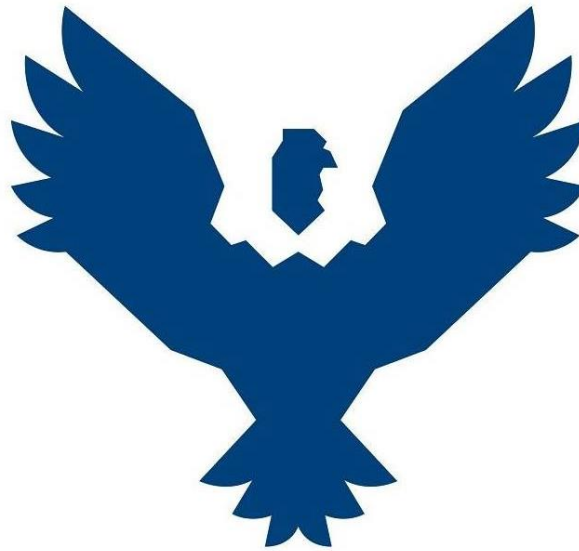




UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

“ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES BAJO LA ACCIÓN DE SISMO EN UNA SUPERESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO TIPO PÓRTICO CON ASISTENCIA DE PERSONAL TÉCNICO, RESPECTO DE UNA SUPERESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO TIPO PÓRTICO SIN ASISTENCIA DE PERSONAL TÉCNICO”.

Presentado por: Cahuana Casani, Elias Jonathan.

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero civil

Asesor: Chacón Sánchez Víctor

CUSCO – PERÚ

2023



Metadatos

Datos del autor	
Nombres y apellidos	Elias Jonathan Cahuana Casani
Número de documento de identidad	48064167
URL de Orcid	https://orcid.org/0009-0000-3659-7863
Datos del asesor	
Nombres y apellidos	Víctor Chacón Sánchez
Número de documento de identidad	23807993
URL de Orcid	https://orcid.org/0000-0001-6891-6902
Datos del jurado	
Presidente del jurado (jurado 1)	
Nombres y apellidos	Dr. Eliot Pezo Zegarra
Número de documento de identidad	24006901
Jurado 2	
Nombres y apellidos	Mgt. Omar Gutiérrez Campana (Secretario de actas)
Número de documento de identidad	41731830
Jurado 3	
Nombres y apellidos	Mgt. Mitsy Elena Gudiel Cárdenas (Dictaminante de tesis)
Número de documento de identidad	23950550
Jurado 4	
Nombres y apellidos	Mgt. Renzo Cayo Mancilla. (Replicante de tesis)
Número de documento de identidad	43693404
Datos de la investigación	
Línea de investigación de la Escuela Profesional	SISMORRESISTENCIA.



Análisis de la respuesta
estructural de los componentes
estructurales bajo la acción de
sismo en una superestructura
de concreto armado tipo
pórtico con asistencia de
personal técnico, respecto de
una

Fecha de entrega: 19-dic-2023 09:48 a.m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega: 2262576462
Nombre del archivo: CORRECCION_TESIS_Noviembre_2023.docx (10.58M)
Total de palabras: 30374
Total de caracteres: 167734

Dr. Ing. Victor Chacon Sanchez
Asesor de tesis



UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

"ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES BAJO LA ACCIÓN DE SISMO EN UNA SUPERESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO TIPO PÓRTICO CON ASISTENCIA DE PERSONAL TÉCNICO, RESPECTO DE UNA SUPERESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO TIPO PÓRTICO SIN ASISTENCIA DE PERSONAL TÉCNICO".

Presentado por: Cahuana Casani, Elias Jonathan.

Para optar el Título Profesional de

Ingeniero civil

Asesor: Chacón Sánchez Víctor

CUSCO - PERÚ

2023

Dr. Ing. Victor Chacon Sanchez
Asesor de tesis



Análisis de la respuesta estructural de los componentes estructurales bajo la acción de sismo en una superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico, respecto de una

INFORME DE ORIGINALIDAD

23%	23%	1%	11%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	4%
2	Submitted to Universidad Andina del Cusco Trabajo del estudiante	2%
3	tecnologiadelconcretocurso.blogspot.com Fuente de Internet	2%
4	dspace.utpl.edu.ec Fuente de Internet	1%
5	repositorio.uandina.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	www.coursehero.com Fuente de Internet	1%
7	vsip.info Fuente de Internet	1%
8	repositorio.unsaac.edu.pe Fuente de Internet	1%

Dr. Ing. Victor Chacon Sanchez
Asesor de tesis



Recibo digital

Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por Turnitin. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: Elias Jonathan Cahuana Casani
Título del ejercicio: Tesis final - Cahuana Casani
Título de la entrega: Análisis de la respuesta estructural de los componentes estr...
Nombre del archivo: CORRECCION_TESIS_Noviembre_2023.docx
Tamaño del archivo: 10.58M
Total páginas: 174
Total de palabras: 30,374
Total de caracteres: 167,734
Fecha de entrega: 19-dic.-2023 09:43a. m. (UTC-0500)
Identificador de la entre... 2262576462



Derechos de autor 2023 Turnitin. Todos los derechos reservados.

Dr. Ing. Víctor Chacon Sánchez
Asesor de tesis



AGRADECIMIENTOS

Agradezco a DIOS por darme las fuerzas para poder realizar cualquier actividad dentro de mi formación profesional por ser mi inspiración en todo el proceso de elaboración de la investigación.

A mis padres por darme la vida, educación y formación profesional por el constante apoyo sin interés en todo el transcurso de mi formación profesional, a mis hermanas por el apoyo moral e incentivo constante hacia mi persona.

A mi asesor ING° Chacón Sánchez Víctor. Por el apoyo incondicional guiándome en todo el proceso de elaboración del presente trabajo.



DEDICATORIA

A mis padres Cahuana Palomino Pedro y Lola Casani Vargas por el constante apoyo en todo el transcurso de mi formación profesional y en la elaboración de la presente investigación.

A mi familia y amigos cercanos en general que con su apoyo anímico ayudaron a concluir la presente investigación.



INDICE GENERAL

Capítulo 1: Introducción	19
1.1 Planteamiento del problema.	20
1.2 Formulación del problema.....	21
1.2.1. Problema general.....	21
1.2.2. Problemas específicos	21
1.3 Justificación	22
1.3.1 Conveniencia.....	22
1.3.2 Relevancia social.....	22
1.3.3 Implicancias prácticas.	22
1.3.4. Valor teórico.	22
1.3.5 Viabilidad o factibilidad.	22
1.4 Objetivos de la investigación.....	23
1.4.1. Objetivo general.....	23
1.4.2. Objetivos específicos.....	23
1.5 Delimitación del estudio.....	23
1.5.1 Delimitación espacial	23
1.5.2 Delimitación temporal.....	23
Capítulo 2: Marco teórico	24
2.1 Antecedentes del estudio	24
2.1.1 Antecedentes internacionales.....	24
2.1.2 Antecedentes nacionales	24
2.2 Bases teóricas.....	25
2.2.1 Control de calidad del concreto	25
2.2.1.1 Concepto básico de calidad.....	25
2.2.1.2 Normas y especificaciones.....	26
2.2.1.3 Diseño.....	26



2.2.1.4 Principales fuentes de variabilidad.....	27
2.2.1.5 Indicadores estadísticos	27
2.2.1.6 Control de calidad	28
2.2.2 Martillo Schmidt (Esclerómetro)	31
2.2.2.1 Tipos de Martillo	32
2.2.2.2 Descripción y principio de funcionamiento.....	33
2.2.2.3 Procedimiento de medida	34
2.2.2.4 Ejemplo de medidas y análisis de resultados.....	39
2.2.3 Superestructura.....	41
2.2.3.1 Superestructura en la ingeniería	42
2.2.4 Capacidad resistente en una superestructura	42
2.2.4.1 Columna.....	42
2.2.4.1.1 Determinación del diagrama de interacción	44
2.2.4.2 Vigas.....	47
2.2.4.3 Análisis estructural con carga de sismo	49
2.2.4.3.1 Consideraciones generales para el análisis	49
2.2.4.3.2 Modelos para el análisis.....	50
2.2.4.3.3 Estimación del peso (P)	50
2.2.4.3.4 Procedimientos de análisis sísmico.	51
2.2.4.3.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes	51
2.2.4.3.6 Fuerza Cortante en la Base	51
2.2.4.3.7 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura	51
2.2.4.3.8 Período Fundamental de Vibración.....	51
2.2.4.3.9 Excentricidad Accidental.....	52
2.2.4.3.10 Fuerzas Sísmicas Verticales.....	52
2.2.4.3.11 Análisis Dinámico Modal Espectral	53
2.2.4.3.12 Modos de Vibración	53



2.2.4.3.13 Aceleración Espectral	53
2.2.4.3.14 Criterios de Combinación	53
2.2.4.3.15 Fuerza Cortante Mínima	53
2.2.4.3.16 Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)	54
2.2.4.3.17 Análisis Dinámico Tiempo - Historia.....	54
2.2.4.3.18 Registros de Aceleración	54
2.2.4.3.19 Modelo para el Análisis	54
2.2.4.3.20 Tratamiento de Resultados.....	55
2.3 Marco conceptual.....	55
2.3.1 Determinación del diagrama de interacción biaxial.....	55
2.3.2 Ductilidad de secciones de viga	57
2.3.3 Derivas.....	59
2.3.4 Etabs	59
2.3.5 Matcad	60
2.4 Hipotesis	60
2.4.1 Hipotesis general.....	60
2.4.2 Hipotesis específicas	60
2.4.2.1 Sub hipótesis numero 01.....	60
2.4.2.2 Sub hipótesis numero 02.....	60
2.4.2.3 Sub hipótesis numero 03.....	60
2.4.2.4 Sub hipótesis numero 04.....	61
2.5 Variables e indicadores	61
2.5.1 Identificación de variables	61
2.5.2. Operacionalización de variables	62
Capitulo III: Método	63
3.1 Alcance del estudio	63
3.1.1 Tipo de investigación	63



3.1.2 Nivel o alcance de la investigación.....	63
3.2 Diseño de investigación.....	63
3.2.2 Diseño de ingeniería.....	64
3.3 Población.....	65
3.3.1 Población.....	65
3.3.1.1 Descripción de la población.....	65
3.3.1.2 Cuantificación de la población.....	66
3.4 Muestra.....	66
3.4.1 Descripción de la muestra.....	66
3.4.2 Cuantificación de la muestra.....	66
3.4.2.1 Método de muestreo.....	68
3.4.2.2 Criterios de evaluación de la muestra.....	68
3.4.2.3 Criterios de Inclusión.....	68
3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	69
3.5.1 Instrumentos metodológicos o instrumentos de recolección de datos.....	69
3.5.1.1. Formato de recolección de datos de ensayos esclerometricos.....	69
3.5.2 Instrumentos de Ingeniería.....	69
3.5.2.1 Equipos.....	69
3.5.2.2 Instrumentos.....	70
3.5.3 Instrumentos de proceso de análisis de datos.....	70
3.5.3.1 Equipos.....	70
3.5.3.2 Instrumentos.....	70
3.6. Validez y confiabilidad de los instrumentos.....	70
3.6.1 Recolección de información de muestras.....	70
3.6.1.1 Calibración del instrumento de evaluación de datos.....	70
3.6.1.2 Recolección de información general de muestra 01.....	74
3.6.1.3. Información general de muestra 02.....	78



3.7. Plan de análisis de datos	81
3.7.1 Proceso de Análisis de datos por variable independiente.....	81
3.7.1.1 Determinación de superestructura (Estructura con asistencia técnica).	81
3.7.1.2 Modelamiento e interpretación de resultados mediante programa etabs (Estructura con asistencia técnica).....	82
3.7.1.3 Determinación de superestructura (Estructura sin asistencia técnica).	85
3.7.1.4 Modelamiento e interpretación de resultados mediante programa etabs (Estructura sin asistencia técnica).....	85
3.7.2 Proceso de Análisis de datos por variable dependiente.....	88
3.7.2.1 Calculo de calidad del concreto $f'c$ en superestructura con asistencia técnica asistida.....	88
3.7.2.1.1 Proceso estadístico de calidad del concreto en columnas.....	88
3.7.2.1.2 Proceso estadístico de calidad del concreto en vigas	91
3.7.2.1.3 Proceso estadístico de calidad del concreto en losa	94
3.7.2.1.4 Proceso estadístico de calidad del concreto en escalera	95
3.7.2.2 Calculo de calidad del concreto $f'c$ en superestructura sin asistencia técnica asistida.....	96
3.7.2.2.1 Proceso estadístico de calidad del concreto en columnas.....	96
3.7.2.2.2 Proceso estadístico de calidad del concreto en vigas	97
3.7.2.2.3 Proceso estadístico de calidad del concreto en losa	99
3.7.2.2.4 Proceso estadístico de calidad del concreto en escalera	99
3.7.2.3 Verificación de derivas respecto de la calidad del concreto en superestructura con asistencia técnica asistida	100
3.7.2.4 Verificación de derivas respecto de la calidad del concreto en superestructura sin asistencia técnica asistida	103
3.7.2.5 Relación demanda, capacidad de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en superestructura con asistencia de personal técnico.	105
3.7.2.6 Relación demanda, capacidad de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en superestructura sin asistencia de personal técnico.	112



3.7.2.7 Verificación de ductilidad en vigas estructura con asistencia técnica asistida .	120
3.7.2.8 Verificación de ductilidad en vigas estructura sin asistencia técnica asistida ..	131
Capítulo 4: Resultados de la investigación	141
4.1 Resultados respecto a los objetivos específicos.....	141
4.1.1 Resultados en calidad de resistencia a compresión de 17 MPA establecido por la norma E060 de concreto armado.	141
4.1.1.1 Resultados en calidad de resistencia a compresión de 17 MPA establecido por la norma E060 de concreto armado en superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico.....	141
4.1.1.2 Resultados en calidad de resistencia a compresión de 17 MPA establecido por la norma E060 de concreto armado en superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.....	146
4.1.2 Resultados en variación de derivas de 0.007 establecido por la norma E030 en superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico, respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.	150
4.1.2.1 Resultados en variación de derivas de 0.007 establecido por la norma E030 en superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico...	150
4.1.2.2 Resultados en variación de derivas de 0.007 establecido por la norma E030 en superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico....	150
4.1.3 Resultados en variación de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en relación demanda – capacidad en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico, respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.	151
4.1.3.1. Resultados en variación de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en relación demanda – capacidad en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico.	151
4.1.3.2. Resultados en variación de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en relación demanda – capacidad en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.	153



4.1.4 Resultados en verificación del coeficiente de reducción (R=8 ductilidad) establecido por la norma E030 en elementos tipo viga de superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico asistido, respecto de superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico asistido.	155
4.1.4.1 Resultados en verificación del coeficiente de reducción (R=8 ductilidad) establecido por la E030 en elementos tipo viga de superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico asistido.	155
4.1.4.2 Resultados en verificación del coeficiente de reducción (R=8 ductilidad) establecido por la E030 en elementos tipo viga de superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico asistido.	157
4.2 Resultados respecto al objetivo general	159
4.2.1 Resultados respecto al objetivo general – Respuesta estructural en función a los parámetros de la calidad en valor de resistencia a compresión F'_c , derivas establecido por la norma E030, compresión biaxial en elementos tipo columna, ductilidad en vigas en las dos superestructuras tipo pórtico con asistencia de personal técnico y sin asistencia de personal técnico.	159
Capítulo 5: Discusión.....	161
5.1 Descripción de los hallazgos más relevantes y significativos.	161
5.1.1 Discusión respecto a la verificación de calidad del concreto en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico....	161
5.1.2 Discusión respecto a la verificación de derivas en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.	161
5.1.3 Discusión respecto a la verificación de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.	162
5.1.4 Discusión respecto a la verificación de ductilidad en vigas en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico....	162



5.2. Limitaciones del estudio.....	162
5.2.1 Viabilidad de las fuentes.....	162
5.2.2 Tiempo.....	163
5.2.3 Recursos económicos	163
5.2.4 Recursos Humanos	163
5.3. Comparación crítica con la literatura existente.....	164
5.4. Implicancias del estudio.	164
CONCLUSIONES	165
RECOMENDACIONES	166
REFERENCIAS	168
INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS.....	170
VALIDACION DE INSTRUMENTOS	171

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 01: Descripción de área por nivel en estructura con asistencia de personal técnico asistido.....	20
Tabla 02: Descripción de área por nivel en estructura sin asistencia de personal técnico asistido.....	21
Tabla 03: Resistencia promedio requerida según aci 318	28
Tabla 04: Control de concreto en campo	29
Tabla 05: Valores típicos de número de rebotes medidos con martillo tipo L para diferentes rocas	38
Tabla 06: Valores de b_1 para F'_c	49
Tabla 07: Desplazamientos relativos para estructuras por nivel de piso.	59
Tabla 08: Distribución de edificación N°01	65
Tabla 09: Distribución de edificación N°02	65
Tabla 10: ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO COLUMNA	66
Tabla 11: ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO VIGA.....	67



Tabla 12: ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO LOSA	67
Tabla 13: ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO ESCALERA.....	67
TABLA N° 14 ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO COLUMNA.....	67
TABLA N° 15 ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO VIGA	67
TABLA N° 16 ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO LOSA.....	68
TABLA N° 17 ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO ESCALERA	68
Tabla 18: Datos de lecturas con esclerómetro - Superficie superior de briqueta	73
Tabla 19: Datos de lecturas con esclerómetro – Superficie inferior de briqueta.....	73
Tabla 20: Datos de lecturas con esclerómetro – Superficie transversal.....	74
Tabla 21: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna – superestructura con asistencia técnica.....	88
Tabla 22: Datos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna primer piso – superestructura con asistencia técnica.....	89
Tabla 23: Datos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna, segundo piso – superestructura con asistencia técnica	89
Tabla 24: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna, tercer piso – superestructura con asistencia técnica.....	90
Tabla 25: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna, cuarto piso – superestructura con asistencia técnica.....	90
Tabla 26: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna, quinto piso – superestructura con asistencia técnica.....	91
Tabla 27: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga – Primer piso - superestructura con asistencia técnica.....	91
Tabla 28: Resultados según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga, primer piso – superestructura con asistencia técnica	92
Tabla 29: Resultados según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga – Segundo piso - superestructura con asistencia técnica	92
Tabla 30: Resultados según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga – Tercer piso - superestructura con asistencia técnica	93



Tabla 31: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga – Cuarto piso - superestructura con asistencia técnica.....	93
Tabla 32: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo losa – superestructura con asistencia técnica.....	94
Tabla 33: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo losa – losa - superestructura con asistencia técnica	94
Tabla 34: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo escalera –superestructura con asistencia técnica.....	95
Tabla 35: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo escalera - superestructura con asistencia técnica	95
Tabla 36: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna – superestructura sin asistencia técnica.....	96
Tabla 37: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna – superestructura sin asistencia técnica.....	97
Tabla 38: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga – superestructura sin asistencia técnica.....	98
Tabla 39: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga – superestructura sin asistencia técnica.....	98
Tabla 40: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo losa – superestructura sin asistencia técnica.....	99
Tabla 41: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo losa – superestructura sin asistencia técnica.....	99
Tabla 42: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo escalera – superestructura sin asistencia técnica.....	100
Tabla 43: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo escalera – superestructura sin asistencia técnica.....	100
Tabla 44: Parámetros sísmicos y irregularidades verificadas por norma e030 – superestructura con asistencia técnica.....	101
Tabla 45: Calculo de la cortante basal y peso de la estructura – superestructura con asistencia técnica.....	102



Tabla 46: Calculo de periodos fundamentales– superestructura con asistencia técnica	102
Tabla 47: Calculo de cortante dinámico– superestructura con asistencia técnica	102
Tabla 48: Calculo de deriva en las dos direcciones – superestructura con asistencia técnica	102
Tabla 49: Parámetros y verificación de irregularidades dados por norma e030 – superestructura sin asistencia técnica.....	103
Tabla 50: Calculo de la cortante basal y peso de la estructura – superestructura sin asistencia técnica.....	104
Tabla 51: Calculo de periodos fundamentales– superestructura sin asistencia técnica	104
Tabla 52: Calculo de cortante dinámico– superestructura sin asistencia técnica	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01: Fundaciones de un edificio de 30 pisos (promedio de dos cilindros)	30
Figura 02: Fundaciones de un edificio de 30 pisos (promedio de tres pruebas consecutivas)	30
Figura 03: Columnas y vigas de un edificio publico – promedio de dos cilindros	31
Figura 04: Columnas y vigas de un edificio publico (promedio de tres pruebas consecutivas)	31
Figura 05: Sección longitudinal a través del martillo mostrando sus componentes.....	33
Figura 06: Principio de funcionamiento del martillo.....	33
Figura 07:Preparación de la superficie de ensayo	34
Figura 08: Ejecución del ensayo	35
Figura 09: Soporte para testigos de roca	35
Figura 10: Yunque de prueba	36
Figura 11: Gráfico de correlación para el martillo Schmidt entre resistencia a compresión, densidad de la roca y rebote (Miller, 1965).....	37
Figura 12: Clasificación de la resistencia según la ISRM.....	38



Figura 13: Ejemplo de medidas del rebote con martillo Schmidt tipo L	40
Figura 14: Histograma de las medidas obtenidas	41
Figura 15 Elementos equivalentes sujetos a flexocompresión.	43
Figura 16: Elementos equivalentes sujetos a flexocompresión.	43
Figura 17: Diagrama de interaccion uniaxial - columnas.	46
Figura 18: Seccion de concreto doblemente reforzada cuando se alcanza la resistencia a flexion.	48
Figura 19: Fuerza cortante de diseño en vigas.	Error! Bookmark not defined.
Figura 20: Seccion de columna con flexion biaxial en la carga ultima.	56
Figura 21: Superficie de interaccion (superficie de falla) para una columna de concreto reforzado con flexion biaxial.	56
Figura 22: Seccion de viga doblemente reforzada con flexion – a la primera cedencia – bajo momento ultimo.	58
Figura 23: Distribuciones de esfuerzo y deformacion para la misma fuerza de compresion cuando el acero alcanza el esfuerzo de cedencia.	59
Figura 24: Proceso Cuantitativo	63
Figura 25: Esclerómetro Analogo HT 225	69
Figura 26: Esclerometro para ensayo de compresión	71
Figura 27: Disparo con esclerómetro en cara superior con un angulo de -90°	71
Figura 28: Disparo con esclerómetro en cara inferior con un angulo de -90°	71
Figura 29: Disparo con esclerómetro en cara transversal con un angulo de -90°	72
Imagen 30: Tabla de indicador de resistencia a compresión kg/cm^2 en un determinado angulo.	72
Figura 31: Ensayo a compresión simple	74
Figura 32: Referencia geográfica de muestra 01	75
Figura 33: Trabajo de picado en elementos estructurales	75
Figura 34: Vista frontal de elemento estructural tipo columna con picado para ensayo de esclerometría.	76



Figura 35: Vista frontal de elemento estructural tipo viga con picado para ensayo de esclerometría.....	76
Figura 36: Vista frontal de elementos estructurales tipo columna, viga con picado para ensayo de esclerometria.	76
Figura 37: Toma de lectura para ensayos de esclerometría en columnas	77
Figura 39: Toma de lectura para ensayos de esclerometría en vigas.....	77
Figura 40: Toma de lectura para ensayos de esclerometría en escalera.....	78
Figura 41: Toma de lectura para ensayos de esclerometría en losa.....	78
Figura 42: Referencia geográfica de muestra 02	79
Figura 43: Trabajo de picado en elementos estructurales – Superestructura sin asistencia tecnica.	79
Figura 44: Toma de datos en elementos tipo viga – Estructura sin asistencia tecnica. ..	80
Figura 45: Toma de datos en elementos tipo columna – Estructura sin asistencia tecnica.	80
Figura 46: Toma de datos en elementos tipo columna – Estructura sin asistencia tecnica.	80
Figura 47: Referencia geográfica de muestra 01	81
Figura 48: Imagen de superestructura real	82
Imagen 49: Referencia geográfica de muestra 02.....	85
Figura 50: Simulacion de superestructura en el programa Etabs	101
Figura 51: Simulacion de superestructura en el programa Etabs	103
Imagen 52: Flexo compresion biaxial en columna A1 – Estructura con asistencia tecnica.	108
Figura 53: Flexo compresion biaxial en columna C2 – Estructura con asistencia tecnica.	112
Figura 54: Flexo compresion biaxial en columna B1 – Estructura sin asistencia tecnica.	116
Figura 55: Flexo compresion biaxial en columna B2 – Estructura sin asistencia tecnica.	120



Figura 56: Ductilidad en viga BC eje 2 – Estructura con asistencia tecnica.....	125
Figura 57: Ductilidad en viga 12 eje C – Estructura con asistencia tecnica.	130
Figura 58: Ductilidad en viga 1B – 2B – Estructura sin asistencia tecnica.	135
Figura 59: Ductilidad en viga 2C – 2B – Estructura sin asistencia tecnica.	140
Figura 60: Variación en elementos estructurales tipo columna – primer piso, resultados de ensayos esclerometricos	141
Figura 61: Variación en elementos estructurales tipo columna – segundo piso, resultados de ensayos esclerometricos	142
Figura 62: Variación en elementos estructurales tipo columna – tercer piso, resultados de ensayos esclerometricos	142
Figura 63: Variación en elementos estructurales tipo columna – cuarto piso, resultados de ensayos esclerometricos	143
Figura 64: Variación en elementos estructurales tipo columna – quinto piso, resultados de ensayos esclerometricos	143
Figura 65: Variación en elementos estructurales tipo viga – Primer piso, resultados de ensayos esclerometricos	144
Figura 66: Variación en elementos estructurales tipo viga – Segundo piso, resultados de ensayos esclerometricos	144
Figura 67: Variación en elementos estructurales tipo viga – tercer piso, resultados de ensayos esclerometricos	144
Figura 68: Variación en elementos estructurales tipo viga – cuarto piso, resultados de ensayos esclerometricos	145
Figura 69: Variación en elementos estructurales tipo losa – resultados de ensayos esclerometricos	145
Figura 70: Variación en elementos estructurales tipo escalera – resultados de ensayos esclerometricos	146
Figura 71: Variación en elementos estructurales tipo columna – primer piso, resultados de ensayos esclerometricos	147
Figura 72: Variación en elementos estructurales tipo columna – Segundo piso, resultados de ensayos esclerometricos	147



Figura 73: Variación en elementos estructurales tipo columna – Segundo piso, resultados de ensayos esclerometricos	147
Figura 74: Variación en elementos estructurales tipo viga – primer piso, resultados de ensayos esclerometricos	148
Figura 75: Variación en elementos estructurales tipo viga – Segundo piso, resultados de ensayos esclerometricos	148
Figura 76: Variación en elementos estructurales tipo losa – resultados de ensayos esclerometricos	149
Figura 77: Variación en elementos estructurales tipo losa – resultados de ensayos esclerometricos	149
Figura 78: Resultado de variacion de derivas – Superestructura tipo portico con asistencia de personal tecnico.....	150
Figura 79: Resultado de variacion de derivas – Superestructura tipo portico sin asistencia de personal tecnico.....	151
Figura 80: Diagrama de interaccion biaxial el columna 1A – Estructura con asistencia tecnica	152
Figura 81: Diagrama de interaccion biaxial el columna C2 – Estructura con asistencia tecnica	153
Figura 82: Diagrama de interaccion biaxial el columna B1 – Estructura sin asistencia tecnica	154
Figura 83: Diagrama de interaccion biaxial el columna B2 – Estructura sin asistencia tecnica	155
Figura 84: Pendientes en relacion a momento – deformacion para viga BC- 2, en superestrura con asistencia tecnica	156
Figura 85: Pendientes en relacion a momento – deformacion para viga 12- C, en superestrura con asistencia tecnica	157
Figura 86: Pendientes en relacion a momento – deformacion para viga 1B – 2B, en superestrura sin asistencia tecnica	158
Figura 87: Pendientes en relacion a momento – deformacion para viga 2C – 2B, en superestrura sin asistencia tecnica	159



RESUMEN

La presente investigación trata de la respuesta estructural de los elementos que conforman un superestructura de concreto armado, estos elementos en mención son columnas y vigas que tienen una representación unida de elementos aporticados que en su gran medida tienen varias construcciones de concreto armado tipo pórtico en toda la región del cusco y en gran medida en nuestro país Perú.

Entre los objetivos de esta tesis es Determinar la calidad en valor de resistencia a compresión F_c establecido por norma E060, que en concretos endurecidos se considera concreto estructural a aquellos elementos estructurales que son mayores a los 17 MPA, en la presente investigación se hizo el análisis correspondiente en las superestructuras mediando ensayos de esclerometría y verificándose en gran medida concreto no estructural es decir debajo de los 17 MPA en la superestructura sin asistencia de personal técnico a diferencia de la otra superestructura. El segundo objetivo de la presente investigación es verificar las derivas de entrepiso en las dos superestructuras en análisis, recopilando información del problema específico número uno, con el programa etabs para dimensionar las medidas reales y mediante hojas de calculo en excel para determinar la cortante basal dinámica y periodo obtenemos dichas derivas de entrepiso donde la superestructura con asistencia de personal técnico tiene déficit en la dirección “Y” en el segundo nivel, esto no aportando la rigidez esperado respecto de la superestructura sin asistencia de personal técnico que no se encontró déficit alguno. El tercer objetivo de la presente investigación es determinar la flexo compresión biaxial en columnas en relación demanda – capacidad, recopilando información del primer problema en específico y ayudándonos con la representación de las superestructuras en el programa etabs y con las condiciones de cargas asistidas que nos da la norma E060 obtenemos el resultado final del diagrama de interacción biaxial en columnas con mayor representación de interacción donde obtenemos resultados en demanda máxima y dentro de lo esperado en la superestructura con asistencia técnica, respecto de resultados de interacción fuera de la demanda y déficit en la superestructura sin asistencia de personal técnico. El cuarto problema en específico es verificar la ductilidad en vigas en las dos superestructuras en análisis, recopilando información del problema específico uno y mediante hojas de cálculo obtenemos la ductilidad final donde la superestructura con asistencia de personal técnico tiene resultados al límite de ductilidad ocho dado por la norma E030 a diferencia de la superestructura sin asistencia de personal técnico donde se encontraron resultados por debajo de ductilidad ocho y encontrándose en déficit y problemas de ductilidad.



ABSTRACT

This research deals with the structural response of the elements that make up an armed concrete superstructure, These elements in mention are columns and beams that have a united representation of aporticated elements that in their great measure have several constructions of reinforced concrete type portico throughout the region of cusco and to a large extent in our country Peru.

Among the objectives of this thesis is to determine the quality in value of compressive strength $F'c$ established by standard E060, that in hardened concrete if considers structural concrete to those structural elements that are greater than 17 mpa In the present investigation the corresponding analysis was made in the superstructures mediating sclerometry tests and verifying to a large extent non-structural concrete ie below 17 mpa in the superstructure without assistance of technical personnel unlike the other superstructure. The second objective of this research is to verify the mezzanine drifts in the two superstructures under analysis, gathering information of the specific problem number one, with the program etabs to dimension the real measurements and by means of spreadsheets in excel to determine the dynamic basal shear And period we obtain these mezzanine drifts where the superstructure with assistance of technical personnel has deficit in the direction “Y” in the second level, this not providing the expected rigidity with respect to the superstructure without assistance of technical personnel that no deficit was found. The third objective of this research is to determine the biaxial flexo compression in columns in relation demand - capacity, Gathering information of the first problem in specific and helping us with the representation of the superstructures in the etabs program and with the conditions of assisted loads that gives us the E060 standard we obtain the final result of the biaxial interaction diagram in columns with greater interaction representation where we obtain results in maximum demand and within the expected in the superstructure with technical assistance, The fourth specific problem is to verify the ductility in beams in the two superstructures under analysis, gathering information of the specific problem one and by means of spreadsheets we obtain the final ductility where the superstructure with assistance of personnel Technician has results at the eight ductility limit given by the E030 standard unlike the superstructure without assistance of technical personnel where results were found below ductility eight and found in deficit and ductility problems.



Capítulo 1: Introducción

El presente estudio tiene como propósito el análisis y la interpretación de respuesta de los componentes estructurales que conforma una superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico respecto de una superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

La superestructura de concreto armado en nuestro país muchas veces se dan sin asesoría técnica por tanto esta investigación servirá para diagnosticar y conocer resultados de respuesta estructural ante un posible evento sísmico.

Las superestructuras sin asistencia de personal técnico en el proceso de autoconstrucción hoy en día en la ciudad del cusco se mantienen sin problema, pero también tenemos que aclarar que la ciudad del cusco no sufre un sismo considerado desde los años cincuentas del siglo pasado y no sabemos como puede afectar un sismo considerado a las estructuras sin asistencia de personal técnico asistido.

Al terminar la presente investigación se tendrá como diagnostico tener conocimiento de los resultados de los componentes estructurales que conforma una superestructura de concreto armado tipo pórtico de una superestructura de concreto armado tipo portico sin asistencia de personal técnico asistido.



