + 1φ3/4"	11.36	11.36
	Abajo	3φ3/4"	3φ3/4"	8.52	8.52
V-406	Arriba	3φ3/4" + 1φ3/4"	3φ3/4"	11.36	8.52
	Abajo	3φ3/4"	3φ3/4"	8.52	8.52
V-407	Arriba	3φ5/8"	3φ5/8" + 2φ3/4"	6.00	11.68
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-408	Arriba	3φ5/8" + 2φ3/4"	3φ5/8" + 2φ5/8"	11.68	10.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-409	Arriba	3φ5/8" + 2φ5/8"	3φ5/8" + 2φ5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-410	Arriba	3φ5/8" + 2φ5/8"	3φ5/8" + 2φ5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00

TABLA 4. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 4TO. PISO (CONTINUACIÓN)

ÁREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 4to. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-411	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-412	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-413	Arriba	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	6.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-413A	Arriba	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-414	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-415	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-416	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-417	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-418	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-419	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00

TABLA 4. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 4TO. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 4to. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-420	Arriba	4 ϕ 5/8"	4 ϕ 5/8"	8.00	8.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-421	Arriba	4 ϕ 5/8"	4 ϕ 5/8"	8.00	8.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-422	Arriba	4 ϕ 5/8"	4 ϕ 5/8"	8.00	8.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-423	Arriba	4 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"	8.00	11.68
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-424	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"	4 ϕ 5/8"	11.68	8.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-425	Arriba	4 ϕ 5/8"	4 ϕ 5/8"	8.00	8.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-426	Arriba	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-427	Arriba	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-428	Arriba	4 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"	8.00	11.68
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-429	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	11.68	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00

TABLA 4. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 4TO. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 4to. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-430	Arriba	3φ5/8" + 2φ5/8"	3φ5/8" + 1φ5/8"	10.00	8.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-431	Arriba	3φ5/8" + 1φ5/8"	3φ5/8" + 1φ5/8"	8.00	8.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-432	Arriba	3φ5/8" + 1φ5/8"	5φ5/8" + 2φ3/4"	8.00	15.68
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-433	Arriba	5φ5/8" + 2φ3/4"	3φ5/8"	15.68	6.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-434	Arriba	3φ5/8" + 1φ5/8"	3φ5/8" + 2φ5/8"	8.00	10.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-435	Arriba	3φ5/8" + 2φ5/8"	3φ5/8" + 1φ5/8"	10.00	8.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-436	Arriba	3φ5/8" + 1φ5/8"	3φ5/8" + 1φ5/8"	8.00	8.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-437	Arriba	3φ5/8" + 1φ5/8"	3φ5/8" + 2φ5/8"	8.00	10.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-438	Arriba	3φ5/8" + 2φ5/8"	3φ5/8" + 2φ5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00
V-439	Arriba	3φ5/8" + 2φ5/8"	3φ5/8" + 1φ5/8"	10.00	8.00
	Abajo	3φ5/8"	3φ5/8"	6.00	6.00

TABLA 4. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 4TO. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 4to. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-440	Arriba	3 ϕ 5/8" + 1 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	8.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-441	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-442	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 1 ϕ 5/8"	10.00	8.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-443	Arriba	3 ϕ 5/8" + 1 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	8.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-444	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	10.00	10.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-445	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8" + 1 ϕ 5/8"	10.00	8.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-446	Arriba	3 ϕ 5/8" + 1 ϕ 5/8"	5 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"	8.00	15.68
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-447	Arriba	5 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"	15.68	11.68
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-448	Arriba	3 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4"	3 ϕ 5/8"	11.68	6.00
	Abajo	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
V-449 (30X60)	Arriba	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
	Abajo	2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/4"	2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/4"	6.84	6.84

TABLA 4. ÁREAS DE ACERO EN SECCIONES DE VIGAS DEL 4TO. PISO (CONTINUACIÓN)

AREAS DE ACERO EN VIGAS DEL 4to. PISO					
VIGA	Posición vertical	Acero Izquierda	Acero derecha	As izq. (cm²)	As der. (cm²)
V-450 (30X60)	Arriba	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
	Abajo	2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/4"	2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/4"	6.84	6.84
V-350 (30X60)	Arriba	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
	Abajo	2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/4"	2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/4"	6.84	6.84
V-351	Arriba	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	6.00	6.00
	Abajo	2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/4"	2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/4"	6.84	6.84

