



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO

Facultad De Ingeniería y Arquitectura

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



TESIS

Evaluación comparativa de la respuesta sísmica, resistencia a la flexo-compresión de columnas de concreto armado y columnas tubulares compuestas, caso estructural Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.

Presentado por:

Farfán Coral, Gaby Alexandra
Núñez Estrada, Claudia Fernanda

Para optar al Título Profesional de
Ingeniero Civil

Asesor: Heiner Soto Florez

CUSCO

2018



DEDICATORIA

Dedicamos este trabajo de tesis a nuestros padres, como agradecimiento a su esfuerzo, amor y apoyo brindado durante nuestra formación tanto personal como profesional, por sus consejos, los cuales nos orientaron a tomar las mejores decisiones para salir adelante, gracias por darnos nuestro mejor obsequio, nuestra profesión.

También queremos dedicarles este trabajo a nuestros hermanos quienes fueron un apoyo moral en cada inconveniente que transcurrió en nuestra vida.

Claudia y Gaby



AGRADECIMIENTOS

A Dios, por ser nuestra principal guía, por darnos la fuerza necesaria para salir adelante y lograr alcanzar esta meta.

A nuestros distinguidos docentes, modelos de valor y sabiduría, que han acompañado en nuestro camino, por su desinteresada y generosa labor de transmisión del saber y su inagotable entusiasmo, que han afianzado mi formación académica

A nuestro asesor Ing. Heiner Soto Florez, por brindarnos su apoyo, dirección y por sus acertados consejos y sugerencias.

A nuestros dictaminantes, Ing. Elvis Mamani, Ing Maria Isabel e Ing William Delgado, por la revisión de cada capítulo y observaciones, sus sugerencias han hecho que este trabajo sea claro y concreto.

A nuestra prestigiosa Universidad, la cual abre las puertas a jóvenes como nosotros preparándonos para un futuro competitivo y formándonos como personas de bien.

A todos ustedes, mil gracias

Claudia y Gaby.



RESUMEN

En la presente investigación se realizó el estudio comparativo entre un sistema estructural en concreto de la edificación existente, Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco y la misma edificación en un sistema estructural en acero, compuesto por columnas tubulares compuestas, vigas I y Losas tipo deck. Para poder realizar esta comparación realizamos dos modelamientos, el primero de la estructura existente en concreto armado y el segundo de la misma estructura pero con columnas tubulares compuestas y elementos de acero. La estructura existente se divide en 6 bloques cada uno de 5 niveles. Después de un análisis de la estructura actual con ayuda del software Etabs y las Normas Técnicas Peruanas (NTP E 0.30 2016, NTP 0.60, NTP 0.20 y NTP 0.90. Se concluyó que 4 bloques tenían irregularidades y el bloque 6 tenía unas derivas de hasta 0.011 m/m lo cual es mayor a lo permitido en norma (0.007 m/m). Para poder realizar una comparación trabajamos con los mismos bloques y mantuvimos las irregularidades pero se diseñó en acero de tal manera que se redujo las derivas en el bloque 6 en acero a 0.007 m/m en un sistema estructural de acero.

Para realizar el modelamiento de la estructura con elementos compuestos y de acero fue necesario realizar cálculos previos, como el predimensionamiento y comprobación de resistencias a las cargas a las que iba a ser sometida la edificación. Al ser el acero un elemento prefabricado, se utilizaron medidas de secciones comerciales que cumplieran con las dimensiones obtenidas en los cálculos. Teniendo estos valores se pudo proceder al modelamiento.

Finalmente se realizó la comparación de los sistemas estructurales, se concluyó en que el sistema estructural de acero tiene menos peso, tiene secciones de elementos estructurales más pequeñas, las estructuras metálicas tiene desplazamientos mayores y por lo tanto las derivas son mayores pero cumplieran las derivas máximas indicados en la NTP E.030. La resistencia a flexo-compresión en las secciones tubulares compuestas a pesar de tener secciones más pequeñas siguió cumpliendo las solicitaciones de la edificación. Además se observó que en partidas como losas, columnas y vigas existe ahorro en cuanto uso de materiales, debido a la a que se obvian partidas como el encofrado.

PALABRAS CLAVES: ACERO, COLUMNAS TUBULARES COMPUESTAS, PROPIEDADES, DISEÑO, LOSA COLABORANTE, COMPARACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES, DERIVAS MAXIMAS.



ABSTRACT

In this research, a comparative study was made between a structural concrete system of the existing building, Faculty of Engineering and Architecture of the Universidad Andina of Cusco and the same building in a structural steel system, composed of composite tubular columns, beams I and deck slabs. In order to make this comparison we made two models, the first one was of the existing structure in reinforced concrete and the other one of the same structure but with composite tubular sections and steel. The existing structure is divided into 6 blocks each of 5 levels. After an analysis of the current structure with the help of the Etabs software and the Peruvian Technical Standards (NTP E 0.30 2016, NTP 0.60, NTP 0.20 and NTP 0.90) It was concluded that 4 blocks have irregularities and block 6 have drifts greater than the allowed (0.011 m / m). In order to make a comparison we worked with the same blocks and maintained the irregularities but the steel designed reduced the drift in block 6 to 0.007 in a steel structural section.

To carry out the modeling of the structure with steel and composite elements, it was necessary to carry out previous calculations, such as the pre-dimensioning and checking of resistances to the loads to which the building was been subjected. As the steel was a prefabricated element, measurements of commercial sections that met the dimensions obtained in the calculations had used. Having these values, it was possible to modeling.

Finally, the comparison of the structural systems had made, it had concluded that the structural steel system is lighter, it has smaller sections of structural elements, the metallic structures have greater displacements and therefore the drifts are bigger but they fulfilled the maximum drifts indicated in the NTP E.030. The resistance to flexo-compression in the composite tubular sections despite having smaller sections continued to meet the demands of the building. In addition, it had observed that in items such as slabs and columns there is savings in terms of labor and material use, due to the speed at which the construction process will be executed and that items such as formwork are obviated.

KEY WORDS: STEEL, COMPOSITE TUBULAR COLUMNS, PROPERTIES, DESIGN, STEEL DECK SLAB, COMPARISON BETWEEN STRUCTURAL SYSTEMS, MAXIMUM DRIFT.



INTRODUCCIÓN

En la actualidad en la ciudad del Cusco solo existen en su mayoría edificaciones en materiales tradicionales para las construcciones, como los son las columnas y vigas de concreto armado. Esto ocurre muchas veces por el desconocimiento de nuevas tecnologías y miedo a la aplicación de materiales nuevos. Este trabajo pretende comparar un sistema estructura de acero con secciones compuestas en las columnas con sistemas estructurales de concreto armado encontrados en la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco, para así poder analizar la variación en el comportamiento sísmico, resistencia a la flexo compresión, diferencias en costo a nivel de materiales en partidas estructurales y variación de dimensiones de la sección de las columnas si estas fueran tubulares compuestas en lugar de columnas de concreto armado.

Las columnas tubulares compuestas están formadas por la combinación de un perfil rectangular exterior de acero con un núcleo de concreto que, al interactuar entre ellos, potencian en gran medida las características resistentes de ambos materiales. Esta simbiosis entre los dos materiales proporciona un excelente comportamiento como conjunto en comparación a su funcionamiento de manera independiente. El perfil de acero constituye el encofrado del concreto y a su vez ejerce un efecto de confinamiento al núcleo de concreto, evitando su disgregación a carga máxima. Al mismo tiempo el concreto impide el pandeo local del tubo de acero llenando la parte hueca del mismo y dotándolo de una mayor resistencia al fuego.

Otra de las propiedades fundamentales que podrían ofrecer estas columnas sería su gran capacidad de absorción de energía, dotándolos de un comportamiento mucho más dúctil en situaciones de alta actividad sísmica. Su uso ha sido más extendido en países como Japón, Estados Unidos y China.

Todas estas ventajas: Rapidez de ejecución, alta capacidad portante, ductilidad y resistencia frente al fuego, han dado lugar a que en los últimos años se hayan construido un gran número de edificios y puentes utilizando esta tipología de columnas o pilares, como en la torre Commerzbank, que hasta el año 2005 fue el edificio más alto de Europa, las columnas del edificio se ejecutaron con perfiles de acero rellenos de concreto. El uso de perfiles tubulares rellenos de hormigón no es exclusivo de pilares en edificios en altura. Recientemente se están aprovechando sus propiedades en la construcción de puentes y, concretamente en China, es donde más se ha extendido: recientemente se han construido más de 100 puentes sobre el río



Gantse, empleando, generalmente, perfiles tubulares circulares por su excelente comportamiento frente a la acción del viento. La popularidad del sistema se debe a que el perfil metálico es capaz de soportar las acciones de montaje por sí mismo, sin necesidad de cimbra, lo que reduce drásticamente los costes y plazos de ejecución. Una vez hormigonado, el sistema resiste las acciones de servicio para el que ha sido diseñado.

A pesar de todas estas ventajas estructurales, este tipo de construcción no existe en nuestra ciudad, por lo que sentimos la necesidad de realizar un estudio de las características que tendría una edificación con elementos tubulares compuestos y compararla con una edificación de concreto armado. Para poder observar las ventajas y desventajas de la construcción compuesta y si es factible su implementación en el mercado inmobiliario.



ÍNDICE:

AGRADECIMIENTOS 3

RESUMEN 4

ABSTRACT 5

INTRODUCCIÓN 6

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 28

1.1. Identificación del problema 28

 1.1.1. Descripción del problema..... 28

 1.1.2. Formulación interrogativa del problema..... 29

1.2. Justificación e importancia de la investigación 29

 1.2.1. Justificación técnica..... 29

 1.2.2. Justificación social. 30

 1.2.3. Justificación por viabilidad..... 30

 1.2.4. Justificación por relevancia. 30

1.3. Limitaciones de la investigación 31

 1.3.1. Primera limitación 31

 1.3.2. Segunda limitación..... 32

 1.3.3. Tercera limitación..... 32

 1.3.4. Cuarta limitación..... 32

 1.3.5. Quinta limitación. 32

 1.3.6. Sexta limitación. 33

 1.3.7. Séptima limitación. 33

1.4. Objetivo de la investigación 33

 1.4.1. Objetivo general..... 33

 1.4.2. Objetivos específicos. 33

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO 36

2.1. Antecedentes de la tesis o investigación actual..... 36

 2.1.1 Antecedentes a nivel nacional. 36

 2.1.2 Antecedentes a nivel internacional..... 37

2.2. Aspectos teóricos pertinentes..... 38

 2.2.1. Comportamiento de los materiales..... 38

 2.2.2. Construcción compuesta. 47

 2.2.3. Sistema estructural utilizado en la tesis. 49

 2.2.4. Elementos estructurales de la edificación..... 53



2.2.5.	Flexo – compresión.	57
2.2.6.	Método Holzer.	58
2.2.7.	Normativa.	59
2.3.	Hipótesis.	76
2.3.1.	Hipótesis general.	76
2.3.2.	Sub hipótesis.	77
2.4.	Definición de variables	77
2.4.1.	Variables independientes.	77
2.4.2.	Variables dependientes.	77
2.4.3.	Cuadro de operacionalización de variables.	79
CAPITULO III: METODOLOGÍA		81
3.1.	Metodología de la investigación.	81
3.1.1.	Enfoque de la investigación.	81
3.1.2.	Nivel de la investigación.	81
3.1.3.	Método de investigación.	81
3.2.	Diseño de la investigación.	82
3.2.1.	Diseño metodológico.	82
3.3.	Población y muestra.	84
3.3.1.	Población.	84
3.3.2.	Muestra.	90
3.3.3.	Criterios de inclusión.	91
3.4.	Instrumentos	92
3.4.1.	Instrumentos metodológicos o instrumentos de recolección de datos.	92
3.4.2.	Instrumentos de ingeniería.	94
3.5.	Procedimientos de recolección de datos	95
3.5.1.	Revisión literaria.	95
3.6.	Procedimientos de análisis de datos	96
3.6.1.	Ubicación de la edificación FIA - UAC.	96
3.6.2.	Descripción de la estructura FIA – UAC.	97
3.6.3.	Propiedades de los materiales empleados.	98
3.6.4.	Modelo estructural de la edificación FIA – UAC.	99
3.6.5.	Evaluación sísmica cuantitativa con la norma-E.030 vigente.	100
3.6.6.	Análisis a flexo-compresión de las columnas de concreto armado.	148
3.6.7.	Facultad De Ingeniería y Arquitectura De La Universidad Andina Del Cusco con elementos compuestos y acero.	179
3.6.8.	Análisis a flexo-compresión columnas compuestas.	210



3.6.9. Análisis a flexión biaxial.....	222
3.6.10. Comparación de costos de materiales entre los dos sistemas estructurales.....	222
CAPITULO IV: RESULTADOS	225
4.1. Variación de masas entre los sistemas estructurales	225
4.2. Comparación de derivas (drifts) y desplazamientos de los diferentes bloques	226
4.3. Análisis de fuerza a compresión	251
4.4. Comparación de variación de costos	253
4.5. Variación de área	256
CAPITULO V: DISCUSIÓN.....	263
5.1. DISCUSIÓN 1:.....	263
5.2. DISCUSIÓN 2:.....	264
5.3. DISCUSIÓN 3:.....	264
5.4. DISCUSIÓN 4:.....	265
5.5. DISCUSIÓN 5:.....	267
Glosario.....	268
Conclusiones.....	274
Recomendaciones	276
Referencias	278



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2: Tabla 1.1 Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales..... 46

Tabla 3: Factores de zona 62

Tabla 4: Clasificación de los perfiles de suelo..... 63

Tabla 5: Factor de suelo "S" 63

Tabla 6: Periodos “TP” Y “TL” 64

Tabla N°7.Tabla 7: Categoría de las edificaciones y factor "u" 65

Tabla 8: Sistemas estructurales 66

Tabla 9: Irregularidades estructurales en altura 67

Tabla 10: Irregularidades estructurales en planta 68

Tabla 11: Límites para la distorsión del entrepiso 70

Tabla 11: Cuadro de operacionalización de variables 79

Tabla 12: Guías documentarias..... 92

Tabla 13: Guías observación de campo 93

Tabla 14: Cargas aplicadas en el modelamiento Bloque 1 101

Tabla 15: Cargas aplicadas en el modelamiento Bloque 2 101

Tabla 16: Cargas aplicadas en el modelamiento Bloque 3 102

Tabla 17: Cargas aplicadas en el modelamiento Bloque 4 102

Tabla 18: Cargas aplicadas en el modelamiento Bloque 5 102

Tabla 19: Cargas aplicadas en el modelamiento Bloque 6 102

Tabla 20: Peso por piso de la edificación 105

Tabla 21: Factor Z FIA-UAC 112

Tabla 22: Condiciones locales Geotécnicas..... 112

Tabla 23: Factor S FIA 112

Tabla 24: Periodos Tp y Tl FIA-UAC 112

Tabla 25: Factor C FIA-UAC 113

Tabla 26:Factor U FIA-UAC..... 113

Tabla 27: Factor Ro FIA-UAC 113

Tabla 28: Irregularidad de rigidez - Bloque 01 114

Tabla 29: Irregularidad de resistencia - Bloque 01 114

Tabla 30: Irregularidad extrema de rigidez - Bloque 01 114

Tabla 31: Irregularidad extrema de resistencia - Bloque 01 114

Tabla 32: Irregularidad de masa o peso - Bloque 01 115

Tabla 33: Irregularidad torsional - Bloque 01..... 115

Tabla 34: Irregularidad torsional extrema - Bloque 01 116

Tabla 35: Discontinuidad de diafragma - Bloque 01 116



Tabla 36: Irregularidad de sistemas no paralelos - Bloque 01 116

Tabla 37: Factor R - Bloque 01 116

Tabla 38: Irregularidad de rigidez - Bloque 02..... 117

Tabla 39: Irregularidad de resistencia - Bloque 02..... 117

Tabla 40: Irregularidad extrema de rigidez - Bloque 02..... 117

Tabla 41: Irregularidad extrema de resistencia - Bloque 02 117

Tabla 42: Irregularidad de masa o peso - Bloque 02 118

Tabla 43: Irregularidad torsional - Bloque 02..... 118

Tabla 44: Irregularidad torsional extrema - Bloque 02..... 118

Tabla 45: Irregularidad esquina entrante - Bloque 02 119

Tabla 46: Discontinuidad de diafragma - Bloque 02 119

Tabla 47: Factor R - Bloque 02 119

Tabla 48: Irregularidad de rigidez - Bloque 03..... 119

Tabla 49: Irregularidad de resistencia - Bloque 03..... 120

Tabla 50: Irregularidad extrema de rigidez - Bloque 03..... 120

Tabla 51: Irregularidad extrema de resistencia - Bloque 03 120

Tabla 52: Irregularidad de masa o peso - Bloque 03 121

Tabla 53: Irregularidad torsional - Bloque 03..... 121

Tabla 54: Irregularidad torsional extrema - Bloque 03..... 121

Tabla 55: Irregularidad de esquina entrante - Bloque 03..... 122

Tabla 56: Discontinuidad de diafragma - Bloque 03 122

Tabla 57: Factor R - Bloque 03 122

Tabla 58: Irregularidad de rigidez - Bloque 04..... 122

Tabla 59: Irregularidad de resistencia - Bloque 04..... 122

Tabla 60: Irregularidad extrema de rigidez - Bloque 04..... 123

Tabla 61: Irregularidad extrema de resistencia - Bloque 04 123

Tabla 62: Irregularidad de masa o peso - Bloque 04 123

Tabla 63: Irregularidad torsional - Bloque 04..... 124

Tabla 64: Irregularidad torsional extrema- Bloque 04..... 124

Tabla 65: Irregularidad de esquina entrante - Bloque 04..... 124

Tabla 66: Discontinuidad de diafragma - Bloque 04 124

Tabla 67: Factor R - Bloque 04 124

Tabla 68: Irregularidad de rigidez - Bloque 05..... 125

Tabla 69: Irregularidad de resistencia - Bloque 05..... 125

Tabla 70: Irregularidad extrema de rigidez - Bloque 05..... 125

Tabla 71: Irregularidad extrema de resistencia - Bloque 05 125

Tabla 72: Irregularidad de masa o peso - Bloque 05 126



Tabla 73: Irregularidad torsional - Bloque 05..... 126

Tabla 74: Irregularidad torsional extrema- Bloque 05..... 126

Tabla 75: Irregularidad de esquina entrante - Bloque 05..... 127

Tabla 76: Discontinuidad de diafragma - Bloque 05..... 127

Tabla 77: Factor R - Bloque 05 127

Tabla 78: Irregularidad de rigidez - Bloque 06..... 127

Tabla 79: Irregularidad de resistencia - Bloque 06..... 127

Tabla 80: Irregularidad extrema de rigidez - Bloque 06..... 128

Tabla 81: Irregularidad extrema de resistencia - Bloque 06..... 128

Tabla 82: Irregularidad de masa o peso - Bloque 06 128

Tabla 83: Irregularidad torsional - Bloque 06..... 128

Tabla 84: Irregularidad torsional extrema - Bloque 06..... 129

Tabla 85: Irregularidad de esquina entrante - Bloque 06..... 129

Tabla 86: Discontinuidad de diafragma - Bloque 06..... 129

Tabla 87: Factor R - Bloque 06 129

Tabla 88: Tabla resumen Factor R de la edificación en Concreto Armado 130

Tabla 89: Comparación de resultados Etabs - Hoja de cálculo..... 131

Tabla 90: Derivas con caso de carga de espectro XX máximo de resultados Etabs – Bloque 1 132

Tabla 91: Derivas con caso de carga de espectro XX máximo de resultados Etabs – Bloque 1 132

Tabla 92: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro XX - Bloque 1 133

Tabla 93: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro YY - Bloque 1 133

Tabla 94: Derivas con caso de carga de espectro xx máximo de resultados Etabs – Bloque 2 134

Tabla 95: Derivas con caso de carga de espectro yy máximo de resultados Etabs – Bloque 2 134

Tabla 96: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro XX - Bloque 2 135

Tabla 97: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro YY - Bloque 2 135

Tabla 98: Derivas con caso de carga de espectro XX máximo de resultados Etabs – Bloque 3 136

Tabla 99: Derivas con caso de carga de espectro YY máximo de resultados Etabs – Bloque 3 136

Tabla 100: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro XX - Bloque 3 137

Tabla 101: Desplazamiento máximo en centro de masa de ESPECTRO YY - Bloque 3 137

Tabla 102: Derivas con caso de carga de espectro xx máximo de resultados Etabs – Bloque 4 138

Tabla 103: Derivas con caso de carga de espectro yy máximo de resultados Etabs – Bloque 4 138

Tabla 104: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectroO XX - Bloque 4 139

Tabla 105: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro YY - Bloque 4 139

Tabla 106: Derivas con caso de carga de espectro xx máximo de resultados Etabs – Bloque 5 140

Tabla 107: Derivas con caso de carga de espectro YY máximo de resultados Etabs – Bloque 5 140

Tabla 108: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro XX - Bloque 5 141

Tabla 109: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro YY - Bloque 5 141



Tabla 110: Derivas con caso de carga de espectro XX máximo de resultados Etabs – Bloque 6 142

Tabla 111: Derivas con caso de carga de espectro YY máximo de resultados Etabs – Bloque 6 142

Tabla 112: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro XX - Bloque 6 143

Tabla 113: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro YY - Bloque 6 143

