PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO

Evaluación de un edificio construido de dos materiales distintos a lo largo de su altura

TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL

Autor:

Juan José Peraltilla Acevedo

Asesor:

Diego Villagómez Molero

Coasesor:

Luis Antonio Zegarra Ciquero

Mayo 2026

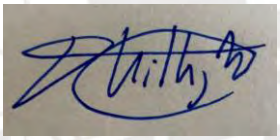
Informe de Similitud

Yo, Diego Villagómez Molero, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada: “Evaluación de un edificio construido de dos materiales distintos a lo largo de su altura”, de el autor Juan José Peraltilla Acevedo, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 25%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 28/04/2026.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de investigación, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 18 de mayo de 2026.

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: Villagómez Molero, Diego	
DNI: 40746149	Firma 
ORCID: 0000-0002-5439-5058	

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a Dios por darme la oportunidad de culminar mi tesis de maestría en ingeniería civil. Asimismo, le doy a gracias a mi familia por su apoyo en todo este tiempo, así como a mis padres que, aunque ya no están, inculcaron en mi los valores personales fundamentales.

Agradezco a mi asesor el Ing. Diego Villagómez Molero por su apoyo en la tesis y un agradecimiento especial a mi Coasesor el Ing. Luis Zegarra Ciquero por sus sabias enseñanzas, no solo en este trabajo, si no a lo largo de muchos años.

Mi reconocimiento a la escuela de graduados y a mis profesores por la excelente formación recibida.

INDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN 12

1.1 JUSTIFICACIÓN 13

1.2 OBJETIVOS 14

1.2.1 Objetivo General 14

1.2.2 Objetivos específicos 14

1.3 ESTUDIOS PREVIOS 14

1.3.1 “EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF A NEW TRANSFER JOINT IN THE STEEL-CONCRETE VERTICAL HYBRID STRUCTURE” GAO ET AL (2020) [3] 14

1.3.2 “NUMERICAL INVESTIGATION OF A NOVEL CONCRETE-TO-STEEL COLUMN SPLICE IN MIXED STRUCTURES IN HEIGHT” BAHRI ET AL (2023). [4] 16

1.3.3 “SEISMIC AND STRUCTURAL RESPONSE OF A FRAMED FOUR LEVEL BUILDING WITH RC AND STEEL STRUCTURE DESIGNED ACCORDING TO CURRENT VENEZUELAN CODES” UGEL ET AL (2013). [5] 17

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS 18

2. MARCO TEÓRICO 19

2.1 REVISIÓN DE COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS SEGÚN DESEMPEÑO 19

2.1.1 NIVEL DE DESEMPEÑO 20

2.1.2 NIVEL DE AMENAZA 21

2.1.3 UMBRALES DE DAÑO 21

2.1.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER 22

2.1.5 METODO DEL ATC 40 24

2.1.6 OBJETIVO DEL ANÁLISIS POR DESEMPEÑO 26

2.2 DISEÑO DE CONEXIONES 27

2.2.1 GENERALIDADES 27

2.2.2 LINEAMIENTOS DE LA NORMA AISC 341 - 2022 28

2.2.3 CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO 30

2.2.3.1 CONEXIONES SOLDADAS 31

2.2.3.2 CONEXIONES EMPERNADAS 34

2.2.4 CONEXIONES TIPICAS EN EL EDIFICIO EN ESTUDIO 41

2.2.5 CONEXIÓN COLUMNA METÁLICA A COLUMNA DE CONCRETO 42

2.2.5.1 Base de columna 42

2.2.5.2 Pernos de anclaje 42

3. DESCRIPCION DEL EDIFICIO HÍBRIDO EN ESTUDIO 47

3.1 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CONVENCIONAL 47

3.1.1 CARACTERISTICAS DEL SUELO....48
3.1.2 CARGAS DE DISEÑO....48
A. Carga Muerta (D)....48
B. Carga Viva (L)....48
C. Cargas Sísmicas (E)....48
3.1.3 MATERIALES....50
3.1.4 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA....50
3.2 DISEÑO DE CONEXIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA A LA ESTRUCTURA DE CONCRETO .56
3.2.1 DISEÑO DE PLANCHA BASE DE COLUMNA CENTRAL....58
3.2.2 DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE DE COLUMNA EN ESQUINA....61
3.2.3 DISEÑO DE LA LLAVE DE CORTE DE COLUMNA EN ESQUINA....63
3.2.4 VERIFICACIONES DEL CONCRETO EN EL APOYO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS....66
3.2.4.1 Verificación de arrancamiento del concreto por tracción....66
3.2.4.2 Verificación de la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje....70
3.2.4.3 Verificación del desprendimiento lateral de un solo anclaje....71
3.3 REVISIÓN NORMATIVA....72
3.3.1 REVISIÓN DE CONSIDERACIONES SÍSMICAS....73
3.3.1.1 Revisión de la norma RNE E.030 Diseño Sismorresistente - 2,018....73
3.3.1.2 Revisión de la norma ASCE/SEI 7-22 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures....74
3.3.1.3 Revisión de la norma EN.1998-1-1 2004 Eurocodigo 8 Diseño de Estructuras para Resistencia Sísmica....75
3.3.2 REVISIÓN DE ASPECTOS DE DISEÑO PARA LA CONEXIÓN DE LA PARTE DE ACERO DEL EDIFICIO A LA DE CONCRETO....77
3.3.2.1 Revisión de la norma RNE E.060 Concreto Armado - 2,009....77
3.3.2.2 Revisión de la norma ACI318-14 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario....77
3.3.2.3 Revisión de la norma RNE E.090 Estructuras Metálicas - 2,006....78
3.3.2.4 Revisión de la norma AISC/ANSI 360-16....79
3.3.2.5 Revisión de la norma en.1993-1-8 2005 Eurocodigo 3 Design of Steel Structures Part 1-8 Design of joints....79
3.3.2.6 Revisión de la norma en 1992-4-2018 Design of concrete Structures – Part 4: Design of fastenings for use en concrete....82
4. REVISIÓN POR DESEMPEÑO DEL EDIFICIO HÍBRIDO....85
4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL....85
4.1.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES....85
4.1.2 DIAGRAMAS DE MOMENTO CURVATURA....88

4.1.3 MÉTODO PUSHOVER 98
4.1.4 RÓTULAS PLÁSTICAS 101
4.2 RESULTADOS DE LA EVALUACION DEL EDIFICIO HÍBRIDO 105
4.2.1 CURVA DE CAPACIDAD 105
4.2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO 111
5. REVISIÓN POR DESEMPEÑO DEL EDIFICIO CONCRETO ARMADO 118
5.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL 118
5.1.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES 118
5.1.2 MÉTODO PUSHOVER 118
5.1.3 RÓTULAS PLÁSTICAS 118
5.2 RESULTADOS DE LA EVALUACION DEL EDIFICIO DE CONCRETO 118
5.2.1 CURVA DE CAPACIDAD 118
5.2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO 126
6. CONCLUSIONES 131
6.1 DESEMPEÑO ESTRUCTURAL 131
6.2 CONEXIÓN ACERO A CONCRETO 135
6.3 REVISIÓN DE NORMAS DE DISEÑO 135
7. REFERENCIAS 136

RESUMEN

El presente trabajo de tesis consiste en la evaluación de las estructuras de un edificio industrial híbrido en altura, es decir que está hecho de dos materiales diferentes. Los tres primeros pisos del edificio en estudio son de concreto armado y los cuatro pisos siguientes de acero estructural. El edificio cuenta con alturas de entrepiso de 11m debido a que se trata de un edificio de uso industrial.

Se hizo un análisis dinámico de tipo lineal modal espectral para definir los elementos estructurales. Se usó el programa SAP2000 v.21.2.0.

Se evaluó el desempeño de la estructura mediante un análisis estático de tipo Pushover con el cual se estimó la ductilidad, sobreresistencia y el factor de ductilidad.

Se hizo el análisis de un edificio de similar planta y alturas de entrepiso, pero de concreto armado para poder establecer comparaciones con el edificio híbrido.

Luego del análisis se pudo encontrar que el edificio híbrido tuvo un buen desempeño estructural, para sismos frecuentes y ocasionales se mantuvo en el rango elástico, para el sismo raro tuvo incursión en el rango inelástico y para el sismo muy raro se acercó al nivel de desempeño de resguardo de la vida.

La rigidez del edificio híbrido fue adecuada, las derivas de entrepiso se mantuvieron dentro de los límites normativos. En particular se pudo apreciar que la estructura arriostrada tuvo una rigidez elevada.

Luego de revisadas la ductilidad y la sobreresistencia se apreció que el factor de reducción fue del orden de 5, muy cercano al valor usado en el análisis que fue de 6.

En relación a la conexión de la parte de acero con la de concreto se pudo apreciar que la normativa vigente del ACI y del AISC proporcionan la metodología para este tipo de diseño.

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995) 20
Tabla 2.- Niveles de movimiento sísmico (SEAOC, 1995) 21
Tabla 3.- Umbrales de daño (SEAOC, 1995) 21
Tabla 4.- Tamaño mínimo de soldadura de filete (RNE E.090) 32
Tabla 5.- Resistencia disponible en juntas soldadas (RNE E.090) 34
Tabla 6.- Pretensión mínima en pernos (RNE E.090) 35
Tabla 7.- Distancias mínimas al borde en pernos de agujero estándar (RNE E.090) 36
Tabla 8.- Resistencia nominal de pernos y partes roscadas (RNE E.090) 37
Tabla 9.- Agujeros agrandados para anclajes (RNE E.090) 43
Tabla 10.- Resistencia requerida para los anclajes (ACI318) 45
Tabla 11.- Pesos específicos de los materiales 48
Tabla 12.- Resistencia de pernos de anclaje (kips) 61
Tabla 13.- Resistencia a la extracción de los pernos de anclaje (kips) 62
Tabla 14.- Tabla de cabezas de pernos y tuercas extraída de la norma ACI318. 70
Tabla 15.- Sistemas estructurales según la norma RNE E.030 - 2,018 74
Tabla 16.- Resistencia requerida para anclajes – Tabla 17.3.1.1 del ACI 318 78
Tabla 17.- Verificaciones requeridas para pernos de anclaje en tracción preinstalados con cabeza y postinstalados 83
Tabla 18.- Verificaciones requeridas para pernos de anclaje sometidos a fuerza cortante preinstalados con cabeza y postinstalados 84
Tabla 19. Cargas a asignar en el método de fuerzas - Pushover 99
Tabla 20.- Resultados obtenidos del Análisis “Pushover” 105
Tabla 21.- Factores de escalamiento para sismos de análisis 113
Tabla 22.- Resultados obtenidos del Análisis “Pushover” 119
Tabla 23. Análisis comparativo de desempeño ante un sismo raro. 133
Tabla 24. Análisis comparativo según rango funcional ante un sismo raro. 133
Tabla 25. Análisis comparativo de desempeño ante un sismo muy raro. 134
Tabla 26. Análisis comparativo según rango resguardo de vida ante un sismo muy raro. 134

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Detalle de unión entre estructura metálica y de concreto. Tomado de "Experimental study on seismic performance of a new transfer joint in the steel-concrete vertical hybrid structure" - Gao et al (2020) 15
Figura 2.- Esquema de prueba de espécimen de junta. Tomado de "Numerical investigation of a novel concrete-to-steel column splice in mixed structures in height" - Bahri et al (2023) 16
Figura 3.- a) Dimensiones de la planta; b) Vista general de la estructura. Tomado de "Seismic and structural response of a framed four level building with RC and steel structure designed according to current Venezuelan codes" Ugel et al (2013). 17
Figura 4.- Mapa sisimico del Perú para el periodo 1960 a 2019 [2] 19
Figura 5.- Curva de capacidad y desempeño (SEAOC 1995) 22
Figura 6.- Curva de capacidad y recta de rigidez efectiva 23
Figura 7.- Diagrama bilineal de la curva de capacidad 23
Figura 8.- Espectro de capacidad 24
Figura 9.- Espectro de demanda 25
Figura 10.- Espectro de Capacidad – Demanda según ATC 40 26
Figura 11.- Ejemplos de pórticos arriostrados concéntricamente. El edificio en estudio es uno con arriostres en X 28
Figura 12.- Mecanismo anticipado en un pórtico arriostrado 29
Figura 13.- Soldaduras a tope de penetración total 31
Figura 14.- Soldaduras a filete 31
Figura 15.- Conexión típica viga-viga (similar a viga-columna) 41
Figura 16.- Conexión de arriostre tubular 41
Figura 17.- Tipos de falla de anclajes al concreto 44
Figura 18.- Conexión de columna metálica a columna de concreto 46
Figura 19.- Vista tridimensional de modelo estructural del edificio. 47
Figura 20.- Planta típica del edificio en los pisos 1 al 3 de concreto armado. 51
Figura 21.- Secciones de los elementos verticales del edificio en los pisos de concreto armado. 52
Figura 22.- Vigas del edificio en los pisos de concreto armado. 53
Figura 23.- Planta típica del edificio en los pisos 4 al 7 de acero estructural. 54
Figura 24.- Secciones de los elementos del edificio en los pisos de acero estructural. 55
Figura 25.- Planta de la parte metálica. Se diseña la plancha base de la columna central CM3 y se diseñan los pernos de las columnas CM1 por extracción. Asimismo, se diseñan por corte las bases de la columnas CM1. Se verifica el concreto para las cargas de la columnas CM1 56
Figura 26.- Fuerzas para diseño de apoyos (combinaciones de estructuras metálicas) 57
Figura 27.- Disposición de la plancha base y de los pernos de anclaje de la columna central tipo CM3. 58
Figura 28.- Ubicación de líneas de flexión en la plancha base. 59
Figura 29.- Detalle típico de llave de corte en la plancha base. 63
Figura 30.- Dimensiones del área proyectada del plano de falla. 64
Figura 31.- Detalle final de la llave de corte: (a) Vista de planta (b) Vista en sección. 65
Figura 32.- Área proyectada de la superficie de falla del grupo de anclajes. 67
Figura 33.- Acero de refuerzo para controlar arrancamiento del concreto. 69
Figura 34.- Determinación de brazo de palanca en planchas base de columnas. 80

Figura 35.- Anclajes con gancho y con tuercas y arandela....81
Figura 36.- Formas de falla en tracción de fijaciones preinstaladas con cabeza o postinstaladas....82
Figura 37.- Formas de falla en cortante de fijaciones preinstaladas con cabeza o postinstaladas....84
Figura 38.- Definición de Propiedades no lineales – Concreto....85
Figura 39.- Curva Esfuerzo/Deformación Unitaria – Concreto....85
Figura 40.- Definición de Propiedades no lineales – Acero Refuerzo....86
Figura 41.- . Curva Esfuerzo/Deformación Unitaria - Acero Refuerzo....86
Figura 42.- Definición de Propiedades no lineales – Acero Estructural....87
Figura 43.- Curva Esfuerzo/Deformación Unitaria - Acero Estructural....87
Figura 44.- Section Designer Columna C1....88
Figura 45.- Section Designer Viga V1....90
Figura 46.- Section Designer Placa P1....92
Figura 47.- Modelo Estructural Edificio Híbrido....98
Figura 48.- Definición de caso de cargas inicial – Cargas Gravitacionales....98
Figura 49. Definición de caso de cargas por el método de fuerzas – Pushover....99
Figura 50. Definición de caso de cargas por el método de aceleración – Pushover....100
Figura 51. Definición de caso de cargas por el método de modo – Pushover....100
Figura 52.- Parámetros de control – Pushover....101
Figura 53.- Asignación de Rótulas Plásticas....102
Figura 54.- Definición rótulas – Columnas Concreto Armado....103
Figura 55.- . Definición rótulas – Vigas Concreto Armado....103
Figura 56.- Definición rótulas – Columnas Acero Estructural....104
Figura 57.- Definición rótulas – Vigas Acero Estructural....104
Figura 58.- Curva Capacidad – Edificio Híbrido....105
Figura 59.- Paso 2 – Análisis Pushover....106
Figura 60.- Paso 10 – Análisis Pushover....107
Figura 61.- Paso 21 – Análisis Pushover....108
Figura 62.- Paso 32 – Análisis Pushover....109
Figura 63.- Resultados obtenidos – Rótulas Vigas....110
Figura 64.- Resultados obtenidos – Rótulas Columnas....111
Figura 65.- Sectorización de curva de capacidad....112
Figura 66.- Objetivos de desempeño....112
Figura 67.- Punto de desempeño para sismo frecuente....113
Figura 68.- Punto de desempeño para sismo ocasional....114
Figura 69.- Punto de desempeño para sismo raro....114
Figura 70.- Punto de desempeño para sismo muy raro....115
Figura 71.- Nivel de Desempeño Visión 2000....115
Figura 72.- Nivel de Desempeño ATC-40....116
Figura 73. Curva Capacidad – Edificación Concreto Armado....119
Figura 74. Paso 2 – Análisis Pushover....120
Figura 75. Paso 4 – Análisis Pushover....121
Figura 76. Paso 11 – Análisis Pushover....122
Figura 77. Paso 19 – Análisis Pushover....123
Figura 78. Resultados obtenidos – Rótulas Vigas....124
Figura 79. Resultados obtenidos – Rótulas Columnas....125
Figura 80. Punto de desempeño para sismo frecuente....126

Figura 81. Punto de desempeño para ocasional 127
Figura 82. Punto de desempeño para sismo raro 127
Figura 83. Punto de desempeño para sismo muy raro 128
Figura 84. Nivel de Desempeño Visión 2000 129
Figura 85. Nivel de Desempeño ATC-40 129
Figura 86. Comparación curva capacidad de ambos sistemas 132

1. INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas se ha modernizado la normativa para el diseño de acero estructural. Hasta finales de la década de 1,980 se diseñaba principalmente aplicando el método de diseño por esfuerzos admisibles, en el cual no se amplificaban las distintas cargas para el análisis. Luego se empezó a usar también el método de diseño LRFD el cual usa factores de amplificación de las cargas y reducción de la resistencia del material, este es un método de diseño de estados últimos similarmente como lo es el método de diseño a la rotura de elementos de concreto.

En los últimos tiempos se ha difundido el uso de elementos de acero estructural en la construcción de edificaciones, esto conllevó a que de una forma natural los usuarios empezarán a combinar el empleo de estructuras de concreto y acero estructural. Una de las primeras aproximaciones a este uso mixto de materiales consistió en el uso de secciones de acero tipo tubo rellenas con concreto y secciones de acero estructural mayormente perfiles "H" colocados dentro de secciones de concreto. Con esta técnica se hicieron columnas de edificaciones las cuales se combinaron con vigas de acero o de concreto. Otro uso que se difundió fue el de las losas colaborantes que emplean unas láminas delgadas de acero acanaladas y con resaltes, las cuales aportan a la resistencia de la losa además de servir de encofrado. Estas soluciones fueron incluidas en las normativas internacionales y propias de nuestro país.

También se difundió el uso de estructuras metálicas construidas en los últimos pisos de edificaciones cuyos primeros pisos eran de concreto armado o de albañilería. Esto se hacía debido a que se conseguía ampliar las edificaciones empleando estructuras más livianas y en las que su construcción se haga reduciendo o evitando los vaciados de concreto, lo cual resulta más amigable para edificaciones que ya están en uso.

Estas soluciones mixtas también llegaron a edificios altos, en los cuales en algunos caso se dispusieron vigas de acero que permitían salvar claros importantes sin recurrir a grandes y pesadas vigas de concreto. Unas de las ventajas importantes del uso combinado de perfiles de acero con losas de concreto es que se puede lograr plantas grandes sin columnas lo cual era muy valorado por arquitectos y usuarios principalmente de oficinas y otros negocios. Un ejemplo importante es el edificio del BIF ubicado en el corazón de San Isidro en Lima, en donde los diseñadores idearon una solución muy práctica, combinaron placas importantes de concreto con vigas H y losas macizas, como resultado se lograron ambientes muy grandes sin columnas a lo largo de sus más de veinte pisos de altura.

El uso de estructuras de acero también aporta un elemento clave en el desarrollo de las edificaciones que consiste en que poseen una relación de peso estructural a resistencia bastante bajo lo cual permite tener estructuras altas que no son tan pesadas, esto a su vez contribuye a la reducción de masa sísmica. El uso de estructuras de acero también permite aumentar de forma importante la capacidad de carga de los edificios sin un aumento sustancial de las dimensiones de los elementos. Las secciones de acero se pueden robustecer con un manejo adecuado de los espesores de las planchas que las componen.

Otra ventaja de la construcción con acero estructural es que se pueden lograr grandes avances de obra en tiempos reducidos. Este factor siempre es importante, ya sea por razones comerciales para los inversionistas que promueven los proyectos, como para los usuarios que necesitan, por temas ajenos a la obras, contar con su edificación en el menor plazo posible. Un caso especial en edificios industriales es cuando se tiene requerimientos por la puesta en marcha de líneas de producción, lo cual obliga a que se tengan plazos de construcción más reducidos que los habituales.

Los edificios híbridos usualmente tienen los primeros pisos de concreto armado y los pisos superiores de acero estructural. En particular en esta tesis se evalúa un edificio de uso industrial, por ello las alturas de los entrepisos son sustancialmente mayores que las habituales para usos comunes como casa-habitación u oficinas.

En estos edificios se da un cambio brusco en la rigidez y en la masa del edificio en la zona de intercambio entre concreto y acero. Otro aspecto relevante en estos edificios es el tipo de conexión entre la parte de acero estructural y la parte de concreto armado. Se revisa algunas opciones y se explora en la normativa local y extranjera los contenidos relacionados o la ausencia de estos.

Se hace también una revisión de las ventajas y desventajas de los edificios híbridos en comparación con edificios hechos con otros sistemas constructivos convencionales.

1.1 JUSTIFICACIÓN

El uso de estructuras híbridas es una buena alternativa en los casos en que se debe atender necesidades de implementación industrial por las dimensiones requeridas para la disposición del equipamiento.

Por otro lado, el construir una parte del edificio con acero estructural sirve para reducir tiempo de construcción y esto en algunos casos es de gran importancia, sobre todo cuando se deben cumplir plazos cortos para la implementación de líneas de producción, las que normalmente dependen de muchos factores incluida la adquisición de los equipos de proveedores extranjeros.

Estas estructuras representan también una opción para ampliaciones de edificios que quizás no estuvieron previstas y ya no es posible construir pisos superiores con concreto armado dado que aumentarían significativamente las cargas gravitacionales y sísmicas, pudiendo necesitarse en ese caso intervenciones y reforzamientos mucho mayores en las estructuras existentes.

Es importante destacar que este estudio permitirá apreciar el estado del arte en este tipo de soluciones y revisar las normas actuales, nacionales y extranjeras, para conocer de qué manera abordan los temas relacionados con su análisis y diseño estructural.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General

Evaluar sísmicamente el caso de un edificio híbrido que está construido con dos materiales diferentes a lo largo de su altura. Se incluye la evaluación por desempeño.

1.2.2 Objetivos específicos

A. Revisar las diferencias con otros sistemas convencionales y las conveniencias respecto de estos.
B. Revisar la normativa aplicable a este tipo de edificios considerando lo establecido en Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).
C. Comparar la norma peruana con normas extranjeras en lo relacionado a los edificios híbridos para establecer recomendaciones para futuras revisiones de la norma.

1.3 ESTUDIOS PREVIOS

1.3.1 "EXPERIMENTAL STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF A NEW TRANSFER JOINT IN THE STEEL-CONCRETE VERTICAL HYBRID STRUCTURE" GAO ET AL (2020) [3]

En este estudio se analiza experimentalmente una junta Acero-Concreto Armado en un edificio híbrido, la cual se propone la introducción de la columna metálica dentro de la columna

de concreto y la colocación de unas ménsulas metálicas unidas al tramo de la columna de acero embebido. En la figura 1 se aprecia el planteamiento del estudio.

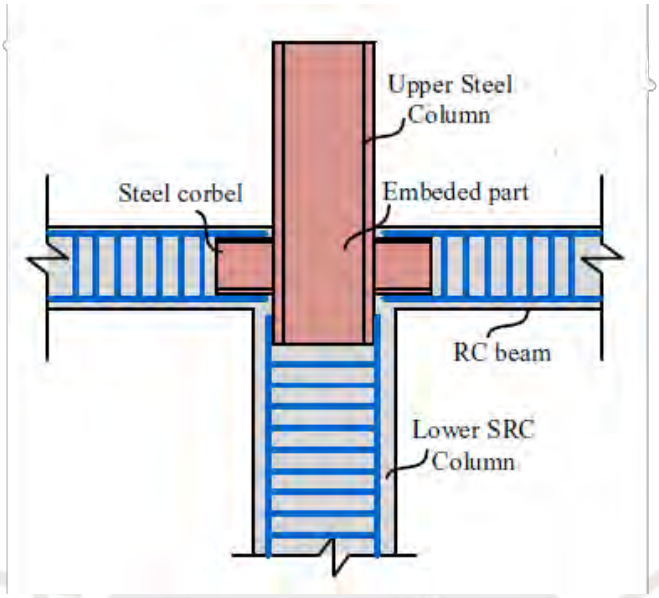


Figura 1.- Detalle de unión entre estructura metálica y de concreto. Tomado de “Experimental study on seismic performance of a new transfer joint in the steel-concrete vertical hybrid structure” - Gao et al (2020)

En el estudio, en el que ensayaron bajo carga cíclica 4 probetas, se analizaron los efectos de la fuerza axial, el tamaño de la columna metálica y cuán profundo es el empotramiento. La falla reportada se dio por formación de rótulas en las vigas de concreto. Los ensayos mostraron buen desempeño sísmico en todos los especímenes, mostrando estabilidad en la respuesta de carga y desplazamiento, muy buena capacidad para disipar energía y ductilidad. Se observó que usar columnas metálicas de mayor tamaño aumenta la resistencia y la rigidez de la junta mientras que si se aumenta la relación de fuerza axial favorece la posibilidad de disipar energía. El aumento del empotramiento solo reportó mejoras menores a 10%.

Esta propuesta de junta tiene la ventaja de posibilitar un buen desempeño sísmico de la unión entre materiales diferentes de los edificios híbridos. La limitante que muestra este sistema sería la congestión en el nudo, al tenerse un perfil metálico embebido justamente en la zona del nudo en donde confluye el refuerzo de la columna y el de las vigas en dos direcciones. Además, su uso no está incluido en las normas nacionales ni en las normas extranjeras que se ha revisado. Posiblemente este tipo de detalle en el futuro sí podría representar una buena alternativa para estas uniones.

1.3.2 “NUMERICAL INVESTIGATION OF A NOVEL CONCRETE-TO-STEEL COLUMN SPLICE IN MIXED STRUCTURES IN HEIGHT” BAHRI ET AL (2023). [4]

Este estudio muestra el desarrollo y los resultados de una investigación numérica sobre dos especímenes que han sido probados a escala real en un laboratorio. Se usaron detalles similares pero diferentes cargas axiales. La investigación pone a prueba la conexión considerando dos condiciones de contorno.

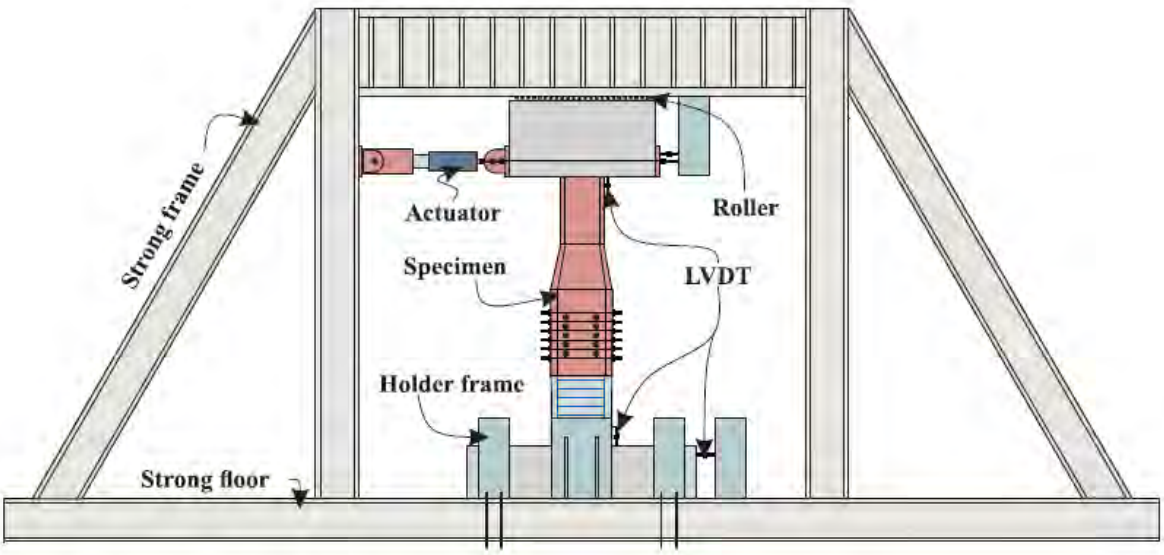


Figura 2.- Esquema de prueba de espécimen de junta. Tomado de “Numerical investigation of a novel concrete-to-steel column splice in mixed structures in height” - Bahri et al (2023)

En este estudio se verifica que la ductilidad de la estructura es 5.5 con una sobreresistencia muy baja. Se observó que la falla ocurrió fuera de la conexión.

Se apreció que la junta funciona aceptablemente sin embargo se podría generar congestión de la zona de la conexión debido a que se debe colocar una buena cantidad de pernos pasantes en 2 direcciones los cuales pueden interferirse con los aceros de la columna de concreto armado.

Por otro lado, los códigos de diseño no incluyen pautas para garantizar la transferencia de cargas y el detalle de este tipo de unión. Posiblemente más adelante se puedan incluir directrices en la normativa que permitan desarrollar de forma apropiada este tipo de conexiones.

1.3.3 “SEISMIC AND STRUCTURAL RESPONSE OF A FRAMED FOUR LEVEL BUILDING WITH RC AND STEEL STRUCTURE DESIGNED ACCORDING TO CURRENT VENEZUELAN CODES” UGEL ET AL (2013). [5]

Se hizo un estudio de un edificio de 4 niveles formado por 3 niveles de concreto armado y sobre estos un nivel de acero estructural. El edificio se encuentra en Barquisimeto Venezuela y se diseñó con normativa venezolana.

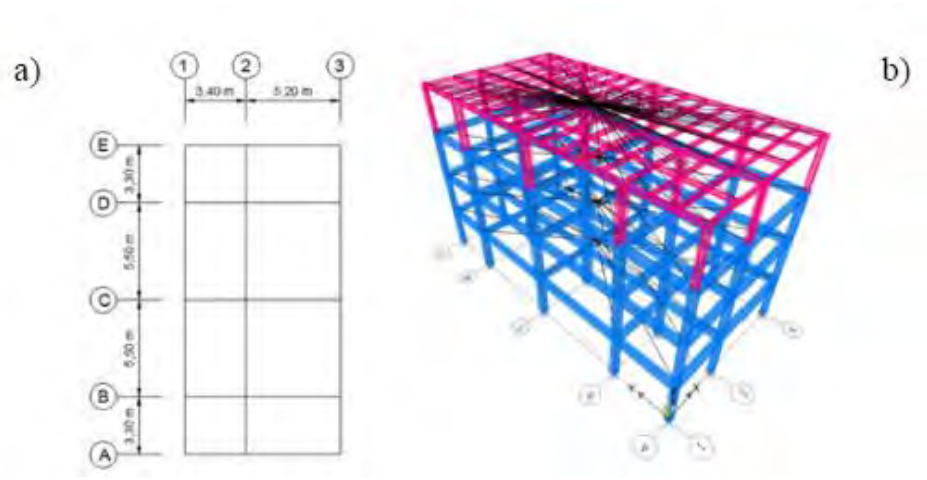


Figura 3.- a) Dimensiones de la planta; b) Vista general de la estructura. Tomado de “Seismic and structural response of a framed four level building with RC and steel structure designed according to current Venezuelan codes” Ugel et al (2013).

Los tres primeros niveles están conformados por pórticos de concreto y el cuarto nivel está conformado por pórticos de acero estructural. Se hizo un análisis Pushover y los resultados indicaron ductilidad más alta en la dirección X. Encontraron una resistencia adecuada a pesar de que se evidenció que algunos pórticos tenían poca rigidez. Se encontró que había una probabilidad alta de llegar a desplazamientos grandes lo cual se traduce en daños en la edificación. Este estudio podría representar bastante bien la realidad de nuestra región en la cual muchas veces se hacen ampliaciones livianas sobre edificios más rígidos hechos de concreto.

Este estudio aborda los temas del desempeño de las estructuras híbridas sin embrago no muestras el diseño o la evaluación de las uniones entre las estructuras de acero y las de concreto, lo cual es un tema fundamental en el estudio de este tipo de edificios.

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

En el capítulo dos se muestran los procedimientos para la revisión de desempeño de edificios existentes. Se presenta la teoría para el diseño de las conexiones entre la parte metálica y la de concreto.

En el capítulo tres se presenta el diseño lineal elástico del edificio en estudio. También se presenta el diseño de la conexión concreto acero. Se hace revisión normativa de los edificios híbridos.

En el capítulo cuatro se presenta la revisión por desempeño del edificio híbrido. Se presenta el análisis y los resultados obtenidos.

En el capítulo cinco se presenta la revisión por desempeño del edificio de concreto. Se presenta el análisis y los resultados obtenidos.

En el capítulo seis se presentan las conclusiones finales, tanto del desempeño del edificio híbrido y de concreto, de la conexión acero a concreto y de la revisión normativa.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 REVISIÓN DE COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS SEGÚN DESEMPEÑO

La actividad sísmica en el Perú y en países vecinos en la región ha sido muy alta en los últimos años habiendo ocurrido sismos de gran magnitud como el sismo de Coquimbo de 8.4 grados de magnitud en el año 2,015 entre otros. Así también ha ocurrido muchos sismos de magnitud intermedia entre 5 y 7 grados de magnitud como el de Nazca (1996), Bahía de Caráquez (1998) y Armenia (1999) entre muchos más. Estos sismos de magnitud intermedia dejaron grandes daños en construcciones y la pérdida de centenares de vidas humanas. En la figura 4 se aprecia el mapa sísmico del Perú de los últimos 65 años. Se aprecia la preponderancia de la acción sísmica en la costa.

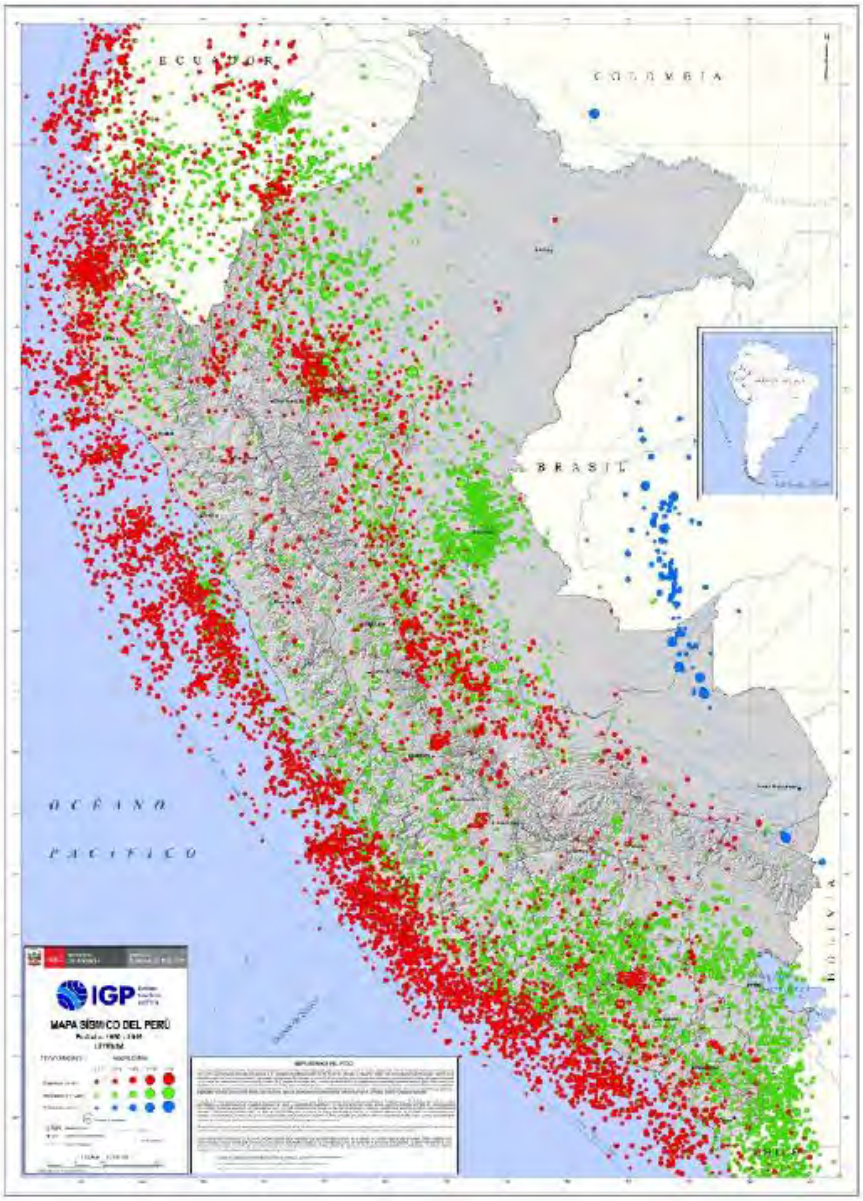


Figura 4.- Mapa sisimico del Perú para el periodo 1960 a 2019 [2]

Las grandes consecuencias de sismos de magnitud intermedia llaman la atención ya que la filosofía del diseño sísmico, además de buscar la protección de las edificaciones e infraestructura requiere principalmente la protección de la vida humana. Esto lleva a reflexionar sobre la acción sísmica en edificaciones que son vulnerables debido a su antigüedad, defectuosos por diseño y construcción u otros motivos y es necesario estudiar cómo mejorar el desempeño de estas construcciones.

El estudio por desempeño sísmico de las estructuras se basa en la aceptación de niveles de daño considerando la frecuencia de los sismos y en las implicancias de los mismos. Un diseño basado en el desempeño sísmico requiere del empleo de metodologías que se traducen en ciertos niveles de desempeño posibles. Se consideran el Comité VISION 2000, lo que formula el ATC 40 y el ASCE 41.

Para abordar la evaluación por desempeño sísmico se analiza el nivel de desempeño, el nivel de amenaza y el nivel de daño o deterioro físico.

2.1.1 NIVEL DE DESEMPEÑO

El nivel de desempeño representa el estado límite de daño en particular. Es un límite de aceptación relacionada a los daños físicos de las edificaciones, por ello tiene relación directa con la seguridad de los usuarios a partir de dichos daños. Se relaciona a elementos estructurales como a elementos no estructurales. El nivel de desempeño se puede indicar a través de términos cualitativos como conceptuales técnicos.
En esta tesis se considera lo que indica el comité VISION 2000 del SEAOC (1995) en el que definen los niveles de desempeño antes del colapso, como se muestra en la tabla a continuación.

Estado de daño	*Nivel de Desempeño*	*Características principales*
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Tabla 1.- Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995)

2.1.2 NIVEL DE AMENAZA

El nivel de amenaza sísmica se expresa de forma probabilística o determinística. En la primera se relaciona con el nivel de movimiento y la probabilidad de que suceda. En el enfoque determinista se relaciona al movimiento máximo esperado asociado a una magnitud y fuente en particular. Se suelen referenciar a través de parámetros de ingeniería como periodo de retorno, probabilidad de excedencia y tiempo de exposición.

En ese sentido estos parámetros se pueden relacionar de acuerdo a la siguiente expresión:

$$T = -\frac{t}{\ln(1-P)}$$

Donde:

T = Periodo medio de retorno en años.

P = Probabilidad de excedencia.

t = Tiempo de exposición en años.

El comité VISION 2000 del SEAOC define los siguientes niveles de amenaza sísmica:

Nivel del movimiento sísmico	*Período medio de retorno T (años)*	*Probabilidad de excedencia (p,t)*
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10 % en 100 años

Tabla 2.- Niveles de movimiento sísmico (SEAOC, 1995)

2.1.3 UMBRALES DE DAÑO

El comité VISION 2000 considera el nivel de desempeño asociado a un rango de desplazamiento en el techo de la estructura. Se considera el desplazamiento de fluencia como dy y el desplazamiento máximo inelástico como du. El SEAOC indica los umbrales de daño según la siguiente tabla.

Nivel inmediata ocupación (IO)	dy
Nivel de daño controlado (DC)	dy + 0.30 (du - dy)
Nivel de seguridad de vida (SV)	dy + 0.60 (du - dy)
Nivel de estabilidad estructural (EE)	dy + 0.80 (du - dy)
Colapso (CO)	du

Tabla 3.- Umbrales de daño (SEAOC, 1995)

Los niveles de daño se pueden graficar conforme a los desplazamiento indicados como se muestra en la figura 5.

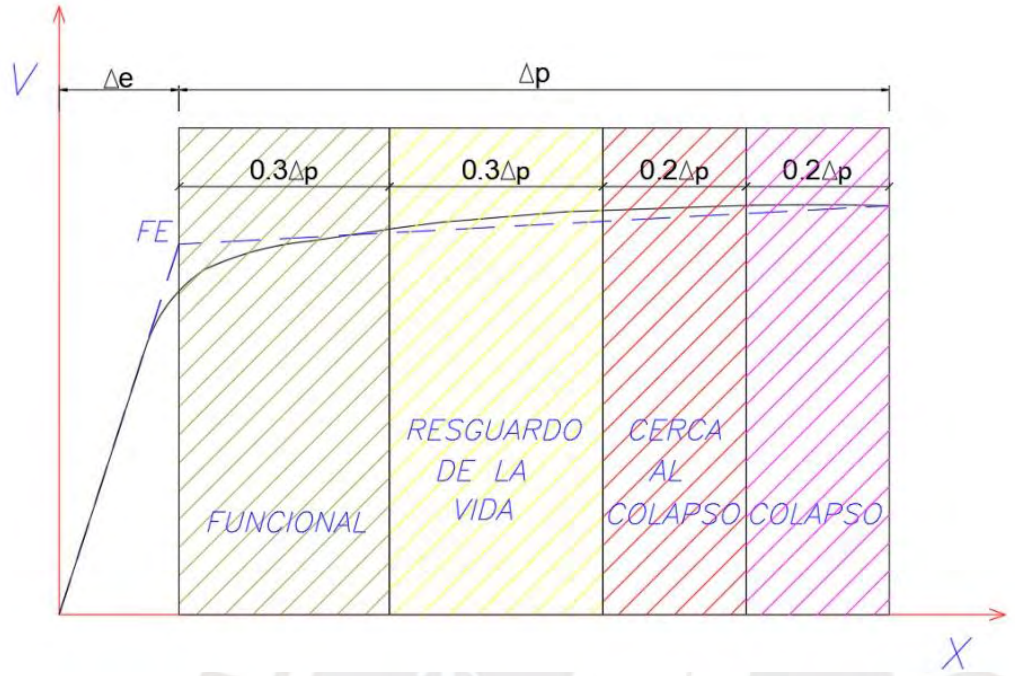


Figura 5.- Curva de capacidad y desempeño (SEAOC 1995)

2.1.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER

En el análisis Pushover se aplican cargas a la estructura de forma incremental estática y se aprecia la aparición de rótulas plásticas hasta que la estructura se convierte en un mecanismo. Mediante este tipo de procedimiento se genera la curva de capacidad, la cual relaciona el cortante basal que se halla para distintos incrementos de carga lateral con el desplazamiento lateral del último nivel de la edificación.

El Pushover se realiza aplicando a la estructura del edificio un patrón de fuerzas horizontales asumido que van aumentándose y finaliza cuando la estructura llega a su capacidad última. Por otro lado, la pendiente de la línea que une el origen de coordenadas con un punto de la curva definida por un desplazamiento determinado corresponde a la rigidez efectiva o rigidez secante de la estructura. En la figura 6 se aprecia una gráfica típica de la curva de capacidad con la línea de la rigidez efectiva.