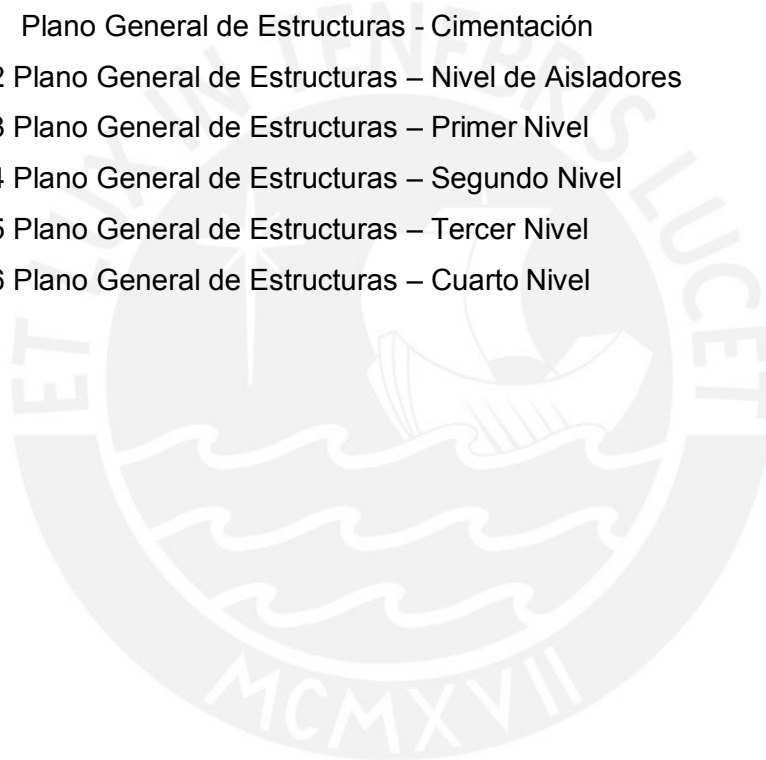


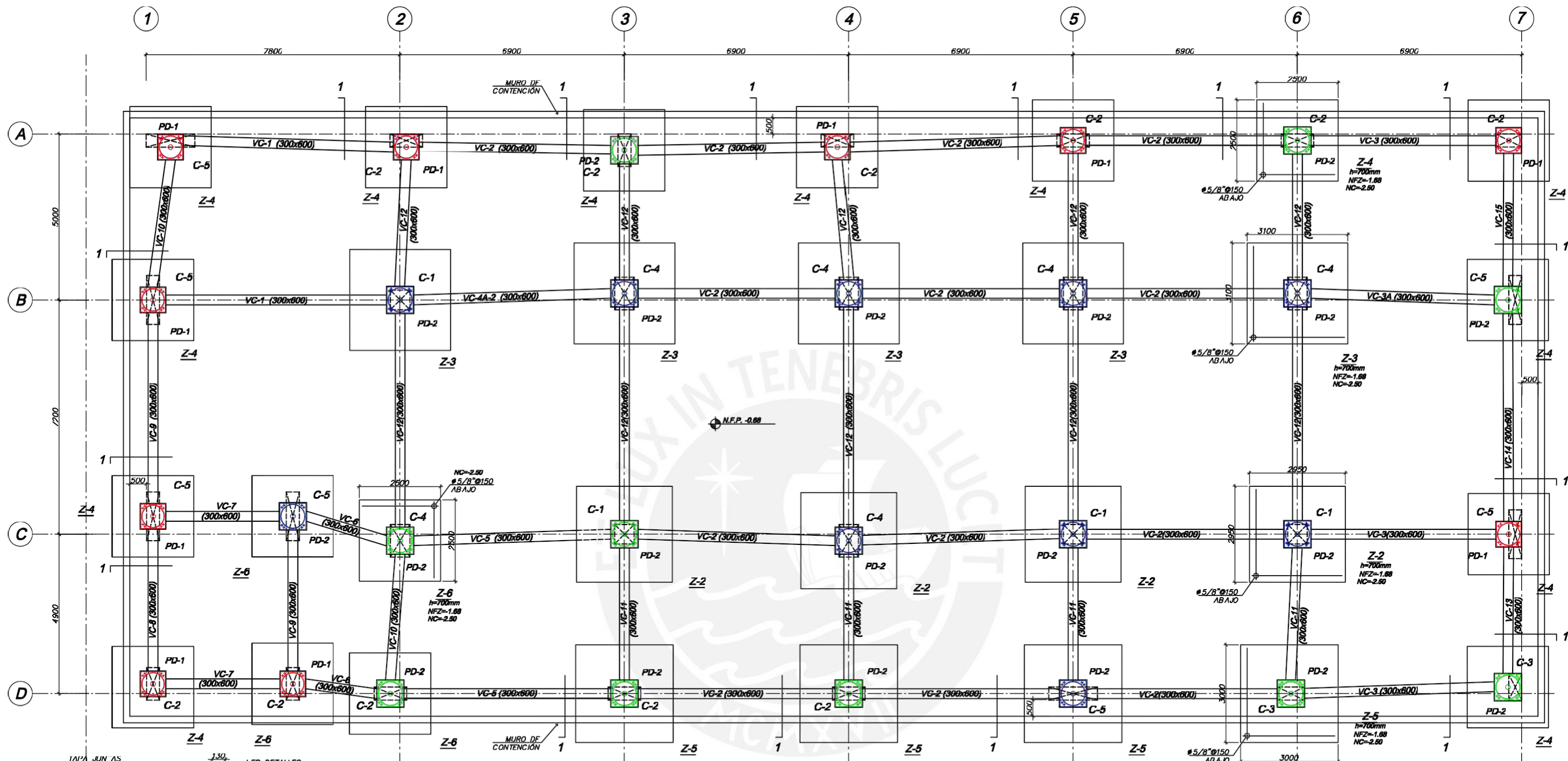
ANEXO 2

PLANOS GENERALES DEL MODELO TÍPICO DE EDIFICIO HOSPITALARIO AISLADO

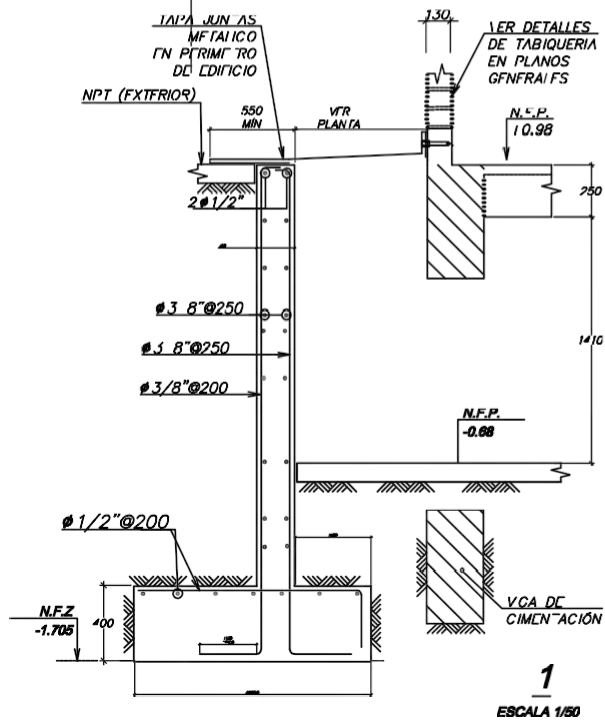
Relación de planos:

- PG-01 Plano General de Estructuras - Cimentación
- PG-02 Plano General de Estructuras – Nivel de Aisladores
- PG-03 Plano General de Estructuras – Primer Nivel
- PG-04 Plano General de Estructuras – Segundo Nivel
- PG-05 Plano General de Estructuras – Tercer Nivel
- PG-06 Plano General de Estructuras – Cuarto Nivel

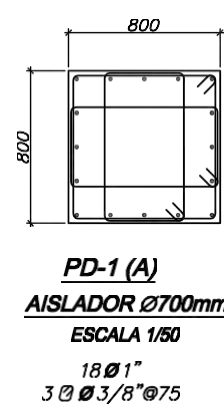
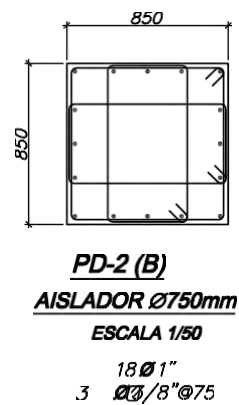




PLANTA CIMENTACIÓN
ESCALA 1/125



ELEVACION DE PEDESTAL CON AISLADOR
ESCALA 1/50



ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO ARMADO

CONCRETO

- Zapatas y Pedestales : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Vigas, Columnas y Losas : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO : $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS

- LOSA MACIZA (EN CONTACTO CON AGUA): : 30 mm
- RESTO DE LOSAS : 25 mm
- ZAPATAS : 75 mm
- COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS : 40 mm
- MUROS (CARAS SECAS) : 30 mm
- MUROS Y LOSA CISTERNA (CARAS HUMEDAS) : 50 mm

TERRENO

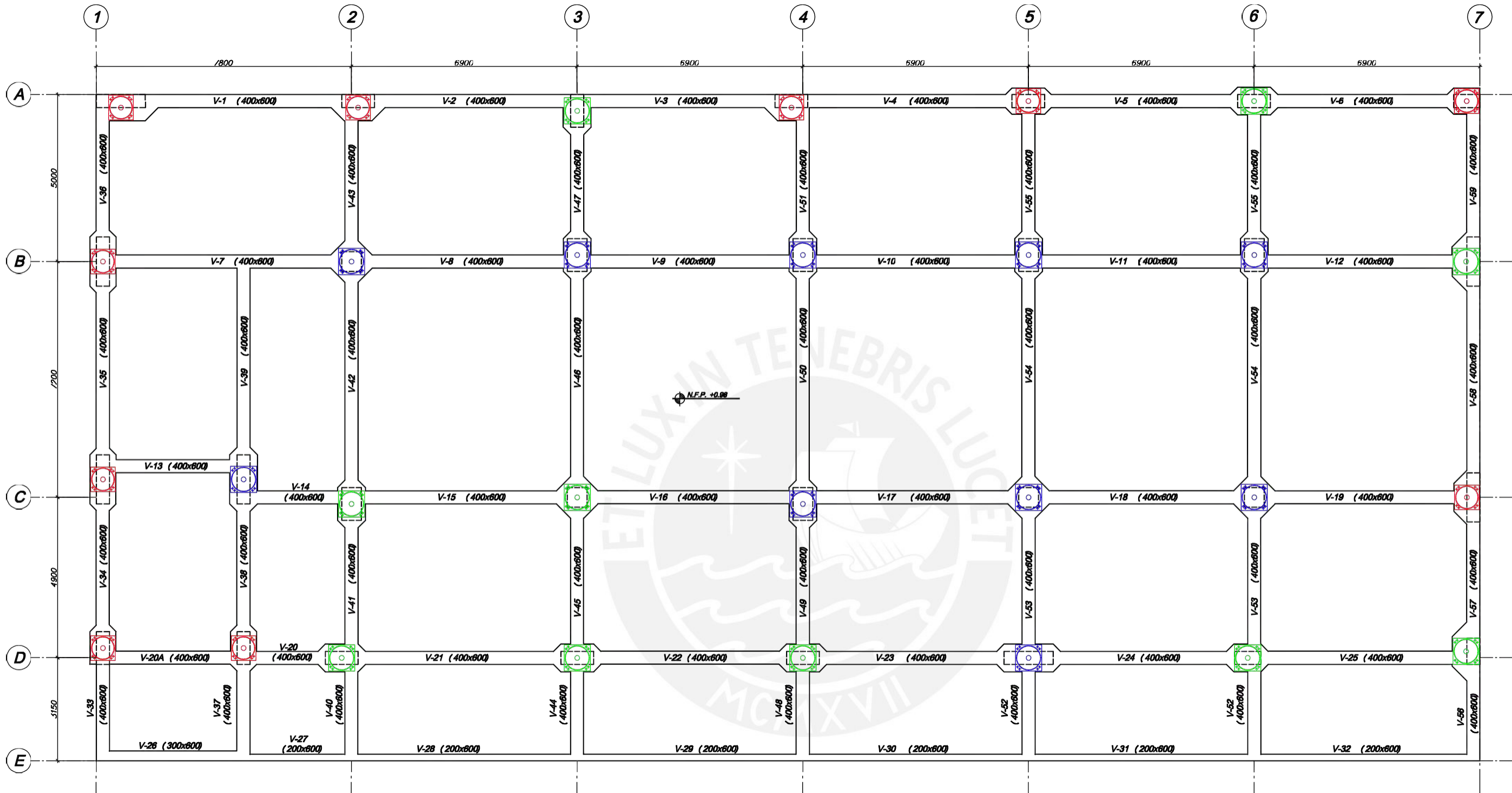
CAPACIDAD PORTANTE : 3.70 kg/cm^2

LEYENDA DE AISLADORES

	LRB1 - AISLADOR Ø 700mm
	LRB2 - AISLADOR Ø 750mm
	LRB3 - AISLADOR Ø 750mm

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO

ESPECIALIDAD: MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL	LAMINA:
TESIS: PROTECCIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES HOSPITALARIAS PERUANAS POR AISLAMIENTO SÍSMICO	PG-01
PLANO: PLANO GENERAL DE ESTRUCTURAS - CIMENTACIÓN	ESCALA: 1/125, 1/50
TESISTA: ING. OMAR EDUARDO OLIVOS LARA	FECHA: 2018
Referencia: Modelo típico de edificio hospitalario seleccionado del proyecto "Ampliación y Mejoramiento del Hospital Moquegua"	