1.1 Planteamiento el problema.

Las construcciones irregulares en nuestro país y principalmente en provincias tienen un efecto secundario respecto a que no tienen elaboración, supervisión y control técnico, esto puede traer posibles consecuencias dado que se tiene que realizar y contar con personal profesional para una construcción, esto lleva a que ante un eventual sismo las construcciones no puedan satisfacer los requisitos mínimos de construcción y pueda traer consecuencias posteriores a un sismo, esto sin contar que se necesitan profesionales en específico para estudios de suelos, dibujo, diseño y análisis para una construcción regular y que se minimice los posibles daños ante una eventualidad que pueda dañar una estructura.

La investigación se realizará en edificaciones de estructura tipo pórtico de concreto armado, la primera de construcción asistida con personal técnico asistido. la segunda de construcción sin asistencia de personal técnico asistido.

- REGION : CUSCO
- PROVINCIA: CUSCO
- DISTRITO: SAN SEBASTIAN

La edificación de construcción con asistencia de personal técnico asistido está distribuida de la siguiente manera como podemos apreciarlo en la siguiente tabla.

Tabla 01: Descripción de área por nivel en estructura con asistencia de personal técnico asistido.

NIVELES	DESCRIPCION	AREA
1ER NIVEL	VIVIENDA - TIENDA	76 m2
2DO NIVEL	DEPARTAMENTO	79 m2
3ER NIVEL	DEPARTAMENTO	76 m2
4TO NIVEL	DEPARTAMENTO	76 m2
5TO NIVEL	DEPARTAMENTO	76 m2

La edificación de construcción sin asistencia de personal técnico asistido está distribuida de la siguiente manera, como podemos apreciarlo en la siguiente tabla.



Tabla 02: Descripción de área por nivel en estructura sin asistencia de personal técnico asistido.

NIVELES	DESCRIPCION	AREA
1ER NIVEL	DEPOSITO - TIENDA	73 m ²
2DO NIVEL	DEPARTAMENTO	73 m ²
3ER NIVEL	DEPARTAMENTO	73 m ²

1.2 Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Cuál es la respuesta estructural en función de los parámetros de la calidad en valor de resistencia a compresión $F'c$, derivas establecido por la norma E030, compresión biaxial en elementos tipo columna, ductilidad en vigas, cuál de las dos superestructuras tipo pórtico con asistencia de personal técnico y sin asistencia de personal técnico evidencia un mejor cumplimiento con los parámetros técnicos de la norma?

1.2.2. Problemas específicos

- **Formulación interrogativa número 01**

¿Cuál de las dos superestructuras de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico y sin asistencia de personal técnico, tiene mejor calidad en resistencia a compresión de 17MPa establecido por la norma E060 de concreto armado?

- **Formulación interrogativa número 02**

¿Cuál de las dos superestructuras de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico y sin asistencia de personal técnico difiere con la verificación de derivas de 0.007 de entrepiso establecido por la norma E030?

- **Formulación interrogativa número 03**

¿Cuál de las respuestas en flexo compresión biaxial en elementos tipo columna contempla en mejor relación demanda - capacidad en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico, respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico?

- **Formulación interrogativa número 04**

¿Cuál de las dos superestructuras de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico y sin asistencia de personal técnico en elementos tipo viga difiere con la verificación del coeficiente de reducción ($R=8$, ductilidad) establecido por la norma E030?



1.3 Justificación

1.3.1 Conveniencia

Es conveniente hacer un estudio de análisis de dos superestructuras de concreto armado tipo pórtico parecidas una con personal técnico asistido en el proceso constructivo y otra sin asistencia de personal técnico asistido en el proceso constructivo. Servirá como base de fuente de estudio para relacionar las posibles consecuencias o beneficios en análisis terminado de las dos superestructuras.

1.3.2 Relevancia social

Es muy importante para los estudiantes de ingeniería civil y para los trabajos profesionales conocer la calidad de la resistencia del concreto f'_c y como este factor está relacionado a un comportamiento estructural de concreto armado adecuado, análisis sísmico y respuesta estructural de los elementos que conforma una superestructura de concreto armado tipo pórtico en estudio.

La aplicación de datos de calidad de concreto se da en construcciones con supervisión de personal profesional y técnico, sin embargo, en construcciones irregulares no se dan por factores de dinero y desconocimiento del tema.

1.3.3 Implicancias prácticas.

Es viable conocer la variación y calidad del concreto f'_c en una superestructura de concreto armado tipo pórtico, por datos de resistencia F'_c del concreto, también realizar un análisis sísmico y conocer la respuesta estructural de los elementos que conforman una superestructura (columna, viga)

1.3.4. Valor teórico.

La investigación servirá para tener como base de fuente el análisis de dos superestructuras de concreto armado tipo pórtico de la ciudad del cusco una superestructura con asistencia de personal técnico asistido y otra superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico asistido.

1.3.5 Viabilidad o factibilidad.

La presente investigación tiene viabilidad por parte técnica ya que mediante procesos de ensayos de esclerometría se conoce el resultado de la variación de resistencia a compresión f'_c del concreto y por lo tanto se puede hacer un análisis de dos superestructuras de concreto armado tipo pórtico de modelos clásicos en la ciudad del cusco, a la vez se dispone de ejemplares, tiempo y dinero para la presente investigación.



1.4 Objetivos de la investigación

1.4.1. Objetivo general

Analizar la respuesta estructural en función a los parámetros de la calidad en valor de resistencia a compresión F'_c , derivas establecido por la norma E030, compresión biaxial en elementos tipo columna, ductilidad en vigas, en las dos superestructuras tipo pórtico con asistencia de personal técnico y sin asistencia de personal técnico.

1.4.2. Objetivos específicos

- **Objetivos n°01**

Determinar la calidad en valor de resistencia a compresión F'_c en las dos superestructuras de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico y la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

- **Objetivos n°02**

Determinar la verificación de derivas establecido por la norma E030 en las dos superestructuras de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico y sin asistencia de personal técnico.

- **Objetivos n°03**

Determinar la respuesta a flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en relación demanda capacidad en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico, respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

- **Objetivos n°04**

Determinar el coeficiente de reducción ($R=8$, ductilidad) en elementos tipo viga de la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico, respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

1.5 Delimitación del estudio.

1.5.1 Delimitación espacial

La presente investigación se delimita a dos superestructuras de concreto armado tipo pórtico ubicadas en la ciudad del cusco, distrito de san Sebastián.

1.5.2 Delimitación temporal

La presente investigación se delimita a estudiar las dos superestructuras de concreto armado tipo pórtico en el rango de cuatro meses debido al proceso técnico que se requiere para los respectivos ensayos de esclerómetro.



Capítulo 2: Marco teórico

2.1 Antecedentes del estudio

2.1.1 Antecedentes internacionales

(Montes, 2018) Repositorio de tesis Universidad Católica de Chile.

Según Julián Delgado Montes con su investigación realizada en la universidad Católica de Chile se hizo un estudio del elemento estructural tipo viga donde se analiza las fuerzas internas después que ocurre una fisuración del hormigón en este sentido para eliminar este problema los procedimientos o normas para el diseño y cálculo de estructuras de hormigón armado recomiendan fórmulas para calcular la cantidad mínima de refuerzo longitudinal y transversal, tal refuerzo tiene la función de resistir cargas después de las primeras fisuras, impidiendo que la rotura de la viga sea de forma frágil y con cierta ductilidad, las fórmulas se basan principalmente en estudios empíricos y cuando son analizados por normas diferentes estas llevan a valores muy diferentes de cuantía mínima de refuerzo.

Esta tesis la utilizamos como referencia debido al análisis que refiere ene elementos tipo viga y como la fisuración perjudica en sus verificaciones de respuesta. En nuestra presente investigación hacemos análisis del elemento tipo viga en cuanto a elemento que conforma una superestructura y análisis del propio elemento viga a ductilidad.

2.1.2 Antecedentes nacionales

(José Fuentes, 2019) Repositorio Universidad Católica del Perú.

Según José Fuentes con su investigación en la universidad Pontificia Universidad Católica del Perú, ciudad de Lima se hizo una investigación de problemas estructurales debido a la autoconstrucción donde se refiere a un problema serio debido a la falta de planos y ayuda profesional tanto de ingenieros civiles o arquitectos para la elaboración de un proyecto o vivienda, también se evalúa la resistencia media del concreto respecto de ensayos superficiales donde se presenta problemas estructurales en la autoconstrucción tanto en proyecto, proceso constructivo y normas urbanísticas.

Dicha investigación tomamos como referencia debida a que la presente investigación se hace trabajos de ensayos de esclerometría para conocer la calidad del concreto y a partir de ello continuar con los otros objetivos de la presente investigación.

(GUTIERREZ, 2018) Repositorio de tesis Universidad Nacional de Ingeniería.

Según Elar Gutierrez con su investigación en la universidad nacional de ingeniería de Lima. Se evaluó elementos estructurales tipo losas donde se estudia a los sistemas constructivos nuevos y también se hace un énfasis en la construcción de los mismos, viendo que existen



muchas estructuras que se relacionan, donde se detallan las ventajas y desventajas que se tienen en procesos de construcción, así como también un mejor empleo de los rendimientos, explicando los ensayos a realizar en dichos procesos de los diferentes materiales que se emplean en la construcción.

(Chamorro, 2017) Repositorio Universidad Andina del Cusco.

Según su investigación de la universidad Andina Del Cusco se hizo investigación de un análisis comparativo en elementos del tipo viga, columna. Donde la resistencia a compresión mediante ensayos superficiales frente a una convencional de 210 kg/cm². El proyecto de investigación se basó en analizar dichos elementos del tipo viga – columna y las dos estructuras y su posterior análisis. Dicha investigación sirvió como fuente e literatura para poder tener más conocimiento en cuanto a análisis estructural y verificaciones de respuesta estructural de elementos tipo columna y viga.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Control de calidad del concreto

2.2.1.1 Concepto básico de calidad

(Patiño, 2015, pág. 60), indica lo siguiente:

Calidad es un proceso para alcanzar una característica que satisface el requerimiento deseado. Esta característica puede ser cualitativa o cuantitativa. En tiempos actuales, donde las relaciones humanas han perfeccionado los criterios para la oferta de productos y servicios, el concepto de calidad también ha sido perfeccionado. En la década de los 80's se planteó como paradigma que la calidad consistía en brindar al cliente un nivel de satisfacción más allá de lo que pide; más recientemente, desde los 90's, se considera calidad como la búsqueda permanente de la excelencia. En la actualidad podría considerarse calidad como sinónimo de excelencia. En el caso del concreto se puede alcanzar los requisitos de calidad, siempre que se cumpla rigurosamente con la calidad requerida en una de las etapas; de ellos se puede colegir que:

- a. Componentes individuales
- b. Procedimientos de diseño
- c. Técnicas de producción
- d. Transporte, colocación y proceso de curado
- e. Muestreo y pruebas de laboratorio



Del mismo modo, la calidad está estrechamente relacionada con los costos, mediante el criterio costo beneficio. Esto puede ser evaluado de la siguiente manera:

1. La igualdad de precios, el de mejor calidad será el que presente mejores características con respecto a las especificaciones solicitadas
2. A iguales características, el producto de mejor calidad será el de menor precio

2.2.1.2 Normas y especificaciones

El Comité ACI-318 establece claramente los procedimientos que deben tomarse en cuenta para la selección de los materiales, dosificación de la mezcla de concreto, producción, manejo, instalación y curado. Este comité también considera las investigaciones recopiladas y publicadas por otros comités del ACI. Para el diseño del concreto, se utilizan las recomendaciones de dosificación dadas por el comité ACI 211. En cuanto a análisis estadísticos, se utilizan las recomendaciones del comité ACI-214. Para la confección de las muestras y las pruebas de laboratorio, se hace referencia a las normas ASTM.

(Patiño, 2015, pág. 60)

2.2.1.3 Diseño

(Patiño, 2015) indica lo siguiente:

Existen métodos y practicas estándares para la dosificación de un concreto deseado, entre los cuales se pueden mencionar el ACI 211 .1 para concreto normal, pesado y masivo, ACI 211 .2 para concreto ligero; ACI 211.3 para concreto sin asentamiento, y ACI 211.4 para concreto de alta resistencia con cenizas volantes. En principio todos los métodos se fundamentan en la relación agua/cemento, considerando cemento todos los materiales cementicios. Aunque los diseñadores y proveedores siguen los estándares del Instituto Americano del Concreto (ACI); en Panamá los materiales y el medio ambiente difieren.

Es necesario descubrir la relación entre los componentes naturales locales y la real resistencia para producir factores de ajuste a las cantidades recomendadas por el ACI, aparte de los aspectos de durabilidad. Los procedimientos de diseño requieren que la mezcla de concreto sea ensayada antes de usarse para determinar los parámetros estadísticos básicos, tales como la media y la desviación estándar; para esto un claro procedimiento está presentado en el ACI-214 y ACI-318; así como comprobar los índices de alcalinidad y cloruros entre otros.



2.2.1.4 Principales fuentes de variabilidad

“En la etapa de producción del concreto se introducen variaciones, que pueden influir en la resistencia u otro requerimiento. Una fuente es la Variación en las propiedades, tales como el cambio en la relación Agua/Cemento, requerimientos de agua, características de los ingredientes, transporte y colocación, temperatura y curado. La otra es la Variación en los métodos de prueba, entre los cuales se puede señalar el procedimiento incorrecto de muestreo, la técnica de fabricación de cilindros, moldes de calidad deficiente, cambios durante curado (T, %H) y el procedimiento de pruebas (cabeceo, ensayos). La variabilidad del concreto debe ser considerada en un programa para el control de calidad, ya que por tratarse de un material estructural tiene fuerte impacto en la seguridad pública” (Patiño, 2015, pág. 61).

2.2.1.5 Indicadores estadísticos

(Patiño, 2015, pág. 61) indica lo siguiente:

De aquí en adelante se define como una prueba, el promedio de la resistencia de 2 cilindros, hechos de la misma mezcla de concreto a la edad especificada. Para un análisis estadístico es recomendable utilizar al menos 30 pruebas, sin embargo, existe la posibilidad de utilizar menos de 30 datos, siempre que se considere un factor corrección en la desviación estándar, dada por la tabla del Código ACI-318.

Para los efectos del análisis estadístico, debe definirse las siguientes variables de control, que se utilizan.

- f_{cr} = resistencia promedio requerida, para asegurarse de que sólo aquella porción permisible de pruebas caerá por debajo de la resistencia especificada.
- f'_c = Resistencia especificada.
- s = Desviación estándar.
- t = Multiplicador constante para la desviación estándar, que depende del número de pruebas que se espera caigan por debajo de f'_c .
- V = Coeficiente de variación. Resistencia promedio

Para cada resistencia especificada f'_c , se debe establecer la resistencia promedio requerida, f_{cr} , para asegurarse de que sólo aquella porción permisible de pruebas caerá por debajo de esta resistencia. Al inicio de un proyecto cuando se cuenta con datos estadísticos previos, de acuerdo ACI-318 se puede para establecer la resistencia promedio requerida, utilizando la tabla de la siguiente manera:



Tabla 03: Resistencia promedio requerida según aci 318

Fuente: ACI - 318 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014)

Resistencia especificada $f'c$, kg/cm ² (psi)	Resistencia promedio requerida, f_{cr} , kg/cm ² (psi)
Menos de 350 (5000)	Escoger el mayor valor obtenido de las siguientes ecuaciones: $f_{cr} = f.c + 1.34s$ $f_{cr} = f.c + 2.33s - 35$ ($f.c + 2.33s - 500$)
Mayor de 350 (5000)	Escoger el mayor valor obtenido de las siguientes ecuaciones: $f_{cr} = f.c + 1.34s.$ $f_{cr} = 0.90f.c + 2.33s$

2.2.1.6 Control de calidad

(Patiño, 2015, pág. 62) indica lo siguiente:

El nivel de resistencia de una clase individual de concreto será considerado satisfactorio si cumple con los siguientes requerimientos:

El promedio aritmético de cualquiera de tres pruebas consecutivas es igual o superior a la resistencia especificada $f'c$.

Ningún resultado individual de la prueba de resistencia (promedio de dos cilindros) será menor que $f'c$ por más de 35 kg/cm², si $f'c$ es menor o igual a 350 kg/cm² o por más de 0.10 $f'c$, si es mayor de 350 kg/cm²

Por otra parte, de acuerdo a los criterios del Comité ACI 214R, las variaciones en la resistencia pueden ser evaluadas mediante un análisis estadístico, tomando en cuenta la desviación estándar y el coeficiente de variación, los cuales se pueden asociar el grado de control del concreto en el proyecto.

En este caso, la desviación estándar y coeficiente de variación para una resistencia especificada $f'c <$ de 34.5 Mpa (5000 psi), para control de concreto en campo, son los siguientes, usando la tabla de la siguiente manera:



Tabla 04: Control de concreto en campo

Fuente: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014)

Desviación Estándar, s para la población total			Coefficiente de variación, V dentro de la prueba	Estándar de control de calidad
kg/cm ²	Mpa	psi	%	
Hasta 28	Hasta 2.8	Hasta 400	<3.0	Excelente
28 a 35	2.8 a 3.4	400 a 500	3.0 a 4.0	Muy bueno
35 a 42	3.4 a 4.1	500 a 600	4.0 a 5.0	Bueno
42 a 49	4.1 a 4.8	600 a 700	5.0 a 6.0	Aceptable
> 49	> 4.8	> 700	>6	Deficiente

De manera similar existen desviaciones y coeficientes de variación recomendados para $f'c >$ de 34.5 Mpa.

Los resultados se evalúan usando cartas de control. Estos resultados serán comparados con los indicadores estadísticos recomendados.

En el Ejemplo 1, se presenta la evaluación estadística de 92 pruebas de concreto de un edificio privado, donde el concreto puede considerarse aceptable; sin embargo la desviación estándar y el coeficiente de variación indican posibles fuentes de variaciones en la producción.

En el Ejemplo 2, se presenta la evaluación estadística de 105 pruebas de concreto de un edificio público. En este caso las cartas de control indican que el concreto suministrado estuvo fuera de control en 40% final de las muestras, desde el punto de vista de la resistencia especificada.

Figura 01: Fundaciones de un edificio de 30 pisos (promedio de dos cilindros)

Fuente: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014)

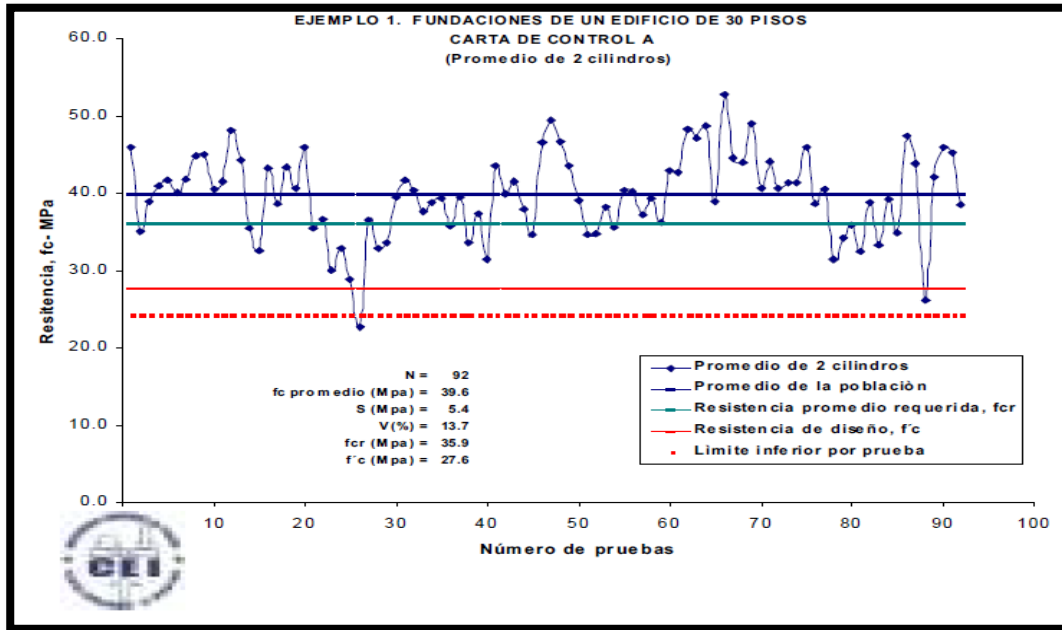


Figura 02: Fundaciones de un edificio de 30 pisos (promedio de tres pruebas consecutivas)

Fuente: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014)

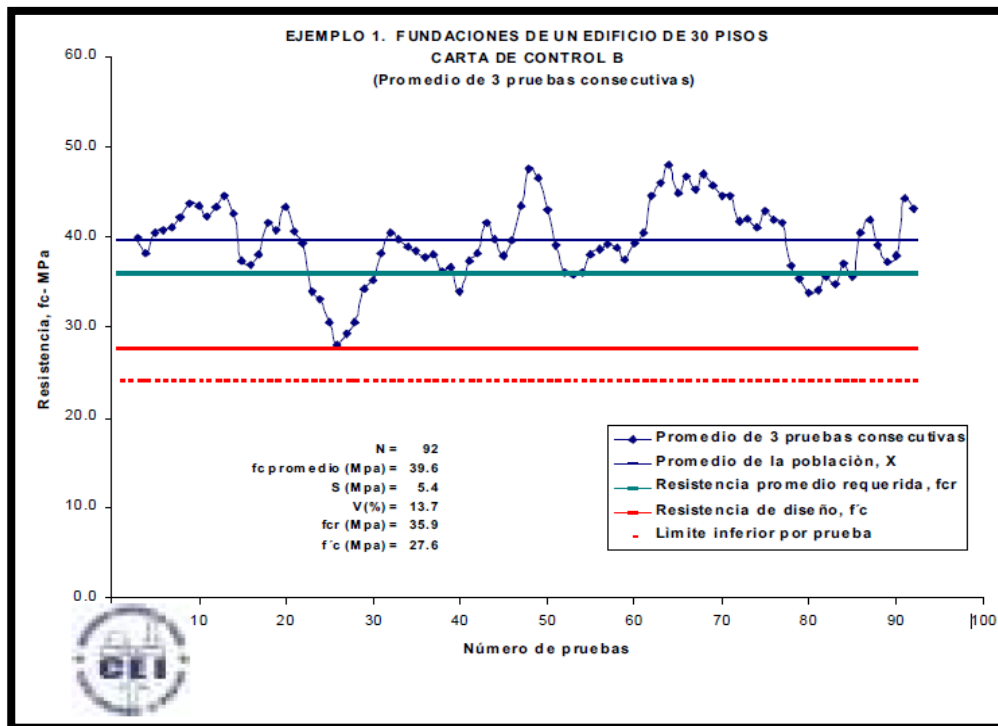


Figura 03: Columnas y vigas de un edificio publico – promedio de dos cilindros

Fuente: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014)

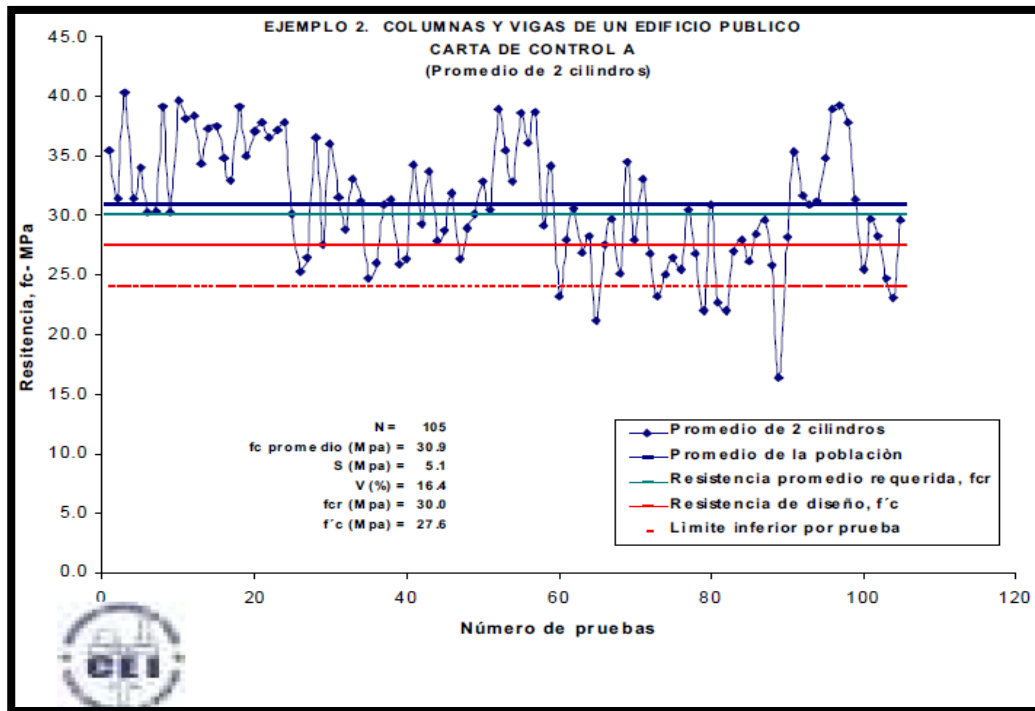
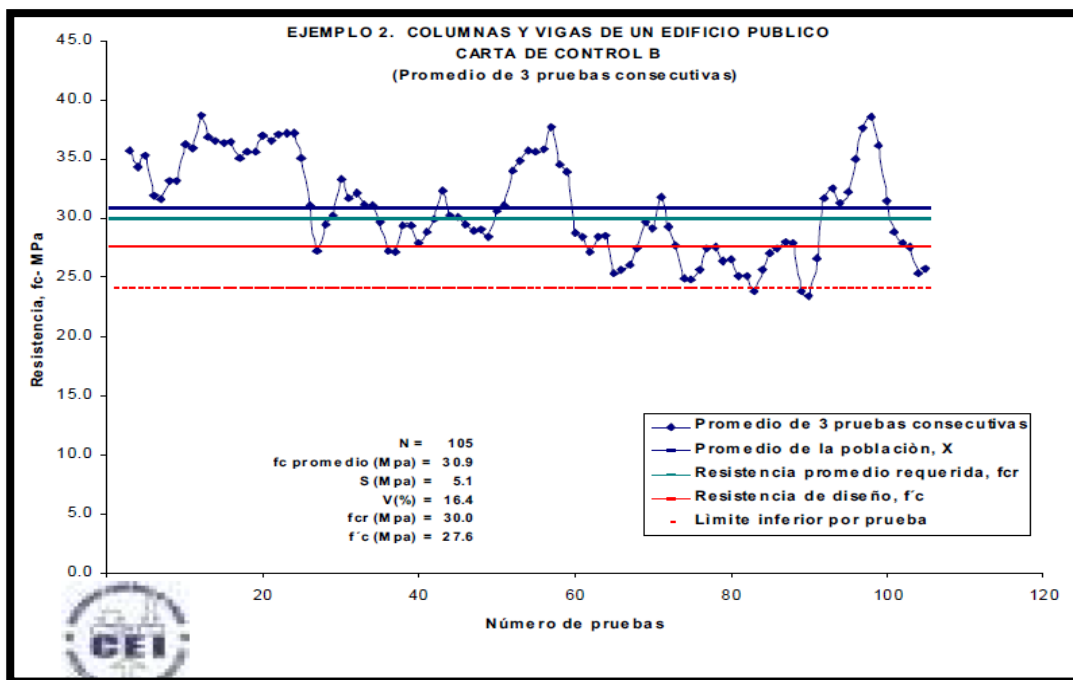


Figura 04: Columnas y vigas de un edificio publico (promedio de tres pruebas consecutivas)

Fuente: (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014)

(Montes, 2018)





2.2.2 Martillo Schmidt (Esclerómetro)

(Geoengineering services & consulting, 2009, pág. 1) Indica lo siguiente:

Ideado en un principio para estimar la resistencia a compresión simple del concreto, el martillo de Schmidt se ha modificado convenientemente dando lugar a varios modelos, alguno de los cuales resulta apropiado para estimar la resistencia a compresión simple de la roca (RCS).

Su uso es muy frecuente dada la manejabilidad del aparato, pudiendo aplicarse sobre roca matriz y sobre las discontinuidades (resistencia de los labios).

EL ensayo consiste en medir la resistencia al rebote de la superficie de la roca ensayada.

La medida del rebote se correlaciona con la resistencia a compresión simple mediante un gráfico debido a Miller que contempla la densidad de la roca y la orientación del martillo respecto del plano ensayado.

2.2.2.1 Tipos de Martillo

(Geoengineering services & consulting, 2009, pág. 1) Indica lo siguiente:

En la práctica común se utilizan dos tipos de martillo, el tipo L con una energía de impacto de 0.735 N.m y el tipo N con una energía de impacto de 2.207 N.m. Los rebotes medidos con estos martillos se denotan con los símbolos RL y RN, respectivamente.

Ambos martillos proporcionan buenos resultados para valores de compresión simple de la roca o la discontinuidad ensayada dentro del rango 20-150 MPa.

Previamente al año 2009, ISRM recomendaba únicamente el martillo de tipo L; ahora los dos están permitidos (Aydin 2009). El martillo tipo N se usaba mayoritariamente para concreto. Sin embargo es menos sensible a las irregularidades de la superficie ensayada y sería por tanto preferible para la realización de ensayos de campo. La norma ASTM no especifica el tipo de martillo.

Ayday y Göktan (1992) obtuvieron, de acuerdo al procedimiento de toma de datos sugerida por la recomendación ISRM (1978c), la siguiente correlación empírica entre los números de rebotes de ambos martillos:

$$RN = 7.124 + 1.249 RL \quad (r^2 = 0.882)$$

siendo RN y RL el número de rebotes proporcionado por un martillo tipo N y L, respectivamente; y r^2 , el coeficiente de determinación lineal.



2.2.2.2 Descripción y principio de funcionamiento

“El martillo de Schmidt es un dispositivo mecánico usado para realizar ensayos no destructivos en materiales como el concreto o roca” (Geoengineering services & consulting, 2009), como se muestra en la siguientes figuras.

Figura 05: Sección longitudinal a través del martillo mostrando sus componentes

Fuente: (Geoengineering services & consulting, 2009)

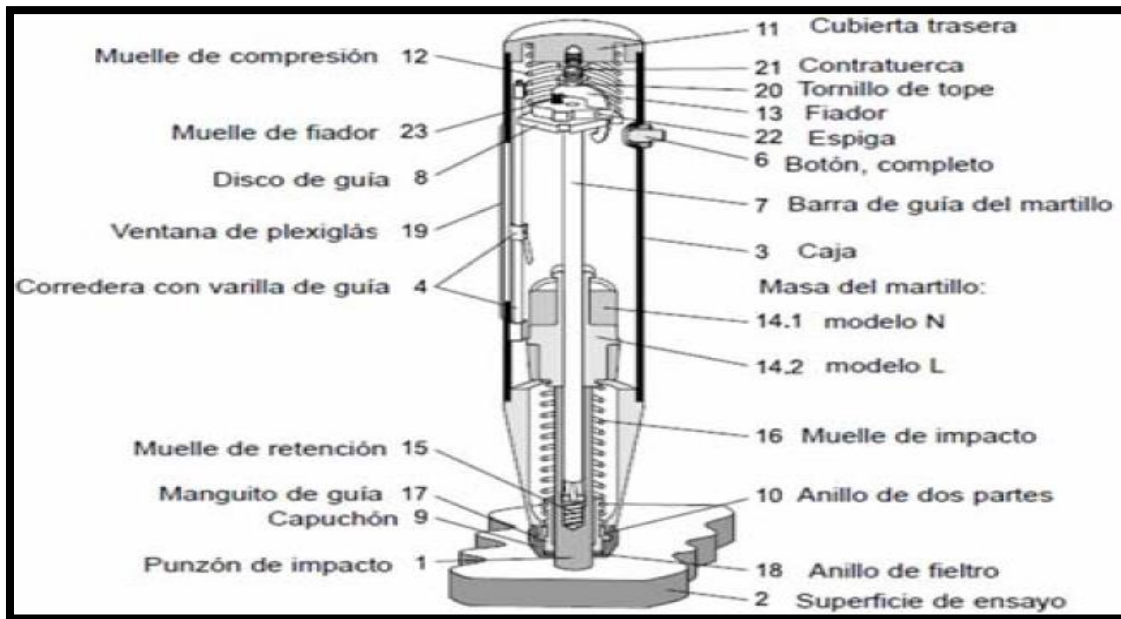
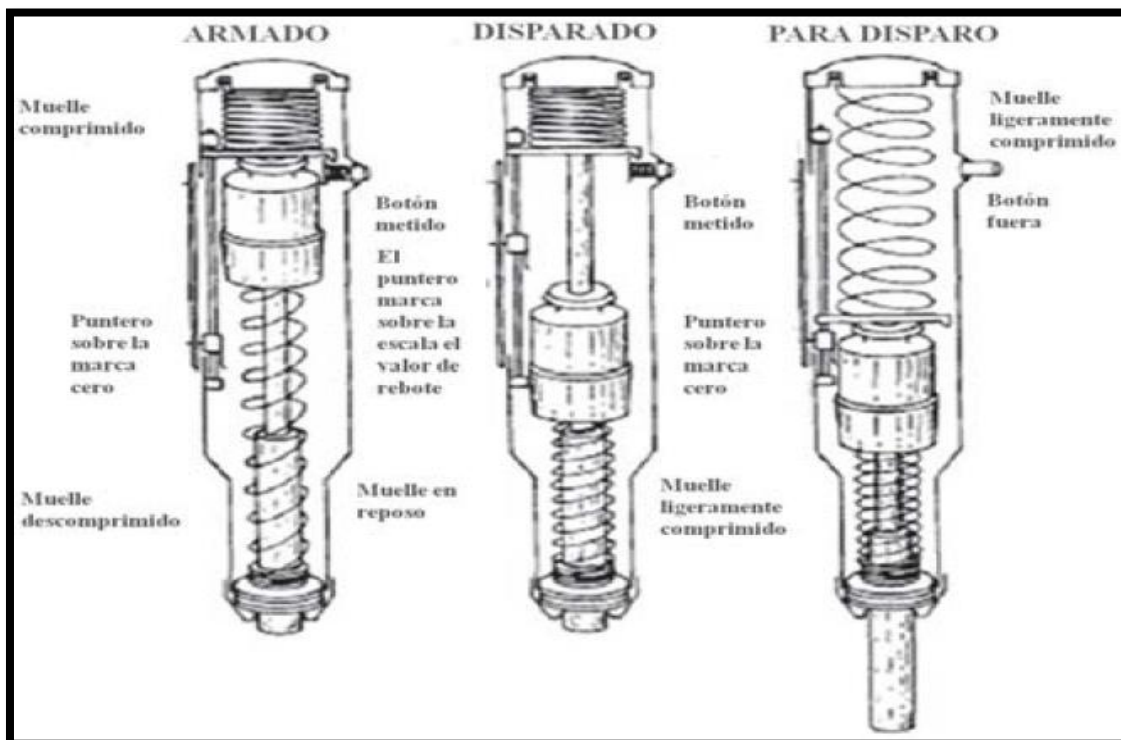


Figura 06: Principio de funcionamiento del martillo

Fuente: (Geoengineering services & consulting, 2009)





“Consiste básicamente en un vástago que lleva conectado un muelle. Se coloca el vástago sobre la roca y se introduce en el martillo empujándolo contra la roca, lo queda lugar a que se almacene energía en el muelle que se libera automáticamente cuando esa energía elástica alcanza un cierto nivel y lanza una masa contra el vástago. La altura que alcanza esta masa al rebotar, que se mide en una escala graduada de 0 a 100, es directamente proporcional a la dureza y por tanto a la resistencia a compresión simple de la superficie de la roca” (Geoengineering services & consulting, 2009, pág. 2).