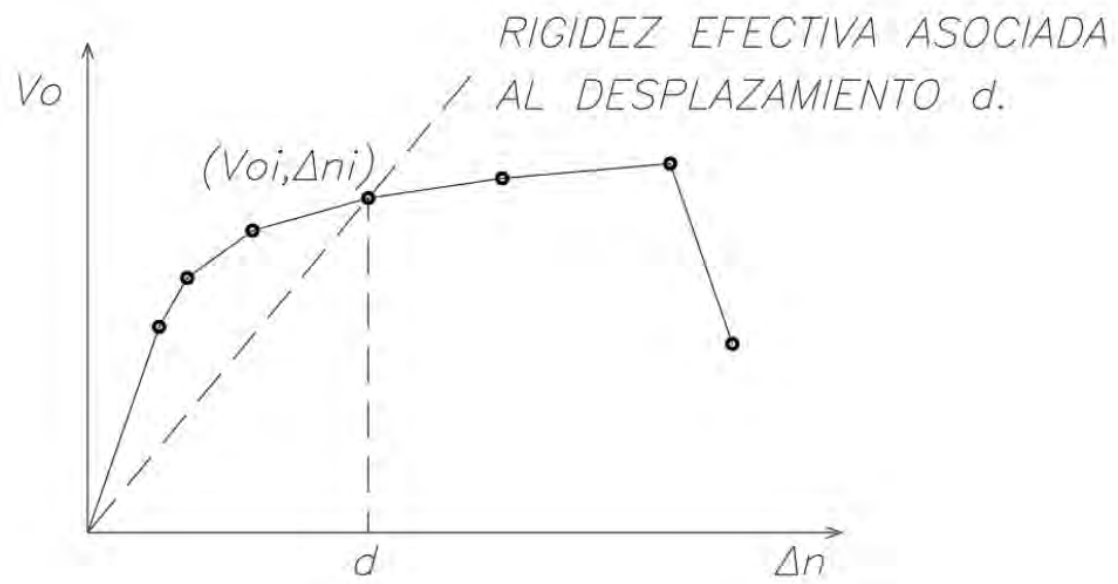


Figura 6.- Curva de capacidad y recta de rigidez efectiva

La definición de los puntos de fluencia y capacidad última dependerá del diagrama bilineal de la curva de capacidad. De acuerdo al ATC 40 la representación de la curva de capacidad bilineal se basa en que las áreas que queden por arriba y por debajo de la curva de capacidad sean iguales, para que la cantidad de energía disipada sea la misma debajo de las curvas de capacidad normal y la bilineal. La pendiente del primer tramo del gráfico bilineal representa la rigidez elástica de la estructura por tanto el punto de fluencia será la intersección de las dos líneas. Esto se puede apreciar en la figura 7.

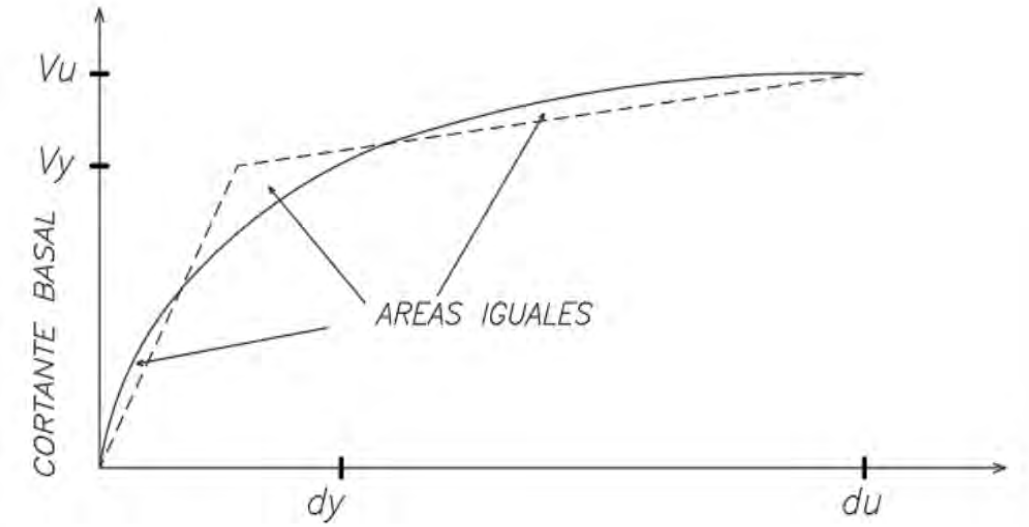


Figura 7.- Diagrama bilineal de la curva de capacidad

2.1.5 METODO DEL ATC 40

En este método se hace una aproximación de las características no lineales de la estructura, lo cual se logra reemplazando el sistema no lineal por sistema lineal equivalente. Se trata de comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de demanda, para hallar la intersección que sirve para estimar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, en el cual se igualan demanda y capacidad y con ello se tiene la respuesta máxima de la estructura y esta se podrá luego contrastar con el nivel de desempeño esperado.

El espectro de capacidad se puede generar empleando las propiedades modales del primer modo de vibración que se grafique en un espacio desplazamiento espectral (Sd) versus aceleración espectral (Sa). Esto se logra con las siguientes expresiones:

$$Sd_i = \Delta n_i / (\beta_1 \times \phi_{1,n}) \qquad Sa_i = Vo_i / \alpha_1$$

En donde:

α_1 = masa modal del primer modo de vibración

β_1 = factor de participación asociado al modo fundamental.

$\phi_{1,n}$ = amplitud en el nivel n, de la forma de vibración del primer modo

Δn_i = abscisas de la curva de capacidad (ver figura 6)

Vo_i = ordenadas de la curva de capacidad (ver figura 6)

De esta forma se obtiene el espectro de capacidad desde la curva de capacidad. En la figura 8 se aprecia un espectro de capacidad.

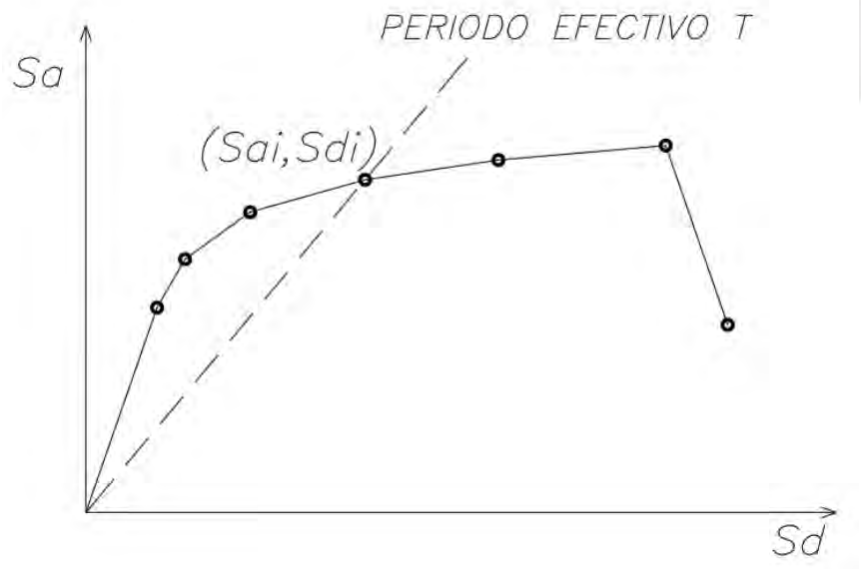


Figura 8.- Espectro de capacidad

El espectro de demanda se representa normalmente empleando el espectro de respuesta elástico con un amortiguamiento de 5%. Este se transforma a un espectro reducido y luego este se convierte a un espectro Sd versus Sa empleado para ello la siguiente expresión:

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i \times g$$

En la figura 9 se aprecia un espectro de demanda típico.

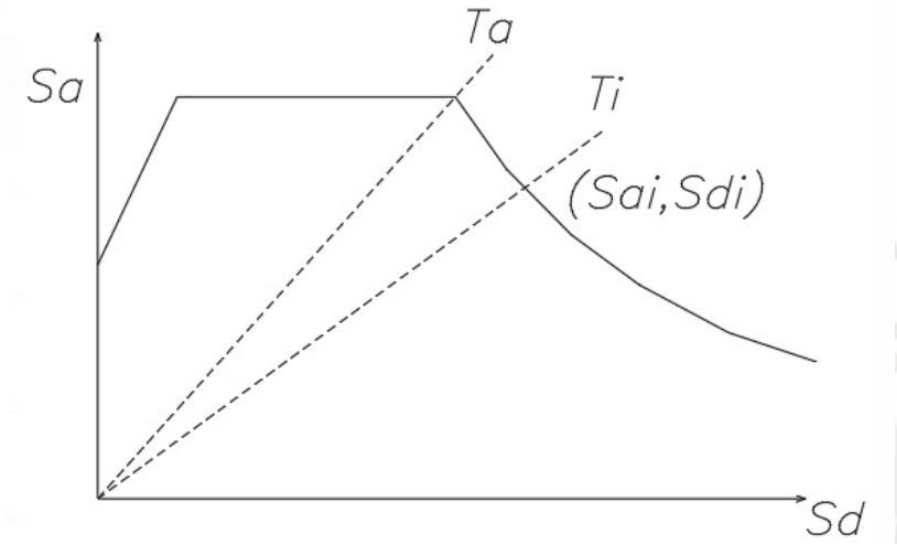


Figura 9.- Espectro de demanda

Al superponer el espectro de capacidad y el espectro de demanda la superposición de los mismos se denomina punto de desempeño en el cual la demanda y la capacidad están igualados.

En la figura 10 se aprecia el procedimiento del ATC 40. Se aprecia que la demanda sísmica inicial se debe reducir para obtener la demanda que se intersecará con el espectro de capacidad. También se puede apreciar en el eje de las abscisas los distintos rangos de desempeño estructural.

De este espectro capacidad – demanda se puede apreciar la respuesta estructural máxima, el desempeño sísmico de la edificación ante un sismo determinado y la variación de periodos de vibración durante el sismo.

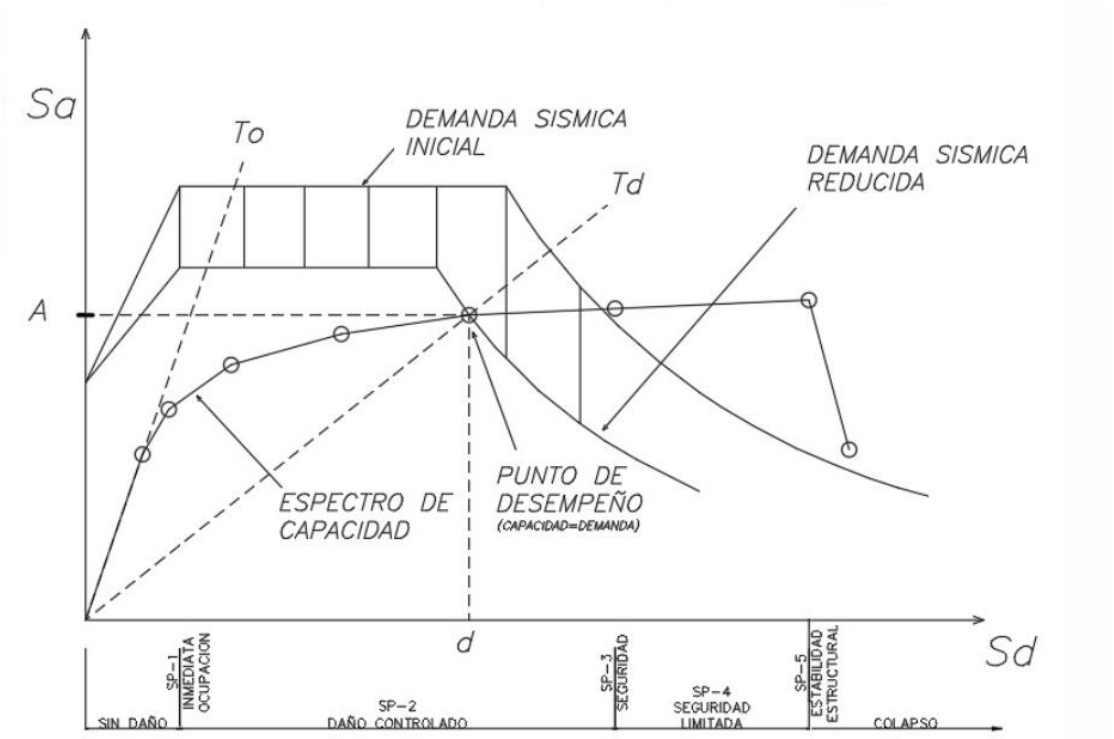


Figura 10.- Espectro de Capacidad – Demanda según ATC 40

2.1.6 OBJETIVO DEL ANÁLISIS POR DESEMPEÑO

El análisis por desempeño que se realiza apunta a lograr un objetivo de desempeño adecuado en la estructura evaluada. Se considera que un buen nivel de desempeño es que la estructura llegue al rango de desempeño funcional o como máximo a una rango de resguardo de la vida con cierta incursión en el intervalo inelástico. No es deseable que nuestra estructura llegue al rango cercano al colapso, en esa condición posiblemente se necesitaría reparaciones en la parte estructural y no estructural que además de resultar costosas interferirían con la operación productiva de la edificación.

Se plantea contrastar el desempeño de nuestro edificio híbrido con un edificio de concreto armado de similares medidas en planta y elevación y que toma las mismas cargas verticales. Para poder comparar apropiadamente se generará un edificio de concreto como se describe y que además coincida con el edificio híbrido en la demanda sísmica para un análisis equivalente, es decir un análisis modal espectral según la norma peruana.

2.2 DISEÑO DE CONEXIONES

En el edificio industrial materia de este proyecto se tienen 3 tipos de conexiones principales en estructuras de acero y en estructuras de acero a estructuras de concreto:

a. Conexión viga a columna.
b. Conexión del arriostre tubular.
c. Conexión de columna metálica a columna de concreto.

Para las consideraciones de conexiones se toma en cuenta la norma E.090 Estructuras Metálicas del RNE y la norma AISC 341 Provisiones Sísmicas para diseño, fabricación y montaje de estructuras de acero.

En el caso de juntas de las estructuras de acero a las de la concreto se considera lo indicado en la normas E.090 Estructura Metálicas del RNE y en la norma ACI 318 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

2.2.1 GENERALIDADES

Las juntas en las estructuras metálicas que se usan en la actualidad se hacen empleando pernos y soldaduras, el uso de remaches ya no es de uso común dado que su aplicación se hace complicada en edificaciones comunes, pero aún se pueden usar en casos específicos como industria aeroespacial y en reparación de estructuras existentes.

En el caso de las conexiones con soldadura, los diseñadores y constructores coinciden en que es más adecuado tener este tipo de conexiones en taller donde es más fácil el control de calidad y no se necesita reparar la pintura dado que en taller las soldaduras se hacen sobre piezas sin pintar a diferencia de cuando se hacen en obra en donde se tiene usualmente las piezas ya pintadas, siendo complicado realizar un buen proceso de reparación y restitución de la pintura.

En el caso de las conexiones empernadas, estas se prefieren para su uso en campo dado que es más sencilla la instalación, el control de calidad y no se daña de manera considerable la pintura de las estructuras. Todas estas características de sus uso se traducen en ahorros de tiempo y costo para la obra.

En el caso de las conexiones entre las columnas metálicas y las columnas de concreto se consideran como anclajes de las estructuras metálicas a los apoyos de concreto.

Se exponen los conceptos básicos de las juntas soldadas y empernadas en estructuras de acero y de las conexiones entre las estructuras de acero y de concreto que se usan en este estudio.

2.2.2 LINEAMIENTOS DE LA NORMA AISC 341 - 2022

El edificio en estudio tiene los tres pisos más bajos de concreto armado y los 4 pisos siguientes de acero estructural. La parte de acero estructural se compone de pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF).

Se espera que estos pórticos logren una importante capacidad de deformación inelástica, debido a primordialmente a la resistencia posterior al pandeo de los arriostres comprimidos y la fluencia de los arriostres traccionados. Algunos ejemplos de pórticos arriostrados concéntricamente se muestran en la figura 11.

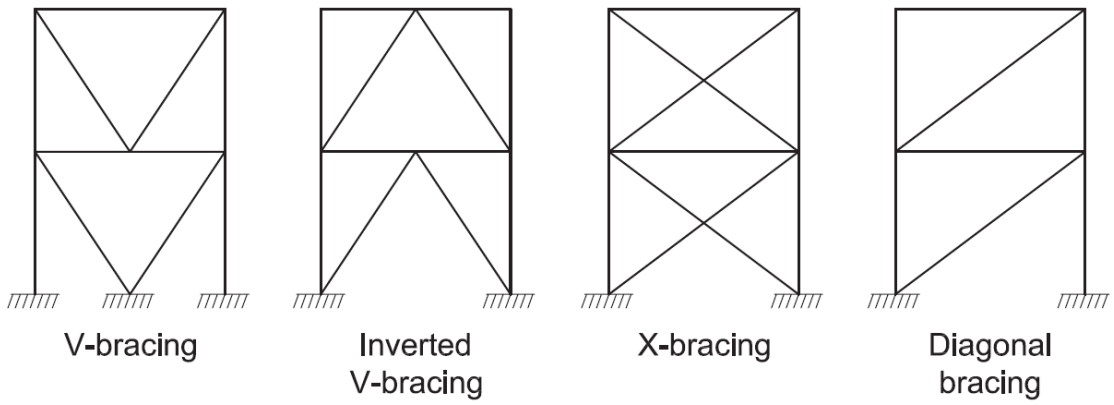


Figura 11.- Ejemplos de pórticos arriostrados concéntricamente. El edificio en estudio es uno con arriostres en X

La resistencia requerida de columnas, vigas, puntales y conexiones se calcula usando el efecto de la fuerza sísmica limitada por capacidad. El efecto de la carga sísmica se definirá mediante lo siguiente:

1. Análisis suponiendo que los arriostres resisten fuerzas que corresponden a su resistencia esperada en tracción o compresión.

2. Análisis suponiendo que los arriostres en tracción resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada y que los arriostres en compresión resisten según su resistencia esperada posterior al pandeo.
3. En pórticos de varios niveles, el análisis reflejará la fluencia progresiva y el pandeo de los arriostres desde el nivel menos resistente hasta el más resistente.

El primer modo de deformación de un pórtico SCBF es considerado para determinar si un arriostre está en tracción o en compresión, considerándose las columnas inclinadas en una dirección en vez de una curvatura inversa. En la figura 12 se ilustra lo anterior. Se debe tomar en cuenta también la inclinación en la dirección contraria y en caso de columnas que están en la intersección de pórticos la carga de estas columnas debe incluir las fuerzas de ambos pórticos.

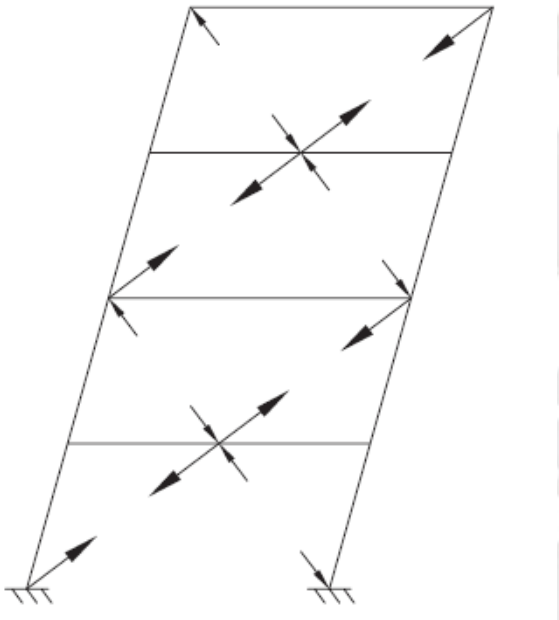


Figura 12.- Mecanismo anticipado en un pórtico arriostrado

La fuerza sísmica horizontal se aplicará en cada dirección de carga. En el caso de columnas que forman parte de pórticos en dos direcciones perpendiculares u oblicuos se considerará la fluencia potencial de los arriostres en las dos direcciones a la vez.

La resistencia esperada del arriostre en tracción es $R_yF_yA_g$. La resistencia esperada en compresión será la menor entre $R_yF_yA_g$. y $(1/0.877)F_{ne}A_g$. En estas expresiones se tiene lo siguiente:

R_y: relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico mínimo especificado Fy del material.
F_y: esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el tipo de acero empleado.
F_{ne}: tensión nominal calculada según capítulo E de AISC341.

En cuanto a la distribución de las fuerzas laterales la norma especifica que entre el 30% y el 70% de la fuerza horizontal en cualquier línea de arriostramiento sea tomada por los arriostres en tracción.

Se necesita que tanto los arriostres como las columnas y vigas cumplan requerimiento para elementos altamente dúctiles, según se especifica en la sección D1.1 de la norma. La esbeltez de los arriostres debe cumplir $L_c/r \leq 200$.

Las zonas protegidas de los pórticos SCBF cumplirán la sección D1.3. En el caso de los arriostres se considera como zona protegida el cuarto central de la longitud del arriostramiento y una zona contigua a cada conexión igual al peralte del arriostramiento en el plano de pandeo. También se consideran zonas protegidas los elementos que conectan a los arriostramientos a vigas y columnas.

Las soldaduras de demanda crítica deben cumplir requisitos especiales son las siguientes:

- Soldaduras de ranura en empalmes de columnas
- Soldaduras de conexión de columnas a placas base.
- Soldaduras en conexiones viga a columnas según la sección F2.6b(c)

Las conexiones de los arriostramientos, así como las uniones viga – columna, deben cumplir los requisitos especiales que se indican en el AISC341 en el apartado F2.6. Asimismo, en este apartado se aprecian los requerimientos especiales para las cartelas y los empalmes de columnas.

2.2.3 CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

En este estudio se consideran las conexiones soldadas y empernadas de las estructuras del edificio en evaluación.

2.2.3.1 CONEXIONES SOLDADAS

En la norma peruana E.090 Estructuras metálicas se aplican las disposiciones de la norma americana AWS D1.1/D1.1M con algunas excepciones. En este proyecto se usan soldaduras a tope acanaladas con bisel de penetración total principalmente.

A. Soldaduras a tope

En las soldaduras a tope acanaladas el área efectiva es la longitud de la soldadura multiplicada por el espesor de la garganta efectiva. En juntas de penetración total el espesor de la garganta efectiva es el espesor de la parte más delgada a unir. En la figura 13 se aprecian distintos tipos de soldaduras a tope de penetración total como las que se usan en este proyecto.

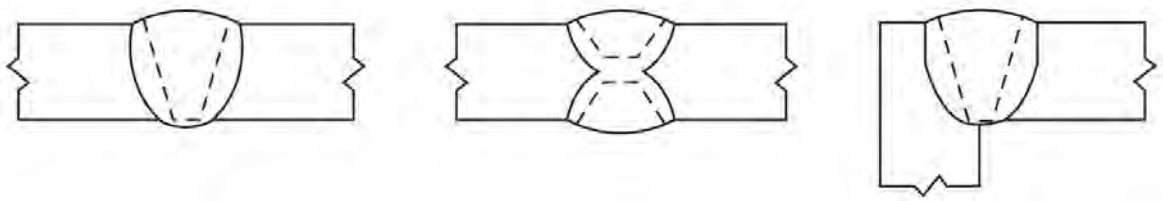


Figura 13.- Soldaduras a tope de penetración total

B. Soldaduras de filete

En las soldaduras de filete el área efectiva es la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva, siendo la garganta la menor distancia desde la raíz hasta la cara teórica de la soldadura. En este estudio se considera que la garganta corresponde a la distancia del vértice de la intersección de las planchas a unir con la cara de la soldadura considerándola totalmente plana, sin convexidad. En la figura 14 se aprecian juntas con soldadura a filete.

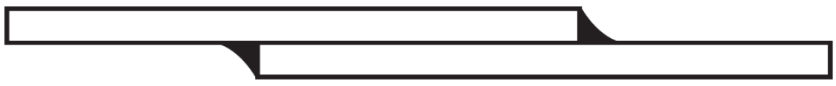


Figura 14.- Soldaduras a filete

El tamaño mínimo de la soldadura está dado en la tabla 10.2.4 de la RNE que se muestra a continuación.

TABLA 10.2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada	**Tamaño mínimo de Soldadura de filete[a]**
Hasta 6 inclusive	3
Sobre 6 a 13	5
Sobre 13 a 20	6
Mayor que 20	8
[a] Dimensión del lado de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de pasada simple. Nota: Ver el numeral 10.2.2.b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.	

Tabla 4.- Tamaño mínimo de soldadura de filete (RNE E.090)

El tamaño máximo de la soldadura de filete será:

a. Cuando el espesor de las planchas conectadas es menor que 6mm será como máximo el espesor de la plancha más delgada a unir.
b. Cuando el espesor de las planchas es de 6mm o más se considera un tamaño máximo de la soldadura como el espesor de la plancha más delgada menos 2mm.

C. Resistencia de las soldaduras

La resistencia de diseño de la soldadura ϕR_n será el valor menor entre la resistencia del material base entre los estados límite de rotura en tracción, rotura en corte y la resistencia de la soldadura en el estado límite de rotura. Las resistencias indicadas se determinan según las siguientes expresiones:

Para el metal base: $R_n = F_{nBM} A_{BM}$

Para el metal de aporte: $R_n = F_{nw} A_{we}$

Donde:

F_{nBM} = Esfuerzo nominal del material base

A_{BM} = Área de la sección recta del material base

F_{nw} = Esfuerzo nominal del material de aporte

A_{we} = Área efectiva del material de aporte

Los valores de ϕ, F_{nBM}, F_{nw} y sus limitaciones se presentan en la tabla 10.2.5 de la norma E.090 del RNE que se presenta a continuación.

TABLA 10.2.5
Resistencia Disponible de Juntas Soldadas

Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ	Esfuerzo Nominal (F_{nBM} o F_{nw})	Área Efectiva (A_{BM} o A_{we})	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte [a] [b]
Soldaduras acanaladas de penetración total					
Tracción Normal al eje soldadura	La resistencia de la junta es controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. Para juntas T y de esquina sin remoción de soporte, se requiere de metal de aporte con tenacidad especificada. Ver el numeral 10.2.6
Compresión Normal al eje de soldadura	La resistencia de la junta es controlada por el metal base				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal base.
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	La tracción o compresión en partes unidas paralelas a una soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de esa soldadura				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal base.
Corte	La resistencia de la junta es controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base.[c]
Soldaduras acanaladas de penetración parcial incluyendo soldaduras abocinadas y biseladas					
Tracción Normal al eje de la soldadura	Base	ϕ = 0,75	F_u	Ver el numeral 10.4	Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal base.
	Soldadura	ϕ = 0,80	0,60 F_{EXX}	Ver el numeral 10.2.1a	
Compresión Columna a plancha de base y empalmes de columna diseñados según el numeral 10.1.4(1)	El esfuerzo de compresión no necesita ser considerado en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
Compresión Conexiones de los elementos diseñados por aplastamiento distintos a las columnas que se describen en el numeral 10.1.4(2)	Base	ϕ = 0,90	F_y	Ver el numeral 10.4	
	Soldadura	ϕ = 0,80	0,60 F_{EXX}	Ver el numeral 10.2.1a	
Compresión Conexiones no acabadas para aplastamiento	Base	ϕ = 0,90	F_y	Ver el numeral 10.4	
	Soldadura	ϕ = 0,80	0,90 F_{EXX}	Ver el numeral 10.2.1a	
Tracción o compresión Paralelo al eje de soldadura	La tracción o compresión en partes unidas paralelas a una soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de esa soldadura.				
Corte	Base	Gobernado por 10.4			
	Soldadura	ϕ = 0,75	0,60 F_{EXX}	Ver el numeral 10.2.1a	

TABLA 10.2.5 (continuación) Resistencia Disponible de Juntas Soldadas					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	**Metal Pertinente**	ϕ	**Esfuerzo Nominal (F_{nBM} o F_{nw})**	**Área Efectiva (A_{BM} o A_{we})**	**Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte [a] [b]**
Soldaduras de filete incluyendo los filetes en agujeros y ranuras y juntas T sesgadas					
Corte	Base	Gobernado por 10.4			Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal base.
	Soldadura	ϕ = 0,75	0,60 F_{EXX}[d]	Ver el numeral 10.2.2a	
Tracción o compresión Paralelo al eje de soldadura	La tracción o compresión en partes unidas paralelas a una soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de esa soldadura.				
Soldaduras de tapón y ranura					
Corte	Base	Gobernado por 10.4			Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal base.
	Soldadura	ϕ = 0,75	0,60 F_{EXX}	Ver el numeral 10.2.3a	

[a] Para metal de soldadura compatible con metal base ver el numeral 3.3 de AWS D1.1/D1.1M

[b] Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia mayor que aquel compatible con metal base

[c] Metales de aporte con un nivel de resistencia menor que aquel compatible con metal base puede usarse para soldaduras acanaladas entre las almas y alas de secciones armadas transfiriendo las cargas de corte, o en aplicaciones donde un alto grado de restricción es una preocupación. En estas aplicaciones la junta soldada debe detallarse y la soldadura debe diseñarse usando el espesor del material como la garganta efectiva, con ϕ = 0,80 y la resistencia nominal igual a 0,60 F_{EXX}.

[d] Alternativamente, se permiten las disposiciones del numeral 10.2.4(a) cuando se considera la compatibilidad de deformaciones en los distintos elementos de soldadura. Los numerales 10.2.4 (b) y (c) son aplicaciones especiales del numeral 10.2.4(a) que proveen la compatibilidad de deformación.

Tabla 5.- Resistencia disponible en juntas soldadas (RNE E.090)

También la norma permite considerar para soldaduras de filete la resistencia usando ϕ = 0.75.

2.2.3.2 CONEXIONES EMPERNADAS

A. Generalidades de los pernos a emplear

Para las conexiones de este estudio se emplean pernos de alta resistencia tipo ASTM A-325. Las juntas se consideran requintadas para lograr un contacto firme y se consideran ajustadas para una tracción en el perno no menor a 0.70 veces la mínima resistencia última. Los valores de tracción mínimos en los pernos se muestran en las tablas 10.3.1 y 10.3.1M del RNE E.090 que se presentan a continuación.

TABLA 10.3.1 Pretensión Mínima de Pernos, *t**		
Tamaño Perno, pulg.	**Grupo A (ej. Pernos A325)**	**Grupo B (ej. Pernos A490)**
1/2	5,45	6,82
5/8	8,64	10,91
3/4	12,73	15,91
7/8	17,73	22,27
1	23,18	29,09
1 1/8	25,45	36,36
1 1/4	32,27	46,36
1 3/8	38,64	55,00
1 1/2	46,82	67,27
* Igual a 0,70 veces la mínima resistencia última de los pernos, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.		

TABLA 10.3.1M Pretensión Mínima de Pernos, kN*		
Tamaño Perno, mm	**Grupo A (ej. Pernos A325M)**	**Grupo B (ej. Pernos A490M)**
M16	91	114
M20	142	179
M22	176	221
M24	205	257
M27	267	334
M30	326	408
M36	475	595
* Igual a 0,70 veces la mínima resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325M y A490M con hilo UNC.		

Tabla 6.- Pretensión mínima en pernos (RNE E.090)

En este estudio se considera que los agujeros para los pernos serán 1/16” mayores que los diámetros de los pernos. Esta consideración corresponde a agujeros estándar. Además, se emplean distancias mínimas entre centros de los pernos de 3 diámetros nominales.

Las distancias mínimas al borde serán de acuerdo a las tablas 10.3.4 y 10.3.4M del RNE E.090 que se presentan a continuación.

TABLA 10.3.4 Distancia Mínima al Borde[a], pulg, desde el Centro del Agujero Estándar[b] hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (pulg)	**Distancia Mínima al Borde**
½	¾
⅝	⅞
¾	1
⅞	1 ⅛
1	1 ¼
1 ⅛	1 ½
1 ¼	1 ⅝
Sobre 1 ¼	1 ¼ x d

[a] De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores siempre que se satisfagan las disposiciones del numeral 10.3.10 y de 10.4, sin embargo distancias al borde menores que un diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero estructural responsable del diseño.

[b] Para agujeros agrandados y ranurados, ver la Tabla 10.3.5.

TABLA 10.3.4M Distancia Mínima al Borde[a], mm, desde el Centro del Agujero Estándar[b] hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (mm)	**Distancia Mínima al Borde**
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Sobre 36	1,25*d*

[a] De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores siempre que se satisfagan las disposiciones del numeral 10.3.10 y de 10.4, sin embargo distancias al borde menores que un diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero estructural responsable del diseño.

[b] Para agujeros agrandados y ranurados, ver la Tabla 10.3.5M.

Tabla 7.- Distancias mínimas al borde en pernos de agujero estándar (RNE E.090)

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno al borde más cercano será de 12 diámetros, pero no excederá de 150mm. En este estudio se considerará como la máxima distancia longitudinal entre centros de pernos 14 espesores de la plancha más delgada o 180mm.

B. Resistencia en tracción y corte de los pernos

La resistencia de diseño en tracción o corte ϕRn para los estados últimos de rotura en tracción y rotura en corte serán las siguientes:

$$R_n = F_n A_b$$

$$\phi = 0.75$$

Donde:

F_n = esfuerzo de tracción nominal, F_{nt}, o esfuerzo de corte nominal, F_{nv}, según lo indicado en la tabla 10.3.2 de la norma RNE E.090 que se reproduce más adelante.

A_b = área bruta no roscada nominal del perno.

TABLA 10.3.2
Resistencia Nominal de Conectores y Partes Roscadas MPa

Descripción de los Conectores	Resistencia Nominal en Tracción, F_{nt}, MPa[a]	Resistencia Nominal en Corte en Conexiones de Aplastamiento, F_{nv}, MPa [b]
Pernos A307	310	188 [c][d]
Pernos del Grupo A (ej. A325), cuando la rosca está incluida en el plano de corte	620	372
Pernos del Grupo A (ej. A325), cuando la rosca está excluida del plano de corte	620	457
Pernos del Grupo B (ej. A490), cuando la rosca está incluida en el plano de corte	780	457
Pernos del Grupo B (ej. A490), cuando la rosca está excluida del plano de corte	780	579
Partes roscadas que cumplen los requisitos del numeral 1.3.4, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,45F_u$
Partes roscadas que cumplen los requisitos del numeral 1.3.4, cuando la rosca está excluida del plano de corte	$0,75F_u$	$0,563F_u$

[a] Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas de tracción, ver Numeral 2.10.
[b] Para conexiones en los extremos cargados con un patrón de conectores con una longitud mayor a 965 mm, F_{nv} debe ser reducido a un 83,3 % de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de contacto.
[c] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos en 1 % por cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre.
[d] Rosca permitida en los planos de corte.

Tabla 8.- Resistencia nominal de pernos y partes roscadas (RNE E.090)

C. Resistencia de pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico

La resistencia de pernos de deslizamiento crítico se diseña para prevenir el deslizamiento y para estados límite de conexiones tipo aplastamiento. La resistencia de estas uniones será la siguiente:

$R_n = \mu\ D_u\ h_f\ T_b\ n_s$

$\phi = 1.00$ (agujeros estándar)

Donde:
$\mu = 0.50$ (Coeficiente promedio de deslizamiento en superficies de acero sin pintar, arenadas)
$D_u = 1.13$ (multiplicador debido a la relación entre la pretensión media del perno instalado y la pretensión mínima especificada del perno)
$h_f = 1.00$ (factor de planchas de relleno, en este caso no hay)
T_b = Tracción mínima del conector según tabla 10.3.1 o 10.3.1M de la norma RNE E.090 reproducidas más arriba)
n_s = número de planos de deslizamiento.

D. Tracción y corte combinados

Se considera cuando se tienen conexiones en donde los esfuerzos de tracción disminuyen la capacidad en fricción. En ese caso la resistencia se debe multiplicar por el siguiente factor:

$k_{sc} = 1 - T_u / D_u\ T_b\ n_b$

Donde:

T_u = Fuerza de tracción requerida
n_b = número de pernos que transmiten la tracción aplicada

E. Resistencia al aplastamiento en agujeros de pernos

La resistencia ϕR_n en los agujeros de los pernos para el estado límite de aplastamiento será según lo siguiente:

$\phi = 0.75$

$R_n = 1.2\ l_c\ t\ F_u \leq 2.4\ d\ t\ F_u$ (se considera la deformación en el agujero del perno bajo cargas de servicio como una consideración de diseño)

Donde:

F_u = resistencia mínima en tracción del material conectado
d = diámetro nominal del perno
l_c = distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde del material
t = espesor de la plancha conectada

La resistencia al aplastamiento se toma como la suma de las resistencias al aplastamiento de los pernos individuales. La resistencia al aplastamiento se revisa para conexiones tipo aplastamiento como para conexiones de deslizamiento crítico.

F. Resistencia en tracción de planchas de conexión

La resistencia ϕR_n a la tracción en las planchas de conexión será el valor menor que se obtiene para los estados límite de fluencia en tracción y rotura en tracción, según lo siguiente.

a. Resistencia a la fluencia en tracción

$R_n = F_y\ A_g$
$\phi = 0.90$

b. Rotura en tracción

$R_n = F_u\ A_e$
$\phi = 0.75$

Donde:

A_e = área efectiva, para planchas de empalme empernadas $A_e = A_n \leq 0{,}85\ A_g$

G. Resistencia en corte de planchas de conexión

La resistencia ϕR_n al corte en las planchas de conexión será el menor valor que se obtiene para los estados límite de fluencia en corte y rotura en corte, según lo siguiente.

c. Resistencia a la fluencia en corte

$R_n = 0.6\ F_y\ A_{gv}$
$\phi = 1.00$

d. Rotura en corte

$R_n = 0.6\ F_u\ A_{nv}$
$\phi = 0.75$

Donde:

A_{gv} = área bruta a corte
A_{nv} = área neta sometida a corte

H. Resistencia de bloque de cortante de planchas de conexión

La resistencia disponible para el estado límite de rotura de bloque de cortante a lo largo de una línea o líneas de falla por corte y una línea o líneas por tracción ortogonal se tomará según lo siguiente:

$R_n = 0.6\ F_u\ A_{nv} + U_{bs}\ F_u\ A_{nt} \leq 0.60\ F_y\ A_{gv} + U_{bs}\ F_u\ A_{nt}$
$\phi = 0.75$

Donde:

A_{nt} = área neta sometida a tracción

2.2.4 CONEXIONES TIPICAS EN EL EDIFICIO EN ESTUDIO

En las figuras 15 y 16 se muestran de manera ilustrativa las configuraciones posibles de las conexiones que se emplean en el edificio en estudio.

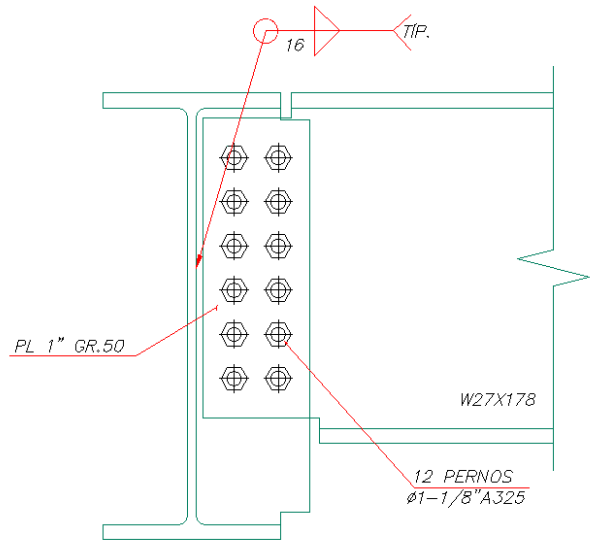


Figura 15.- Conexión típica viga-viga (similar a viga-columna)

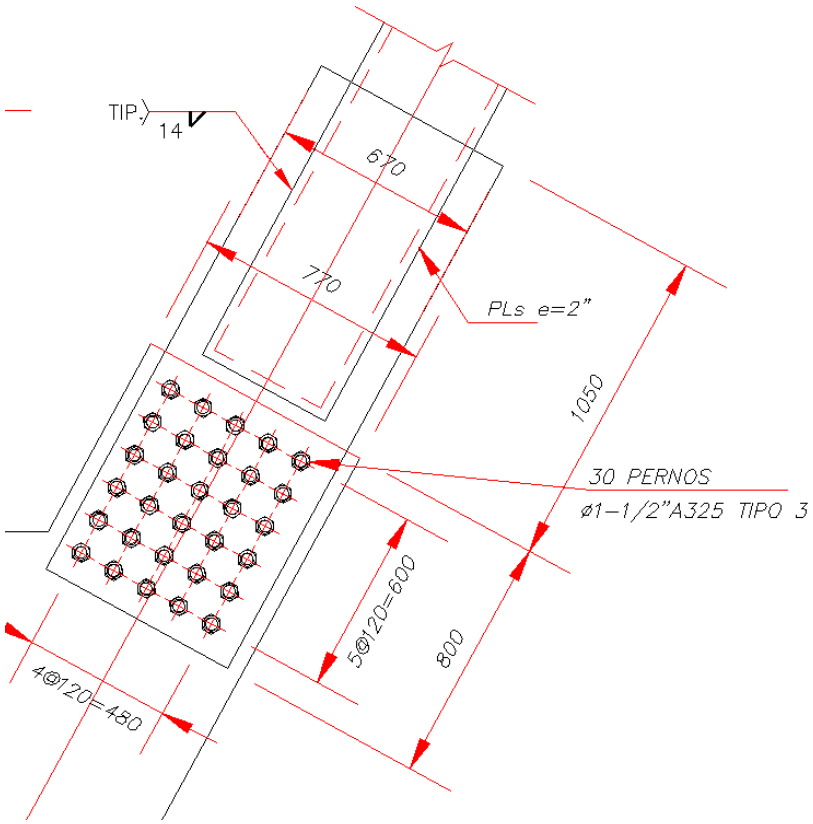


Figura 16.- Conexión de arriostre tubular

2.2.5 CONEXIÓN COLUMNA METÁLICA A COLUMNA DE CONCRETO

2.2.5.1 Base de columna

Según la norma E.060 Concreto Armado, la resistencia de diseño al aplastamiento se toma según la siguiente expresión.

$\phi_c P_p$

$\phi = 0.70$

P_p se toma de acuerdo a las siguientes expresiones:

a. En el área total de un apoyo de concreto:

$P_p = 0.85 f'_c A_1$

b. En el área menor que el área total de un apoyo de concreto:

$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{(A2/A1)} \leq 1.7 f'_c A_1$

Donde:

A_1 = área concéntrica del acero en aplastamiento sobre el apoyo de concreto.
A_2 = área máxima de la parte de la superficie de apoyo que es geométricamente similar y concéntrica con el área cargada.
f'_c = resistencia especificada del concreto.

2.2.5.2 Pernos de anclaje

Los pernos de anclaje se diseñan para tomar las distintas demandas producto de las combinaciones de cargas contenidas en la Norma E.090 del RNE. Los pernos cumplirán también lo requerido en la citada norma para partes roscadas en su apartado 10.3.2.

En todo lo referente a la transferencia de cargas entre el acero estructural y el concreto se debe cumplir lo indicado en la norma E.060 Concreto Armado del RNE. En particular se considera la disposición de llaves de corte bajo las planchas base para que los pernos de anclaje trabajen solamente bajo esfuerzos de tracción. Estas llaves de corte se definen conforme a lo indicado en la Guía de Diseño N°1 del AISC.

En las planchas base se usarán agujeros agrandados mediante el uso de arandelas grandes fabricadas de plancha que cubran todo el agujero para que la transmisión de cargas se haga de forma adecuada. Las dimensiones de los agujeros agrandados se obtienen de la tabla 10.9 de la norma E.090 que se reproduce a continuación.

TABLA 10.9 Agujeros para pernos de anclaje (pulg.)	
Diámetro de perno de anclaje	**diámetro del agujero**
½	1 1/16
5/8	1 3/16
¾	1 5/16
7/8	1 9/16
1	1 13/16
1 ¼	2 1/16
1 ½	2 5/16
1 ¾	2 ¾
≥ 2	d_b + 1 1/4

Tabla 9.- Agujeros agrandados para anclajes (RNE E.090)

La comprobación del anclaje de los pernos al concreto se hace empleando la norma ACI-318 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. De acuerdo a esta norma se contemplan dos tipos de aplicaciones, una referida a conexiones donde la falla de uno o un grupo de anclajes puede llevar la pérdida de equilibrio o estabilidad estructural. La otra aplicación está referida a la seguridad y que no son parte de la estructura como barandas o tuberías.

Los anclajes se diseñan ya sea individualmente o en grupo para cargas amplificadas y usando análisis elástico. Se puede usar un análisis plástico siempre que la resistencia nominal del acero corresponda a la de aceros dúctiles y se contemple la compatibilidad de deformaciones.

Las fallas que pueden ocurrir en el concreto son diversas, y se relacionan a fallas del perno de anclaje o fallas en el concreto.

En la figura 17 se aprecian distintas fallas en los anclajes.