Tabla 114: Derivas de los diafragmas de piso Espectro XX - Eje X 144

Tabla 115: Derivas de los diafragmas de piso Espectro YY- Eje X 144

Tabla 116: Derivas de los diafragmas de piso Espectro YY - Eje X 145

Tabla 117: Derivas de los diafragmas de piso Espectro YY - Eje Y 145

Tabla 118: Desplazamiento máximo centro de masas Espectro XX - Eje X 146

Tabla 119: Desplazamiento máximo centro de masas Espectro XX - Eje Y 146

Tabla 120:: Desplazamiento máximo centro de masas Espectro YY - Eje X 147

Tabla 121: Desplazamiento máximo centro de masas Espectro YY - Eje Y 147

Tabla 122: Momentos y Cargas Axiales 1er piso C1 148

Tabla 123: Momentos y Cargas Axiales 2er piso C1 149

Tabla 124: Momentos y Cargas Axiales 3er piso C1 149

Tabla 125: Momentos y Cargas Axiales 4er piso C 1 149

Tabla 126: Momentos y Cargas Axiales 5er piso C1 150

Tabla 127: Momentos y Cargas Axiales COLUMNA TIPO 1 BLOQUE 3 150

Tabla 128: Momentos y Cargas Axiales 1er piso C2 152

Tabla 129: Momentos y Cargas Axiales 2do piso C2 152

Tabla 130: Momentos y Cargas Axiales 3er piso C2 152

Tabla 131: Momentos y Cargas Axiales 4to piso C2 153

Tabla 132: Momentos y Cargas Axiales 5to piso C2 153

Tabla 133: Momentos y Cargas Axiales COLUMNA TIPO 2 BLOQUE 3 153

Tabla 134: Momentos y Cargas Axiales 1er piso C3 155

Tabla 135: Momentos y Cargas Axiales 2do piso C3 155

Tabla 136: Momentos y Cargas Axiales 3er piso C3 155

Tabla 137: Momentos y Cargas Axiales 4to piso C3 156

Tabla 138: Momentos y Cargas Axiales 5to piso C3 156

Tabla 139: Momentos y Cargas Axiales COLUMNA TIPO 3 BLOQUE 4 156

Tabla 140: Momentos y Cargas Axiales 1er piso C4 158

Tabla 141: Momentos y Cargas Axiales 2do piso C4 158

Tabla 142: Momentos y Cargas Axiales 3er piso C4 158

Tabla 143: Momentos y Cargas Axiales 4 y 5to piso C4 159

Tabla 144: Momentos y Cargas Axiales COLUMNA TIPO 3 BLOQUE 1 159

Tabla 145: Momentos y Cargas Axiales 1er piso C5 161

Tabla 146: Momentos y Cargas Axiales 2do piso C5 161



Tabla 147: Momentos y Cargas Axiales 3er piso C5 161

Tabla 148: Momentos y Cargas Axiales 4to y 5to piso C5 162

Tabla 149: Momentos y Cargas Axiales COLUMNA TIPO 5 BLOQUE 1..... 162

Tabla 150: Momentos y Cargas Axiales 1er piso C6 164

Tabla 151: Momentos y Cargas Axiales 2do piso C6..... 164

Tabla 152: Momentos y Cargas Axiales 3er piso C6 164

Tabla 153: Momentos y Cargas Axiales 4to y 5to piso C6 165

Tabla 154: Momentos y Cargas Axiales COLUMNA TIPO 6 BLOQUE 4..... 165

Tabla 155: Momentos y Cargas Axiales 1er piso C7 167

Tabla 156: Momentos y Cargas Axiales 2do piso C7..... 167

Tabla 157: Momentos y Cargas Axiales 3er piso C7 167

Tabla 158: Momentos y Cargas Axiales 4to piso C7 168

Tabla 159: Momentos y Cargas Axiales COLUMNA TIPO 7 BLOQUE 2..... 168

Tabla 160: Momentos y Cargas Axiales 1er piso C8 170

Tabla 161: Momentos y Cargas Axiales COLUMNA TIPO 8 BLOQUE 1..... 170

Tabla 162: Momentos y Cargas Axiales 1er piso C9 172

Tabla 163: Momentos y Cargas Axiales COLUMNA TIPO 9 BLOQUE 1..... 172

Tabla 164: Momentos y Cargas Axiales 1er piso C10 174

Tabla 165: Momentos y Cargas Axiales COLUMNA TIPO 10 BLOQUE 1..... 174

Tabla 166: Momentos y Cargas Axiales 1er piso C11 176

Tabla 167: Momentos y Cargas Axiales 2DO piso C11..... 176

Tabla 168: Momentos y Cargas Axiales 3er piso C11 176

Tabla 169: Momentos y Cargas Axiales 4TO Y 5TO piso C11 177

Tabla 170: Momentos y Cargas Axiales COLUMNA TIPO 11 BLOQUE 3 :..... 177

Tabla 171: Cargas vivas y muertas Bloque 1..... 181

Tabla 172: Cargas vivas y muertas Bloque 2..... 182

Tabla 173: Cargas vivas y muertas Bloque 3..... 182

Tabla 174: Cargas vivas y muertas Bloque 4..... 182

Tabla 175: Cargas vivas y muertas Bloque 5..... 182

Tabla 176: Cargas vivas y muertas Bloque 6..... 183

Tabla 177: Peso por piso de la edificación de acero..... 184

Tabla 178: Factor R segun sistema estructural 191

Tabla 179: Derivas con caso de carga de ESPECTRO XX máximo de resultados Etabs – Bloque 1
..... 194

Tabla 180: Derivas con caso de carga de espectro YY máximo de resultados Etabs – Bloque 1 194

Tabla 181: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro XX - Bloque 1 195

Tabla 182: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro YY - Bloque 1 195



Tabla 183: Derivas con caso de carga de espectro XX máximo de resultados Etabs – Bloque 2 196

Tabla 184: Derivas con caso de carga de espectro YY máximo de resultados Etabs – Bloque 2 196

Tabla 185: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro XX - Bloque 2 197

Tabla 186: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro YY - BLOQUE 2 197

Tabla 187: Derivas con caso de carga de espectro XX máximo de resultados Etabs – Bloque 3 198

Tabla 188: Derivas con caso de carga de espectro yy máximo de resultados Etabs – Bloque 3 198

Tabla 189: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro XX - Bloque 3: 199

Tabla 190: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro YY - Bloque 3 199

Tabla 191: Derivas con caso de carga de espectro XX máximo de resultados Etabs – Bloque 4 200

tabla 192: derivas con caso de carga de espectro YY máximo de resultados Etabs – Bloque 4..... 200

Tabla 193: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro XX - Bloque 4 201

Tabla 194: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro YY - Bloque 4 201

Tabla 195: Derivas con caso de carga de espectro XX máximo de resultados Etabs – Bloque 5 202

Tabla 196: Derivas con caso de carga de espectro YY máximo de resultados Etabs – Bloque 5 202

Tabla 197: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro XX - Bloque 5 203

Tabla 198: Desplazamiento máximo en centro de masa de espectro YY - Bloque 5 203

Tabla 199: Derivas con caso de carga de espectro XX máximo de resultados Etabs – Bloque 6 204

Tabla 200: Derivas con caso de carga de espectro YY máximo de resultados Etabs – Bloque 6 204

Tabla 201: Desplazamiento máximo en centro de masa de ESPECTRO XX - Bloque 6 205

Tabla 202: Desplazamiento máximo en centro de masa de ESPECTRO YY - Bloque 205

Tabla 203: Derivas de los diafragmas de piso Espectro XX - EJE X..... 206

Tabla 204: Derivas de los diafragmas de piso Espectro YY - EJE X..... 206

Tabla 205: Derivas de los diafragmas de piso Espectro XX - EJE Y..... 207

Tabla 206: Derivas de los diafragmas de piso Espectro YY - EJE Y..... 207

Tabla 207: Desplazamiento máximo centro de masas Espectro XX - Eje X..... 208

Tabla 208: Desplazamiento máximo centro de masas Espectro YY - Eje X..... 208

Tabla 209: Desplazamiento máximo centro de masas Espectro XX - Eje Y..... 209

Tabla 210 Desplazamiento máximo centro de masas Espectro YY - Eje Y..... 209

Tabla 211: Momentos y Cargas Axiales C 14X10 BLOQUE 1 210

Tabla 212: Momentos y Cargas Axiales C 14X14 BLOQUE 2 212

Tabla 213: Momentos y Cargas Axiales C 18X18 BLOQUE 3 214

Tabla 214: Momentos y Cargas Axiales C 14X14 BLOQUE 4 216

Tabla 215: Momentos y Cargas Axiales C 14X14 BLOQUE 5 218

Tabla 216: Momentos y Cargas Axiales C 18X18 BLOQUE 6 220

Tabla 217: Costos en concreto y en acero 223

Tabla 218: Masas por bloque de cada piso 225

Tabla 219: Diferencia entre masas de estructura de concreto y masas de estructura de acero 226



Tabla 220: Resistencia de los elementos estructurales 251

Tabla 221: Presupuesto de partidas estructurales - materiales..... 256

Tabla 222: Áreas de las columnas estudiadas de concreto armado **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla 223: Áreas de las columnas estudiadas en secciones tubulares **¡Error! Marcador no definido.**

Tabla 224: Masa y rigidez Pórtico G - Bloque 02 286

Tabla 225: Modo 1 de vibración - Bloque 02, pórtico G..... 286

Tabla 226: Modo 02 de vibración - Bloque 02, pórtico G..... 287

Tabla 227: Modo 03 de vibración - Bloque 02, pórtico G..... 287

Tabla 228: Modo 04 de vibración - Bloque 02, pórtico G..... 287

Tabla 229: Modo 05 de vibración - Bloque 02, pórtico G..... 287

Tabla 230: Datos para la gráfica del diagrama de pseudodesplazamientos 288

Tabla 231: Propiedades del suelo de cimentación 294

Tabla 232: Esfuerzo admisible según el tipo de cimentación..... 294

Tabla 233: Dimensiones de columnas compuestas..... 296

Tabla 234: Factores de forma 300

Tabla 235: Dimensiones de vigas 322

Tabla 236: Capacidad de carga de losas losas según calibre y altura..... 337

Tabla 237: Propiedades del concreto $f_c=210$ kg/cm² en losas tipo deck..... 338

Tabla 238: Cubicación y cargas de peso propio 338



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Facultad de Ingeniería y Arquitectura UAC-Cusco 31

Figura 2: Curva de tensión - deformación de varias clases de concreto..... 39

Figura 3: evaluación del proceso de falla del concreto..... 39

Figura 4: Deformación volumétrica del concreto 40

Figura 5: Proceso de conformado en caliente de perfiles tubulares..... 41

Figura 6: Proceso de conformado en frío de perfiles tubulares 42

Figura 7: El proceso de fabricación de perfiles tubulares de acero conformados en frío posterior tratamiento de alivio de tensiones para obtener un perfil con las características mecánicas propias de un perfil conformado en caliente. 42

Figura 8: Diagrama de esfuerzo-deformación característico de un acero estructural dulce o con bajo contenido de carbono a temperatura ambiente..... 45

Figura 9: Vista lateral de la deformada por pandeo local de un tubo (a) sin relleno y (b) compuesto relleno de concreto..... 47

Figura 10: Colocación de pernos soldados 49

Figura 11: Sistema aporticado y diagrama de esfuerzos de corte 50

Figura 12: Pórtico sin arriostramiento. 51

Figura 13: Pórtico arriostrado concéntricamente 52

Figura 14: Pórtico Arriostrado Excéntricamente 52

Figura 15: Zapata corrida..... 53

Figura 16: Sección transversal y longitudinal en vigas doble T 55

Figura 17: Sección de viga y losa colaborante..... 56

Figura 18: Curva Típica de interacción. 57

Figura 19: Mapa de zonificación sísmica 62

Figura 20: Como actúa el coeficiente R_0 66

Figura 21: Curva típica con los momentos resistentes nominales. 76

Figura 22: Sectorización de bloque de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura 84

Figura 23: Modelado en planta Bloque 1- FIA 85

Figura 24: Modelado en elevación Bloque 1- FIA 85

Figura 25: Modelado en planta Bloque 2- FIA 86

Figura 26: Modelado en elevación Bloque 2- FIA 86

Figura 27: Modelado en planta Bloque 3- FIA 87

Figura 28: Modelado en elevación Bloque 3- FIA 87

Figura 29: Modelado en planta Bloque 4- FIA 88

Figura 30: Modelado en elevación Bloque 4- FIA 88

Figura 31: Modelado en planta Bloque 5- FIA 89



Figura 32: Modelado en elevación Bloque 5- FIA 89

Figura 33: Modelado en elevación Bloque 6- FIA 90

Figura 34: Modelado en planta Bloque 6- FIA 90

Figura 35: Contrastación de dimensiones de principales elementos estructurales en campo 96

Figura 36: Elevación Frontal Sur FIA- UAC..... 98

Figura 37: Elevación lateral este FIA-UAC..... 98

Figura 38: Sobrecarga (CARGA VIVA) aplicada a la losa del segundo nivel del bloque 2 “Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la universidad Andina del Cusco” 103

Figura 39: Carga permanente (CARGA MUERTA) aplicada a la losa del segundo nivel del bloque 2 “Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la universidad Andina del Cusco” 103

Figura 40: Combinaciones de carga para el diseño de los bloques de la “Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la universidad Andina del Cusco” 104

Figura 41: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 1 PERIODO 0.327 106

Figura 42: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 2 PERIODO 0.276 106

Figura 43: Modos fundamentales de vibración MODO ROTACIONAL - MODO 3 PERIODO 0.092 106

Figura 44: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 1 PERIODO 0.24 107

Figura 45: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 2 PERIODO 0.33 107

Figura 46: Modos fundamentales de vibración MODO ROTACIONAL - MODO 3 PERIODO 0.095 107

Figura 47: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 1 PERIODO 0.44 108

Figura 48: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 2 PERIODO 0.34 108

Figura 49: Modos fundamentales de vibración MODO ROTACIONAL - MODO 3 PERIODO 0.28 108

Figura 50: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 1 PERIODO 0.36 109

Figura 51: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 2 PERIODO 0.34 109

Figura 52: Modos fundamentales de vibración MODO ROTACIONAL - MODO 3 PERIODO 0.25 109



Figura 53: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 1 PERIODO 0.35 110

Figura 54: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 2 PERIODO 0.31 110

Figura 55: Modos fundamentales de vibración MODO ROTACIONAL - MODO 3 PERIODO 0.20 110

Figura 56: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 1 PERIODO 0.35 111

Figura 57: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 2 PERIODO 0.31 111

Figura 58: Modos fundamentales de vibración MODO ROTACIONAL - MODO 3 PERIODO 0.51 111

Figura 59: Espectro de pseudo-aceleracion norma E 0.30..... 130

Figura 60: Derivas en los diafragmas de piso (ESPECTRO XX) - Bloque 01..... 132

Figura 61: Derivas en los diafragmas de piso (ESPECTRO YY) - Bloque 01..... 132

Figura 62: Desplazamiento en los diafragmas de piso (ESPECTRO XX) - Bloque 01 133

Figura 63: Desplazamiento en los diafragmas de piso (ESPECTRO YY) - Bloque 01 133

Figura 64: Derivas en los diafragmas de piso (ESPECTRO XX) - Bloque 02..... 134

Figura 65: Derivas en los diafragmas de piso (ESPECTRO YY) - Bloque 02..... 134

Figura 66: Desplazamiento en los diafragmas de piso (ESPECTRO XX) – Bloque 02..... 135

Figura 67: Desplazamiento en los diafragmas de piso (ESPECTRO YY) – Bloque 02..... 135

Figura 68: Derivas en los diafragmas de piso (ESPECTRO XX) - Bloque 03..... 136

Figura 69: Derivas en los diafragmas de piso (ESPECTRO YY) - Bloque 03..... 136

Figura 70: Desplazamiento en los diafragmas de piso (espectro XX) - Bloque 03 137

Figura 71: Desplazamiento en los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 03 137

Figura 72: Derivas en los diafragmas de piso (espectro XX) - Bloque 04 138

Figura 73: Derivas en los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 04..... 138

Figura 74: Desplazamiento en los diafragmas de piso (ESPECTRO XX) - Bloque 04 139

Figura 75: Desplazamiento en los diafragmas de piso (espectro YY) - Bloque 04 139

Figura 76: Derivas en los diafragmas de piso (espectro XX) - Bloque 05 140

Figura 77: Derivas en los diafragmas de piso (ESPECTRO YY) – Bloque 05 140

Figura 78: Desplazamiento en los diafragmas de piso (ESPECTRO XX) – Bloque 05..... 141

Figura 79: Desplazamiento en los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 05 141

Figura 80: Deriva en los diafragmas de piso (ESPECTRO XX) – Bloque 06..... 142

Figura 81: Deriva en los diafragmas de piso (ESPECTRO XX) - Bloque 06 142

Figura 82: Desplazamiento en los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 06 143

Figura 83: Desplazamiento en los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 06 143



Figura 84: Diagrama de interacción de momento y carga axial c1 en eje X y Y..... 151

Figura 85: Diagrama de interacción de momento y carga axial C2 en eje X y Y..... 154

Figura 86: Diagrama de interacción de momento y carga axial C3 en eje X y Y..... 157

Figura 87: Diagrama de interacción de momento y carga axial C4 en eje X y Y..... 160

Figura 88: Diagrama de interacción de momento y carga axial C5 en eje X y Y..... 163

Figura 89: Diagrama de interacción de momento y carga axial C6 en eje X y Y..... 166

Figura 90: Diagrama de interacción de momento y carga axial C7 en eje X y Y..... 169

Figura 91: Diagrama de interacción de momento y carga axial C8 en eje X y Y..... 171

Figura 92: Diagrama de interacción de momento y carga axial C9 en eje X y Y..... 173

Figura 93: Diagrama de interacción de momento y carga axial C10 en eje X y Y..... 175

Figura 94: Diagrama de interacción de momento y carga axial C11 en eje X y Y..... 178

Figura 95: Estado de cargas definidas en el modelo matemático “Facultad de Ingeniería y
Arquitectura de la universidad Andina del Cusco” 181

Figura 96: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 1 PERIODO
0.462 185

Figura 97: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 2 PERIODO
0.313 185

Figura 98: Modos fundamentales de vibración MODO ROTACIONAL - MODO 3 PERIODO
0.1403 185

Figura 99: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 1 PERIODO
0.514 186

Figura 100: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 2 PERIODO
0.33 186

Figura 101: Modos fundamentales de vibración MODO ROTACIONAL - MODO 3 PERIODO
0.126 186

Figura 102 Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 1 PERIODO
0.59 187

Figura 103: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 2 PERIODO
0.52 187

Figura 104: Modos fundamentales de vibración MODO ROTACIONAL - MODO 3 PERIODO
0.40 187

Figura 105: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 1 PERIODO
0.602 188

Figura 106: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 2 PERIODO
0.54 188

Figura 107: Modos fundamentales de vibración MODO ROTACIONAL - MODO 3 PERIODO
0.163 188



Figura 108: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 1 PERIODO
0.35 189

Figura 109: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 2 PERIODO
0.52 189

Figura 110: Modos fundamentales de vibración MODO ROTACIONAL - MODO 3 PERIODO
0.20 189

Figura 111: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 1 PERIODO
0.55 190

Figura 112: Modos fundamentales de vibración MODO TRASLACIONAL - MODO 2 PERIODO
0.58 190

Figura 113: Modos fundamentales de vibración MODO ROTACIONAL - MODO 3 PERIODO
0.72 190

Figura 114: Espectro de pseudo-aceleracion norma E 0.30..... 192

Figura 115: Derivas de los diafragmas de piso (Espectro XX) – Bloque 01 194

Figura 116: Derivas de los diafragmas de piso (Espectro YY) – Bloque 01 194

Figura 117: Desplazamiento de los diafragmas de piso (ESPECTRO XX) – Bloque 01 195

Figura 118: Desplazamiento de los diafragmas de piso (ESPECTRO YY) – Bloque 01 195

Figura 119: Derivas de los diafragmas de piso (ESPECTRO XX) – Bloque 02 196

Figura 120: Derivas de los diafragmas de piso (ESPECTRO YY) – Bloque 02 196

Figura 121: Desplazamiento de los diafragmas de piso (ESPECTRO XX) – Bloque 02 197

Figura 122: Desplazamiento de los diafragmas de piso (ESPECTRO YY) – Bloque 02 197

Figura 123: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 03..... 198

Figura 124: Derivas de los diafragma de piso (espectro YY) – Bloque 03 198

Figura 125: Desplazamiento de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 03 199

Figura 126: Desplazamiento de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 03 199

Figura 127: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 04..... 200

Figura 128: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 04..... 200

Figura 129: Desplazamiento de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 04 201

Figura 130: Desplazamiento de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 04 201

Figura 131: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 05..... 202

Figura 132: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 05..... 202

Figura 133: Desplazamiento de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 05 203

Figura 134: Desplazamiento de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 05 203

Figura 135: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 06..... 204

Figura 136: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 06..... 204

Figura 137: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 06..... 205

Figura 138: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 06..... 205



Figura 139: Diagrama de interacción de momento y carga axial de una sección de 14" x 10" en eje X y Y – Bloque 01 211

Figura 140: Diagrama de interacción de momento y carga axial de una sección de 14" x 14" en eje X y Y – Bloque 02..... 213

Figura 141: Diagrama de interacción de momento y carga axial de una sección de 14" x 14" en eje X y Y – Bloque 03..... 215

Figura 142: Diagrama de interacción de momento y carga axial de una sección de 14" x 14" en eje X y Y – Bloque 04..... 217

Figura 143: Diagrama de interacción de momento y carga axial de una sección de 14" x 14" en eje X y Y - Bloque 05..... 219

Figura 144: Diagrama de interacción de momento y carga axial de una sección de 18" x 18" en eje X y Y - Bloque 06..... 221

Figura 145: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 01 (eje x) 226

Figura 146: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 01 (eje x) 227

Figura 147: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 02 (eje x) 227

Figura 148: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 02 (eje x) 228

Figura 149: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 03 (eje x) 228

Figura 150: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 03 (eje x) 229

Figura 151: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 04 (eje x) 229

Figura 152: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 04 (eje x) 230

Figura 153: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 05 (eje x) 230

Figura 154: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 05 (eje x) 231

Figura 155: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 06 (eje x) 231

Figura 156: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 06 (eje x) 232

Figura 157: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 01 (eje Y)..... 232

Figura 158: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 01 (eje Y)..... 233

Figura 159: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 02 (eje Y)..... 233

Figura 160: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 02 (eje Y)..... 234

Figura 161: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 03 (eje Y)..... 234

Figura 162: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 03 (eje Y)..... 235

Figura 163: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 04 (eje Y)..... 235

Figura 164: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 04 (eje Y)..... 236

Figura 165: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 05 (eje Y)..... 236

Figura 166: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 05 (eje Y)..... 237

Figura 167: Derivas de los diafragmas de piso (espectro XX) – Bloque 06 (eje Y)..... 237

Figura 168: Derivas de los diafragmas de piso (espectro YY) – Bloque 06 (eje Y)..... 238

Figura 169: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 01 (eje x)..... 238



Figura 170: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 01 (eje x)..... 239

Figura 171: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 02 (eje x)..... 239

Figura 172: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 02 (eje x)..... 240

Figura 173: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 03 (eje x)..... 240

Figura 174: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 03 (eje x)..... 241

Figura 175: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 04 (eje x)..... 241

Figura 176: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 04 (eje x)..... 242

Figura 177: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 05 (eje x)..... 242

Figura 178: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 05 (eje x)..... 243

Figura 179: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 06 (eje x)..... 243

Figura 180: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 06 (eje x)..... 244

Figura 181: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 01 (eje y)..... 244

Figura 182: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 01 (eje y)..... 245

Figura 183: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 02 (eje y)..... 245

Figura 184: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 02 (eje y)..... 246

Figura 185: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 03 (eje y)..... 246

Figura 186: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 03 (eje y)..... 247

Figura 187: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 04 (eje y)..... 247

Figura 188: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 04 (eje y)..... 248

Figura 189: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 05 (eje y)..... 248

Figura 190: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 05 (eje y)..... 249

Figura 191: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro XX) - Bloque 06 (eje y)..... 249

Figura 192: Desplazamiento máximo centro de masas (espectro YY) - Bloque 06 (eje y)..... 250

Figura 193: Porcentaje de carga de compresión asumido por el material..... 252

Figura 195: Costos mano de obra – solado} 253

Figura 194: Costos mano de obra - Cimentación..... 253

Figura 196: Costos mano de obra - Vigas de cimentacion 253

Figura 197: Costos mano de obra - Sobrecimientos 253

Figura 198: Costos mano de obra - Vigas principales 254

Figura 199: Costos mano de obra - Vigas secundarias 254

Figura 200: Costos mano de obra - Columnas..... 254

Figura 201: Costos mano de obra - Placas..... 255

Figura 202: Costos mano de obra - Losas..... 255

Figura 203: Costos mano de obra - Losas de techo 255

Figura 204: Comparación de áreas de las diferentes columnas estudiadas..... 260

Figura 205: Comparación de áreas de concreto de las diferentes columnas estudiadas 261