2.2.2.3 Procedimiento de medida

(Geoengineering services & consulting, 2009, pág. 2) Indica lo siguiente:

El martillo únicamente se debe usar en las superficies de los materiales a ensayar y en el yunque de prueba.

En el caso de ensayos in situ, el desarrollo del ensayo consiste en una preparación de las zonas elegidas, eliminando la pátina de roca meteorizada. Para alisar la superficie de ensayo se utiliza una piedra de amolar como se aprecia en la siguiente figura.

Figura 07:Preparación de la superficie de ensayo

Fuente: (Geoengineering services & consulting, 2009)



Para la ejecución del ensayo se realizan los siguientes pasos:

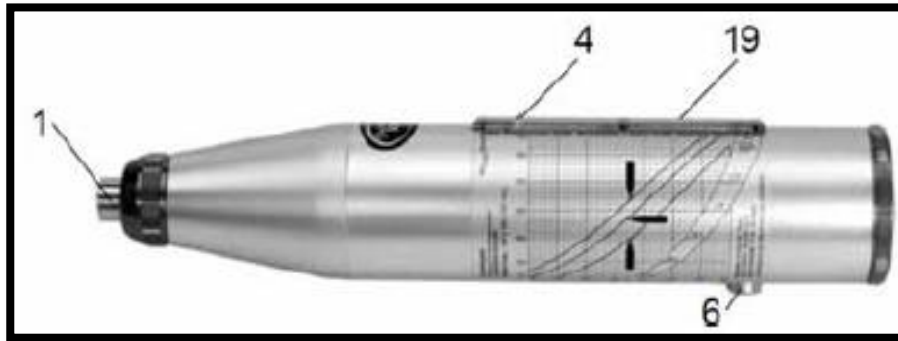
- Posicionar el martillo perpendicularmente a la superficie de la roca ensayada.
- Disparar el vástago o punzón de impacto [1] empujando el martillo hacia la superficie de ensayo hasta que el botón [6] salte hacia fuera.
- Pulsar el botón para bloquear el vástago de impacto después de cada impacto.



- A continuación, leer y anotar el valor de rebote indicado por el puntero [4] en la escala [19].

Figura 08: Ejecución del ensayo

Fuente: (Geoengineering services & consulting, 2009)



Para la realización de ensayos sobre testigos de roca obtenidas en la perforación de sondeos se utiliza una base especial de acero, de 20 kg de peso para los ensayos con martillo tipo L, sobre la que se apoya la probeta de roca cilíndrica de diámetro mínimo 54 mm (NX) y longitud superior a 100 mm (ISRM). Para los ensayos con martillo tipo N, ISRM sugiere un diámetro igual o superior a 84 mm (T2) y que la base tenga un peso de 40 kg.

Para calibrar el martillo se utiliza un yunque de prueba. Se recomienda realizar esta prueba de funcionamiento cada vez que se utilice el dispositivo. Si no se dispone del yunque de prueba se recomienda enviarlo al fabricante para su chequeo después de realizar 1000 impactos o cada 3 meses, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 09: Soporte para testigos de roca

Fuente: (Geoengineering services & consulting, 2009)



Para la ejecución de pruebas de funcionamiento se realizan los siguientes pasos:



- Colocar el yunque de prueba en una superficie dura y lisa.
- Limpiar las superficies de contacto del yunque y del vástago de impacto.
- Ejecutar 10 impactos con el martillo y comprobar los resultados comparándolos con el valor de calibración especificado en el yunque de prueba, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 10: Yunque de prueba

Fuente: (Geoengineering services & consulting, 2009)



El factor de corrección (FC) se debe aplicar a todas las lecturas obtenidas en los ensayos y se calcula como:

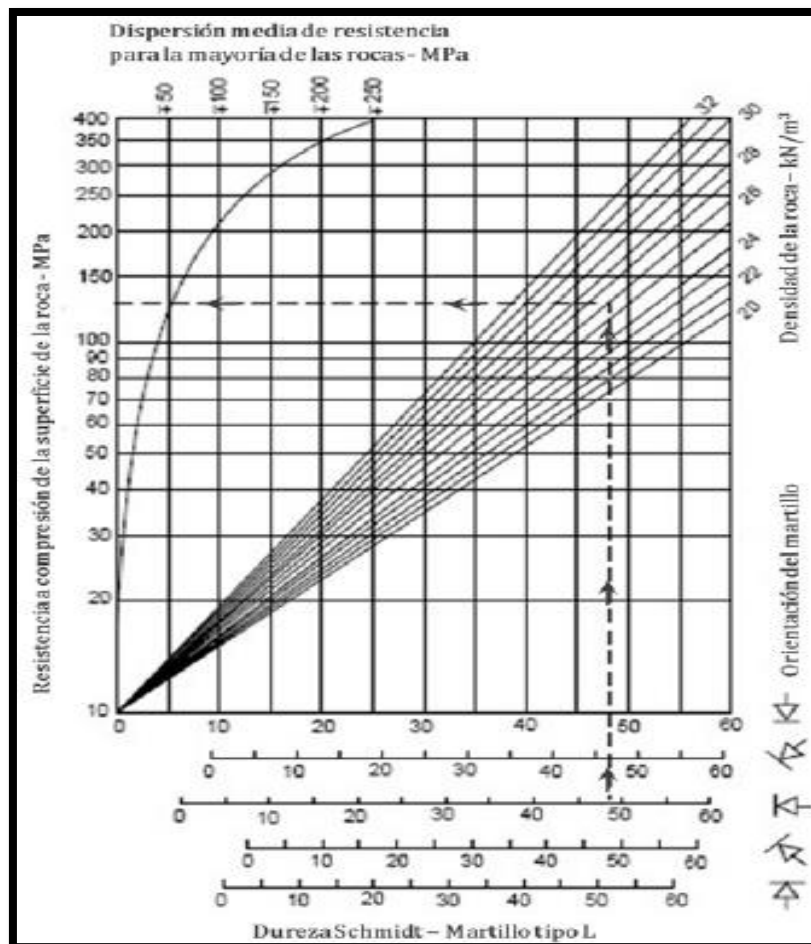
FC= Ecuación de factor de corrección

De esta manera se tiene en cuenta la pérdida de rigidez del muelle del martillo con el paso del tiempo.

Mediante el martillo de Schmidt, o esclerómetro, se puede, por tanto, estimar la resistencia a compresión simple de la roca a partir de la resistencia al rebote de la superficie de roca ensayada. Como se ha comentado anteriormente, esta superficie deberá estar fresca y limpia, sin ningún signo de alteración ni fracturas. Esta medida del rebote se correlaciona con la resistencia mediante el gráfico de Miller que tiene en cuenta la densidad de la roca y la orientación del martillo respecto al plano de roca ensayado como podemos apreciar en la siguiente figura.

Figura 11: Gráfico de correlación para el martillo Schmidt entre resistencia a compresión, densidad de la roca y rebote (Miller, 1965)

Fuente: (Geoengineering services & consulting, 2009)



(Geoengineering services & consulting, 2009, pág. 4) Indica lo siguiente:

El valor estimado a partir del martillo de Schmidt debe ser obtenido estadísticamente, de tal manera que sea un valor representativo.

ISRM recomienda tomar 20 lecturas en diferentes zonas con la opción de parar cuando alguna de las lecturas siguientes a las diez primeras difiera de la inmediatamente anterior un máximo de 4 golpes. La norma ASTM recomienda tomar 10 lecturas.

ISRM (1978c) sugiere utilizar el promedio de las diez lecturas con valores más altos. La ASTM recomienda descartar las lecturas que difieran más de 7 golpes del promedio y después promediar las restantes.

La ISRM revisada sugiere no descartar ninguna lectura y presentar los valores obtenidos mediante un histograma de frecuencias que incluya el promedio, mediana, moda y el rango. Con el valor medio obtenido y conociendo la densidad de la roca se



entra en el gráfico de Miller, obteniéndose el valor de resistencia a compresión para el material ensayado.

Con los valores obtenidos se puede clasificar la roca por su resistencia, apreciado en la siguiente figura.

(Geoengineering services & consulting, 2009, pág. 4)

Figura 12: Clasificación de la resistencia según la ISRM

Fuente: (Geoengineering services & consulting, 2009)

Descripción	Resistencia a compresión
Extremadamente blanda	< 1 MPa
Muy blanda	1-5 MPa
Blanda	5-25 MPa
Moderadamente blanda	25-50 MPa
Dura	50-100 MPa
Muy dura	100-250 MPa
Extremadamente dura	> 250 MPa

La siguiente tabla muestra valores típicos medidos en diferentes tipos de roca con un martillo Schmidt tipo L.

Tabla 05: Valores típicos de número de rebotes medidos con martillo tipo L para diferentes rocas

Fuente: (Geoengineering services & consulting, 2009)

Tipo de roca	RL
Andesita	28-52
Arenisca	30-47
Basalto	35-58
Caliza	16-59
Creta	10-29
Cuarcita	39
Diabasa	36-59
Dolomía	40-60
Esquisto	29-41
Gabro	49
Gneiss	48



Granito	45-56
Limolita	47
Lutita	15
Marga	18-39
Mármol	31-47
Peridotita	45
Prasinita	41
Sal	23
Serpentinita	45
Toba	13-40
Yeso	30-44

Igualmente, mediante la aplicación del martillo de Schmidt tipo L sobre una discontinuidad se puede obtener la resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad (JCS). En este caso, se indicará expresamente que son valores de resistencia medidos sobre la superficie de la discontinuidad.

En general, el valor de JCS que se obtenga para una determinada discontinuidad deberá ser inferior a la resistencia a compresión simple de la roca sana, de forma que en general se podrá estimar JCS como la resistencia a compresión simple del material sano dividida entre una constante que se aproximará a 2.5 para rocas densas, a 5 para rocas intermedias y que llegará a 10 para el caso de rocas porosas.

2.2.2.4 Ejemplo de medidas y análisis de resultados

(Geoengineering services & consulting, 2009, pág. 5) Indica lo siguiente:

Se pretende estimar en campo la resistencia a compresión simple de la roca de un talud vertical con un martillo tipo L, aplicándolo en posición horizontal (0°) sobre la superficie de la roca. El material es una caliza de peso específico 26 kN/m³.

Previo a la ejecución de la secuencia de ensayos se realiza la prueba de funcionamiento del martillo mediante el yunque de prueba para determinar el factor de corrección utilizando la fórmula descrita en el apartado anterior. Si las lecturas del aparato son más bajas que el valor de calibración del yunque, el factor de corrección será mayor que 1. Por el contrario, si los valores son más altos que el valor de referencia del yunque, el factor será menor que 1. La corrección de los datos se realiza multiplicando el valor de cada una de las lecturas obtenidas por el coeficiente de corrección.



En la siguiente imagen se muestran las medidas del rebote obtenidas al ensayar la superficie de la roca caliza ensayada.

Figura 13: Ejemplo de medidas del rebote con martillo Schmidt tipo L

Fuente: (Geoengineering services & consulting, 2009)

Lecturas	Medidas	Corregidas	Ordenadas
Lectura 1	38	40	40
Lectura 2	43	45	40
Lectura 3	38	40	45
Lectura 4	42	45	45
Lectura 5	46	48	45
Lectura 6	49	52	46
Lectura 7	46	49	46
Lectura 8	44	46	46
Lectura 9	44	46	46
Lectura 10	45	47	46
Lectura 11	46	49	47
Lectura 12	52	55	48
Lectura 13	52	55	48
Lectura 14	43	45	48
Lectura 15	46	48	49
Lectura 16	44	46	49
Lectura 17	43	46	49
Lectura 18	44	46	52
Lectura 19	45	48	55
Lectura 20	47	49	55
Promedio		47	50

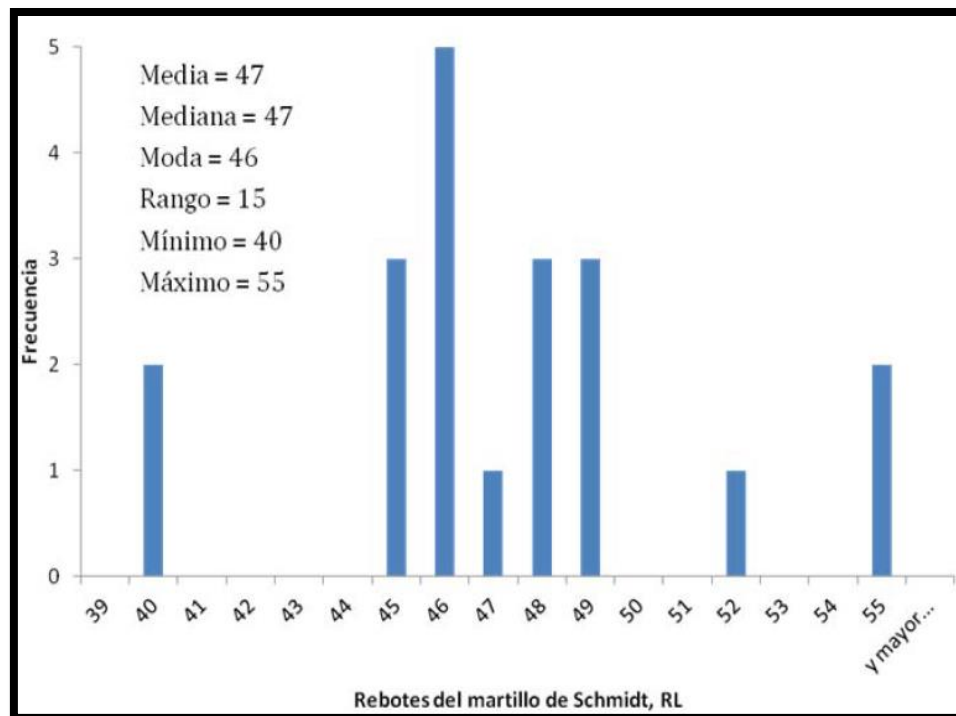
“El factor de corrección del martillo empleado se determinó con el yunque de prueba, proporcionando un valor de 1.05. Los valores corregidos de la tercera columna de la tabla se han obtenido multiplicando las medidas obtenidas en campo por el factor de corrección.

En la cuarta columna se presentan ordenadas de menor a mayor las lecturas corregidas. El promedio de las 10 medidas con valores más altos (= 50) es el valor del rebote (RL)

La versión revisada sugiere presentar todas las medidas mediante un histograma de frecuencias. El promedio de las 20 medidas es 47. Las dos medidas que difieren en más de 7 del valor promedio se descartan (sombreadas en amarillo), calculando el valor promedio de las restantes medidas (= 46). Este es el valor RL sugerido por la ASTM.” (Geoengineering services & consulting, 2009)

Figura 14: Histograma de las medidas obtenidas

Fuente: (Geoengineering services & consulting, 2009)



(GEOENGINEERING services & consulting, 2009, pág. 6) Indica lo siguiente:

Con los valores medios obtenidos según ISRM y ASTM y conociendo la densidad de la roca (26 kN/m³) y la orientación del martillo (horizontal) se entra en el gráfico de correlación de Miller, obteniéndose unos valores estimativos de la resistencia a compresión simple (RCS) para el material ensayado.

Para RL = 50 (ISRM) se obtiene un valor RCS de 142 MPa, para RL = 47 (ISRM revisada) RCS = 122 MPa y para RL = 46 (ASTM) se obtiene una RCS de 116 MPa.

2.2.3 Superestructura

“El termino de superestructura posee varias definiciones diferentes. Dependiendo del ámbito en el que nos encontremos, esta palabra puede tener un significado y otro, los cuales explicaremos a continuación. La ingeniería y la arquitectura son campos donde se utiliza este término, pero su origen viene de una teoría de Karl marx denominada “materialismo histórico”, donde el concepto de superestructura es una pieza fundamental para el desarrollo de la corriente marxista y la oposición al capitalismo” (Antonio Blanco Blasco).



2.2.3.1 Superestructura en la ingeniería

(Antonio Blanco Blasco). Indica lo siguiente:

Uno de sus usos más extendidos se encuentra en el campo de la ingeniería. Aquí, podemos definir la superestructura como la construcción de un conjunto estructural que se encuentra por encima de la tierra, es decir lo opuesto a la infraestructura (la parte que se encuentra bajo la tierra).

Si especificamos en ámbitos como la ingeniería naval, consideramos la estructura como la parte localizada por encima de la cubierta de los barcos. En la ingeniería civil, es toda aquella estructura sostenida por pilares o columnas.

Otro campo donde se utiliza mucho el termino superestructura es la arquitectura, donde da nombre a las grandes estructuras cuya construcción y diseño poseen una elevada complejidad.

2.2.4 Capacidad resistente en una superestructura

2.2.4.1 Columna.

(Cuevas, 2005, pág. 127) Indica lo siguiente:

En este tema se presentan los procedimientos necesarios para determinar la resistencia de elementos de concreto reforzados sujetos a la acción de carga axial y momento flexionante. Se consideran aquí únicamente elementos muy cortos, en los que no existen problemas de esbeltez. Se supondrán conocidas la geometría del elemento, incluyendo la cantidad y distribución del acero de refuerzo, la calidad del concreto, definida por una cierta resistencia nominal (f_c), y la calidad del acero, definida por su esfuerzo de fluencia f_y . Considerando el problema de un modo general, se puede suponer que la carga axial, P , y el momento flexionante, M , varían independientemente.

En la imagen se muestra una representación esquemática de un elemento bajo la acción de P y M , un sistema estáticamente equivalente en el que $M = Pe$. Es importante señalar que en algunas estructuras, P y M varían en la misma proporción en una sección transversal dada al variar las condiciones de carga externa. Esto equivale a afirmar que la excentricidad, e , permanece constante. Sin embargo, en otros casos P y M pueden variar en distinta forma, y entonces e no es constante. Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima, P_o , de tensión o compresión, y un momento nulo, hasta un momento M , aunado a una carga axial nula.

El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia, se representa gráficamente por medio de un diagrama de interacción. La imagen siguiente muestra uno típico para una sección rectangular con refuerzo

Figura 15 Elementos equivalentes sujetos a flexocompresión.

Fuente: (Cuevas, 2005)

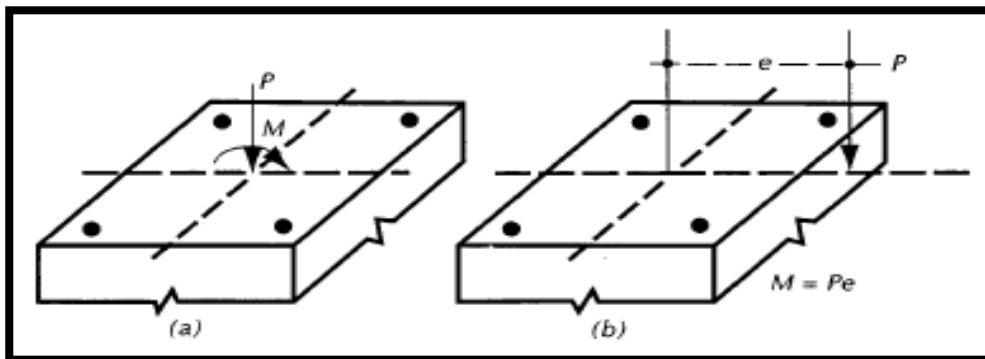
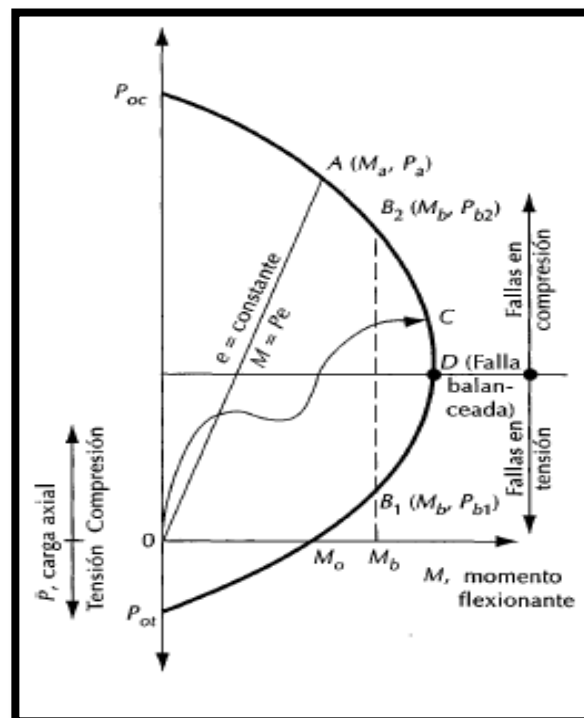


Figura 16: Elementos equivalentes sujetos a flexocompresión.

Fuente: (Cuevas, 2005)



simétrico. Cualquier punto en la curva de trazo continuo representa una combinación de momento y carga axial que hace que el elemento alcance su resistencia. Puede observarse que si únicamente se aplicara carga axial de compresión, el valor máximo, o resistencia, correspondería al punto P_{oc} . De igual manera, la carga axial máxima de



tensión sería la correspondiente a P_{at} . Si la sección se sujetara sólo a momento flexionante, el máximo que podría aplicarse sería el marcado con M_c ; Nótese que el máximo momento flexionante que la sección es capaz de resistir no es el que corresponde a una carga axial nula. Cuando al aumentar la carga externa el momento y la carga axial crecen en la misma proporción, la historia de carga queda representada por una recta desde el origen, con una pendiente igual al cociente $P/M = 1/e$. Para las combinaciones de carga representadas por la recta OA de la imagen 35, la resistencia correspondería a la combinación M_c, P_c . En la figura se observa también que para un mismo momento, M_b , existen dos valores de carga axial que hacen que la sección alcance su resistencia. Finalmente, la línea OC representa una historia de carga cualquiera.

El diagrama de interacción de la imagen 35 corresponde a un elemento definido perfectamente en su geometría y materiales, y representa el conjunto de valores de acciones interiores máximas que el elemento es capaz de soportar. El conocimiento necesario para llegar a esta representación se ha ido acumulando de investigaciones experimentales sobre el comportamiento de elementos de concreto reforzado sujetos a flexión y carga axial. Estos estudios abarcan desde ensayos en vigas simplemente apoyadas con cargas concentradas simétricas hasta ensayos en elementos de concreto reforzado sujetos a compresión axial o a compresión excéntrica. También se han llevado a cabo algunos estudios, mucho más reducidos, de elementos sujetos a flexotensión. Con base en esta información, ha sido posible elaborar teorías apoyadas en hipótesis razonables, por medio de las cuales se puede predecir la resistencia de un elemento con un grado tolerable de precisión. Utilizando cualquiera de estas teorías se pueden obtener diagramas de interacción, como el mostrado en la imagen 35. En la actualidad se puede predecir la resistencia de un elemento de concreto reforzado sujeto a flexión y carga axial con un error no mayor del 25 por ciento de la capacidad real que se obtendría si dicho elemento se ensayase hasta la falla. En casos usuales, con flexión en torno a uno de los ejes principales, el error es del orden del 10 por ciento. Esta aproximación es satisfactoria para fines de diseño estructural.

2.2.4.1.1 Determinación del diagrama de interacción

(Paulay, 1988, pág. 134) Indica lo siguiente:

Se dijo que un diagrama de interacción es la representación gráfica del lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante que hacen que un elemento alcance su resistencia. Así, si se cuenta con el diagrama de interacción de



un elemento dado, se conocen todas las combinaciones de carga axial y momento que puede soportar. El diagrama de interacción de un elemento puede obtenerse a partir de las hipótesis descritas para el cálculo de la resistencia de elementos sujetos a flexión pura. Pueden usarse las hipótesis simplificadoras sobre la forma del diagrama de esfuerzos de compresión en el concreto y sobre la deformación unitaria máxima útil de concreto.

El diagrama de interacción se obtiene determinando varios puntos que lo definan. El procedimiento para encontrar un punto cualquiera es, esencialmente, el mismo usado en flexión para calcular las fuerzas de compresión y de tensión, una vez supuesta la profundidad del eje neutro. Sin embargo, no es necesario hacer varios tanteos hasta igualar ambas fuerzas, ya que su diferencia representa la fuerza normal, P , y el momento con respecto al eje geométrico representa el momento flexionante, M , que corresponden al estado de deformaciones determinado por la profundidad supuesta del eje neutro. Por lo tanto, para cada estado de deformaciones se obtiene un valor de P y uno de M , que definen un punto del diagrama de interacción. Los diagramas de interacción tienen la forma general mostrada en la figura 6.2. Se puede definir un diagrama en forma aproximada estimando los siguientes puntos, o puntos cercanos a ellos:

El punto P_0 , que corresponde a carga axial de compresión pura, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme (en secciones simétricas).

El punto D , que corresponde a la falla balanceada, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias definido por ϵ_c , en la fibra extrema en compresión y por ϵ_s en el acero de tensión. Este estado de deformaciones es el que se tiene cuando, simultáneamente, el concreto alcanza su deformación máxima útil y el acero su límite de fluencia.

El punto M , que corresponde a momento sin carga axial, para el cual se supone un estado de deformaciones para cálculos de resistencia a flexión.

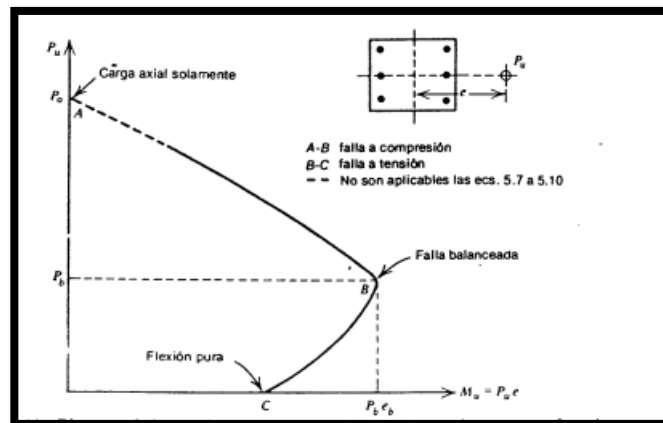
Un punto adicional entre los puntos P_0 , y D y otros dos puntos entre los puntos D y M .

En la mayoría de los casos, estos puntos son suficientes para definir con precisión adecuada el diagrama de interacción. En ocasiones se determinan puntos en la zona de flexo tensión.



Figura 17: Diagrama de interaccion uniaxial - columnas.

Fuente: (Paulay, 1988)



(Paulay p. , 1988, pág. 186) Indica las siguientes ecuaciones:

Se tienen las siguientes ecuaciones de equilibrio para detallar un diagrama de interacción:

$$\phi P_n \text{ max: } 0.8 \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \quad (1)$$

$\phi P_n \text{ max}$: carga axial máxima con valores de reducción dados por la norma e060

f'_c : resistencia a compresión del concreto.

A_g : área bruta de la columna.

A_{st} : área neta del acero.

f_y : fluencia del acero.

ϕ : valor dado por la norma e060 (análisis para columnas rectangulares y zunchadas).

$$P_o: 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \quad (2)$$

P_o : compresión máxima en una columna.

M_{nx} : Momento nominal en x

M_{ny} : Momento nominal en y

$$E_c: 15000 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3)$$

E_c : Modulo de elasticidad del concreto según e060.

B: Base de columna.

H: Altura de columna.

Le: Longitud efectiva.



$$I_y: b \cdot h^3/12 \quad (4)$$

I_y : Inercia de una columna.

$$r: \sqrt{I_y/A} \quad (5)$$

r : radio de giro

$$L_e/r \quad (6)$$

Relación de esbeltez

$$P_c: \pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_x / (L_e)^2 \quad (7)$$

P_c : Carga crítica de pandeo.

$$\gamma_{ns}: 1 / \left(1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}\right) \quad (8)$$

γ_{ns} : Momento amplificador en una columna.

2.2.4.2 Vigas

(Paulay, park, 1988, pág. 65) Indica lo siguiente:

La siguiente figura muestra una sección doblemente reforzada, cuando se alcanza la resistencia a flexión. Dependiendo de las áreas y posiciones del acero, el acero a tensión y a compresión puede estar o no en la resistencia de cedencia cuando se alcanza el momento máximo, sin embargo, la mejor forma de desarrollar el análisis de esa sección es suponiendo primero que todo el acero esta cediendo, modificando luego los cálculos si se encuentra que parte o todo el acero no esta en tal condición.

Si todo el acero esta en cedencia, $F_s = F'_s = F_y$. En que F_s es el esfuerzo en el acero a tensión, F'_s es el esfuerzo, en el acero a compresión, y F_y es la resistencia de cedencia del acero. Entonces las fuerzas internas resultantes son:

(Paulay, park, 1988, pág. 65) Indica lo siguiente:

Compresión en el concreto (Vigas):

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (9)$$

Compresión en el acero (Vigas):

$$C_s = A'_s \cdot F_y \quad (10)$$

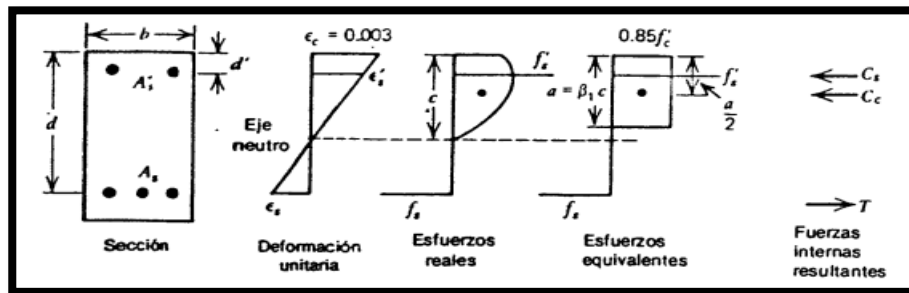
En que A'_s = área del acero a compresión tensión en el acero.

$$T = A_s \cdot F_y \quad (11)$$

En que A_s = área del acero a tensión.

Figura 21: Sección de concreto doblemente reforzada cuando se alcanza la resistencia a flexión.

Fuente: (Paulay, 1988)



“Por equilibrio, escribimos” según Park Paulay en la pág. 68:

a = ecuación de equilibrio

$$a = (A_s - A'_s) \cdot \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (12)$$

“Ahora se puede utilizar el diagrama de deformaciones para verificar si el acero está cediendo, el acero está en esfuerzo de cedencia, si su deformación excede F_y/E_s . De los triángulos semejantes en el diagrama de deformaciones tenemos” (Paulay P. , 1988)

“Si se mantienen estas condiciones, es correcta la suposición de que todo el acero está cediendo y tomando momentos alrededor del acero a tensión, la resistencia a flexión está dada por” (Paulay, 1988, pág. 85).

M_u : Momento último en vigas.

$$M_u = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f_y \cdot (d - d') \quad (13)$$

“Cuando las comprobaciones mediante las ecuaciones revelan que el acero no está cediendo, el valor de a calculado de la ecuación es incorrecto, y se debe calcular el esfuerzo real del acero y a a partir de la ecuación de equilibrio y del diagrama de deformación: en consecuencia, de la ecuación de equilibrio se tiene en general” (Paulay, 1988, pág. 85).