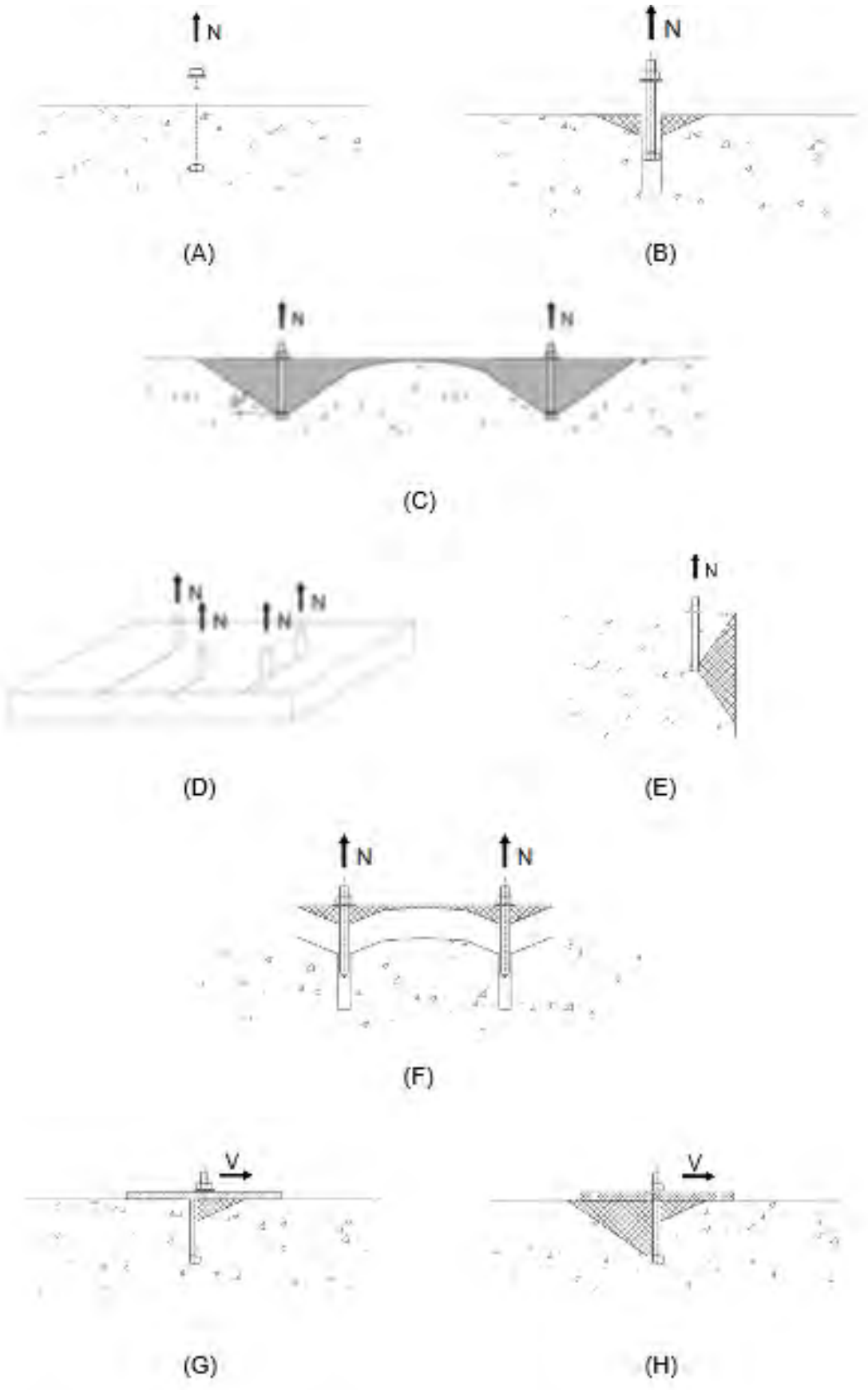


Figura 17.- Tipos de falla de anclajes al concreto

Las fallas mostradas en la figura corresponden a las siguientes:

A. Falla del acero del anclaje en tracción
B. Falla por deslizamiento del anclaje
C. Falla por arrancamiento del concreto
D. Falla por hendimiento del concreto
E. Falla por desprendimiento lateral del concreto
F. Falla por adherencia
G. Falla del acero del anclaje por cortante
H. Falla por desprendimiento del concreto a cortante

Los requisitos generales para la resistencia de los anclajes se dan en el artículo 17.3 del ACI318, los cuales se asocian en cada caso a los distintos tipos de falla posibles que pueden depender del material del anclaje o del concreto. Pueden ser fallas por tracción en el concreto en donde se vence la resistencia al arrancamiento, deslizamiento, desprendimiento lateral, fallas por corte en el anclaje o en el concreto entre otras. Las resistencias para cada tipo de falla se indican en la tabla 17.3.1.1 de ACI318 que se muestra a continuación.

Tabla 17.3.1.1 — Resistencia requerida para los anclajes, excepto lo indicado en 17.2.3

Modo de falla	Un anclaje	Grupos de anclajes[1]	
		Anclaje individual en un grupo	Anclajes como grupo
Resistencia del acero en tracción (17.4.1)	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción (17.4.2)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (17.4.3)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción (17.4.4)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (17.4.5)	$\phi N_{a} \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
Resistencia del acero en cortante (17.5.1)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante (17.5.2)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por cortante (17.5.3)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

(1) Las resistencias requeridas para los modos de falla dominados por el acero y para deslizamiento en tracción deben calcularse para el anclaje más esforzado en el grupo.

Tabla 10.- Resistencia requerida para los anclajes (ACI318)

En la figura 18 se muestra una disposición típica de los pernos de anclaje entre las columnas metálicas y las columnas de concreto armado. Esta representación es solo referencial y en el desarrollo del estudio se definirá la disposición final del anclaje.

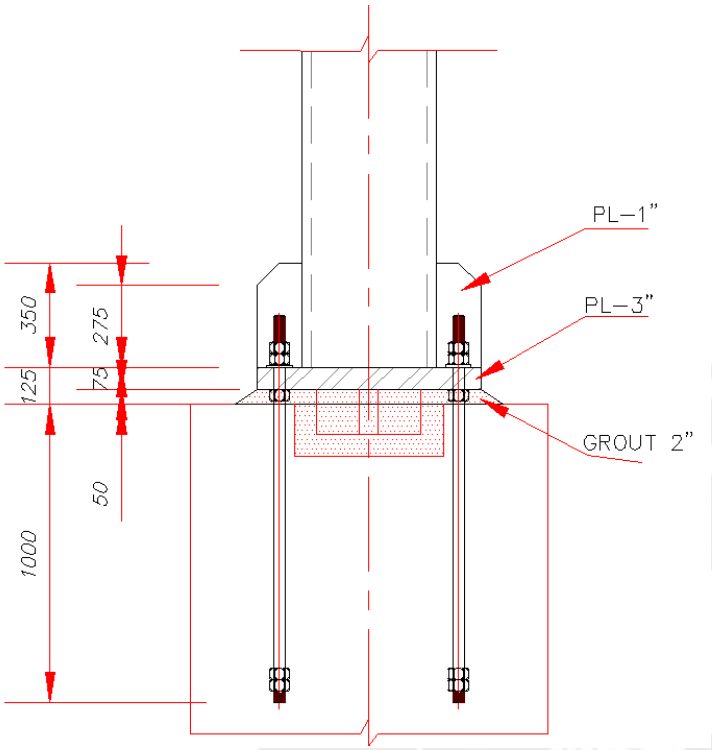


Figura 18.- Conexión de columna metálica a columna de concreto

3. DESCRIPCION DEL EDIFICIO HÍBRIDO EN ESTUDIO

3.1 ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CONVENCIONAL

Se hizo un análisis y diseño estructural de tipo convencional para definir los elementos estructurales del edificio. El análisis se desarrolló empleando el programa SAP2000 v21.2.0. El diseño se hizo conforme a la normas E.060 Concreto Armado y E.090 Estructuras Metálicas del RNE. En la figura 19 se presenta la vista en tres dimensiones del modelo del edificio hecho de dos materiales distintos.

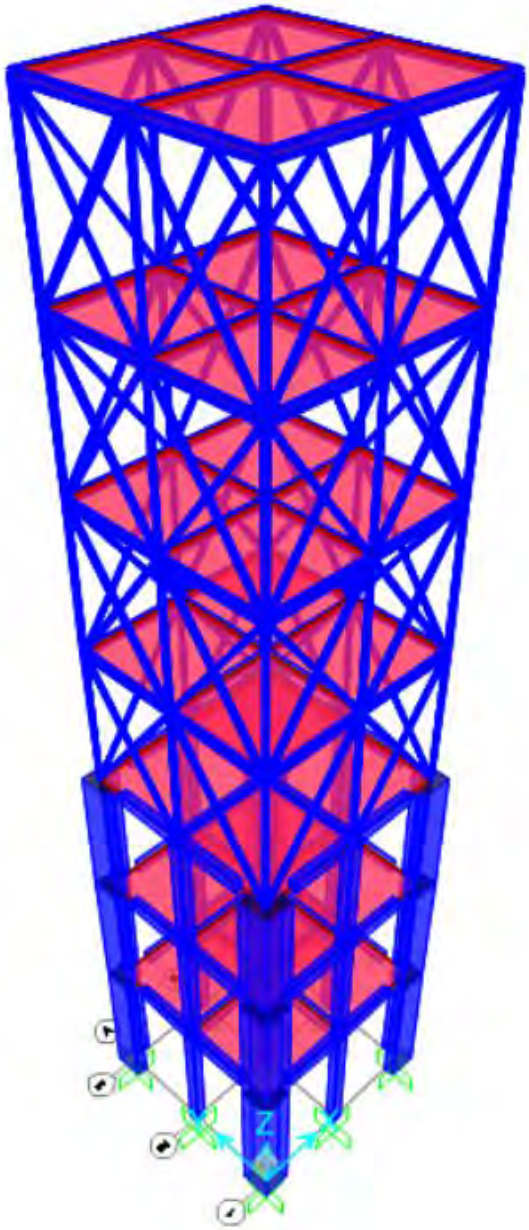


Figura 19.- Vista tridimensional de modelo estructural del edificio.

3.1.1 CARACTERISTICAS DEL SUELO

Las características del suelo empleadas en el análisis estructural corresponden a un suelo rígido típico de la ciudad de Lima, con un perfil de suelo tipo S_1, de acuerdo a la norma E.030 Diseño Sismorresistente y con una presión admisible σ_{adm} = 4kg/cm^2, a una profundidad d_f = 3.00m medidos desde el nivel del terreno.

3.1.2 CARGAS DE DISEÑO

Se consideran las siguientes cargas de diseño:

A. Carga Muerta (D)

Comprenden las cargas permanentes o con una variación en magnitud pequeña en el tiempo. Son cargas muertas el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, los tabiques, equipos, ductos y tuberías, protección contra incendio u otros elementos permanentes.

A menos que se indique lo contrario, se utilizarán los pesos específicos de los materiales involucrados en el diseño, según lo indicado en la tabla 11.

Material	Peso Específico (kgf/m3)
Acero	7,850
Concreto armado	2,400

Tabla 11.- Pesos específicos de los materiales

Se considera que las losas de los entrepisos reciben el acabado en el mismo vaciado.

B. Carga Viva (L)

Son las cargas producidas por el uso o la ocupación de la estructura o edificación. Ellas incluyen el peso de todas las cargas móviles, personal, etc.

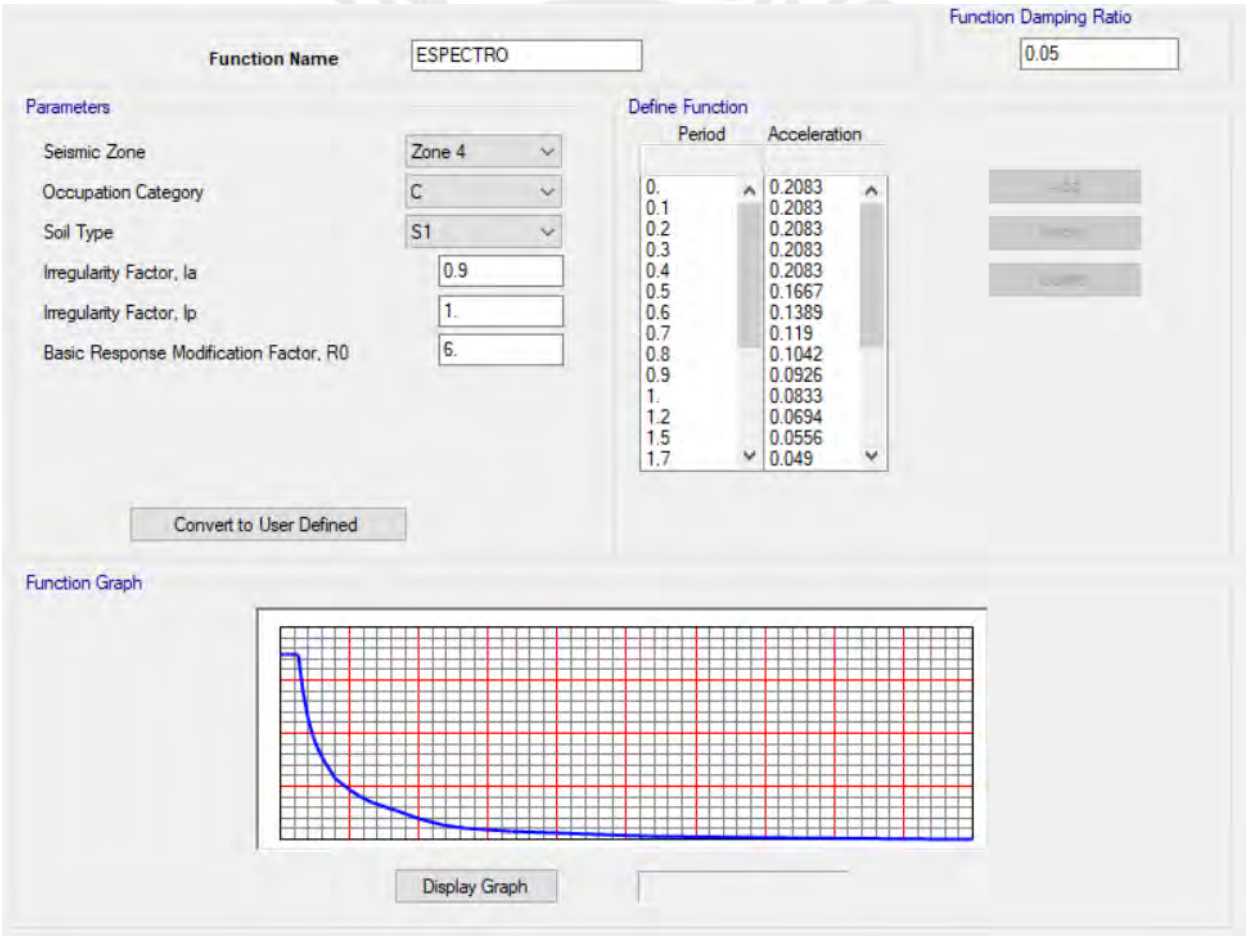
Carga viva aplicada = 1,000kg/m^2.

C. Cargas Sísmicas (E)

Las estructuras se diseñaron para cargas sísmicas determinadas de acuerdo al RNE, según los siguientes parámetros:

Factor de zona:	Z=0.45	Zona 4
Factor de uso:	U=1.0	Común
Factor de suelo:	S=1.00	Suelo tipo S1

Periodos	T_p= 0.40	T_L= 2.50
Coeficiente sísmico:	$T<T_p$	C=2.5
	$T_p<T<T_L$	2.5 (T_p/T)
	$T>T_L$	C=2.5 (T_p.T_L) / T^2
	C/R>=0.11	
Coeficiente básico:	Ro_x=6, Ro_y= 6	
Regularidad	I_a= 0.9 Estructura irregular en masa o peso	
	I_p= 1.0 Estructura regular en altura y en planta	
Coeficiente de reducción:	R_x= R_y= 5.4	



3.1.3 MATERIALES

Se consideran los siguientes materiales:

A. Concreto armado

Resistencia del Concreto	Columnas y placas: f'c = 350 kg/cm^2 Vigas y losas: f'c = 280 kg/cm^2
Acero de refuerzo	ASTM A615 de grado 60, fy = 4,200 kg/cm^2
Peso Unitario	2400 kg/m3
Módulo de Elasticidad	15,000√f´c Kg/cm2
Tipo de cemento	Portland Tipo I

B. Acero Estructural

Tubos de columnas y arriostres

Tipo: ASTM A500 Grado B

Límite de Fluencia:	fy = 2,900 kg/cm^2
Límite de Rotura:	fu = 4,000 kg/cm^2
Módulo de Elasticidad:	E = 2.1 x 10^6 kg/cm^2

Vigas

Tipo: ASTM A36

Límite de Fluencia:	fy = 2,500 kg/cm^2
Límite de Rotura:	fu = 4,060 kg/cm^2
Módulo de Elasticidad:	E = 2.1 x 10^6 kg/cm^2

3.1.4 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El edificio en estudio tiene una estructura de concreto armado en los tres primeros pisos, formada por placas, columnas, vigas y losas macizas. Sobre estos primeros pisos se tiene cuatro pisos conformados por con estructuras de acero para soportar losas macizas de concreto. La planta del edificio es simétrica en sus dos direcciones principales y sus medidas a ejes son 16m por 16m con 2 crujías en cada dirección. La altura de cada entrepiso es de 11 m, tanto para los pisos de concreto como para los pisos de acero estructural.

Las dimensiones de los elementos que componen los pisos de concreto son las siguientes:

- Sección de columnas: 0.90 m x 0.90 m
- Sección de placas: En “L” de 2.40 m x 2.40 m y espesores de 0.90 m
- Espesor de losas macizas: 0.25 m
- Sección de vigas: 0.60 m x 0.90 m

En las figuras 20 a 22 se aprecia la planta típica de los pisos de concreto y los elementos que componen la estructura.

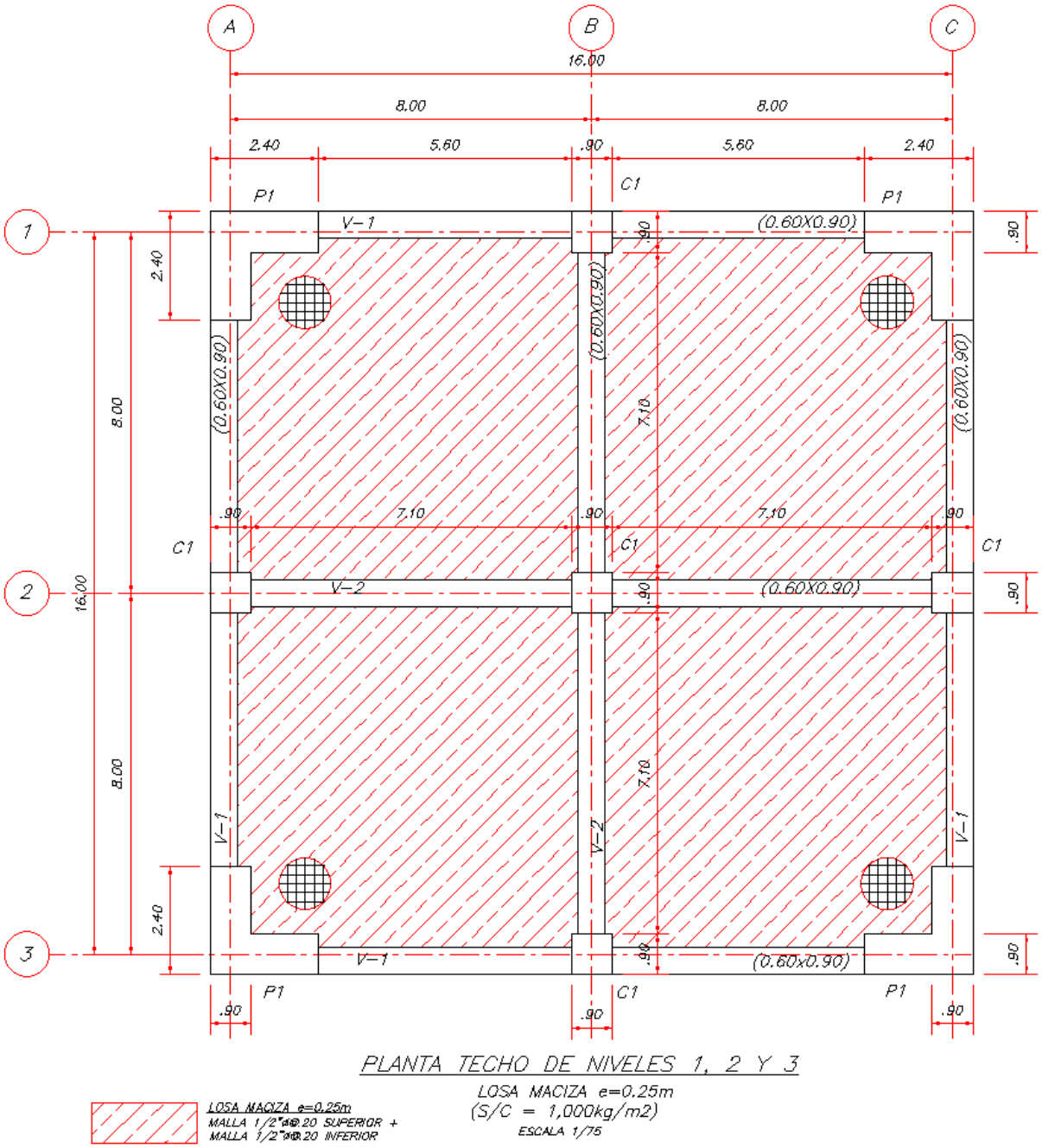


Figura 20.- Planta típica del edificio en los pisos 1 al 3 de concreto armado.

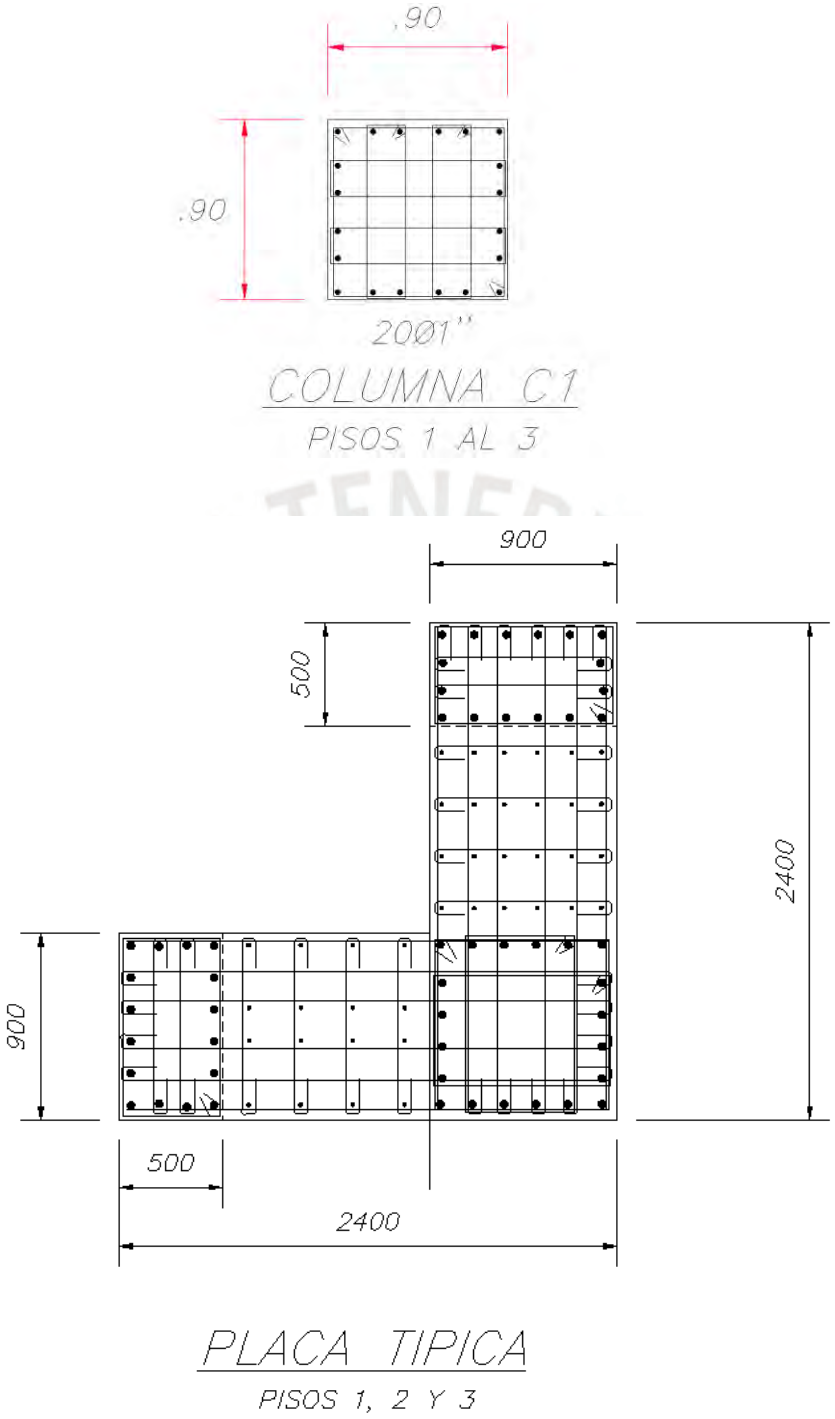


Figura 21.- Secciones de los elementos verticales del edificio en los pisos de concreto armado.

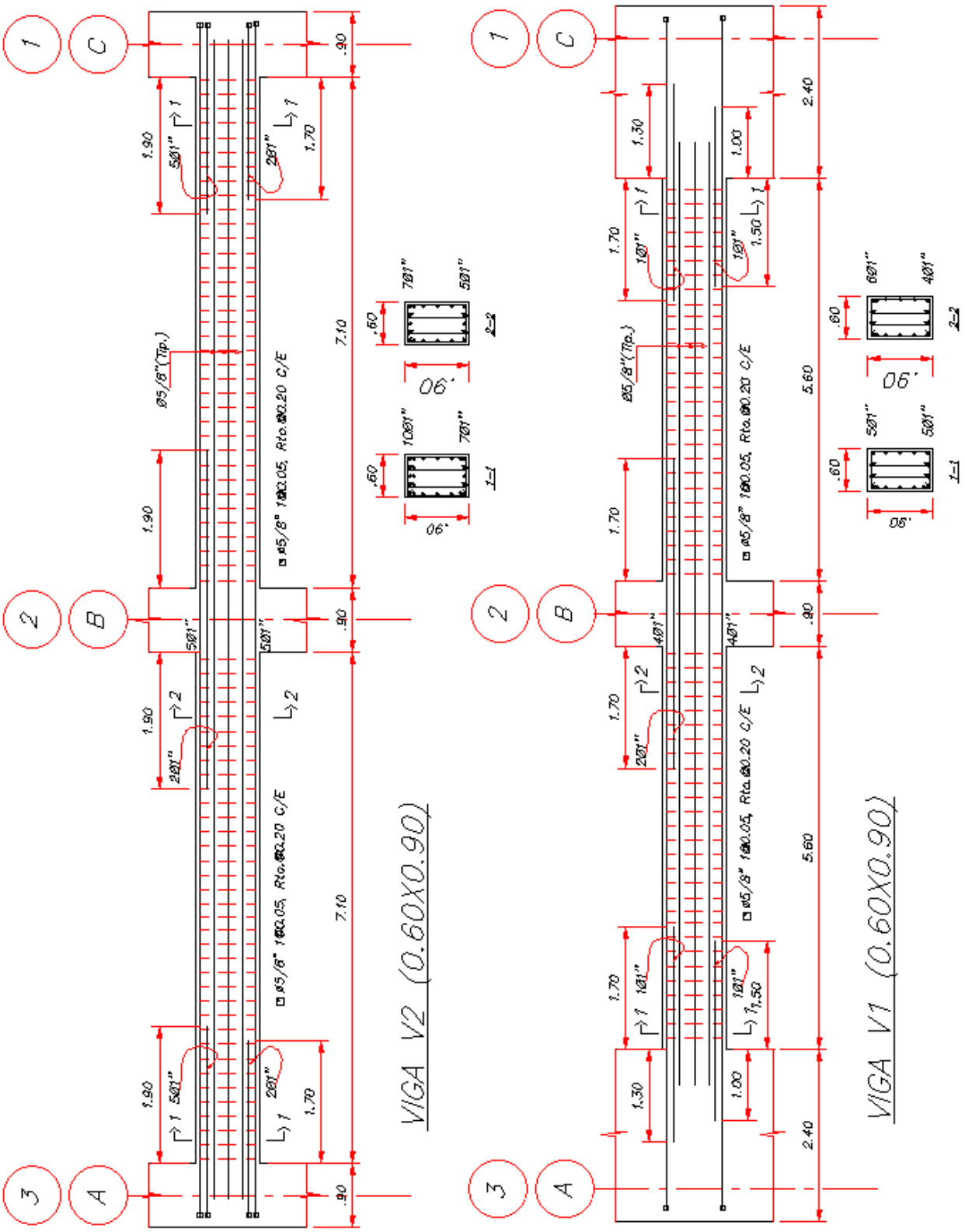


Figura 22.- Vigas del edificio en los pisos de concreto armado.

En el caso de los pisos de acero estructural para las columnas y arriostres se han empleado tubos de fábrica tipo Jumbo. Para las vigas se han usado perfiles laminados en caliente.

Se tienen 3 tipos de columnas de sección cajón, de 0.30m x 0.30m por 25mm de espesor, de 0.25m x 0.25m por 19mm de espesor y de 0.40m x 0.40m por 25mm de espesor. Las vigas son de sección W21x122 y los arriostres de sección cajón de 25cm x 25cm por 19mm.

En las figuras 23 y 24 se aprecia la planta típica y las secciones de los elementos estructurales en los pisos del 4 al 7 que son de acero.

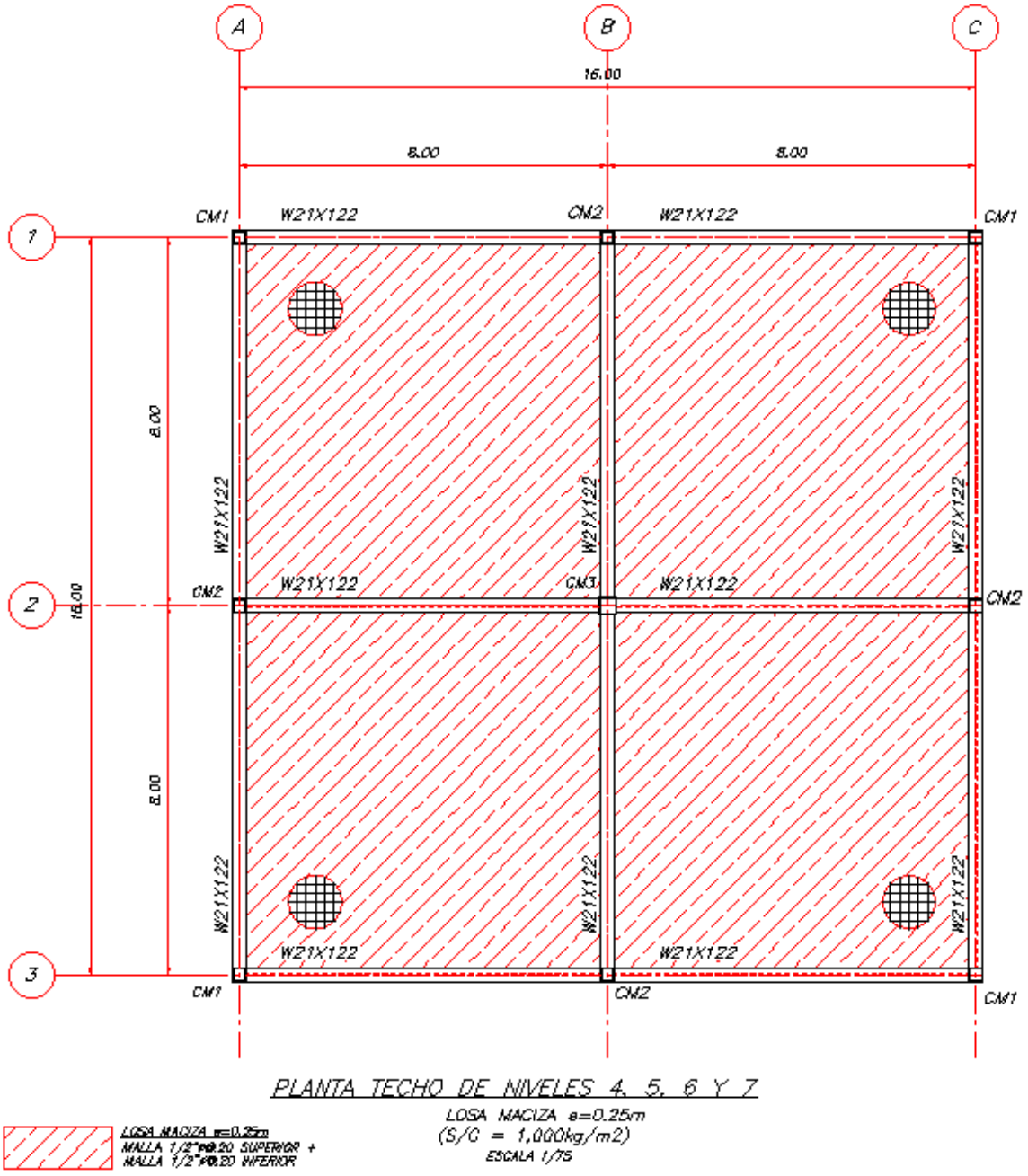
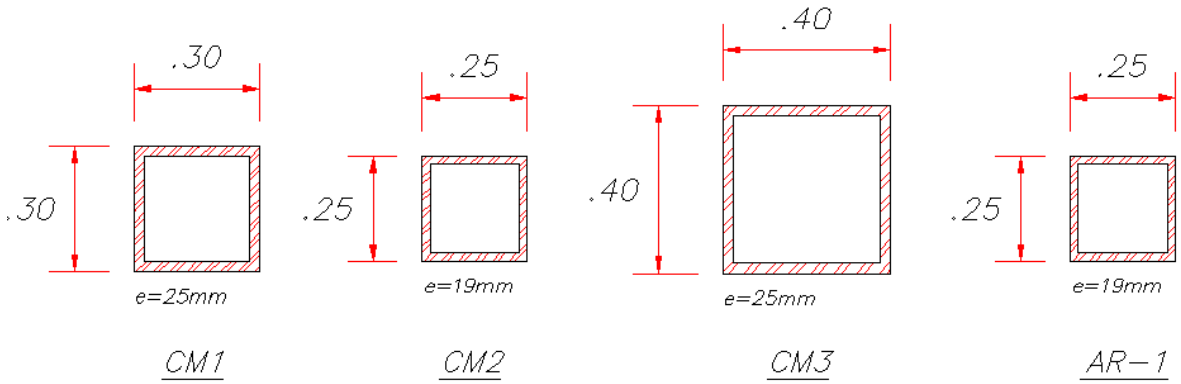


Figura 23.- Planta típica del edificio en los pisos 4 al 7 de acero estructural.



Perfil W21x122 ASTM A-36

Figura 24.- Secciones de los elementos del edificio en los pisos de acero estructural.

3.2 DISEÑO DE CONEXIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA A LA ESTRUCTURA DE CONCRETO

El diseño de las conexiones de la estructura metálica a la estructura de concreto se hace considerando lo indicado en la Guía de Diseño N°1 del AISC en lo concerniente a la definición de la plancha base y los pernos de anclaje. En lo relacionado a la verificación de la resistencia del concreto armado se emplea lo indicado en la norma ACI 318.

Se aprecia que el edificio en su parte metálica al ser arriostrado tiene poco desplazamiento lateral, esto significa que los apoyos de la estructura metálica al concreto tienen giros muy pequeños y esto se traduce en momentos flectores en la base que resultan despreciables. Esto significa que las fuerzas que actúan en las bases de las columnas metálicas son las fuerzas verticales y las cortantes horizontales.

En el caso de las fuerzas verticales de compresión, se aprecia que la mayor fuerza se presenta en la columna central para la combinación que considera solo carga muerta y carga viva. Adicionalmente en esta columna se da una condición muy particular por que como los arriostres están en los ejes de la periferia del edificio, en el eje central las fuerzas de corte son prácticamente nulas actuando solamente la carga axial.

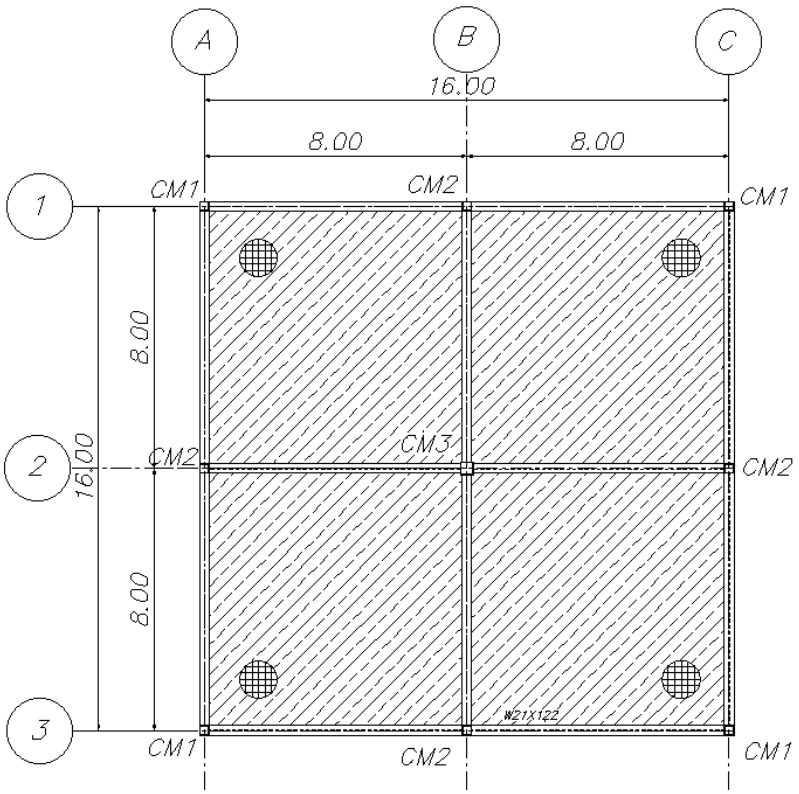


Figura 25.- Planta de la parte metálica. Se diseña la plancha base de la columna central CM3 y se diseñan los pernos de las columnas CM1 por extracción. Asimismo, se diseñan por corte las bases de la columnas CM1. Se verifica el concreto para las cargas de la columnas CM1.

Para las condiciones de fuerzas verticales de tracción (arrancamiento) y fuerzas de corte se ha encontrado que los máximos valores se dan en las columnas de las esquinas, esto sucede porque estas columnas forman parte de los ejes arriostrados y tienen los arriostres a un solo lado lo que da por resultado que en estas columnas ocurran los máximos valores de fuerzas de extracción y de corte.

Para este diseño en particular se han usado las fuerzas sísmicas provenientes de un análisis estático que generan una mayor demanda. Con las fuerzas del análisis dinámico las fuerzas de extracción son contrarrestadas por las cargas verticales de gravedad.

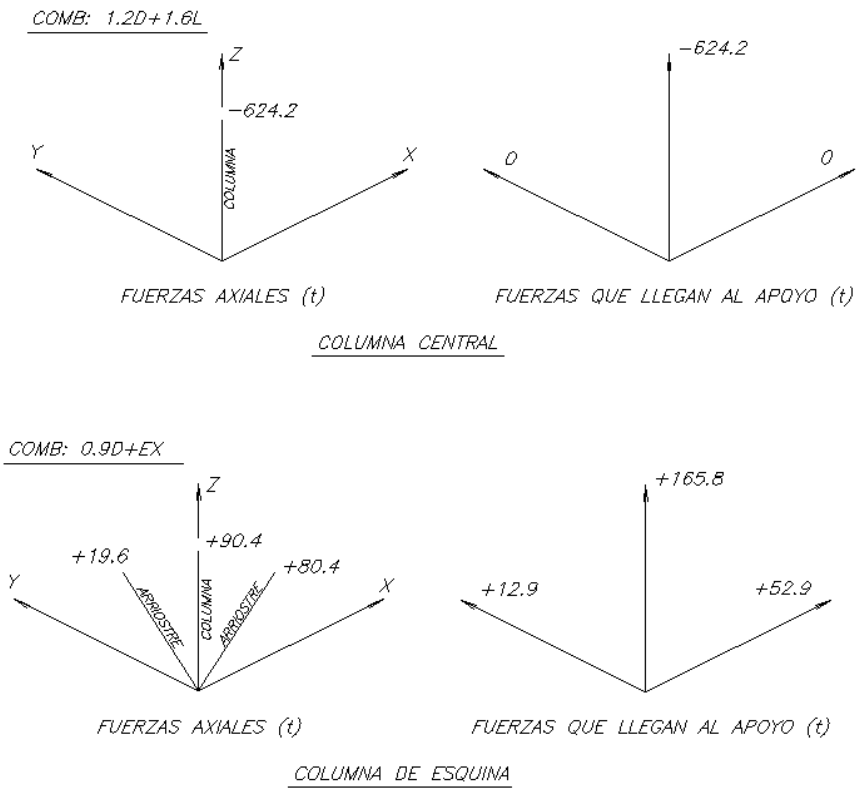


Figura 26.- Fuerzas para diseño de apoyos (combinaciones de estructuras metálicas)

3.2.1 DISEÑO DE PLANCHA BASE DE COLUMNA CENTRAL

Dado que la columna central denominada CM3 es la que recibe la carga axial de compresión más elevada es la que requerirá la plancha base más resistente. La columnas CM3 es un tubo cuadrado de 0.40m por 0.40m y espesor de pared de 25mm.

En la figura a continuación se aprecia la disposición elegida para la plancha base y los pernos de anclaje.

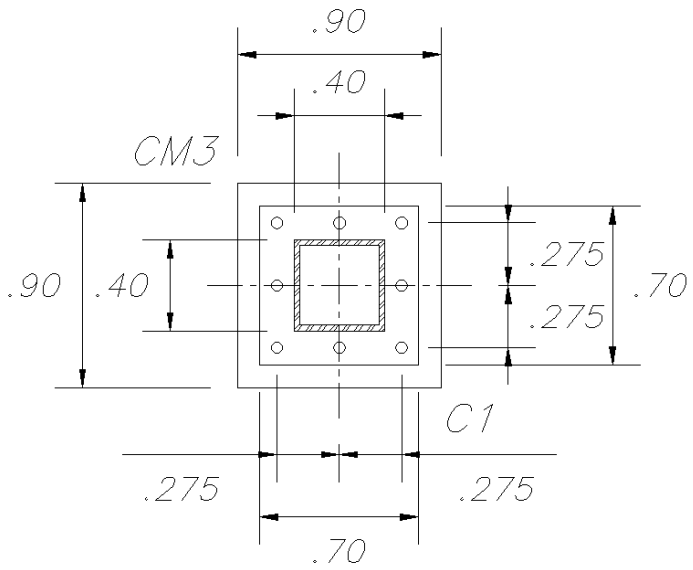


Figura 27.- Disposición de la plancha base y de los pernos de anclaje de la columna central tipo CM3.

i. Se tienen los siguientes datos de partida:
   - Columna metálica tubular cuadrado de 0.40m por 0.40m.
   - Sección de concreto de apoyo: 0.90m por 0.90m.
   - Plancha base: 0.70m por 0.70m
   - Resistencia del concreto: f'c = 350 kg/cm^2
   - Límite de fluencia del acero de la plancha base: fy = 3,500 kg/cm^2 (Acero Grado 50)
   - Resistencia requerida: Pu = 624.2 t

Cabe destacar que se ha propuesto una geometría inicial de la plancha base considerando las dimensiones de la columna de concreto y de la columna de acero, así como prever un espacio apropiado para la colocación y ajuste de los pernos de anclaje.

ii. Cálculo de área requerida de la plancha base:

Dado que el concreto en el que se apoyará la columna metálica está confinado se puede considerar que la presión que ejerce la plancha base se transfiere al concreto sobre un área A_1 amplificando su área hasta un área A_2.