Figura 206: Comparación de áreas de acero de las diferentes columnas estudiadas 261



Figura 207: Eje Neutro y Eje neutro plástico..... 271

Figura 208: Sección de columna de Concreto Armado 281

Figura 209: Punto 01: caso de compresión pura 281

Figura 210: Punto 02: caso de figuración incipiente (zona de compresión)..... 282

Figura 211: Punto 03: caso de falla balanceada..... 283

Figura 212: Punto 04: punto de cambio..... 284

Figura 213: Punto 05: caso de flexión pura 284

Figura 214: Diagrama de interacción..... 285

Figura 215: Pórtico G - Bloque 02..... 286

Figura 216: Modo 1 de vibración - Bloque 01..... 286

Figura 217: Modo 02 de vibración - Bloque 02, pórtico G..... 287

Figura 218: Modo 03 de vibración - Bloque 02, pórtico G..... 287

Figura 219: Modo 04 de vibración - Bloque 02, pórtico G..... 287

Figura 220: Modo 05 de vibración - Bloque 02, pórtico G..... 287

Figura 221: Espectro de pseudodesplazamientos 289

Figura 222: Desplazamientos para modo 1..... 289

Figura 223: Desplazamientos para modo 2..... 289

Figura 224: Desplazamientos para modo 3..... 290

Figura 225: Desplazamientos para modo 4..... 290

Figura 226: Desplazamientos para modo 5..... 290

Figura 227: Desplazamiento Bloque 02 – Pórtico G (súper posición modal) 291

Figura 228: Fuerza cortante Carga viva Bloque 2 - Pórtico G..... 294

Figura 229: Fuerza cortante Carga muerta Bloque 2 - Pórtico G 295

Figura 230: Mapa eólico del Perú..... 300

Figura 231: Sección constructiva de losa tipo deck enrasada con la viga metálica principal..... 336

Figura 232: Colocación de losas colaborantes, union de bandas..... 336

Figura 233: Losa tipo colaborante AD 600..... 337

Figura 234: Losa tipo colaborante típica 339



ÍNDICE DE APÉNDICES:

Apéndice 1: Ecuaciones para grafica de interacción de columnas. 281

Apéndice 2: Método Holzer. 286

Apéndice 3: Diseño en acero de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco. 294

Apéndice 4: Formato de recolección de datos para contrastar las dimensiones de los principales elementos estructurales de la edificación Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco. 340

Apéndice 5: Especificaciones técnicas de las vigas metalicas, empresa TUBISA SAC, almacén, ubicado en el km 30 de la Panamericana Sur 353

Apéndice 6: Especificaciones técnicas de perfiles tubulares metalicos, empresa TUBISA SAC, almacén, ubicado en el km 30 de la Panamericana Sur 356

Apéndice 7: Especificaciones técnicas de las losas tipo deck, empresa CODRYSAC oficina, los Olivos calle 59 mz 2 lt 14-b la Floresta 358

Apéndice 8: Especificaciones técnicas de las losas tipo deck, empresa CODRYSAC y cotización, oficina, los Olivos calle 59 mz 2 lt 14-b la Floresta..... 360

Apéndice 9: Matriz de consistencia. 361

Apéndice 10: Planos estructurales Facultad de Ingeniería y Arquitectura Universidad Andina del Cusco – Detalle de losas y columnas en Concreto Armada 363

Apéndice 11: Planos estructurales Facultad de Ingeniería y Arquitectura Universidad Andina del Cusco – Detalle de losas y columnas de Secciones compuestas y de Acero 364



CAPITULO 1

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA



CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Identificación del problema

1.1.1. Descripción del problema.

El problema en el que se centra la investigación: “Evaluación comparativa de la respuesta sísmica y resistencia a la flexo-compresión de columnas de concreto armado y columnas tubulares, caso estructural Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.” es el desconocimiento de los beneficios y el uso de nuevos materiales y otros sistemas estructurales dentro de las construcciones convencionales en nuestro entorno, como lo son los elementos estructurales compuestos.

Las columnas son elementos estructurales verticales sometidos, principalmente, a esfuerzos de compresión, a lo largo de la historia se han empleado diferentes materiales para su ejecución en función del nivel de desarrollo o conocimientos del momento, de las materias primas disponibles, del grado de solicitaciones, etc. Entre los diferentes materiales existentes, el concreto y el acero corrugado se han impuesto a todos los demás, por motivos de disponibilidad, economía, rapidez de ejecución y capacidad resistente. En esta investigación se consideró una nueva alternativa, las columnas tubulares compuestas que presentan una importante serie de ventajas en el campo de la arquitectura e ingeniería estructural, las cuales son muy valoradas por los diseñadores actuales y por los ingenieros de la construcción. El uso de sistemas compuesto últimamente se ha incrementado de forma sustancial en Europa, hace unas cuantas décadas que se utilizan en las estructuras de los edificios. Sin embargo, su empleo en Perú específicamente en Cusco no pasa de ser esporádico, casi nulo. Por lo cual vimos necesario realizar una investigación, para que su diseño y uso sea de manera habitual y correcta.

Cusco al estar atravesando un crecimiento poblacional, genera una aceleración en el sector de la construcción. En nuestro entorno las edificaciones se construyen mayormente solo bajo sistemas estructurales tradicionales como lo son el sistema aporticado, el de muros estructurales y el de albañilería estructural. Creemos que es necesario implementar sistemas estructurales y materiales que podrían solucionar muchos problemas, como la necesidad de luces más grandes y optimización del proceso de construcción.

La Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina Del Cusco que se asienta en la ciudad del Cusco esta edificado con un sistema estructural aporticado en el bloque 06 y



de muros estructurales en los bloques 1,2,3,4 y 5. El diseño sismorresistente de esta edificación ha sido diseñada con la NTP E.030 del 2006. A pesar de que actualmente en el Cusco se ha incrementado el número de edificaciones de gran tamaño, como por ejemplo universidades, aún no se ha identificado estructuras en base a este sistema compuesto en el Cusco ya sea por el poco conocimiento del diseño, del comportamiento o por el temor de no saber cómo actuara un nuevo material en esta zona.

1.1.2. Formulación interrogativa del problema.

1.1.2.1. Formulación interrogativa del problema general.

¿Cómo variará la respuesta sísmica, la resistencia a la flexo-compresión, los costos de materiales y las dimensiones de las columnas de concreto armado con respecto a las columnas tubulares compuestas, en el caso estructural de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco?

1.1.2.2. Formulación interrogativa de los problemas específicos.

- ¿Cómo variará la respuesta sísmica al utilizar columnas tubulares compuestas, en lugar de las columnas de concreto armado en el caso estructural de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco?
- ¿Cómo variará la resistencia a la flexo - compresión al utilizar columnas tubulares compuestas, en lugar de las columnas de concreto armado el caso estructural de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco?
- ¿Cómo variarán los costos de materiales al utilizar columnas tubulares compuestas, en lugar de las columnas de concreto armado en el caso estructural de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco?
- ¿Cuánto variará las secciones de las columnas tubulares compuestas, en lugar de las columnas de concreto armado en el caso estructural de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco?

1.2. Justificación e importancia de la investigación

1.2.1. Justificación técnica.

El escaso conocimiento en los procedimientos de diseño de las construcciones metálicas con perfiles tubulares compuestos no ha permitido su uso en nuestra ciudad. Actualmente existen las normas AISC 360-2016 y ACI 318 donde podemos encontrar especificaciones de diseño



estructural de elementos compuestos. El objetivo de esta investigación es presentar el diseño y las ventajas básicas de la construcción compuesta, para ello compararemos dos tipos de sistema estructural, el de muros estructurales en concreto armado y el de pórticos ordinarios resistentes a momentos en acero. Esto será posible gracias a los conocimientos impartido por los docentes de la rama de estructuras de la Facultad Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco, como Resistencia de materiales, Concreto armado, Análisis estructural, Sismorresistencia y Diseño estructural.

1.2.2. Justificación social.

Cusco se encuentra en una zona considerada de alta sismicidad, por lo que se cree necesario construir con elementos estructurales de mejores características y que soporten las sollicitaciones de nuestro medio. Además, al utilizar las columnas compuestas en la construcción de grandes edificaciones se reducirán los tiempos y los costos ya que el armado de acero es en fábrica y el colocado en obra del acero es más rápido y limpio. Al reforzar el concreto con el acero las secciones de las columnas serán más delgadas y se utilizará menos concreto, además ya no se utilizará el encofrado lo que reducirá los costos. Esta investigación beneficiara a los estudiantes de Ingeniería Civil de la Universidad Andina de Cusco pues tendrán un punto de partida para poder estudiar los elementos compuestos y analizar sus características estructurales y su posible uso en nuestra ciudad.

1.2.3. Justificación por viabilidad.

La presente investigación fue factible ya que se contó con los recursos económicos, disposición de tiempo y materiales necesarios, el tiempo estimado para realizar esta investigación fue de un año y como herramienta se utilizó una computadora con el software de cálculo estructural ETABS en su versión estudiantil lo cual hace factible esta investigación, las suscritas estamos dotadas de los conocimientos necesarios para materializar el presente trabajo de investigación, gracias a la formación impartida por la Universidad Andina del Cusco.

1.2.4. Justificación por relevancia.

Las columnas tubulares compuestas, especialmente las rectangulares con núcleo de concreto, presentan una importante serie de ventajas en el campo de la ingeniería, estructural y económico, las cuales son muy valoradas por los diseñadores actuales y por los ingenieros de

la construcción. Aunque últimamente su uso se ha incrementado de forma sustancial, ya hace unas cuantas décadas son utilizadas. En Cusco es casi nula la existencia de edificaciones con estos elementos compuestos. Al no tener la información y no existir antecedentes en edificaciones no se ha llegado a perfeccionar el estudio en este tipo de edificaciones, por lo cual la investigación realizada aportara un estudio acerca de elementos estructurales compuestos.

1.3. Limitaciones de la investigación

1.3.1. Primera limitación

La investigación se limita al estudio de una edificación en concreto armado constituido por seis bloques de los cuales, cinco tienen sistema estructural de muros estructurales (Los bloques: 1, 2, 3, 4 y 5) y el bloque 6 es aporticado. La edificación elegida es la “FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD ANDINA DE CUSCO”, que se encuentra ubicada en la Urb. Larapa Grande A-5, distrito de San Jerónimo, provincia y departamento de Cusco, cuyo sistema de coordenadas son: UTM WGS84 ZONA19 L SUR 8501521.28 m S, 185682.11 m E.

La universidad presenta los siguientes linderos:

- Por el **NORTE**: Calle Las Gardenias
- Por el **SUR**: Av. 2
- Por el **ESTE**: Calle Las Begonia
- Por el **OESTE**: Av. 5



Figura 1: Facultad de Ingeniería y Arquitectura UAC-Cusco

1.3.2. Segunda limitación.

Al no contar con los equipos necesarios para medir las propiedades de las columnas en campo sin dañar la estructura existente, la investigación se limita a tomar los valores de las especificaciones técnicas de la memoria de cálculo del expediente técnico de la estructura actual y valores como el módulo de elasticidad y propiedades de los materiales de las formulas dadas en la Norma Técnica Peruana.

1.3.3. Tercera limitación.

La tesis se limita a comparar el comportamiento después de aplicar el espectro de pseudoaceleraciones de la norma. A un sistema estructural ordinario resistente a momentos con elementos compuesto con una estructura de concreto armado existente, ambos con la configuración que tiene la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco. Esta comparación, solamente se realizará en el software ETABS 2016.2 versión estudiantil ya que en la ciudad del Cusco no existe ninguna edificación diseñada con el sistema estructural estudiado, es decir la tesis es netamente analítica.

1.3.4. Cuarta limitación.

La investigación se limita a utilizar las fuerzas sísmicas indicadas en la norma E 0.30 del 2016 donde indica los espectros que se utilizarán, se indica que en elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requiere un análisis dinámico con el espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

DONDE:

Z,U,C,S,R = Factores determinados por la norma E 0.30

g = Gravedad 9.81m/s²

1.3.5. Quinta limitación.

La investigación se limita a realizar el análisis y diseño de las columnas tubulares compuestas y vigas para el sistema estructural ordinario resistente a momentos, para las losas se asumió una dimensión según algunos datos obtenidos en cálculos y especificaciones técnicas de losas tipo deck en el Perú.



1.3.6. Sexta limitación.

La investigación se limitó a hacer diseños de los elementos estructurales los detalles sobre el comportamiento estructural y métodos de cálculo de los conectores de corte y soldaduras no se presentan en este trabajo.

1.3.7. Séptima limitación.

La investigación se limita analizar los costos de los materiales en un presupuesto netamente estructural con partidas de concreto, acero y encofrado para la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco en concreto armado y el sistema estructural con columnas compuestas propuesto en esta investigación.

1.3.8. Octava Limitación

La investigación se limita a analizar perfiles tubulares rectangulares con esfuerzo a la fluencia de 3250 kg/cm^2 y un núcleo de concreto de esfuerzo a la compresión de 210 kg/cm^2 en el caso de las columnas tubulares compuestas y para las vigas I un esfuerzo de fluencia 2500 kg/cm^2 .

1.3.9. Novena Limitación

La investigación se limita a utilizar los coeficientes básicos de reducción sísmica y los límites de distorsión de entrepiso especificadas en la norma E0.30 para Sistemas Estructurales de Acero aplicado en el análisis sísmico de la estructura con elementos tubulares compuestos.

1.4. Objetivo de la investigación

1.4.1. Objetivo general.

Determinar cómo variará la respuesta sísmica, la resistencia a flexo compresión, los costos de materiales y las dimensiones de las columnas de concreto armado con las dimensiones de las columnas tubulares compuestas, en el caso estructural de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.

1.4.2. Objetivos específicos.

- Verificar como variara la respuesta sísmica al utilizar columnas tubulares compuestas, en lugar de las columnas de concreto armado en el caso estructural de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.



- Analizar como variara la resistencia a flexo-compresión al utilizar columnas tubulares compuestas, en lugar de las columnas de concreto armado en el caso estructural de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.
- Calcular la variación de los costos de materiales al utilizar columnas tubulares compuestas, en lugar de las columnas de concreto armado en el caso estructural de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.
- Evaluar cuanto variaran las secciones de las columnas tubulares compuestas, en lugar de las columnas de concreto armado en el caso estructural de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.



CAPITULO 2

MARCO TEÓRICO



CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la tesis o investigación actual

2.1.1 Antecedentes a nivel nacional.

- En la tesis para optar al título de Ingeniero Civil de **FLORES MINAYA, JORGE LUIS; MERINO GONZÁLEZ, FRANCISCO VALENTÍN**, que lleva el título de **“ANÁLISIS COMPARATIVO EN LA VARIACIÓN DE PERFILES DE ACERO RESULTANTES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO RESIDENCIAL DE ESTRUCTURAS METÁLICAS AL EMPLEAR ENTREPISOS DE LOSAS ALIGERADAS DE VIGUETAS PRETENSADA CON LADRILLOS DE POLIESTIRENO EXPANDIDO, DE BOVEDILLAS DE ARCILLA Y CON LOSAS COLABORANTES” DE LA UNIVERSIDAD DE CIENCIAS APLICADAS (upc) - AÑO 2016**, que propone el análisis estructural de un edificio de carácter Residencial, que tiene como característica principal que sus entrepisos están compuestos por viguetas pretensadas que se apoyan en perfiles de acero, que conforman las vigas de cada entrepiso. En estos entrepisos se usarán losas colaborante (teniendo en cuenta la variación de sus pesos propios); para finalmente analizar la variación que ocasionan en los perfiles de acero usados en la estructura (columnas, vigas y arriostres) del edificio multifamiliar. El método utilizado para el diseño del edificio fue el LRFD el cual considera estados límites de servicio y resistencia en donde debe cumplirse que el factor de Reducción multiplicado por la resistencia nominal del miembro debe de ser mayor que la fuerza acumulada en el miembro, de esta edificación como conclusión se obtuvo una respuesta positiva frente a la utilización del nuevo sistema de acero resaltando el resultado de la relación masa resistencia.
- En la tesis para optar al título de Ingeniero Civil de **ELÍAS MORA, CARMEN DEL ROSARIO, MARISCAL BLANCO, MELISSA**, que lleva el título de **“DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE PERFILES ESTRUCTURALES DE ACERO NEGRO CON UNIONES SOLDADAS UTILIZANDO LA MÁQUINA UNIVERSAL DE ENSAYOS” DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO DE ABAD DEL AÑO 2014**. Este proyecto de investigación de tipo experimental, consiste en verificar las propiedades mecánicas de los perfiles estructurales empleados mayormente en nuestra zona, debido a que el diseño de las estructuras metálicas parte del conocimiento de estas propiedades, buscando tener un mejor conocimiento de los procedimientos de diseño utilizando perfiles



estructurales de acero negro con uniones soldadas, acorde con los requerimientos de nuestro medio, corrigiendo los errores que se dan en la práctica. Con los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio se realizó una comparación con la información proporcionada por los fabricantes, obteniendo el comportamiento real de los perfiles estructurales de acero negro y las uniones soldadas. La ejecución de este trabajo de investigación permitirá adquirir herramientas para mejorar y ampliar el conocimiento de diseño y construcción de estructuras metálicas en base a perfiles estructurales de acero negro, así como discernir los elementos que le ayudaran a desarrollar una estructura en forma segura y económica. Así mismo se desarrolló una guía práctica de uso de la máquina universal de ensayos utilizando dichos perfiles, la cual servirá para mejorar las labores de enseñanza – aprendizaje en la carrera profesional de Ingeniería Civil.

2.1.2 Antecedentes a nivel internacional.

- En la memoria de la tesis doctoral presentada por **SERRA MERCÉ ENRIQUE**, que lleva el título de **“INFLUENCIA EN PILARES TUBULARES ESBELTOS DE ACERO SOMETIDOS A CARGA AXIAL Y MOMENTO FLECTOR DEL RELLENO CON HORMIGÓN DE ALTAS PRESTACIONES” DE LA UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA DEL AÑO 2014**, presenta lo concerniente al estudio experimental del comportamiento de tubos de acero rellenos de hormigón de ultra alta resistencia, alta resistencia, así como de resistencia normal. Forma parte del proyecto de Comportamiento resistente frente a altas temperaturas de perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón de alta resistencia. La acción combinada entre el acero y el hormigón hace que tengan un comportamiento ideal cuando son sometidos a cargas axiales y momento flector.
- En la memoria para optar al título de ingeniero civil de **SAIZ MALFAZ, PEDRO JESUS**, que lleva el título de **“DISEÑO DE ESTRUCTURA MIXTA SINGULAR (ACERO Y HORMIGÓN) PARA BODEGA DE CRIANZA DE VINOS Y ORUJOS EN CANTABRIA” DE LA UNIVERSIDAD DE CANABRIA DEL AÑO 2016**, Este proyecto se desarrolla desde tres puntos de vista diferentes: 1) Diseño. 2) Cálculo. 3) Detalles constructivos. Está formado por una estructura tipo singular mixta de “Acero y Hormigón Armado”, cuyo fin es la instalación correspondiente a una bodega para la elaboración y almacenaje, en la comarca de Liébana, concretamente en Cabariezo en el ayuntamiento de Cabezón de Liébana.



- En la memoria de la tesis doctoral presentada por D. **VICENTE J. MOLINER BESALDUCH**, que lleva el título de “**ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE PILARES TUBULARES CIRCULARES DE ACERO ESBELTOS RELLENOS DE HORMIGÓN**” DE LA UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA DEL 2014, donde analiza una campaña experimental consistente en el desarrollo de 40 ensayos de resistencia al fuego sobre pilares tubulares de alta resistencia y sometidos a la acción de cargas centradas y excéntricas con el fin de analizar la influencia de estas variables para así poder determinar parámetros de diseño a partir de la resistencia a compresión, tipo de hormigón, niveles de carga y excentricidad de carga.
- En la tesis para optar al título de ingeniero civil de **CARAPAZ JIMENEZ DANIEL ALEJANDRO**, que lleva el título de “**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE COLUMNA TUBULARES DE ACERO RELLENAS DE HORMIGÓN SOMETIDAS A CARGA AXIAL**” DE LA UNIVERSIDAD DE QUITO DEL AÑO 2015, donde se analizó 14 probetas todas con una altura estándar de las cuales la mitad corresponde a columnas tubulares huecas de acero A36. Las dimensiones de las mismas se las planteo en base a la necesidad de obtener elementos esbeltos después se le aplicó una carga puntual sobre toda el área de la columna y posteriormente desarrollo un diseño.

2.2. Aspectos teóricos pertinentes

2.2.1. Comportamiento de los materiales.

2.2.1.1. *Concreto*

El concreto es una mezcla de cemento, agregado grueso o piedra, agregado fino y agua, el cemento, el agua y la arena constituyen el mortero cuya función es unir las diversas partículas de agregado grueso llenando los vacíos entre ellas. En teoría el volumen del mortero solo debería llenar el volumen entre las partículas, en la práctica este volumen es mayor por el uso de una mayor cantidad de mortero para asegurar que no se formen vacíos. Para obtener un buen concreto no solo basta contar con materiales de buena calidad mezclados en proporciones correctas, es necesario también tener en cuenta los factores como el proceso de mezclado, transporte, colocación o vaciado y curado (Harmsen T. , 2005)

A pesar de esta naturaleza, el concreto se modela como un material homogéneo y el comportamiento mecánico se expresa en términos de esfuerzo-deformación. La figura siguiente muestra las curvas típicas del hormigón en compresión, en función de su resistencia a compresión.

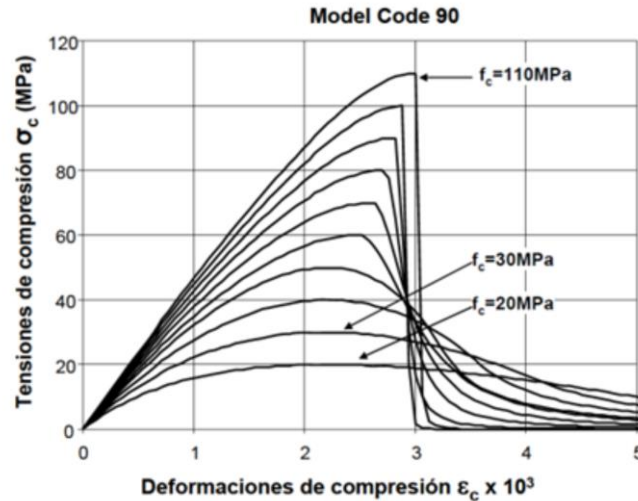


Figura 2: Curva de tensión - deformación de varias clases de concreto.