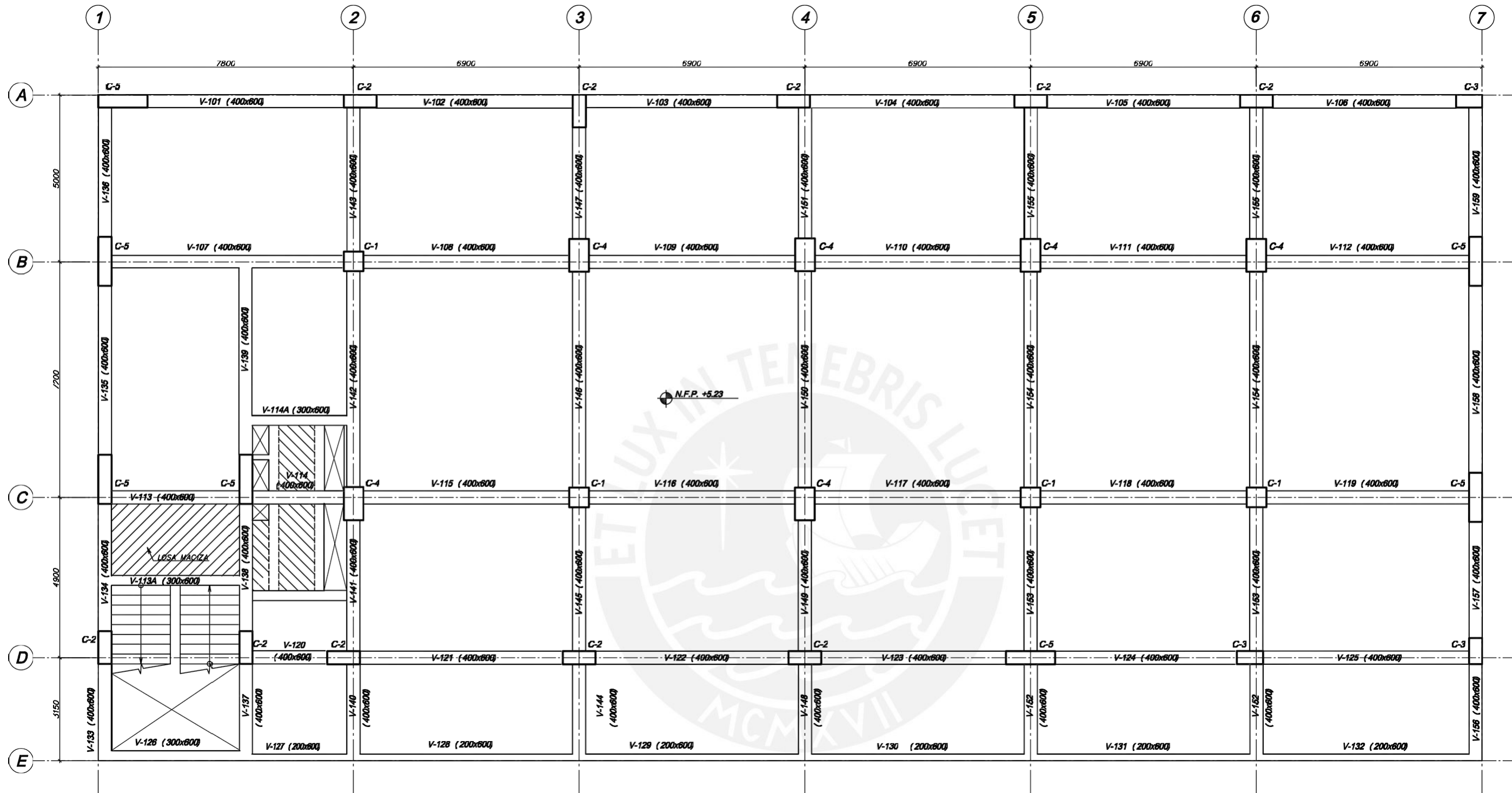
ENCOFRADO NIVEL DE AISLADORES
ESCALA 1/125

LEYENDA DE AISLADORES	
	LRB1 - AISLADOR Ø 700mm
	LRB2 - AISLADOR Ø 750mm
	LRB3 - AISLADOR Ø 750mm

PROPIEDADES DE AISLADORES														
DIÁMETRO (mm)	H TOTAL (mm)	Q_d (Ton)	K_d (Ton/m)	K_e (Ton/m)	D_B (mm)	D_{TD} (mm)	D_M (mm)	D_{TM} (mm)	F_y (Ton)	K_v (ton/m)	K_{eff} (DBE) (Ton/m)	Amortg (DBE) (%)	K_{eff} (MCE) (Ton/m)	Amortg (MCE) (%)
LRB1 - 700 (10 Und)	380	4.25	54.6	545.6	205	254	307	381	4.72	94439	71.3	14.4 %	65.7	10.6 %
LRB2 - 750 (10 und)	380	6.03	62.8	628.1	205	254	307	381	6.71	96287	86.6	16.7 %	78.6	12.5 %
LRB3 - 750 (10 und)	360	8.50	62.8	628.1	205	254	307	381	9.45	111338	96.3	20.8 %	85.1	16.0 %