Según esto se tiene lo siguiente:

A_1 = 70cm x 70cm = 4,900 cm^2

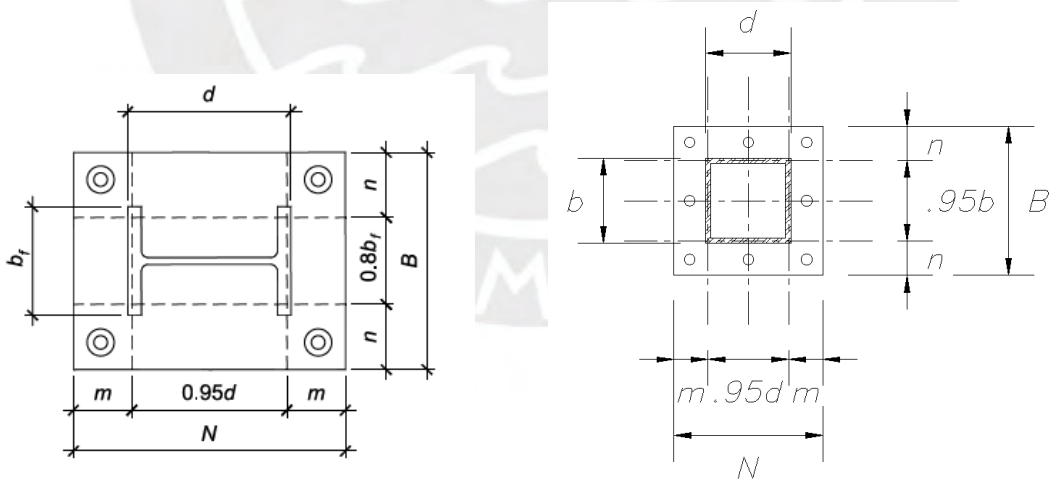
A_2 = 90cm x 90cm = 8,100 cm^2

Dado que $A_1 < A_2 < 4\ A_1$ estamos en el caso III de la guía de diseño.

$A_2 / A_1 = 1.65$

$A_{1(req)} = P_u / (2\ \phi\ 0.85\ f'c) = 624{,}200\ kg / (2 \times 0.65 \times 0.85 \times 350\ kg/cm^2) = 1{,}614\ cm^2$

De acuerdo a lo indicado en la guía de diseño, las líneas asumidas para el cálculo de la flexión en la plancha base, son conforme a lo indicado en la parte “a” de la figura siguiente, sin embargo, esto es válido para sección W, en el caso de secciones tubulares, como en nuestro caso, se indica que para el cálculo de m y n se debe usar una profundidad de 0.95 del lado de la sección de la columna. Esto se aprecia en la parte “b” de la figura siguiente.



(a) (b)

Figura 28.- Ubicación de líneas de flexión en la plancha base.

iii. Optimización de las dimensiones de la plancha base, N y B

Siguiendo lo indicado en la guía de diseño se tiene lo siguiente:

$$N \approx \sqrt{(A_{1\,(req)})} + \Delta$$

Donde: $\Delta = (0.95d - 0.95b)/2 = 0$ dado que d = b = 0.40m

Entonces: N = B = 0.402m

Como esta medida es muy pequeña para colocar los pernos se asume que las medidas originalmente adoptadas son correctas, por lo que finalmente se confirman las dimensiones de la plancha base:

N = B = 0.70 m

iv. Cálculo del espesor de la plancha base

Se tiene lo siguiente:

m = (N – 0.95d)/2 = (0.70m-0.95x0.40m)/2 = 0.16m

n = (B – 0.95b)/2 = (0.70m-0.95x0.40m)/2 = 0.16m

Se toma l = Max (m , n) = 0.16m

$t_{min} = l \sqrt{(2\,P_u\ /\ (\phi\ fy\ B\ N))} = 16cm \sqrt{(\ 2 \times 624{,}200kg\ /\ (0.9 \times 3{,}500\ kg/cm^2 \times 70\ cm \times 70\ cm\ ))}$

$t_{min} = 4.55$ cm (1.79”)

Se usa: t = 2”

v. Perno de anclaje

En el caso de esta columna no se tienen cargas sobre los pernos de anclaje por lo que la guía de diseño establece que se pueden determinar según requisitos de OSHA y consideraciones prácticas. Consideramos para este caso apreciar los pernos que se obtienen en los diseños de las columnas de esquina que están exigidas en tracción y según lo que se requiera establecer un arreglo apropiado para la columna central que sea coherente con el arreglo de los pernos de las otras columnas.

3.2.2 DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE DE COLUMNA EN ESQUINA

Se diseñará los pernos de anclaje para tomar la fuerza de extracción. Las fuerzas de corte se tomarán usando llaves de corte.

Se tienen los siguientes datos:

Tu = 165.8 t

Se reproducen las tablas 3.1 y 3.2 de la guía de diseño a continuación.

Table 3.1. Anchor Rod (Rod Only) Available Strength, kips

Rod Diameter, in.	Rod Area, A_r, in²	LRFD ϕR_n, $\phi = 0.75$			ASD R_n/Ω, $\Omega = 2.00$		
		Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips	Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips
⅝	0.307	10.0	12.9	21.6	6.7	8.6	14.4
¾	0.442	14.4	18.6	31.1	9.6	12.4	20.7
⅞	0.601	19.6	25.4	42.3	13.1	16.9	28.2
1	0.785	25.6	33.1	55.2	17.1	22.1	36.8
1⅛	0.994	32.4	41.9	69.9	21.6	28.0	46.6
1¼	1.23	40.0	51.8	86.3	26.7	34.5	57.5
1½	1.77	57.7	74.6	124	38.4	49.7	82.8
1¾	2.41	78.5	102	169	52.3	67.6	113
2	3.14	103	133	221	68.3	88.4	147
2¼	3.98	130	168	280	86.5	112	186
2½	4.91	160	207	345	107	138	230
2¾	5.94	194	251	418	129	167	278
3	7.07	231	298	497	154	199	331
3¼	8.30	271	350	583	180	233	389
3½	9.62	314	406	677	209	271	451
3¾	11.0	360	466	777	240	311	518
4	12.6	410	530	884	273	353	589

Tabla 12.- Resistencia de pernos de anclaje (kips)

Se considera que en la plancha base habrá 8 pernos. Se prueban pernos ASTM F1554 Grado 55 de 1-1/2” de diámetro. Cada uno de estos pernos tienen una resistencia de:

ϕR_n = 74.6 kip = 33.9 t

Se debe hacer una reducción en la capacidad por tratarse de cargas sísmicas. La resistencia reducida se obtiene multiplicando la resistencia por un factor de reducción de 0.75 como se muestra a continuación.

$\phi R_{n\ reducido}$ = 0.75 x 33.9 t = 25.4 t

La resistencia requerida en cada perno es

Tu / 8 = 20.7 t => Se aprecia que el perno trabaja al 81% de su capacidad, entonces es conforme por resistencia.

Table 3.2. Anchor Rod Concrete Pullout Strength, kips					
Rod Diameter, in.	Rod Area, A_r, in²	Bearing Area, in²	Concrete Pullout Strength, ϕN_p		
			Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips
⅝	0.307	0.689	11.6	15.4	19.3
¾	0.442	0.906	15.2	20.3	25.4
⅞	0.601	1.22	20.5	27.3	34.1
1	0.785	1.50	25.2	33.6	42.0
1⅛	0.994	1.81	30.4	40.5	50.7
1¼	1.23	2.24	37.7	50.2	62.8
1½	1.77	3.13	52.6	70.1	87.7
1¾	2.41	4.17	70.0	93.4	117
2	3.14	5.35	90.0	120	150
2¼	3.98	6.69	112	150	187
2½	4.91	8.17	137	183	229
2¾	5.94	9.80	165	220	274
3	7.07	11.4	191	254	318
3¼	8.30	13.3	223	297	372
3½	9.62	15.3	257	343	429
3¾	11.0	17.5	294	393	491
4	12.6	19.9	334	445	557

Tabla 13.- Resistencia a la extracción de los pernos de anclaje (kips)

Finalmente debe verificarse la capacidad en extracción. La resistencia en extracción del perno ASTM F1554 Grado 55 de 1-1/2" de diámetro es:

ϕN_p = 70.1 kip = 31.8 t

Se aprecia que el perno trabaja al 65% de la capacidad de extracción, por lo tanto es conforme por extracción.

Finalmente se concluye que la disposición inicial con 8 pernos de 1-1/2" F1554 Grado 55 es conforme.

3.2.3 DISEÑO DE LA LLAVE DE CORTE DE COLUMNA EN ESQUINA

Existen tres formas principales para trasferir la fuerza de corte a los apoyos de la estructura metálica, estas son:

1. La fuerza de fricción entre la plancha base y el grout o el concreto debajo de la plancha.
2. Llaves de corte debajo de la plancha base.
3. Capacidad de corte de los pernos de anclaje.

Para este estudio se ha elegido plantear llaves de corte debajo de las planchas base. En la figura a continuación se puede apreciar un detalle típico de la llave de corte.

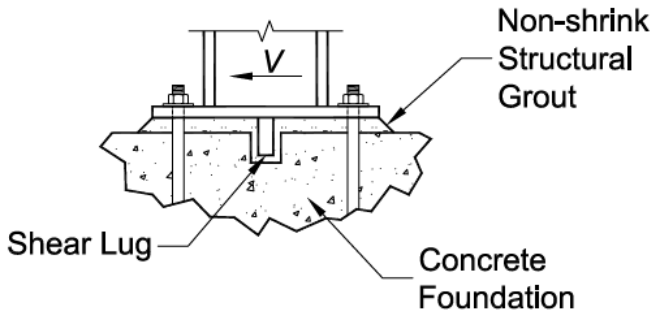


Figura 29.- Detalle típico de llave de corte en la plancha base.

Se diseñará para la máxima fuerza de corte factorizada que es de 52.9t. Se colocará una llave de corte en la otra dirección para tomar la fuerza cuando el sismo ingresa en esa dirección, por lo que se entiende que para la fuerza en la otra dirección para la combinación en estudio (12.9t) se tendrá en realidad una llave mucho más resistente que la que se necesita.

De acuerdo a la guía de diseño la resistencia lateral de la llave de corte es:

$$\phi P_n = 0.80\ f'c\ A_l + 1.2(N_y - P_a)$$

Donde:

Al: Área de la llave de corte

Ny: Resistencia de fluencia de los pernos en tracción

Pa: Carga axial externa factorizada en el anclaje

Empotramiento de la llave de corte.

En la fórmula de la resistencia lateral de la llave de corte los términos relacionados a los pernos de anclaje no los tomaremos en cuenta ya que los pernos se consideran solamente para tomar las fuerzas de tracción.

Entonces igualando la fuerza de corte con la resistencia de la llave de corte se puede obtener el área de la llave de corte:

(0.8)(350kg/cm2)($A_{l\ req}$) = 52,900 kg

Entonces: $A_{l\ req}$ = 188.9 cm^2

Considerando que la llave de corte tenga un ancho de 25cm, el peralte embebido será:

d = 188.9 cm^2 / 25cm = 7.6cm

Se toma d = 10cm

Verificación del concreto en frente de la llave de corte

Asumiendo que la llave de corte está al medio de la plancha base y tiene 1" de espesor se define el área proyectada del plano de falla. En la figura siguiente se aprecian las medidas de esta área proyectada.

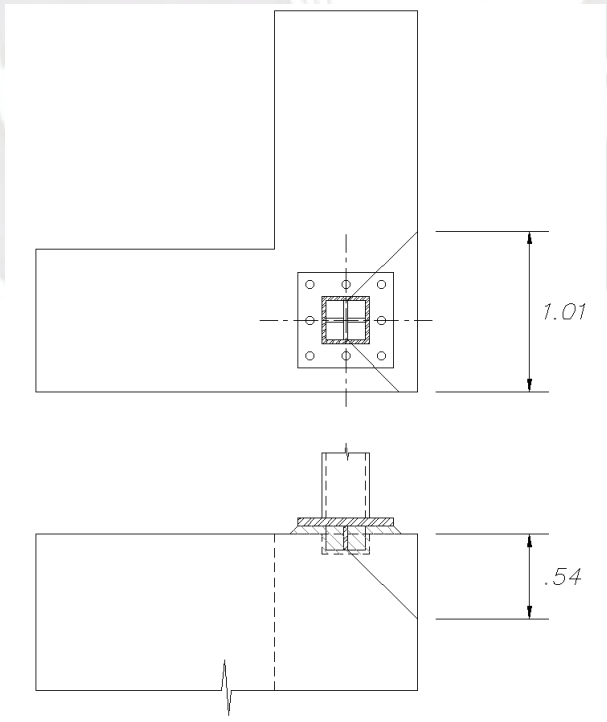


Figura 30.- Dimensiones del área proyectada del plano de falla.

A_v = (101cm)(54cm) = 5,454 cm^2

Con esta área se evalúa la capacidad del concreto en frente de la llave de corte como sigue:

$V_u = 1.06\ \phi\ (\sqrt{f'c}\ )(A_v) = 1.06\ (0.75)(\ \sqrt{350}\ )\ (5{,}454\ cm^2) = 81.1\ t > 52.9\ t$ … Conforme

Espesor de la llave de corte

Para determinar el espesor de la llave de corte se calcula el momento flector actuante y luego el módulo plástico requerido.

$M_l = V\ (G + d/2)$

Donde G es el espesor del grouting

$M_l = (52.9t)(0.05m+0.10m/2) = 5.29$ t-m

Módulo plástico

$Z = b\ t^2 / 4$

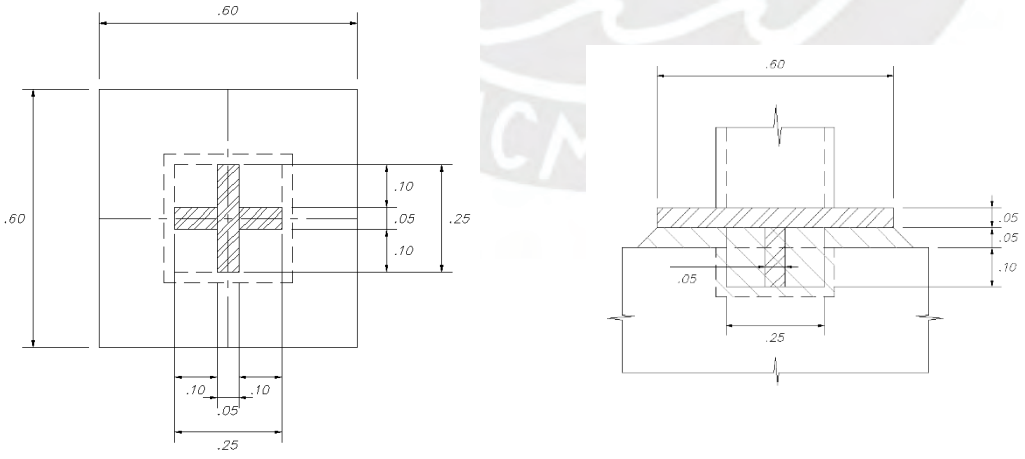
$M_l = \phi\ fy\ Z = \phi\ fy\ b\ t^2 / 4 = (0.90)\ (3{,}500kg/cm^2)\ (25cm)\ t^2 / 4 = 19{,}688\ t^2$ kg-cm

Igualando esta expresión con el valor del momento flector calculado previamente se tiene:

t = 5.1 cm

Se usará t = 2” con acero grado 50

La llave de corte tiene forma de cruz vista en planta ya que debe tener similar capacidad de resistencia a cargas laterales en las 2 direcciones. El detalle se muestra en la figura siguiente.



(a) (b)

Figura 31.- Detalle final de la llave de corte: (a) Vista de planta (b) Vista en sección.

3.2.4 VERIFICACIONES DEL CONCRETO EN EL APOYO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS

Para hacer las verificaciones del concreto se toman las cargas de la columna de la esquina que es la que tiene mayor fuerza de extracción y mayor cortante.

El diseño de los anclajes debe satisfacer las siguientes inecuaciones:

$$N_{ua,g} \leq \begin{cases} \phi N_{sa} & \text{(resistencia de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes en tracción determinada por la resistencia del acero)} \\ \phi N_{cbg} & \text{(resistencia al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes)} \\ \phi N_{pn} & \text{(resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje)} \\ \phi N_{sb} & \text{(resistencia el desprendimiento lateral de un solo anclaje)} \end{cases}$$

Además, lo siguiente:

$$V_{ua,g} \leq \begin{cases} \phi V_{sa} & \text{(resistencia a cortante de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes determinada por la resistencia del acero)} \\ \phi V_{cbg} & \text{(resistencia al arrancamiento del concreto al cortante de un grupo de anclajes)} \\ \phi V_{cpg} & \text{(resistencia a desprendimiento del concreto por cabeceo de un grupo de anclajes)} \end{cases}$$

La interacción de cargas axial y cortante deben cumplir lo siguiente:

$$N_{ua,g} / \phi N_n + V_{ua,g} / \phi V_n \leq 1.2$$

En el caso de las resistencias asociadas al material de los pernos de anclaje esto se ha revisado previamente usando la guía del AISC. En esta parte se revisa la resistencia del concreto. El análisis de la fuerza cortante se hizo en la parte referida al diseño de la llave de corte. Los pernos de anclaje no toman cortante por lo que no se requiere hacer la verificación de la interacción entre las fuerzas axial y cortante.

3.2.4.1 Verificación de arrancamiento del concreto por tracción

El cálculo de la resistencia al arrancamiento se hace mediante la siguiente expresión:

$$N_{cbg} = (A_{Nc} / A_{Nco})\, \psi_{ec,N}\ \psi_{ed,N}\ \psi_{c,N}\ \psi_{cp,N}\ N_b$$

El espaciamiento entre los pernos de anclaje en ambas direcciones es: s = 22.5cm. La distancia al borde es 22.5cm.

El prisma de ruptura por tracción termina debajo de la superficie superior de la columna. Por tanto, el plano de falla es toda la sección transversal de la columna. La profundidad de empotramiento efectiva usada en los cálculos es el mayor de los siguientes valores:

h'_{ef} = máx { $C_{a,max}$ / 1.5 , s_{max} / 3 }

h'_{ef} = máx { 22.5cm / 1.5 , 22.5cm / 3 } = 15cm

En la figura siguiente se aprecia el área proyectada de la superficie de falla para el grupo de anclajes

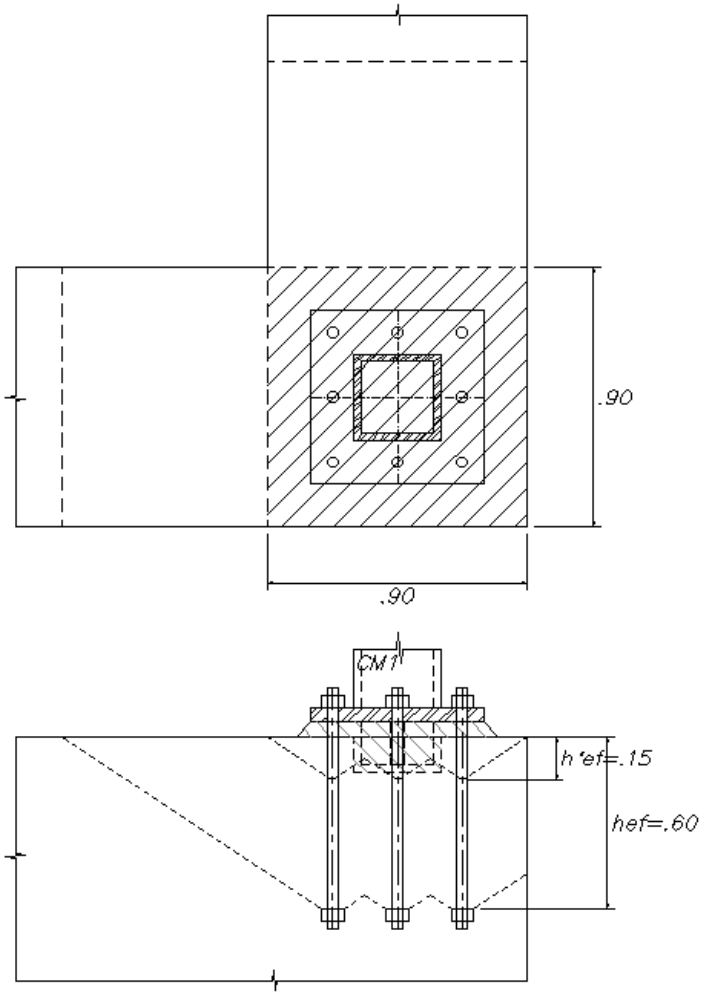


Figura 32.- Área proyectada de la superficie de falla del grupo de anclajes.

Entonces se tiene que:

A_{NC} = 90cm x 90cm = 8,100 cm^2

De acuerdo a lo indicado en la guía de diseño, el área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje se determina como sigue:

$A_{NCO} = 9\ h_{ef}^2 = 9 \times (15cm)^2 = 2{,}160\ cm^2$

$n\ A_{NCO} = (8)(2{,}160\ cm^2) = 17{,}280\ cm^2 > 8{,}100\ cm^2$… Conforme

El factor de modificación para grupos de anclajes se calcula como se muestra a continuación:

$\psi_{ec,N} = 1 / (1 + 2e'_N/3_{hef}) = 1 / (1 + 2x0/(3x15cm)) = 1$

Esto es así ya que: $e'_N = 0$ (no hay excentricidad de la resultante)

La resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción embebido en concreto fisurado se calcula según la siguiente fórmula:

$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{(f'c)}\ h_{ef}^{1.5}$

Donde: kc = 24 (anclaje pre instalado)

$\lambda = 1$ (concreto de peso normal)

$\lambda_a = \lambda \times 1$ (anclaje pre instalado)

Entonces $\lambda_a = 1$

Por lo tanto: $N_b = (24)\ (1)\ \sqrt{(5{,}000\ lb/in^2)}\ (6")^{1.5} = 24{,}942\ lb = 11.3\ t$

El factor de modificación de efectos de borde para anclajes solos o grupos de anclajes en tracción se calcula como se muestra a continuación.

$\psi_{ed,N} = 1$ Dado que:

$\psi_{ed,N} = 1$ si $C_{amin} \geq 1.5\ h_{ef}$

$\psi_{ed,N} = 0.7+0.3C_{amin} / 1.5\ h_{ef}$ si $C_{amin} < 1.5\ h_{ef}$

$C_{amin} = 22.5$ cm

$1.5\ h_{ef} = 22.5$ cm

Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuración en el concreto.

$\psi_{c,N} = 1.25$ Anclajes pre instalados.

Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes post instalados utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario y cuyo objetivo es tener en cuenta los esfuerzos de tracción por hendimiento causados por instalación será el siguiente valor:

$\psi_{cp,N} = 1.0$ Anclajes pre instalados.

Los valores calculados se reemplazan en la fórmula de la resistencia al arrancamiento:

$$N_{cb} = (A_{Nc} / A_{Nco})\ \psi_{ed,N}\ \psi_{c,N}\ \psi_{cp,N}\ N_b$$

$$N_{cb} = (8{,}100cm^2 / 2{,}160cm^2)\ (1)(1.25)(1)(11.3t) = 53t$$

Entonces la resistencia al arrancamiento del conjunto es la siguiente:

$$N_{cbg} = \psi_{ec,N}\ N_{cb}$$

$$N_{cbg} = (1)\ (53t) = 53t$$

La resistencia de diseño se calcula de la siguiente manera:

$$\phi\ N_{cbg} = (0.75)\ (53t) = 39.8t$$

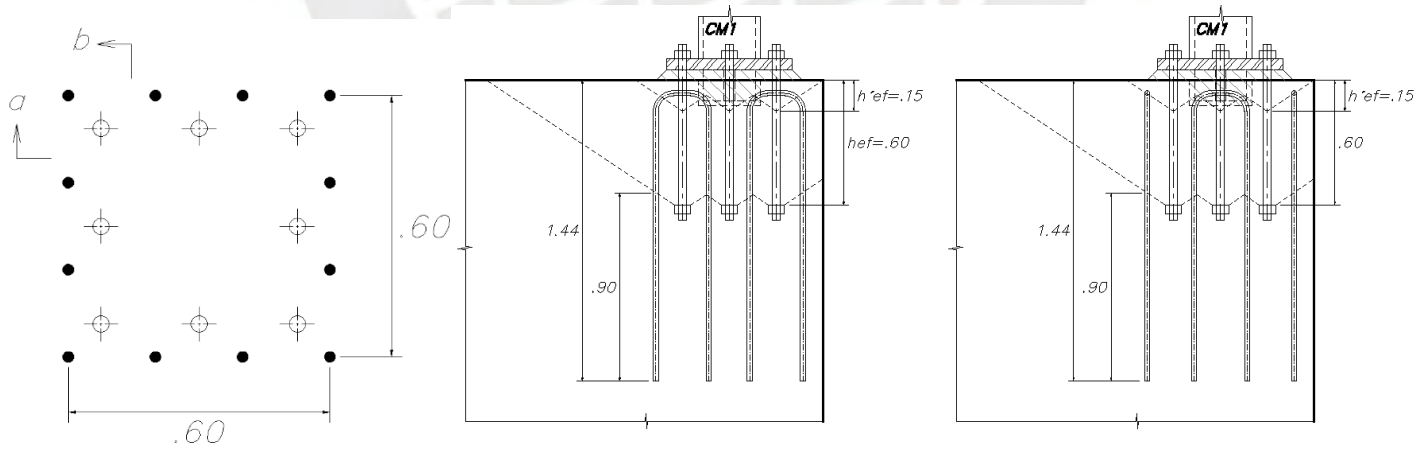
Esta resistencia al arrancamiento es mucho menor a la demanda de carga de 165.8t, por lo tanto, la fuerza de tracción debe ser tomada por un refuerzo adicional.

La cuantía requerida se calcula como sigue:

$$A_{req} = 165{,}800kg / (0.9 \times 4{,}200kg/cm^2) = 43.9\ cm^2$$

Se colocan entonces 12 barras de 1" ($As = 61.2cm^2$).

Además, se coloca una malla superior de ¾" a cada 15cm. En la figura siguiente se muestra el detalle del refuerzo a colocar en 2 vistas ortogonales entre sí.



a b

Figura 33.- Acero de refuerzo para controlar arrancamiento del concreto.

3.2.4.2 Verificación de la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje

La verificación de la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje se verifica usando la siguiente expresión:

$$N_{pn} = \psi_{c,p} N_p$$

$\psi_{c,p} = 1.0$ Considerando fisuración ante cargas de servicio.

$$N_p = 8 A_{brg} f'_c$$

El valor del área de carga A_{brg} se obtiene de la tabla 1c del ACI 318, la cual se reproduce a continuación.

Table 1c—Heavy hex head bolt and heavy hex nuts with washers*

Bolt diameter d_a, in.	Gross area of bolt unthreaded A_D[§†], in.^{2}	Threaded bolt		Heavy hex bolt		Heavy hex nut		Bearing Area A_{brg}[†]
		Number of threads per in. (n)	Area A_D[†‡], in.^{2}	Width F, in.	Area A_H[†], in.^{2}	Width F, in.	Area A_H[†], in.^{2}	Head bolt or threaded rod with hex nut[†], in.^{2}
1/4	0.049	20	0.032	—	—	0.500	0.217	0.167[‖]
3/8	0.110	16	0.078	—	—	0.688	0.409	0.299[‖]
1/2	0.196	13	0.142	0.875	0.663	0.875	0.663	0.467
5/8	0.307	11	0.226	1.063	0.978	1.063	0.978	0.671
3/4	0.442	10	0.334	1.250	1.353	1.250	1.353	0.911
7/8	0.601	9	0.462	1.438	1.790	1.438	1.790	1.188
1	0.785	8	0.606	1.625	2.287	1.625	2.287	1.501
1-1/8	0.994	7	0.763	1.813	2.845	1.813	2.845	1.851
1-1/4	1.227	7	0.969	2.000	3.464	2.000	3.464	2.237
1-3/8	1.485	6	1.16	2.188	4.144	2.188	4.144	2.659
1-1/2	1.767	6	1.41	2.375	4.885	2.375	4.885	3.118
1-3/4	2.405	5	1.90	2.750	6.549	2.750	6.549	4.144
2	3.142	4-1/2	2.50	3.125	8.457	3.125	8.457	5.316

*All washers need to meet the minimum thickness requirements of ACI 318, 17.4.2.8 or the bolt/nut bearing area may conservatively be used to calculate A_{brg}.

†$A_{brg} = A_H - A_D$.

‡$A_{se,N} = A_{se,V} = \pi/4(d_a - (0.9743/n))^2$, where n is the number of threads.

§$A_{se,N} = A_{se,V} = \pi/4(d_a)^2$

‖Applies to threaded rod with hex nut only.

Note: Dimensions and data taken from ANSI 18.2.1 and 18.2.2, and Table 7-20 of the *AISC Steel Construction Manual*.

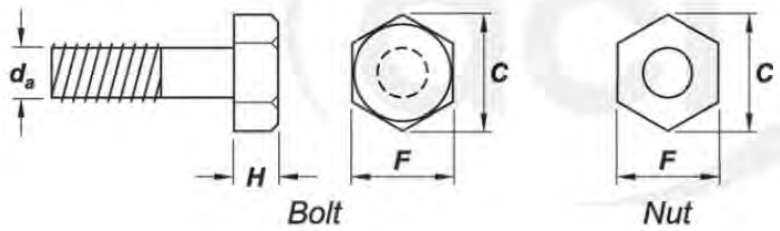


Tabla 14.- Tabla de cabezas de pernos y tuercas extraída de la norma ACI318.

Reemplazando valores se tiene:

$$N_p = 8\ (3.118\ in^2)\ (\ 5{,}000\ psi) = 124{,}720\ lb/anclaje$$

Entonces la resistencia por anclaje es:

$$\phi N_p = 0.75 \times 124{,}720 \text{ lb} = 93{,}540 \text{ lb} = 42.6 \text{ t}$$

La demanda por anclaje es:

$$N_{ua,g} = 165.8 \text{ t} / 8 = 20.7 \text{ t} < 42.6 \text{ t}\ldots \text{ Conforme}$$

3.2.4.3 Verificación del desprendimiento lateral de un solo anclaje

La verificación del desprendimiento lateral se hace usando la siguiente expresión:

$$N_{sb} = 160\, c_{a1} \sqrt{A_{brg}}\, \lambda_a \sqrt{f'_c}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$N_{sb} = 160\ (9") \sqrt{(3.118 \text{ in}^2)}\, \lambda_a \sqrt{(5{,}000)} = 179{,}798 \text{ lb}$$

La resistencia del grupo se calcula según la siguiente expresión:

$$N_{sbg} = (1 + s / 6c_{a1})\, N_{sb}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$N_{sbg} = (1 + 9" / (6 \times 9"))\ 179{,}798 \text{ lb} = 209{,}764 \text{ lb}$$

Entonces la resistencia es:

$$\phi N_{sbg} = 0.75 \times 209{,}764 \text{ lb} = 157{,}323 \text{ lb} = 71.5 \text{ t}$$

Este resistencia es sustancialmente menor que la demanda de carga vertical (165.8 t), por lo que se debe tomar esta demanda con refuerzo horizontal.

Se estima que la fuerza que quiere desprender el concreto es 25% de la fuerza vertical. Con esta consideración se estima el área de acero requerida:

$$A_{s\,req} = (0.25 \times 165{,}800 \text{ kg}) / (0.9 \times 4{,}200 \text{ kg/cm}^2) = 11.0 \text{ cm}^2$$

La columna de concreto está confinada por 6 ramas de acero de 5/8"a cada 10cm, o sea que en cada nivel del estribaje se tiene 12cm2 de acero de refuerzo, entonces se considera que este refuerzo toma sin problema la fuerza que quiere desprender lateralmente el concreto.

3.3 REVISIÓN NORMATIVA

Se desarrolla la revisión de las normas peruanas e internacionales referidas al diseño de edificios de concreto y de acero que están sometidos a cargas verticales y horizontales por sismo y se revisa los referido a la conexión del tramo de acero al tramo de concreto del edificio híbrido. Esta revisión se hace con la finalidad de conocer si los temas de análisis y diseño de edificios híbridos están cubiertos por las normas o en qué partes del análisis y diseño se aprecian vacíos normativos.

Las normas que se han revisado son las siguientes:

A. Reglamento Nacional de Edificaciones:
    - E.030 Diseño Sismorresistente
    - E.060 Concreto Armado
    - E.090 Estructuras Metálicas

B. American Concrete Institute:
    - ACI 318 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario

C. American Institute of Steel Construction:
    - AISC/ANSI 360-16 Specification for Structural Steel Buildings

D. American Society of Civil Engineers:
    - ASCE/SEI 7-22 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures

E. Eurocódigo
    - En.1992.1.1.2004 Eurocode 2 – Design of Concrete Structures
    - En.1993.1.1.2005 Eurocode 3 – Design of Steel Structures
    - En.1993-1-8 2005 Eurocodigo 3 Design of Steel Structures Part 1-8 Design of joints
    - En.1998.1.1.2004 Eurocode 8 – Design of Structures for Earthquake Resistance

3.3.1 REVISIÓN DE CONSIDERACIONES SÍSMICAS

Para el estudio sísmico del edificio híbrido se hizo una revisión normativa para determinar a qué tipología estructural normativa pertenece este tipo de edificios.

Se pudo apreciar que tanto las normas peruanas como las extranjeras establecen las tipologías estructurales sin combinar materiales, es decir establecen distintos tipos de estructuras, pero hechas solo de concreto o solo de acero, pero no combinan el concreto armado y el acero estructural en sus tipologías.

Por ello para la determinación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas (R) se usó el valor correspondiente al sistema que tomaría la mayor cantidad de carga sísmica, en este caso se trata de las placas de concreto, razón por la cual se adoptó un R igual a 6. Luego del análisis por Pushover que se muestra más adelante se pudo comprobar que este factor resultó siendo razonable.

3.3.1.1 Revisión de la norma RNE E.030 Diseño Sismorresistente - 2,018

En el artículo 16 de la norma sísmica E.030 del RNE se definen los sistemas estructurales. La primera gran división es por material, haciendo la siguiente clasificación:

1. Estructuras de Concreto Armado
    a. Pórticos
    b. Muros estructurales
    c. Dual
    d. Edificios de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL)
2. Estructuras de Acero
    a. Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)
    b. Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)
    c. Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)
    d. Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)
    e. Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)
    f. Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)
3. Estructuras de Albañilería
4. Estructuras de Madera
5. Estructuras de Tierra

En el artículo 18 se definen los coeficientes básicos de reducción de las fuerzas sísmicas R_0. Se indica que cuando en la dirección de análisis se tenga más de un sistema estructural se debe tomar el menor coeficiente R_0 que corresponda. Se reproduce la tabla 7 de la norma.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	**Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)**
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado: Pórticos Dual De muros estructurales Muros de ductilidad limitada	 8 7 6 4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

(**) Para diseño por esfuerzos admisibles.

Tabla 15.- Sistemas estructurales según la norma RNE E.030 - 2,018

De acuerdo a lo indicado, en la parte del edificio que es de concreto armado correspondería aplicar un R_0 igual a 6 aplicable para edificios de concreto de muros estructurales y en la parte del edificio que es de acero estructural correspondería aplicar un R_0 igual a 7 aplicable a edificios de acero con pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF). Eligiendo el valor de R_0 menor se debe entonces usar un R_0 igual a 6. Esto coincide con el R_0 usado en el diseño.

3.3.1.2 Revisión de la norma ASCE/SEI 7-22 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures

En la Tabla 12.2-1 se dan los coeficientes y factores de diseño para los distintos sistemas resistentes a fuerzas sísmicas. En esta tabla se listan los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas como se indica a continuación.

A. Sistemas de muros de carga
B. Sistema de construcción con pórticos
C. Sistemas de pórticos resistentes a momentos
D. Sistemas duales con pórticos especiales capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas prescritas

E. Sistemas duales con pórticos intermedios capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas prescritas
F. Sistema interactivo de pórticos y muros de corte con pórticos de concreto armado ordinarios y muros de corte de concreto armado ordinarios
G. Sistemas de columnas en voladizo detallados para cumplir con los requisitos
H. Sistemas de acero no específicamente detallados para resistencia sísmica excluyendo los sistemas de columnas en voladizo

La norma ASCE 7-22 permite el uso de sistemas estructurales resistentes a fuerzas sísmicas alternativos a los mostrados en la Tabla 12.2-1, siempre que dichos sistemas se presenten y sean aprobados por la autoridad correspondiente. Por esto, salvo lo anteriormente expuesto, el sistema básico de resistencia a fuerzas sísmicas laterales y verticales debe ajustarse a uno de los sistemas indicados en la Tabla 12.2-1 o a una combinación de estos sistemas.

Cada sistema se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas laterales. Los sistemas estructurales empleados deben cumplir con todos los requerimientos de la norma como límite de altura, coeficiente R y nivel de detalle entre otros.

En el artículo 12.2.3.2 indica que está permitido usar un procedimiento de fuerza lateral equivalente en dos etapas para estructuras que tienen una parte superior flexible sobre una parte inferior rígida y da una serie de requerimientos. Indica que la rigidez de la parte inferior debe ser bastante mayor a la de la parte superior, el periodo de la estructura completa no debe ser mayor que 1.1 veces el periodo de la sección superior, los diseños de ambas secciones se deben hacer por separado con factores de reducción de ductilidad entre otros requisitos para el análisis.

En el caso de nuestra estructura el diseño se hizo directamente con los resultados del análisis estructural. El desarrollo de un diseño con las prescripciones de esta norma sería un estudio de interés para compararlo con los resultados de este trabajo.

3.3.1.3 Revisión de la norma EN.1998-1-1 2004 Eurocodigo 8 Diseño de Estructuras para Resistencia Sísmica

En el artículo 5.2.2.1 del Eurocodigo 8 se indican los tipos de estructuras de concreto resistentes a sismo. Estos son:

i. Sistema aporticado
ii. Sistema dual (equivalente a pórtico o a muro)
iii. Sistema de muros dúctiles (acoplados o desacoplados)
iv. Sistema de muros de grandes dimensiones ligeramente armados

v. Sistema de péndulo invertido
vi. Sistema flexible a torsión (o sistema núcleo)

Los tipos de estructuras de acero resistentes a sismo se detallan en el 6.3.1 de la norma. Estos son:

i. Pórticos resistentes a flexion
ii. Porticos con triangulaciones centradas
iii. Porticos con triangulaciones descentradas
iv. Estructuras de péndulo invertido
v. Estructuras con núcleos de concreto o muros de concreto
vi. Pórticos resistentes a flexión combinados con triangulaciones centradas
vii. Pórticos resistentes a flexión combinados con los rellenos

En el capítulo 7 de esta norma se dan las reglas para edificios con estructuras mixtas de concreto y acero. Se indican los siguientes tipos de estructuras:

i. Pórticos mixtos resistentes a flexión
ii. Pórticos mixtos con triangulaciones centradas
iii. Pórticos mixtos con triangulaciones descentradas
iv. Estructuras de péndulo invertido
v. Sistemas de porticos mixtos
vi. Muros de cortante mixtos de placa de acero

Para estos sistemas se toma en cuenta el uso de secciones estructurales mixtas de concreto y acero.

En esta norma no se ha podido encontrar instrucciones específicas para el caso de edificios híbridos en altura como es nuestro caso. Se dan algunos sistemas similares a los que se puede encontrar en la norma americana del ASCE/SEI 7 o en la norma peruana E.030 pero no se aprecian prescripciones puntuales para el análisis de edificios híbridos en altura.

3.3.2 REVISIÓN DE ASPECTOS DE DISEÑO PARA LA CONEXIÓN DE LA PARTE DE ACERO DEL EDIFICIO A LA DE CONCRETO

En este apartado se trata específicamente los aspectos de diseño de la conexión de la parte de acero estructural a la parte de concreto armado del edificio híbrido.

3.3.2.1 Revisión de la norma RNE E.060 Concreto Armado - 2,009

En la norma E.060 se especifica el anclaje del acero de refuerzo o los cables de postensado, pero no se incluyen las especificaciones para pernos de anclaje o del concreto en el que se colocan anclajes como los que se han definido para la conexión entre la parte metálica y la parte de concreto del edificio hibrido que se estudia en este trabajo.

Solamente en el capítulo 15 dedicado a zapatas se hace algunas referencias a pernos de anclaje en construcciones prefabricadas.

3.3.2.2 Revisión de la norma ACI318-14 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario

En la norma ACI 318 de 2002 apareció por primera vez un anexo con las indicaciones para el diseño de anclajes al concreto, pero recién en el ACI 318-14 se incluyó este tema en el capítulo 17. En este capítulo se incluye el desarrollo completo de los anclajes estructurales que transmiten las cargas estructurales a través de la tracción o la fuerza cortante o la combinación de estos efectos. Se presenta el análisis para anclajes individuales o para anclajes en grupos, para anclajes post instalados y pre instalados. En esta norma se contemplan solamente las formas estándar de anclajes, pero no se incluyen otras variedades de anclajes porque hay diversas formas en que pueden hacerse y esto dificulta que se definan ensayos y fórmulas de diseño para todas estas formas en que se pueden hacer anclajes al concreto.

En el capítulo 17 se especifica la metodología para el diseño de los anclajes considerando las fallas en tracción o cortante por el material del anclaje, el arrancamiento del concreto, extracción o desprendimiento lateral y también el fallo por el efecto combinado de la tracción y el cortante. Estos aspectos se muestran en el apartado de este documento dedicado al diseño de la conexión del tramo de acero al tramo de concreto del edificio híbrido. Se eligió este procedimiento dado que esta norma muestra una metodología muy detallada para este tipo de diseño.

En el apartado 3.2.4 de esta tesis se aprecia con detalle el desarrollo del diseño usando lo indicado en el capítulo 17 del ACI318.

A continuación, se reproduce la tabla 17.3.1.1 del ACI 318 en la que se aprecian las resistencias requeridas para los anclajes, tanto para fuerzas axiales como para fuerzas de corte.

Modo de falla	Un anclaje	Grupos de anclajes(1)	
		Anclaje individual en un grupo	Anclajes como grupo
Resistencia del acero en tracción (17.4.1)	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción (17.4.2)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (17.4.3)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción (17.4.4)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (17.4.5)	$\phi N_{a} \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
Resistencia del acero en cortante (17.5.1)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante (17.5.2)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por cortante (17.5.3)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

(1) Las resistencias requeridas para los modos de falla dominados por el acero y para deslizamiento en tracción deben calcularse para el anclaje más esforzado en el grupo.

Tabla 16.- Resistencia requerida para anclajes – Tabla 17.3.1.1 del ACI 318

3.3.2.3 Revisión de la norma RNE E.090 Estructuras Metálicas - 2,006

La norma E.090 Estructuras Metálicas en su artículo 1.3.4 especifica los materiales que se pueden usar para los pernos de anclaje y varillas roscadas, indica que se puede usar acero ASTM A-36, ASTM A193, pernos y pernos de cortante y otros conectores roscados ASTM A354, Acero de alta resistencia ASTM A572, ASTM A588 y pernos ASTM A687.

Se aprecia que en la norma vigente no se incluyen los pernos ASTM F1554 que se han empleado en este trabajo, sin embargo, este tipo de pernos, que son reconocidos por el AISC, está incluido en el proyecto de actualización de la norma.

En el artículo 10.10 se indica que los pernos de anclaje e insertos serán diseñado de acuerdo a lo indicado en AISC y puntualiza que el factor ϕ debe corregirse según la relación de los factores de carga de la E.090 y del ACI.

En el artículo 10.9 de la norma se muestra la metodología de diseño de las bases de columna. Se muestran las consideraciones para diseño por aplastamiento del concreto en concordancia con la norma E.060.

3.3.2.4 Revisión de la norma AISC/ANSI 360-16

En esta norma en el artículo A3 se valida el uso de aceros ASTM A36, A193, A354, A449, A572, A588 y F1554 para pernos de anclaje y varillas roscadas. Además, se indica que el acero ASTM F1554 es el material preferido para varillas de anclaje.

En el artículo B3 apartado 6 se indica que el diseño de las bases de las columnas y los pernos de anclaje se diseña según el Capítulo J Conexiones.

En el apartado J8 se dan las consideraciones para la resistencia del concreto bajo la plancha base. En el apartado J9 se indica que los pernos de anclaje deben proveer toda la resistencia para tomar las cargas que bajan por la columna incluso fuerzas de tracción debidas al momento flector y refiere que las fuerzas al concreto deben cumplir lo indicado en al ACI 318. Refiere a la Guía de Diseño 1 del AISC para la metodología de diseño de las bases de columnas.

Sobre esto último, en este trabajo se utilizó dicha guía que provee una metodología muy detallada para el diseño de las planchas base y de los pernos de anclaje, tal como se puede apreciar en el apartado 3.2 de esta tesis.

3.3.2.5 Revisión de la norma en.1993-1-8 2005 Eurocodigo 3 Design of Steel Structures Part 1-8 Design of joints

En esta parte del Eurocodigo 3, se dan las especificaciones y metodologías para el diseño de conexiones. En particular se da la metodología para el diseño de las planchas base y los pernos de anclaje.

Para el diseño de la plancha base en compresión se usa la analogía de un perfil T equivalente. En el caso de la plancha base sometida a flexión debido a la tracción de la columna, se indica que se puede usar la misma metodología de una plancha de extremo.

En este código se establece una forma particular para definir los brazos de palanca en las bases. Esto se muestra en la figura siguiente extraída de la norma.

Where the above methods are inadequate special elements such as blocks or bar shear connectors should be used to transfer the shear forces between the base plate and its support.