Fuente: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)

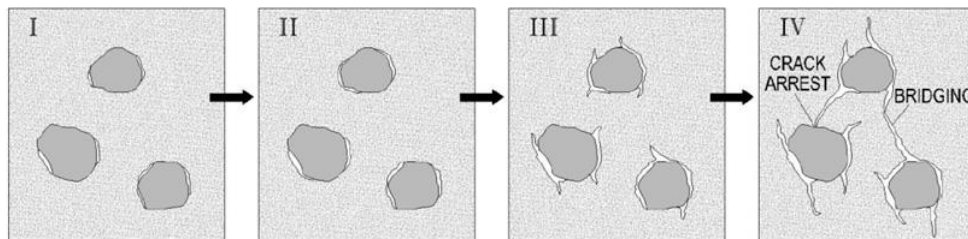


Figura 3: evaluación del proceso de falla del concreto

Fuente: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)

- I) Inicialmente la matriz de pasta de cemento con inclusiones de áridos tiene una serie de micro grietas alrededor de los áridos ocasionadas por la expansión térmica y la retracción, pero son estables.
- II) Con el aumento de la carga de compresión los áridos actúan como concentradores de tensiones por tener un módulo elástico más elevado. Los primeros signos de no linealidad se observan debido a las diferencias en la deformación lateral, apareciendo tensiones de cortadura y haciendo crecer a las grietas, pero todavía de una forma estable.
- III) Con un 80-90% de la resistencia máxima las grietas comienzan a propagarse en la matriz, principalmente en paralelo o con poca inclinación respecto a la línea de acción de la carga y se unen algunas grietas.

IV) Debido a la apertura de grietas la deformación lateral es más rápida acelerando el proceso. La máxima resistencia se consigue en el momento en el que la deformación volumétrica vale cero. A partir de ahí las grietas son inestables y se propagan con facilidad de forma descontrolada por planos de cortadura.

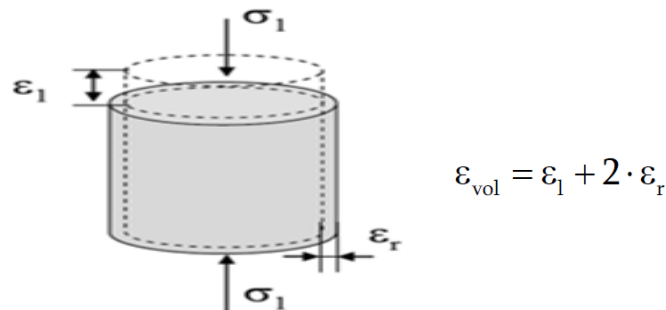


Figura 4: Deformación volumétrica del concreto
Fuente: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL CONCRETO

A. VENTAJAS DEL CONCRETO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

- Es un material con aceptación universal, por la disponibilidad de los materiales que lo componen.
- Tiene una adaptabilidad de conseguir diversas formas arquitectónicas.
- Tiene la característica de conseguir ductilidad.
- Posee alto grado de durabilidad.
- Posee alta resistencia al fuego. (Resistencia de 1 a 3 horas)
- Tiene la factibilidad de lograr diafragmas de rigidez horizontal. (Rigidez: Capacidad que tiene una estructura para oponerse a la deformación de una fuerza o sistema de fuerzas)
- Capacidad resistente a los esfuerzos de compresión, flexión, corte y tracción.
- Requiere de muy poco mantenimiento. (ARQHYS, 2012)

B. DESVENTAJAS DEL CONCRETO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

- Luces grandes o volados grandes las vigas y losas tendrían dimensiones grandes esto llevaría a generar mayor costo en la construcción de la edificación.
- Por otro lado los elementos arquitectónicos que no tiene estructura ya sean tabiques o muebles pueden ser cargar gravitatorias ya que aumentarían la fuerza sísmica por su gran masa.

- La adaptabilidad al logro de formas diversas ha traído como consecuencia configuraciones arquitectónicas muy modernas e impactantes, pero con deficiente comportamiento sísmico.
- Excesivo peso y volumen (ARQHYS, 2012)

2.2.1.2. Acero.

El acero es un material homogéneo que se conoce desde la antigüedad y que desde principios del siglo XX se emplea en estructuras de edificios de todo tipo: Puentes, pasarelas, grúas, silos, etc. Entre sus características destaca su magnífica relación resistencia/volumen, fiabilidad, capacidad de adaptarse a una gran variedad de formas, estandarización de los productos, garantía de calidad y control en fabricación, rapidez de montaje, gran variedad de formas de ejecución de uniones, etc. Entre sus inconvenientes se encuentra la baja resistencia al fuego y problemas de corrosión en ambientes agresivos. Los productos de acero pueden adoptar formas diferentes y una de ellas son los perfiles tubulares. Este tipo de perfiles, más costosos de fabricar que otro tipo de perfil, permite obtener soluciones globales más económicas, debido a la multitud de posibles dimensiones que pueden adoptar (American Institute of Steel Construction, 2010)

En función del sistema de fabricación del perfil tubular hueco se pueden establecer tres categorías:

I. Perfiles conformados en caliente: Los perfiles se obtienen por extrusión de un bloque base, que se encuentra en un rango de temperaturas que oscila entre 800 y 1200 °C. Los perfiles realizados con esta técnica no requieren de soldadura. Este proceso está regulado por la UNE-EN 10210[181], [182].

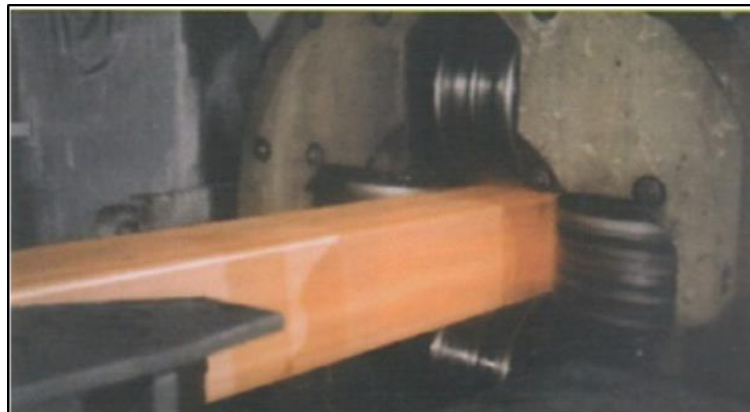


Figura 5: Proceso de conformado en caliente de perfiles tubulares

Fuente: Manual of Steel Construction AISC-2010

II. Perfiles conformados en frío: El perfil se obtiene mediante un proceso de doblado de una chapa metálica y su posterior soldadura longitudinal. El conformado se realiza a temperatura ambiente. Este proceso está regulado por la UNE-EN 10219 [183].

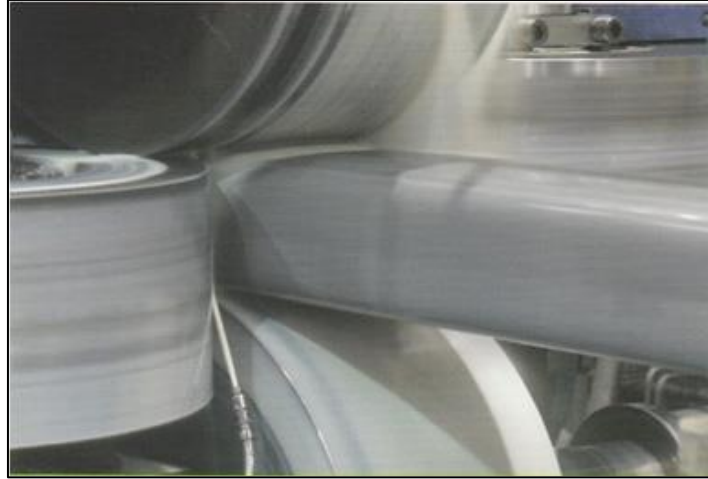


Figura 6: Proceso de conformado en frío de perfiles tubulares

Fuente: Manual of Steel Construction AISC-2010

III. Perfiles acabados en caliente: proceso donde el conformado de los perfiles se realiza en frío pero posteriormente se le aplica un tratamiento térmico para aliviar tensiones y tener, desde el punto de vista metalúrgico, un perfil conformado en caliente. Este proceso está regulado por la UNE-EN 10210 [181], [182].

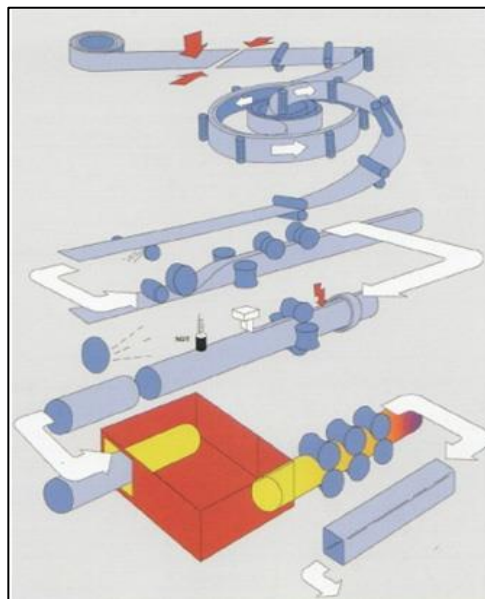


Figura 7: El proceso de fabricación de perfiles tubulares de acero conformados en frío posterior tratamiento de alivio de tensiones para obtener un perfil con las características mecánicas propias de un perfil conformado en caliente.

Fuente: Manual of Steel Construction AISC-2010



CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL ACERO

A. VENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

- **Alta resistencia.-** La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que el peso de las estructuras será relativamente bajo; esto es de gran importancia en puentes de grandes luces, en edificios altos y en estructuras con condiciones bajas en la cimentación. (McCormac & Csernak, 2013)
 - **Uniformidad.-** Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado. (McCormac & Csernak, 2013)
 - **Elasticidad.-** El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, ya que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero se pueden calcular exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzado son relativamente imprecisos. (McCormac & Csernak, 2013)
 - **Durabilidad.-** Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura. (McCormac & Csernak, 2013)
 - **Ductilidad.-** Es la propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos. Un material que no tiene esta propiedad por lo general es inaceptable y probablemente es duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino. En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras. Otra ventaja de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones permiten notar la inminencia de la falla. (McCormac & Csernak, 2013)
 - **Tenacidad.-** La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad. Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. Ésta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su



fabricación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. (McCormac & Csernak, 2013)

- **Ampliaciones de estructuras existentes.-** Las estructuras de acero se adaptan a posibles ampliaciones. (McCormac & Csernak, 2013)
- **Propiedades diversas.-** Algunas otras ventajas importantes del acero estructural son: a) gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión simple, como son la soldadura y los pernos; b) posibilidad de prefabricar los miembros; c) rapidez de montaje; d) capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños y formas, e) es posible utilizarlo nuevamente después de desmontar una estructura; y f) posibilidad de venderlo como chatarra, aunque no pueda utilizarse en su forma existente. El acero es el material reciclable por excelencia. (McCormac & Csernak, 2013)

B. DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

- **Corrosión.-** La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. Muchas veces se dispone de aceros en los cuales se usa el cobre como un componente anticorrosivo. Generalmente, el cobre se absorbe durante el proceso de fabricación del acero. (McCormac & Csernak, 2013)
- **Costo de la protección contra el fuego.-** Aunque los miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente en temperaturas que comúnmente se alcanzan en incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Además, el acero es un buen conductor del calor, así que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. Por lo tanto, la estructura de acero de un edificio debe protegerse mediante materiales con ciertas características aislantes, y el edificio debe acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumpla con los requisitos de seguridad del código de construcciones de la localidad en que se halle. (Crisafulli, 2013)
- **Susceptibilidad al pandeo.-** Cuanto más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo. En la mayoría de las estructuras, el uso de columnas de acero es económico por sus relaciones elevadas de resistencia a peso. Sin embargo, ocasionalmente, se necesita algún acero adicional para rigidizarlas. Esto tiende a reducir su economía. (McCormac & Csernak, 2013)

- **Fatiga.-** Un inconveniente del acero es que su resistencia se puede reducir si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión. (Se tienen problemas de fatiga sólo cuando se presentan tensiones.) (McCormac & Csernak, 2013)
- **Fractura frágil.-** Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la fractura frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación. (McCormac & Csernak, 2013)

C. RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL

Los diagramas esfuerzo-deformación presentan información valiosa necesaria para entender cómo se comporta el acero en una situación dada. El mayor esfuerzo para el que todavía es válida la ley de se denomina límite proporcional. El mayor esfuerzo que un material puede resistir sin deformarse permanentemente se llama límite elástico. Este valor rara vez se mide realmente y para la mayoría de los materiales de ingeniería, incluido el acero estructural, es sinónimo del límite proporcional. Por esta razón, se usa a veces el término límite proporcional elástico. El esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en el alargamiento o deformación sin un incremento en el esfuerzo, se denomina esfuerzo de *fluencia*. Es el primer punto del diagrama esfuerzo-deformación para el cual la tangente a la curva es horizontal. (Crisafulli, 2013)

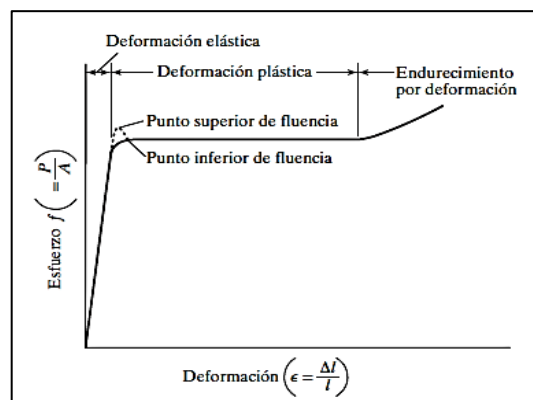


Figura 8: Diagrama de esfuerzo-deformación característico de un acero estructural dulce o con bajo contenido de carbono a temperatura ambiente.

FUENTE: Diseño de Estructuras de Acero – McCormac /Csernak

D. ACEROS ESTRUCTURALES MODERNOS

Las propiedades del acero pueden cambiarse en gran medida variando las cantidades presentes de carbono y añadiendo otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre. Un acero que tenga cantidades considerables de estos últimos elementos se denominará *acero aleado*.

Aunque estos elementos tienen un gran efecto en las propiedades del acero, las cantidades de carbono y otros elementos de aleación son muy pequeños. Por ejemplo, el contenido de carbono en el acero es casi siempre menor que el 0.5% en peso y es muy frecuente que sea de 0.2 a 0.3 por ciento. (McCormac & Csernak, 2013)

E. TIPOS DE SECCIONES

Los aceros estructurales generalmente se agrupan en varias clasificaciones principales de la ASTM:

Tabla 1: Tabla 1.1 Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales.

TABLA 1.1 Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales.

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (klb/plg ²)	Esfuerzo de tensión F_u (klb/plg ²)	Serie de perfiles aplicables												
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo			
											Rect.	Redondeo				
Al carbono	A36	36	58-80 ^b	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
	A53 Gr. B	35	60	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
	A500	Gr. B	42	58	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		Gr. C	46	62	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
	A501	Gr. A	36	58	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		Gr. B	50	70	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
	A529 ^c	Gr. 50	50	65-100	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
		Gr. 55	55	70-100	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Baja aleación alta resistencia	A572	Gr. 42	42	60	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
		Gr. 50	50	65 ^d	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
		Gr. 55	55	55	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
		Gr. 60 ^e	60	60	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
	A618 ^f	Gr. I & II	50 ^g	70 ^g	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
		Gr. III	50	50	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
	A913	50	50 ^h	60 ^h	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
		60	60	75	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
		65	65	80	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
		70	70	90	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
A992	50	65 ⁱ	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		
Baja aleación alta resistencia resistente a la corrosión	A242	42 ^j	63 ^j	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		
		46 ^k	67 ^k	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		
		50 ^l	70 ^l	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		
	A588	50	70	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		
A847	50	70	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■			

■ = Especificación recomendada para el material
 ■ = Otra especificación de material aplicable, cuya disponibilidad deberá confirmarse antes de la especificación
 □ = La especificación de material no aplica

Fuente: (McCormac & Csernak, 2013)

La composición química del acero es muy importante en sus efectos sobre sus propiedades tales como la soldabilidad, la resistencia a la corrosión, la resistencia a la fractura frágil, etc. La ASTM especifica los porcentajes máximos de carbono, manganeso, silicio, etc., que se permiten en los aceros estructurales.



En las últimas décadas los ingenieros y arquitectos continuamente requieren aceros más fuertes, con mayor resistencia a la corrosión, con mejores propiedades de soldabilidad y diversas características. Las investigaciones realizadas por la industria acerera durante este periodo han proporcionado varios grupos de nuevos aceros que satisfacen muchas de las demandas. Actualmente existe una gran cantidad de aceros clasificados por la ASTM e incluidos en la especificación AISC. (McCormac & Csernak, 2013)

Por esta recomendación se eligió el perfil tubular A500 grado B, esta se encuentra disponible para perfiles en tres grados para cuadrados o rectangulares formados en frío HSS. El grado más común es el A500 grado B, cuyo esfuerzo de fluencia y resistencia a la tracción se encuentra en el orden de los 46 y 58 ksi (3,250 y 4,100 kg/cm²).

2.2.2. Construcción compuesta.

En el ámbito de la ingeniería civil, el término “construcción compuesta” se aplica, en general, para indicar el uso de dos o más materiales distintos, los que se combinan de manera tal que el material resultante presenta un mejor comportamiento que el de los componentes individuales.

Los miembros estructurales de sección compuesta de acero y hormigón se han usado, en diversas formas, desde fines del siglo XIX. Esta combinación permite aprovechar en forma sinérgica las ventajas de ambos materiales, de modo de contrarrestar las desventajas de cada uno de ellos. (Crisafulli, 2013)

A. VENTAJAS PRINCIPALES DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

El uso de la construcción compuesta tiene varias ventajas respecto a la construcción convencional en acero o concreto. Entre estas ventajas se pueden mencionar:

- **Optimización del material:** al complementar las ventajas del acero estructural y el concreto reforzado se logran estructuras más ligeras, en las que todo el material se aprovecha óptimamente.
- **Claros libres mayores:** la alta relación resistencia/peso del acero combinada con la rigidez adicional proporcionada por el concreto reforzado permiten que para el mismo miembro estructural de acero, el elemento compuesto cubre mayores claros que el elemento de acero estructural o de concreto reforzado por separado. (Alvarez O, 2010)

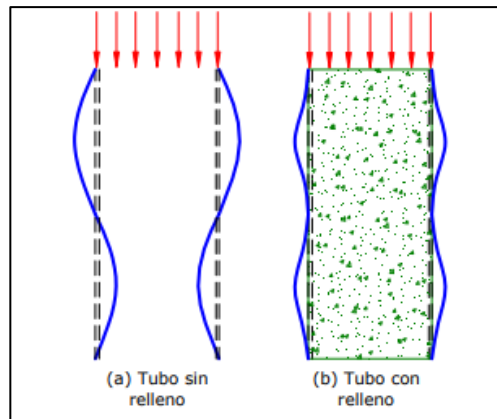


Figura 9: Vista lateral de la deformada por pandeo local de un tubo (a) sin relleno y (b) compuesto relleno de concreto

Fuente: (Crisafulli, Diseño sismorresistente de construcciones de acero, 2018)

- **Mayor resistencia a la corrosión:** el concreto reforzado, en el caso de elementos estructurales consistentes en una sección de acero recubierta en concreto, constituye una protección adicional a la corrosión.
- **Mayor resistencia a incendios:** el concreto reforzado actúa como protección contra el fuego y/o como disipador de calor, y proporciona al elemento compuesto una mayor resistencia a altas temperaturas.
- **Rapidez de construcción:** será posible avanzar con el montaje de la estructura de acero sin necesidad de esperar el fraguado del concreto reforzado.
- **Menor costo de construcción:** es el resultado de la mayor rapidez de construcción, además del posible ahorro de cimbra. Por otro lado, el uso de elementos de menor peralte permite reducir la altura de los entrepisos, con el consiguiente ahorro en elementos no estructurales y acabados. (Valadez, 2012)

B. DESVENTAJAS DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

Existen también algunas desventajas de la construcción compuesta que deben mencionarse:

- Lograr que el concreto y el acero trabajen en conjunto requiere normalmente del uso de conectores especiales y trabajo adicional respecto al caso de la construcción convencional en acero o de concreto reforzado por separado.
- Durante el proyecto, la resistencia despreciable a la tensión del concreto agrega un grado de complejidad a la hora de determinar la rigidez de los elementos estructurales. Además, el efecto de fenómenos como la fluencia lenta o creep y la retracción del concreto puede ser mayor que en el caso de estructuras de concreto reforzado con varilla solamente.

- Durante la construcción, es necesario combinar dos especialidades (construcción en concreto reforzado y construcción en acero) trabajando al mismo tiempo, lo que implica la programación y ejecución de la obra.
- La construcción compuesta implica dos materiales que conforman un elemento estructural o dos elementos de diferente naturaleza que están conectados de manera que trabajan conjuntamente y que se deforman como una unidad. (Alvarez O, 2010)

✚ CONECTORES DE CORTE

El desarrollo del comportamiento compuesto requiere que los dos materiales trabajen en forma integral mediante elementos que los vinculen o conecten, dado que la adherencia entre el hormigón y los elementos de acero con superficie lisa (perfiles, chapas, etc.) es prácticamente nula. Es por ello que se han desarrollado e implementado distintos tipos de conectores de corte, los que usualmente se sueldan a los elementos de acero que están en contacto con el hormigón. Uno de los conectores más usados son los pernos tipo Nelson que representan una adecuada solución estructural y además son muy convenientes desde el punto de vista constructivo. Estos pernos se sueldan utilizando una pistola especial en la que el electrodo es el mismo perno, de modo que la colocación de los mismos es muy rápida. En cada caso, los conectores deben verificarse según la función estructural que desempeñan. (Crisafulli, 2013)



Figura 10: Colocación de pernos soldados

Fuente: (Crisafulli, Diseño sismorresistente de construcciones de acero, 2018)

2.2.3. Sistema estructural utilizado en la tesis.

2.2.3.1. Sistema aporticado.

En este sistema por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016).

Denominado también por algunos autores como “Sistema en Reticula”, posee la apariencia del esquema convencional constituido por losas, vigas, columnas y bases, pero se comporta como un conjunto de piezas resistentes solidarias que conforman un pórtico múltiple, y como tal se analiza y se dimensiona. Se estudia su comportamiento a partir del esfuerzo de corte provocado por la acción lateral del viento actuando hipotéticamente como cargas concentradas en los nudos del pórtico múltiple. (Perles, 2007)

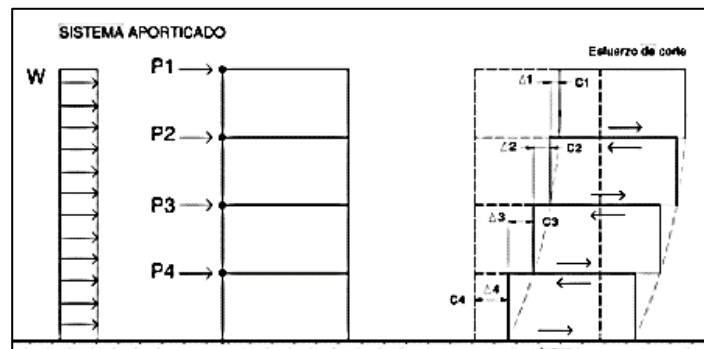


Figura 11: Sistema aporricado y diagrama de esfuerzos de corte

Fuente: Temas de estructuras especiales

2.2.3.1.1. Características.

Es el sistema de construcción más difundido en nuestro país y el más antiguo. Baza su éxito en la solidez, la nobleza y la durabilidad. Un sistema aporricado es aquel cuyos elementos estructurales principales consisten en vigas y columnas conectados a través de nudos formando pórticos resistentes en las dos direcciones principales de análisis (x e y). (Alvarez O, 2010)

A. VENTAJAS

- El sistema aporricado tiene la ventaja al permitir ejecutar todas las modificaciones que se quieran al interior de la vivienda, ya que en estos muros, al no soportar peso, tienen la posibilidad de moverse.
- Sistema porticado posee la versatilidad que se logra en los espacios y que implica el uso del ladrillo. "La gente sigue queriendo el ladrillo", se comenta, y se añade que este material aísla más el ruido de un espacio a otro.
- El sistema porticado por la utilización muros de ladrillo y éstos ser huecos y tener una especie de cámara de aire, así que son aisladores térmicos. (Alvarez O, 2010)

B. DESVENTAJAS

- Este tipo de construcción húmeda es lenta, pesada y por consiguiente más cara.