En las vigas doblemente reforzadas pueden ocurrir fallas a tensión y compresión, igual que en vigas simplemente reforzadas. En las fallas a tensión cede el acero a tensión, pero en las fallas a compresión el acero a tensión permanece dentro del rango elástico, en ambos tipos de falla el acero a compresión puede o no estar cediendo. En las vigas reales el acero a tensión siempre estará cediendo y con mucha frecuencia la deformación en el nivel del acero de compresión es suficiente grande para que igualmente ese acero este en esfuerzo de cedencia. A mayor valor de a , y a menores valores de d' y F_y , es más probable que el acero a compresión este cediendo. En vez de desarrollar ecuaciones generales para todos los casos, es mejor



deducir cada caso numéricamente a partir de los principios fundamentales. En caso necesario, se pueden obtener las ecuaciones generales de una publicación de Mattock, Kriz, y Hognestad Como se muestra en el cuadro siguiente.

Tabla 06: Valores de β_1 para F'_c

Fuente: (Escuela Politecnica del ejercito - Ecuador, 2008)

Valor de F'_c (kg/cm ²)	β_1
210	0.85
280	0.85
350	0.80
420	0.75
480	0.70
Mayor o igual a 560	0.65

(Escuela Politecnica del ejercito - Ecuador, 2008, pág. 120) Indica lo siguiente:

Hasta resistencias de 280 Kg/cm², el valor de β_1 es de 0.85, y por cada incremento de resistencia de 70 Kg/cm², β_1 decrece en 0.05, sin bajar de 0.65. Para valores de resistencia intermedios se debe realizar una interpolación lineal.

Los ensayos experimentales han demostrado que el modelo de Whitney es conservador en cuanto al cálculo de la magnitud de la fuerza de compresión, lo que provoca que la verdadera posición del eje neutro sea ligeramente superior a la que aparece en los cálculos. Ese hecho es beneficioso desde el punto de vista de aseguramiento de la ductilidad de las estructuras de concreto armado.

2.2.4.3 Análisis estructural con carga de sismo

2.2.4.3.1 Consideraciones generales para el análisis

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

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.

2.2.4.3.2 Modelos para el análisis

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para propósito de esta Norma las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia, suficientes para asegurar la distribución antes mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

El modelo estructural deberá incluir la tabiquería que no esté debidamente aislada.

Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

En los edificios cuyos elementos estructurales predominantes sean muros, se deberá considerar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros en direcciones perpendiculares (muros en H, muros en T y muros en L).

2.2.4.3.3 Estimación del peso (P)

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.



e. En estructuras de tanques, silos y estructuras

2.2.4.3.4 Procedimientos de análisis sísmico.

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes
- Análisis dinámico modal espectral

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

2.2.4.3.5 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

2.2.4.3.6 Fuerza Cortante en la Base

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = Z \cdot U \cdot C \cdot S/R \cdot P \quad (14)$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$C/R \geq 0,125$$

2.2.4.3.7 Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

2.2.4.3.8 Período Fundamental de Vibración

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:



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

$$T = h_n / CT$$

Donde:

CT = 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.

CT = 45 Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

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

2.2.4.3.9 Excentricidad Accidental

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

- b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

2.2.4.3.10 Fuerzas Sísmicas Verticales



“La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a $2/3 Z \cdot U \cdot S$ ”(E030 Diseño sismorresistente, 2020, pág. 285).

2.2.4.3.11 Análisis Dinámico Modal Espectral

“Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral” (E030 Diseño sismorresistente, 2020, pág. 28).

2.2.4.3.12 Modos de Vibración

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

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.” (E030 Diseño sismorresistente, 2020, pág. 28)

2.2.4.3.13 Aceleración Espectral

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

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

$$S_a = Z \cdot U \cdot C \cdot S / R \cdot (g)$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los $2/3$ del espectro empleado para las direcciones horizontales.

2.2.4.3.14 Criterios de Combinación

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

2.2.4.3.15 Fuerza Cortante Mínima

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.



2.2.4.3.16 Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)

“La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable” (E030 Diseño sismorresistente, 2020, pág. 29).

2.2.4.3.17 Análisis Dinámico Tiempo - Historia

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

El análisis dinámico tiempo - historia podrá emplearse como un procedimiento complementario a los especificados.

En este tipo de análisis deberá utilizarse un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histerético de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

2.2.4.3.18 Registros de Aceleración

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

Para el análisis se usarán como mínimo tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, cada uno de los cuales incluirá dos componentes en direcciones ortogonales.

Cada conjunto de registros de aceleraciones del terreno consistirá en un par de componentes de aceleración horizontal, elegidas y escaladas de eventos individuales. Las historias de aceleración serán obtenidas de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado. Cuando no se cuente con el número requerido de registros apropiados, se podrán usar registros simulados para alcanzar el número total requerido.

2.2.4.3.19 Modelo para el Análisis

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

El modelo matemático deberá representar correctamente la distribución espacial de masas en la estructura.

El comportamiento de los elementos será modelado de modo consistente con resultados de ensayos de laboratorio y tomará en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la degradación de rigidez, el estrechamiento de los lazos histeréticos, y todos los aspectos relevantes del comportamiento estructural indicado por los ensayos.



La resistencia de los elementos será obtenida en base a los valores esperados sobre resistencia del material, endurecimiento por deformación y degradación de resistencia por la carga cíclica.

Se permite suponer propiedades lineales para aquellos elementos en los que el análisis demuestre que permanecen en el rango elástico de respuesta.

Se admite considerar un amortiguamiento viscoso equivalente con un valor máximo del 5 % del amortiguamiento crítico, además de la disipación resultante del comportamiento histerético de los elementos.

Se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente.

2.2.4.3.20 Tratamiento de Resultados

(E030 Diseño sismorresistente, 2020) Indica lo siguiente:

En caso se utilicen por lo menos siete juegos de registros del movimiento del suelo, las fuerzas de diseño, las deformaciones en los elementos y las distorsiones de entrepiso se evaluarán a partir de los promedios de los correspondientes resultados máximos obtenidos en los distintos análisis. Si se utilizaran menos de siete juegos de registros, las fuerzas de diseño, las deformaciones y las distorsiones de entrepiso serán evaluadas a partir de los máximos valores obtenidos de todos los análisis.

Las distorsiones máximas de entrepiso no deberán exceder de 1,25 veces

Las deformaciones en los elementos no excederán de $2/3$ de aquellas para las que perderían la capacidad portante para cargas verticales o para las que se tendría una pérdida de resistencia en exceso a 30 %.

Para verificar la resistencia de los elementos se dividirán los resultados del análisis entre $R = 2$, empleándose las normas aplicables a cada material.

2.3 Marco conceptual

2.3.1 Determinación del diagrama de interacción biaxial

(Paulay, 1988, pág. 161) Indica lo siguiente:

La teoría para las columnas estudiadas hasta ahora ha sido para cargas que provocan flexión alrededor de un eje principal de la columna solamente, es decir, flexión uniaxial. En la práctica, muchas columnas están sujetas a flexión alrededor de ambos ejes principales simultáneamente, especialmente las columnas de las esquinas de edificios.

En las figuras siguientes, respectivamente se muestra una sección de columna de concreto reforzado simétricamente con flexión biaxial, y las deformaciones, esfuerzos

y fuerzas en la sección bajo carga ultima. Las ecuaciones dadas por la compatibilidad de deformaciones y equilibrio se pueden utilizar para analizar la sección. El enfoque es semejante al utilizado para la flexión biaxial de vigas en la sección. Usando ecuaciones se puede encontrar las deformaciones, esfuerzos y fuerzas en el acero para determinada posición del eje neutro. La fuerza resultante en el concreto depende del perfil del bloque de esfuerzos. las ecuaciones y otras deducidas análogamente dan los valores de C_c , X , Y . entonces se pueden escribir las ecuaciones de equilibrio para el refuerzo simétrico con la notación dada en las figuras siguientes.

Es difícil realizar el análisis y diseño de secciones de columnas con flexión biaxial, debido a que se necesita un procedimiento de pruebas y ajustes para encontrar la inclinación y profundidad del eje neutro que satisfaga las ecuaciones de equilibrio. Por lo general, el eje neutro no es perpendicular a la excentricidad resultante. En el diseño se puede suponer una sección y arreglo de refuerzos, e ir corrigiendo sucesivamente el área de refuerzos hasta que la capacidad de la sección se aproxime al valor requerido. En consecuencia, es impráctico utilizar directamente las ecuaciones en el diseño sin ayuda de una computadora electrónica, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 23: Seccion de columna con flexion biaxial en la carga ultima.

Fuente: (Paulay, 1988)

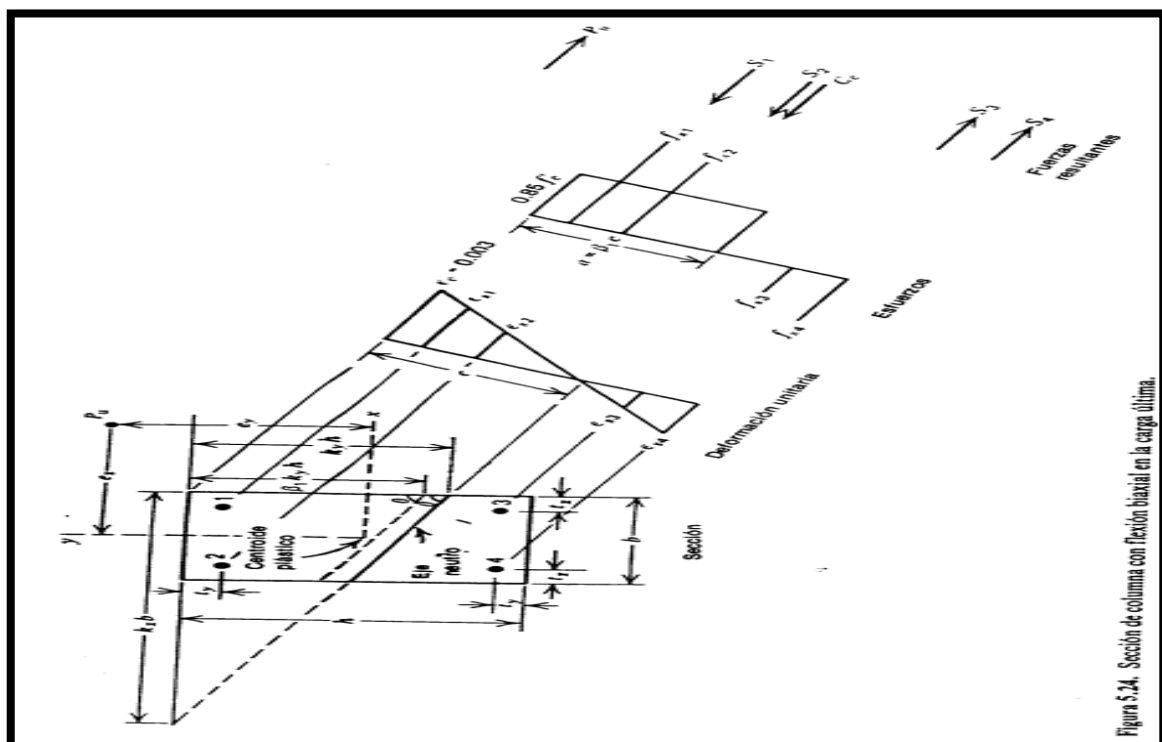
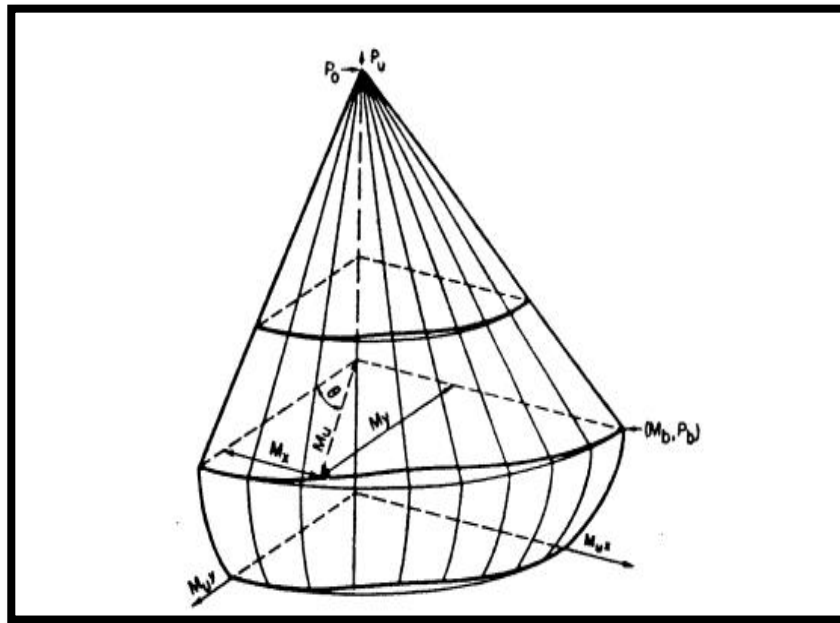


Figura 24: Superficie de interaccion (superficie de falla) para una columna de concreto reforzado con flexion biaxial.



Fuente: (Paulay, 1988)



2.3.2 Ductilidad de secciones de viga

(Paulay P. , 1988) Indica lo siguiente:

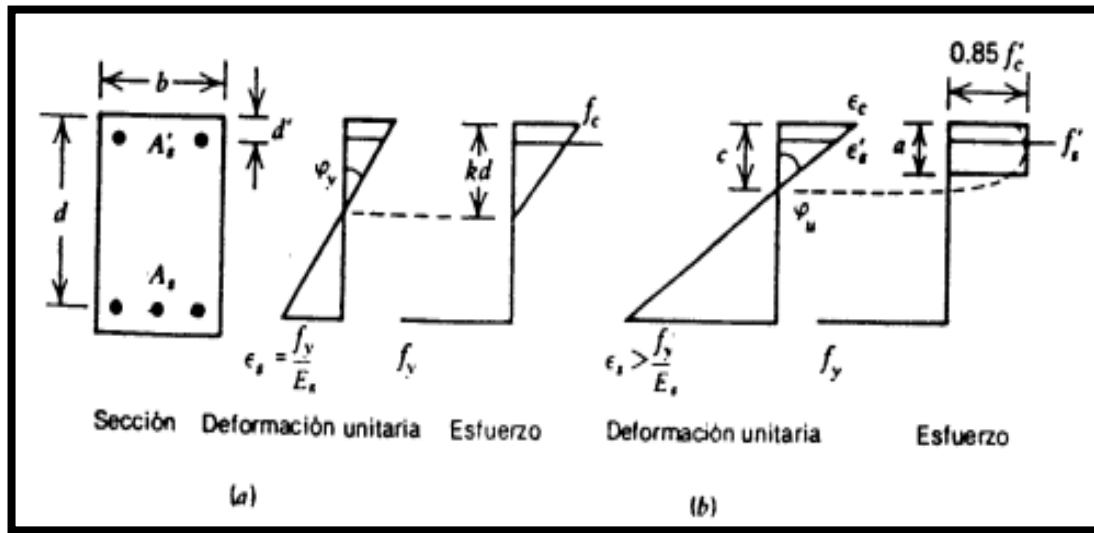
En el diseño al límite y sísmico, generalmente se expresa la ductilidad de un miembro como la relación de la deformación ultima a la deformación a la primera cedencia. Se consideran los valores relativos del momento y curvatura cuando cede primero el acero de tensión y el concreto alcanza la deformación ultima. Se considera que el concreto comprimido de los miembros no esté confinado. Aunque en la practica rara vez existe el concreto no confinado, generalmente se le considera no confinado, a menos que se tomen medidas positivas para confinarlo mediante acero transversal espaciado adecuadamente.

La figura siguiente representa el caso general de una sección rectangular doblemente reforzada en la primera cedencia del acero de tensión y a la deformación última del concreto. Usando en términos de la deformación en el acero, se puede encontrar la curvatura a la primera cedencia del acero de tensión. Para las cuantías de acero consideradas, cuando el acero de tensión alcanza por primera vez la resistencia de cedencia, el esfuerzo en la fibra extrema del concreto puede ser apreciablemente menor que la resistencia f'_c de cilindro. La curva esfuerzo – deformación para el concreto es aproximadamente lineal hasta $0.7f'_c$, en consecuencia, si el esfuerzo del concreto no excede este valor cuando el acero alcanza la resistencia de cedencia, se puede calcular la profundidad del eje neutro utilizando la fórmula de la teoría elástica (línea recta).

Una vez terminado el factor k de la profundidad del eje neutro, se pueden encontrar la magnitud de las fuerzas y el centroide de las fuerzas de compresión en el acero y el concreto. Por tanto, las ecuaciones que definen el momento y curvatura a la primera cedencia son:

Figura 24: Seccion de viga doblemente reforzada con flexion a la primera deflexion – bajo momento ultimo.

Fuente: (Paulay, 1988)

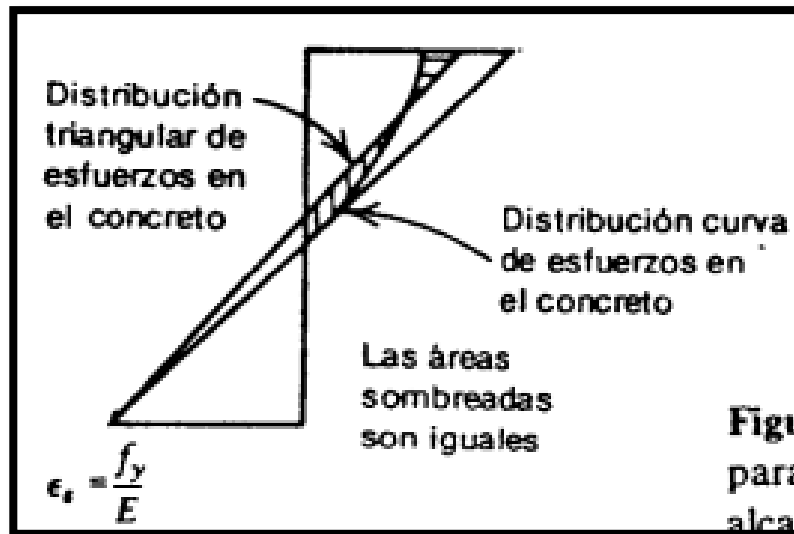


En que A_s = area del acero de tension A'_s = area del acero de compresion, b = ancho de seccion, d' = distancia desde la fibra extrema a compresion al centroide del acero de compresion, E_c = modulo de elasticidad del concreto, E_s = modulo de elasticidad del acero F_y = resistencia de cedencia del acero, jd = distancia desde el centroide de las fuerzas de compresion en el acero y el concreto al centroide de la tension.

Si el esfuerzo en la fibra extrema a compresion del concreto es mayor que aproximadamente $0.7 f'_c$, se debe calcular la profundidad del eje neutro a la primera cedencia del acero de tension utilizando la curva real resfuerzo – deformacion para el concreto (una parabola es una buena aproximacion) sin embargo, se puede obtener una estimacion a partir de la formula de la linea recta, incluso si el esfuerzo calculado es tan alto como f'_c . indica que el valor para k calculado de la formula de la linea recta sera mas pequeño que el valor real para k si la distribucion de esfuerzos del concreto es curva, lo que va subestimar ϕy y a sobrestimar M_y , se puede calcular la curvatura y el momento ultimo de la seccion doblemente reforzada para el caso en que el acero de compresion esta cediendo.

Figura 25: Distribuciones de esfuerzo y deformación para la misma fuerza de compresion cuando el acero alcanza el esfuerzo de cedencia.

Fuente: (Paulay, 1988)



2.3.3 Derivas

“Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial son establecidos por el proyectista, pero en ningún caso exceden el doble de los valores de esta tabla siguiente” (E030 Diseño sismorresistente, 2020, pág. 31).

Tabla 07: Desplazamientos relativos para estructuras por nivel de piso.

Fuente: (E030 Diseño sismorresistente, 2020)

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

2.3.4 Etabs

“Etabs es un software innovador y revolucionario para análisis estructural y dimensionamiento de edificios. Resultado de 40 años de investigación y desarrollo continuo, esta última versión de ETABS ofrece herramientas inigualables de modelado y visualización de objetos 3D, alta capacidad de poder analítico lineal y no lineal, opciones de dimensionamiento sofisticadas y que abarcan una amplia gama de materiales, esclarecedores



gráficos, informes y diseños esquemáticos que facilitan la comprensión del análisis y de los respectivos resultados” (Cuevas, 2005).

2.3.5 Matcad

(Cuevas, 2005) Indica lo siguiente:

Los cálculos de ingeniería son esenciales para el diseño del producto. Para lograr la excelencia en ingeniería, necesita una aplicación completa pero intuitiva que realice cálculos precisos, permita la trazabilidad, proteja la propiedad intelectual y le permita mostrar su trabajo.

Documente sus cálculos de ingeniería más críticos en un cuaderno de ingeniería con notación matemática natural e inteligencia de unidades. Muestre su trabajo utilizando opciones de formato enriquecido junto con tramas, texto e imágenes en un solo documento con formato profesional.

2.4 Hipotesis

2.4.1 Hipotesis general

La respuesta estructural en función de los parámetros de calidad en valor de resistencia a compresión F_c , derivas establecido por la norma E030, compresión biaxial en elementos tipo columna, ductilidad en vigas, la superestructura tipo pórtico con asistencia de personal técnico evidencia un mejor cumplimiento de los requerimientos de la norma respecto de la superestructura tipo pórtico sin asistencia técnica.

2.4.2 Hipotesis específicas

2.4.2.1 Sub hipótesis numero 01

La superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico tiene mejor calidad en resistencia a compresión de 17MPA establecido por la norma E060 de concreto armado respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

2.4.2.2 Sub hipótesis numero 02

La superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico supera con la verificación de derivas de 0.007 de entrepiso establecido por la norma E030, respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

2.4.2.3 Sub hipótesis numero 03

La respuesta a flexo compresión biaxial en elementos tipo columna contempla en mejor relación demanda – capacidad en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con



asistencia de personal técnico, respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

2.4.2.4 Sub hipótesis número 04

La superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico en elementos tipo viga supera con la verificación del coeficiente de reducción ($R=8$, ductilidad) establecido por la norma E030, respecto de la superestructura de concreto armado.

2.5 Variables e indicadores

2.5.1 Identificación de variables

- Descripción geométrica de superestructura de concreto armado tipo pórtico.
- En cuanto a resistencia a compresión F'_c , derivas de entre piso, flexo compresión biaxial y ductilidad.



2.5.2. Operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICION OPERACIONAL	DEFINICION	NIVEL	INDICADORES	INSTRUMENTOS
VARIABLE INDEPENDIENTE (X1) <ul style="list-style-type: none"> Superestructura de concreto armado 	<ul style="list-style-type: none"> Superestructura es aquella parte de una construcción que está por encima del suelo, en este caso definimos a estructuras de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico asistido y una superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico asistido. 	<ul style="list-style-type: none"> La estructura debe concebirse como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada. El proceso de diseño de un sistema comienza con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de las restricciones que debe tomarse en cuenta. <p>Fuente: (Cuevas, 2005, ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO)</p>	<ul style="list-style-type: none"> A nivel de resistencia y rigidez. 	<ul style="list-style-type: none"> Descripción geométrica de superestructura de concreto armado tipo pórtico. En cuanto a resistencia a compresión $F'c$, derivas de entre piso, flexo compresión biaxial y ductilidad. 	<ul style="list-style-type: none"> Ficha de observación Ficha de registro.
VARIABLE DEPENDIENTE (Y1) <ul style="list-style-type: none"> $F'c$ en columna, losa, viga y escalera. Desplazamiento relativo de entrepiso. Flexo compresión biaxial en elementos tipo columna. Ductilidad de elementos tipo viga. 	<ul style="list-style-type: none"> La uniformidad del concreto tiene variación en su respuesta de resistencia a compresión, Mediante ensayos esclerómetros se verifica la uniformidad, delimitar las zonas bajas y altas respecto del $F'c$ del concreto. El desplazamiento es expresado en cm y se verifica tanto en el eje X y Y. Se verificará los desplazamientos relativos y máximos de entrepiso. Se desarrollará el diagrama de interacción biaxial en columnas con relación demanda – capacidad máxima. Se verificará la ductilidad máxima en elementos tipo viga y se comparará con la ductilidad máxima en elementos porticados con valor de 8 establecido por la norma E030. 	<ul style="list-style-type: none"> El concreto debe dosificarse para que proporcione una resistencia promedio a la compresión, $F'c$ y se debe satisfacer los criterios de durabilidad. El concreto debe producirse de manera que se minimice la frecuencia de resultados de resistencia inferiores a $F'c$. La resistencia mínima del concreto estructural, $F'c$, diseñado y construido de acuerdo con esta Norma no debe ser inferior a 17 MPa para ser considerado concreto estructural. <p>Fuente: (NORMA E060 DE CONCRETO ARMADO RNE, 2009)</p> <ul style="list-style-type: none"> El máximo desplazamiento relativo de entrepiso no excede la fracción de la altura (distorsión) según calculado para concreto armado es de 0.007 <p>Fuente: (NORMA E030 DISEÑO SISMORESISTENTE, 2020)</p> <ul style="list-style-type: none"> En la práctica, muchas columnas están sujetas a flexión alrededor de ambos ejes principales simultáneamente, especialmente las columnas de las esquinas de edificios. Las deformaciones, esfuerzos y fuerzas en la sección bajo carga última, las ecuaciones dadas por la compatibilidad de deformaciones y equilibrio se pueden utilizar para analizar dicha sección, usando las ecuaciones pertinentes <p>Fuente: (PAULAY, ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO)</p> <ul style="list-style-type: none"> Generalmente se expresa la ductilidad de un miembro como la relación de la deformación última a la deformación a la primera cedencia. Se consideran los valores relativos del momento y curvatura cuando cede primero el acero de tensión y el comprimido de los miembros no esté confinado. Aunque en la práctica rara vez existe el concreto no confinado. <p>Fuente: (PAULAY, ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO)</p>	<ul style="list-style-type: none"> A nivel de respuesta $F'c$ en columnas, vigas, losa y escalera. Respuesta de límite de distorsión y máximo de entrepiso. Respuesta de interacción en el eje X y Y. Respuesta de ductilidad máxima. 	<ul style="list-style-type: none"> Ensayos de esclerometría, tiempo de concreto. Parámetros sísmicos (ZUCS), cortante basal dinámico, tabla de irregularidades en altura, irregularidad en planta y periodo fundamental. Sección de columna (área), cuantía de aceros transversales, espaciamiento de aceros transversales, tipo de acero, resistencia a compresión $F'c$, fluencia del acero, carga última en columna, momento último en columna, excentricidades de elemento. Sección de viga (área), espaciamiento de aceros transversales, resistencia última de materiales, momento último en viga, cuantía de acero en compresión, cuantía de acero en tensión, distancia de fibra extrema al centroide de acero a compresión. 	<ul style="list-style-type: none"> Ficha de registro y observación. Ficha de cálculo y programa de análisis estructural etabs. Ficha de observación, cálculo y programa estructural etabs. Ficha de observación y cálculo y programa estructural etabs.

Capítulo III: Método

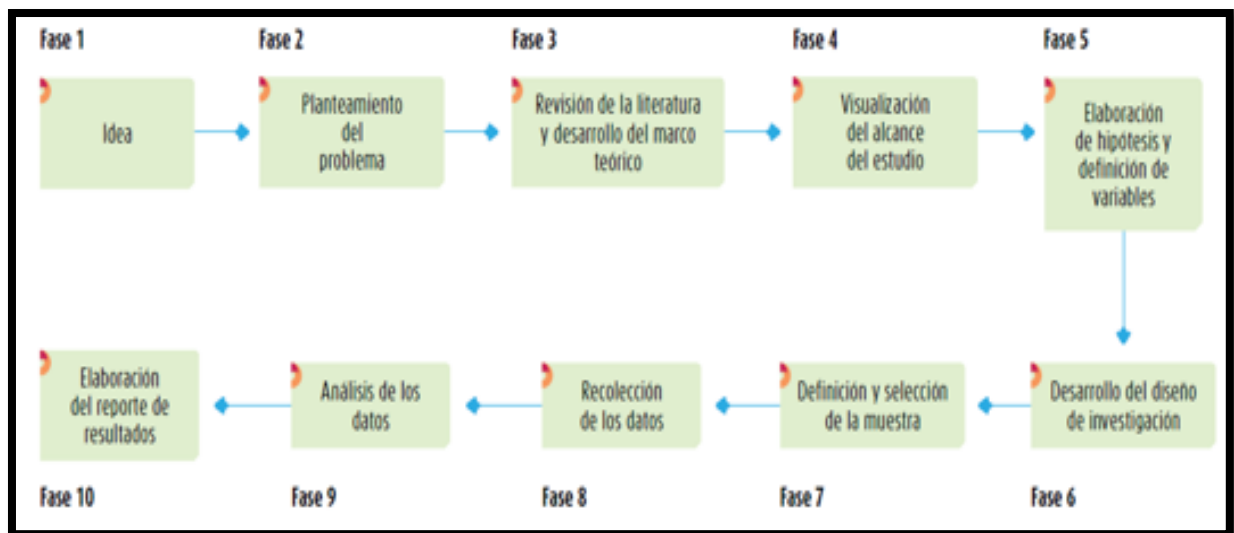
3.1 Alcance del estudio

3.1.1 Tipo de investigación

“El enfoque cuantitativo se basa en utilizar la acumulación de datos para probar la hipótesis con base al cálculo y análisis correspondiente, con la finalidad de implantar pautas de comportamiento y probar las teorías” (Hernandez Sampieri, 2014, pág. 42).

Figura 26: Proceso Cuantitativo

Fuente: (Hernandez Sampieri, 2014)



La presente investigación, tiene el enfoque cuantitativo, Se estudiará la calidad del concreto, se calculará los desplazamientos relativos (derivadas) y se hará un análisis estructural en los elementos que conforman las superestructura (columna, losa, viga y escalera).

3.1.2 Nivel o alcance de la investigación

Nivel Descriptivo

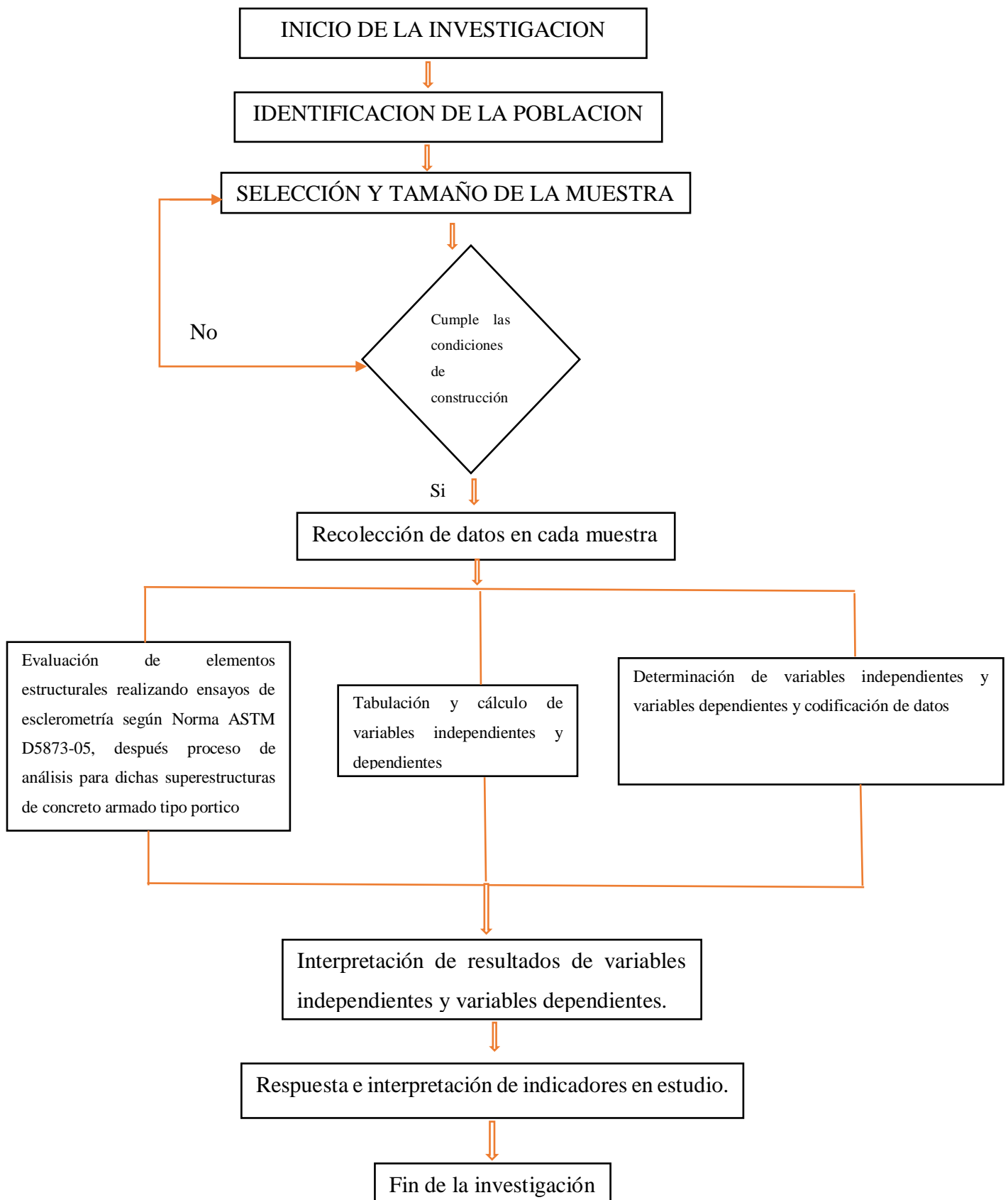
Se describe la variación de la calidad del concreto según e060, se describe las variaciones respecto de sus desplazamientos relativos según la norma e030, y se hará un análisis de los elementos estructurales que conforman la superestructura según ecuaciones y condiciones de la norma e060 (columna, losa, viga y escalera).