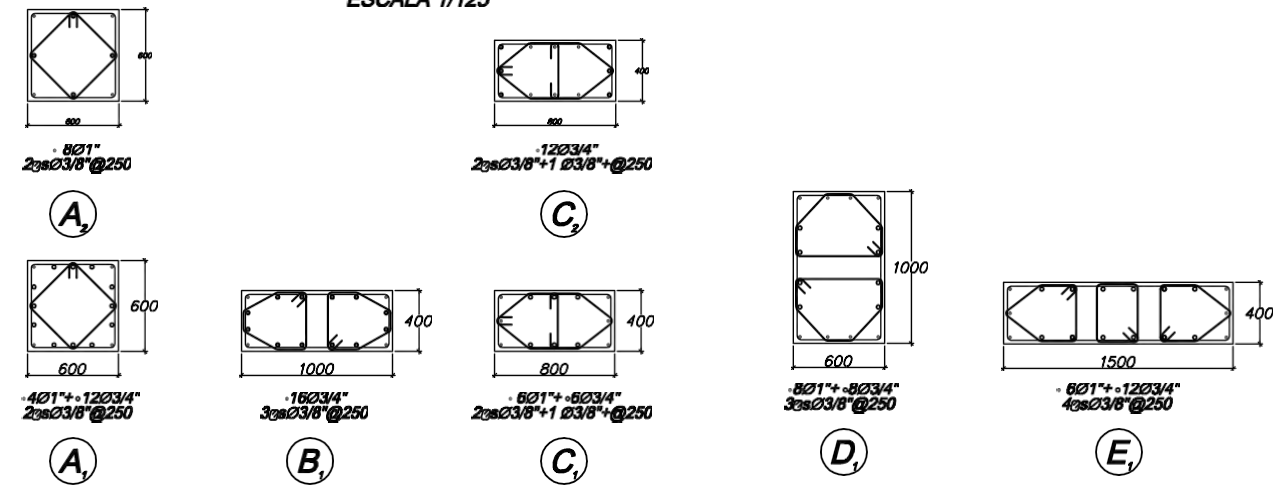
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ ESCUELA DE POSGRADO		
ESPECIALIDAD: MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL	LAMINA:	PG-02
TESIS: PROTECCIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES HOSPITALARIAS PERUANAS POR AISLAMIENTO SÍSMICO		
PLANO: PLANO GENERAL ESTRUCTURAS - NIVEL DE AISLADORES	ESCALA: 1/125	
TESISTA: ING. OMAR EDUARDO OLIVOS LARA	FECHA: 2018	
Lamina 01 de 01		

Referencia: Modelo típico de edificio hospitalario seleccionado del proyecto "Ampliación y Mejoramiento del Hospital Moquegua"

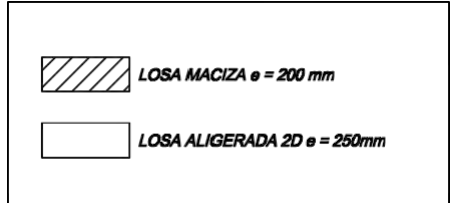


ENCOFRADO PRIMER NIVEL
ESCALA 1/125

CUADRO DE COLUMNAS					
PISOS	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
4° PISO					
3° PISO	(A ₂)		(C ₂)		
2° PISO					
1° PISO	(A ₁)	(B ₁)	(C ₁)	(D ₁)	(E ₁)