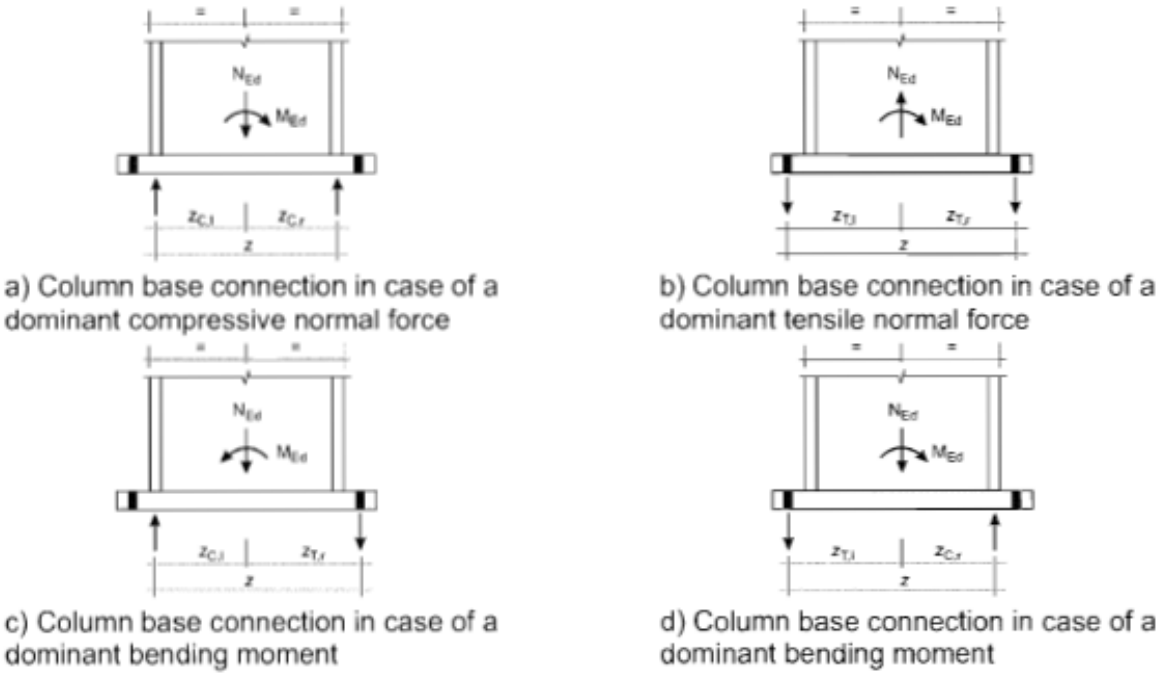


Figura 34.- Determinación de brazo de palanca en planchas base de columnas.

Se indica que las fuerzas que puedan desarrollarse no se deben considerar para definir el espesor de la plancha base, pero sí se deben tomar en cuenta para diseñar los pernos de anclaje.

Los pernos de anclaje se diseñan para tomar las fuerzas de tracción provenientes de efectos de levantamiento y de momentos flectores.

Se indica que la resistencia de diseño de los pernos de anclaje será el menor valor entre la resistencia de diseño a tracción del perno y la adherencia al concreto según la norma EN 1992-1.

En cuanto a la geometría del perno de anclaje esta norma acepta anclajes con gancho o con arandela fijada con tuercas, pero también acepta el uso de otros elementos embebidos que distribuyan u otros sistemas que estén probados y aprobados. En la figura siguiente se aprecia una imagen de pernos de anclaje típicos extraída de la norma.

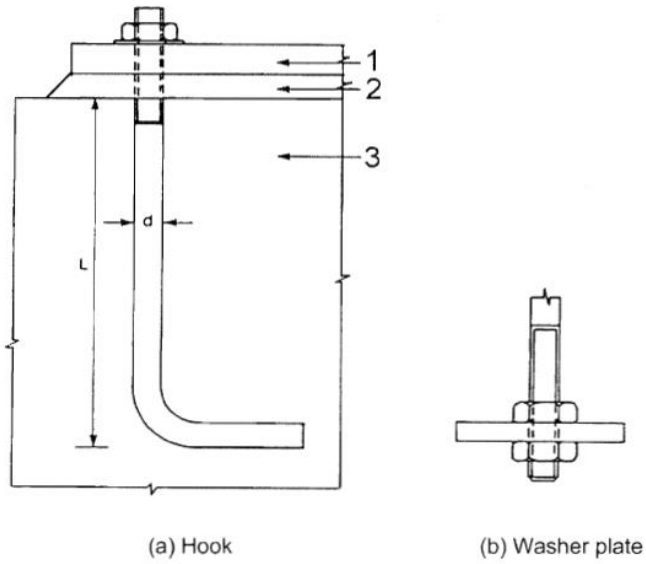


Figura 35.- Anclajes con gancho y con tuercas y arandela

La norma indica que las bases de las columnas deben tener el tamaño, la rigidez y la resistencia suficientes para transmitir las fuerzas axiales, los momentos flectores y las fuerzas cortantes de las columnas a sus cimientos u otros soportes sin exceder la capacidad de carga de estos. Indica las verificaciones a controlar y las consideraciones del diseño.

En el cuadro siguiente extraído de la norma se aprecian parte de las fórmulas que utiliza esta norma para la definición de los momentos de diseño en la base.

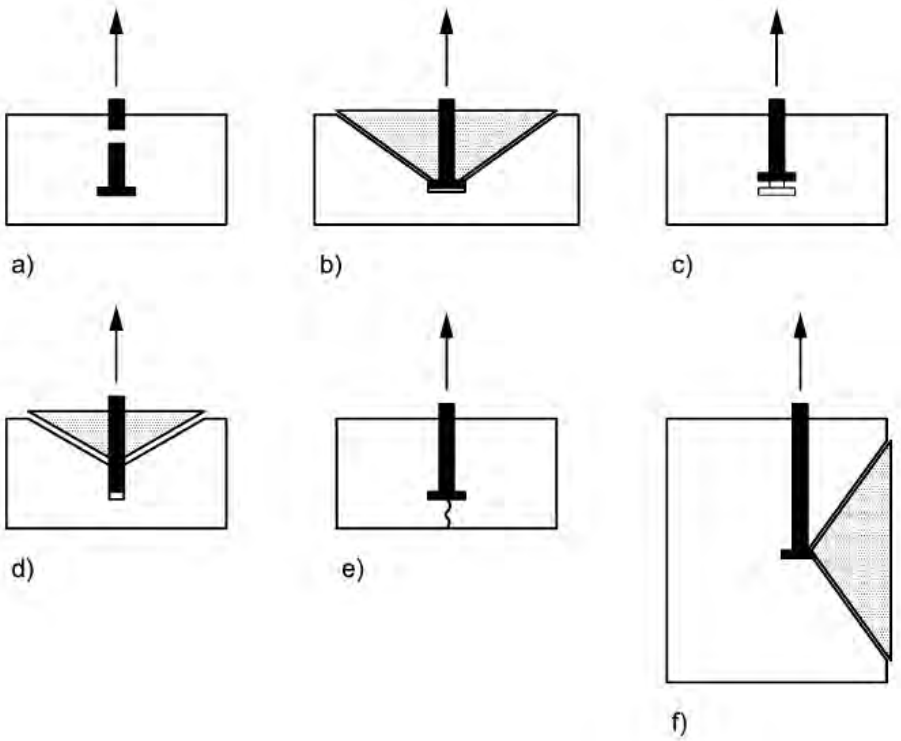
Loading	Lever arm z	Design moment resistance $M_{j,Rd}$	
Left side in tension Right side in compression	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ and $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \le 0$ and $e \le -z_{C,r}$
		The smaller of $\frac{F_{T,l,Rd}\, z}{z_{C,r}/e+1}$ and $\frac{-F_{C,r,Rd}\, z}{z_{T,l}/e-1}$	
Left side in tension Right side in tension	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ and $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ and $-z_{T,r} < e \le 0$
		The smaller of $\frac{F_{T,l,Rd}\, z}{z_{T,r}/e+1}$ and $\frac{F_{T,r,Rd}\, z}{z_{T,l}/e-1}$	The smaller of $\frac{F_{T,l,Rd}\, z}{z_{T,r}/e+1}$ and $\frac{F_{T,l,Rd}\, z}{z_{T,l}/e-1}$
Left side in compression Right side in tension	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ and $e \le -z_{T,r}$	$N_{Ed} \le 0$ and $e > z_{C,l}$
		The smaller of $\frac{-F_{C,l,Rd}\, z}{z_{T,r}/e+1}$ and $\frac{F_{T,r,Rd}\, z}{z_{C,l}/e-1}$	
Left side in compression Right side in compression	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \le 0$ and $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \le 0$ and $-z_{C,r} < e \le 0$
		The smaller of $\frac{-F_{C,l,Rd}\, z}{z_{C,r}/e+1}$ and $\frac{-F_{C,r,Rd}\, z}{z_{C,l}/e-1}$	The smaller of $\frac{-F_{C,l,Rd}\, z}{z_{C,r}/e+1}$ and $\frac{-F_{C,r,Rd}\, z}{z_{C,l}/e-1}$
$M_{Ed} > 0$ is clockwise, $N_{Ed} > 0$ is tension $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$			

3.3.2.6 Revisión de la norma en 1992-4-2018 Design of concrete Structures – Part 4: Design of fastenings for use en concrete

En esta norma del Eurocódigo se presenta la metodología para diseño de fijaciones de elementos, ya sean estructurales o no estructurales, a componentes estructurales. Estas fijaciones transmiten cargas a los elementos de concreto.

Esta norma prevé las consideraciones por seguridad dado que un fallo en las fijaciones puede significar un colapso estructural y puede involucrar daños personales o incluso la vida de las personas y altos costos materiales. Es aplicable en ese sentido a elementos de la estructura principal y a elementos no estructurales.

Las formas de falla que reconoce esta norma para anclajes en tracción se pueden apreciar en siguiente figura extraída de la misma norma.



Key

a) steel failure
b) concrete cone failure
c) pull-out failure
d) combined pull-out and concrete failure of bonded fasteners
e) concrete splitting failure
f) concrete blow-out failure

Figura 36.- Formas de falla en tracción de fijaciones preinstaladas con cabeza o postinstaladas

El método de diseño se basa en pruebas de laboratorio efectuadas y en cálculo numérico de manera que se muestra una metodología que se basa en la definición de áreas de aplicación de cargas y en la definición de capacidades resistentes que dependen de un esfuerzo básico que es función de la resistencia del concreto y de la profundidad efectiva de empotramiento la cual se afecta por unos factores que dependen de las condiciones particulares del anclaje.

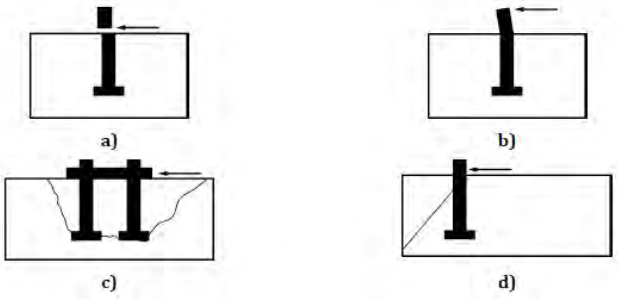
A continuación, se reproduce la tabla 7.1 del Eurocódigo 1992-4 en el que se aprecian las verificaciones requeridas para anclajes en tracción.

	Failure mode	Single fastener	Group of fasteners	
			most loaded fastener	group
1	Steel failure of fastener	$N_{Ed} \le N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$N_{Ed}^{h} \le N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2	Concrete cone failure	$N_{Ed} \le N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^{g} \le N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
3	Pull-out failure of fastener [a]	$N_{Ed} \le N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	$N_{Ed}^{h} < N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	
4	Combined pull-out and concrete failure [b]	$N_{Ed} \le N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$		$N_{Ed}^{g} \le N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$
5	Concrete splitting failure	$N_{Ed} \le N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$		$N_{Ed}^{g} \le N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$
6	Concrete blow-out failure [c]	$N_{Ed} \le N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^{g} \le N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$
7	Steel failure of reinforcement	$N_{Ed,re} \le N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$N_{Ed,re}^{h} \le N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
8	Anchorage failure of reinforcement	$N_{Ed,re} \le N_{Rd,a}$	$N_{Ed,re}^{h} \le N_{Rd,a}$	

[a] Not required for post-installed bonded fasteners.
[b] Not required for headed and post-installed mechanical fasteners.
[c] For cases which require verification see 7.2.1.8 (1).

Tabla 17.- Verificaciones requeridas para pernos de anclaje en tracción preinstalados con cabeza y postinstalados

En lo referido a las formas de falla bajo cargas de corte, se muestra a continuación imagen obtenida de la misma normas con las tipologías.



Key
a) steel failure without lever arm
b) steel failure with lever arm
c) concrete pry-out failure
d) concrete edge failure

Figura 37.- Formas de falla en cortante de fijaciones preinstaladas con cabeza o postinstaladas

A continuación, se reproduce la tabla 7.2 del Eurocódigo 1992-4 en el que se aprecian las verificaciones requeridas para anclajes sometidos a cortantes.

	Failure mode	Single fastener	Group of fasteners	
			most loaded fastener	group
1	Steel failure of fastener without lever arm	$V_{Ed} \le V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^{h} \le V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2	Steel failure of fastener with lever arm	$V_{Ed} \le V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^{h} \le V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	
3	Concrete pry-out failure	$V_{Ed} \le V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^{g} \le V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$ [a]
4	Concrete edge failure	$V_{Ed} \le V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^{g} \le V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
5	Steel failure of supplementary reinforcement [b]	$N_{Ed,re} \le N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$N_{Ed,re}^{h} \le N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
6	Anchorage failure of supplementary reinforcement [b]	$N_{Ed,re} \le N_{Rd,a}$	$N_{Ed,re}^{h} \le N_{Rd,a}$	

[a] Exception see 7.2.2.4 (4).
[b] The tension force acting on the reinforcement is calculated from V_{Ed} according to Formula (6.6).

Tabla 18.- Verificaciones requeridas para pernos de anclaje sometidos a fuerza cortante preinstalados con cabeza y postinstalados

Se pudo apreciar que la metodología del Eurocódigo tiene bastante semejanza con la metodología que se muestra en el capítulo 17 del ACI 318-14. De hecho, las tablas 7.1 y 7.2 del Eurocódigo 1992-4 son muy parecidas a la tabla 17.3.1.1 del ACI-318. En esta última se incluyen las verificaciones por carga de tracción y por fuerza cortante. Se aprecia que en el Eurocódigo se incluyen algunos casos más de verificaciones de falla referidos principalmente a la falla de refuerzo suplementario.

4. REVISIÓN POR DESEMPEÑO DEL EDIFICIO HÍBRIDO

4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

En este apartado se detalla el procedimiento definido para la obtención de la curva de capacidad del sistema estructural a través de un análisis “Pushover” con la finalidad de determinar el nivel de desempeño sísmico.

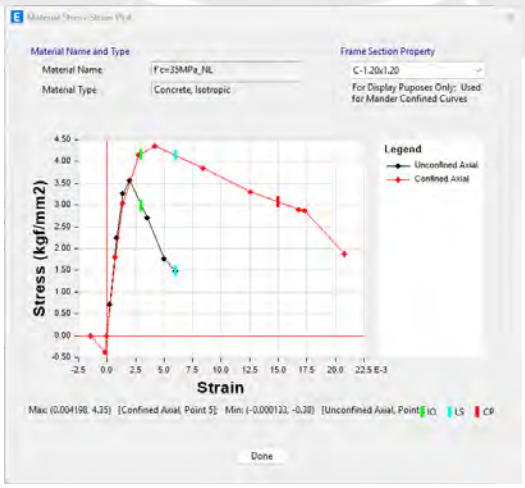
4.1.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES

A. CONCRETO

De acuerdo a lo establecido en acápites anteriores, la resistencia del concreto quedará definida de la siguiente manera: columnas y placas: 350 kg/cm^2 y demás elementos: 280 kg/cm^2. Con ayuda del software ETABS v22.5 se procede a realizar la definición de las propiedades no lineales del concreto, tomando en cuenta el modelo paramétrico de Mander para el concreto confinado.

Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 38.- Definición de Propiedades no lineales – Concreto

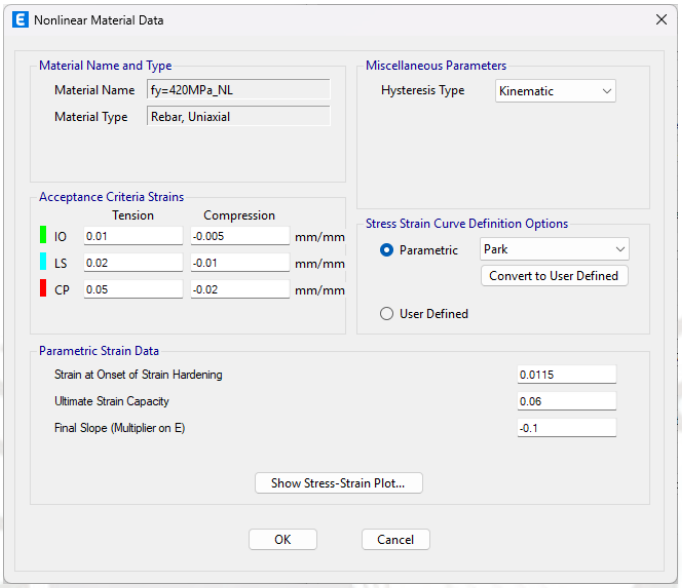


Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 39.- Curva Esfuerzo/Deformación Unitaria – Concreto

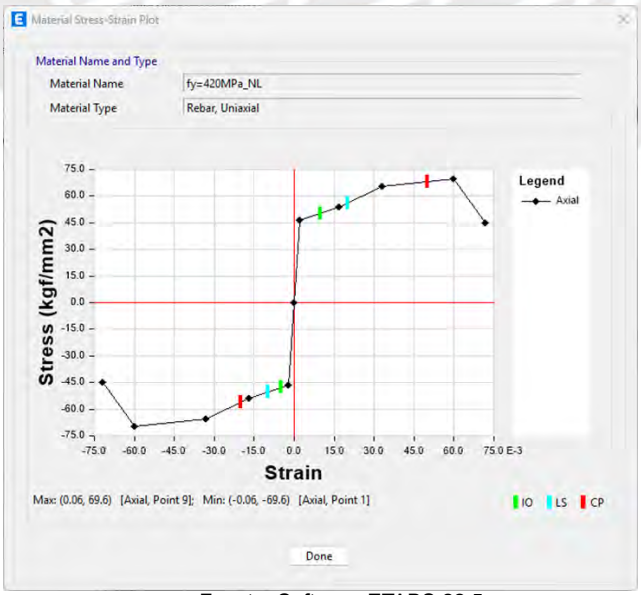
B. ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo considerado es ASTM A615 Grado 60, para la definición de las propiedades no lineales se ha tomado en cuenta el modelo paramétrico de Park. Conforme a los criterios de Diseño establecidos en el documento Caltrans SDC (Sección 3.3.2) se establece un valor de deformación unitaria al inicio del endurecimiento por deformación de 0.0115 y una capacidad última de deformación unitaria de 0.06. Estos valores se encuentran relacionados a la cuantía de acero empleada en las secciones transversales de los elementos estructurales.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 40.- Definición de Propiedades no lineales – Acero Refuerzo.

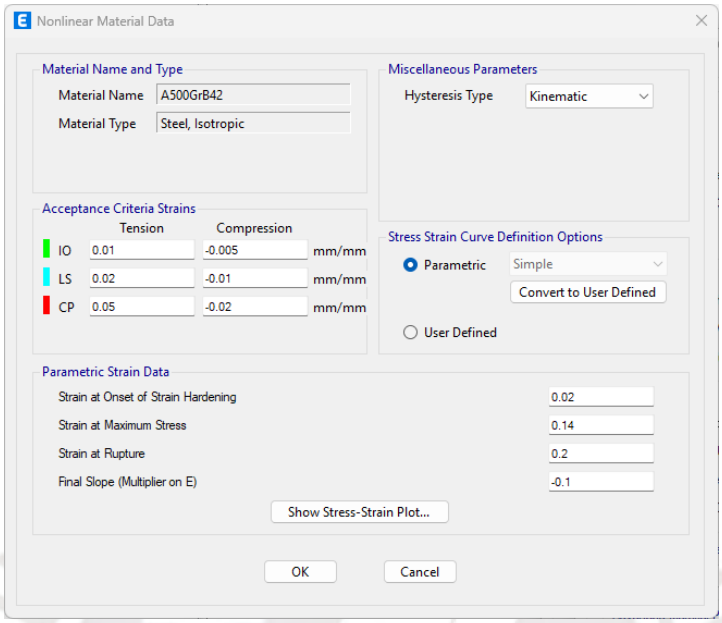


Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 41.- . Curva Esfuerzo/Deformación Unitaria - Acero Refuerzo.

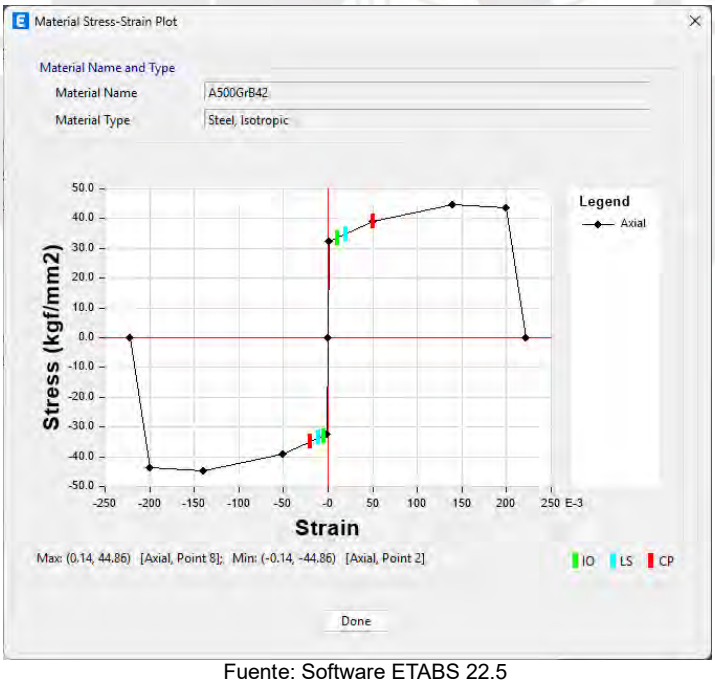
C. ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural considerado para los perfiles metálicos es ASTM500 Grado B. Se ha empleado un modelo paramétrico simple para representar las propiedades no lineales del acero.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 42.- Definición de Propiedades no lineales – Acero Estructural.



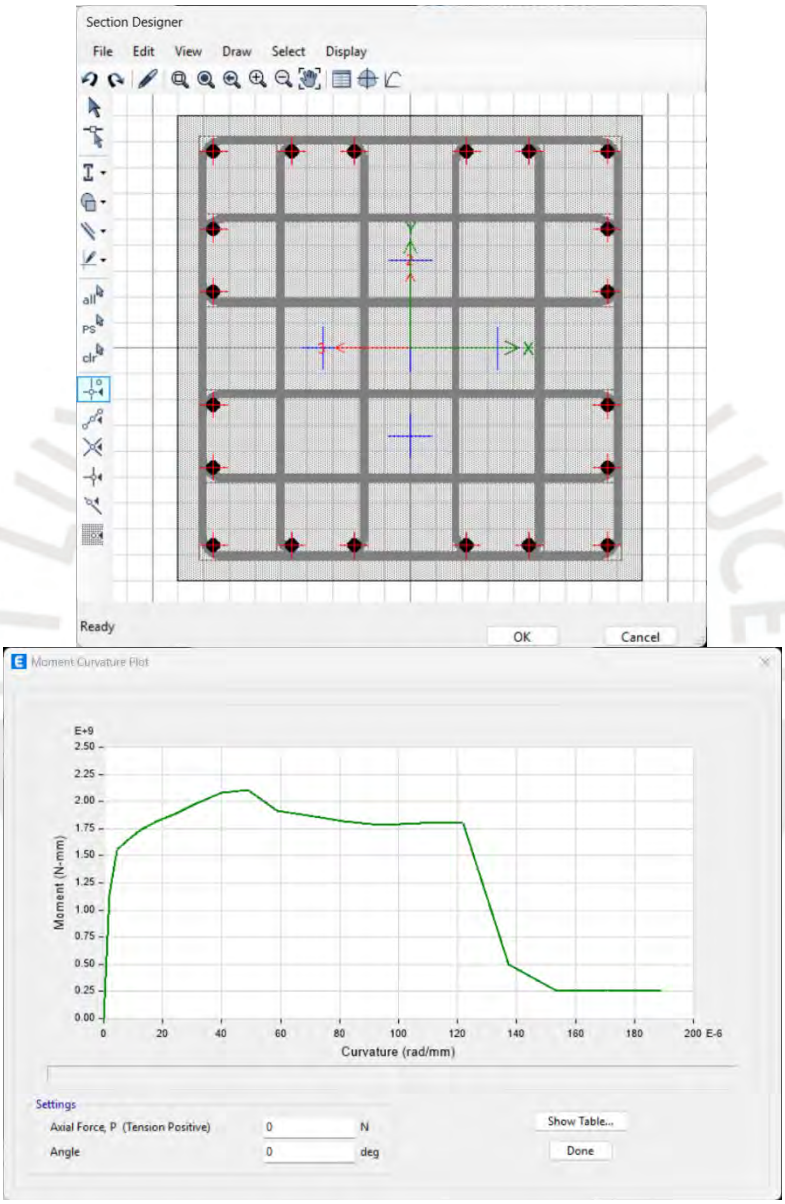
Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 43.- Curva Esfuerzo/Deformación Unitaria - Acero Estructural.

4.1.2 DIAGRAMAS DE MOMENTO CURVATURA

Para poder comprender el comportamiento en el rango inelástico de las secciones analizadas es importante desarrollar los diagramas de momento curvatura de los elementos estructurales para con ello poder definir/validar las rótulas plásticas a considerar en el modelamiento.

A. COLUMNA C1 (0.90x0.90M)

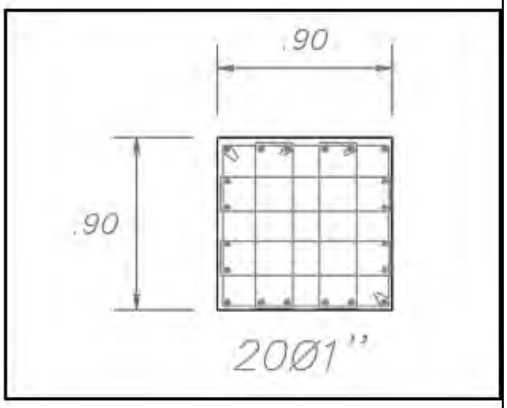


Fuente: Software ETABS 22.5

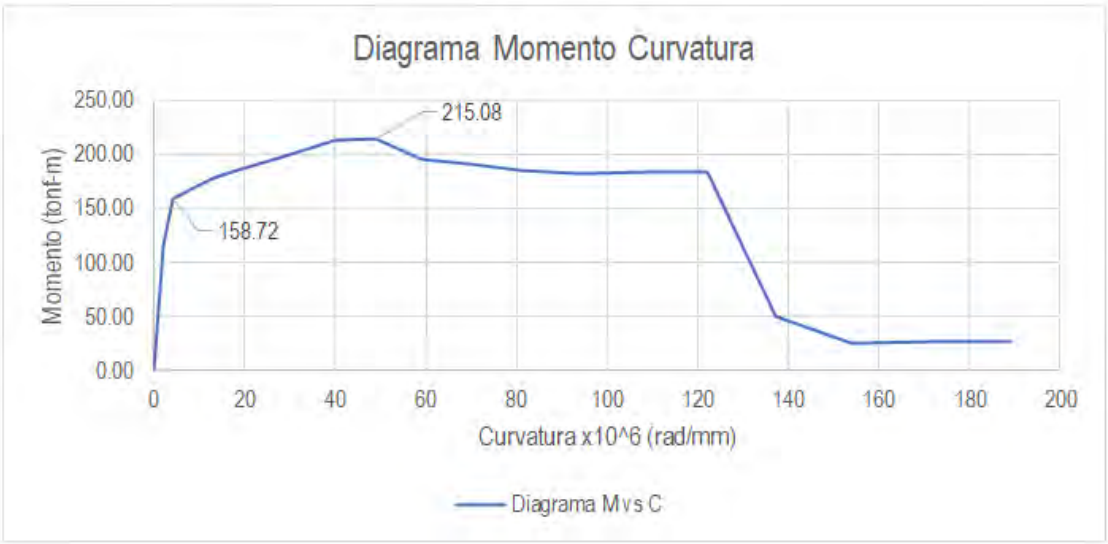
Figura 44.- Section Designer Columna C1.

ELEMENTO: C-0.90x0.90

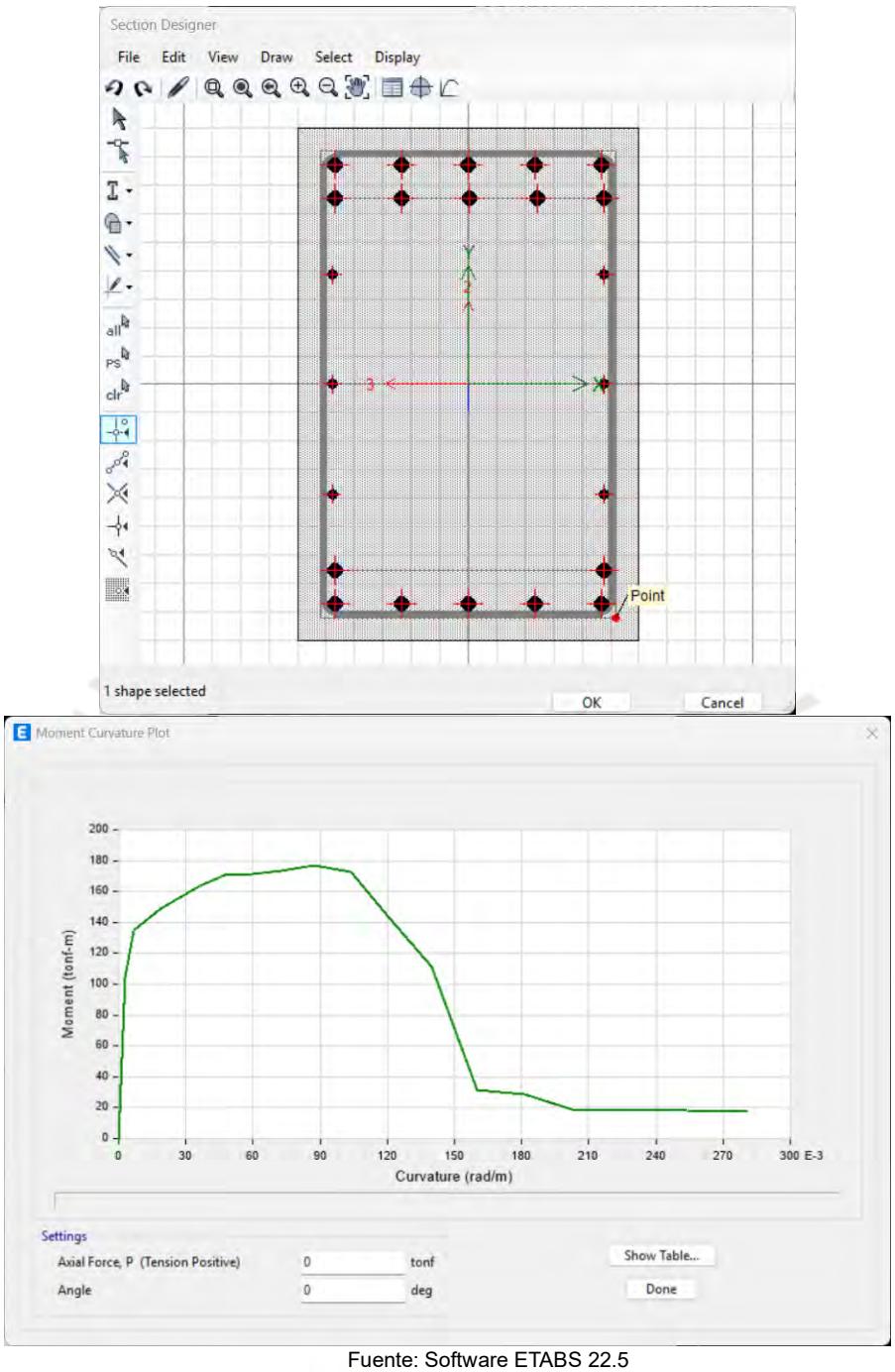
Diagrama Momento Curvatura		
Punto	Momento tonf-m	Curvatura x10^6 rad/mm
1	0.00	0
2	116.65	2
3	158.72	4
4	167.71	8
5	177.09	13
6	185.02	18
7	192.70	24
8	202.01	32
9	212.41	40
10	215.08	49
11	195.60	59
12	190.58	70
13	185.79	81
14	181.59	94
15	183.58	108
16	183.38	122
17	50.80	137
18	26.12	154
19	26.20	171
20	26.36	189



Ancho (m)	0.90
Alto (m)	0.90
f'c (MPa)	35
fy (MPa)	420



B. VIGA V1 (0.60x0.9 0M)

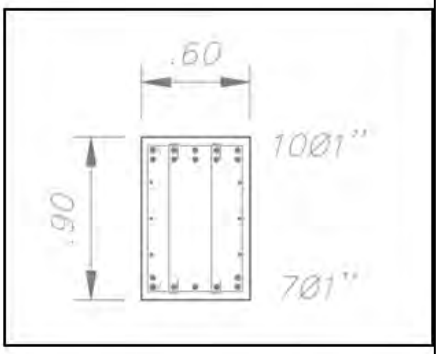


Fuente: Software ETABS 22.5

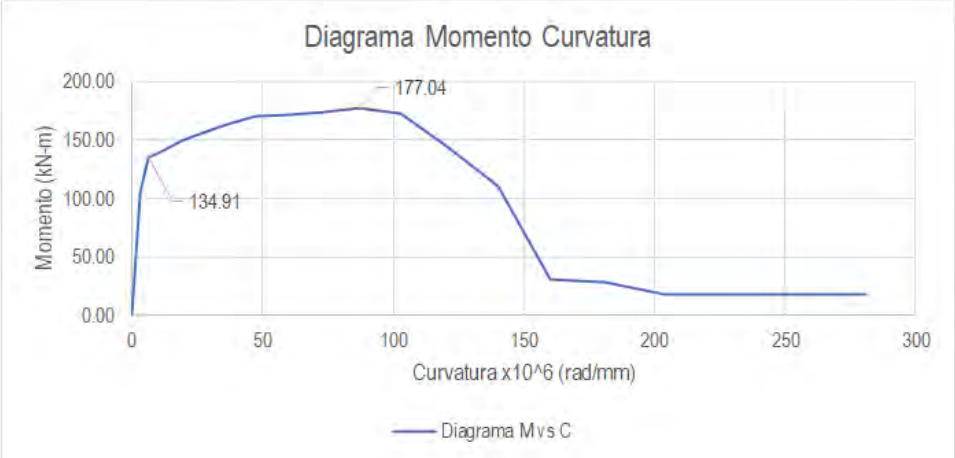
Figura 45.- Section Designer Viga V1.

ELEMENTO: V-0.60x0.90

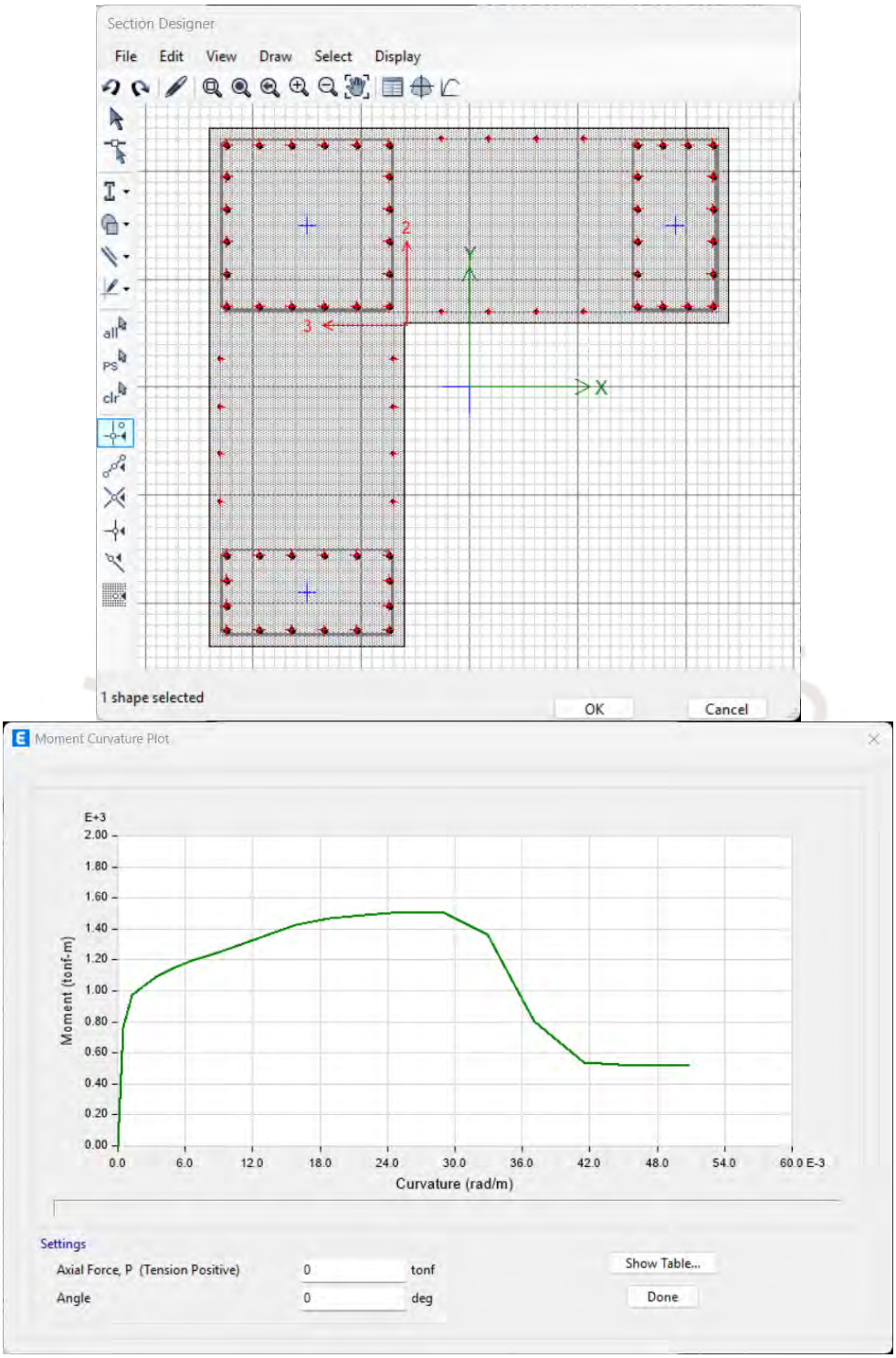
Diagrama Momento Curvatura		
Punto	Momento tonf-m	Curvatura $x10^{6}$ rad/mm
1	0.00	0
2	104.69	3
3	134.91	6
4	141.23	12
5	148.67	19
6	156.17	27
7	163.49	36
8	170.41	47
9	171.55	59
10	173.56	73
11	177.04	87
12	172.54	103
13	142.97	121
14	110.85	140
15	31.26	160
16	28.75	181
17	18.28	204
18	18.32	228
19	18.51	254
20	17.61	281



Ancho (m)	0.60
Alto (m)	0.90
f'c (MPa)	28
fy (MPa)	420



C. PLACA P1 (2.40X0.90M)

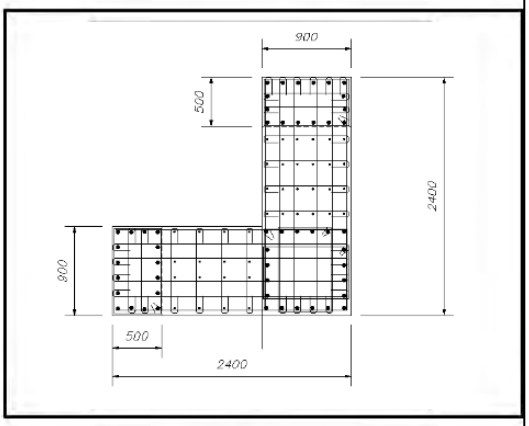


Fuente: Software ETABS 22.5

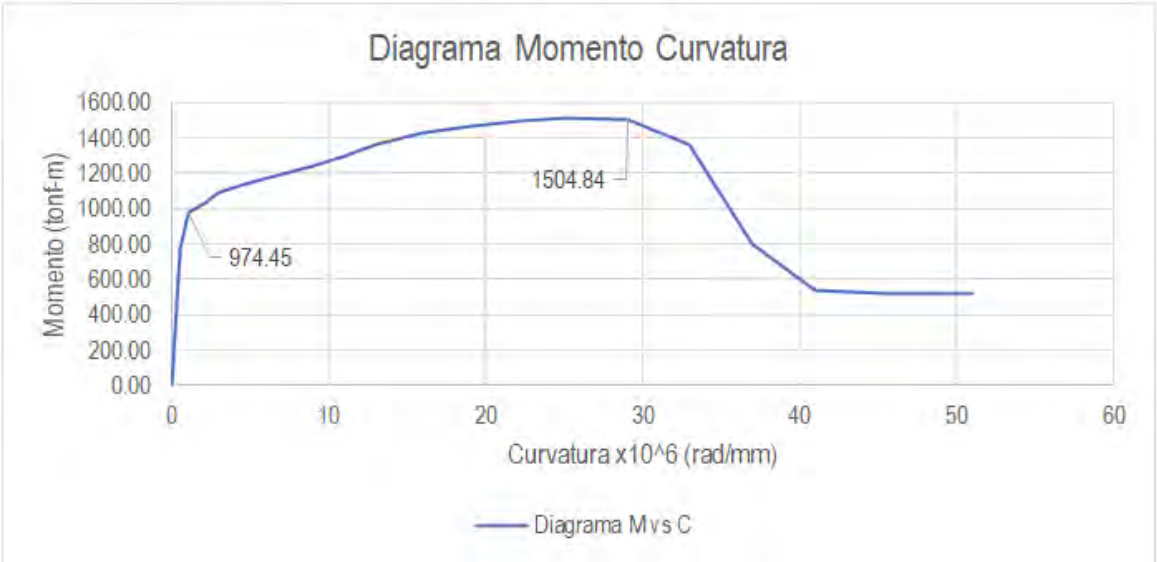
Figura 46.- Section Designer Placa P1.