3.2 Diseño de investigación

El diseño de investigación es de tipo no experimental, transeccionales o transversales, cuyo fin es explicar la calidad del concreto en una determinada superestructura, así como también hallar los desplazamientos establecidas según norma y verificar el análisis estructural.



3.2.2 Diseño de ingeniería





3.3 Población

3.3.1 Población

“Una vez que se ha definido cuál será la unidad de muestreo, se procede a delimitar la población que va a ser estudiada y sobre la cual se pretende generalizar los resultados. Así, una población es el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de especificaciones” (Hernandez Sampieri, 2014).

3.3.1.1 Descripción de la población

Corresponde a dos superestructuras de concreto armado tipo pórtico. La primera sin asistencia de personal técnico y la segunda con asistencia de personal técnico. La distribución arquitectónica, y uso de las dos edificaciones a evaluar es como se muestra en las siguientes tablas. Los planos respectivos de arquitectura y estructura están ubicados en anexos de la presente de tesis.

La edificación sin asistencia de personal técnico de construcción en concreto armado tipo pórtico es de uso vivienda, distribuida de la siguiente manera.

Tabla 08: Distribución de edificación N°01

Fuente: Planos de vivienda

NIVELES	DESCRIPCION	AREA
1ER NIVEL	DEPARTAMENTO + TIENDA	73.20 m ²
2DO NIVEL	DEPARTAMENTO	73.20 m ²
3ER NIVEL	AZOTEA	73.20 m ²

La edificación que fue construida con asistencia de personal técnico de concreto armado tipo pórtico es de uso vivienda, distribuida de la siguiente manera.

Tabla 09: Distribución de edificación N°02

Fuente: Planos de vivienda

NIVELES	DESCRIPCION	AREA
1ER NIVEL	DEPARTAMENTO + TIENDA	75.84 m ²
2DO NIVEL	DEPARTAMENTO	75.84 m ²
3ER NIVEL	DEPARTAMENTO	75.84 m ²
4TO NIVEL	DEPARTAMENTO	75.84 m ²
5TO NIVEL	AZOTEA	75.84 m ²



3.3.1.2 Cuantificación de la población

La población es única, se tiene dos superestructuras de concreto armado tipo pórtico con distinto proceso constructivo, uno con personal técnico asistido y otro sin personal técnico asistida, las edificaciones evaluadas están ubicadas en el distrito de San Sebastián – Provincia de Cusco, Departamento de Cusco.

3.4 Muestra

“Es una parte (sub-conjunto) de la población, obtenida con el propósito de investigar propiedades que posee la población. Es decir, se pretende que dicho sub-conjunto "represente" a la población de la cual se extrajo” (Parra, 2003).

3.4.1 Descripción de la muestra

“El objetivo principal al describir la muestra es hacer inferencia a la población que se estudia teniendo base la información que contiene dicha muestra, por lo que el objetivo conlleva al estudio del problema del muestreo” (Parra, 2003)

Al ser un estudio no experimental la selección de la muestra es mediante un criterio no probabilístico en este caso la muestra es coincidente con la población.

La muestra que se utiliza para esta investigación es única y son dos edificaciones ubicadas en el distrito de San Sebastián – Provincia de cusco.

3.4.2 Cuantificación de la muestra

Edificación construida con asistencia de personal técnico

Corresponde a 12 elementos estructurales tipo columna y 17 elementos estructurales tipo viga de la edificación con personal técnico, 4 lozas en cada nivel y la escalera pertinente, se conforma toda la superestructura de la edificación de concreto armado tipo pórtico en las tablas de la siguiente manera.

Tabla 10: ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO COLUMNA

Fuente: Planos de vivienda

ELEMENTOS ESTRUCTURALES VERTICALES	Nº DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR NIVEL
Columnas de (45*30cm)	6 elementos
Columnas de (40*25cm)	6 elementos



Tabla 11: ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO VIGA

Fuente: Planos de vivienda

ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO VIGA	N° DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR NIVEL
vigas de (25*40cm)	17 elementos

Tabla 12: ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO LOSA

Fuente: Planos de vivienda

ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO LOSA	N° DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR NIVEL
LOSA DE 75.84M2	4 ELEMENTOS

Tabla 13: ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO ESCALERA

Fuente: Planos de vivienda

ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO ESCALERA	N° DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SUPERESTRUCTURA
ESCALERA (ANCHO 2.4 METROS)	1 ELEMENTO

Edificación construida sin asistencia de personal técnico

Corresponde a 12 elementos estructurales tipo viga y 9 elementos tipo columna, 2 losas y una escalera típica para la edificación construida sin dirección técnica entre los cuales se representa en las tablas de la siguiente manera:

TABLA N° 14 ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO COLUMNA

Fuente: Planos de vivienda

ELEMENTOS ESTRUCTURALES VERTICALES	N° DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR NIVEL
Columnas de (25*30cm)	09 elementos verticales

TABLA N° 15 ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO VIGA

Fuente: Planos de vivienda

ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO VIGA	N° DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO VIGA
Vigas de (40*30cm)	12 elementos verticales



TABLA N° 16 ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO LOSA

Fuente: Planos de vivienda

ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO LOSA	N° DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR NIVEL
LOSA DE 73.20 M2	02 ELEMENTOS

TABLA N° 17 ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO ESCALERA

Fuente: Planos de vivienda

ELEMENTOS ESTRUCTURALES TIPO ESCALERA	N° DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SUPERESTRUCTURA
ESCALERA (ANCHO 1.2 METROS)	01 ELEMENTO

3.4.2.1 Método de muestreo

El método de muestreo adoptado para el proceso de muestreo de la investigación es intencionado, porque los elementos de evaluación de la superestructura son seleccionados.

3.4.2.2 Criterios de evaluación de la muestra

En la presente investigación se evaluó las superestructuras con asistencia de personal técnico y otra sin asistencia de personal técnico. a través de ensayos de esclerómetros.

3.4.2.3 Criterios de Inclusión

Se utilizaron los criterios de inclusión probabilística de población finita en los cuales se determinó que la muestra será general por que la población es unitaria y tiene un conglomerado de muestras como son:

02 edificaciones construidas en el distrito de San Sebastián, considerando como criterio de inclusión la dirección técnica adecuada dentro del proceso constructivo de las dos edificaciones que en este caso la primera no cuenta con dirección de personal técnico adecuado, la segunda edificación si cuenta con dirección de personal técnico. en ambos casos se evaluará la calidad del concreto $f'c$ dado por la norma e060, tomando en consideración en qué medida influye la asistencia de personal técnico adecuado en el proceso de construcción en el grado de calidad del parámetro $f'c$. del concreto endurecido. en los elementos estructurales tipo viga, columna, losa y escalera.

3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.5.1 Instrumentos metodológicos o instrumentos de recolección de datos

Dicha investigación que se realizó presenta distintos instrumentos de ingeniería aplicados en campo para la toma de datos, siendo imprescindible equipos y herramientas en cada ensayo desarrollado en campo.

3.5.1.1. Formato de recolección de datos de ensayos esclerometricos.

Para la recolección de datos de ensayos de esclerometría se realizó el siguiente cuadro con la metodología de ensayos de esclerometría mencionada en la presente investigación para la recolección de datos de $F'c$ del concreto endurecido en las muestras de análisis.

3.5.2 Instrumentos de Ingeniería

		UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO										
		FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA										
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL												
FORMATO DE RECOLECCION DE DATOS DE ENSAYOS ESCLEROMETRICOS												
Columna A -1, Primer nivel - edad del concreto >28 días - Angulo de toma de datos 0°												
Numero de lecturas	Numero de rebote - punto 01	Resistencia estimada para 0'	Numero de rebote - punto 02	Resistencia estimada para 0'	Numero de rebote - punto 03	Resistencia estimada para 0'	Numero de rebote - punto 04	Resistencia estimada para 0'	Numero de rebote - punto 05	Resistencia estimada para 0'	Numero de rebote - punto 06	Resistencia estimada para 0'

3.5.2.1 Equipos

Esclerómetro digital marca MATEST HT 225

Figura 27: Esclerómetro Analogo HT 225





3.5.2.2 Instrumentos

- Formato de recolección de datos esclerometricos.
- Cinta métrica de 5 metros.
- Lápiz bicolor.
- Piedra de pomes.
- Cámara fotográfica.
- Lentes de protección.

3.5.3 Instrumentos de proceso de análisis de datos

3.5.3.1 Equipos

- Computadora portátil

3.5.3.2 Instrumentos

- Piedra de pomes.
- Cámara fotográfica.
- Hoja de cálculo excel para reunión de información.
- Hoja de cálculo excel para verificación de calidad del concreto
- Hoja de cálculo excel para verificación de desplazamientos (derivadas)
- Programa etabs para verificación de respuesta de superestructuras.
- Hojas de cálculo en Matcad para verificación de diseño de elementos estructurales.

3.6. Validez y confiabilidad de los instrumentos

3.6.1 Recolección de información de muestras

3.6.1.1 Calibración del instrumento de evaluación de datos.

Es conveniente efectuar periódicamente la calibración del esclerómetro, sea anual en condiciones de uso eventual o semestral de emplearse regularmente. Se aconseja que de ser posible la calibración se efectúe cada 200 determinaciones. Para la elaboración de la presente tesis se hizo antes la calibración del equipo mediante el yunque de prueba para verificar el correcto funcionamiento del esclerómetro, además de esto se hizo un adecuado análisis de los datos recolectados en los ensayos esclerométricos, se hizo una comparación cuantitativa de los resultados de 3 ensayos esclerométricos en una briqueta de resistencia desconocida, con la ruptura mediante la aplicación del ensayo de resistencia a compresión axial de la misma probeta, así mismo se cuenta con un documento para verificar la calibración del equipo de esclerómetro en el presente estudio como se muestra en las siguientes imágenes.



Figura 27: Esclerometro para ensayo de compresión



Para un ensayo de esclerometría uniforme se tomó un solo ángulo para la toma de datos el cual tiene un ángulo de menos 90 grados como se aprecia en la figura siguiente.

Figura 28: Disparo con esclerómetro en cara superior con un ángulo de -90°

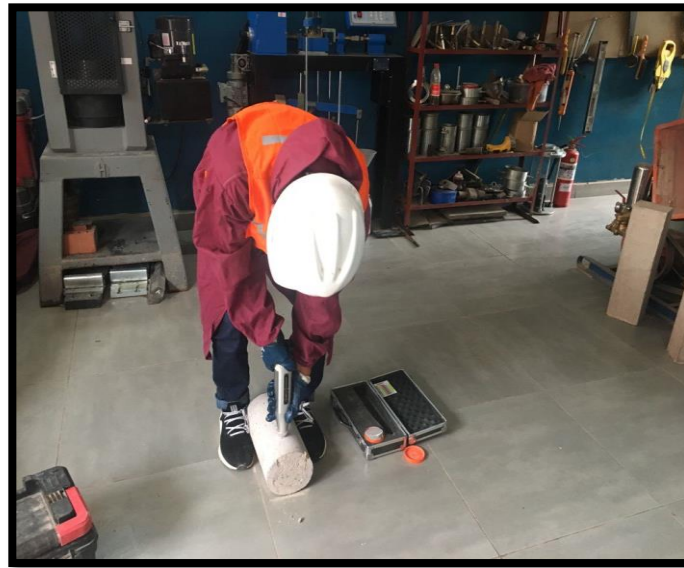


Figura 29: Disparo con esclerómetro en cara inferior con un ángulo de -90°





Figura 30: Disparo con esclerómetro en cara transversal con un ángulo de -90°



- Se hizo la toma de datos en 3 puntos distintos con 10 disparos cada uno, donde se comparó los resultados con la imagen siguiente que es una tabla de tabulación del esclerómetro para tener la resistencia a compresión f'_c en un determinado disparo con un ángulo dado, este rebote es el indicador de la resistencia a compresión con un ángulo determinado.

Imagen 31: Tabla de indicador de resistencia a compresión kg/cm^2 en un determinado ángulo.

Fuente: Esclerómetro HT 225

IMPACT ANGLE α					
R	$\alpha - 90^\circ$	$\alpha - 45^\circ$	0°	$\alpha + 45^\circ$	$\alpha + 90^\circ$
20	125	115			
21	135	125			
22	145	135			
23	160	145	110		
24	170	160	120		
25	180	170	130		
26	198	185	140	100	
27	210	200	158	115	
28	220	210	165	130	105
29	238	220	180	140	120
30	250	238	190	150	138
31	260	250	210	170	145
32	280	265	220	180	160
33	290	280	238	190	170
34	310	290	250	210	190
35	320	310	260	220	200
36	340	320	280	238	218
37	350	340	290	250	230
38	370	350	310	265	245
39	380	370	320	280	260
40	400	380	340	300	280
41	410	400	350	310	295
42	425	415	370	330	310
43	440	430	380	345	325
44	460	450	400	360	340
45	470	460	420	380	360
46	490	480	430	395	375
47	500	495	450	410	390
48	520	510	465	430	410
49	540	525	480	445	430
50	550	540	500	460	445
51	570	560	515	480	460
52	580	570	530	500	480
53	600	590	550	515	500
54	Over 600	Over 600	565	530	520
55	Over 600	Over 600	580	550	530
			600	570	550



- Datos del punto 01: cara superior del esclerómetro a un ángulo de -90° , se tomó en cuenta descartar las lecturas que difieran del promedio de las 10 lecturas por más de 6 unidades y determinar el promedio de las lecturas restantes. Si más de dos lecturas difieren de este promedio por 6 unidades, desechar todas las lecturas y determinar los números del rebote en 10 nuevas ubicaciones dentro del área de ensayo como se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 18: Datos de lecturas con esclerómetro - Superficie superior de briqueta

superficie número 01 - calibración de esclerómetro – edad del concreto >28 días		
Numero de lecturas	numero de rebote	resistencia estimada para -90°
1	24	170
2	24	170
3	24	170
4	28	220
5	26	198
6	26	198
7	24.5	175
8	28	220
9	24.5	175
10	28	220
Promedio	25.7	191.6 kg/cm ²

Tabla 19: Datos de lecturas con esclerómetro – Superficie inferior de briqueta

superficie 2 - calibración del esclerómetro - edad del concreto >28 días		
numero de lecturas	numero de rebote	resistencia estimada para -90°
1	26	198
2	27	210
3	28	220
4	30	250
5	32	280
6	27	210
7	26	198
8	30	250
9	30	250
10	22	145
Promedio	27.8	221.1 kg/cm ²

Tabla 20: Datos de lecturas con esclerómetro – Superficie transversal

superficie 3 - calibración del esclerómetro edad del concreto >28 días		
numero de lecturas	numero de rebote	resistencia estimada para -90°
1	25	180
2	28	220
3	26	198
4	27	210
5	28	220
6	25	180
7	26	198
8	27	210
9	27	210
10	27	210
Promedio	26.6	203.6 kg/cm ²

Figura 32: Ensayo a compresión simple



- En el ensayo a compresión simple se obtuvo un valor de 21.836 Mpa, eso equivale a 222.51kg/cm², y en los ensayos de esclerometría se obtuvo un promedio de 205.43 kg/cm², se aprecia que hay una variación de 17.08 kg/cm², esto hace una variación de 7.67% del ensayo de compresión simple con los ensayos de esclerometría, esto hace indicar que trabajaremos en la presente tesis con una variación de 7.67% al valor de la resistencia a compresión f'c.

3.6.1.2 Recolección de información general de muestra 01

La muestra 01 corresponde a la superestructura construida con dirección técnica adecuada la cual tiene las siguientes características.

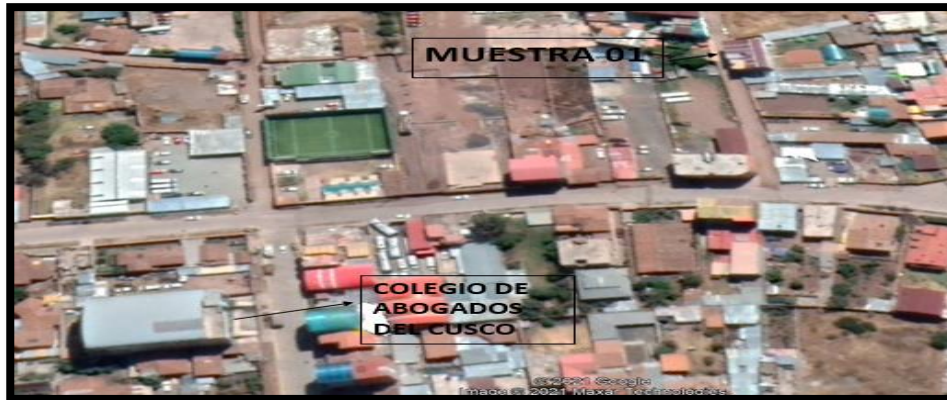
- UBICACIÓN: Urb Sacashuaylla A-5, distrito de san Sebastián, provincia de cusco, departamento de cusco.
- COORDENADAS UTM:
- N: 8'502'775.04 m

- E: 185'243.02 m
- Z: 3272.00 msnm.

Referencia geográfica de la edificación:

Figura 33: Referencia geográfica de muestra 01

Fuente: Google Maps



Para la realización de los ensayos de esclerometría en la muestra 01 se hizo un acondicionamiento ya que el objeto de estudio es una estructura habitable, se hizo el picado en los elementos estructurales del tipo viga, columna, losa y escalera para posteriores ensayos de esclerometría, así como limpieza del lugar. La muestra 01 tiene 5 niveles, en cada nivel se tiene 12 columnas y 17 vigas. Donde se hizo 03 ensayos de esclerometría por elemento estructural.

Figura 34: Trabajo de picado en elementos estructurales





Figura 35: Vista frontal de elemento estructural tipo columna con picado para ensayo de esclerometría.



Figura 36: Vista frontal de elemento estructural tipo viga con picado para ensayo de esclerometría



Figura 37: Vista frontal de elementos estructurales tipo columna, viga con picado para ensayo de esclerometria.





El mismo procedimiento se hizo para todos los elementos estructurales del tipo viga, columna, losa y escalera una vez terminado el picado se procedió a realizar los ensayos de esclerometría como se mostro en la toma de datos de calibración de equipo con una briqueta y siguiendo los parámetros de la norma NTP 339 – 181 ESCLEROMETRIA, en este caso se hizo la toma de datos para 03 puntos y 03 ensayos de esclerometría por elemento estructural con 10 disparos para cada punto y ensayo de esclerometría con un ángulo de 0° para encontrar mayor uniformidad en la toma de datos por el equipo de esclerometría.

Figura 38: Toma de lectura para ensayos de esclerometría en columnas



Figura 39: Toma de lectura para ensayos de esclerometría en vigas



Figura 40: Toma de lectura para ensayos de esclerometría en escalera



Figura 41: Toma de lectura para ensayos de esclerometría en losa



3.6.1.3. Información general de muestra 02

La muestra 02 corresponde a la edificación construida sin dirección técnica adecuada la cual tiene las siguientes características.

- UBICACIÓN: Av. Alemania federal 1113, distrito de san Sebastián, provincia de cusco, departamento de cusco.
- COORDENADAS UTM:
 - Z: 3263.00 msnm
 - N: 184162 m
 - E: 8502044 m

Referencia geográfica de la edificación:



Figura 42: Referencia geográfica de muestra 02

Referencia: Google maps



Para la realización de los ensayos de esclerometría en la muestra 02 se hizo un acondicionamiento ya que el objeto de estudio es una estructura habitable, se hizo el picado en los elementos estructurales del tipo viga, columna, losa y escalera para posteriores ensayos de esclerometría, así como limpieza del lugar. La muestra 02 tiene 3 niveles, en cada nivel se tiene 09 columnas y 10 vigas. Donde se hizo 03 ensayos de esclerometría por elemento estructural.

Figura 43: Trabajo de picado en elementos estructurales – Superestructura sin asistencia técnica.





Figura 44: Toma de datos en elementos tipo viga – Estructura sin asistencia tecnica.



Figura 45: Toma de datos en elementos tipo columna – Estructura sin asistencia tecnica.



Figura 46: Toma de datos en elementos tipo columna – Estructura sin asistencia tecnica.





3.7. Plan de análisis de datos

En esta parte se procede a desarrollar los problemas independientes de la presente tesis.

3.7.1 Proceso de Análisis de datos por variable independiente

3.7.1.1 Determinación de superestructura (Estructura con asistencia técnica).

La superestructura con asistencia técnica es una edificación de sistema pórtico de concreto armado con un área de 75.83 m², la superestructura tiene 12 columnas, 9 vigas principales y 8 vigas secundarias, se anexara el detalle de planos de arquitectura y estructuras en el nexo la presente investigación, ubicado en el distrito de san Sebastián, provincia de cusco departamento de cusco como se muestran en las siguientes imágenes.

- UBICACIÓN: Urb Sacashuaylla A-5, distrito de san Sebastián, provincia de cusco, departamento de cusco.
- COORDENADAS UTM:
- N: 8'502'775.04 m
- E: 185'243.02 m
- Z: 3272.00 msnm.

Referencia geográfica de la edificación:

Figura 47: Referencia geográfica de muestra 01





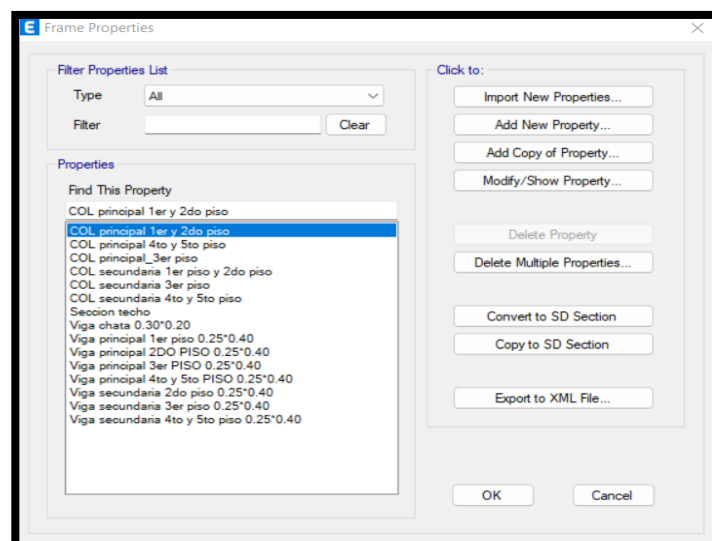
Figura 48: Imagen de superestructura real



3.7.1.2 Modelamiento e interpretación de resultados mediante programa etabs (Estructura con asistencia técnica)

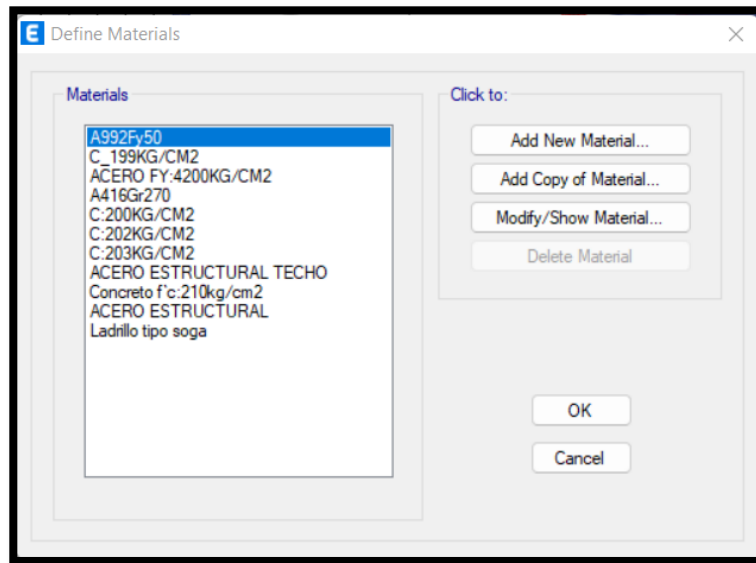
Se hizo un análisis con detenimiento para poder encontrar resultados óptimos en cuanto a nuestros objetivos de estudio, para los cuales nombraremos los trabajos en modelamiento y posterior análisis de resultado en el programa etabs.

- a) Estructuración.
 - b) Análisis sísmico.
 - c) Diseño armado.
 - d) Interpretación de resultados.
1. Edición de secciones de geometría.

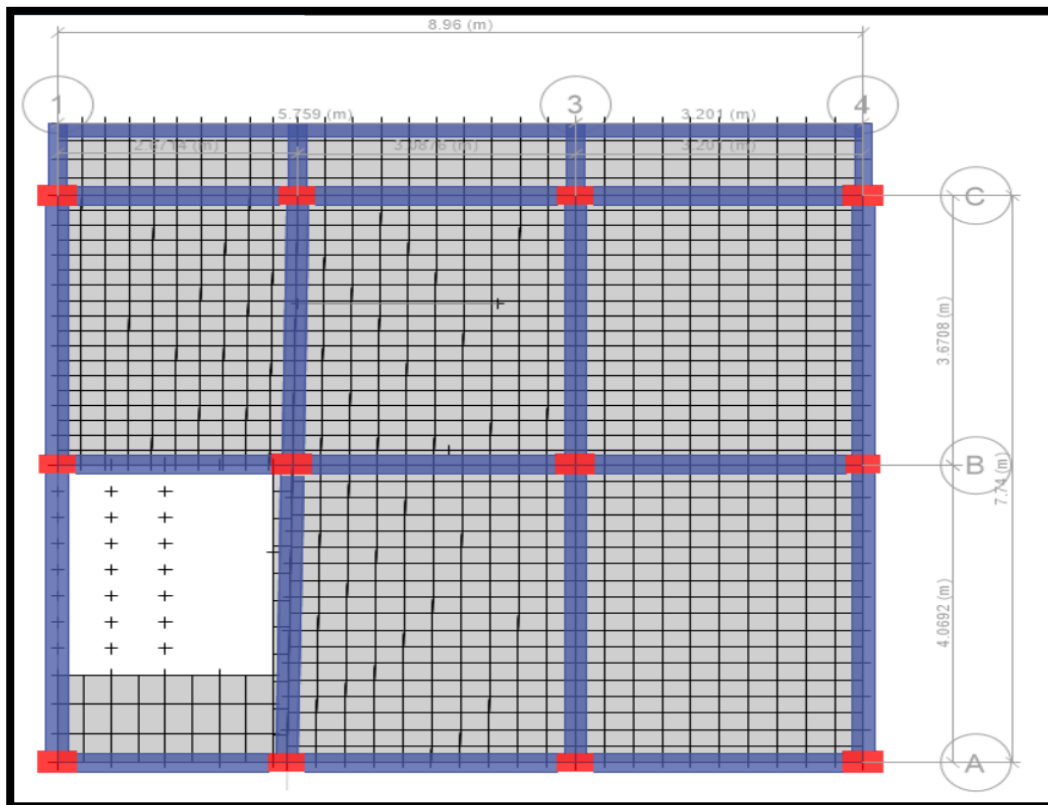




2. Modificación de materiales obtenidos por los datos de esclerometría.

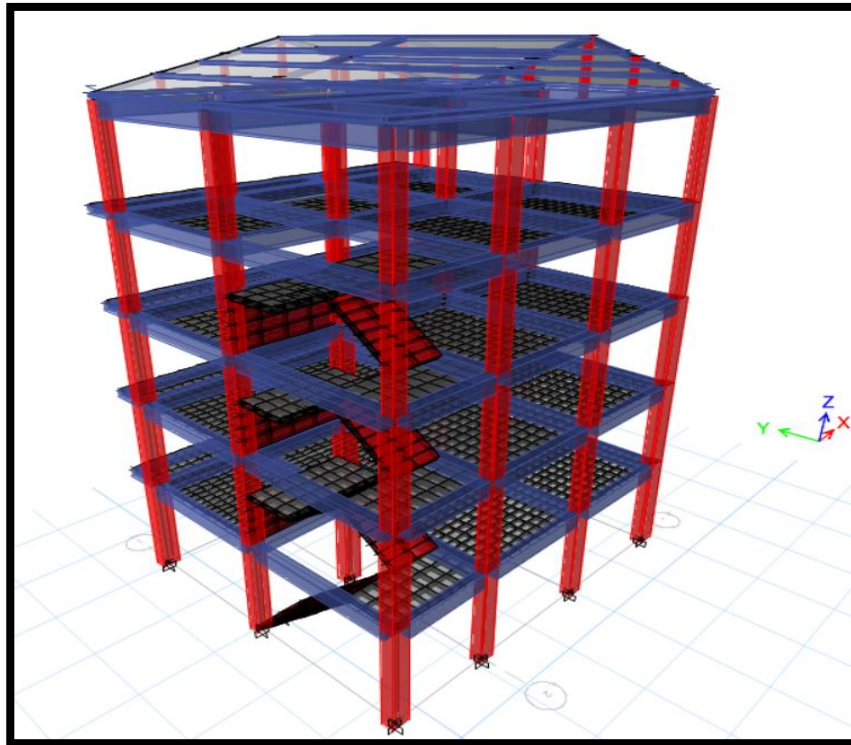


3. Vista en planta de estructura.

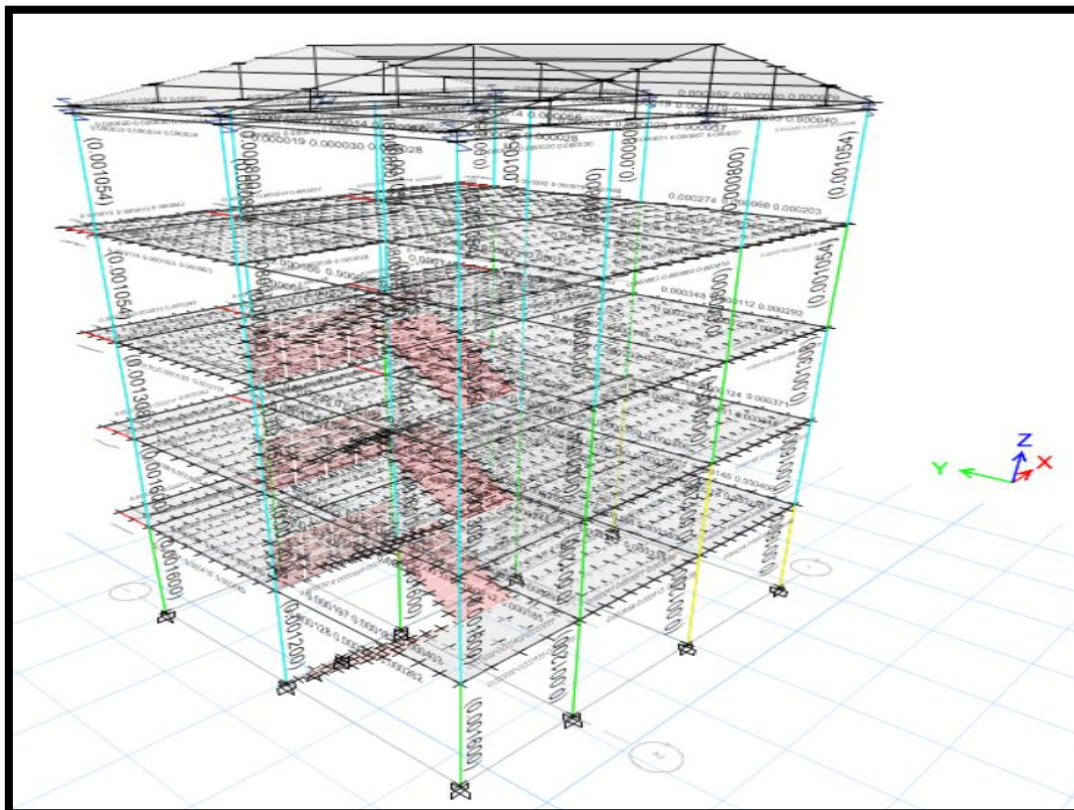




4. Vista frontal de estructura en etabs.



5. Análisis e interpretación de resultados mediante tablas.



3.7.1.3 Determinación de superestructura (Estructura sin asistencia técnica).

La superestructura sin asistencia técnica es una edificación de sistema pórtico de concreto armado con un área de 73.20 m², la superestructura tiene 9 columnas, 6 vigas principales y 6 vigas secundarias, se anexará el detalle de planos de arquitectura y estructuras en el nexo la presente investigación, ubicado en el distrito de san Sebastián, provincia de cusco departamento de cusco.

La muestra 02 corresponde a la edificación construida sin dirección técnica adecuada la cual tiene las siguientes características así como se muestran en las siguientes imágenes.