- Obliga a realizar marcha y contramarcha en los trabajos. Ejemplo. Se construye la pared y luego se pica parte del muro para hacer las regatas de las tuberías. (Alvarez O, 2010)

2.2.3.1.2. Sistema aporticado en acero.

En términos generales, los distintos tipos de estructuras aporticadas de acero, especialmente aquellos que se encuentran incluidos en las especificaciones sísmicas AISC 341-10.

A. Pórticos Resistentes a Momentos (MRF) – Pórticos no Arriostrados

Son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, tornillos o ambos. Las barras componentes de estos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, por la cual también se les denomina “Pórticos a Momentos”.

Este tipo estructural se caracteriza por su elevada capacidad de disipación de energía. Debido a ello, presentan grandes desplazamientos laterales y su diseño normalmente está controlado por deformación en lugar de resistencia.

Un aspecto importante en el diseño de pórticos no arriostrados son las conexiones viga-columna, las cuales son necesarias desde el punto de vista constructivo y deben asegurar que las vigas pueden desarrollar su capacidad a flexión. Según la AISC 341-10, se clasifican de acuerdo a su nivel de Desempeño Sismorresistente:

- Special Moment Frames (SMF) - Pórticos Especiales a Momento: Sistemas capaces de desarrollar incursiones inelásticas Significativas, de manera estable.
- Intermediate Moment Frames (IMF) - Pórticos Intermedios a Momento: Sistemas capaces de desarrollar incursiones inelásticas Moderadas, de manera estable.
- Ordinary Moment Frames (OMF) - Pórticos Ordinarios a Momento: Sistemas con una capacidad inelástica muy Limitada. Su desempeño está basado en el rango elástico.

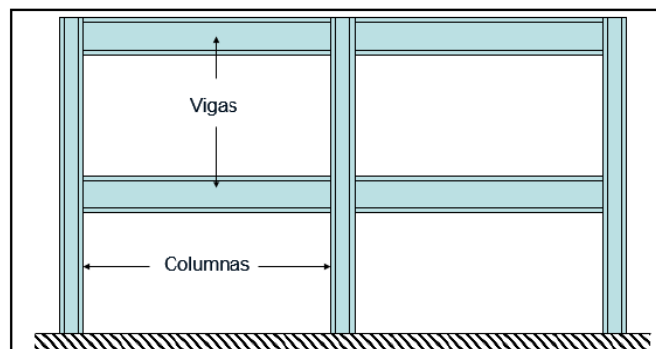


Figura 12: Pórtico sin arriostramiento.

Fuente: (Crisafulli, 2013)

B. Pórticos con Arriostamiento Concéntrico (CBF - Centrally Braced Frame).

Es una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura. La presencia de las barras diagonales (riostras) ocasiona cambios en el comportamiento del pórtico, debido a que se forma una estructura reticulada. Este tipo estructural se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un control de los desplazamientos ideal, pero tiene ductilidad menor que los marcos a momento, debido a que el pandeo de las diagonales en compresión es inevitable, y este estado límite tiene una ductilidad muy limitada. (Crisafulli, 2013)

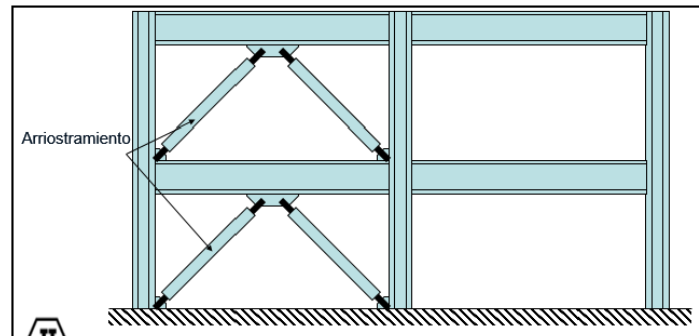


Figura 13: Pórtico arriostrado concéntricamente.

Fuente: (Crisafulli, 2013)

C. Pórticos Arriostrados Excéntricamente (EBF - Eccentrically Braced Frame).

En estos pórticos, las riostras se disponen deliberadamente de forma tal de generar una excentricidad en la viga, donde se producen esfuerzos de corte y momentos flectores. Estas zonas, llamadas enlaces o link, se diseñan para disipar energía y el resto de los componentes se diseñan para comportarse de manera elástica. La siguiente figura muestra las configuraciones más usadas con el enlace (zona dúctil) ubicado en las vigas. (Crisafulli, 2013)

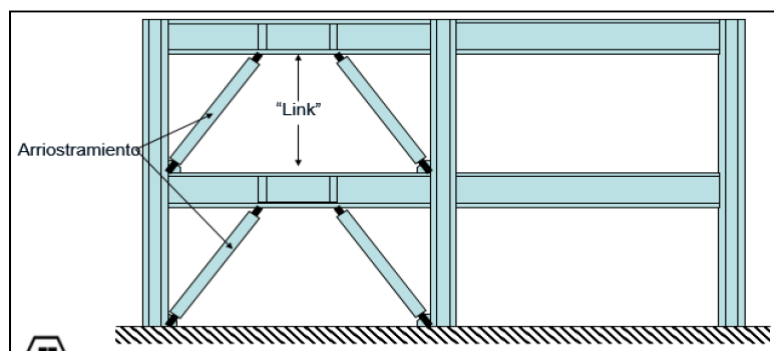


Figura 14: Pórtico Arriostrado Excéntricamente

Fuente: (Crisafulli, 2013)

2.2.2.2. Sistema dual.

Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en

la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)

2.2.2.3. Sistema de muros estructurales.

Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)

2.2.4. Elementos estructurales de la edificación.

2.2.4.1. Cimentación corrida.

Cuando se trata de cimentar muros o pilares alineados muy próximos, o para equilibrar las cargas excéntricas, sobre zapatas medianeras, es solución favorable recurrir al empleo de zapatas corridas, constituidas generalmente por vigas T invertidas.

Para calcular el área de las zapatas corridas se necesita calcular el q_{neto} que es el esfuerzo útil, que queda para la superestructura, después de quitarle el esfuerzo que va a utilizar el peso del relleno de la cimentación y la sobrecarga de piso

$$q_{neto} = q_{adm} - \gamma_s h - h_z \gamma_c - s/c$$

DONDE:

q_{neto} = capacidad útil (tn/m²)

Q_{adm} = Capacidad de carga admisible del suelo (tn/m²)

γ_s = peso específico del suelo (tn/m³)

h = altura de cimentación (m)

h_z = altura de la zapata (m)

γ_c = peso específico del concreto (tn/m³)

s/c = Sobre carga de piso (tn/m²)

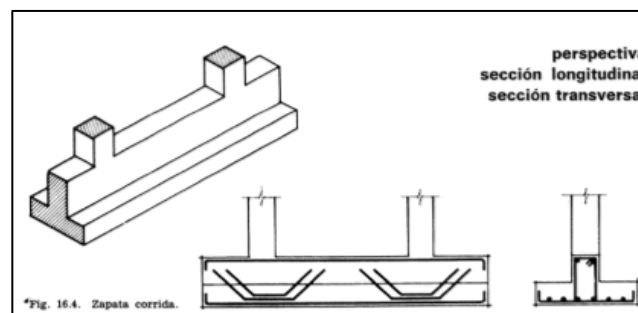


Figura 15: Zapata corrida

Fuente: (Cassinello, 1996)



El área de la zapa se calculara dividiendo la carga de la edificación P (tn) entre la capacidad de carga útil q neto (tn/m2).

$$A_{zc} = \frac{P}{q_{neto}}$$

En el caso de zapatas corridas la longitud será igual a la longitud del pórtico para el cual se está predimensionando, entonces el ancho de la zapata corrida será el área entre la longitud del pórtico, aproximadamente. (Cassinello Perez, 1996)

2.2.4.2. *Columnas.*

A. COLUMNAS DE CONCRETO

Las columnas son elementos estructurales, las cuales son utilizadas para resistir básicamente solicitaciones de compresión axial aunque, por lo general, esta actúa en combinación con corte, flexión o torsión ya que en las estructuras de concreto armado, la continuidad del sistema genera momentos flectores en todos sus elementos. (Harmsen T. , 2005)

Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que tres, usado principalmente para resistir carga axial de compresión. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009)

B. COLUMNAS MIXTAS DE ACERO – CONCRETO

Las columnas son elementos estructurales verticales sometidos, principalmente a esfuerzos normales de compresión. A lo largo del tiempo se han empleado diferentes materiales para su composición en función del nivel de desarrollo o conocimiento del momento, de las materias primas disponibles, del grado de solicitaciones, etc. (Valadez, 2012)

Entre los diferentes materiales existentes, el concreto y el acero se han impuesto a todos los demás, por motivos de disponibilidad, economía, rapidez de ejecución y capacidad resistente. El término “Construcción compuesta” es aplicable tanto al caso de elementos estructurales compuestos de acero y concreto reforzado en que ambos materiales trabajan conjuntamente, como sistemas estructurales que están compuestos de elementos de acero y elementos de concreto reforzado que trabajan juntos para resistir las solicitaciones aplicadas a la estructura. (Alvarez O, 2010)

2.2.4.3. *Vigas y viguetas.*

A. VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Generalmente se dice que las vigas son miembros que soportan cargas transversales. Se usan generalmente en posición horizontal y quedan sujetas a cargas por gravedad o verticales. Mientras que, las viguetas son vigas estrechamente separadas para soportar los pisos y techos de edificios. (McCormac & Csernak, 2013)

Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión y cortante. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009)

B. VIGAS DE SECCIÓN I DE ACERO

Al igual que las vigas de concreto las vigas de acero son elementos estructurales que trabajan fundamentalmente a flexión y cortante

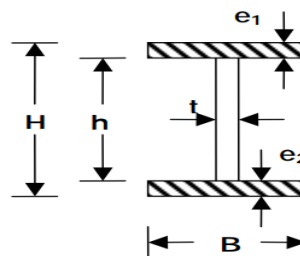


Figura 16: Sección transversal y longitudinal en vigas doble T

DONDE:

H: Altura total de la sección de la viga

h: Altura del alma de la viga

B: Ancho del ala de la viga

T: Espesor del alma de la viga

e: Espesor del ala de la viga.

$$e_1 = e_2$$

El acero tiene la característica de ser isotrópico y las vigas de acero son más resistentes que las de madera o de hormigón. Además, están preparadas para la compresión y la tracción y son más livianas. (McCormac & Csernak, 2013)

2.2.4.4. Losas.

A. LOSA DE CONCRETO ARMADO

Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las

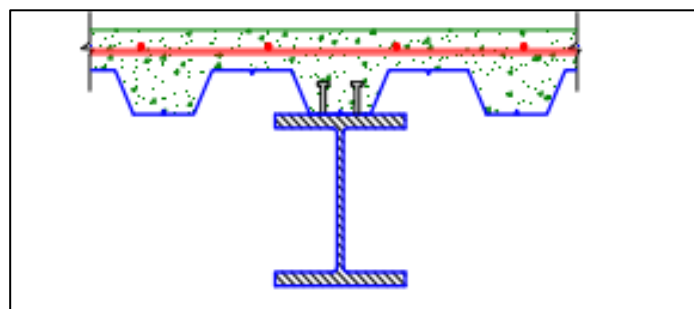
losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión. (Suarez, 2010)

La losa es un elemento estructural de espesor reducido respecto de sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno. Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sismo. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009)

B. LOSA COMPUESTA

Las denominadas losas compuestas o también llamadas losas colaborantes son uno de los tipos de sistema de entrepiso más utilizados en la construcción de edificaciones de acero. El sistema consta de una lámina de acero (cuyo espesor varía dependiendo de las características de losa utilizada), la cual va apoyada sobre viguetas secundarias que van soldadas o empernadas sobre vigas principales. A ésta lámina se le adicionan los conectores de corte, una malla para evitar el fisuramiento, el acero negativo y el concreto que se vacía in situ forman una sección compuesta que impiden una separación vertical entre la losa y la viga. (Crisafulli, 2018)

Las planchas de acero utilizadas son ideales para la realización de las losas ya que poseen una alta resistencia a la humedad del medio ambiente debido a su recubrimiento de galvanizado pesado. Además, éstas funcionan como soporte para las conexiones eléctricas, sanitarias y contraincendios. En la actualidad las losas colaborantes no son muy utilizadas en la construcción de edificios residenciales ya que son más comunes para la construcción de edificios destinados a ser parqueaderos o para la construcción de supermercados, sin embargo, en países como Chile y Argentina este tipo de sistema ya es utilizado para edificaciones destinadas al uso de viviendas debido a rapidez de instalación y al ahorro en mano de obra el cual podría fluctuar entre un 5% y 10% menos. (ACERO DECK, 2014)



. Figura 17: Sección de viga y losa colaborante

Fuente: Diseño sismo resistente de construcciones de acero (Crisafulli, 2013)

2.2.5. Flexo – compresión.

Los miembros flexo-comprimidos son elementos estructurales sometidos a la acción simultánea de fuerzas normales de compresión y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales. Su importancia es fundamental, ya que los elementos en compresión axial pura no existen prácticamente nunca en estructuras reales en las que, debido a principalmente a la continuidad entre los diversos miembros que las componen, la compresión se presenta acompañada por flexión.

La mayor parte de los elementos estructurales sometidos a compresión también están solicitados por momentos flectores, por lo que en su diseño debe tomarse en consideración la presencia simultánea de los dos tipos de acciones. En zonas sísmicas, como las existentes en nuestro país, el efecto flexionante usualmente domina el diseño con relación a las solicitaciones axiales por lo que, a pesar de que los momentos por cargas gravitacionales sean importantes, se suelen escoger columnas con armadura simétrica, dada la reversibilidad de los sismos. (Moller, 2010)

DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN CON FLEXIÓN UNIDIRECCIONAL:

El comportamiento de secciones específicas de columnas de concreto armado es descrito más claramente mediante gráficos denominados curvas o diagramas de interacción. Sobre el eje vertical se dibujan las cargas axiales resistentes y sobre el eje horizontal se representan los correspondientes momentos flectores resistentes, medidos con relación a un eje principal centroidal de la sección transversal de la columna.

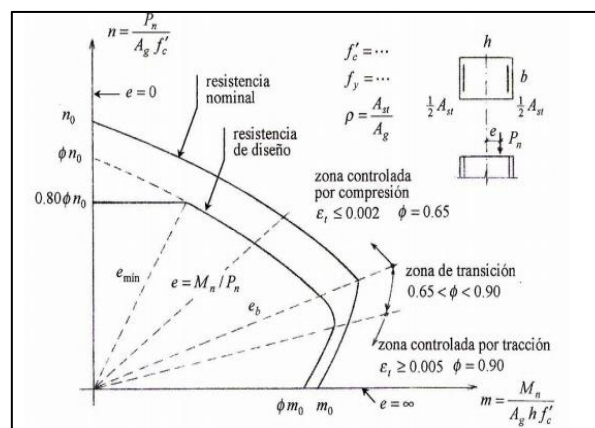


Figura 18: Curva Típica de interacción.

Fuente: Hormigón Armado, Moller, 2010.



Cualquier combinación de carga axial y de momento flector nominales, que defina un punto que caiga dentro de la curva de interacción (o sobre la curva de interacción), indicará que la sección escogida es capaz de resistir las solicitaciones propuestas. Cualquier punto que quede por fuera de la curva determinará que la sección transversal es incapaz de resistir las solicitaciones especificadas.

Las columnas se deben diseñar para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas amplificadas de todos los pisos, y el momento máximo debido a las cargas amplificadas, considerando la carga viva actuando en solo uno de los tramos adyacentes del piso o techo bajo consideración. También debe considerarse la condición de carga que produzca la máxima relación (excentricidad) entre el momento y carga axial. En pórticos o en elementos continuos deberá prestarse atención al efecto de las cargas no balanceadas de los pisos, tanto en las columnas exteriores como en las interiores, y a la carga excéntrica debida a otras causas. (Moller, 2010)

Para entender mejor el cálculo y grafica de una curva de interacción de una columna a flexo-compresión ver **Apéndice 1.-** Ecuaciones para grafica de diagrama de interacción.

2.2.6. Método Holzer.

Holzer propuso un método de cálculo para determinar las frecuencias naturales y formas modales de sistemas torsionales, suponiendo una frecuencia natural y asignando inicialmente una amplitud unitaria en un extremo del sistema se calcula progresivamente el torque y el desplazamiento angular en el otro extremo. Las frecuencias que resulten en torque externo cero o condiciones de borde compatibles en el otro extremo, serán las frecuencias naturales torsionales del sistema. Los desplazamientos angulares Θt correspondientes a estas frecuencias naturales son las formas modales.

El método de Holzer es un proceso de aproximaciones sucesivas, se aplica para sistemas equivalentes de masas concentradas, en ejes en línea o enlazados. Se supone que el sistema está vibrando a una frecuencia natural y que se desprecian las pérdidas de energía por amortiguamiento y fricción. Al vibrar el sistema de una manera libre, los únicos pares externos serán los de inercia en cada masa, los cuales son de la forma $I\Theta\omega^2$. Estos pares se transmiten a través de los ejes que unen las masas, siendo los pares elásticos que se producen en aquellos, los correspondientes a las diferencias de los ángulos de torsión entre cada dos masas consecutivas, o igualmente a la diferencia entre los pares de inercia entre dichas masas.

Al no existir más pares exteriores que los de inercia se tiene que verificar, al estar el sistema vibrando con su frecuencia natural, que

$$\sum_{k=1}^n I_k \Theta_k \omega^2 = 0$$

Para este método se suele tomar por sencillez para Θ_k , el valor 1 y se supone un valor inicial para la frecuencia ω , luego se comprueba si con ella se verifica la ecuación, para ello se adopta la siguiente tabulación:

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Número de las masas	I_i	$I_i \omega^2 (10^{-6})$	θ_i	$I_i \omega^2 \theta_i (10^{-6})$	$\sum I_i \omega^2 \theta_i (10^{-6})$	K_i	$\Delta \theta = \frac{\sum I_i \omega^2 \theta_i}{K_i} (10^{-6})$
1	I_1		θ_1			K_1	
2	I_2		θ_2			K_2	
3	I_3		θ_3			K_3	
.	.		.			.	
n	I_n		θ_n		0	K_n	

2.2.7. Normativa.

2.2.7.1. Norma técnica peruana E.0.60.

MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE CORTE

El módulo de elasticidad es la relación entre el esfuerzo al que está sometido el material y su deformación unitaria. Representa la rigidez del material ante una carga impuesta sobre el mismo.

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Para concretos de peso unitario normal ($w_c = 2300 \text{ kg/m}^3$), E_c , puede tomarse como:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c} \text{ Kgf/cm}^2$$

En ausencia de resultados experimentales confiables, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del concreto se podrá suponer igual a:

$$G = \frac{E_c}{2.3}$$



Según ACI el módulo de corte se determina de la siguiente manera:

$$G = E_c / (2 \times (1 + U))$$

Donde U es el coeficiente de poisson que para el concreto es de 0.2. El coeficiente de poisson es una constante elástica que proporciona una medida del estrechamiento de sección de un prisma de material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la de estiramiento.

El módulo de elasticidad, E_s , para el acero de refuerzo no pre esforzado puede tomarse como 2 000 000 Kgf/cm² (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009)

REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones **resistencias de diseño** (ϕR_n) por lo menos iguales a las **resistencias requeridas** (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:

$$\phi R_n > R_u$$

Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir además con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009)

REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA

RESISTENCIA REQUERIDA

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV$$

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de viento (CV_i), además de lo indicado, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV \pm CV_i)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1.25 CV_i$$

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado, la resistencia requerida será como mínimo:



$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0,9 CM \pm CS$$

No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente. Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por otros materiales, además la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,7 CE$$

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0,9 CM + 1,7 CE$$

Si fuera necesario incluir los efectos (CT) de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida del concreto, expansión de concretos con retracción compensada.

RESISTENCIA DE DISEÑO

Las resistencias de diseño (ϕRn) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta Norma, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia especificados a continuación. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009)

2.2.7.2. Norma técnica peruana E. 030 2016.

A. PELIGRO SÍSMICO

ZONIFICACIÓN

El Perú se encuentra dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 19. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 2. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa

como una fracción de la aceleración de la gravedad. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)



Figura 19: Mapa de zonificación sísmica

Fuente: Norma E.030 2016

Tabla 2: Factores de zona

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E.030 2016

MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA Y ESTUDIOS DE SITIO

MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA.- Son estudios multidisciplinarios que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuación de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2016)

CONDICIONES GEOTÉCNICAS

PERFILES DE SUELO

Para los efectos de la Norma e.030, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), o, para suelos granulares, el

promedio ponderado de los N_{60} , o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) para suelos cohesivos.

Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

- a) Perfil Tipo S0: Roca dura
- b) Perfil Tipo S1: Roca o suelos muy rígidos
- c) Perfil Tipo S2: Suelos intermedios
- d) Perfil Tipo S3: Suelos blandos
- e) Perfil Tipo S4: Condiciones excepcionales

Tabla 3: Clasificación de los perfiles de suelo

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S ₀	>1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 A 50	50 kPa a 100kPa
S ₃	<180m/s	< 15	25 kPa a 50kPa
S ₄	CLASIFICACIÓN BASADA EN EL EMS		

Fuente: Norma E.0.30 2016

PARÁMETROS DE SITIO (S, TP Y TL)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas:

Tabla 4: Factor de suelo "S"

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente : Norma E 0.30 2016

Tabla 5: Periodos “TP” Y “TL”

Tabla N° 4 PERIODOS “T _P ” y “T _L ”				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (S)	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L (S)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma E 0.30 2016

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2}\right)$$

Donde:

C= Factor de Amplificación Sísmica

T= Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.

T_P=Período que define la plataforma del factor C.

T_L=Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

B. CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO (U).- Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la siguiente tabla:

Tabla N°7.Tabla 6: Categoría de las edificaciones y factor "U"

Tabla N° 5		
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del estado.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Norma 0.30 2016

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. Para edificaciones con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar $U = 1$. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

C. SISTEMAS ESTRUCTURALES Y COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R_0)

Estos coeficientes se aplicarán 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.