ELEMENTO: PLACA-2.40x2.40x0.90m

Diagrama Momento Curvatura		
Point	Momento tonf-m	Curvatura x10^6 rad/mm
1	0.00	0
2	772.70	1
3	974.45	1
4	1027.31	2
5	1091.32	3
6	1150.26	5
7	1193.33	7
8	1237.74	9
9	1295.86	11
10	1359.06	13
11	1423.98	16
12	1465.60	19
13	1489.45	22
14	1511.56	25
15	1504.84	29
16	1366.04	33
17	801.78	37
18	541.72	41
19	516.69	46
20	516.50	51



Ancho (m)	2.40
Alto (m)	2.40
f'c (MPa)	35
fy (MPa)	420



D. COLUMNA CM1 (HSS 300x300x25)

ELEMENTO: CM1-HSS300x300x25

A (m2)	0.028	Área del elemento
Ix (m4)	0.00035	Inercia del elemento
Zx (m3)	0.00284	Módulo Plástico
S (m3)	0.00233	Módulo Elástico
My (kN-m)	733.950	Momento elástico limite
Φy (rad/mm)	1.05E-05	Curvatura en fluencia
Mp (kN-m)	895.860	Momento Plástico

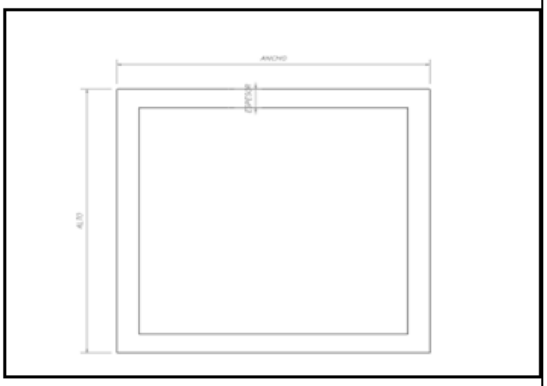
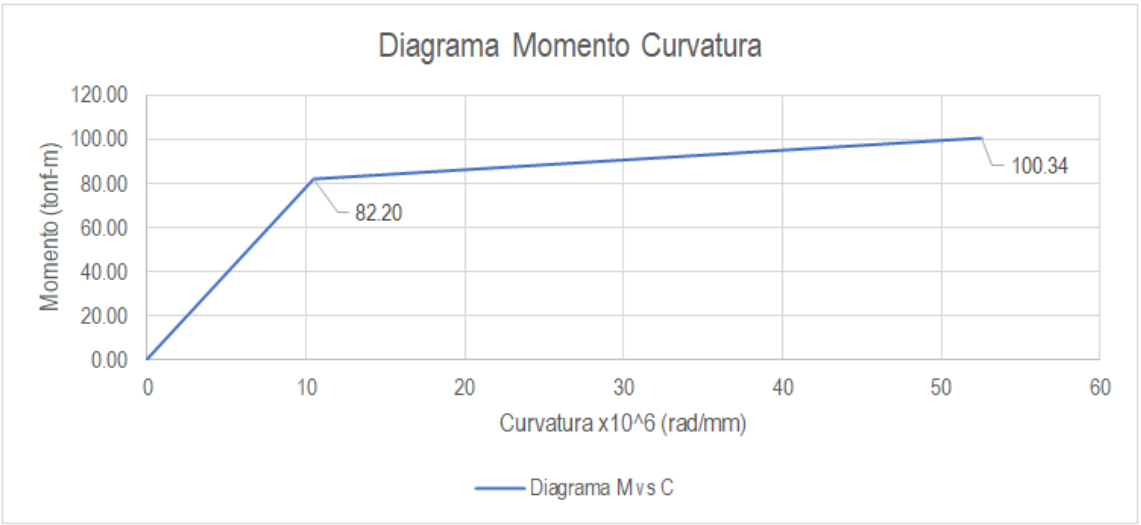


Diagrama Momento Curvatura		
Punto	**Momento** tonf-m	**Curvatura** $x10^6$ rad/mm
1	0.00	0
2	82.20	11
3	100.34	53

Ancho (m)	0.30
Alto (m)	0.30
Espesor (m)	0.025
fy (kN/m2)	315000
E (kN/m2)	200000000



E. COLUMNA CM2 (HSS 250x250x19)

ELEMENTO: CM2-HSS250x250x19

A (m2)	0.018	Área del elemento
Ix (m4)	0.00016	Inercia del elemento
Zx (m3)	0.00152	Módulo Plástico
S (m3)	0.00126	Módulo Elástico
My (kN-m)	396.270	Momento elástico limite
Φy (rad/mm)	1.26E-05	Curvatura en fluencia
Mp (kN-m)	480.060	Momento Plástico

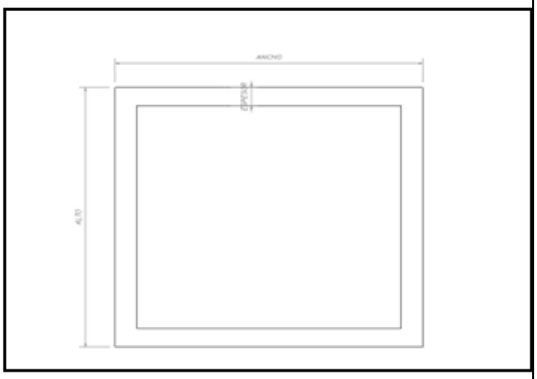
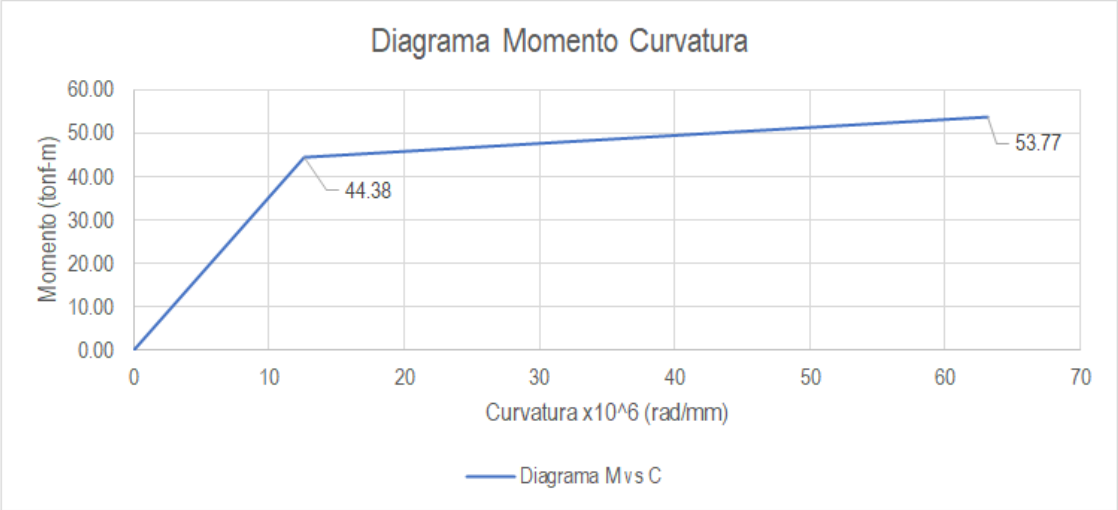


Diagrama Momento Curvatura		
Punto	**Momento** tonf-m	**Curvatura** $x10^6$ rad/mm
1	0.00	0
2	44.38	13
3	53.77	63

Ancho (m)	0.25
Alto (m)	0.25
Espesor (m)	0.019
fy (kN/m2)	315000
E (kN/m2)	200000000



F. COLUMNA CM3 (HSS 400x400x25)

ELEMENTO: CM3-HSS400x400x25

A (m2)	0.038	Área del elemento
Ix (m4)	0.00088	Inercia del elemento
Zx (m3)	0.00528	Módulo Plástico
S (m3)	0.00441	Módulo Elástico
My (kN-m)	1390.410	Momento elástico límite
Φy (rad/mm)	7.87E-06	Curvatura en fluencia
Mp (kN-m)	1663.515	Momento Plástico

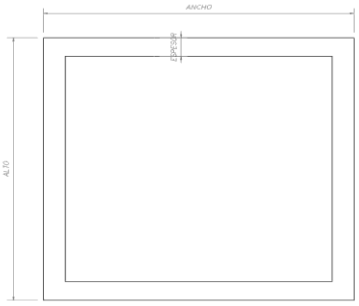
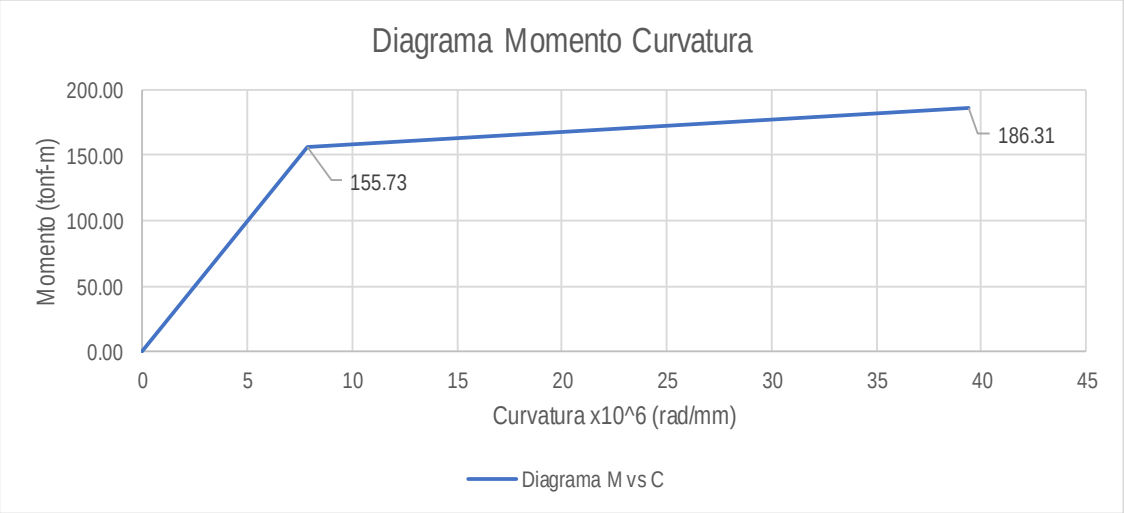


Diagrama Momento Curvatura		
Punto	Momento tonf-m	Curvatura $x10^6$ rad/mm
1	0.00	0
2	155.73	8
3	186.31	39

Ancho (m)	0.40
Alto (m)	0.40
Espesor (m)	0.025
fy (kN/m2)	315000
E (kN/m2)	200000000



G. VIGA VM1 (W21X122)

ELEMENTO: W21x122

A (m2)	0.023	Área del elemento
Ix (m4)	0.001	Inercia del elemento
Zx (m3)	0.005	Módulo Plástico
S (m3)	0.004	Módulo Elástico
My (kN-m)	1111.986	Momento elástico limite
Φy (rad/mm)	4.51E-06	Curvatura en fluencia
Mp (kN-m)	1248.751	Momento Plástico

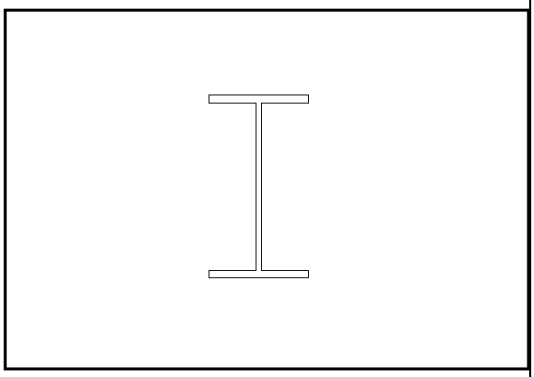
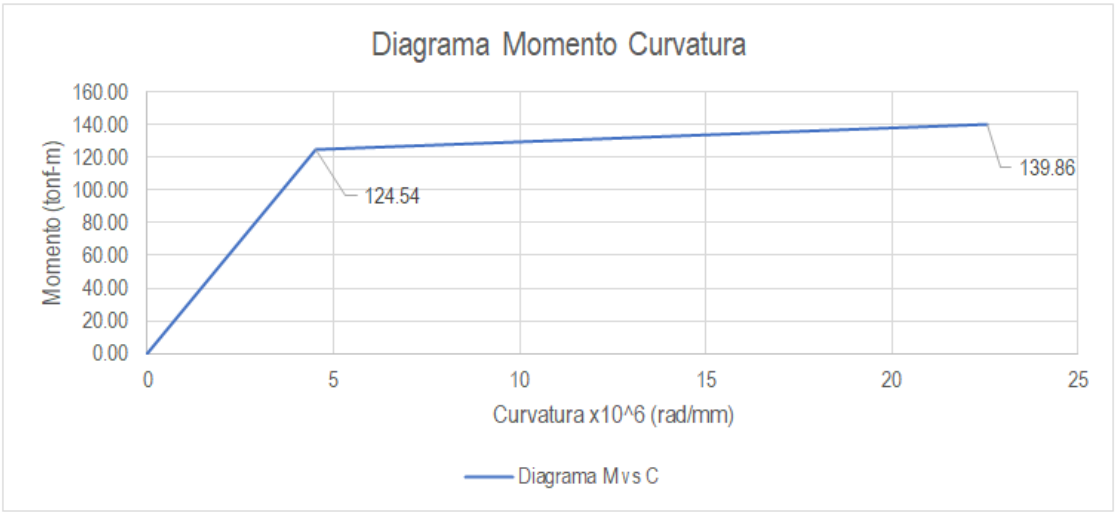


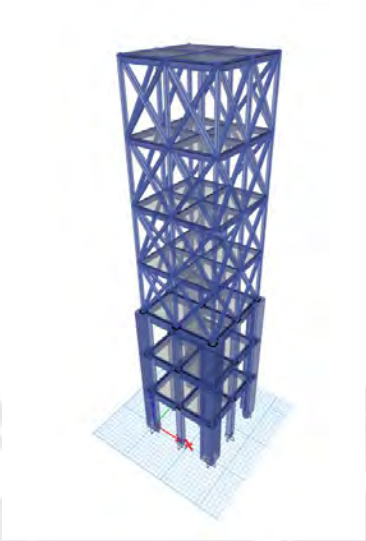
Diagrama Momento Curvatura		
Point	**Momento** tonf-m	**Curvatura** x106 rad/mm
1	0.00	0.00
2	124.54	5
3	139.86	23

Ancho (m)	0.31
Alto (m)	0.55
Espesor Ala (m)	0.024
Espesor Alma (m)	0.015
fy (kN/m2)	248211
E (kN/m2)	200000000



4.1.3 MÉTODO PUSHOVER

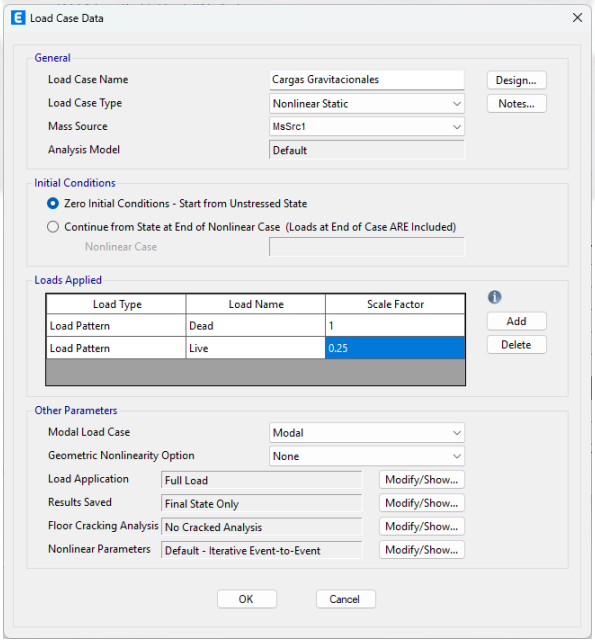
Para el análisis Pushover se idealizaron las placas como elemento frames, de modo que se pueda controlar la formación de rótulas plásticas en las mismas. Para ello se consideró brazos rígidos en la intersección de placas y vigas.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 47.- Modelo Estructural Edificio Híbrido.

Se definió la condición inicial, a partir de este caso de carga el programa ejecutó el análisis "Pushover". Se toma en cuenta el 100% de la Carga muerta y el 25% de la Carga Viva, de acuerdo a lo establecido en los lineamientos de la Normativa E030.



Fuente: Software ETABS 22.5

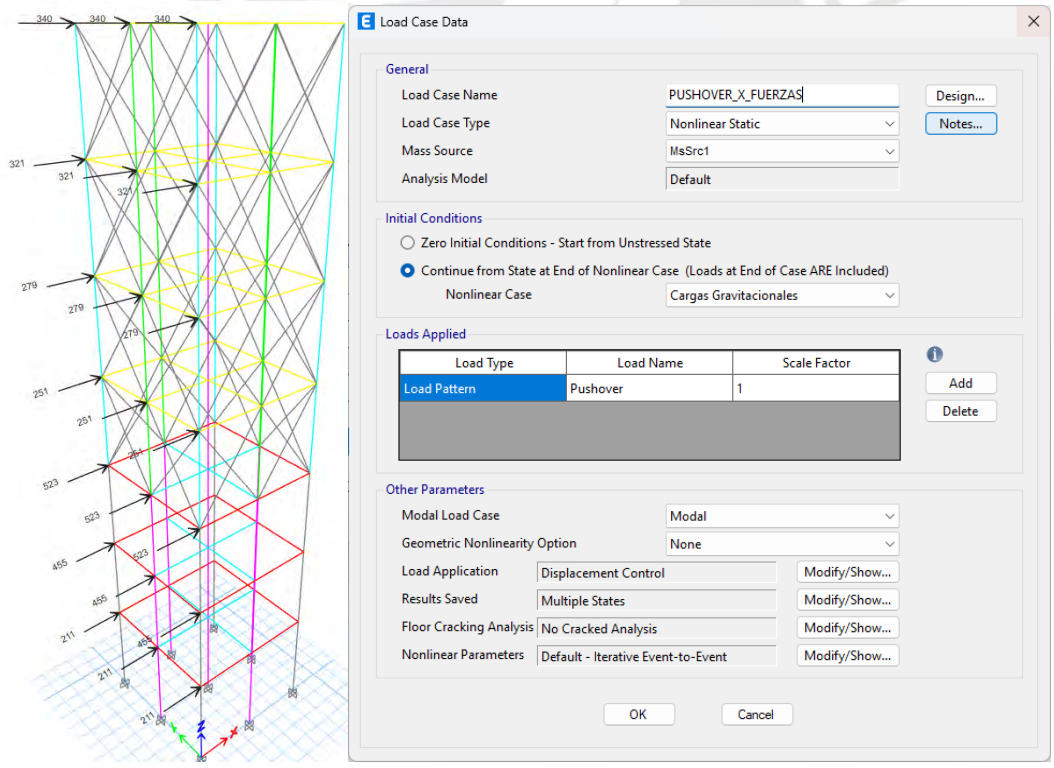
Figura 48.- Definición de caso de cargas inicial – Cargas Gravitacionales.

Para realizar el análisis Pushover se proponen tres métodos: Fuerzas, Aceleración y Modo. Para el caso de fuerzas se usa una configuración de cargas triangulares en Dirección X que permiten generar una curva de capacidad Fuerza vs Desplazamiento. Esta configuración de cargas se compone en función a la fuerza que recibe cada nivel de la estructura proveniente del análisis sísmico.

Nivel	Cortante Acumulado	Cargas Pushover
	tonf	tonf
Nivel 7	340.06	340.06
Nivel 6	662.01	321.95
Nivel 5	941.12	279.12
Nivel 4	1192.28	251.16
Nivel 3	1715.47	523.19
Nivel 2	2171.20	455.73
Nivel 1	2382.35	211.15

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19. Cargas a asignar en el método de fuerzas - Pushover



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 49. Definición de caso de cargas por el método de fuerzas – Pushover

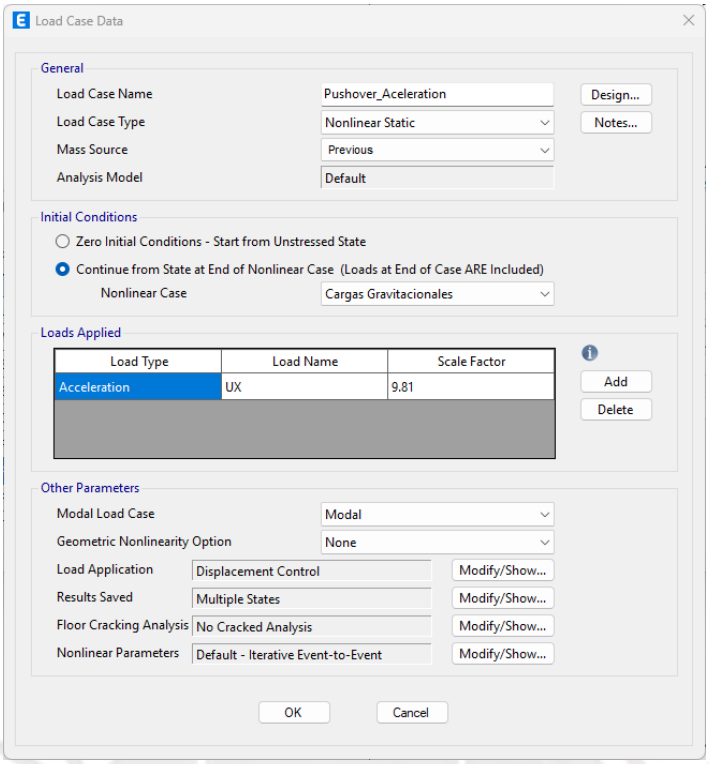


Figura 50. Definición de caso de cargas por el método de aceleración – Pushover

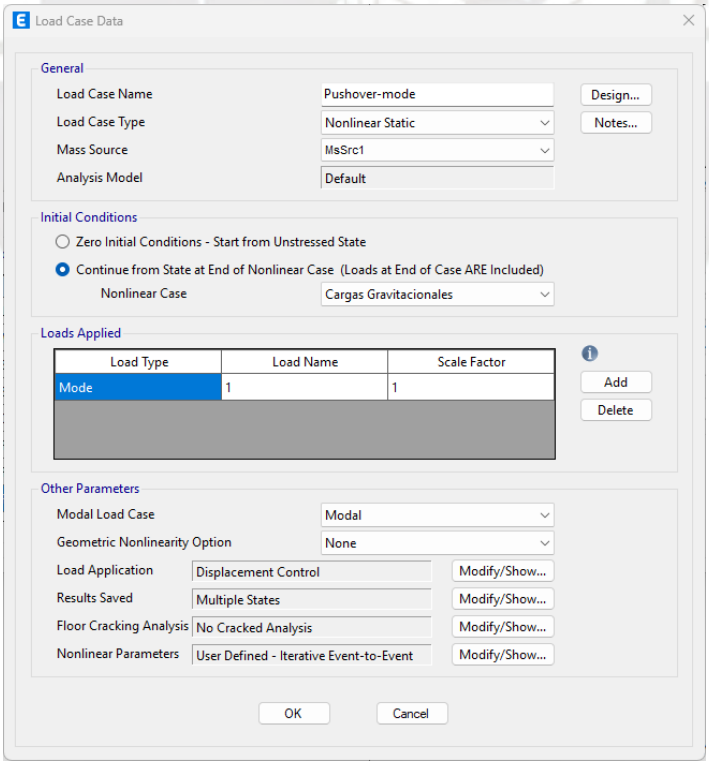
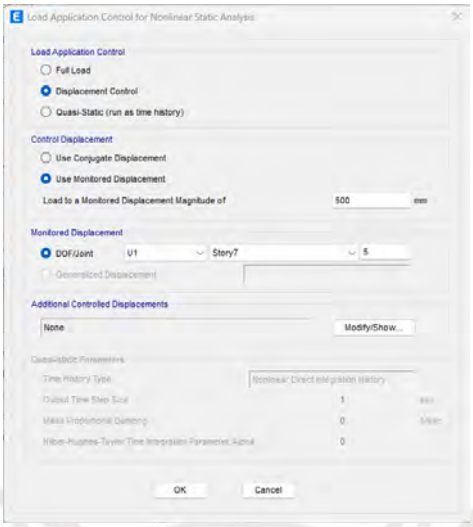


Figura 51. Definición de caso de cargas por el método de modo – Pushover

Para poder obtener los pasos de control antes que la estructura colapse se tomará un límite de desplazamiento de 0.50m de un punto ubicado en el último nivel de la edificación.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 52.- Parámetros de control – Pushover.

4.1.4 RÓTULAS PLÁSTICAS

La definición de rótulas plásticas de los elementos de concreto armado y acero estructural se realiza a través de las opciones del Software ETABS para ello, se toma en cuenta la geometría y cuantías de las secciones definidas en pasos previos.

Para determinar la longitud de plastificación de los elementos se emplea la expresión establecida por el código Caltrans Seismic Design Criteria v1.7. Se realiza el cálculo para columna C1.

$$L_P = 0.08L + 0.15 f_y d_b \geq 0.3 f_y d_b$$

Donde:

L_P: Longitud de plastificación

L: Longitud del elemento

f_y: Esfuerzo de fluencia

d_b: Diámetro de la barra longitudinal

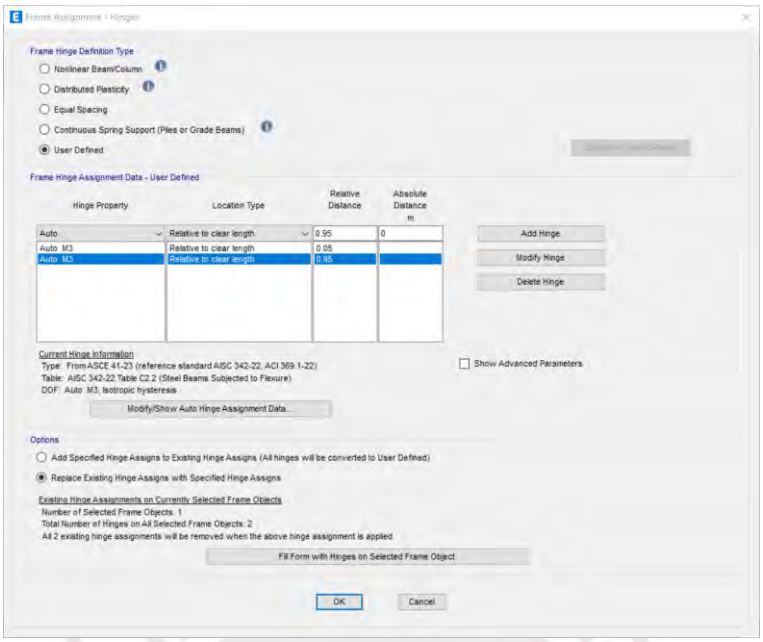
$$L_P = 0.08(11m) + 0.15(4200\frac{kgf}{cm^2})(1in) \geq 0.3(4200\frac{kgf}{cm^2})(1in)$$

$$L_P = 1.11m \geq 0.46m \dots (ok)$$

$\frac{0.5L_p}{L} = 0.05$ …Distancia relativa de rótula plástica al inicio del frame

$1 - \frac{0.5L_p}{L} = 0.95$…Distancia relativa de rótula plástica al final del frame

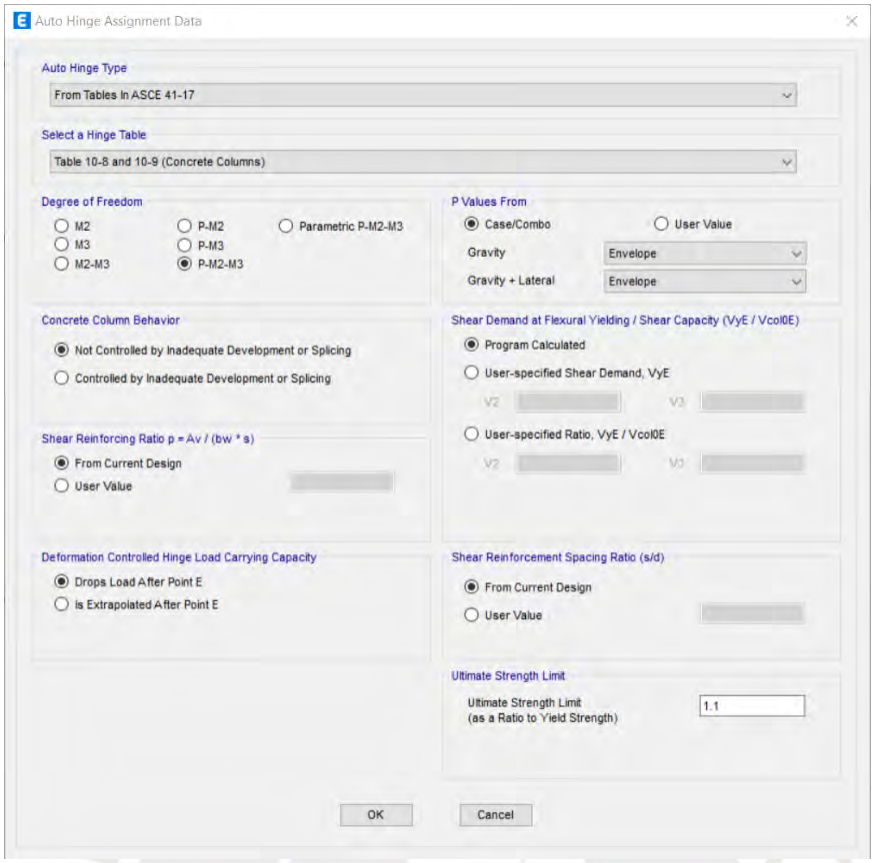
De manera conservadora se tomaron las mismas proporciones para todos los elementos estructurales.



Fuente: Software ETABS 22.5

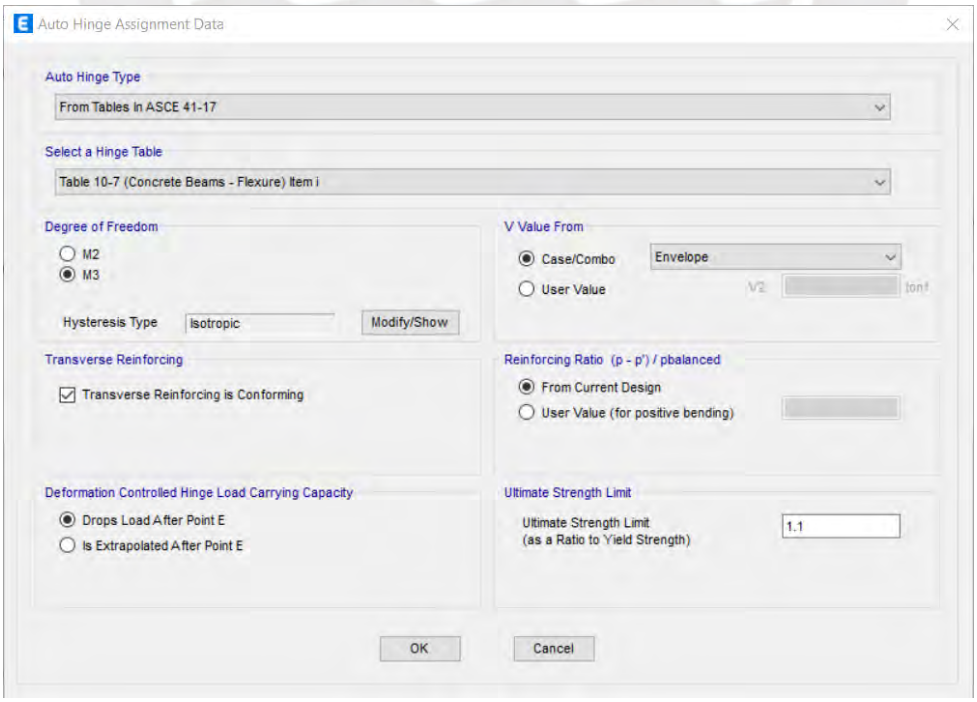
Figura 53.- Asignación de Rótulas Plásticas.

Para la definición de los parámetros correspondientes a cada rótula se toma en cuenta los lineamientos establecidos en la Normativa ASCE 41-17. Al ser una estructura proyectada (nueva), las secciones de concreto armado y acero estructural cumplen con las solicitaciones de las normativas vigentes por lo que se considera que las columnas tienen una longitud de desarrollo adecuada y las vigas un diseño del refuerzo transversal conforme. En el caso de las columnas se toma en cuenta los valores indicados en la Tabla 10-8 y 10-9, mientras que para las vigas se usa la Tabla 10-7. Los valores necesarios para el cálculo son tomados de acuerdo a la envolvente de cargas definida en pasos previos.



Fuente: Software ETABS 22.5

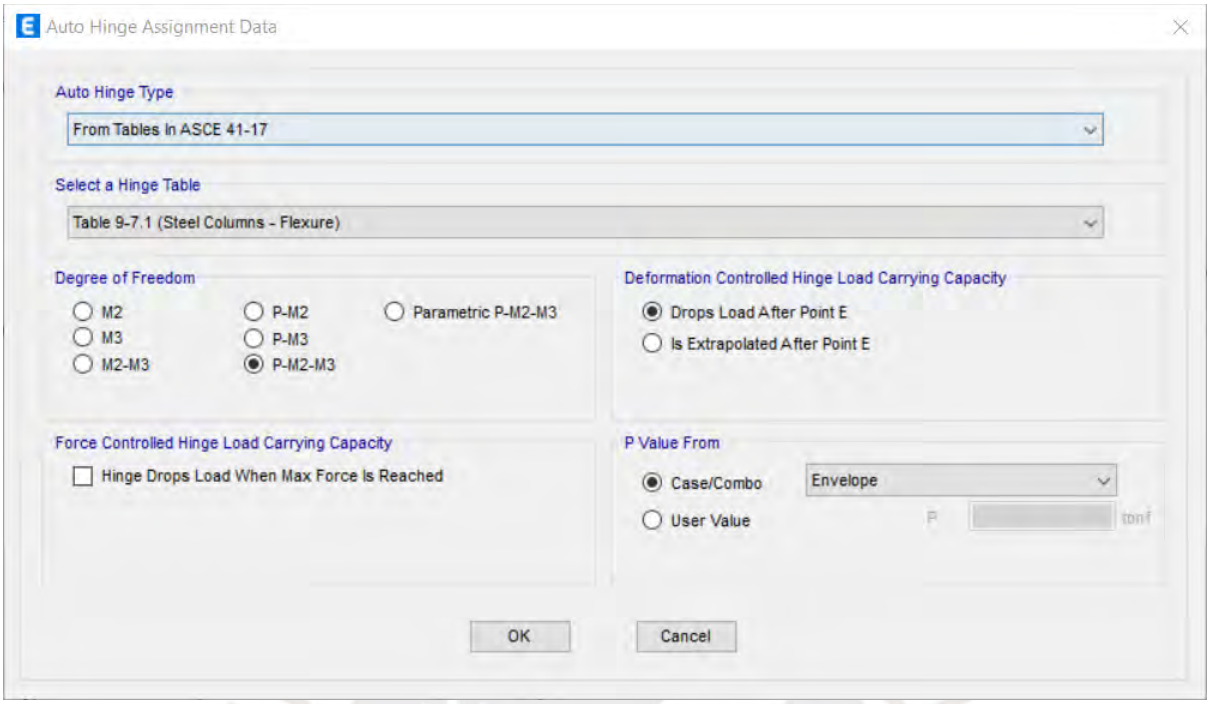
Figura 54.- Definición rótulas – Columnas Concreto Armado.



Fuente: Software ETABS 22.5

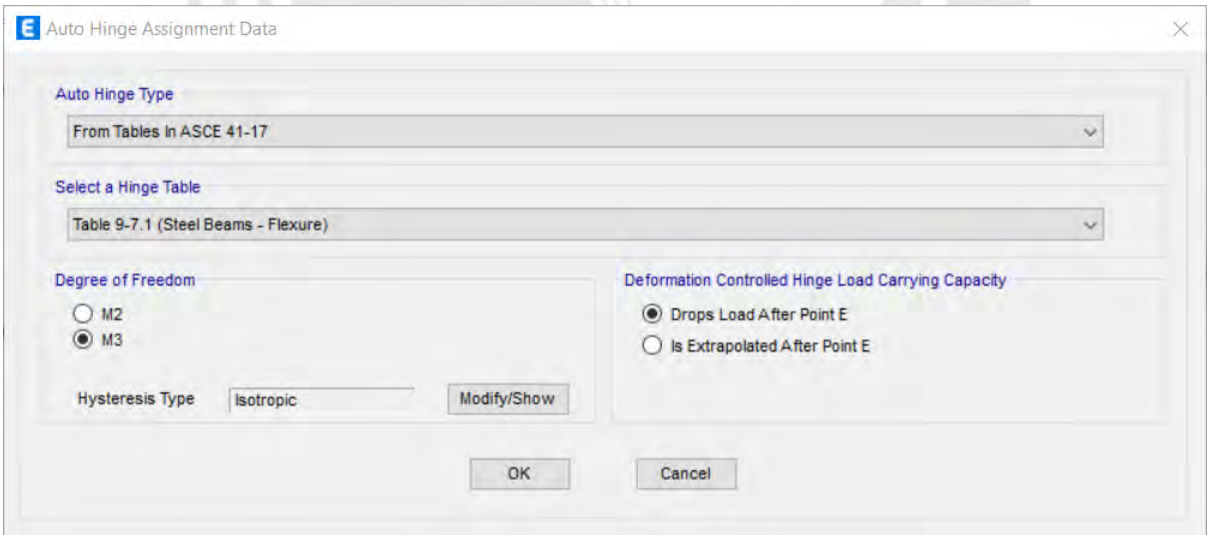
Figura 55.- . Definición rótulas – Vigas Concreto Armado.

Para el caso de los elementos de acero estructural se empleará la Tabla 9-7.1.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 56.- Definición rótulas – Columnas Acero Estructural.



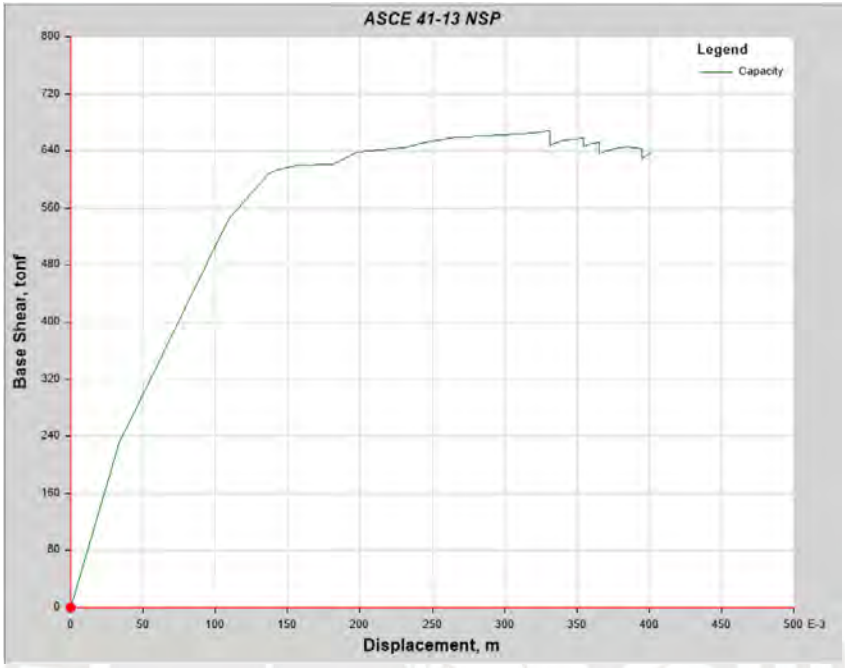
Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 57.- Definición rótulas – Vigas Acero Estructural

4.2 RESULTADOS DE LA EVALUACION DEL EDIFICIO HÍBRIDO

4.2.1 CURVA DE CAPACIDAD

Con el análisis “Pushover” terminado, se obtuvo la curva de capacidad de la estructura. De las tres metodologías empleadas se usaron los valores obtenidos por medio del método de aceleraciones.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 58.- Curva Capacidad – Edificio Híbrido.

Esta curva nos permite representar la evolución de la cortante basal con respecto al desplazamiento del sistema (punto de control ubicado en el último nivel), antes de llegar al colapso.

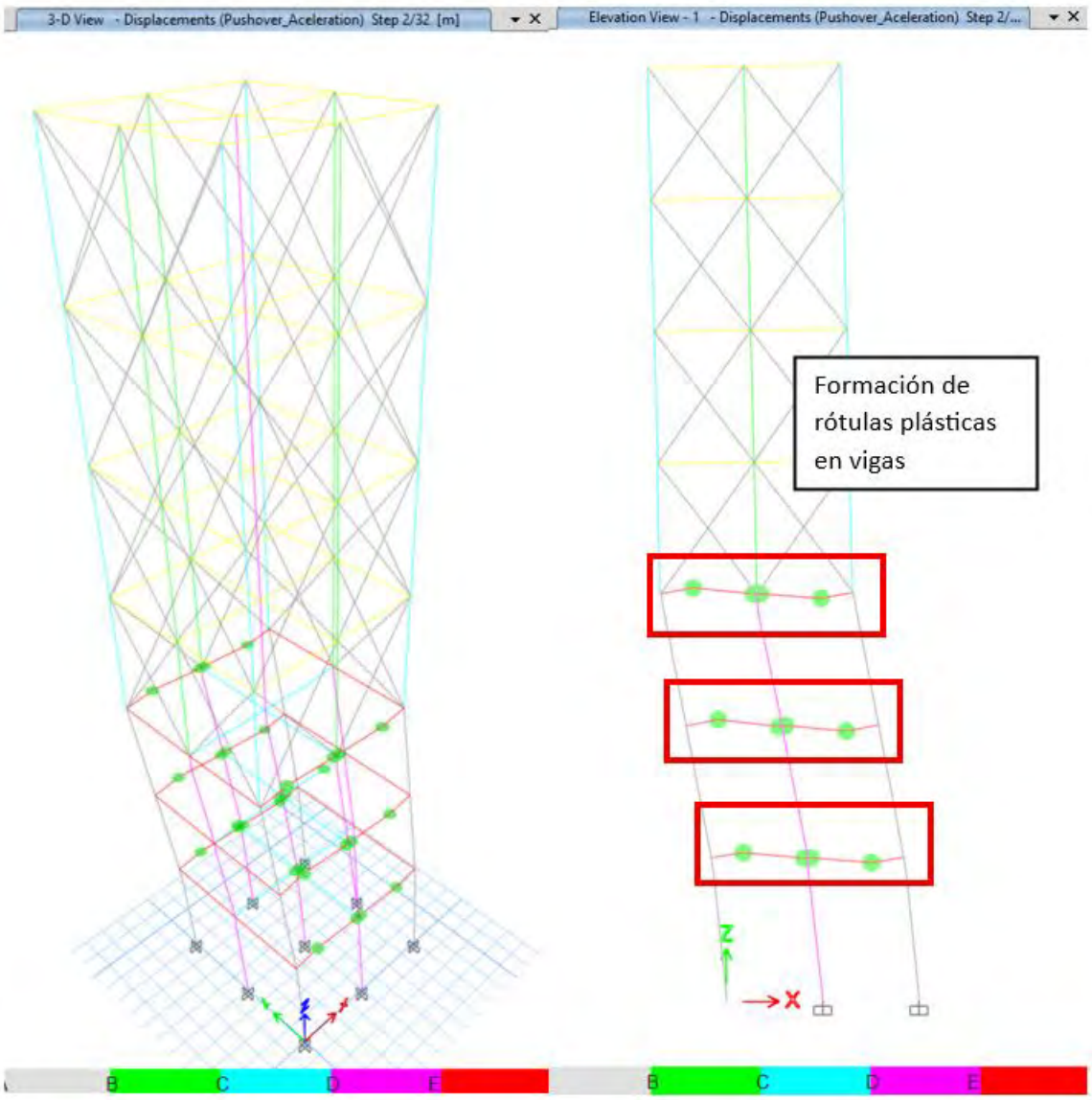
Step	Monitored Displacement m	Base Force tonf
1	0.00	0.00
5	0.14	613.94
10	0.24	652.55
15	0.33	668.83
20	0.35	658.11
25	0.37	635.93
30	0.39	643.26
35	0.40	637.11

Fuente: Software ETABS 22.5

Tabla 20.- Resultados obtenidos del Análisis “Pushover”

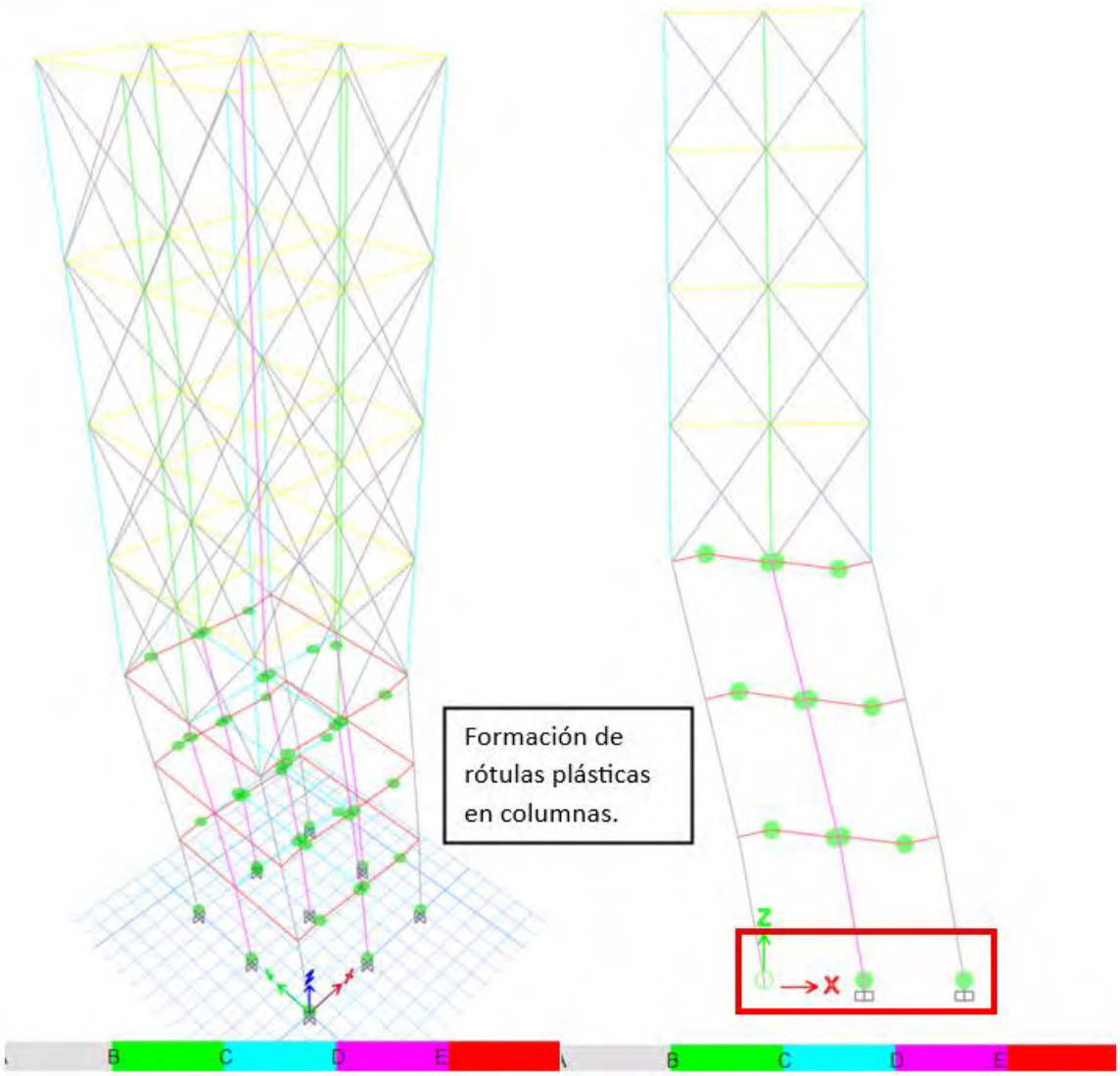
De la Figura 45, se puede inferir que la estructura se comporta linealmente hasta alcanzar un desplazamiento de aproximadamente 140mm con una cortante basal de 614 tonf. Posterior a ello se incursiona en el rango inelástico, logrando obtener un desplazamiento final de 400 mm con una cortante máxima basal de 669tonf antes de terminar el análisis.