- UBICACIÓN: Av. Alemania federal 1113, distrito de san Sebastián, provincia de cusco, departamento de cusco.
- COORDENADAS UTM:
 - Z: 3263.00 msnm
 - N: 184162 m
 - E: 8502044 m

Referencia geográfica de la edificación:

Imagen 49: Referencia geográfica de muestra 02



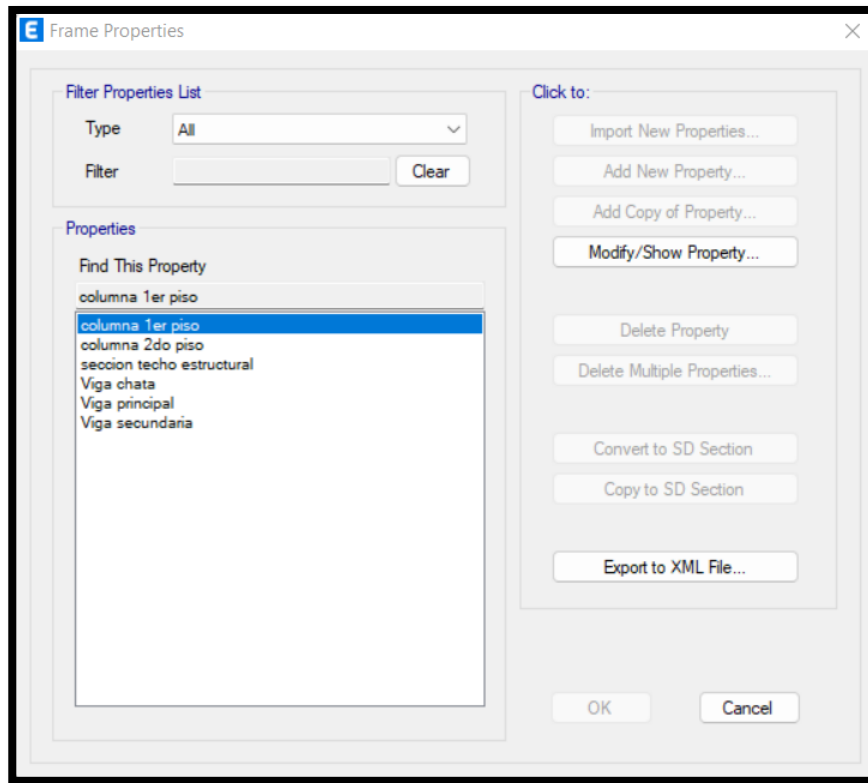
3.7.1.4 Modelamiento e interpretación de resultados mediante programa etabs (Estructura sin asistencia técnica)

Se hizo un análisis con detenimiento para poder encontrar resultados óptimos en cuanto a nuestros objetivos de estudio, para los cuales nombraremos los trabajos en modelamiento y posterior análisis de resultado en el programa etabs.

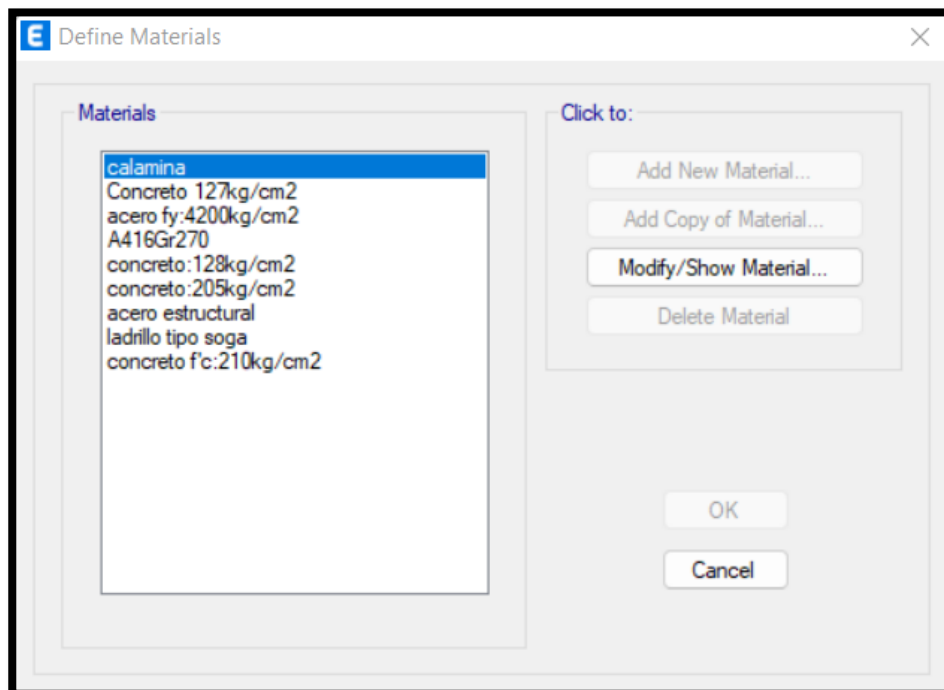
- a) Estructuración.
- b) Análisis sísmico.
- c) Diseño armado.
- d) Interpretación de resultados.



1. Edición de secciones de elementos estructurales en geometría

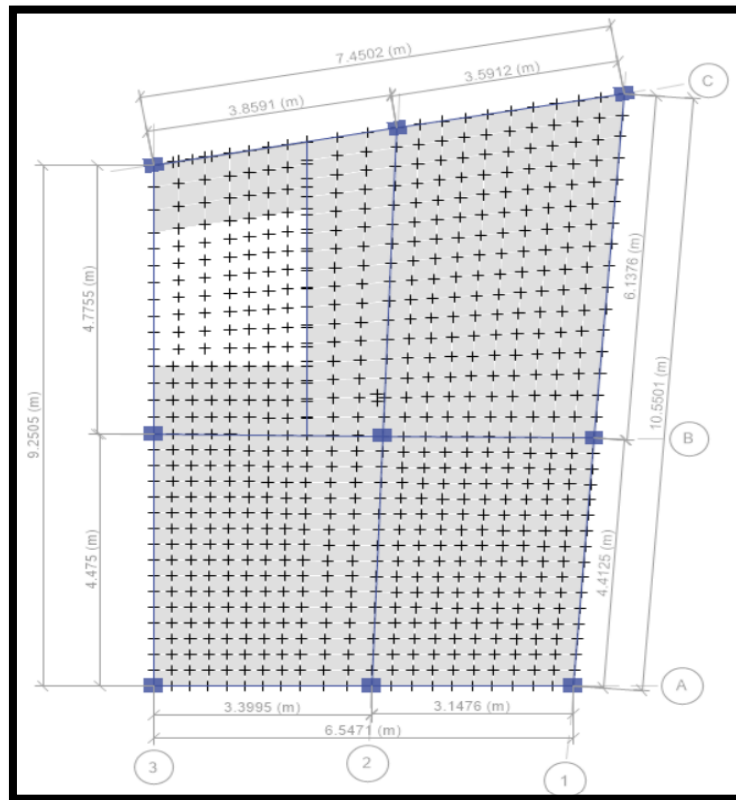


2. Edición de materiales de construcción con valores obtenidos por esclerometría.

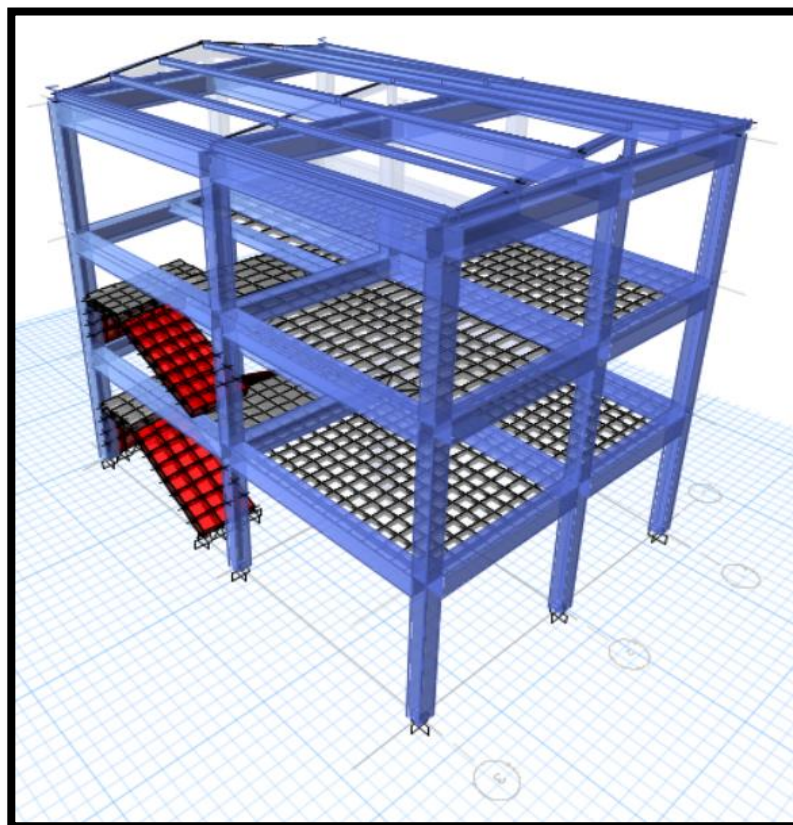




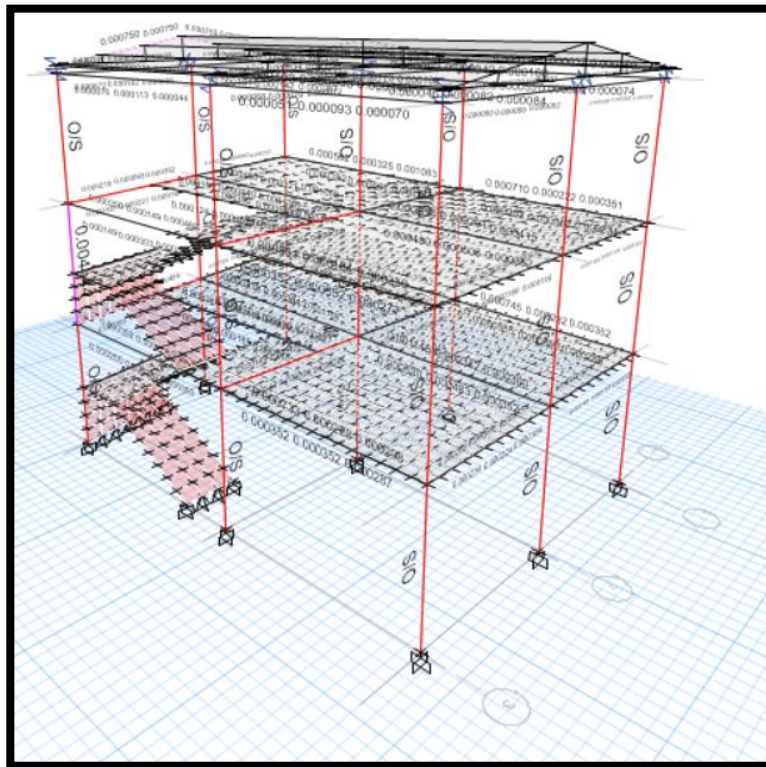
3. Vista en planta en etabs de estructura sin asistencia técnica.



4. Vista frontal de estructura en etabs.



5. Análisis e interpretación de resultados.



3.7.2 Proceso de Análisis de datos por variable dependiente

3.7.2.1 Calculo de calidad del concreto $f'c$ en superestructura con asistencia técnica asistida

3.7.2.1.1 Proceso estadístico de calidad del concreto en columnas

Se hizo el proceso de ensayos esclerometricos en 3 puntos por elemento, como antes se menciona en el proyecto el proceso para determinar un punto mediante ensayos esclerometricos, en resumen, se tiene los siguientes valores estadísticos para la toma de datos en los elementos tipo columna de la superestructura con asistencia técnica asistida.

Tabla 21: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna – superestructura con asistencia técnica

VALORES ESTADÍSTICOS EN LA TOMA DE DATOS MEDIANTE ENSAYOS ESCLEROMETRICOS	
NUMERO DE PUNTOS EN SUPERESTRUCTURA	48
SUMATORIA DE VALORES	9547
VARIANZA	58.83805169
DESVIACION ESTANDAR	7.670596567
MINIMO VALOR EN MUESTRAS	182
MAXIMO VALOR EN MUESTRAS	212
RANGO	30
COEFICIENTE DE VARIACION	3.86%



Como se menciona en la parte teórica de esta investigación en calidad de concreto, según la norma e060 de concreto armado se considera concreto estructural a valores mayores de 17 MPA, esto equivale a 173.35 kg/cm². A continuación se presenta en resumen los resultados de valores tomados en elementos tipo columna en la superestructura con asistencia técnica.

Tabla 22: Datos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna primer piso – superestructura con asistencia técnica

Nombre de piso	Valor F'c	Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Identificación de columna	Promedio de valor F'c en colmnas
PRIMER PISO	194	SI	A1	199
	182	SI	A2	
	190	SI	A3	
	201	SI	B1	
	196	SI	B2	
	207	SI	B3	
	205	SI	C1	
	194	SI	C2	
	195	SI	C3	
	205	SI	D1	
	203	SI	D2	
	212	SI	D3	

Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna el nombre de piso en análisis, segunda columna valor estimado en resistencia f'c, tercera columna condición si pasa el valor de 173kg/cm² para ser considerado concreto estructural según e060, cuarta columna nombre de columna en detalle y quinta columna promedio de valores de ensayos esclerometricos.

Tabla 23: Datos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna, segundo piso – superestructura con asistencia técnica

Nombre de piso	Valor F'c	Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Identificación de columna	Promedio de valor F'c en colmnas
SEGUNDO PISO	212	SI	A1	199
	203	SI	A2	
	205	SI	A3	
	195	SI	B1	
	194	SI	B2	
	205	SI	B3	
	207	SI	C1	
	196	SI	C2	
	201	SI	C3	
	190	SI	D1	
	182	SI	D2	
	194	SI	D3	



Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna el nombre de piso en análisis, segunda columna valor estimado en resistencia $f'c$, tercera columna condición si pasa el valor de 173kg/cm^2 para ser considerado concreto estructural según e060, cuarta columna nombre de columna en detalle y quinta columna promedio de valores de ensayos esclerometricos.

Tabla 24: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna, tercer piso – superestructura con asistencia técnica

Nombre de piso	Valor $F'c$	Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Identificación de columna	Promedio de valor $F'c$ en colmnas
TERCER PISO	194	SI	A1	199
	182	SI	A2	
	190	SI	A3	
	201	SI	B1	
	196	SI	B2	
	207	SI	B3	
	205	SI	C1	
	194	SI	C2	
	195	SI	C3	
	205	SI	D1	
	203	SI	D2	
	212	SI	D3	

Según el cuadro anterior se detalla en resumen en la primera columna el nombre de piso en análisis, segunda columna valor estimado en resistencia $f'c$, tercera columna condición si pasa el valor de 173kg/cm^2 para ser considerado concreto estructural según e060, cuarta columna nombre de columna en detalle y quinta columna promedio de valores de ensayos esclerometricos.

Tabla 25: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna, cuarto piso – superestructura con asistencia técnica

Nombre de piso	Valor $F'c$	Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Identificación de columna	Promedio de valor $F'c$ en colmnas
CUARTO PISO	212	SI	A1	200
	203	SI	A2	
	205	SI	A3	
	195	SI	B1	
	194	SI	B2	
	205	SI	B3	
	207	SI	C1	
	196	SI	C2	
	194	SI	C3	
	201	SI	D1	
	190	SI	D2	
	194	SI	D3	



Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna el nombre de piso en análisis, segunda columna valor estimado en resistencia $f'c$, tercera columna condición si pasa el valor de 173kg/cm² para ser considerado concreto estructural según e060, cuarta columna nombre de columna en detalle y quinta columna promedio de valores de ensayos esclerometricos.

Tabla 26: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna, quinto piso – superestructura con asistencia técnica

Nombre de piso	Valor $F'c$	Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Identificación de columna	Promedio de valor $F'c$ en colmnas
QUINTO PISO	212	SI	A1	199
	203	SI	A2	
	205	SI	A3	
	195	SI	B1	
	194	SI	B2	
	205	SI	B3	
	207	SI	C1	
	196	SI	C2	
	201	SI	C3	
	190	SI	D1	
	182	SI	D2	
	194	SI	D3	

Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna el nombre de piso en análisis, segunda columna valor estimado en resistencia $f'c$, tercera columna condición si pasa el valor de 173kg/cm² para ser considerado concreto estructural según e060, cuarta columna nombre de columna en detalle y quinta columna promedio de valores de ensayos esclerometricos.

3.7.2.1.2 Proceso estadístico de calidad del concreto en vigas

Se hizo el proceso de ensayos esclerometricos en 3 puntos por elemento, como antes se menciona en el proyecto el proceso para determinar un punto mediante ensayos esclerometricos, en resumen, se tiene los siguientes valores estadísticos para la toma de datos en los elementos tipo viga de la superestructura con asistencia técnica asistida.

Tabla 27: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga – Primer piso - superestructura con asistencia técnica

VALORES ESTIADISTICOS EN LA TOMA DE DATOS MEDIANTE ENSAYOS	
NUMERO DE PUNTOS EN SUPERESTRUCTURA	51
SUMATORIA DE VALORES	10320
VARIANZA	113.326819
DESVIACION ESTANDAR	10.64550699
MINIMO VALOR EN MUESTRAS	180
MAXIMO VALOR EN MUESTRAS	224
RANGO	44
COEFICIENTE DE VARIACION	5.26%



Como se menciona en la parte teórica de esta investigación en calidad de concreto, según la norma e060 de concreto armado se considera concreto estructural a valores mayores de 17 MPA, esto equivale a 173.35 kg/cm². A continuación se presenta en resumen los resultados de valores tomados en elementos tipo viga en la superestructura con asistencia técnica.

Tabla 28: Resultados según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga, primer piso – superestructura con asistencia técnica

Nombre de piso	Promedio de valor F'c en Vigas	Valor F'c	Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Identificación de elemento tipo viga
PRIMER PISO	202	224	SI	VS - 101 EJE A - B PRIMER NIVEL
		221	SI	VS - 101 EJE B-C PRIMER NIVEL
		180	SI	VS-101 EJE C-D PRIMER NIVEL
		203	SI	VS 101 EJE 2A-2B PRIMER NIVEL
		207	SI	VS-101 EJE 2B-2C PRIMER NIVEL
		212	SI	VS 101 EJE C-D PRIMER NIVEL
		203	SI	VS 101 EJE 3A-3B PRIMER NIVEL
		205	SI	VS- 101 EJE 3B-3C PRIMER NIVEL
		195	SI	VS -101 EJE 3C -3D PRIMER NIVEL
		194	SI	VP -101 PRIMER NIVEL EJE 1A-2A
		205	SI	VP- 101 PRIMER NIVEL EJE 2A -3A
		207	SI	VP 101 EJE 1B-2B PRIMER NIVEL
		196	SI	VP 101 EJE 2B -3B PRIMER NIVEL
		194	SI	VP 101 EJE C1-C2 PRIMER NIVEL
		201	SI	VP 101 EJE C2-C3 PRIMER NIVEL
190	SI	VP 101 EJE D1-D2 PRIMER NIVEL		
194	SI	VP 101 EJE 2D-3D PRIMER NIVEL		

Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna el nombre de piso en análisis, segunda columna valor estimado de resistencia f'c (Promedio), tercera columna resultado de valor de resistencia f'c, cuarta columna condición de concreto estructural según e060, quinta columna nombre de viga en detalle.

Tabla 29: Resultados según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga – Segundo piso - superestructura con asistencia técnica

Nombre de piso	Promedio de valor F'c en Vigas	Valor F'c	Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Identificación de elemento tipo viga
SEGUNDO PISO	203	224	SI	VS-101 EJE A-B SEGUNDO NIVEL
		206	SI	VS-101 EJE B-C SEGUNDO NIVEL
		213	SI	VS-101 EJE C-D SEGUNDO NIVEL
		203	SI	VS 101 EJE 2A-2B SEGUNDO NIVEL
		221	SI	VS-101 EJE 2B-2C SEGUNDO NIVEL
		212	SI	VS-101 EJE C-D SEGUNDO NIVEL
		203	SI	VS- EJE 3A-3B SEGUNDO NIVEL
		180	SI	VS -101 EJE 3B-3C SEGUNDO NIVEL
		194	SI	VS 101 EJE 3C-3D - SEGUNDO NIVEL
		205	SI	VP -101 SEGUNDO NIVEL EJE 1A-2A
		212	SI	VP-101 SEGUNDO NIVEL EJE 2A -3A
		203	SI	VP 101 EJE 1B-2B SEGUNDO NIVEL
		194	SI	VP 101 EJE 2B-3B SEGUNDO NIVEL
		205	SI	VP 101 EJE C1-C2 SEGUNDO NIVEL
		195	SI	VP 101 EJE C2-C3 SEGUNDO NIVEL
194	SI	VP 101 EJE D1-D2 SEGUNDO NIVEL		
194	SI	VP 101 EJE 2D-3D SEGUNDO NIVEL		



Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna el nombre de piso en análisis, segunda columna valor estimado de resistencia $f'c$ (Promedio), tercera columna resultado de valor de resistencia $f'c$, cuarta columna condición de concreto estructural según e060, quinta columna nombre de viga en detalle.

Tabla 30: Resultados según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga – Tercer piso
- superestructura con asistencia técnica

Nombre de piso	Promedio de valor $F'c$ en Vigas	Valor $F'c$	Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Identificación de elemento tipo viga
TERCER PISO	202	224	SI	VS -101 EJE A-B TERCER NIVEL
		221	SI	VS-101 EJE B-C TERCER NIVEL
		180	SI	VS- 101 EJE C-D TERCER NIVEL
		203	SI	VS 101 EJE 2A-2B TERCER NIVEL
		207	SI	VS -101 EJE 2B-2C TERCER NIVEL
		212	SI	VS 101 EJE C-D TERCER NIVEL
		203	SI	VS 101 EJE 3A-3B TERCER NIVEL
		205	SI	VS -101 EJE 3B -3C TERCER NIVEL
		195	SI	VS- 101 EJE 3C-3D TERCER NIVEL
		194	SI	VP -101 TERCER NIVEL EJE 1A-2A
		205	SI	VP -101 TERCER NIVEL EJE 2A-3A
		207	SI	VP 101 EJE 1B-2B TERCER NIVEL
		196	SI	VP 101 EJE 2B-3B TERCER NIVEL
		194	SI	VP 101 EJE C1-C2 TERCER NIVEL
		201	SI	VP 101 EJE C2-C3 TERCER NIVEL
190	SI	VP 101 EJE D1-D2 TERCER NIVEL		
194	SI	VP 101 EJE 2D-3D TERCER NIVEL		

Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna el nombre de piso en análisis, segunda columna valor estimado de resistencia $f'c$ (Promedio), tercera columna resultado de valor de resistencia $f'c$, cuarta columna condición de concreto estructural según e060, quinta columna nombre de viga en detalle.

Tabla 31: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga – Cuarto piso - superestructura con asistencia técnica

Nombre de piso	Promedio de valor $F'c$ en Vigas	Valor $F'c$	Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Identificación de elemento tipo viga
CUARTO PISO	202	206	SI	VS-101 EJE A-B SEGUNDO NIVEL
		198	SI	VS-101 EJE B-C SEGUNDO NIVEL
		180	SI	VS-101 EJE C-D SEGUNDO NIVEL
		209	SI	VS 101 EJE 2A-2B SEGUNDO NIVEL
		200	SI	VS-101 EJE 2B-2C SEGUNDO NIVEL
		206	SI	VS-101 EJE C-D SEGUNDO NIVEL
		198	SI	VS- EJE 3A-3B SEGUNDO NIVEL
		203	SI	VS -101 EJE 3B-3C SEGUNDO NIVEL
		205	SI	VS 101 EJE 3C-3D - SEGUNDO NIVEL
		186	SI	VP -101 SEGUNDO NIVEL EJE 1A-2A
		194	SI	VP-101 SEGUNDO NIVEL EJE 2A -3A
		225	SI	VP 101 EJE 1B-2B SEGUNDO NIVEL
		222	SI	VP 101 EJE 2B-3B SEGUNDO NIVEL
		192	SI	VP 101 EJE C1-C2 SEGUNDO NIVEL
		185	SI	VP 101 EJE C2-C3 SEGUNDO NIVEL
		204	SI	VP 101 EJE D1-D2 SEGUNDO NIVEL
		212	SI	VP 101 EJE 2D-3D SEGUNDO NIVEL



Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna el nombre de piso en análisis, segunda columna valor estimado de resistencia $f'c$ (Promedio), tercera columna resultado de valor de resistencia $f'c$, cuarta columna condición de concreto estructural según e060, quinta columna nombre de viga en detalle.

3.7.2.1.3 Proceso estadístico de calidad del concreto en losa

Se hizo el proceso de ensayos esclerometricos en 3 puntos por elemento, como antes se menciona en el proyecto el proceso para determinar un punto mediante ensayos esclerometricos, en resumen, se tiene los siguientes valores estadísticos para la toma de datos en los elementos tipo losa de la superestructura con asistencia técnica asistida.

Tabla 32: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo losa – superestructura con asistencia técnica

VALORES ESTADÍSTICOS EN LA TOMA DE DATOS MEDIANTE ENSAYOS ESCLEROMETRICOS	
NUMERO DE PUNTOS EN SUPERESTRUCTURA	12.00
SUMATORIA DE VALORES	4419.84
VARIANZA	907.96
DESVIACION ESTANDAR	30.13
MINIMO VALOR EN MUESTRAS	301.00
MAXIMO VALOR EN MUESTRAS	389.63
RANGO	88.64
COEFICIENTE DE VARIACION	8.18%

Como se menciona en la parte teórica de esta investigación en calidad de concreto, según la norma e060 de concreto armado se considera concreto estructural a valores mayores de 17 MPA, esto equivale a 173.35 kg/cm². A continuación se presenta en resumen los resultados de valores tomados en elementos tipo losa en la superestructura con asistencia técnica.

Tabla 33: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo losa – losa - superestructura con asistencia técnica

Nombre de Elemento	Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Valor $F'c$	Promedio de valor $F'c$
LOSA 1	SI	383	385
	SI	383	
	SI	390	
LOSA 2	SI	383	385
	SI	383	
	SI	390	
LOSA 3	SI	324	336
	SI	301	
	SI	383	
LOSA 4	SI	327	367
	SI	383	
	SI	390	



Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna el numero de losa en análisis, segunda columna condición de concreto estructural según e060, tercera columna resultado de valor de resistencia $f'c$, cuarta columna promedio de resultados de ensayos esclerometricos.

3.7.2.1.4 Proceso estadístico de calidad del concreto en escalera

Se hizo el proceso de ensayos esclerometricos en 3 puntos por elemento, como antes se menciona en el proyecto, el proceso para determinar un punto mediante ensayos esclerometricos, en resumen, se tiene los siguientes valores estadísticos para la toma de datos en los elementos tipo escalera de la superestructura con asistencia técnica asistida.

Tabla 34: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo escalera – superestructura con asistencia técnica

VALORES ESTADÍSTICOS EN LA TOMA DE DATOS MEDIANTE ENSAYOS ESCLEROMETRICOS	
NUMERO DE PUNTOS EN SUPERESTRUCTURA	12.00
SUMATORIA DE VALORES	4281.34
VARIANZA	1259.04
DESVIACION ESTANDAR	35.48
MINIMO VALOR EN MUESTRAS	301.00
MAXIMO VALOR EN MUESTRAS	389.63
RANGO	88.64
COEFICIENTE DE VARIACION	9.95%

Como se menciona en la parte teórica de esta investigación en calidad de concreto, según la norma e060 de concreto armado se considera concreto estructural a valores mayores de 17 MPA, esto equivale a 173.35 kg/cm². A continuación se presenta en resumen los resultados de valores tomados en elementos tipo losa en la superestructura con asistencia técnica.

Tabla 35: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo escalera - superestructura con asistencia técnica

Nombre de Elemento	Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Valor $F'c$	Promedio de valor $F'c$ en Vigas
ESCALERA 1	SI	301	339
	SI	327	
	SI	390	
ESCALERA 2	SI	383	385
	SI	383	
	SI	390	
ESCALERA 3	SI	324	336
	SI	301	
	SI	383	
ESCALERA 4	SI	327	367
	SI	383	
	SI	390	

Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna el numero de escalera en análisis, segunda columna condición de concreto estructural según e060, tercera columna



resultado de valor de resistencia $f'c$, cuarta columna promedio de resultados de ensayos esclerometricos.

3.7.2.2 Calculo de calidad del concreto $f'c$ en superestructura sin asistencia técnica asistida

3.7.2.2.1 Proceso estadístico de calidad del concreto en columnas

Se hizo el proceso de ensayos esclerometricos en 3 puntos por elemento, como antes se menciona en el proyecto el proceso para determinar un punto mediante ensayos esclerometricos, en resumen se tiene los siguientes valores estadísticos para la toma de datos en los elementos tipo columna de la superestructura sin asistencia técnica asistida.

Tabla 36: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna – superestructura sin asistencia técnica

VALORES ESTIADISTICOS EN LA TOMA DE DATOS MEDIANTE ENSAYOS ESCLEROMETRICOS	
NUMERO DE PUNTOS EN SUPERESTRUCTURA	27.00
SUMATORIA DE VALORES	3440.06
VARIANZA	317.11
DESVIACION ESTANDAR	17.81
MINIMO VALOR EN MUESTRAS	104.03
MAXIMO VALOR EN MUESTRAS	148.81
RANGO	44.78
COEFICIENTE DE VARIACION	13.98%

Como se menciona en la parte teórica de esta investigación en calidad de concreto, según la norma e060 de concreto armado se considera concreto estructural a valores mayores de 17 MPA, esto equivale a 173.35 kg/cm². A continuación se presenta en resumen los resultados de valores tomados en elementos tipo columna en la superestructura sin asistencia técnica.



Tabla 37: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo columna – superestructura sin asistencia técnica

Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Valor $f'c$	Promedio de valor $f'c$ en Vigas	Identificación de elemento tipo columna y nombre de piso
NO	111	128	COL A-1 PRIMER NIVEL
NO	106		COL A-2 PRIMER NIVEL
NO	149		COL A-2 PRIMER NIVEL
NO	140		COL B-1 PRIMER NIVEL
NO	148		COL B2 PRIMER NIVEL
NO	104		COL B3 PRIMER NIVEL
NO	144		COL C1 PRIMER NIVEL
NO	111		COL C2 PRIMER NIVEL
NO	142		COL C3 PRIMER NIVEL
NO	142		127
NO	111	COL A2 SEGUNDO NIVEL	
NO	144	COL A3 SEGUNDO NIVEL	
NO	140	COL B1 SEGUNDO NIVEL	
NO	104	COL B2 SEGUNDO NIVEL	
NO	104	COL B3 SEGUNDO NIVEL	
NO	144	COL C1 SEGUNDO NIVEL	
NO	111	COL C2 SEGUNDO NIVEL	
NO	142	COL C3 SEGUNDO NIVEL	
NO	142	127	
NO	111		COL A2 TERCER NIVEL
NO	144		COL A3 TERCER NIVEL
NO	140		COL B1 TERCER NIVEL
NO	104		COL B2 TERCER NIVEL
NO	104		COL B3 TERCER NIVEL
NO	144		COL C1 TERCER NIVEL
NO	111		COL C2 TERCER NIVEL
NO	142		COL C3 TERCER NIVEL

Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna condición de calidad de concreto por norma e060, segunda columna resistencia $f'c$ por ensayos esclerometricos, tercera columna promedio por piso de resultados $f'c$, cuarta columna nombre en detalle de columna por piso.

3.7.2.2.2 Proceso estadístico de calidad del concreto en vigas

Se hizo el proceso de ensayos esclerometricos en 3 puntos por elemento, como antes se menciona en el proyecto el proceso para determinar un punto mediante ensayos esclerometricos, en resumen, se tiene los siguientes valores estadísticos para la toma de datos en los elementos tipo viga de la superestructura sin asistencia técnica asistida.



Tabla 38: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga – superestructura sin asistencia técnica

VALORES ESTADÍSTICOS EN LA TOMA DE DATOS MEDIANTE ENSAYOS ESCLEROMETRICOS	
NUMERO DE PUNTOS EN SUPERESTRUCTURA	20.00
SUMATORIA DE VALORES	4109.30
VARIANZA	1816.98
DESVIACION ESTANDAR	42.63
MINIMO VALOR EN MUESTRAS	133.72
MAXIMO VALOR EN MUESTRAS	255.75
RANGO	122.03
COEFICIENTE DE VARIACION	20.75%

Como se menciona en la parte teórica de esta investigación en calidad de concreto, según la norma e060 de concreto armado se considera concreto estructural a valores mayores de 17 MPA, esto equivale a 173.35 kg/cm². A continuación se presenta en resumen los resultados de valores tomados en elementos tipo columna en la superestructura sin asistencia técnica.