SECCIONES DE COLUMNAS
ESCALA 1/75

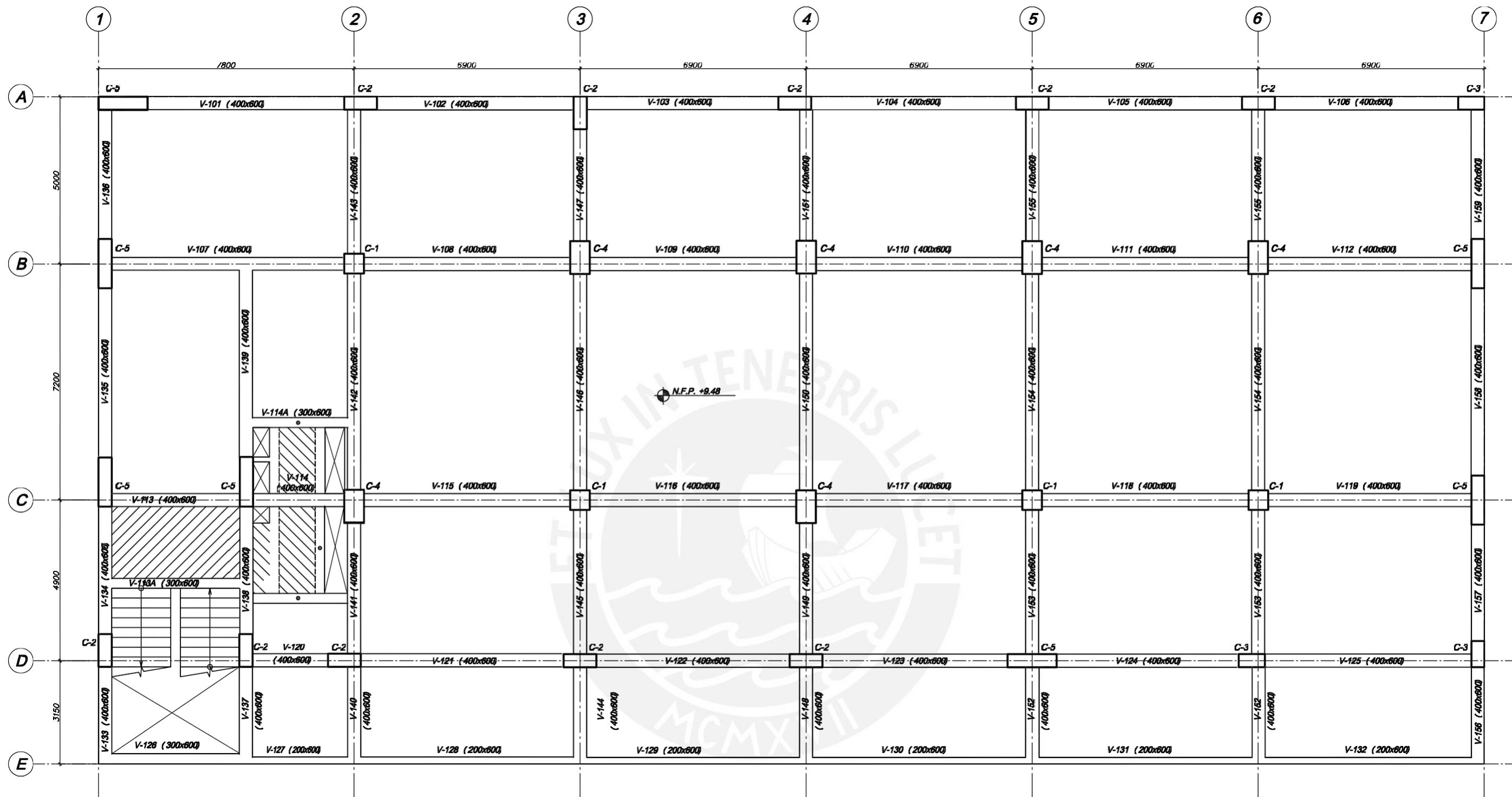


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO

ESPECIALIDAD: MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL	LAMINA:
TESIS: PROTECCIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES HOSPITALARIAS PERUANAS POR AISLAMIENTO SÍSMICO	PG-03
PLANO: PLANO GENERAL DE ESTRUCTURAS - PRIMER NIVEL	ESCALA: 1/125, 1/75
TESISTA: ING. OMAR EDUARDO OLIVOS LARA	FECHA: 2018

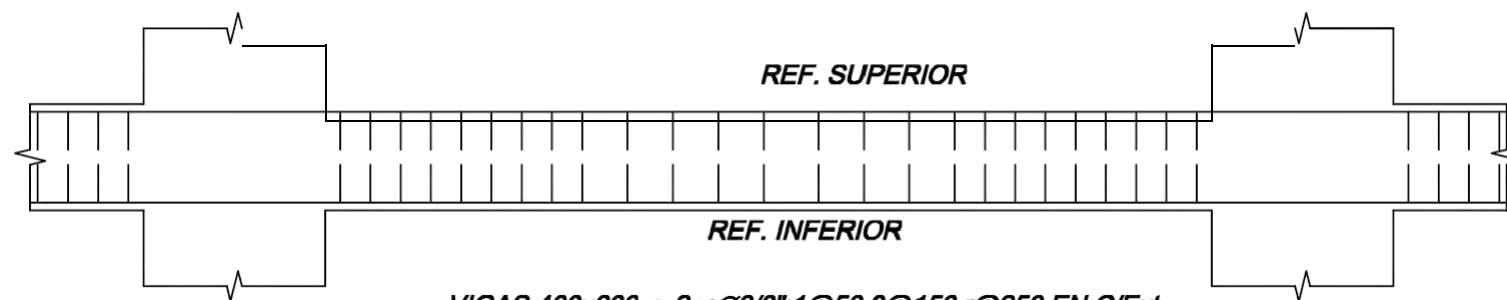
Lamina 01 de 01

Referencia: Modelo típico de edificio hospitalario seleccionado del proyecto "Ampliación y Mejoramiento del Hospital Moquegua"