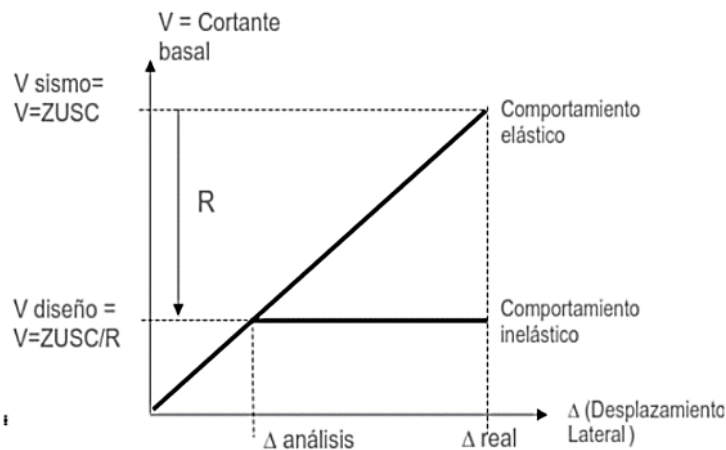


Figura 20: Como actúa el coeficiente R0

Tabla 7: Sistemas estructurales

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistemas Estructurales	Coficiente Básico de Reducción Ro(*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por refuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma 0.30 2016

D. REGULARIDAD ESTRUCTURAL

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Estructuras Regulares son las que en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9. En estos casos, el factor I_a o I_p será igual a 1,0. **Estructuras Irregulares** son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9

Tabla 8: Irregularidades estructurales en altura

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90

<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</p> <p>Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes</p> <p>Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	0.60

Fuente: Norma E.030 2016

Tabla 9: Irregularidades estructurales en planta

Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad Ir
<p>Irregularidad Torsional</p> <p>Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{cm}).</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado 0.007.</p>	0,75
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{cm})</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado</p>	0,60
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
<p>Discontinuidad del Diafragma</p> <p>La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.</p> <p>También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85
<p>Sistemas no Paralelos</p> <p>Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	0,90

Fuente: Norma E.030 2016



E. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS, R

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas N° 8 y N° 9.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{H_n}{C_t}$$

Donde:

H_n = Altura total de la edificación en metros.

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras, pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

DETERMINACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS ADMISIBLES

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N°10.

Tabla 10: Límites para la distorsión del entrepiso

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
MATERIAL PREDOMINANTE	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Norma E. 0.30 2016

2.2.7.3. NORMAS AISC 360-05, ACI 318-05 Y EUROCÓDIGO 4-2004

DISEÑO DE COLUMNAS COMPUESTA

En esta investigación, se presentan recomendaciones de diseño para columnas mixtas del tipo RCFT (rectangular concrete file tube) solicitadas por fuerza axial, corte y flexión. Para definir estas recomendaciones, se compararon las disposiciones entregadas por tres normas que cubren el diseño de miembros mixtos (AISC 360-05, ACI 318-05 y Eurocódigo 4-2004)

recomendadas por una investigación realizada en Chile (Carrasco Navarrete, 2010) con datos experimentales de capacidad reportados en la investigación.

Los resultados se analizaron estadísticamente de manera de recomendar las fórmulas y criterios de diseño que se ajustaran mejor a los resultados experimentales. Para las disposiciones especiales de diseño sismorresistente se utilizó la norma 0.30 ya antes mencionada

A. Diseño de columnas solicitadas por Compresión

Se recomienda utilizar el método de diseño del código (ACI, 2005). Toda columna mixta RCFT debe cumplir la siguiente limitación:

$$t \geq b \cdot \sqrt{\frac{F_y}{3 \cdot E_s}}$$

Se debe diseñar utilizando la siguiente fórmula:

$$\phi \cdot P_{n_{\max}} = 0.85 \cdot \phi_c \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot A_c + F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr})$$

Donde:

- $F'c$: Resistencia a la compresión del hormigón
- A_c : Área del hormigón Armado
- A_s : Área del perfil de acero
- A_{sr} : Área total de las armaduras longitudinales
- F_y : Tensión de fluencia del perfil de acero
- F_{yr} : Tensión de fluencia de la armadura longitudinal
- ϕ_c : 0.65
- t : Espesor del perfil de acero
- b : Anchura del lado más pequeño del perfil de acero
- E_s : Módulo de elasticidad del perfil de acero

En caso de que se desee calcular la rigidez de una columna mixta. Esta se calcula de la siguiente manera:



$$E_{ieff} = \frac{(E_c \cdot I_g / 5)}{1 + \beta_d} + E_s \cdot I_{sx} + E_{sr} \cdot I_{srx}$$

Donde:

- I_g : Área total de la columna mixta
 - I_{sx} : Momento de Inercia del perfil de acero en el eje fuerte
 - E_c : Momento de Inercia proporcionado por el refuerzo longitudinal en el eje fuerte
 - E_c : Módulo de elasticidad del Hormigón
 - E_s : Módulo de elasticidad del perfil de Acero
 - E_{sr} : Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal
 - β_d : es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida mayorada y la máxima fuerza axial mayorada asociada con la misma combinación de carga.
- Cuando se desconocen las fuerzas mayoradas se puede aproximar $\beta_d = 0.6$

B. Diseño de columnas solicitadas por Tracción

Se recomienda utilizar lo expuesto por el código (AISC, 2005)

Se debe cumplir que $\phi \cdot P_n > P_u$, donde P_u es posible obtener de las solicitaciones de tracción a las cuales se encuentra la columna.

Calcular P_n de la siguiente forma:

$$P_n = F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr}$$

Donde:

- A_s : Área de la sección de acero
- A_{sr} : Área de los refuerzos longitudinales
- F_y : Tensión de fluencia del perfil de acero
- F_{yr} : Tensión de fluencia de las barras longitudinales

Los factores de minoración de la resistencia son $\phi_t = 0.90$

C. Diseño de columnas solicitadas por corte

La resistencia al corte para una columna mixta debe ser calculada considerando exclusivamente la resistencia del acero o sólo la resistencia del hormigón.



Cuando se desea considerar sólo el efecto del acero se debe aplicar la siguiente expresión, que considera lo planteado en el Capítulo G del AISC 360-05, más el corte resistido por la armadura transversal de la columna mixta:

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v + A_{st} \cdot F_{yr} \cdot \frac{d}{s}$$

Cuando el perfil de RCFT, entonces el valor de dependerá de lo siguiente:

Para

$$h/t_w \leq 1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot E_s / F_y}$$

Es, $C_v = 1.0$

Para

$$1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot E_s / F_y} < \frac{h}{t_w} < 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot E_s / F_y}$$

Es, $C_v = \frac{1.10 \cdot \sqrt{K_v \cdot E_s / F_y}}{h/t_w}$

Para

$$h/t_w > 1.37 \cdot \sqrt{K_v \cdot E_s / F_y}$$

Es, $C_v = \frac{1.51 \cdot \sqrt{K_v \cdot E_s}}{(h/t_w)^2 \cdot F_y}$

Donde:

- A_w : Área de corte del perfil de acero.
- A_{st} : Área de la armadura transversal.
- F_y : Tensión mínima de fluencia del perfil de acero.
- F_{yr} : Tensión mínima de fluencia de las barras de refuerzo.



- h : Altura libre del alma del perfil.
- tw : Espesor del alma del perfil.
- d : Anchura efectiva de la sección de hormigón.
- s : Espaciamiento de la armadura transversal.
- K_v : Coeficiente de pandeo de placa del alma solicitada a corte.

Para almas no atiesadas con $h/tw \leq 260$

$K_v=5$; excepto para de perfiles T donde $K_v = 1,2$

Para almas atiesadas:

$$K_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

Sin embargo, $k_v = 5$ cuando $a/h > \min\{3; \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{tw}\right)}\right]^2\}$ donde a es la distancia libre entre atiesadores transversales.

Para diseñar con LRFD, se debe multiplicar la resistencia nominal por un factor $\phi_c = 0,9$.

D. Diseño de columnas solicitadas por flexión

Se recomienda diseñar mediante el método de límite plástico propuesto por el código AISC 360-05 [1], usando la expresión derivada por Leon y Hajjar

Se tomará el pandeo en el eje débil

$$M_{ul} = 1.6 M_{ll}$$

$$M_{ud} = 1.2 M_{dl}$$

$$M_u = M_{ul} + M_{ud}$$

Cálculo de altura h_n

$$h_n = \frac{0.85 f'c h_1 h_2}{2(0.85 f'c h_1 + 4t F_y)}$$

Cálculo de los Módulos Plásticos

$$Z_S = \frac{B \cdot B^2}{4} - \frac{h_1 \cdot h_2^2}{4}$$



$$Z_c = \frac{h_1 \cdot h^2}{4}$$

$$Z_{sn} = 2 t h n^2$$

$$Z_{cn} = h_1 \cdot h n$$

Momento de Diseño Disponible

$$M_p = M_n = Z_s F_y - Z_{sn} F_y + \frac{Z_c 0.85 f' c}{2} - \frac{Z_{cn} 0.85 f' c}{2}$$

$$M_u = M_{ud} + M_{ul}$$

Como se tiene que, la sección es adecuada

$$M_u \leq \phi M_n$$

DISEÑO DE VIGAS TIPO I

Diseño por flexión:

La resistencia nominal en flexión M_n es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia; pandero lateral torsional; Pandeo local de ala y pandeo local de alma. Para vigas compactas arriostradas lateralmente con $L_b \leq L_p$, solamente es aplicable el estado límite de fluencia. Para vigas compactas no arriostradas, tees no compactas y ángulos dobles, solamente son aplicables los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional.

Para el diseño de las Vigas tipo I

Primero hallaremos sus momentos de inercia por las siguientes formulas:

$$I_x = \left(b f \cdot \frac{t f^3}{6} + b f \cdot t f \cdot \frac{(d - t f)^2}{2} \right) + \left(t w \cdot \frac{(d - 2 \cdot t f)^3}{12} \right)$$

$$I_y = 2 \cdot \left(\frac{t f \cdot b f^3}{12} \right) + t f \cdot b f \left(\frac{d}{2} - \frac{t f}{2} \right)^2$$

Luego calcularemos los módulos elásticos con C_x son las resistencias a la flexión de diseño con respecto a los ejes x usando el método LRFD S_x módulo de sección del miembro

Posterior a esto usaremos el cálculo de modulo plástico para poder calcular el momento elástico y el momento plástico de la viga

$$M_y = S_x \cdot F_y$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y$$

Para la revisión del pandeo local, la relación ancha a espesor, b/t , de los patines de perfiles W o I no debe exceder un valor $l_p = 0.382E/F_y$. Similarmente, la h/t_w de las almas de flexo compresión tampoco debe exceder un valor $l_p = 3.76 E/F_y$. (McCormac & Csernak, 2013)

Se muestra una curva típica con los momentos resistentes nominales o momentos de pandeo de una viga en función de longitudes variables no soportadas lateralmente.

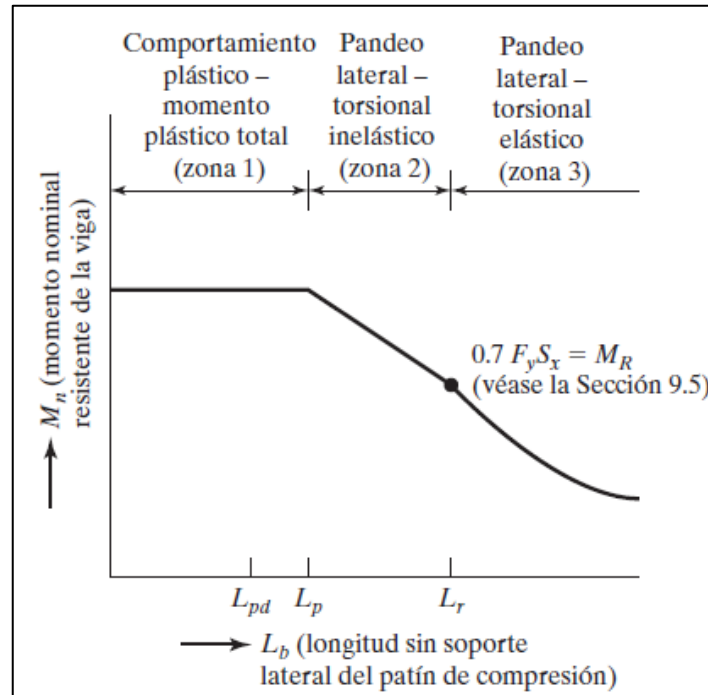


Figura 21: Curva típica con los momentos resistentes nominales.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2013)

Se aprecia que las vigas tienen tres distintos intervalos o zonas de pandeo, dependientes de sus condiciones de soporte lateral. Si se tiene un soporte lateral continuo o estrechamente espaciado, las vigas se pandearán plásticamente y quedarán en lo que se ha clasificado como zona 1 de pandeo. Conforme se incrementa la separación entre los soportes laterales, las vigas empezarán a fallar inelásticamente bajo momentos menores y quedarán en la zona 2. Finalmente, con longitudes aún mayores sin soporte lateral, las vigas fallarán elásticamente y quedarán en la zona 3.

2.3. Hipótesis

2.3.1. Hipótesis general.

Al utilizar columnas tubulares compuestas en La Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco variara favorablemente respecto a la respuesta sísmica,



resistencia a flexo- compresión, las secciones de las columnas tubulares compuestas serán de menor sección transversal y serán más rentables en cuanto a costos de materiales respecto a la utilización de columnas de concreto armado.

2.3.2. Sub hipótesis.

- Las columnas tubulares compuestas tendrán una favorable respuesta sísmica en el caso estructural de La Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.
- Las columnas tubulares compuestas tendrán mejor resistencia a flexo - compresión que las columnas de concreto armado en el caso estructural de La Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.
- Las columnas tubulares compuestas no variarán significativamente en cuanto al costo de materiales con las columnas de concreto armado en el caso estructural de La Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.
- Las secciones de las columnas tubulares compuestas serán favorables ya que obtendremos una geometría más pequeña en comparación a la de las columnas de concreto armado en el caso estructural de La Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.

2.4. Definición de variables

2.4.1. Variables independientes.

A. VARIABLE INDEPENDIENTE:

- Columnas.

B. INDICADORES INDEPENDIENTES

- Calidad de concreto.
- Dimensiones
- Forma
- Rigidez

2.4.2. Variables dependientes.



A. VARIABLE DEPENDIENTE:

- Respuesta sísmica.
- Resistencia.
- Secciones
- Calidad del concreto
- Grado del acero

B. INDICADORES DEPENDIENTES:

- Longitud de desplazamiento
- Fuerza de corte
- Desplazamiento / altura de entre piso
- Fuerza
- Área
- Costo de materiales
- Tipo de sección
- Espesor
- Largo
- Ancho



2.4.3. Cuadro de operacionalización de variables.

Tabla 11: Cuadro de operacionalización de variables

CUADRO DE OPERACIONALIZACION DE VARIABLES					
TIPO	VARIABLES	DEFINICION	DIMENSIÓN O NIVEL	INDICADORES	UNIDAD
VARIABLE INDEPENDIENTE	COLUMNAS	Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor que tres, usado principalmente para resistir carga axial de compresión.	Columnas de concreto armado	Dimensiones	CM
				Calidad de concreto	KG/CM2
				Rigidez	KG/CM
			Columnas tubulares compuestas	Dimensiones	CM
				Calidad de concreto	KG/CM2
				Grado de acero	KG/CM2
VARIABLES DEPENDIENTES	RESPUESTA SÍSMICA	La reacción de una estructura ante la aplicación del espectro de pseudoaceleración indicado en la norma.	Desplazamientos	Longitud de desplazamiento	CM
			Fuerzas cortantes	Fuerza de corte	TN
			Distorsiones	Desplazamiento / altura de entre piso	M/M
	RESISTENCIA	Se refiere a la resistencia a la flexo-compresión de las columnas	Flexo – Compresión	Fuerza	TN
				Momento flector	TN-M
				Momento de inercia	CM4
				Área	CM2
	COSTO DE MATERIALES	Es el gasto económico que representa los materiales de columnas tubulares compuestas en partidas estructurales.	Costo de construcción en partidas estructurales	Costo de materiales	NUEVOS SOLES
	SECCIONES	Se refiere a la sección transversal de las columnas.	Dimensiones	Forma	Geometría
				Espesor	CM
				Largo	CM
				Ancho	CM



CAPITULO 3

METODOLOGÍA



CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1. Metodología de la investigación

3.1.1. Enfoque de la investigación.

INVESTIGACIÓN CUANTITATIVA

La presente investigación es de tipo cuantitativa por que recoge y analiza datos cuantitativos sobre variables. La investigación cuantitativa trata de determinar la fuerza de asociación o correlación entre variables utilizando distintos instrumentos y herramientas. (Sampieri, 2008).

En la tesis se recopilará información cuantitativa del expediente técnico de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco para así poder utilizar estos datos tanto en la modelación como en el estudio de las columnas de concreto armado y para luego realizar cálculos y proponer un sistema estructural a base de elementos tubulares compuestos y de acero.

3.1.2. Nivel de la investigación.

INVESTIGACIÓN DESCRIPTIVA CON IMPLICANCIA CORRELACIONAL

Los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. (Sampieri, 2008). Y con implicancia correlacional ya que este tipo de diseño describe relaciones entre dos o más categorías, conceptos o variables dentro de un mismo contexto.

En esta investigación se recolectará la información de la estructura de concreto armado y con esto se analizarán las derivas, desplazamientos, resistencia al flexo compresión y costos de los materiales de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco y se comparará con las derivas, desplazamientos, resistencia al flexo compresión y costos de los materiales que tendrá el sistema estructural planteado, con lo elementos estructurales estudiados.

3.1.3. Método de investigación.

HIPOTÉTICO – DEDUCTIVO



La presente investigación usa el método de investigación Hipotético deductivo, ya que busca formular alternativas de respuesta a problemas de investigación en base a mediciones para demostrar si es o no la respuesta a ese problema. (Sampieri, 2008).

3.2. Diseño de la investigación

3.2.1. Diseño metodológico.

INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL.

Se dice que es experimental porque se está manipulando intencionalmente una acción para analizar sus posibles resultados (Sampieri, 2008), en este caso se manipulo el tipo sistema estructural para analizar sus posibles efectos en la edificación Facultad de ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco

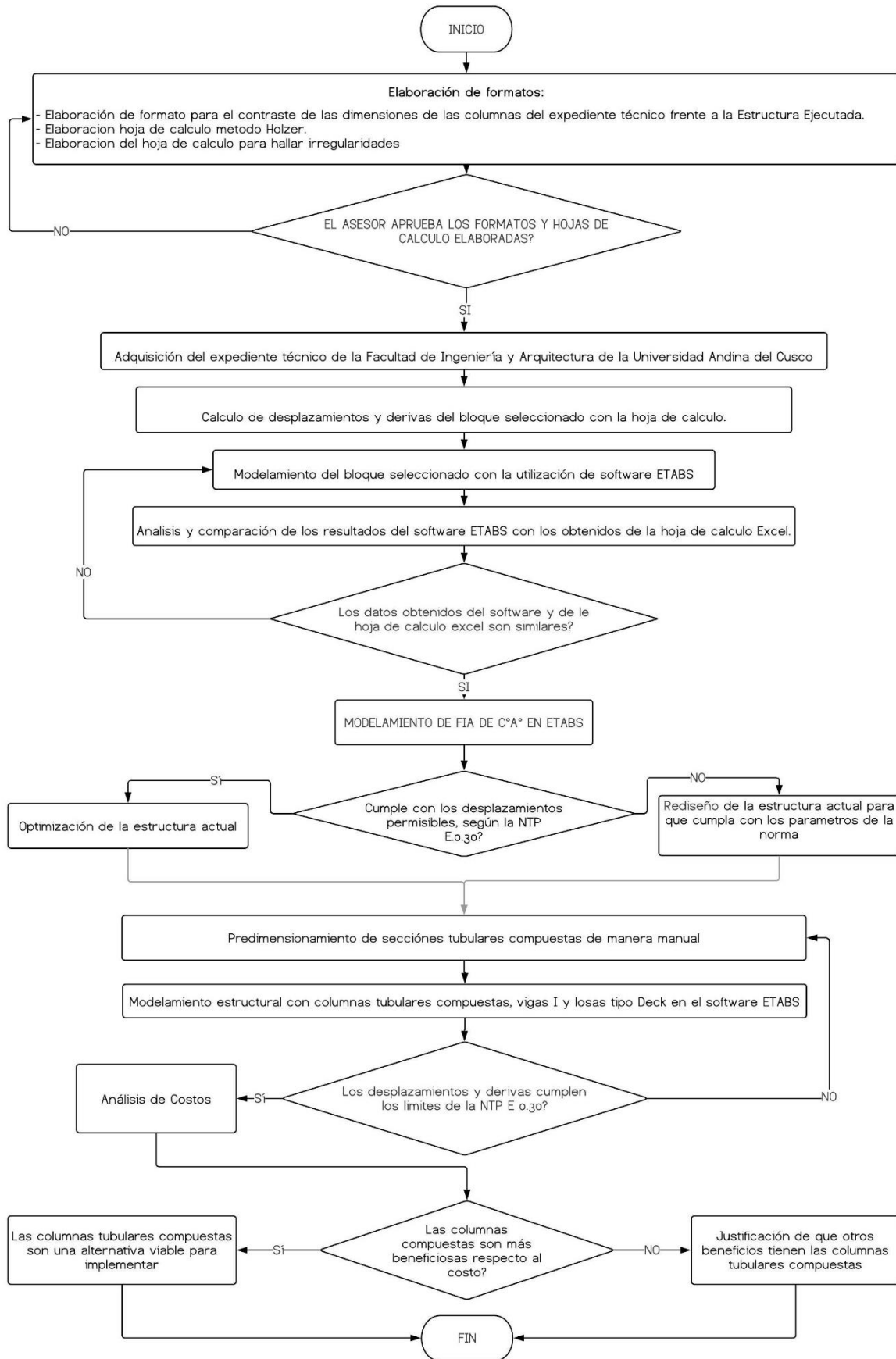
3.2.1.1. Tipo de diseño de la investigación.

INVESTIGACIÓN CUASI-EXPERIMENTAL.

Se dice que es cuasi-experimental por que la muestra se encuentra previamente definida. Ya que nuestra muestra es igual a nuestra población. (Sampieri, 2008)

En este caso nuestra población y muestra es la “Facultad de ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco”.

3.2.2. Diseño de ingeniería



3.3. Población y muestra

3.3.1. Población.

La población donde se aplicará la investigación será la edificación “**Facultad de ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco**” de concreto armado, destinada a salones, auditorios, laboratorios, oficinas y una biblioteca. En este caso la población es la unidad.