Para evidenciar el mecanismo de falla del sistema se muestra los pasos obtenidos por el programa.



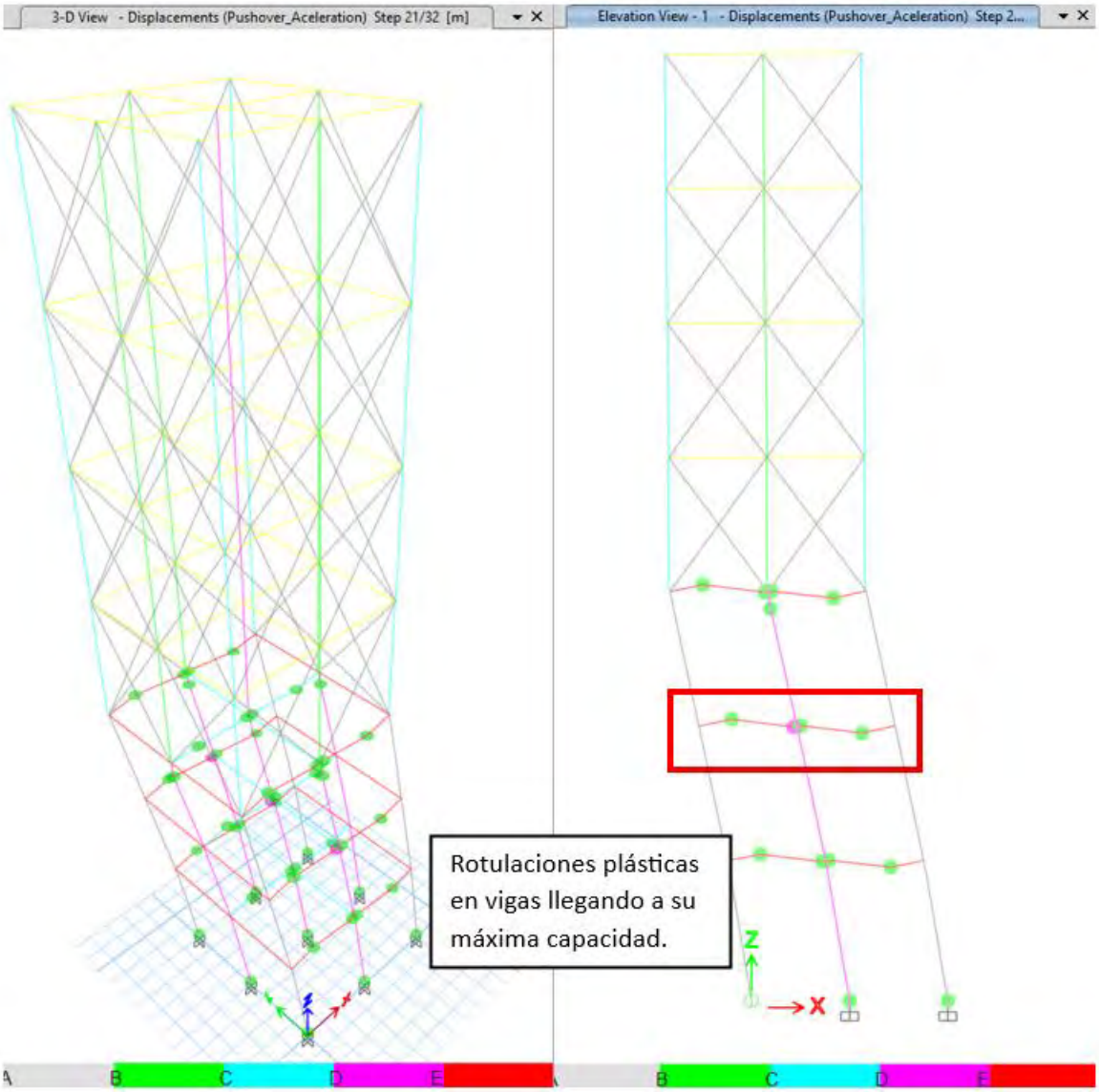
Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 59.- Paso 2 – Análisis Pushover.



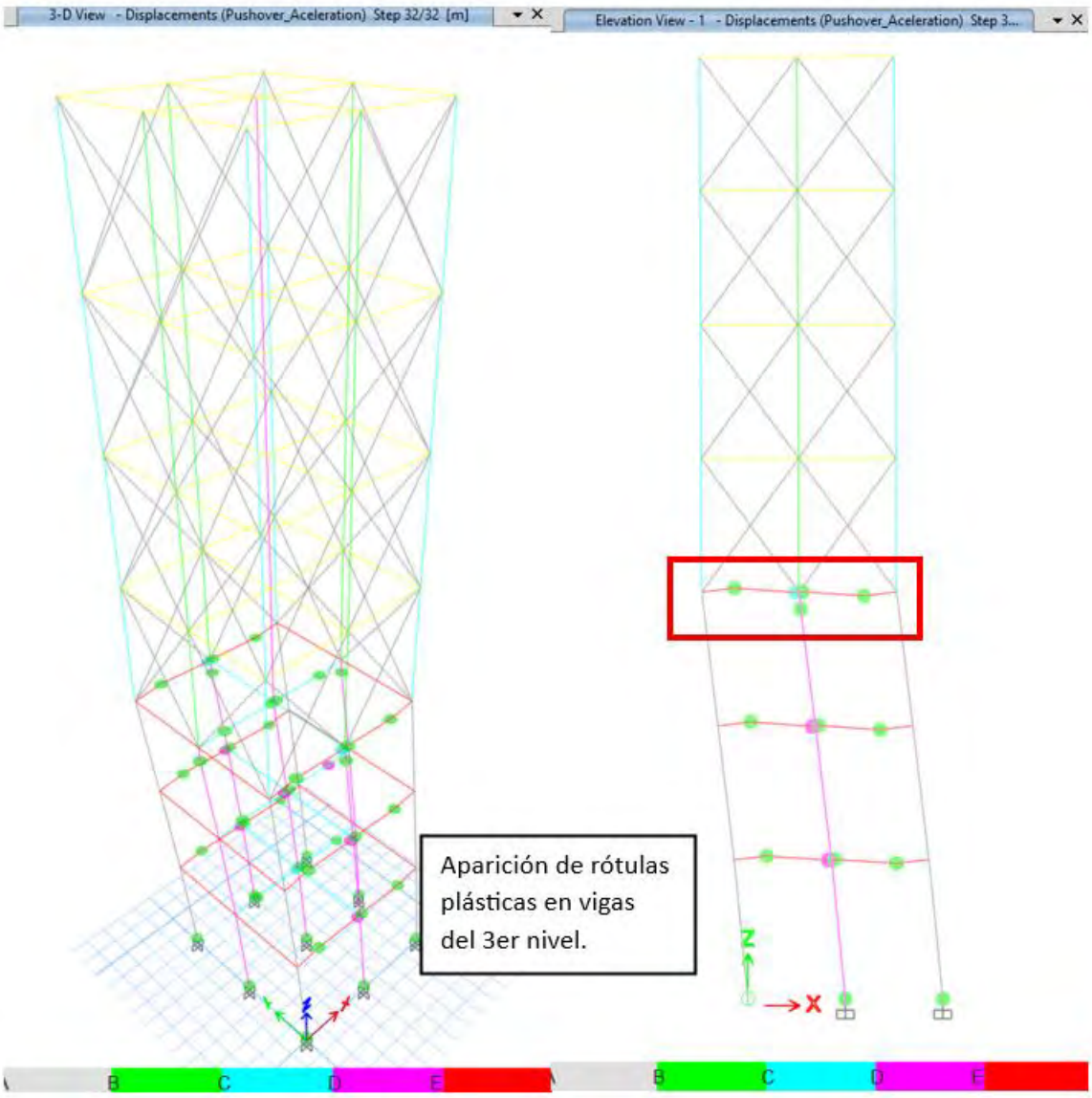
Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 60.- Paso 10 – Análisis Pushover.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 61.- Paso 21 – Análisis Pushover.

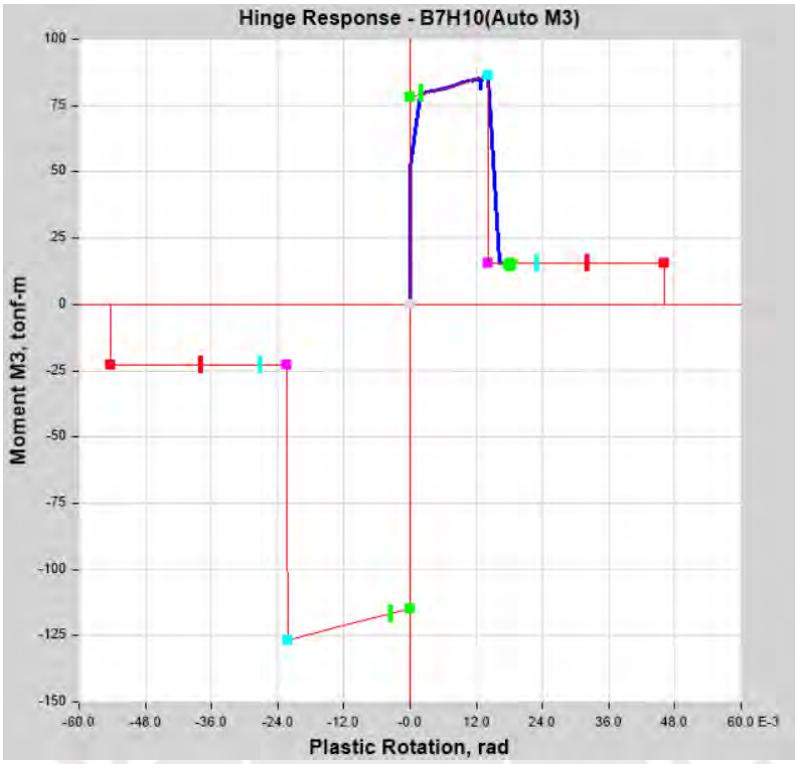


Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 62.- Paso 32 – Análisis Pushover.

La formación de las rótulas plásticas inicia en las vigas de concreto armado, tal y como se evidencia en el paso 2. A partir del paso 10, se aprecia la rotulación de las columnas perimetrales de la base. En el paso 20, las rótulas de las vigas del segundo nivel están por alcanzar su punto máximo de plastificación. Finalmente, en el paso 32 se termina el análisis.

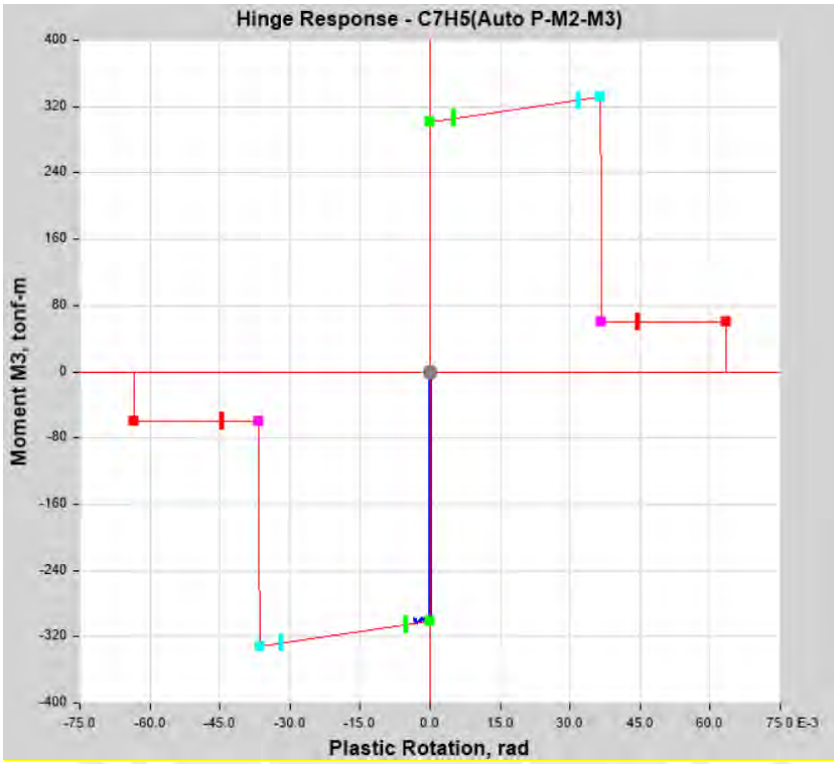
Analizando los resultados obtenidos, se puede ver la gráfica de respuesta para las rótulas más esforzadas como es el caso de las vigas perimetrales del Nivel 1.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 63.- Resultados obtenidos – Rótulas Vigas.

En la Figura 63 mostrada se aprecia como la rótula B7H10 perteneciente a la viga perimetral del Nivel 1 comienza un comportamiento elástico (Punto Verde a Cyan), al terminar su comportamiento lineal, el elemento entra a fluencia y alcanza su capacidad máxima (Punto Cyan). A partir de este punto el elemento va a presentar un daño significativo y empezará a perder resistencia de manera progresiva (Punto Magenta a Rojo). Como se puede apreciar el elemento no llega a alcanzar el colapso (Punto Rojo), por lo que logra la función de disipar energía sin comprometer la integridad estructural.



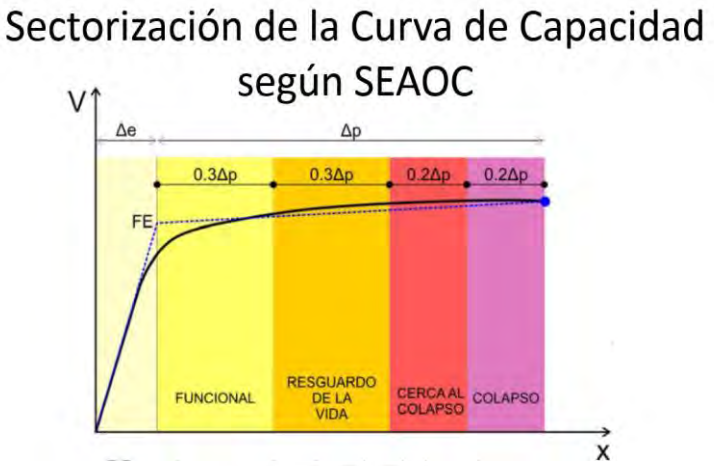
Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 64.- Resultados obtenidos – Rótulas Columnas.

Siguiendo la metodología planteada para las vigas, se aprecia como la rótula C7H5 perteneciente a la columna del Nivel 1, ante el análisis "Pushover", solo se comporta en el rango lineal. Esto infiere que el elemento proyectado es un elemento con mayor rigidez estructural y poca ductilidad, impidiendo que incursione en el rango inelástico. Esto refuerza el principio "Columna Fuerte – Viga Débil" en sistemas aporticados, permitiendo asegurar la integridad del sistema ante un evento sísmico dotándole de ductilidad a través de la plastificación de las vigas.

4.2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO

Para poder comprender el nivel de desempeño de una estructura emplearemos los lineamientos establecidos en el Comité VISION 2000 establecido por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). Para ello el comité plantea una sectorización de la curva de capacidad en donde se construye una representación bilineal. El final del rango elástico es delimitado por el punto de Fluencia Efectiva (FE), posterior a ello se da la incursión en el rango inelástico. Los desplazamientos registrados durante este estado servirán para determinar los límites de los sectores: Operativo, Funcional, Resguardo de la vida, Cerca al colapso y Colapso.

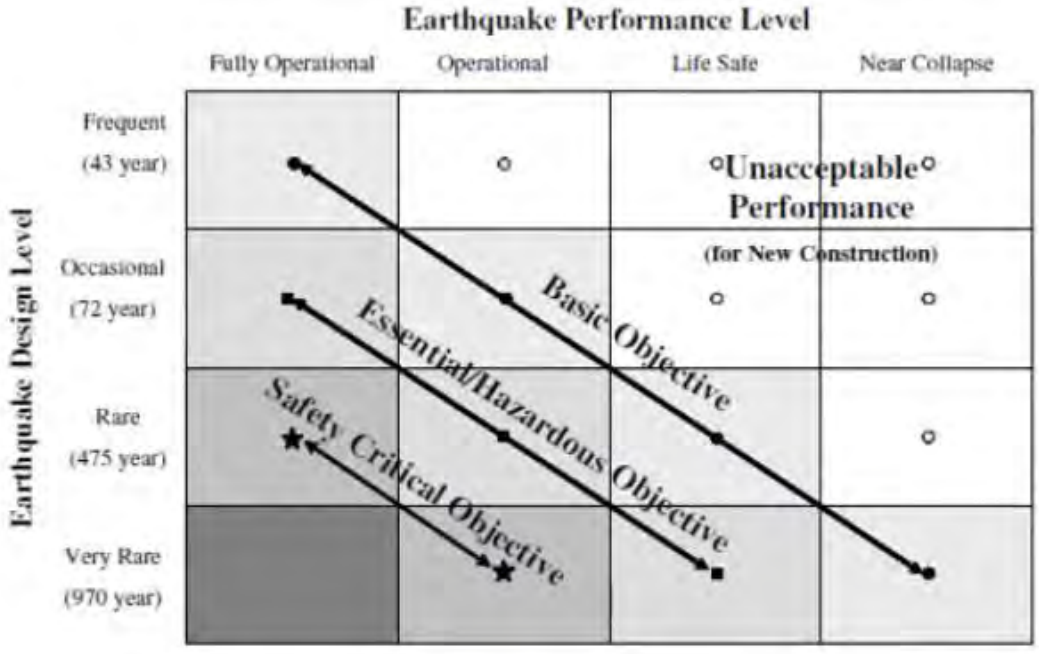


Fuente: Adaptado de SEAOC Comité Visión 2000

Figura 65.- Sectorización de curva de capacidad.

Adicionalmente el ASCE 41-17, apoyado en los lineamientos del SEAOC plantea objetivos con la finalidad de evaluar el desempeño ante la incidencia de sismos:

- Frecuente (Tiempo retorno: 43 años)
- Ocasional (Tiempo retorno: 72 años)
- Raro (Tiempo retorno: 475 años)
- Muy Raro (Tiempo retorno: 970 años)



Fuente: Adaptado ASCE 41-17

Figura 66.- Objetivos de desempeño.

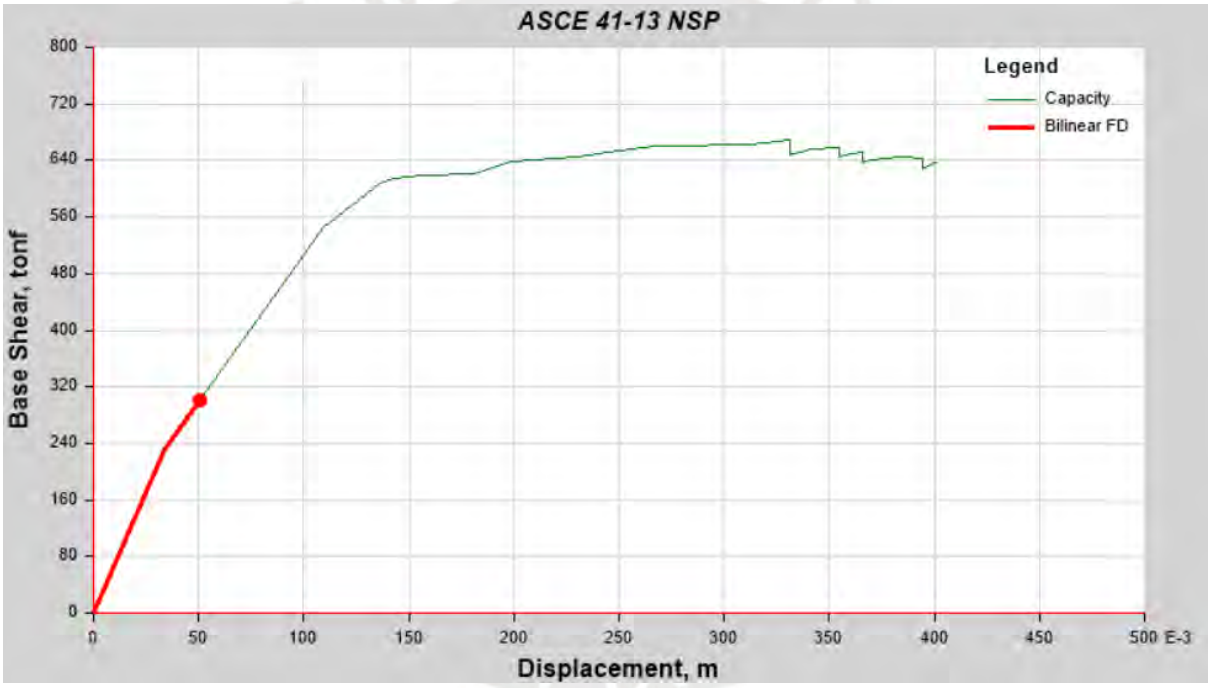
La estructura mixta proyectada se cataloga como un “objetivo básico” por tanto debe cumplir con las recomendaciones establecidas en la Figura 65. Se escala el sismo de diseño de acuerdo a los factores de conversión recomendados por el Comité Visión 2000.

Sismo	Factor de Conversión
Frecuente	0.38
Ocasional	0.50
Raro	1
Muy Raro	1.30

Fuente: Comité Visión 2000

Tabla 21.- Factores de escalamiento para sismos de análisis

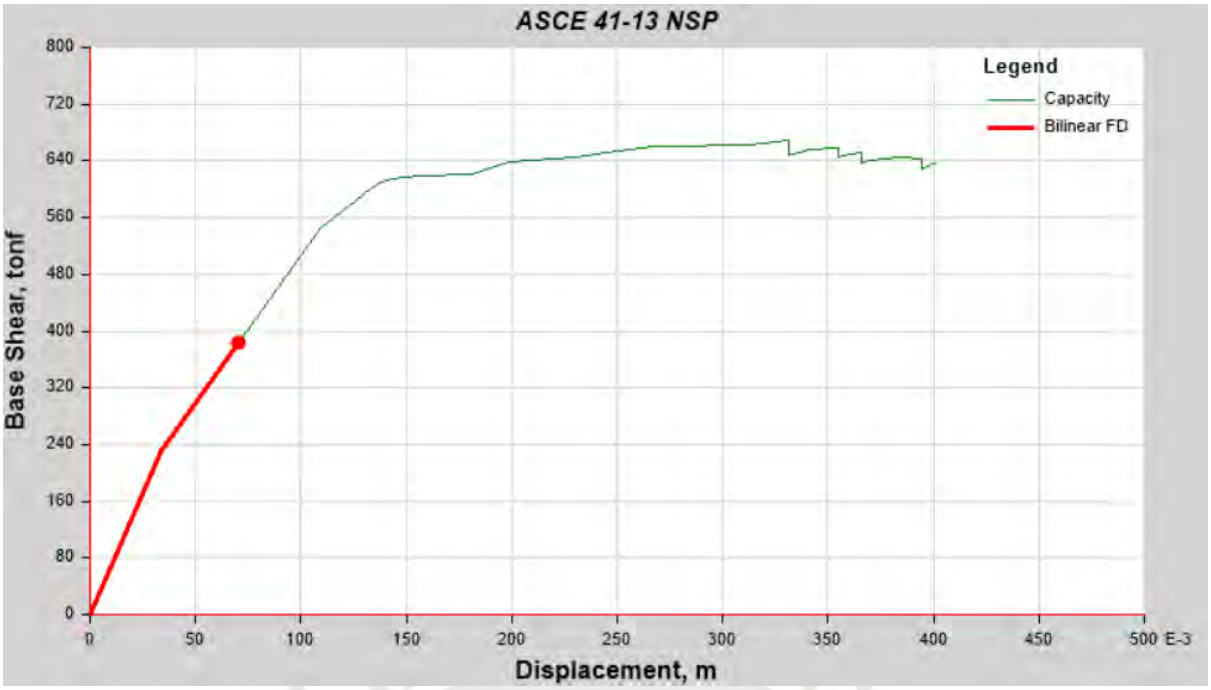
A través del software ETABS se obtienen los puntos de desempeño bajo la metodología del ASCE 41-13.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 67.- Punto de desempeño para sismo frecuente.

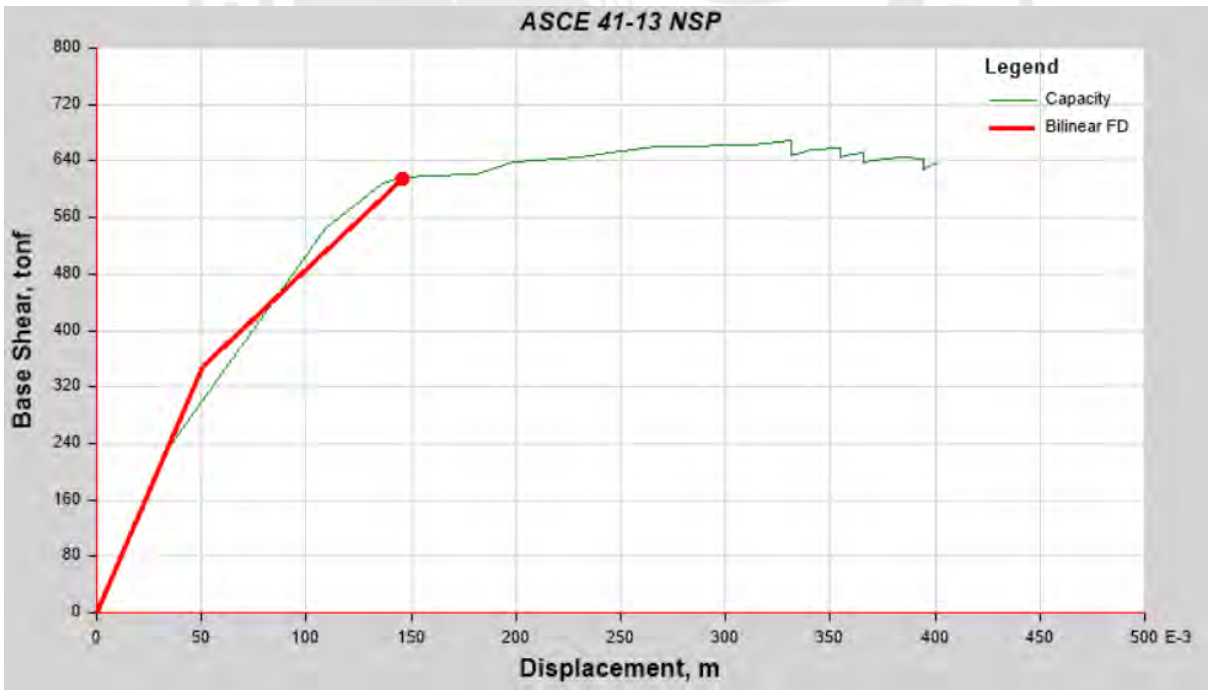
Se ubica el punto de desempeño con una cortante basal de 302 tonf y un desplazamiento de 0.05m. Se aprecia que el valor obtenido se encuentra dentro del rango elástico de la estructura.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 68.- Punto de desempeño para sismo ocasional.

Se ubica el punto de desempeño con una cortante basal de 383 tonf y un desplazamiento de 0.07m.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 69.- Punto de desempeño para sismo raro.

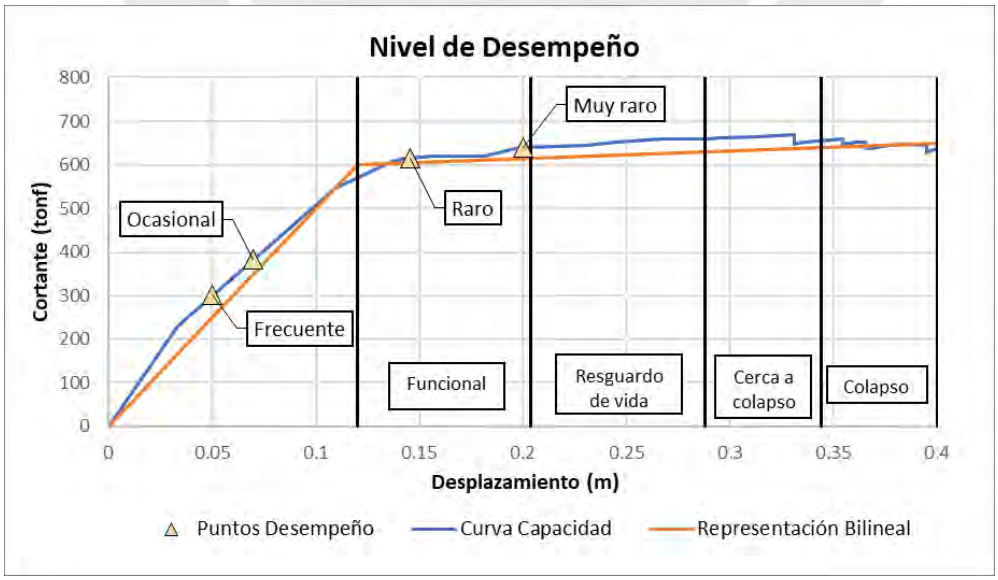
Se ubica el punto de desempeño con una cortante basal de 615 tonf y un desplazamiento de 0.15m.

Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 70.- Punto de desempeño para sismo muy raro.

Se ubica el punto de desempeño con una cortante basal de 640 tonf y un desplazamiento de 0.20m.

Finalmente, con la información recopilada se muestra el nivel de desempeño sísmico según la esquematización planteada por el Comité Visión 2000.



Fuente: Software ETABS 22.5

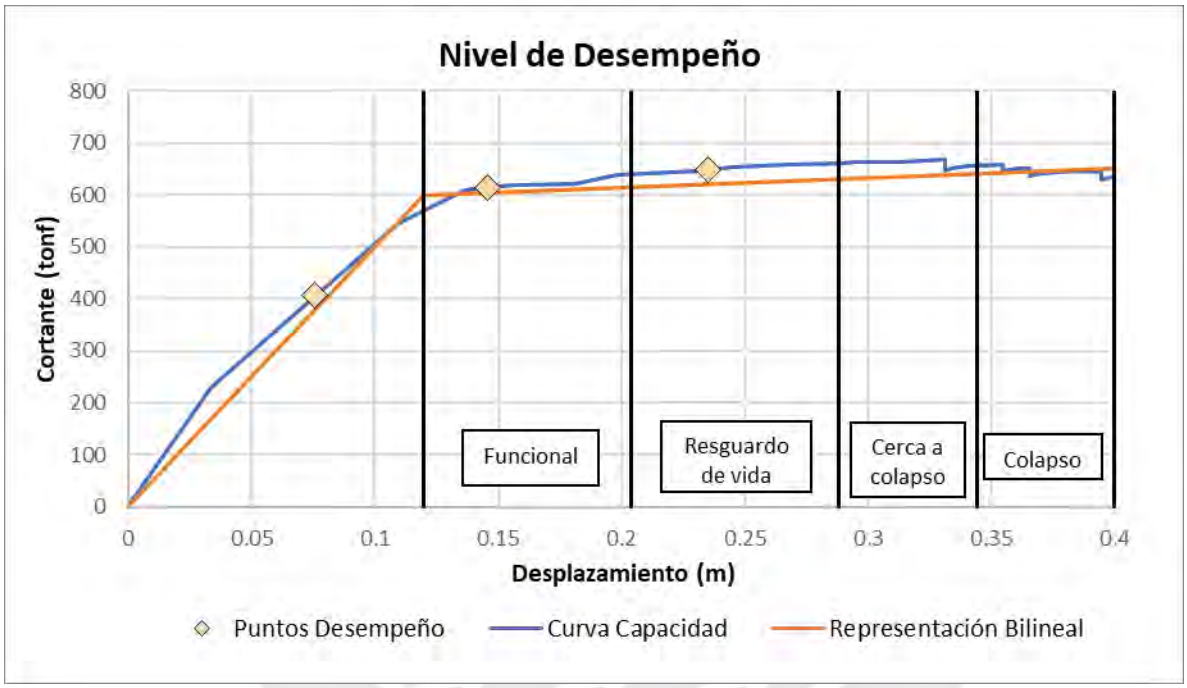
Figura 71.- Nivel de Desempeño Visión 2000.

El desempeño obtenido se encuentra dentro de las recomendaciones planteadas por el ASCE 41-17.

Siguiendo el mismo procedimiento se determina el nivel de desempeño según el ATC-40

Según esta metodología se establecen tres sismos de diseño:

- Servicio (Tiempo retorno: 50 años)
- Diseño (Tiempo retorno: 500 años)
- Máximo (Tiempo retorno: 950 años)



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 72.- Nivel de Desempeño ATC-40.

El desempeño obtenido se encuentra dentro de las recomendaciones planteadas por el ATC-40.

A través de la representación bilineal de la curva capacidad se pueden obtener los siguientes valores de sobreresistencia y ductilidad:

$$\Omega = \frac{V_{inelástico}}{V_{elástico}} = \frac{670tonf}{580\ tonf} = 1.16$$

$$\mu = \frac{x_{inelástico}}{x_{elástico}} = \frac{0.40m}{0.10m} = 4$$

Finalmente, con ello se puede asumir los factores de reducción por sobreresistencia y ductilidad

$$R_\Omega = \Omega = 1.16$$

$$R_\mu = \mu = 4$$

El factor de reducción queda definido por la multiplicación de los factores de reducción por sobreresistencia y ductilidad, pudiendo estimar un factor R teórico:

$$R = R_\Omega R_\mu \approx 5$$

Durante el análisis sísmico se empleó un valor de R de 6, por lo que el valor asumido se encuentra dentro del rango estimado.

5. REVISIÓN POR DESEMPEÑO DEL EDIFICIO CONCRETO ARMADO

5.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

En este apartado se detalla el procedimiento definido para la obtención de la curva de capacidad de la edificación de concreto armado a través de un análisis “Pushover” con la finalidad de determinar el nivel de desempeño sísmico.

5.1.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES

A. CONCRETO

Se siguen los mismos lineamientos establecidos en acápites anteriores.

B. ACERO DE REFUERZO

Se siguen los mismos lineamientos establecidos en acápites anteriores.

5.1.2 MÉTODO PUSHOVER

Se siguen los mismos lineamientos establecidos en acápites anteriores.

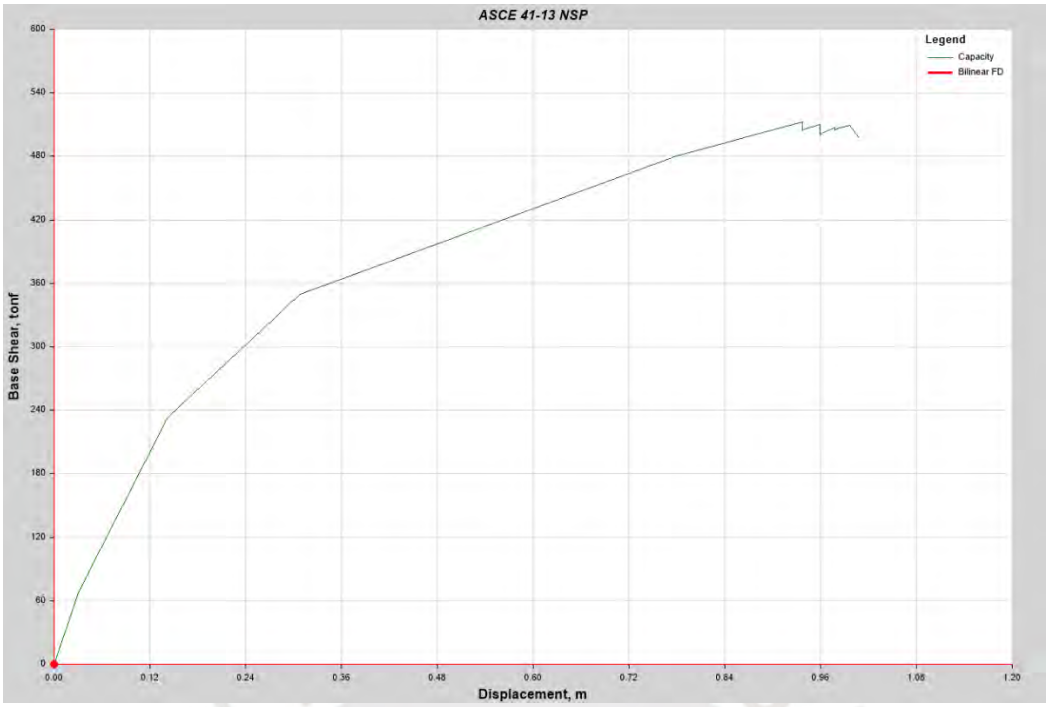
5.1.3 RÓTULAS PLÁSTICAS

Se siguen los mismos lineamientos establecidos en acápites anteriores.

5.2 RESULTADOS DE LA EVALUACION DEL EDIFICIO DE CONCRETO

5.2.1 CURVA DE CAPACIDAD

Con el análisis “Pushover” terminado, se obtiene la curva de capacidad de la estructura.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 73. Curva Capacidad – Edificación Concreto Armado

Esta curva permite representar la evolución de la cortante basal con respecto al desplazamiento del sistema (Punto de control ubicado en el último nivel) antes de llegar al colapso.

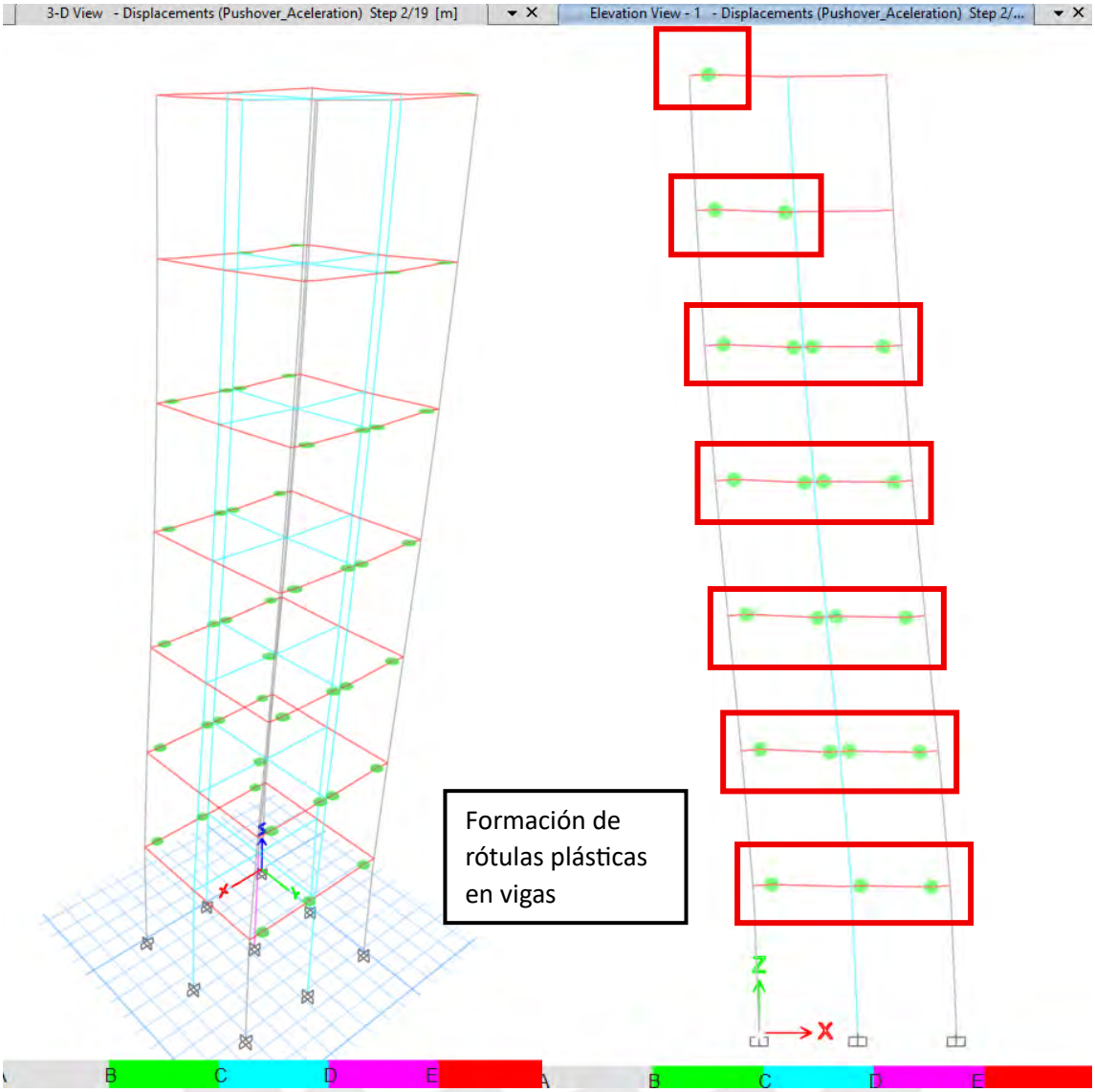
Step	Monitored Displacement m	Base Force tonf
1	0.03	67.52
5	0.94	512.42
10	0.96	502.68
15	1.01	498.07
19	1.01	498.47

Fuente: Software ETABS 22.5

Tabla 22.- Resultados obtenidos del Análisis “Pushover”

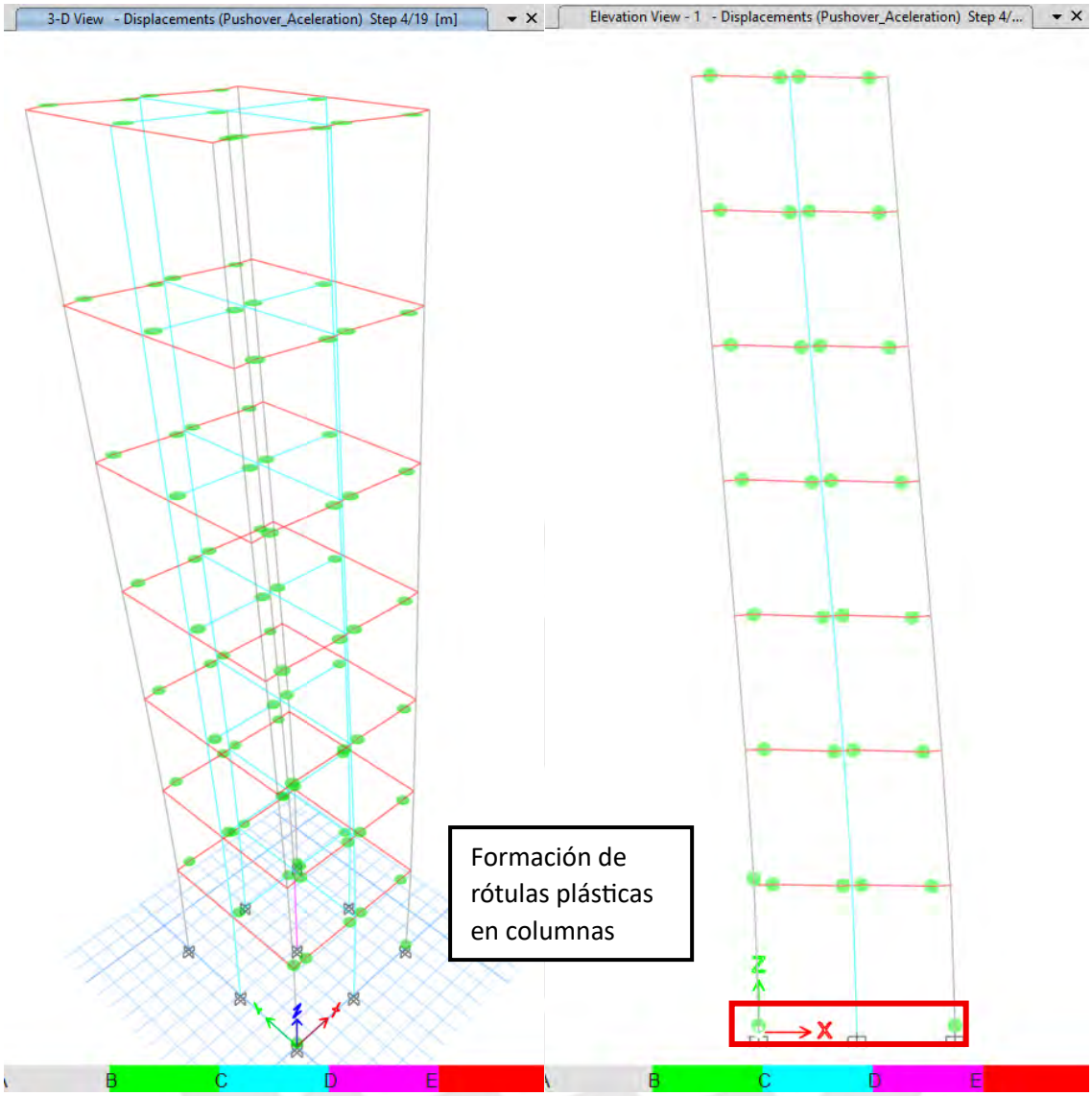
De la Figura 73, se puede inferir que la estructura se comporta linealmente hasta alcanzar un desplazamiento de aproximadamente 310mm con una cortante basal de 349 tonf. Posterior a ello, incursiona en el rango inelástico logrando obtener un desplazamiento final de 1000 mm con una cortante máxima basal de 498tonf antes de terminar el análisis.