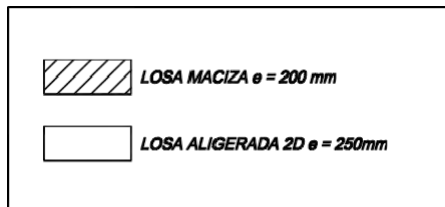
ENCOFRADO SEGUNDO NIVEL

ESCALA 1/125



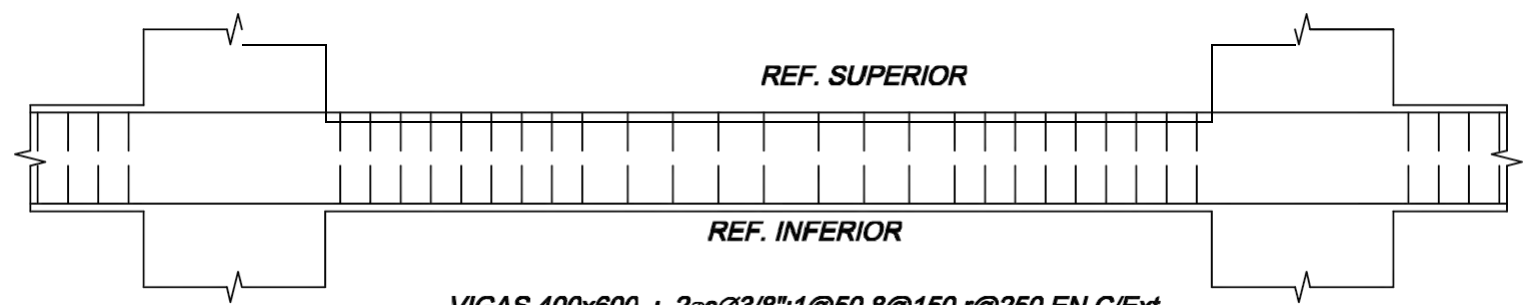
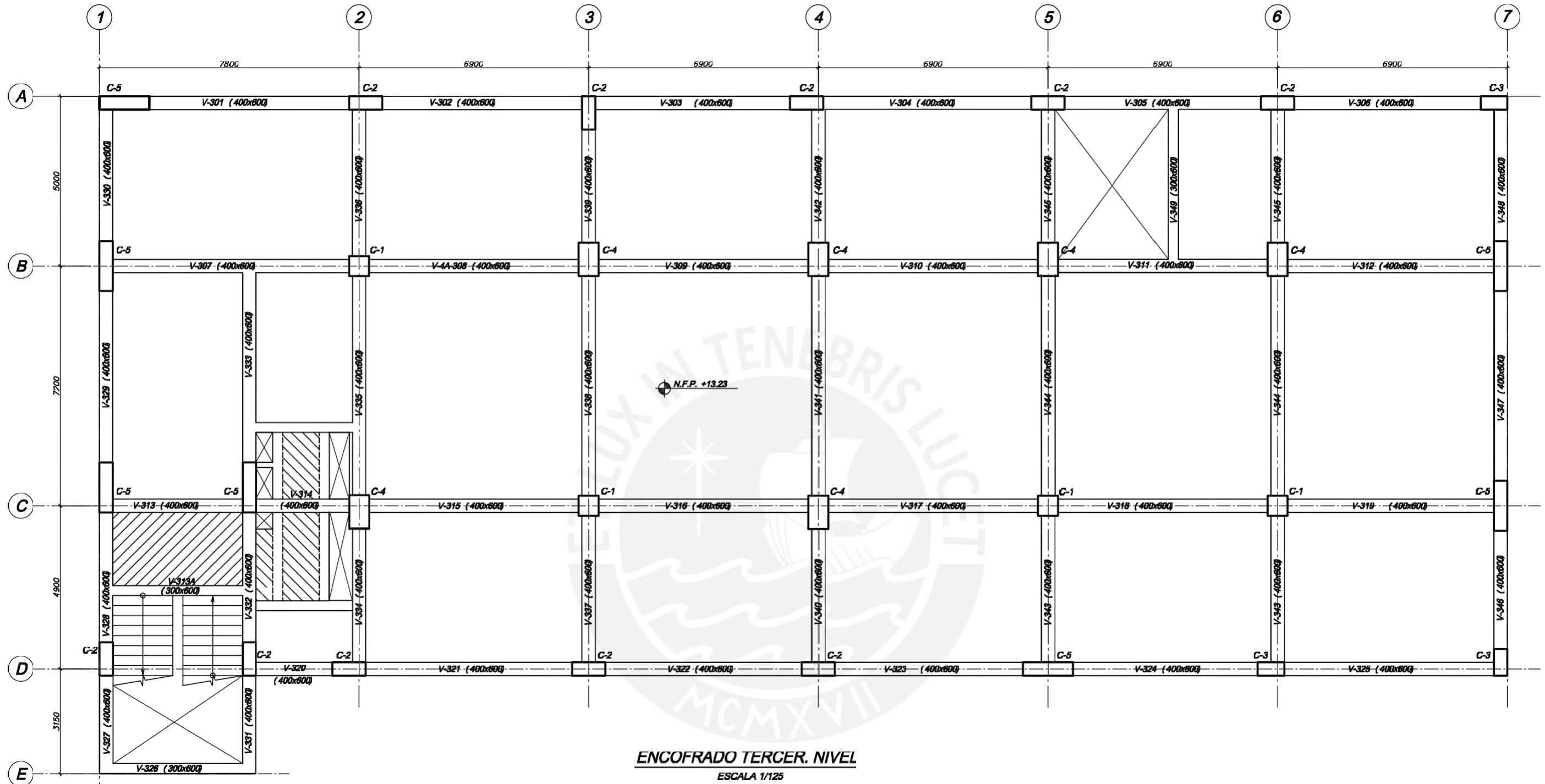
VIGAS 400x600 : 2csØ3/8":1@50,8@150,r@250 EN C/Ext.
 VIGAS 300x600 : 2csØ3/8":1@50,12@100,r@200 EN C/Ext.

REFUERZO POR CORTE EN VIGAS



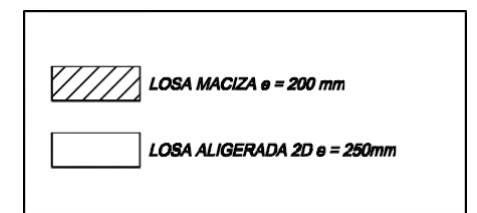
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ ESCUOLA DE POSGRADO		
ESPECIALIDAD:	MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL	LAMINA:
TESIS:	PROTECCIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES HOSPITALARIAS PERUANAS POR AISLAMIENTO SÍSMICO	PG-04
PLANO:	PLANO GENERAL DE ESTRUCTURAS - SEGUNDO NIVEL	
TESISTA:	ING. OMAR EDUARDO OLIVOS LARA	FECHA:
		2018
		Lamina 01 de 01

Referencia: Modelo típico de edificio hospitalario seleccionado del proyecto "Ampliación y Mejoramiento del Hospital Moquegua"