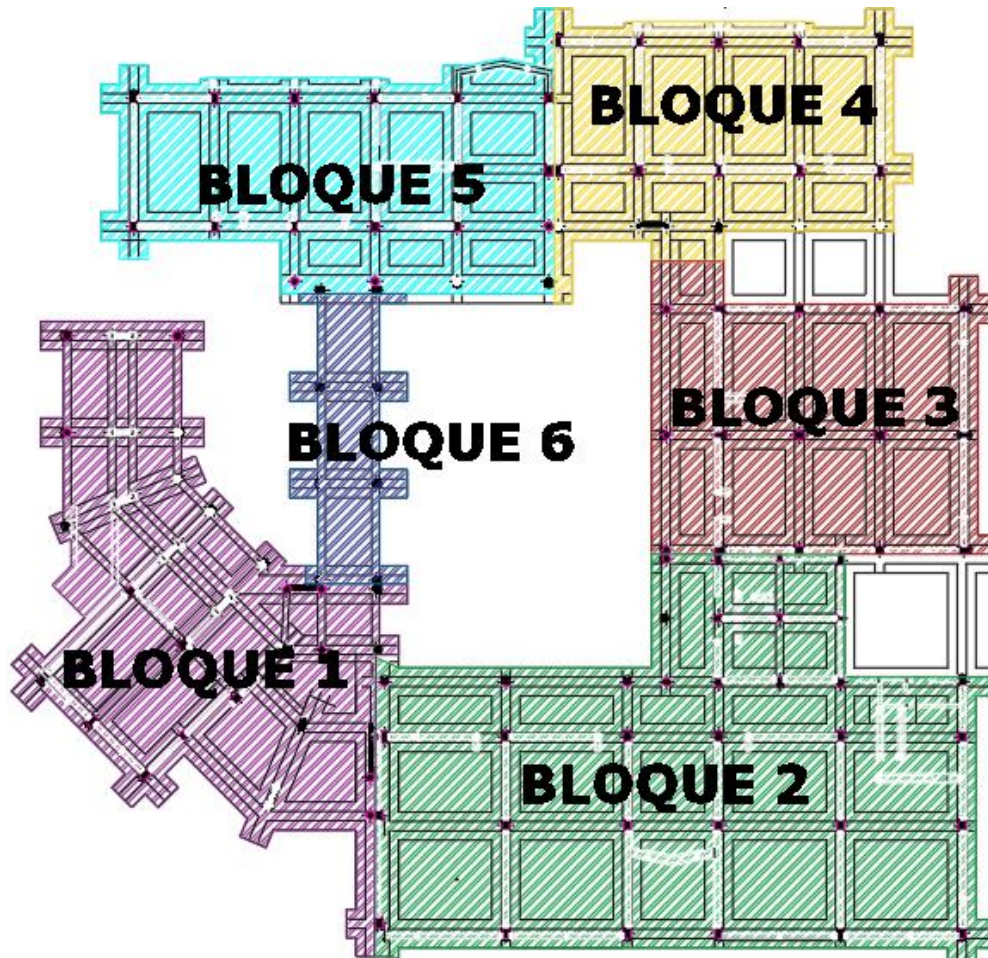


Figura 22: Sectorización de bloque de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura

3.3.1.1. Descripción de la población.

3.3.1.1.1. Descripción de la Facultad de ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.

La edificación Facultad de ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco es una estructura de concreto reforzado que consta de 6 bloques, un bloque del tipo aporticado y los otros cinco bloques de muros estructurales.

La distribución general del conjunto responde a las características básicas funcionales de un Centro de estudios de nivel universitario, como lo son salones, oficinas, laboratorio, un auditorio en el quinto nivel y una biblioteca en el primer nivel.

Los cuales se expresan en la distribución armónica de espacios libres, las áreas construidas y las áreas de circulación lo más fluida posible, para canalizar el flujo de los usuarios de la edificación.

- La cimentación de los diferentes bloques de la facultad consiste en una retícula zapatas corridas de concreto armado, de concreto armado con $F'c=210 \text{ kg/cm}^2$.
- La columna, placas y las vigas y todos los elementos de la superestructura son de concreto armado con $F'c=250 \text{ kg/cm}^2$.
- En esta edificación se han proyectado dos núcleos interiores de escaleras. Estas escaleras se han diseñado como losas macizas convencionales de 0.18 m. de espesor.
- Número de niveles 05 pisos.
- La edificación se divide en 06 bloques con una junta de separación sísmica de 0.06 m entre estos. A continuación, se detalla cada uno de los bloques estudiados.

BLOQUE 01:

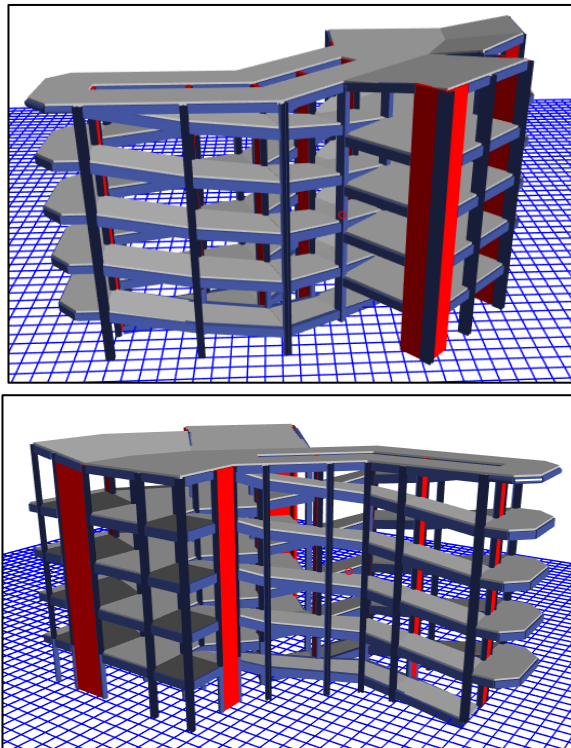


Figura 24: Modelado en elevación Bloque 1- FIA

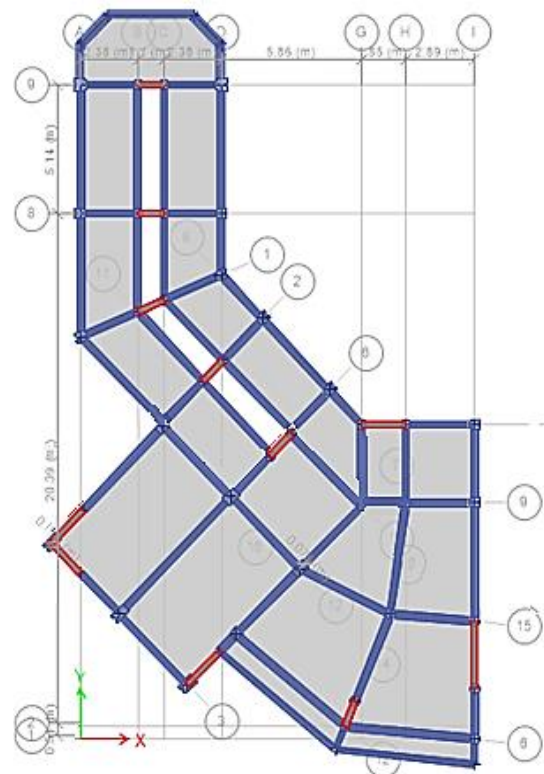


Figura 23: Modelado en planta Bloque 1- FIA

- La distribución de este bloque consta de oficinas y una rampa de losa maciza en sus cinco niveles.

BLOQUE 02:

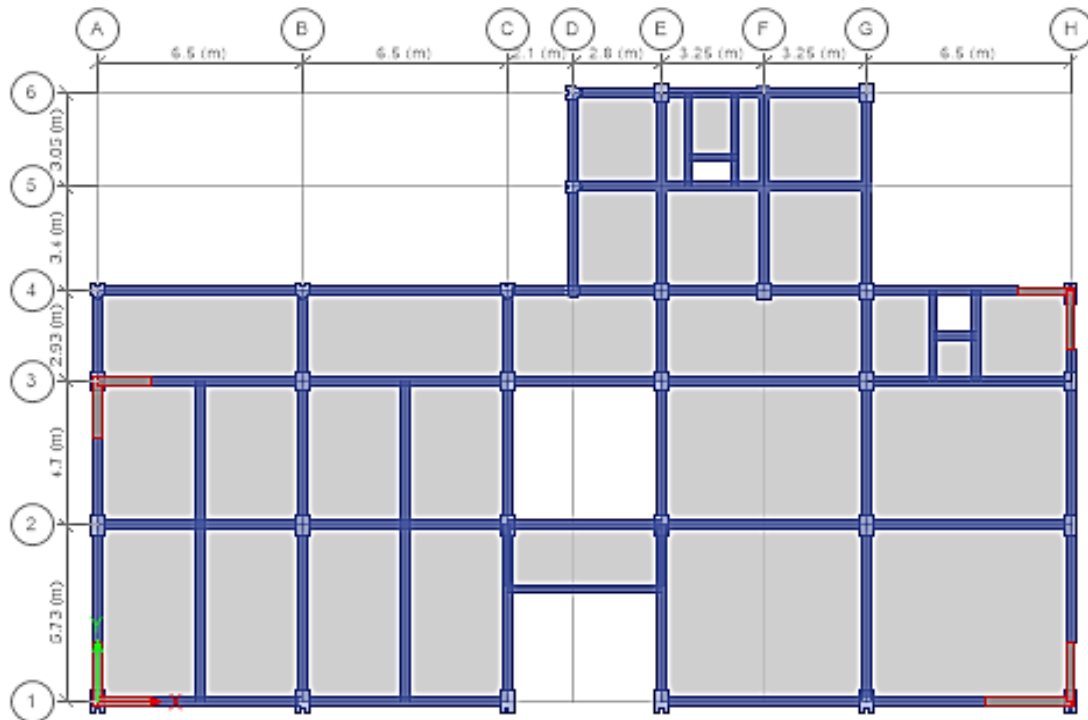


Figura 25: Modelado en planta Bloque 2- FIA

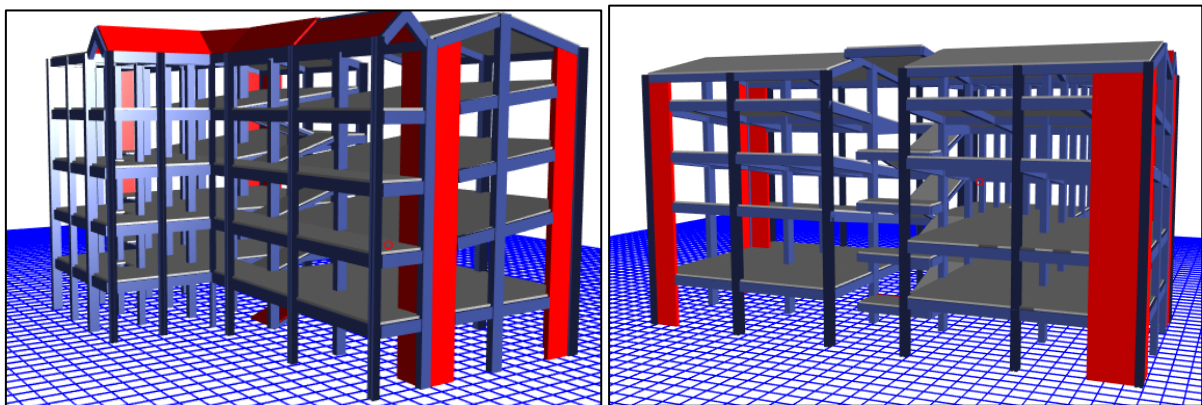


Figura 26: Modelado en elevación Bloque 2- FIA

- La distribución de los dos primeros niveles de este bloque consta de laboratorios, aulas y oficinas.
- La distribución en los tres pisos superiores de este bloque consta de un laboratorio de química y aulas anfiteatro.
- En todos los pisos se ubicaron los baños en este bloque
- En este bloque se encuentra una caja de escaleras en los cinco niveles.

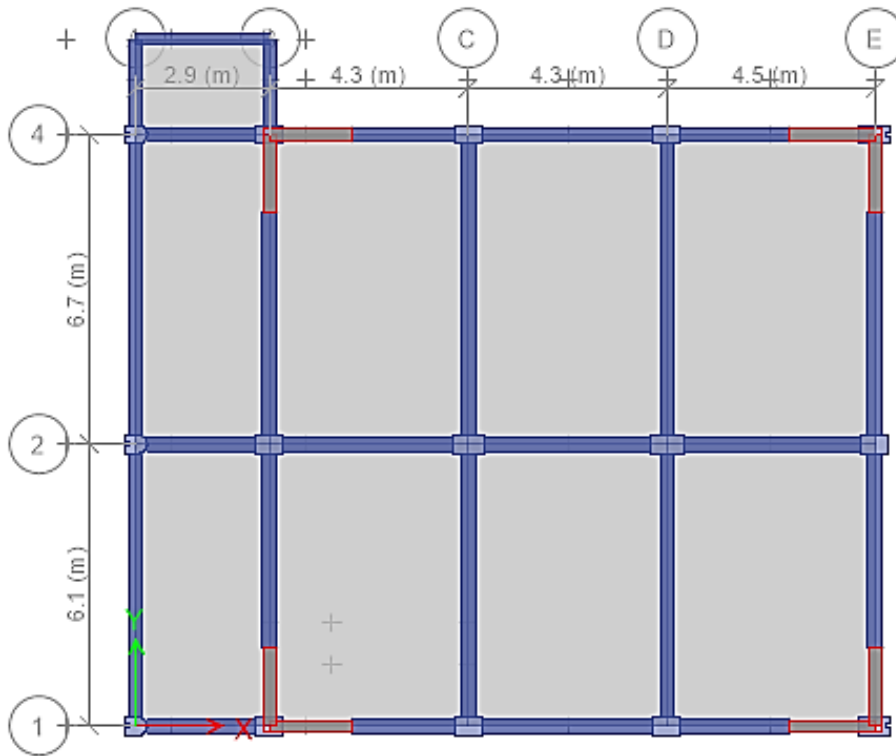
BLOQUE 03:

Figura 27: Modelado en planta Bloque 3- FIA

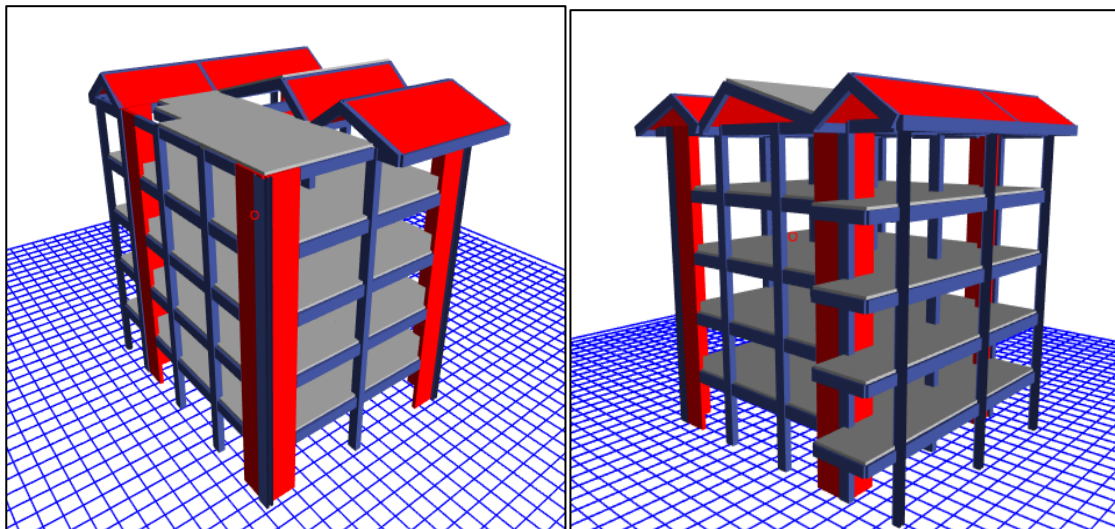


Figura 28: Modelado en elevación Bloque 3- FIA

- La distribución de este bloque es de la siguiente manera:
 - Primer nivel: Laboratorio (antigua Biblioteca)
 - Segundo y tercer nivel: Laboratorios de computo
 - Cuarto nivel: Aula y oficinas
 - Quinto Nivel: Laboratorios.

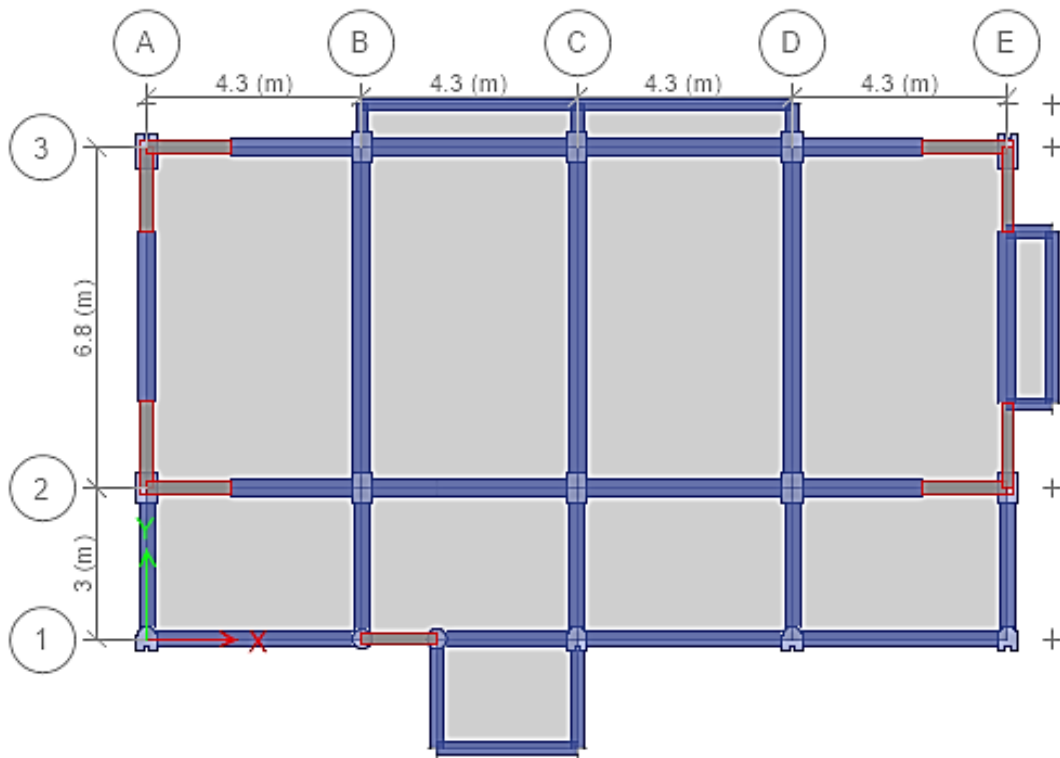
BLOQUE 04:

Figura 29: Modelado en planta Bloque 4- FIA

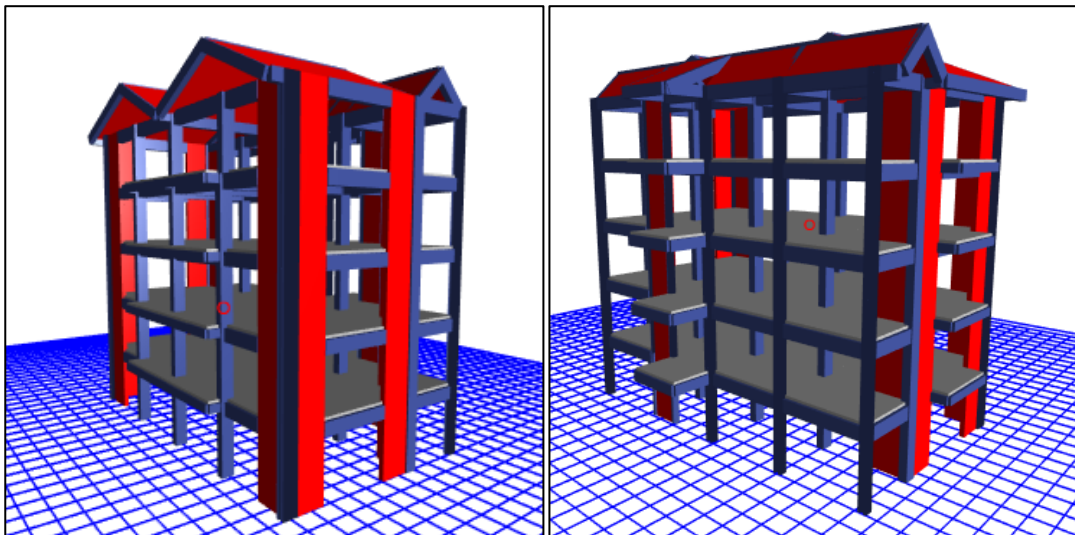


Figura 30: Modelado en elevación Bloque 4- FIA

- La distribución se da de la siguiente manera:
 - Primer nivel: librería y laboratorio.
 - Segundo nivel: Laboratorios de cómputo.
 - Tercer y Cuarto nivel: Aulas.
 - Quinto nivel: Salón de grados.

BLOQUE 05:

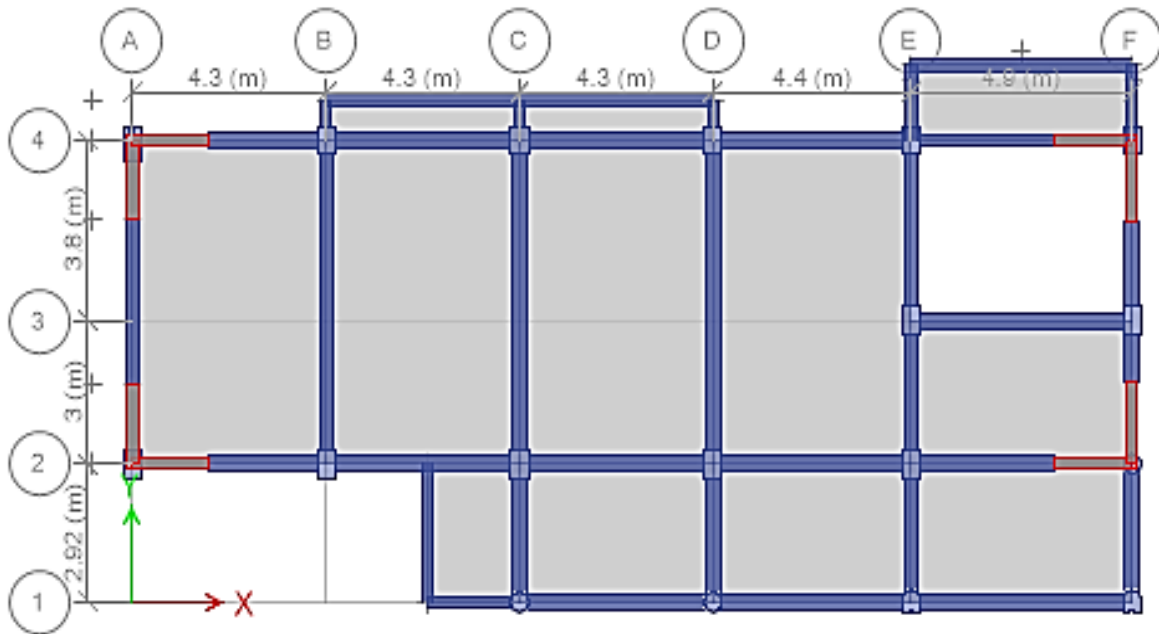


Figura 31: Modelado en planta Bloque 5- FIA

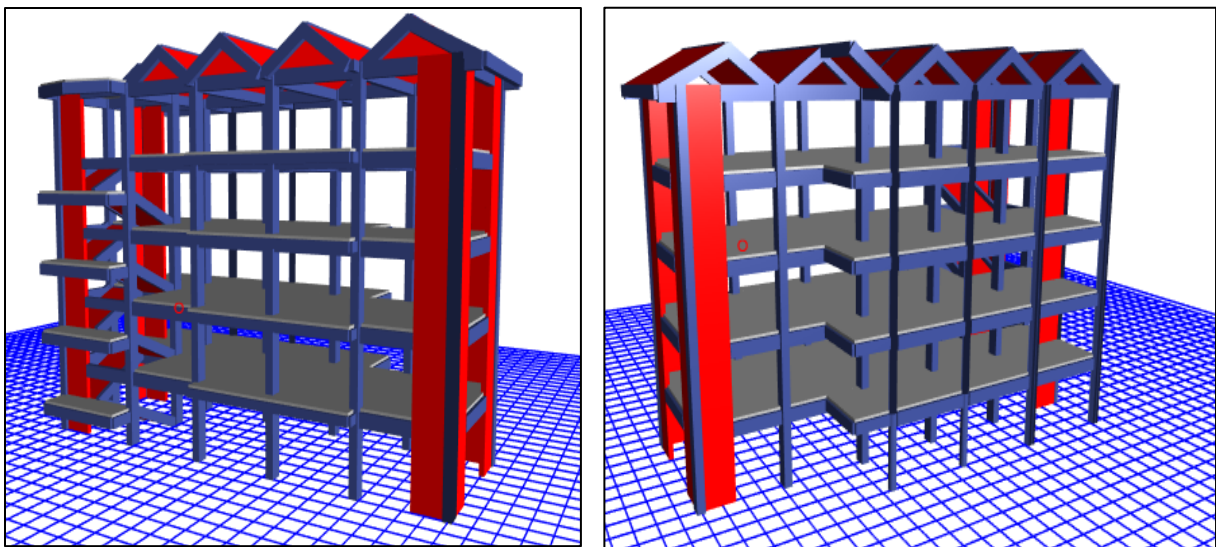


Figura 32: Modelado en elevación Bloque 5- FIA

- La distribución se da de la siguiente manera:
 - Primer nivel: Aulas
 - Segundo nivel: Laboratorios de cómputo.
 - Tercer al quinto nivel: Aulas.