Para evidenciar el mecanismo de falla del sistema se muestra los pasos obtenidos por el programa.



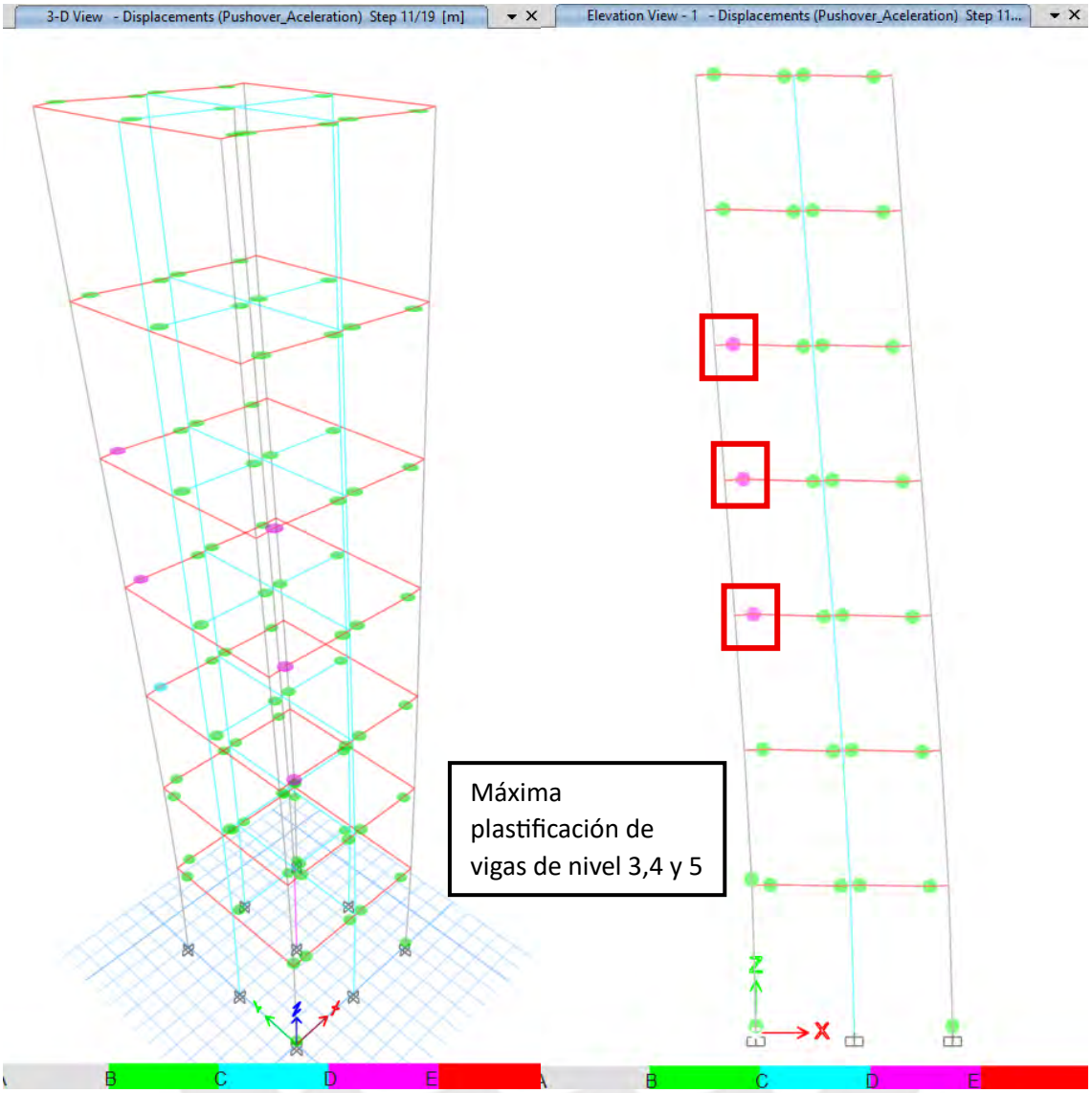
Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 74. Paso 2 – Análisis Pushover



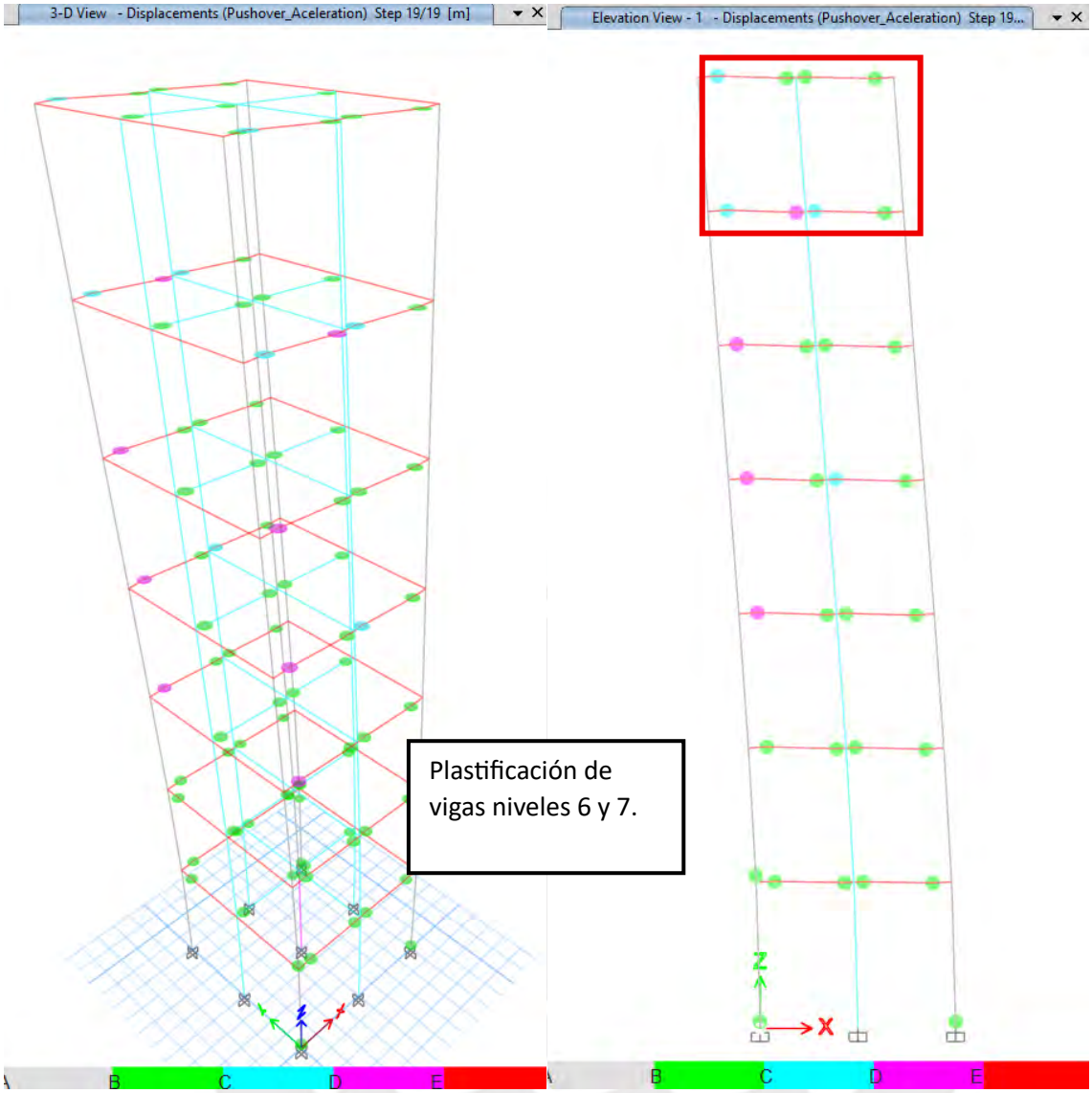
Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 75. Paso 4 – Análisis Pushover



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 76. Paso 11 – Análisis Pushover

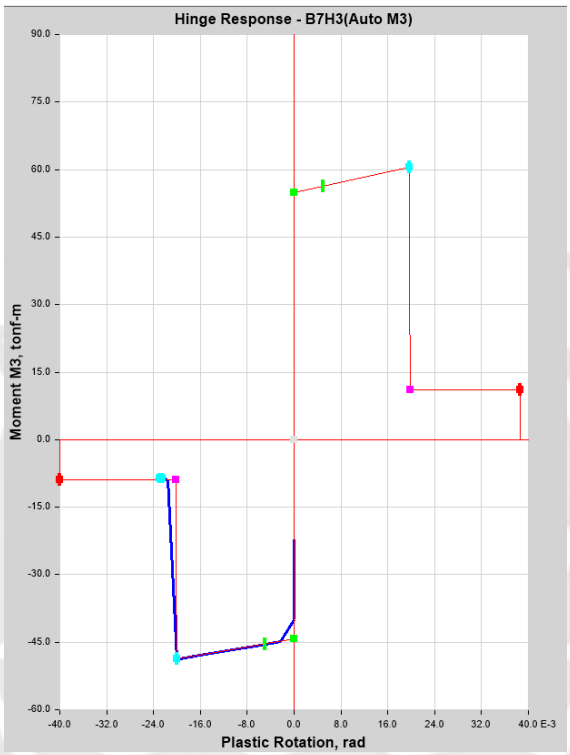


Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 77. Paso 19 – Análisis Pushover

En el paso 2 del análisis se puede apreciar la formación de rotulas plásticas en las vigas de todos los niveles de la estructura. A partir del paso 4 empieza la rotulación de las columnas y placas. En el paso 11, las vigas de los niveles 3, 4 y 5 alcanzan mayores valores de plastificación. Finalmente, el análisis termina en el paso 19 con la plastificación de las vigas de los últimos niveles.

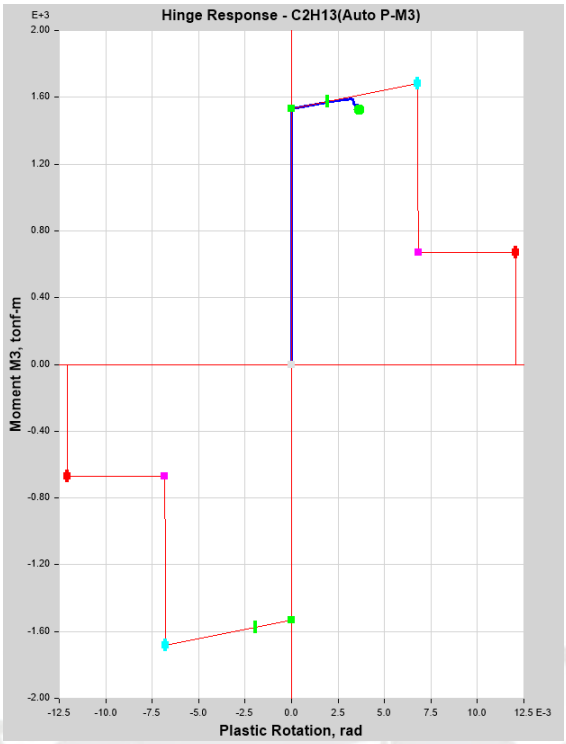
Analizando los resultados obtenidos, se puede ver la gráfica de respuesta para las rótulas más esforzadas como es el caso de las vigas perimetrales del Nivel 4.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 78. Resultados obtenidos – Rótulas Vigas

En la Figura 78 mostrada, se aprecia como la rótula B7H3 perteneciente a la viga perimetral del Nivel 4 al terminar el análisis ha plastificado y entrado en el rango no lineal, sin superar el límite máximo de la rótula.



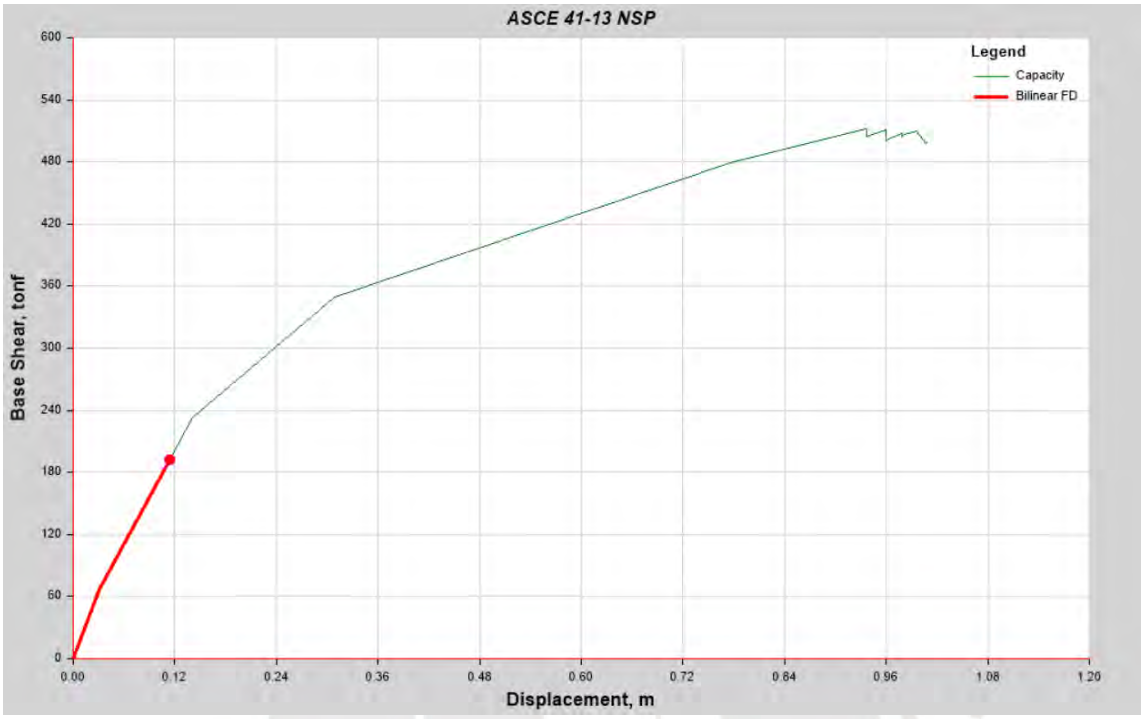
Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 79. Resultados obtenidos – Rótulas Columnas

Por otro lado, en la Figura 79 la rótula C2H13 ha incursionado en el rango no lineal y se evidencia un inicio de plastificación. Esto demuestra un comportamiento más rígido de las columnas frente a las vigas.

5.2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO

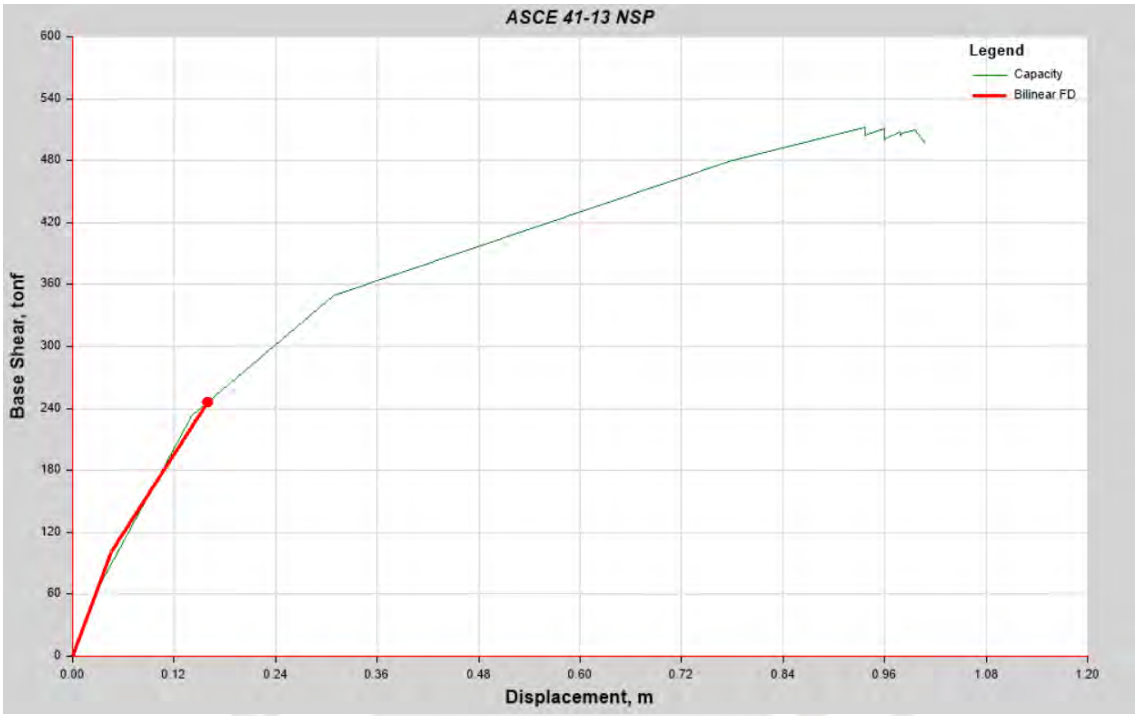
A través del software ETABS se obtienen los puntos de desempeño bajo la metodología del ASCE 41-13.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 80. Punto de desempeño para sismo frecuente

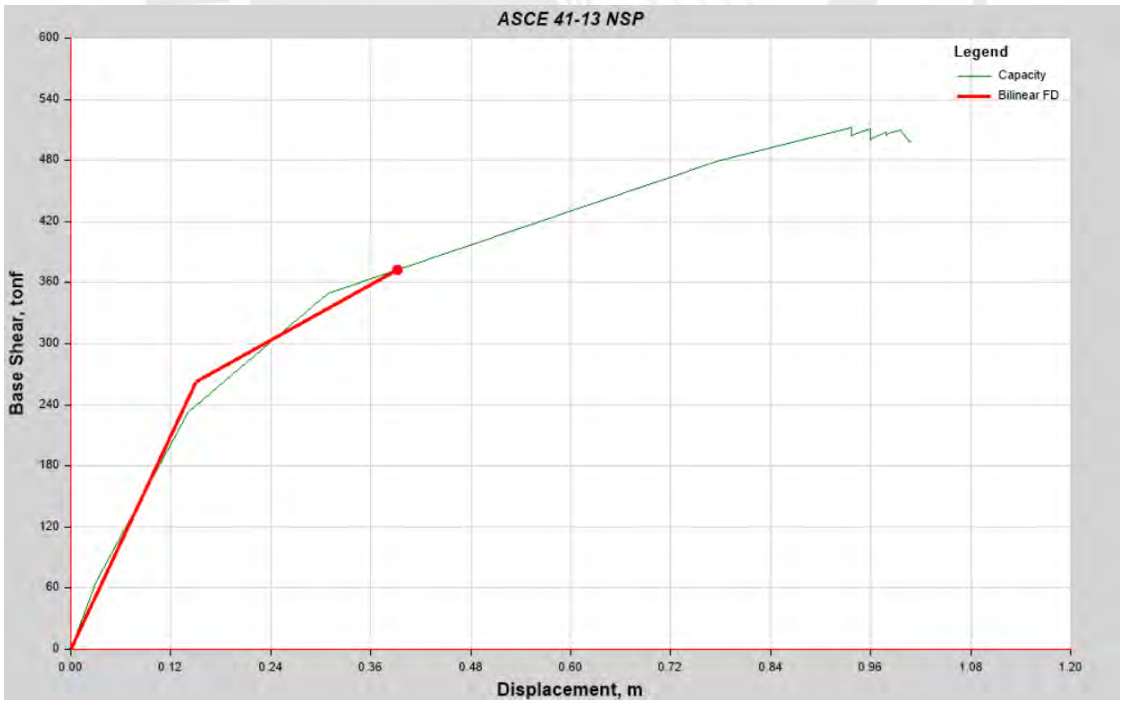
Se ubica el punto de desempeño con una cortante basal de 192 tonf y un desplazamiento de 0.11m. Se aprecia que el valor obtenido se encuentra dentro del rango elástico de la estructura.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 81. Punto de desempeño para ocasional

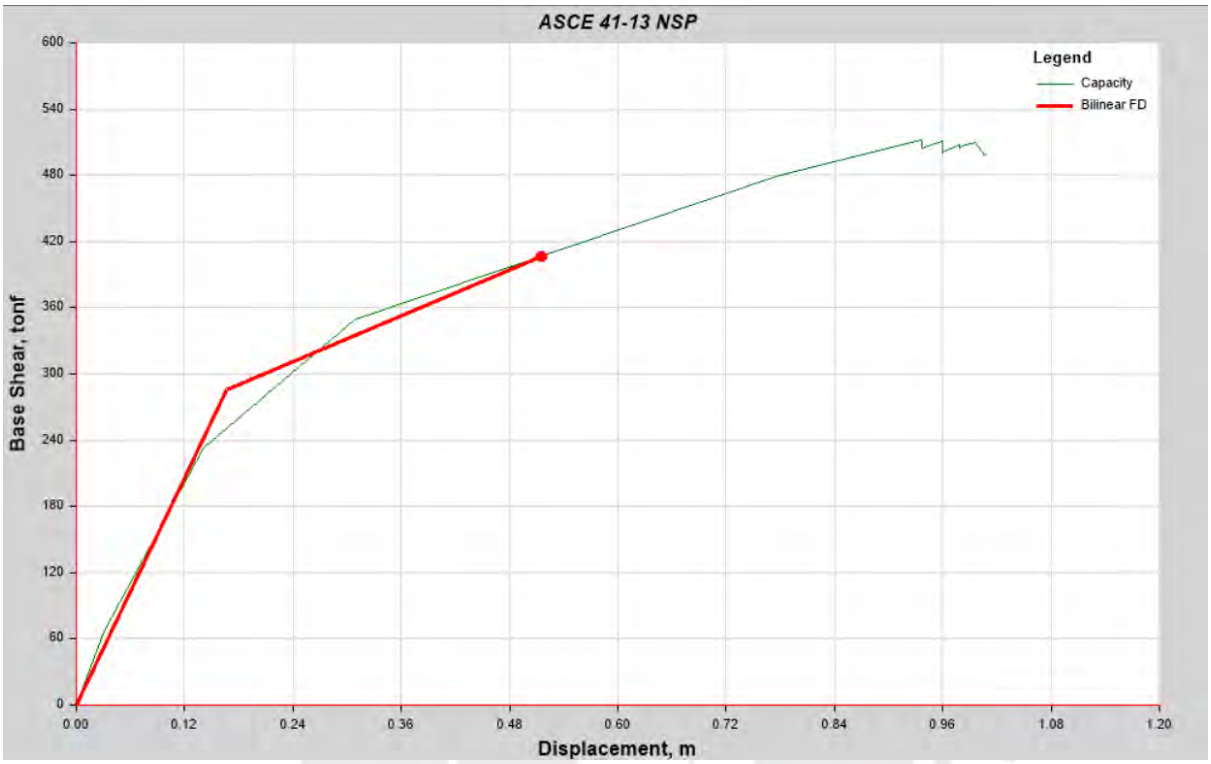
Se ubica el punto de desempeño con una cortante basal de 246 tonf y un desplazamiento de 0.16m.



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 82. Punto de desempeño para sismo raro

Se ubica el punto de desempeño con una cortante basal de 372 tonf y un desplazamiento de 0.39m.

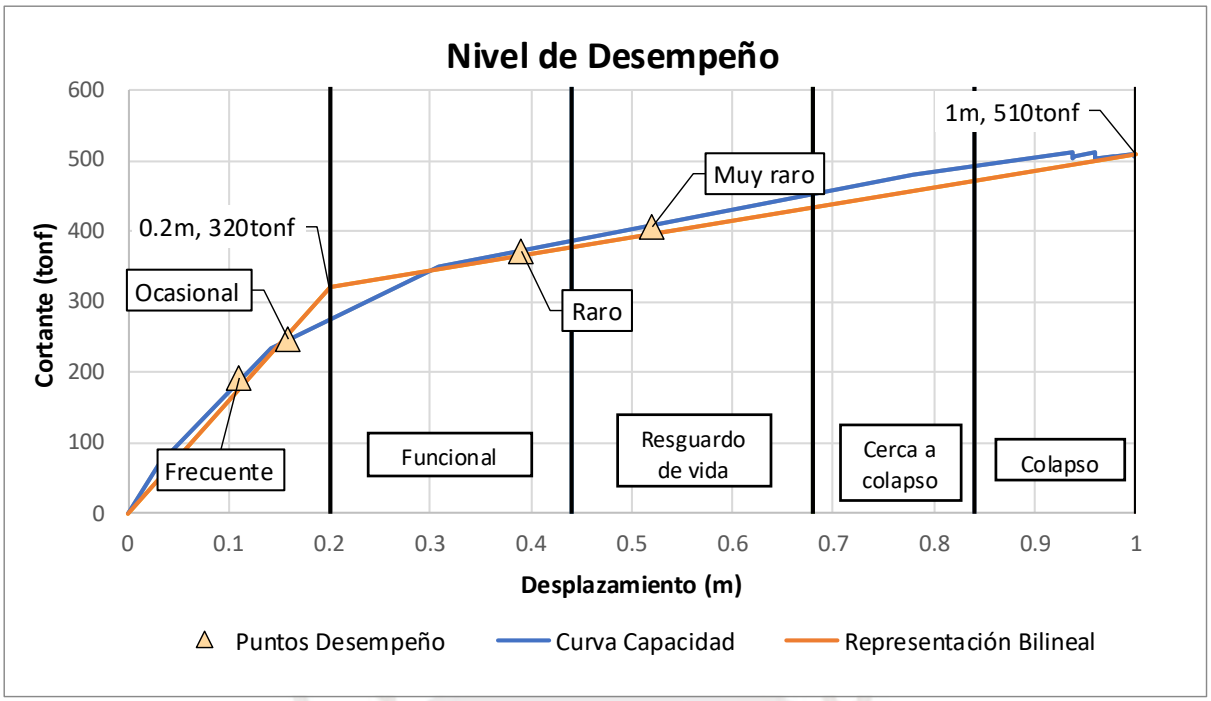


Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 83. Punto de desempeño para sismo muy raro

Se ubica el punto de desempeño con una cortante basal de 407 tonf y un desplazamiento de 0.52m.

Finalmente, con la información recopilada se muestra el nivel de desempeño sísmico según la esquematización planteada por el Comité Visión 2000.

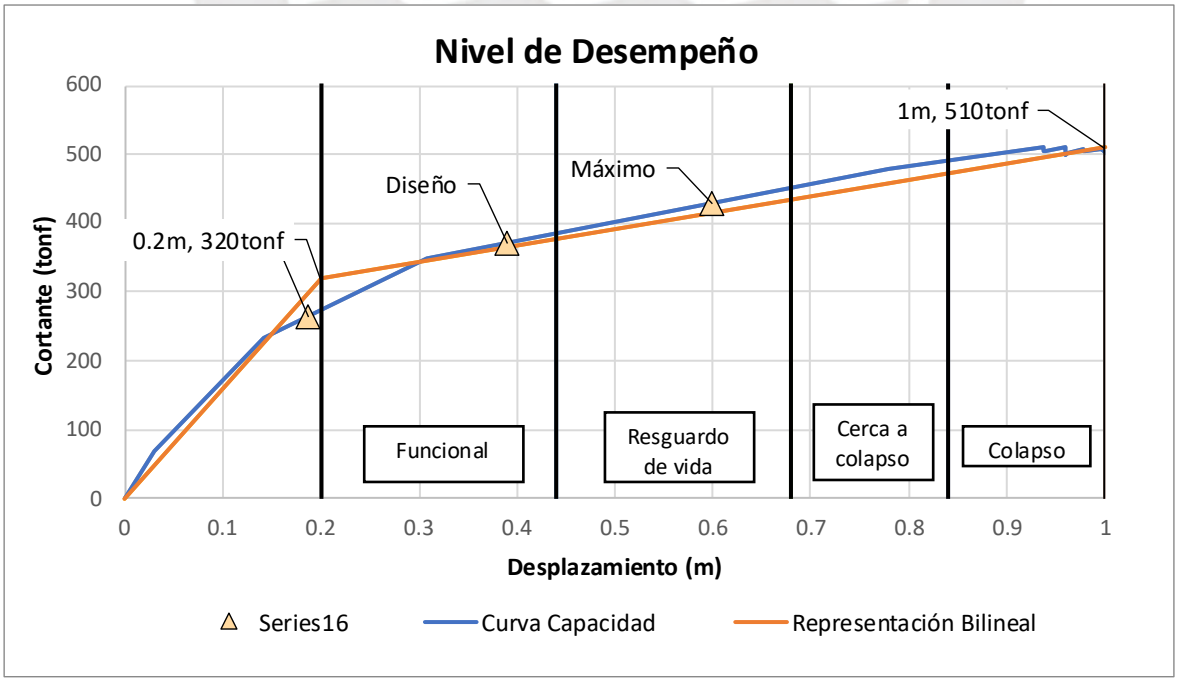


Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 84. Nivel de Desempeño Visión 2000

El desempeño obtenido se encuentra dentro de las recomendaciones planteadas por el ASCE 41-17.

Siguiendo el mismo procedimiento se determina el nivel de desempeño según el ATC-40



Fuente: Software ETABS 22.5

Figura 85. Nivel de Desempeño ATC-40

El desempeño obtenido se encuentra dentro de las recomendaciones planteadas por el ATC-40.

A través de la representación bilineal de la curva capacidad se pueden obtener los siguientes valores de sobreresistencia y ductilidad:

$$\Omega = \frac{V_{inelástico}}{V_{elástico}} = \frac{510tonf}{320\ tonf} = 1.59$$

$$\mu = \frac{x_{inelástico}}{x_{elástico}} = \frac{1.00}{0.20m} = 5$$

Finalmente, con ello se pueden asumir los factores de reducción por sobreresistencia y ductilidad

$$R_\Omega = \Omega = 1.59$$

$$R_\mu = \mu = 5$$

El factor de reducción queda definido por la multiplicación de los factores de reducción por sobreresistencia y ductilidad, pudiendo estimar un factor R teórico:

$$R = R_\Omega R_\mu \approx 8$$

El valor obtenido de R se asemeja al valor establecido para pórticos en la normativa E.030.

6. CONCLUSIONES

6.1 DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

6.1.1 Para sismos ocasionales y frecuentes el edificio híbrido se mantiene en el rango elástico sin incursión aún en el rango inelástico.

6.1.2 Para sismo raro y muy raro el edificio híbrido incursiona en el rango inelástico, pero se mantiene en un nivel de desempeño funcional. En el caso del sismo muy raro llega muy cerca al nivel de desempeño de resguardo de la vida.

6.1.3 Se aprecia que el cortante estático según reglamento peruano es de 189 tonf y el cortante para sismo raro según el Pushover es de 615 tonf, es decir este valor es del orden del triple del cortante según reglamento. Esto indica que en realidad el edificio es sensiblemente más resistente que lo que se estima según la norma. Esta situación se podría explicar porque el Pushover considera las propiedades no lineales de los materiales y la redistribución de fuerzas en el caso de un sismo.

6.1.4 Según el análisis la rotulación del edificio híbrido ocurre primero en los elementos de concreto armado y posteriormente se da el inicio de plastificación de columnas de acero. Se podría establecer que la zona más vulnerable en un edificio de este tipo es la de concreto armado. Esto también se puede explicar porque las distorsiones en la zona de concreto armado evaluadas en el análisis modal según la norma son del orden de 0.005 y en la zona de acero estructural de 0.001, es decir en la zona de concreto armado se acercan más al límite normativo en tanto que en la zona de acero están bastante lejos del límite normativo. Esto es así en tanto la estructura de acero sea arriostrada, si se tratase de una estructura aporticada es probable que las distorsiones aumenten sustancialmente.

6.1.5 De acuerdo a los resultados del Pushover el desplazamiento en azotea del edificio híbrido para sismo raro es de 0.15m, sin embargo, el desplazamiento inelástico que se calcula según el reglamento peruano es de 0.20m. Esto nos indica que la norma estaría siendo un tanto conservadora en la estimación del desplazamiento inelástico. De acuerdo al Pushover el colapso se da para desplazamiento de azotea de 0.35m aproximadamente, que es bastante mayor al desplazamiento máximo que se estima según el reglamento peruano.

6.1.6 Como objetivo de desempeño se considera que el edificio híbrido cumple adecuadamente, ya que logra incursionar en el rango inelástico, pero no se excede del nivel de desempeño funcional para un sismo raro, que es el que se emplea en el

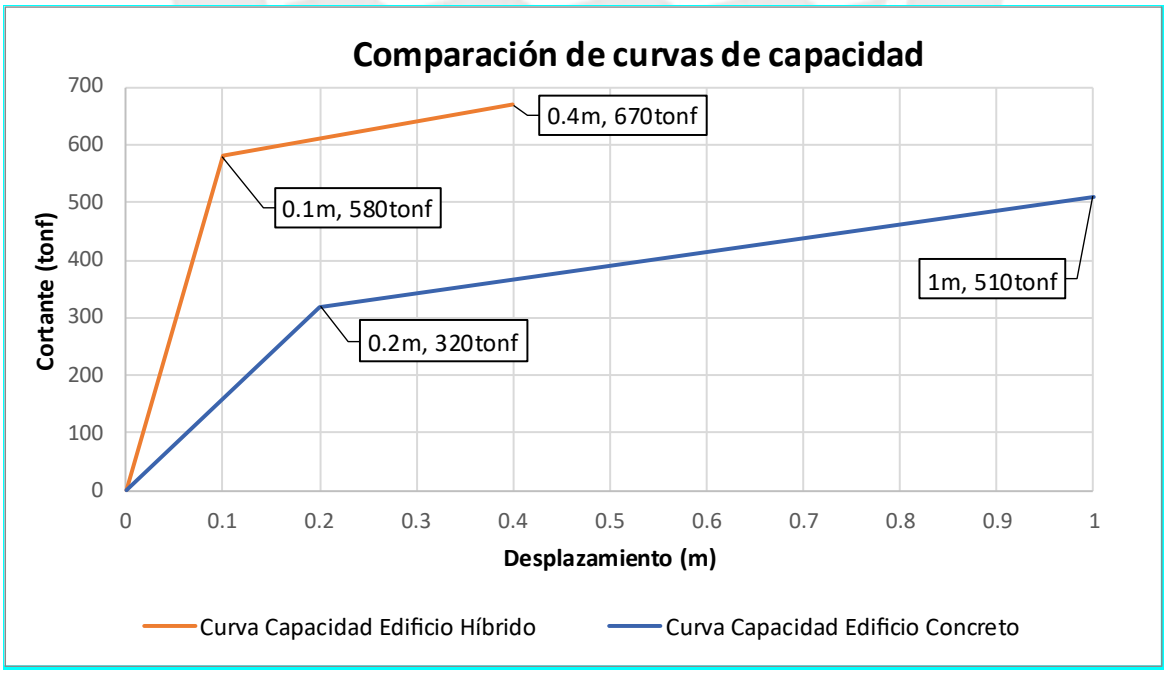
reglamento peruano para dimensionar las estructuras que se desea que cumplan una vida útil de 50 años.

6.1.7 En base al estudio desarrollado se puede indicar que la estructura híbrida analizada presenta un desempeño adecuado, cumpliendo con las recomendaciones establecidas por el Comité Visión 2000 ante la incidencia de un sismo ocasional, frecuente, raro y muy raro para un edificación de uso común.

6.1.8 La curva de capacidad del edificio hibrido presenta una sobreresistencia con valor de 1.16 y una ductilidad con valor de 4. De lo mencionado, se obtiene un valor aproximado de reducción R de 5, el cual se encuentra dentro del rango asumido según normativa E030 para pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (R=6)

6.1.9 La edificación de concreto armado cumple con los objetivos de desempeño recomendados por los lineamientos del Comité Visión 2000.

6.1.10 Al comparar ambas curvas de capacidades se aprecia que el sistema híbrido posee una pendiente más pronunciada en el estado lineal, esto se traduce a una mayor rigidez en el rango elástico (K=5,800tonf/m). Por otro lado, la edificación de concreto armado presenta menor rigidez inicial (K=1,600tonf/m), lo que representa un 72% menos que el sistema hibrido.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 86. Comparación curva capacidad de ambos sistemas

6.1.11 En el rango no lineal, la edificación hibrida alcanza una rigidez de K=300tonf/m mientras que la edificación de concreto K=237.5 tonf/m, lo que representa un 20% menos que el sistema híbrido.

6.1.12 Se infiere que el sistema hibrido por efectos del arriostramiento de los niveles superiores logra controlar los desplazamientos e incrementa el valor de cortante basal resistido.

6.1.13 Al comparar los desempeños obtenidos, para un sismo frecuente y ocasional ambos sistemas se comportan en el rango lineal y los niveles de desempeño son similares.

6.1.14 Para un sismo Raro, se obtienen los siguientes resultados

Parámetro	Edificación Híbrida	Edificación Concreto Armado
Desempeño estructural	Funcional	Funcional
Desplazamiento Desempeño (m)	0.15	0.39
Desplazamiento Colapso (m)	0.40	1.00
Margen al Colapso (%)	63%	61%
Energía Disipada (tonf.m)	59	98

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 23. Análisis comparativo de desempeño ante un sismo raro.

De la Tabla 23, se aprecia que ambos sistemas tienen márgenes al colapso similares, siendo superior la edificación híbrida por tan solo 2%. Sin embargo, la energía disipada en la edificación de concreto armado es 40% más que de la edificación híbrida.

6.1.15 Si se realiza el mismo análisis con respecto a los límites de desempeño del rango funcional se obtiene:

Parámetro	Edificación Híbrida	Edificación Concreto Armado
Desempeño estructural	Funcional	Funcional
Límite Inferior (m)	0.10	0.20
Límite Superior (m)	0.19	0.44
Desplazamiento Desempeño (m)	0.15	0.39
Posición relativa (%)	51%	79%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 24. Análisis comparativo según rango funcional ante un sismo raro.

Según esta tabla, se aprecia que la posición relativa con respecto a los límites del rango “funcional” de la edificación de concreto armado es mayor a la de la edificación híbrida. Esto conlleva a que la estructura híbrida se encuentra más lejana del límite del rango funcional por lo que, presenta mejor desempeño estructural frente a la edificación de concreto armado.

6.1.16 Para un sismo Muy Raro, se obtienen los siguientes resultados

Parámetro	Edificación Híbrida	Edificación Concreto Armado
Desempeño estructural	Resguardo de Vida	Resguardo de Vida
Desplazamiento Desempeño (m)	0.20	0.52
Desplazamiento Colapso (m)	0.40	1.00
Margen al Colapso (%)	50%	48%
Energía Disipada (tonf.m)	90	148

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 25. Análisis comparativo de desempeño ante un sismo muy raro.

De la tabla precedente, se aprecia que ambos sistemas tienen márgenes al colapso similares, siendo superior la edificación híbrida por tan solo 2%. Sin embargo, la energía disipada en la edificación de concreto armado es 39% más que de la edificación híbrida.

6.1.17 Si se realiza el mismo análisis con respecto a los límites de desempeño del rango resguardo de vida se obtiene:

Parámetro	Edificación Híbrida	Edificación Concreto Armado
Desempeño estructural	Resguardo de Vida	Resguardo de Vida
Límite Inferior (m)	0.19	0.44
Límite Superior (m)	0.28	0.68
Desplazamiento Desempeño (m)	0.20	0.52
Posición relativa (%)	11%	33%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 26. Análisis comparativo según rango resguardo de vida ante un sismo muy raro.

Según esta tabla, se aprecia que la posición relativa con respecto a los límites del rango “resguardo de vida” de la edificación de concreto armado es mayor a la de la

edificación híbrida. Esto conlleva a que la estructura híbrida se encuentra más lejana del límite del rango resguardo de vida por lo que, presenta mejor desempeño estructural frente a la edificación de concreto armado.

6.2 CONEXIÓN ACERO A CONCRETO

6.2.1 La guía de diseño 1 del AISC brinda la metodología para el diseño de las planchas base y los pernos de anclaje, así como para el diseño de las llaves de corte. En el caso de las verificaciones del concreto en el capítulo 17 del ACI 318 se encuentra la metodología para estas verificaciones y reforzamientos en caso sea necesario.

6.2.2 En el caso del edificio en estudio se dio una situación particular: los anclajes de las esquinas estuvieron sometidos a fuerzas altas de corte y extracción mientras que el anclaje de la columna central estuvo sometido a cargas muy altas de compresión. El resto de los anclajes de las columnas centrales en cada cara del edificio las demandas fueron menores e intermedias entre axiales y cortantes. En ninguno de los anclajes se dieron demandas en flexión a considerar lo cual simplifica el análisis y diseño.

6.2.3 También se pudo apreciar que el uso de llaves de corte simplifica el diseño ya que las demandas de fuerza cortante se manejan en la parte central del apoyo con estas llave y los pernos se diseñan solo a demandas por cargas de extracción.

6.3 REVISIÓN DE NORMAS DE DISEÑO

6.3.1 Las normas peruanas y europeas revisadas no incluyen la tipología del edificio híbrido en altura, solo entregan tipologías específicas según cada material.

6.3.2 La norma ASCE 7 sí entrega una metodología de análisis y diseño de edificios híbridos en altura y establece una serie de requisitos e instrucciones. Sin embargo, el planteamiento es general.

6.3.3 Se podría establecer una tipología normativa más específica para edificios híbridos como el estudiado en esta tesis dado que los resultados obtenidos muestran que podría ser una forma de construcción de utilidad para la industria.

6.3.4 La norma peruana actualmente no incluye aún una metodología detallada para el diseño de las conexiones del acero al concreto. Se podría entonces establecer las metodologías de diseño en las normas específicas de forma concordante con el estado del arte en nuestro país.

7. REFERENCIAS

1. Aguiar, R. (2003). Análisis sísmico por desempeño. CEINCI-ESPE, Sangolquí – Ecuador.
2. Instituto Geofísico del Perú (2020). Informe Técnico 004-2020/IGP Análisis y evaluación de los patrones de sismicidad y escenarios sisimicos en el borde occidental del Perú. IGP, Lima - Perú.
3. Gao et al. (2020). Experimental study on seismic performance of a new transfer joint in the steel-concrete vertical hybrid structure. Journal of Constructional Steel Research. 174-106259.
4. Bahri et al. (2023). Numerical investigation of a novel concrete-to-steel column splice in mixed structures in height. Structures 58-105526.
5. Ugel et al. (2013). Seismic and structural response of a framed four level building with RC and steel structure designed according to current Venezuelan codes. WIT Transactions on The Built Environment, Vol 132.109-120.
6. Structural Engineers Association of California (1995). Vision 2000 a Framework for Performance Based Structural Engineering.
7. Applied Technology Council. (1996). ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.
8. ASCE 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. (2013). American Society of Civil Engineers.
9. ASCE 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. (2017). American Society of Civil Engineers.
10. CALTRANS (2010). Caltrans Seismic Design Criteria. (Section 3.2.3) California Department of Transportation