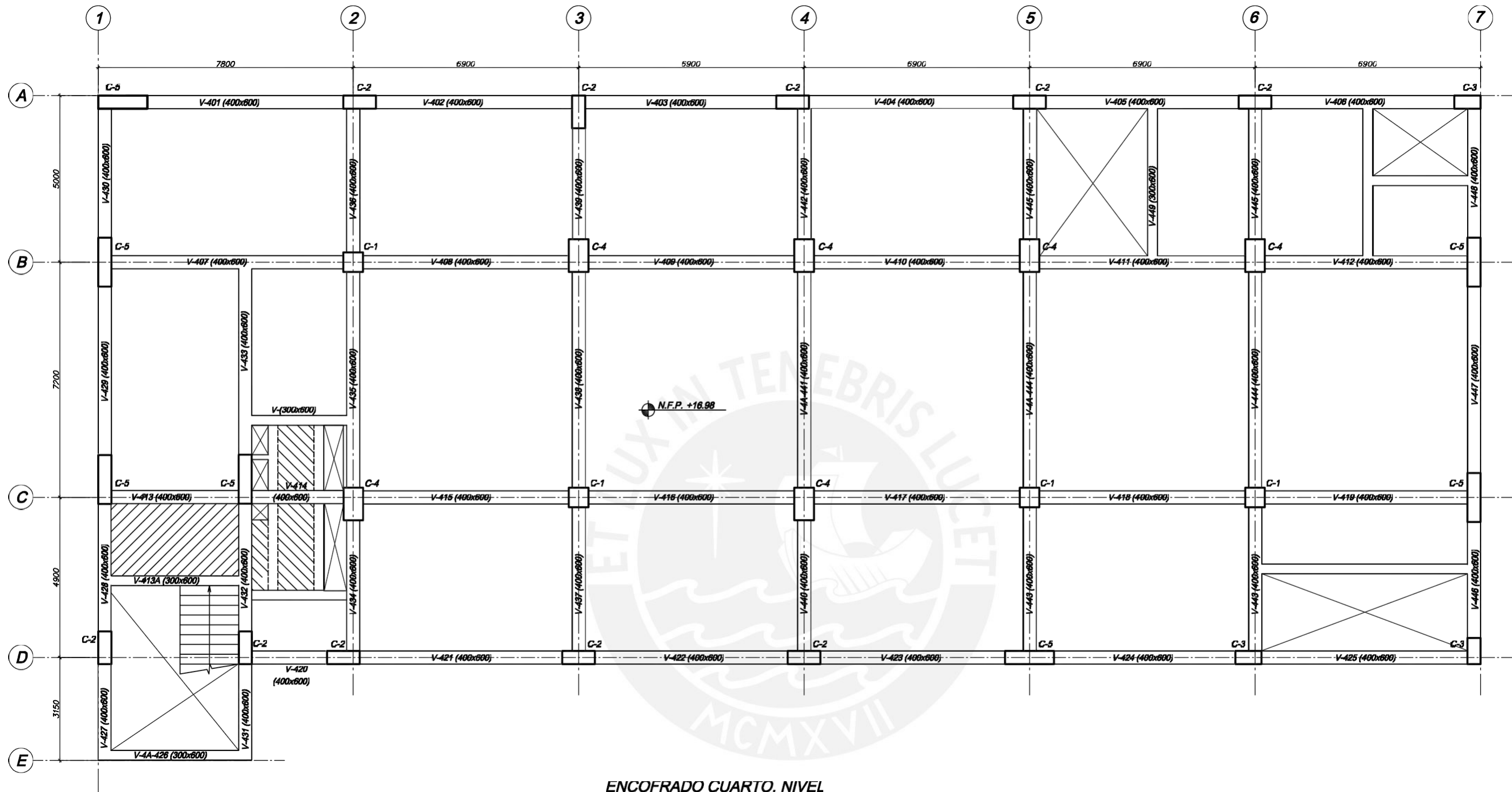
VIGAS 400x600 : 2^{os}Ø3/8":1@50,8@150,r@250 EN C/Ext.
VIGAS 300x600 : 2^{os}Ø3/8":1@50,12@100,r@200 EN C/Ext.

REFUERZO POR CORTE EN VIGAS



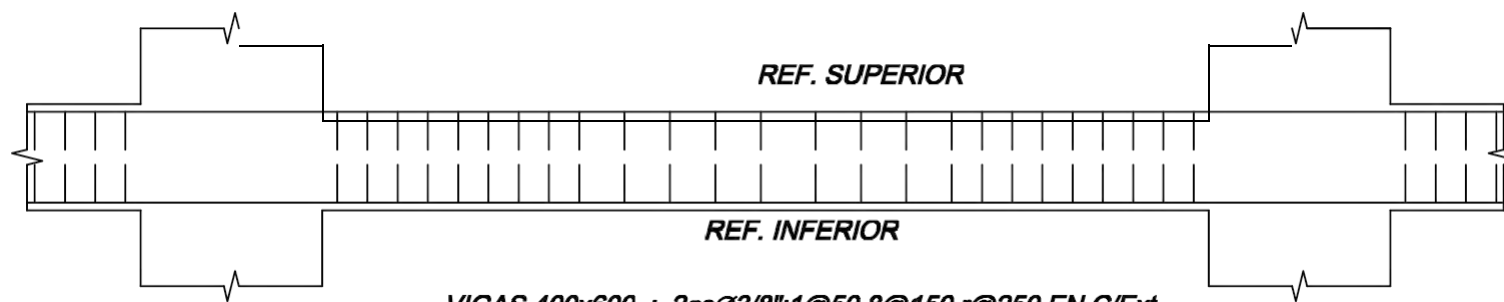
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ ESCUELA DE POSGRADO		
ESPECIALIDAD: MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL		LAMINA: PG-05
TESIS: PROTECCIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES HOSPITALARIAS PERUANAS POR AISLAMIENTO SÍSMICO		PG-05
PLANO: PLANO GENERAL DE ESTRUCTURAS - TERCER NIVEL	ESCALA: 1/125, 1/50	
TESISTA: ING. OMAR EDUARDO OLIVOS LARA	FECHA: 2018	Lámina 01 de 01

Referencia: Modelo típico de edificio hospitalario seleccionado del proyecto "Ampliación y Mejoramiento del Hospital Moquegua"



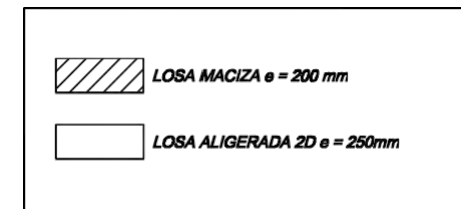
ENCOFRADO CUARTO. NIVEL

ESCALA 1/125



VIGAS 400x600 : 2esØ3/8":1@50,8@150,r@250 EN C/Ext.
 VIGAS 300x600 : 2esØ3/8":1@50,12@100,r@200 EN C/Ext.

REFUERZO POR CORTE EN VIGAS



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ ESCUELA DE POSGRADO			
ESPECIALIDAD:	MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL	LAMINA:	
TESIS:	PROTECCIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES HOSPITALARIAS PERUANAS POR AISLAMIENTO SÍSMICO	PG-06	
PLANO:	PLANO GENERAL DE ESTRUCTURAS - CUARTO NIVEL		
TESISTA:	ING. OMAR EDUARDO OLIVOS LARA	ESCALA:	
		FECHA:	
		2018	Lámina 01 de 01

Referencia: Modelo típico de edificio hospitalario seleccionado del proyecto "Ampliación y Mejoramiento del Hospital Moquegua"