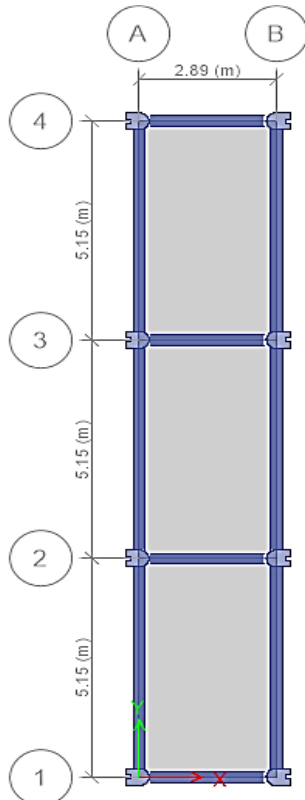
BLOQUE 06:

Figura 34: Modelado en planta Bloque 6-FIA

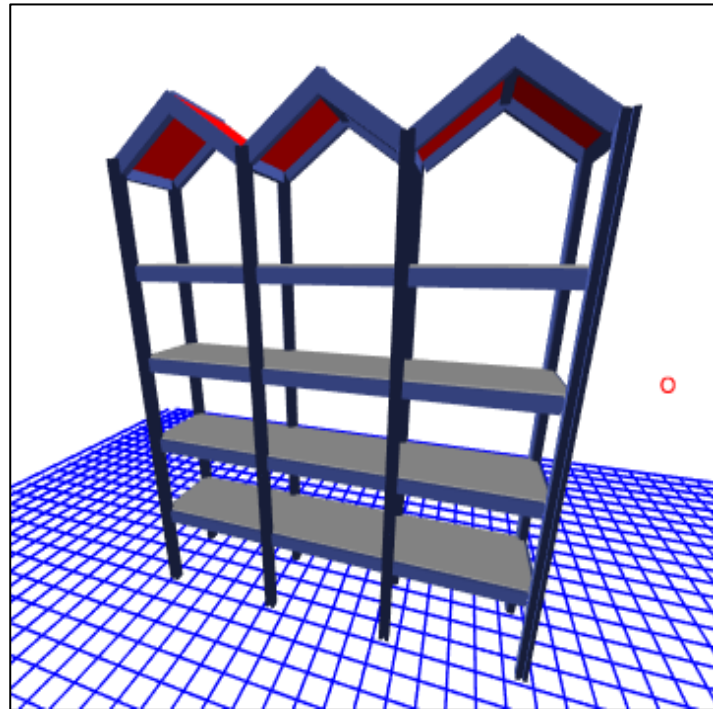


Figura 33: Modelado en elevación Bloque 6-FIA

Este bloque en cada piso es un pasillo de circulación, también llamado puente en los planos.

3.3.2. Muestra.

3.3.2.1. Descripción de la muestra.

No se tiene una muestra representativa de la población debido a que tenemos una muestra censal, en este caso la muestra es coincidente con la población, esto equivale a decir que nuestra población es uno, por consiguiente, la muestra también es uno. El número de muestras será la población en general ya cada una de ellas tiene distintas características en cuanto a diseño y uso.

3.3.2.2. Criterios de evaluación de muestra.

Se tuvieron los siguientes criterios de evaluación de muestras que fueron medidos como se indica a continuación:

- Expediente Técnico de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.- Permitió tener una visión más amplia de la edificación materia de investigación.



- NTP E. 020, Cargas. - Permite establecer las cargas y sobrecargas aplicadas a la superestructura
- NTP E.030, Diseño Sismorresistente. - Permitted analizar la estructura actual y el diseño sismorresistente de la propuesta.
- NTP E. 060, Concreto Armado. - Permitted analizar el diseño a flexo compresión de las columnas de la estructura actual.
- NTP. E. 0.90 Estructuras Metálicas.- Permitted tener una visión más amplia y clara del diseño en acero en nuestro país.
- AISC 360-05 AMERICAN INSTITUTE STEEL CONCRETE.- Fue una guía para predimensionar los diferentes elementos estructurales tanto como tubulares compuestos y solamente de acero.
- McCormac, & Csernak. (2013). GUIA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.- Permitted el diseño de la estructura

3.3.3. Criterios de inclusión.

En la investigación se tendrá como criterios de inclusión lo siguiente:

- Edificación de categoría A según la norma E.030 2016
- Edificación de sistema estructural aporticado, dual o de muros estructurales (pórticos y placas de corte), y edificada en concreto armado.
- Edificación de uso educativo de 05 niveles.
- Edificación asentada en la ciudad del **Cusco**.
- Edificación diseñada con la norma de diseño sismorresistente del Perú **E.030. 2003**
- Edificación en donde la calidad del concreto de los elementos estructurales tenga una resistencia a la compresión del concreto igual a **250 kg/cm²**.
- Edificaciones asentadas en un suelo con una capacidad portante de **0.91 kg/cm²** según estudio de mecánica de suelos.
- Edificación que cuenten con losas aligeradas de 20 cm de espesor y losas macizas de 20 cm de espesor y losas de 18 cm de espesor en escaleras.
- Para la estructura de acero se utilizaron normas Americanas (AISC360-05 Y LA ACI318-05)
- Las dimensiones de los perfiles son accesibles en la ciudad del Cusco.



- Las propiedades físicas y mecánicas son tomadas del expediente técnico de la edificación actual y de la Norma Técnica Peruana.

3.4. Instrumentos

3.4.1. Instrumentos metodológicos o instrumentos de recolección de datos.

Las guías documentarias que se utilizaron para alcanzar un cierto nivel de conocimientos, y de esta manera desarrollar la presente investigación se detallan a continuación.

Tabla 12: Guías documentarias

INSTRUMENTO	
GUÍAS DOCUMENTARIAS	<u>Expediente Técnico</u> de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.- permitió tener una visión más amplia de la edificación materia de investigación.
	<u>NTP E. 020, Cargas.</u> - permite establecer las cargas y sobrecargas aplicadas a la superestructura
	<u>NTP E.030, Diseño Sismorresistente.</u> - Permitted analizar la estructura actual y el diseño sismorresistente de la propuesta.
	<u>NTP E. 060, Concreto Armado.</u> - Permitted analizar el diseño a flexo compresión de las columnas de la estructura actual.
	<u>NTP. E. 0.90 Estructuras Metálicas.</u> - Permitted tener una visión más amplia y clara del diseño en acero en nuestro país.
	<u>ASTM A36 Standard Specification for Carbon Structural Steel</u> (2013).- permitió el diseño de las vigas de acero.



	Euro código 4 (2011), <u>Proyectos de Estructuras Mixtas de Acero y Hormigón, España.</u> - Permitió el diseño de las columnas compuestas
	McCormac, & Csernak. (2013). GUIA DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.- Permitio el diseño de la estructura

Tabla 13: *Guías observación de campo*

INSTRUMENTO	
GUÍAS OBSERVACIÓN DE CAMPO	Hoja de cálculo que permite darle seguimiento al ETABS en el análisis dinámico de un pórtico
	Hoja de cálculo que permite establecer los parámetros de irregularidad en los distintos bloques del FIA para poder establecer el parámetro R.
	Hoja de cálculo que permite construir el Espectro de Respuesta según Norma Diseño Sismo Resistente E.030 para la edificación materia de estudio.
	Hoja de cálculo que permite realizar el metrado de las cargas permanentes y sobre cargas aplicadas a cada losa de la edificación estudia, tomando en cuenta lo expuesto en la Norma de Cargas E.020
	Hoja de cálculo que permite realizar el predimensionamiento de los elementos compuestos y de acero.



	Hoja de cálculo para comparar la respuesta sísmica de la estructura en diferentes sistemas estructurales
	Formato de recolección de datos para contrastar las dimensiones de los principales elementos estructurales de la edificación Facultad de ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco
	Formato de factibilidad de obtención de elementos estructurales de acero en Cusco

3.4.2. Instrumentos de ingeniería.

3.4.2.1. Instrumentos.

- **WINCHAS** de 5 metros para la medición de las columnas y placas en campo.
- **FORMATO DE CONTRASTACIÓN EN CAMPO** donde se anotó las medidas en campo de las diferentes columnas y placas existentes en la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de La Universidad Andina del Cusco.

3.4.2.2. Softwares.

• **ETABS** en su versión 2016.2 es uno de los softwares líder en la Ingeniería Estructural donde pueden analizar cualquier tipo de estructuras con los reglamentos más conocidos (ACI en USA, RCDF en México, EUROCODIGO en Europa, etc.).

Para la presente investigación se utilizó una versión educativa del El programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems o Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones.

• **Civil 3D 2014**, Se utilizó este programa para poder estudiar los planos de la Facultad de ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco, obtenidos del expediente técnico para así ver sus detalles estructurales y poder trabajarlos en el ETABS, al ser un software los datos son confiables y válidos.

• **PTC Mathcad 3.0**, Se utilizó este programa para poder realizar los cálculos de predimensionamientos, cálculos de resistencia en columnas compuestas y vigas, recomendando su uso debido a la exactitud y a la ayuda con las unidades de los resultados de los diseños. }



3.5. Procedimientos de recolección de datos

Uno de los pasos más importantes a la hora de realizar un trabajo de investigación, es la recolección de datos, ya que son éstos los que permiten el análisis y procesamiento del fenómeno estudiado, para esta investigación se adquirió los planos del expediente técnico del pabellón de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco, también se contrastaron las dimensiones de las columnas de la facultad para poder contrastar con los planos obtenidos.

3.5.1. Revisión literaria.

La documentación y bibliografía que se estudió y analizo para alcanzar un cierto nivel de conocimientos en la rama de estructuras y sobre la estructura en sí, para poder desarrollar la presente investigación fueron las siguientes:

- Expediente Técnico de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco.- Permitió tener una visión más amplia de la edificación materia de investigación.
- NTP E. 020, Cargas.- Permitió establecer las cargas y sobrecargas aplicadas a la superestructura
- NTP E.030, Diseño Sismorresistente.- Permitió analizar la estructural actual y el diseño sismorresistente de la propuesta.
- NTP E. 060, Concreto Armado.- Permitió analizar el diseño a flexo compresión de las columnas de la estructura actual.
- NTP. E. 0.90 Estructuras Metálicas.- Permitió tener una visión más amplia y clara del diseño en acero en nuestro país.
- ASTM A36 Standard Specification for Carbon Structural Steel (2013).- permitió el diseño de las vigas de acero.
- Euro código 4 (2011), Proyectos de Estructuras Mixtas de Acero y Hormigón, España.- Permitió el diseño de las columnas compuestas
- McCormac, & Csernak. (2013). guía de diseño de estructuras de acero.- Permitió el diseño de la estructura

3.5.2. Observación directa.

En segundo lugar, como técnica de recolección de información se utilizó la observación directa para detallar de manera visual y táctil las características estructurales de la edificación materia de investigación.



Figura 35: Contratación de dimensiones de principales elementos estructurales en campo

3.5.2.1. Inspección in situ.

La inspección in situ se realizó para contrastar las dimensiones de los principales elementos estructurales de la edificación “**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO**” con la finalidad de elaborar el modelo estructural de la edificación tal y como se encuentra construida y se muestra a continuación comparándola con la de los planos del expediente técnico.

Ver Apéndice 4: Formato de recolección de datos para contrastar las dimensiones de los principales elementos estructurales de la edificación Facultad De Ingeniería Y Arquitectura De la Universidad Andina Del Cusco.

3.6. Procedimientos de análisis de datos

3.6.1. Ubicación de la edificación FIA - UAC.

El edificio materia de este trabajo de investigación es la “**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD ANDINA DE CUSCO**”.

Que se encuentra ubicada en la Urb. Larapa Grande A-5, distrito de San Jerónimo, provincia y departamento de Cusco, cuyo sistema de coordenadas son: UTM WGS84 ZONA19 L SUR 8501521.28 m S, 185682.11 m E,

Presenta los siguientes linderos:



- Por el **NORTE**: Calle Las Gardenias
- Por el **SUR**: Av. 2
- Por el **ESTE**: Calle Las Begonia
- Por el **OESTE**: Av. 5

3.6.2. Descripción de la estructura FIA – UAC.

La edificación **Facultad de ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco** es una estructura de concreto reforzado del tipo aporticado con placas de rigidez de 05 niveles.

La distribución general del conjunto responde a las características básicas funcionales de un Centro de estudios de nivel universitario, como lo son salones, oficinas, laboratorio, un auditorio en el quinto nivel y una biblioteca en el primer nivel. Los cuales se expresan en la distribución armónica de espacios libres, las áreas construidas y las áreas de circulación lo más fluida posible, para canalizar el flujo de los usuarios de la edificación.

La circulación, siendo la columna vertebral que articula los diferentes ambientes contemplados dentro del programa de necesidades, ha merecido bastante atención con el planteamiento de galerías y pasillos de circulación, así como dos cajas de escaleras, una rampa para circulación de discapacitados del primer a quinto nivel, cumpliendo de esta manera con la normatividad establecida en el Reglamento Nacional de Construcciones.

La cimentación de los diferentes bloques de la facultad consiste en una retícula de Vigas T invertidas de concreto armado, dispuestas a lo largo de los ejes arquitectónicos y estructurales en planta de la edificación, todos los elementos de la subestructura son de concreto armado con $F'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

Las columnas, placas y las vigas y todos los elementos de la superestructura son de concreto armado con $F'c=250 \text{ kg/cm}^2$.

En esta edificación se han proyectado dos núcleos interiores de escaleras que representan los sistemas principales de circulación vertical del pabellón. Estas escaleras se han diseñado como losas macizas convencionales de 0.18 m. de espesor.

La edificación se divide en 06 bloques con una junta de separación sísmica de 0.06 m entre estos.

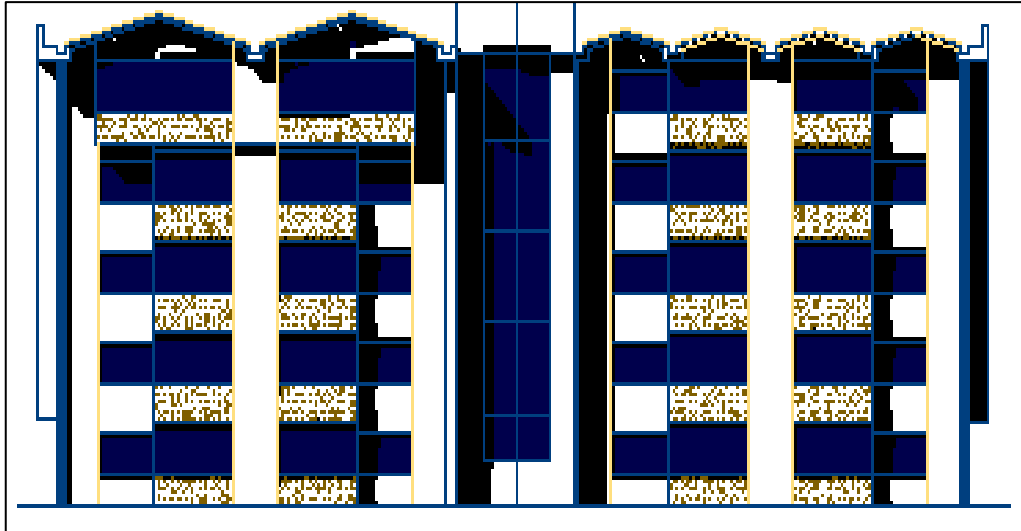


Figura 36: Elevación Frontal Sur FIA- UAC

Fuente: Expediente técnico del proyecto "Consultoría Ing. Noemí Ortega Campana"

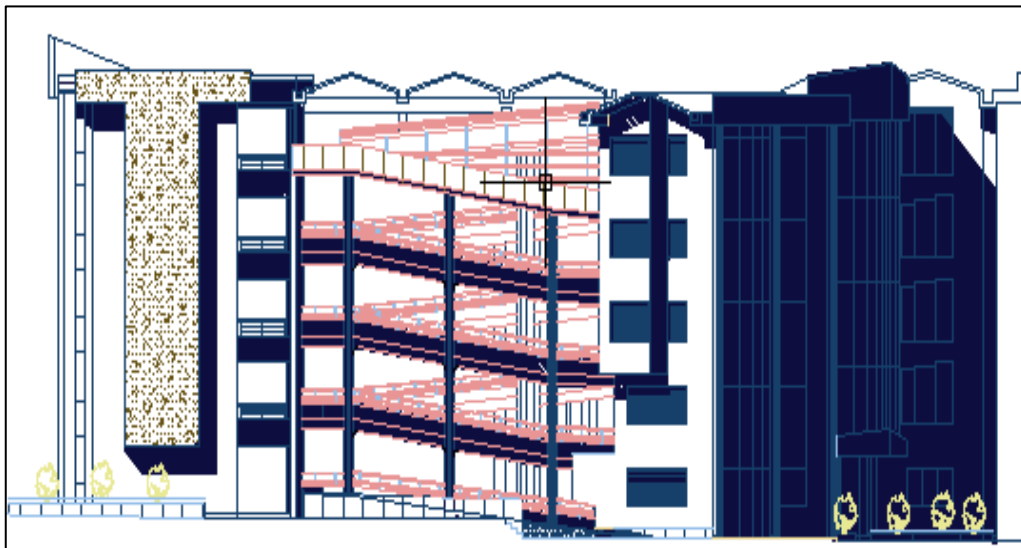


Figura 37: Elevación lateral este FIA-UAC

Fuente: Expediente técnico del proyecto "Consultoría Ing. Noemí Ortega Campana"

3.6.3. Propiedades de los materiales empleados.

- PROPIEDADES DEL CONCRETO ESTRUCTURAL.

Estos valores fueron tomados del expediente técnicos los cuales respetan las propiedades que indican la NTP 0.60 dándonos el valor del módulo de elasticidad para concretos de densidad normal se puede tomar de acuerdo al expediente técnico, como sigue:

$$E_c = 15000 \times \sqrt{f'c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$



El concreto usado en la superestructura: columnas, muros estructurales, vigas, losas de entresijos, tiene las siguientes propiedades según lo especificado en la memoria descriptiva de la especialidad de estructuras - expediente técnico.

- Peso Específico del Concreto: $\gamma = 2400 \text{ kg/cm}^3$
- Resistencia a Compresión del Concreto: $f'c = 250 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.
- Módulo de Elasticidad del Concreto: $E_c = 237170.82 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.
- Módulo de Corte: $E_c/2.3 = 103117.75 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.
- Coeficiente o Módulo de Poisson: $\nu = 0,20$.

El concreto usado en los muros estructurales, tiene las siguientes propiedades:

- Peso Específico del Concreto: $\gamma = 2400 \text{ kg/cm}^3$
- Resistencia a Compresión del Concreto: $f'c = 250 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.
- Módulo de Elasticidad del Concreto: $E_c = 237170.82 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.
- Módulo de Corte: $E_c/2.3 = 103117.75 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.
- Coeficiente o Módulo de Poisson: $\nu = 0,20$.

Las características del acero estructural especificado del proyecto son:

- Esfuerzo de Fluencia del Acero: $f_y = 4200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.
- Módulo de Elasticidad del Acero: $E_s = 2000000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$.

3.6.4. Modelo estructural de la edificación FIA – UAC.

Se elaboró un modelo estructural de la edificación “Facultad de ingeniería y Arquitectura de la Universidad Andina del Cusco” en base a la inspección in situ de las dimensiones de los elementos estructurales y también en base a los planos estructurales del expediente técnico (Proyecto y Expediente técnico a nivel de ejecución de obra), desarrollado por la Consultoría Ing. Noemí Ortega Campana.

Se ha empleado el programa ETABS 2016.2 que es considerado un instrumento de recolección de datos (según el ítems 3.4.2.1), en el modelo matemático se consideró en el sentido longitudinal y en el sentido transversal como una estructura de muros estructurales.

Los elementos de vigas y columnas se consideraron como barras (elementos unidimensionales) con propiedades correspondientes a la sección transversal completa. Los muros fueron representados por elementos tipo shell. Los apoyos de las columnas se



consideraron como empotramientos, y los apoyos en los muros se consideraron como apoyos fijos. El modelo estructural se desarrolló considerando elementos unidimensionales con deformaciones por flexión, cortante y axial, considerando tres grados de libertad en cada nivel, Las vigas y columnas fueron modeladas como elementos unidireccionales “Frames”, placas y techos como elementos bidireccionales “Wall” y “Slab” respectivamente.

Se consideró en el modelo del edificio diafragmas rígidos en el plano horizontal haciendo uso de la opción Diaphragm Constraint, con lo que se estaría considerando el movimiento de los nudos de una manera dependiente por nivel del centro de masas de dicho nivel.

3.6.5. Evaluación sísmica cuantitativa con la norma-E.030 vigente.

El análisis sísmico tiene como objetivo determinar las fuerzas internas en los elementos estructurales. Así también, permite estimar los desplazamientos laterales de una edificación, La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 especifica que, para edificios de concreto armado, el límite permisible de desplazamiento lateral es de 0.007, concepto conocido como deriva de entre piso.

3.6.5.1. Análisis por carga de gravedad.

3.6.5.1.1. Cargas aplicadas a la superestructura.

De acuerdo a las Normas NTP. E.020. y E.060 se consideran los siguientes estados de Carga en la estructura según valores definidos

Donde:

- **Peso Propio de la Estructura (Dead)**

El peso propio de la estructura, evaluado directamente por el programa de Análisis estructural, con base en los pesos unitarios de los elementos principales multiplicados por las longitudes teóricas.

- **Sobre Carga 1 Y Sobre carga 2**

Son las alternancias consideradas para la carga viva total (Cargas Total).

- **Sismo FHE XX (Seismic)**

Son Fuerza Sísmica en dirección. X-X, con excentricidad accidental de 5% en dirección. “+Y” y “-Y” Respectivamente, en cada bloque y nivel, calculada en el análisis dinámico