Tabla 39: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo viga – superestructura sin asistencia técnica

Calidad de concreto ≥ 17 MPA	Valor $f'c$	Promedio de valor $f'c$ en Vigas	Identificación de elemento tipo viga y nombre de piso
SI	198	205	VIGA A1-2B PRIMER NIVEL
SI	213		VIGA A2-AB PRIMER NIVEL
SI	256		VIGA A3-3B PRIMER NIVEL
NO	134		VIGA 1B-1C PRIMER NIVEL
SI	198		VIGA 2B-2C PRIMER NIVEL
NO	213		VIGA 3B-3C PRIMER NIVEL
SI	256		VIGA 1A-2A PRIMER NIVEL
SI	198		VIGA 2B-3B PRIMER NIVEL
SI	256		VIGA 1C-2C PRIMER NIVEL
NO	134		VIGA 2C-3C PRIMER NIVEL
SI	198	205	VIGA A1-2B SEGUNDO NIVEL
SI	213		VIGA A2-AB SEGUNDO NIVEL
SI	256		VIGA A3-3B SEGUNDO NIVEL
NO	134		VIGA 1B - 1C SEGUNDO NIVEL
SI	198		VIGA 2B-2C SEGUNDO NIVEL
SI	213		VIGA 3B -3C SEGUNDO NIVEL
SI	256		VIGA 1A-2A SEGUNDO NIVEL
SI	198		VIGA 2B -3B SEGUNDO NIVEL
SI	256		VIGA 1C - 2C SEGUNDO NIVEL
NO	134		VIGA 2C - 3C SEGUNDO NIVEL

Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna condición de calidad de concreto por norma e060, segunda columna resistencia $f'c$ por ensayos esclerometricos,



tercera columna promedio por piso de resultados $f'c$, cuarta columna nombre en detalle de viga por piso.

3.7.2.2.3 Proceso estadístico de calidad del concreto en losa

Se hizo el proceso de ensayos esclerometricos en 3 puntos por elemento, como antes se menciona en el proyecto el proceso para determinar un punto mediante ensayos esclerometricos, en resumen, se tiene los siguientes valores estadísticos para la toma de datos en los elementos tipo losa de la superestructura sin asistencia técnica asistida.

Tabla 40: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo losa – superestructura sin asistencia técnica

VALORES ESTADÍSTICOS EN LA TOMA DE DATOS MEDIANTE ENSAYOS ESCLEROMETRICOS	
NUMERO DE PUNTOS EN SUPERESTRUCTURA	6.00
SUMATORIA DE VALORES	885.44
VARIANZA	305.02
DESVIACION ESTANDAR	17.46
MINIMO VALOR EN MUESTRAS	118.18
MAXIMO VALOR EN MUESTRAS	176.35
RANGO	58.17
COEFICIENTE DE VARIACION	11.83%

Como se menciona en la parte teórica de esta investigación en calidad de concreto, según la norma e060 de concreto armado se considera concreto estructural a valores mayores de 17 MPA, esto equivale a 173.35 kg/cm². A continuación se presenta en resumen los resultados de valores tomados en elementos tipo losa en la superestructura sin asistencia técnica.

Tabla 41: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo losa – superestructura sin asistencia técnica

Nombre de Elemento	Promedio de valor $f'c$	Valor $f'c$	Calidad de concreto ≥ 17 MPA
LOSA 1	135	118	NO
		139	NO
		148	NO
LOSA 2	160	156	NO
		148	NO
		176	SI

Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna descripción de elemento en analisis, segunda columna promedio de resistencia $f'c$ por ensayos esclerometricos, tercera columna resultados $f'c$, cuarta columna condición de calidad de concreto por e060.

3.7.2.2.4 Proceso estadístico de calidad del concreto en escalera

Se hizo el proceso de ensayos esclerometricos en 3 puntos por elemento, como antes se menciona en el proyecto el proceso para determinar un punto mediante ensayos



esclerometricos, en resumen, se tiene los siguientes valores estadísticos para la toma de datos en los elementos tipo escalera de la superestructura sin asistencia técnica asistida.

Tabla 42: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo escalera – superestructura sin asistencia técnica

VALORES ESTADÍSTICOS EN LA TOMA DE DATOS MEDIANTE ENSAYOS ESCLEROMETRICOS	
NUMERO DE PUNTOS EN SUPERESTRUCTURA	6.00
SUMATORIA DE VALORES	791.27
VARIANZA	546.28
DESVIACION ESTANDAR	23.37
MINIMO VALOR EN MUESTRAS	104.33
MAXIMO VALOR EN MUESTRAS	166.19
RANGO	61.86
COEFICIENTE DE VARIACION	17.72%

Como se menciona en la parte teórica de esta investigación en calidad de concreto, según la norma e060 de concreto armado se considera concreto estructural a valores mayores de 17 MPA, esto equivale a 173.35 kg/cm². A continuación se presenta en resumen los resultados de valores tomados en elementos tipo losa en la superestructura sin asistencia técnica.

Tabla 43: Datos estadísticos según ensayos de esclerometría para elementos tipo escalera – superestructura sin asistencia técnica

Nombre de Elemento	Promedio de valor F'c	Valor F'c	Calidad de concreto ≥ 17 MPA
ESCALERA 1	120	150	NO
		106	NO
		104	NO
ESCALERA 2	143	119	NO
		145	NO
		166	NO

Según la tabla anterior se detalla en resumen en la primera columna descripción de elemento en analisis, segunda columna promedio de resistencia f'c por ensayos esclerometricos, tercera columna, resultados de resistencia f'c, cuarta columna condición de calidad del concreto por norma e060.

3.7.2.3 Verificación de derivas respecto de la calidad del concreto en superestructura con asistencia técnica asistida

El cálculo de desplazamientos o derivas para una determinada superestructura está establecido por parámetros establecidos por la norma e030, en el reglamento nacional de edificaciones del Perú. Como se detalle en la parte teórica de la presente investigación. A continuación, se muestra el análisis para dicha verificación.



Para el análisis de este problema en específico nos ayudamos del programa etabs para hallar dichas derivas. Se hace el metrado de cargas respectiva según la norma e020 y también se pone las condiciones de carga en el programa etabs.

Figura 50: Simulación de superestructura en el programa Etabs

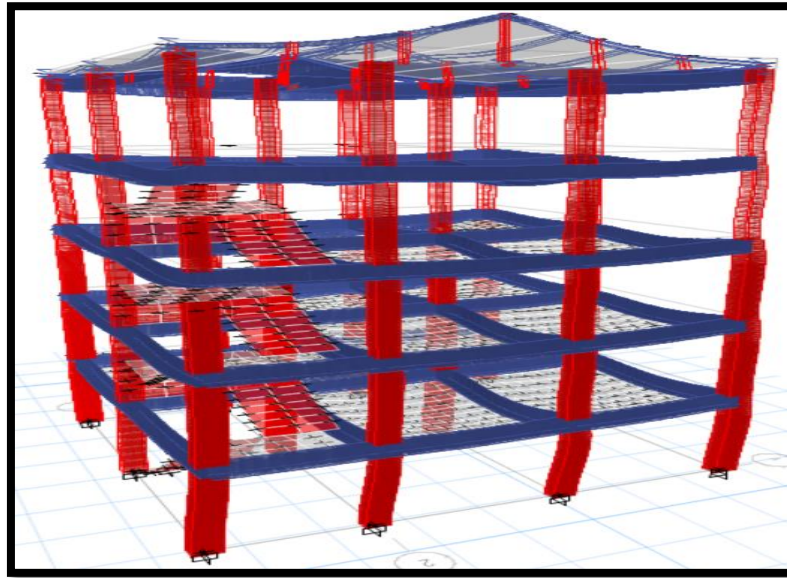


Tabla 44: Parámetros sísmicos y irregularidades verificadas por norma e030 – superestructura con asistencia técnica

DATOS	Valor
Zona	0.25
factos amplificacion de suelo	1.2
periodoTp	0.6
periodo TL	2
Uso	1.00
sistema estructural Ro	8
Ia	1
Ip	1
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN	Valor
R =	8



Tabla 45: Calculo de la cortante basal y peso de la estructura – superestructura con asistencia técnica

CALCULO DE LA CORTANTE BASAL	
FACTOR DE ZONA (Z)	0.25
FACTOR DE USO (U)	1
COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN (Cx)	2.500
COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN (Cy)	2.500
FACTOR DE SUELO (S)	1.2
FACTOR DE REDUCCION (R)	8
COEFICIENTE BASAL (X)	0.0938
COEFICIENTE BASAL (Y)	0.0938
PESO DE LA ESTRUCTURA	324.97 Tonf
CORTANTE BASAL (X)	30.466 Tonf
CORTANTE BASAL (Y)	30.466 Tonf

Tabla 46: Calculo de periodos fundamentales– superestructura con asistencia técnica

PERIODOS FUNDAMENTALES	
$T_p > T$	$C=2.5$
$T_L > T > T_p$	$C=2.5*(T_p/T)$
$T > T_L$	$C=2.5*(T_p/T_L^2)$
$T_x =$	0.394seg
$T_y =$	0.460seg
$K_x =$	1.000
$K_y =$	1.000

Tabla 47: Calculo de cortante dinámico– superestructura con asistencia técnica

CORTANTE DINÁMICO	
CORTANTE DINÁMICO EN X	33.77 Tonf
CORTANTE DINÁMICO EN Y	33.77 Tonf
FACTOR DE CORRECCION X	0.722
FACTOR DE CORRECCION Y	0.722

Tabla 48: Calculo de deriva en las dos direcciones – superestructura con asistencia técnica

VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS							
NIVEL	DERIVA (X)	DERIVA (Y)	DERIVA(X)*0.75*R	DERIVA(Y)*0.75*R	DERIVA MAXIMA	CHEQUEO DE DERIVA(X)	CHEQUEO DE DERIVA(Y)
PISO 05	0.002328	0.003187	0.0140	0.0191	0.0070	NO CUMPLE	NO CUMPLE
PISO 04	0.005069	0.00699	0.0304	0.0419	0.0070	NO CUMPLE	NO CUMPLE
PISO 03	0.005876	0.008334	0.0353	0.0500	0.0070	NO CUMPLE	NO CUMPLE
PISO 02	0.007003	0.010768	0.0420	0.0646	0.0070	NO CUMPLE	NO CUMPLE
PISO 01			0.0000	0.0000	0.0070	CUMPLE	CUMPLE

3.7.2.4 Verificación de derivas respecto de la calidad del concreto en superestructura sin asistencia técnica asistida

El cálculo de desplazamientos o derivas para una determinada superestructura está establecido por parámetros establecidos por la norma e030, en el reglamento nacional de edificaciones del Perú. Como se detalle en la parte teórica de la presente investigación. A continuación, se muestra el análisis para dicha superestructura.

Para el análisis de este problema en específico nos ayudamos del programa etabs para hallar dichas derivas. Se hace el metrado de cargas respectiva según la norma e020 y también se pone las condiciones de carga en el programa etabs.

Figura 51: Simulación de superestructura en el programa Etabs

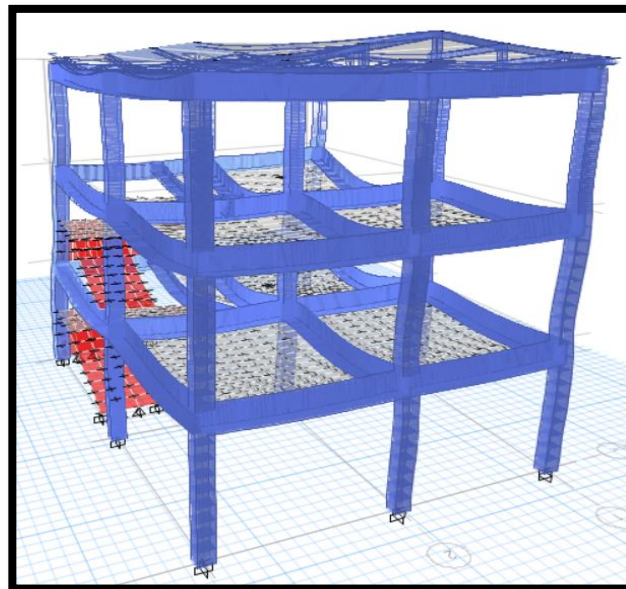


Tabla 49: Parámetros y verificación de irregularidades dados por norma e030 – superestructura sin asistencia técnica

DATOS	Valor
Z	0.25
S	1.2
Ip	0.6
TL	2
U	1.00
Ro	8
Ia	1
Ip	0.75



Tabla 50: Calculo de la cortante basal y peso de la estructura – superestructura sin asistencia técnica

CALCULO DE LA CORTANTE BASAL	
FACTOR DE ZONA (Z)	0.25
FACTOR DE USO (U)	1
COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN (Cx)	2.344
COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN (Cy)	2.027
FACTOR DE SUELO (S)	1.2
FACTOR DE REDUCCION (R)	6
COEFICIENTE BASAL (X)	0.1172
COEFICIENTE BASAL (Y)	0.1014
PESO DE LA ESTRUCTURA	165.40 Tonf
CORTANTE BASAL (X)	19.382 Tonf
CORTANTE BASAL (Y)	16.763 Tonf

Tabla 51: Calculo de periodos fundamentales– superestructura sin asistencia técnica

PERIODOS FUNDAMENTALES	
$T_p > T$	$C=2.5$
$T_L > T > T_p$	$C=2.5*(T_p/T)$
$T > T_L$	$C=2.5*(T_p.T_L/T^2)$
$T_x =$	0.640seg
$T_y =$	0.740seg
$K_x =$	1.070
$K_y =$	1.120

Tabla 52: Calculo de cortante dinámico– superestructura sin asistencia técnica

CORTANTE DINÁMICO	
CORTANTE DINÁMICO EN X	17.27356
CORTANTE DINÁMICO EN Y	17.27356
FACTOR DE CORRECCION X	0.898
FACTOR DE CORRECCION Y	0.776

S

VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS							
NIVEL	DERIVA (X)	DERIVA (Y)	DERIVA(X)*0.85*R	DERIVA(Y)*0.85*R	DERIVA MAXIMA	CHEQUEO DE DERIVA(X)	CHEQUEO DE DERIVA(Y)
PISO 03	0.070812	0.079345	0.4815	0.5395	0.0070	NO CUMPLE	NO CUMPLE
PISO 02	0.201875	0.166372	1.3728	1.1313	0.0070	NO CUMPLE	NO CUMPLE
PISO 01	0.256974	0.205931	1.7474	1.4003	0.0070	NO CUMPLE	NO CUMPLE



3.7.2.5 Relación demanda, capacidad de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en superestructura con asistencia de personal técnico.

FLEXOCOMPRESION BIAxIAL EN COLUMNA 1A - ESTRUCTURA CON ASISTENCIA TECNICA

$$M_{nx} := 291900.93 \text{ kgf} \cdot \text{cm} = 2.919 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento Nominal en X}$$

$$M_{ny} := 446019.43 \text{ kgf} \cdot \text{cm} = 4.46 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento Nominal en Y}$$

Datos de Columna:

$$b := 30 \text{ cm} \quad \text{Base de Columna}$$

$$h := 45 \text{ cm} \quad \text{Altura de Columna}$$

$$L_e := 2.8 \text{ m} \quad \text{Longitud Efectiva}$$

$$f'_c := 195 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del Concreto a Compresión}$$

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 209463.601 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo Elástico}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de Fluencia de Acero}$$

Para la dirección Y

$$I_y := \frac{b \cdot h^3}{12} = 227812.5 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia de Columna}$$

$$A := b \cdot h = 1350 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la Columna}$$

$$r := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 0.13 \text{ m} \quad \text{Radio de Giro}$$

$$\frac{L_e}{r} = 21.554 \quad \text{Relación de Esbeltez}$$

$$\text{if} \left(\frac{L_e}{r} \leq 22, \text{“OK”}, \text{“Esbelto”} \right) = \text{“OK”} \quad \text{Verificación}$$

Para la dirección X

$$I_x := \frac{h \cdot b^3}{12} = 101250 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia de Columna}$$

$$A := b \cdot h = 1350 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la Columna}$$



$$r := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 8.66 \text{ cm} \quad \text{Radio de Giro}$$

$$\frac{L_e}{r} = 32.332 \quad \text{Relación de Esbeltez}$$

$$\text{if} \left(\frac{L_e}{r} \leq 22, \text{"OK"}, \text{"Esbelto"} \right) = \text{"Esbelto"} \quad \text{Verificación}$$

$$P_c := \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot I_x}{0.91 (L_e)^2} = 2933.904 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Crítica de Pandeo}$$

$$P_u := 6.2542 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Ultima}$$

$$\delta_{ns} := \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} = 1.003$$

Design P _u
tonf
6.2542

$$\text{if} (\delta_{ns} \geq 1, \text{"Tomar Valor"}, \text{"No tomar Valor"}) = \text{"Tomar Valor"}$$

$$M_{2min} := P_u \cdot (15 \text{ mm} + 0.03 \cdot b) = 0.15 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{nx}$$

$$C_m := 0.6 + 0.4 \cdot \left(\frac{M_{2min}}{M_2} \right) = 0.621$$

$$M_c := \delta_{ns} \cdot M_2 = 2.927 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi := 0.70 \quad \text{Factor de reducción en compresión con estribos}$$

$$A_g := A = 1350 \text{ cm}^2 \quad \text{Área Bruta de la columna}$$

$$A_{st} := 15.83 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de Acero de la columna}$$

Compresión máxima con coeficientes de reducción de la norma E0.60

$$\phi P_{n,max} := 0.8 \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) = 161.07 \text{ tonnef}$$

Compresión máxima

$$P_0 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} = 287.625 \text{ tonnef}$$



DIAGRAMA BIAIXIAL EN COLUMNA A1 - ESTRUCTURA CON ASISTENCIA TECNICA

Materiales

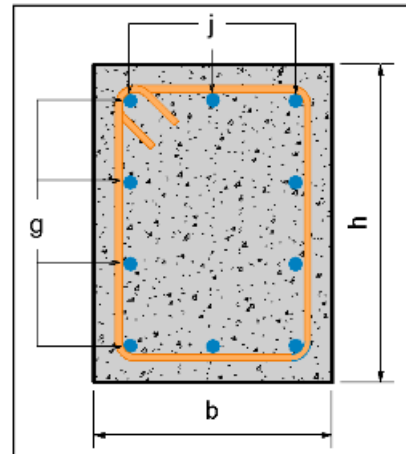
Concreto $f'_c := 19.123 \text{ MPa}$
 Acero de refuerzo $f_y := 420 \text{ MPa}$
 Módulo de elasticidad $E_s := 200 \text{ GPa}$

Dimensiones

Altura $h := 40 \text{ cm}$
 Ancho $b := 25 \text{ cm}$
 Recubrimiento al estribo $r := 4 \text{ cm}$

Refuerzo

de barras en b $j := 2$
 # de barras en h $g := 3$



Acero longitudinal $d_b := 1 \text{ in}$

Acero transversal $d_v := \frac{3}{8} \text{ in}$

$$n_b := \begin{bmatrix} 5 & 5 \\ 8 & 8 \\ 1 & 1 \\ 2 & 2 \\ 5 & 5 \\ 8 & 8 \end{bmatrix}$$

$$\rho := \frac{\sum_{i=1}^{\text{rows}(n_b)} \sum_{j=1}^{\text{cols}(n_b)} n_{b_{i,j}} \cdot \frac{\pi \cdot d_{b_{i,j}}^2}{4} \cdot \text{in}^2}{h \cdot b}$$

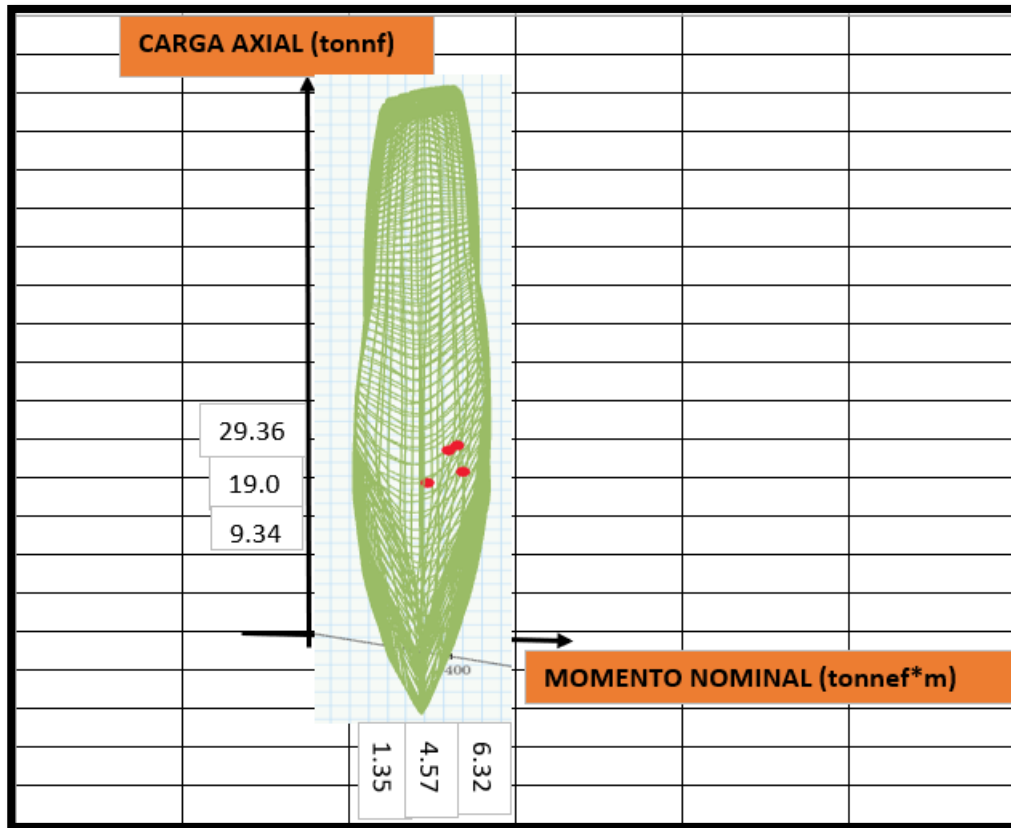
Cuantía (10.6.1.1) $\rho = 0.01$

FUERZA AXIAL Y MOMENTO

Resistencia requerida Fuerza Axial $P_U := [381 \ 381.01 \ 274.40 \ 469.39 \ 469.39] \text{ kN}$
 Momento $M_{Ux} := [22.75 \ 22.75 \ -13.78 \ 27.13 \ 27.13] \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_{Uy} := [61.80 \ 61.80 \ 9.17 \ 65.21 \ 65.21] \text{ kN}\cdot\text{m}$



Imagen 52: Flexo compresion biaxial en columna A1 – Estructura con asistencia tecnica.



FLEXOCOMPRESION EN COLUMNA C2 - ESTRUCTURA CON ASISTENCIA TECNICA

$M_{nx} := 0.6751 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ Momento Nominal en X

$M_{ny} := 3.0387 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ Momento Nominal en Y

Datos de Columna:

$b := 25 \text{ cm}$ Base de Columna

$h := 40 \text{ cm}$ Altura de Columna

$L_e := 2.8 \text{ m}$ Longitud Efectiva

$f'_c := 199 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del Concreto a Compresión

$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 211601.04 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo Elástico

$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo de Fluencia de Acero



$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 211601.04 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo Elástico}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de Fluencia de Acero}$$

Para la dirección Y

$$I_y := \frac{b \cdot h^3}{12} = 133333.333 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia de Columna}$$

$$A := b \cdot h = 1000 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la Columna}$$

$$r := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 0.115 \text{ m} \quad \text{Radio de Giro}$$

$$\frac{L_e}{r} = 24.249 \quad \text{Relación de Esbeltez}$$

$$\text{if} \left(\frac{L_e}{r} \leq 22, \text{"OK"}, \text{"Esbelto"} \right) = \text{"Esbelto"} \quad \text{Verificación}$$

$$P_c := \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot I_y}{0.91 \cdot (L_e)^2} = 3903.002 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Crítica de Pandeo}$$

$$P_u := 29.68 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Ultima}$$

Design P _u
tonf
29.6872

$$\delta_{ns} := \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} = 1.047$$

$$\text{if} (\delta_{ns} \geq 1, \text{"Tomar Valor"}, \text{"No tomar Valor"}) = \text{"Tomar Valor"}$$

$$M_{2min} := P_u \cdot (15 \text{ mm} + 0.03 \cdot b) = 0.668 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{ny}$$

$$C_m := 0.6 + 0.4 \cdot \left(\frac{M_{2min}}{M_2} \right) = 0.688$$

$$M_c := \delta_{ns} \cdot M_2 = 3.18 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión}$$



$\phi := 0.70$ Factor de reducción en compresión con estribos

$A_g := A = 1000 \text{ cm}^2$ Área Bruta de la columna

$A_{st} := 11.88 \text{ cm}^2$ Área de Acero de la columna

Para la dirección X

$I_x := \frac{h \cdot b^3}{12} = 52083.333 \text{ cm}^4$ Inercia de Columna

$A := b \cdot h = 1000 \text{ cm}^2$ Área de la Columna

$r := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 7.217 \text{ cm}$ Radio de Giro

$\frac{L_e}{r} = 38.798$ Relación de Esbeltez

$\text{if} \left(\frac{L_e}{r} \leq 22, \text{"OK"}, \text{"Esbelto"} \right) = \text{"Esbelto"}$ Verificación

$P_c := \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_x}{0.91 \cdot (L_e)^2} = 381.153 \text{ tonnef}$ Carga Crítica de Pandeo

$P_u := 29.68 \text{ tonnef}$ Carga Ultima

Design P_u tonf
29.6872

$\delta_{ns} := \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} = 1.129$

$\text{if} (\delta_{ns} \geq 1, \text{"Tomar Valor"}, \text{"No tomar Valor"}) = \text{"Tomar Valor"}$

$M_{2min} := P_u \cdot (15 \text{ mm} + 0.03 \cdot b) = 0.668 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

$M_2 := M_{nx}$

$C_m := 0.6 + 0.4 \cdot \left(\frac{M_{2min}}{M_2} \right) = 0.996$



$M_c := \delta_{ns} \cdot M_2 = 0.753 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ Momento amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión

$\phi := 0.70$ Factor de reducción en compresión con estribos

$A_g := A = 1000 \text{ cm}^2$ Área Bruta de la columna

$A_{st} := 11.88 \text{ cm}^2$ Área de Acero de la columna

Compresión máxima con coeficientes de reducción de la norma E0.60

$\phi P_{n,max} := 0.8 \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) = 121.54 \text{ tonnef}$

Compresión máxima

$P_0 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} = 217.036 \text{ tonnef}$

FLEXOCOMPRESION BIAIXIAL COL C2 ESTRUCTURA CON ASISTENCIA TECNICA

Materiales

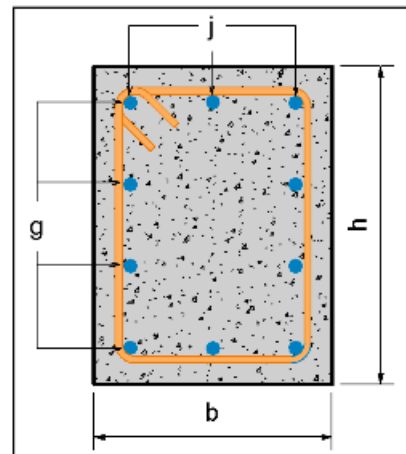
Concreto $f'_c := 19.515 \text{ MPa}$
 Acero de refuerzo $f_y := 420 \text{ MPa}$
 Módulo de elasticidad $E_s := 200 \text{ GPa}$

Dimensiones

Altura $h := 45 \text{ cm}$
 Ancho $b := 30 \text{ cm}$
 Recubrimiento al estribo $r := 4 \text{ cm}$

Refuerzo

de barras en b $j := 2$
 # de barras en h $g := 4$



Acero longitudinal $d_b := 1 \text{ in}$

Acero transversal $d_v := \frac{3}{8} \text{ in}$

$$n_b := \begin{bmatrix} 5 & 5 \\ 8 & 8 \\ 5 & 5 \\ 8 & 8 \\ 5 & 5 \\ 8 & 8 \end{bmatrix}$$

$$\rho := \frac{\sum_{i=1}^{\text{rows}(n_b)} \sum_{j=1}^{\text{cols}(n_b)} n_{b_{i,j}} \cdot \pi \cdot \frac{d_b^2}{4} \cdot \text{in}^2}{h \cdot b}$$

Cuantía (10.6.1.1)

$\rho = 0.009$



FUERZA AXIAL Y MOMENTO

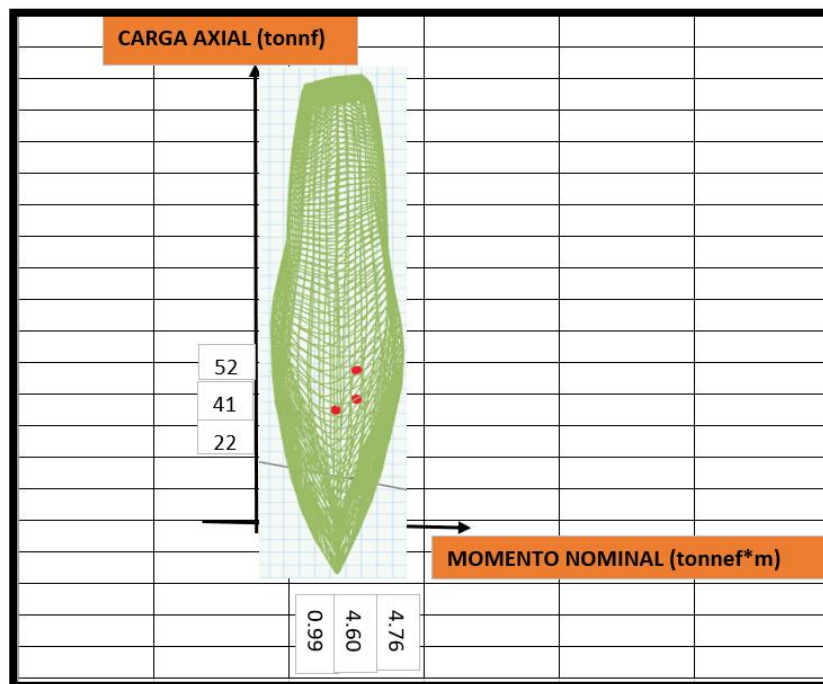
Resistencia requerida

Fuerza Axial $P_u := [-335.47 \quad -34.2089 \quad -70.5509 \quad -60.894 \quad -60.894] \text{ kN}$

Momento $M_{ux} := [1.8224 \quad 1.8224 \quad 1.7102 \quad 1.8483 \quad 1.8483] \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{uy} := [2.1367 \quad 2.1367 \quad 0.0109 \quad 2.1382 \quad 2.1382] \text{ kN}\cdot\text{m}$

Figura 53: Flexo compresion biaxial en columna C2 – Estructura con asistencia tecnica.



3.7.2.6 Relación demanda, capacidad de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en superestructura sin asistencia de personal técnico.

FLEXOCOMPRESION EN COLUMNA B1 - ESTRUCTURA SIN ASISTENCIA TECNICA

$M_{nx} := 13.41 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$ Momento Nominal en X

$M_{ny} := 1.25 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$ Momento Nominal en Y

Datos de Columna:

$b := 25 \text{ cm}$ Base de Columna

$h := 30 \text{ cm}$ Altura de Columna

$L_e := 2.8 \text{ m}$ Longitud Efectiva

$f'_c := 127 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del Concreto a Compresión



$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 169041.415 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo Elástico}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de Fluencia de Acero}$$

Para la dirección Y

$$I_y := \frac{b \cdot h^3}{12} = 56250 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia de Columna}$$

$$A := b \cdot h = 750 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la Columna}$$

$$r := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 0.087 \text{ m} \quad \text{Radio de Giro}$$

$$\frac{L_e}{r} = 32.332 \quad \text{Relación de Esbeltez}$$

$$\text{if} \left(\frac{L_e}{r} \leq 22, \text{"OK"}, \text{"Esbelto"} \right) = \text{"Esbelto"} \quad \text{Verificación}$$

$$P_c := \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot I_y}{0.7 \cdot (L_e)^2} = 1710.02 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Crítica de Pandeo}$$

$$P_u := 20.87 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Ultima}$$

Design P_u tonf
20.877

$$\delta_{ns} := \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} = 1.017$$

$$\text{if} (\delta_{ns} \geq 1, \text{"Tomar Valor"}, \text{"No tomar Valor"}) = \text{"Tomar Valor"}$$

$$M_{2min} := P_u \cdot (15 \text{ mm} + 0.03 \cdot b) = 0.47 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{ny}$$

$$C_m := 0.6 + 0.4 \cdot \left(\frac{M_{2min}}{M_2} \right) = 0.75$$

$$M_c := \delta_{ns} \cdot M_2 = 1.271 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión



Para la dirección X

$$I_x := \frac{h \cdot b^3}{12} = 39062.5 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia de Columna}$$

$$A := b \cdot h = 750 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la Columna}$$

$$r := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 7.217 \text{ cm} \quad \text{Radio de Giro}$$

$$\frac{L_e}{r} = 38.798 \quad \text{Relación de Esbeltez}$$

$$\text{if} \left(\frac{L_e}{r} \leq 22, \text{"OK"}, \text{"Esbelto"} \right) = \text{"Esbelto"} \quad \text{Verificación}$$

$$P_c := \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_x}{0.7 \cdot (L_e)^2} = 296.879 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Crítica de Pandeo}$$

$$P_u := 20.87 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Ultima}$$

Design P_u tonf
20.877

$$\delta_{ns} := \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} = 1.103$$

$$\text{if} (\delta_{ns} \geq 1, \text{"Tomar Valor"}, \text{"No tomar Valor"}) = \text{"Tomar Valor"}$$

$$M_{2min} := P_u \cdot (15 \text{ mm} + 0.03 \cdot b) = 0.47 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{nx}$$

$$C_m := 0.6 + 0.4 \cdot \left(\frac{M_{2min}}{M_2} \right) = 0.614$$

$$M_c := \delta_{ns} \cdot M_2 = 15.483 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión}$$

$$P_u := 20.877 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Ultima}$$

Design P_u tonf
20.877

$$\phi := 0.70 \quad \text{Factor de reducción en compresión con estribos}$$

$$A_g := A = 750 \text{ cm}^2 \quad \text{Área Bruta de la columna}$$



$$A_{st} := 10.46 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de Acero de la columna}$$

Compresión máxima con coeficientes de reducción de la norma E0.60

$$\phi P_{n \max} := 0.8 \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) = 69.309 \text{ tonnef}$$

Compresión máxima

$$P_0 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} = 123.765 \text{ tonnef}$$

FLEXOCOMPRESION BIAIXIAL EN COLUMNA B1 ESTRUCTURA SIN ASISTENCIA
TECNICA

Materiales

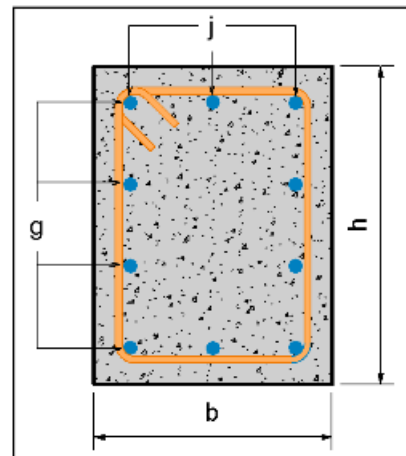
Concreto	$f'_c := 12.45 \text{ MPa}$
Acero de refuerzo	$f_y := 420 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad	$E_s := 200 \text{ GPa}$

Dimensiones

Altura	$h := 30 \text{ cm}$
Ancho	$b := 25 \text{ cm}$
Recubrimiento al estribo	$r := 4 \text{ cm}$

Refuerzo

# de barras en b	$j := 2$
# de barras en h	$g := 3$



Acero longitudinal $d_b := 1 \text{ in}$

Acero transversal $d_v := \frac{3}{8} \text{ in}$

$$n_b := \begin{bmatrix} 5 & 5 \\ 8 & 8 \\ 1 & 1 \\ 2 & 2 \\ 5 & 5 \\ 8 & 8 \end{bmatrix}$$

$$\rho := \frac{\sum_{i=1}^{\text{rows}(n_b)} \sum_{j=1}^{\text{cols}(n_b)} n_{b_{i,j}} \cdot \frac{n_{b_{i,j}}^2}{4} \cdot \text{in}^2}{h \cdot b}$$

Cuantía (10.6.1.1) $\rho = 0.014$

FUERZA AXIAL Y MOMENTO

Resistencia requerida

Fuerza Axial

Momento

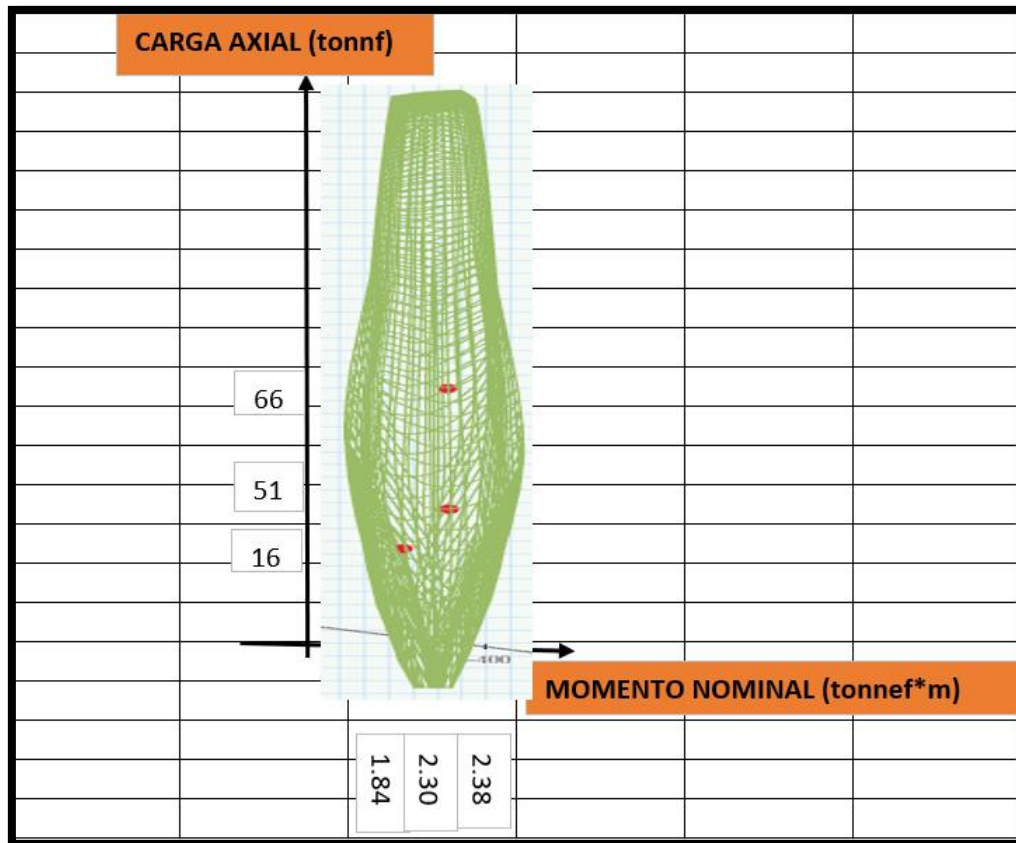


$$P_u := [-16.83 \quad -16.83 \quad -66 \quad -51.25 \quad -51.25] \text{ tonnef}$$

$$M_{ux} := [1.83 \quad 1.83 \quad 1.42 \quad 2.56 \quad 2.56] \text{ tonnef}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy} := [1.84 \quad 1.84 \quad -1.14 \quad 2.30 \quad 2.38] \text{ tonnef}\cdot\text{m}$$

Figura 54: Flexo compresion biaxial en columna B1 – Estructura sin asistencia tecnica.



FLEXOCOMPRESION EN COLUMNA B2 - ESTRUCTURA SIN ASISTENCIA TECNICA

$$M_{nx} := 1.159 \text{ tonnef}\cdot\text{m} \quad \text{Momento Nominal en X}$$

$$M_{ny} := 12.57 \text{ tonnef}\cdot\text{m} \quad \text{Momento Nominal en Y}$$

Datos de Columna:

$$b := 25 \text{ cm} \quad \text{Base de Columna}$$

$$h := 30 \text{ cm} \quad \text{Altura de Columna}$$

$$L_e := 2.8 \text{ m} \quad \text{Longitud Efectiva}$$

$$f'_c := 127 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del Concreto a Compresión}$$



$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 169041.415 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo Elástico}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo de Fluencia de Acero}$$

Para la dirección Y

$$I_y := \frac{b \cdot h^3}{12} = 56250 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia de Columna}$$

$$A := b \cdot h = 750 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la Columna}$$

$$r := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 0.087 \text{ m} \quad \text{Radio de Giro}$$

$$\frac{L_e}{r} = 32.332 \quad \text{Relación de Esbeltez}$$

$$\text{if} \left(\frac{L_e}{r} \leq 22, \text{"OK"}, \text{"Esbelto"} \right) = \text{"Esbelto"} \quad \text{Verificación}$$

$$P_c := \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot I_y}{0.7 \cdot (L_e)^2} = 1710.02 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Crítica de Pandeo}$$

$$P_u := 31.17 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Ultima}$$

Design P_u tonf
31.1704

$$\delta_{ns} := \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} = 1.025$$

$$\text{if} (\delta_{ns} \geq 1, \text{"Tomar Valor"}, \text{"No tomar Valor"}) = \text{"Tomar Valor"}$$

$$M_{2min} := P_u \cdot (15 \text{ mm} + 0.03 \cdot b) = 0.701 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{ny}$$

$$C_m := 0.6 + 0.4 \cdot \left(\frac{M_{2min}}{M_2} \right) = 0.622$$

$$M_c := \delta_{ns} \cdot M_2 = 12.883 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión}$$



Para la dirección X

$$I_x := \frac{h \cdot b^3}{12} = 39062.5 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia de Columna}$$

$$A := b \cdot h = 750 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la Columna}$$

$$r := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 7.217 \text{ cm} \quad \text{Radio de Giro}$$

$$\frac{L_e}{r} = 38.798 \quad \text{Relación de Esbeltez}$$

$$\text{if} \left(\frac{L_e}{r} \leq 22, \text{"OK"}, \text{"Esbelto"} \right) = \text{"Esbelto"} \quad \text{Verificación}$$

$$P_c := \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_x}{0.7 \cdot (L_e)^2} = 296.879 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Crítica de Pandeo}$$

$$P_u := 31.17 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Ultima}$$

$$\delta_{ns} := \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} = 1.163$$

$$\text{if} (\delta_{ns} \geq 1, \text{"Tomar Valor"}, \text{"No tomar Valor"}) = \text{"Tomar Valor"}$$

$$M_{2min} := P_u \cdot (15 \text{ mm} + 0.03 \cdot b) = 0.701 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := M_{nx}$$

$$C_m := 0.6 + 0.4 \cdot \left(\frac{M_{2min}}{M_2} \right) = 0.842$$

$$M_c := \delta_{ns} \cdot M_2 = 1.348 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento amplificado por los efectos de curvatura del elemento para usarse en el diseño de un elemento en compresión

$$P_u := 31.17 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Ultima}$$

$$\phi := 0.70 \quad \text{Factor de reducción en compresión con estribos}$$

$$A_g := A = 750 \text{ cm}^2 \quad \text{Área Bruta de la columna}$$

Design P_u
tonf

31.1704



$$A_{st} := 10.46 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de Acero de la columna}$$

Compresión máxima con coeficientes de reducción de la norma E0.60

$$\phi P_{n,max} := 0.8 \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) = 69.309 \text{ tonnef}$$

Compresión máxima

$$P_0 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} = 123.765 \text{ tonnef}$$

FLEXOCOMPRESION BIAIXIAL EN COLUMNA B2 - ESTRUCTURA SIN ASISTENCIA
TECNICA

Materiales

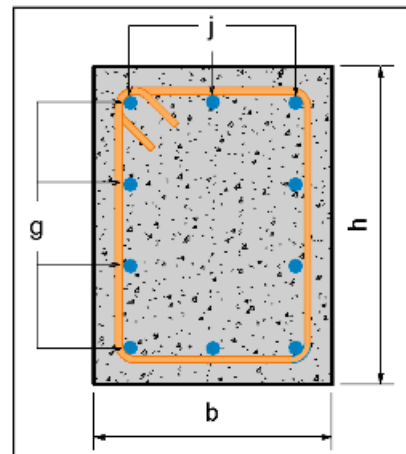
Concreto	$f'_c := 12.45 \text{ MPa}$
Acero de refuerzo	$f_y := 420 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad	$E_s := 200 \text{ GPa}$

Dimensiones

Altura	$h := 30 \text{ cm}$
Ancho	$b := 25 \text{ cm}$
Recubrimiento al estribo	$r := 4 \text{ cm}$

Refuerzo

# de barras en b	$j := 2$
# de barras en h	$g := 3$
Acero longitudinal	$d_b := 1 \text{ in}$
Acero transversal	$d_v := \frac{3}{8} \text{ in}$



$$n_b := \begin{bmatrix} 5 & 5 \\ 8 & 8 \\ 1 & 1 \\ 2 & 2 \\ 5 & 5 \\ 8 & 8 \end{bmatrix}$$

$$\rho := \frac{\sum_{i=1}^{\text{rows}(n_b)} \sum_{j=1}^{\text{cols}(n_b)} n_{b_{i,j}}^2 \cdot \text{in}^2}{h \cdot b}$$

Cuantía (10.6.1.1) $\rho = 0.014$

FUERZA AXIAL Y MOMENTO

Resistencia requerida

Fuerza Axial

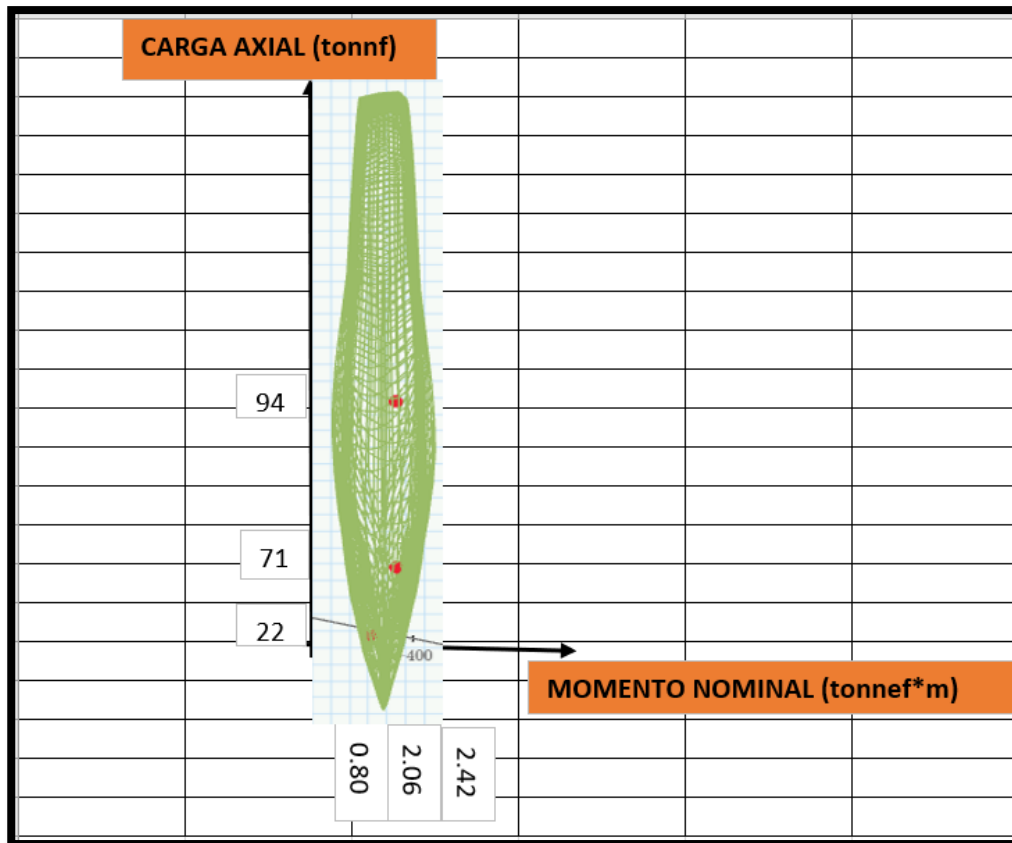
Momento

$$P_u := [-22 \quad -22.06 \quad -94 \quad -71 \quad -71] \text{ tonnef}$$

$$M_{ux} := [1.40 \quad 1.40 \quad 1.15 \quad 2 \quad 2] \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} := [2.06 \quad 2.10 \quad -0.80 \quad 2.42 \quad 2.42] \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

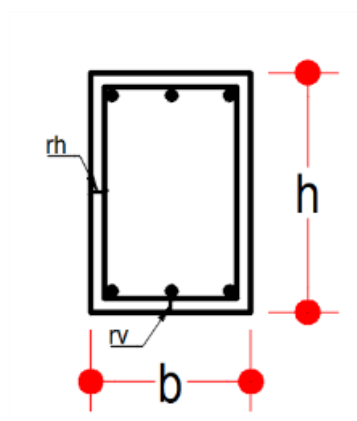
Figura 55: Flexo compresion biaxial en columna B2 – Estructura sin asistencia tecnica.



3.7.2.7 Verificación de ductilidad en vigas estructura con asistencia técnica asistida

DETERMINACION DE DUCTILIDAD VIGA DOBLEMENTE REFORZADA EJE Y B-C EJE 2 - ESTRUCTURA CON ASISTENCIA TECNICA

1.0 Geometría de la viga



$$h := 400 \text{ mm}$$

Altura de la viga

$$b := 250 \text{ mm}$$

Base de la viga

$$d_{\#5} := \frac{5}{8} \text{ in}$$

Diámetro del acero longitudinal

$$A_s := 2 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\#5}^2}{4} = 395.865 \text{ mm}^2$$

Refuerzo longitudinal superior

$$A_{sc} := 0 \text{ mm}^2$$

Área de acero central



$$A_s := 2 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\#B}^2}{4} = 395.865 \text{ mm}^2 \quad \text{Refuerzo longitudinal inferior}$$

$$r_v := 50 \text{ mm} \quad \text{Recubrimiento vertical}$$

$$r_h := 50 \text{ mm} \quad \text{Recubrimiento horizontal}$$

2.0 Propiedades Mecánicas no confinadas del acero

$$f_c := 19.81 \text{ MPa} \quad \text{Resistencia no confinada del concreto}$$

$$\varepsilon_m := 0.002 \frac{\text{mm}}{\text{mm}} \quad \text{Deformación unitaria en resistencia no confinada}$$

$$f_r := 3.1 \text{ MPa} \quad \text{Resistencia a la tensión ACI 318-19}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa} \quad \text{Resistencia a la fluencia del acero}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero}$$

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 21046.483 \text{ MPa} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

$$\varepsilon_{ccr} := \frac{f_r}{E_c} = 0.0001473 \frac{\text{mm}}{\text{mm}} \quad \text{Deformación de ruptura del concreto}$$

$$\varepsilon_u := 0.004 \quad \text{Deformación límite a flexión zona no confinada}$$

$$n_v := 3 \quad \text{Número de capas de acero}$$

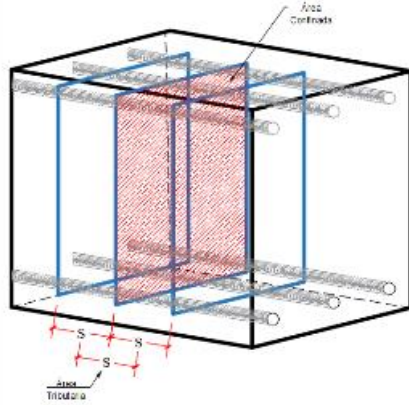
$$\varepsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$$

3.0 Propiedades Mecánicas Confinadas Modelo de SAKINO

$$d_{\#A} := \frac{3}{8} \text{ in} \quad \text{Diámetro del acero de refuerzo}$$

$$B_{ase} := b - 2 \cdot r_h - 2 \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot d_{\#A} = 140.475 \text{ mm} \quad \text{Base confinada de la viga}$$

$$A_{ltura} := h - 2 \cdot r_v - 2 \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot d_{\#A} = 290.475 \text{ mm} \quad \text{Altura confinada de la viga}$$



$s := 5 \text{ cm}$ Espaciamiento de estribos

$V_{cc} := s \cdot B_{ase} \cdot A_{ltura} = 2040.224 \text{ m} \cdot \text{mm}^2$ Volumen de confinamiento

$A_{ref} := \pi \cdot \frac{d_{\#4}^2}{4} = 71.256 \text{ mm}^2$ Área de acero de refuerzo

$P_{er_c} := 2 \cdot B_{ase} + 2 \cdot A_{ltura} = 861.9 \text{ mm}$ Perímetro confinado

$\rho := \frac{A_{ref} \cdot P_{er_c}}{V_{cc}} = 0.03$ Cuantía Volumétrica

$d := h - r_v - d_{\#4} - \frac{d_{\#5}}{2} = 332.538 \text{ mm}$

Cálculo de la distancia promedio del espaciamento centroidal entre las barras soportadas por esquinas o dobleces del refuerzo transversal

$d_h := b - 2 \cdot r_h - 2 \cdot d_{\#4} - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot d_{\#5} \right) = 115.075 \text{ mm}$

$d_v := h - 2 \cdot r_v - 2 \cdot d_{\#4} - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot d_{\#5} \right) = 265.075 \text{ mm}$

$C_s := \frac{d_h + d_v}{2} = 190.075 \text{ mm}$

$k := 11.5 \cdot \left(\frac{d_{\#4}}{C_s} \right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot \min(B_{ase}, A_{ltura})} \right) = 0.474$

$F_{cf} := f_c + \rho \cdot k \cdot f_y = 25.799 \text{ MPa}$ Resistencia del concreto confinado

$K := \frac{F_{cf}}{f_c} = 1.302$

$\epsilon_{cf} := \text{if}(K \leq 1.5, (1 + 4.7 \cdot (K - 1)) \cdot \epsilon_m, (3.35 + 20 \cdot (K - 1.5)) \cdot \epsilon_m)$

$\epsilon_{cf} = 0.00484$ deformación unitaria confinada

Cálculo del módulo de elasticidad confinado

$\gamma := 2.4$ Peso específico del concreto

$E_i := 33500 \cdot \left(\frac{\gamma}{2.4} \right)^2 \cdot \left(\frac{F_{cf}}{60 \cdot \text{MPa}} \right)^3 \cdot \text{MPa} = 25285.038 \text{ MPa}$



$$\eta_c := \frac{E_i}{E_i - \frac{F_{cf}}{\epsilon_{cf}}} = 1.267 \quad \sigma_c(\epsilon_c) := F_{cf} \cdot \left(\frac{\eta_c \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cf}} \right)}{\eta_c - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cf}} \right)^{\eta_c}} \right) \quad \text{Esfuerzo confinado}$$

Cálculo del módulo de elasticidad no confinado

$\gamma := 2.4$ Peso específico del concreto

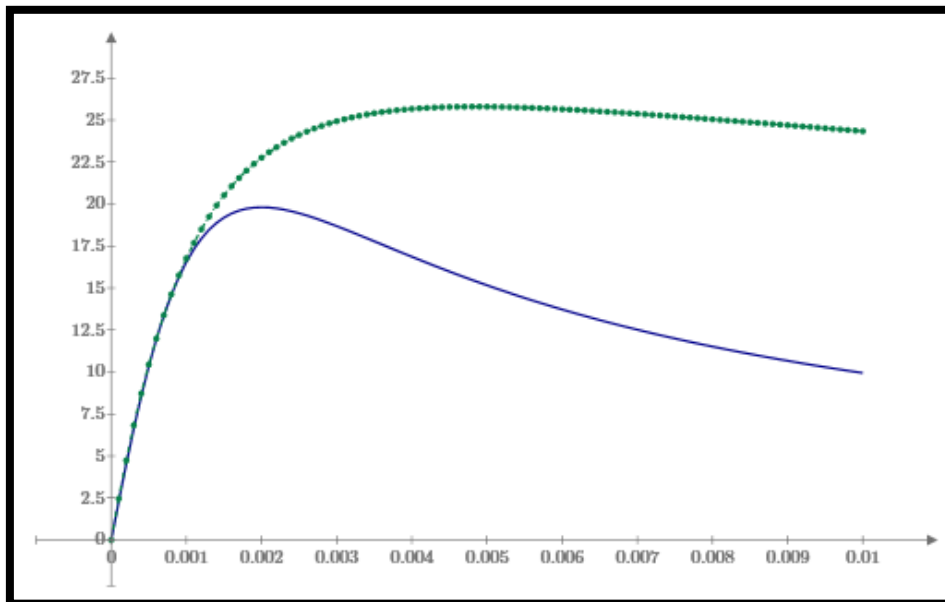
$$E_{ii} := 33500 \cdot \left(\frac{\gamma}{2.4} \right)^2 \cdot \left(\frac{f'_c}{60 \cdot \text{MPa}} \right)^3 \cdot \text{MPa} = 23153.814 \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_{ii}}{E_{ii} - \frac{f'_c}{\epsilon_m}} = 1.748 \quad \sigma(\epsilon) := f'_c \cdot \left(\frac{\eta \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_m} \right)}{\eta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_m} \right)^\eta} \right)$$

$$\epsilon := 0,0.0001 \dots 0.01$$

$$\epsilon_c := 0,0.0001 \dots 0.01$$

$$\epsilon_{cu} := 0.004 + \frac{1.4 \cdot \rho \cdot f_y \cdot 0.1}{F_{cf}} = 0.072607 \quad \text{Deformación última}$$



$N_f := 30$ Número de fibras no confinadas

$N_{F_c} := 300$

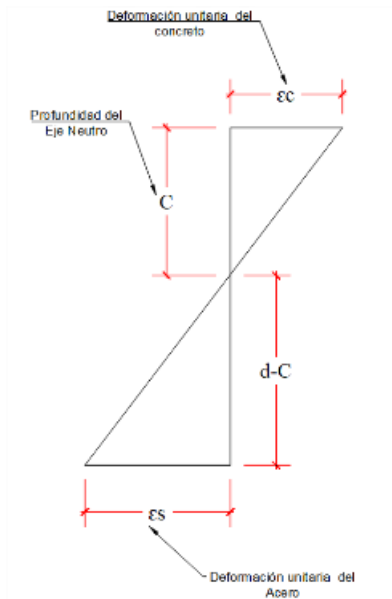
Número de fibras confinadas

$N := 0 \text{ kN}$ Fuerza Axial Aplicada



Puntos del diagrama de momento curvatura

Punto 1:ruptura



$$C := 196 \text{ mm}$$

Iterar la profundidad del eje neutro

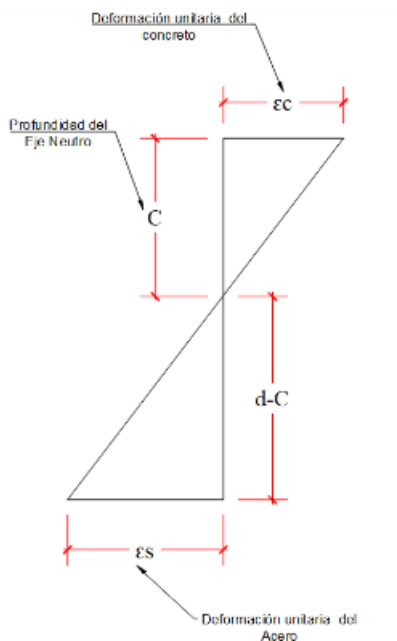
$$\epsilon_{max} := \epsilon_{CCR} = 0.000147 \quad \text{Deformación máxima del concreto}$$

$$Y_{EN} := \frac{h}{2} - C = 4 \text{ mm}$$

$$\varphi_1 := \frac{\epsilon_{max}}{C} = (751.495 \cdot 10^{-9}) \frac{1}{\text{mm}} \quad \text{curvatura}$$

$$F_1 = 0.069 \text{ kN} \quad M_{n_1} = 24.347 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Punto 2:fluencia



$$C := 85.38 \text{ mm}$$

Iterar la profundidad del eje neutro

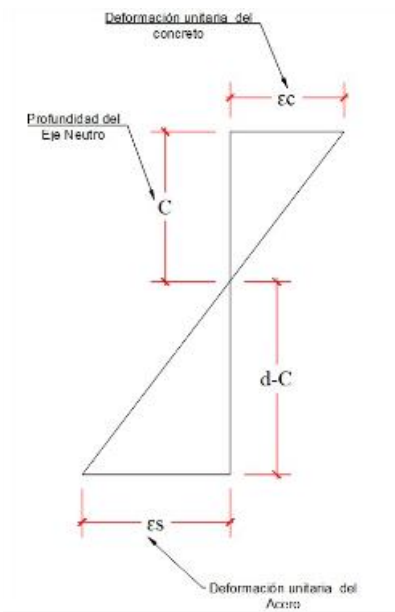
$$\epsilon_{max} := \epsilon_y \cdot \left(\frac{C}{d-C} \right) = 0.000697 \quad \text{Deformación máxima del concreto}$$

$$Y_{EN} := \frac{h}{2} - C = 114.62 \text{ mm}$$

$$\varphi_2 := \frac{\epsilon_{max}}{C} = (8.1662 \cdot 10^{-6}) \frac{1}{\text{mm}} \quad \text{curvatura}$$

$$F_2 = 0.083 \text{ kN} \quad M_{n_2} = 52.031 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Punto 3:Agotamiento del concreto



$$C := 50.755 \text{ mm}$$

Iterar la profundidad del eje neutro

$$Y_{EN} := \frac{h}{2} - C = 149.245 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{max} := 0.004$$

Deformación máxima del concreto

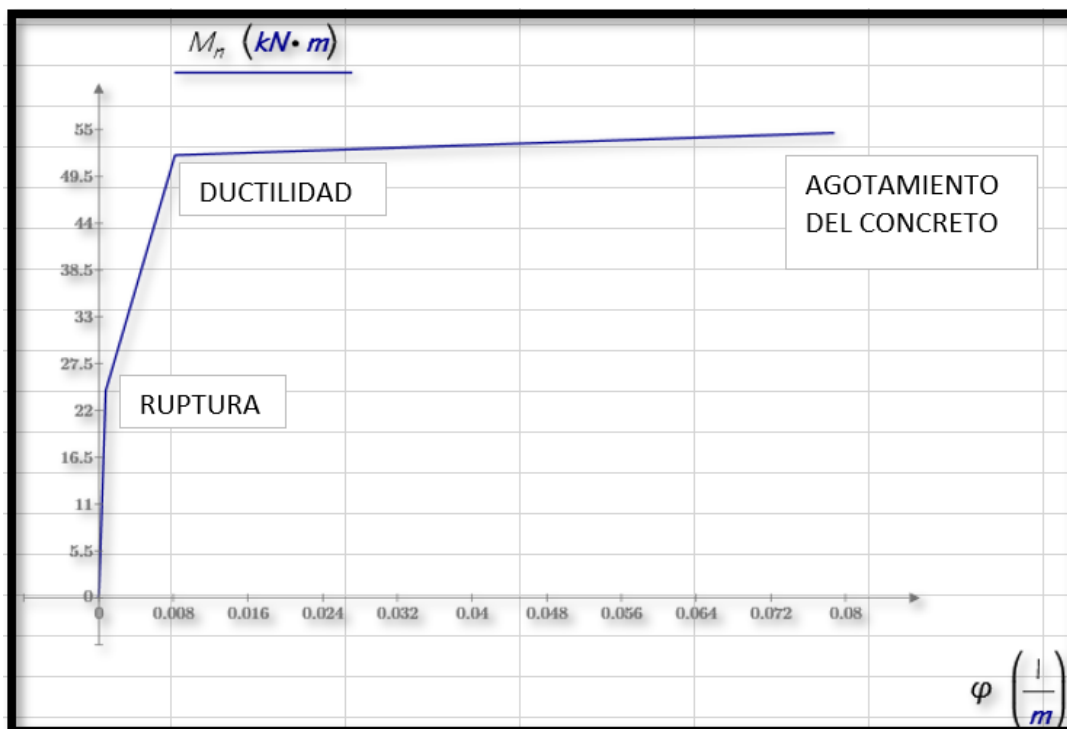
$$\varphi_3 := \frac{\epsilon_{max}}{C} = (78.81 \cdot 10^{-6}) \frac{1}{\text{mm}}$$

curvatura

$$F_3 = 0.046 \text{ kN}$$

$$M_{n_3} = 54.645 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Figura 56: Ductilidad en viga BC eje 2 – Estructura con asistencia técnica.



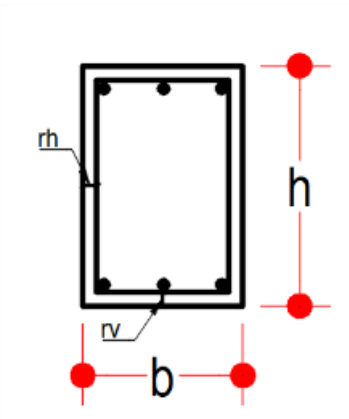
$$\mu := \frac{\varphi_3}{\varphi_2} = 9.651$$

Ductilidad



VERIFICACIÓN DE DUCTILIDAD EN VIGA DOBLEMENTE REFORZADA EJE X 1-2 EJE C -
ESTRUCTURA CON ASISTENCIA TECNICA

1.0 Geometría de la viga



$h := 400 \text{ mm}$ Altura de la viga

$b := 250 \text{ mm}$ Base de la viga

$d_{\#5} := \frac{5}{8} \text{ in}$ Diámetro del acero longitudinal

$A_s := 3 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\#5}^2}{4} = 593.798 \text{ mm}^2$ Refuerzo longitudinal superior

$A_{sc} := 0 \text{ mm}^2$ Área de acero central

$A_s := 3 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\#5}^2}{4} = 593.798 \text{ mm}^2$ Refuerzo longitudinal inferior

$r_v := 50 \text{ mm}$ Recubrimiento vertical

$r_h := 50 \text{ mm}$ Recubrimiento horizontal

2.0 Propiedades Mecánicas no confinadas del acero

$f'_c := 19.81 \text{ MPa}$ Resistencia no confinada del concreto

$\epsilon_m := 0.002 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$ Deformación unitaria en resistencia no confinada

$f_r := 3.1 \text{ MPa}$ Resistencia a la tensión ACI 318-19

$f_y := 420 \text{ MPa}$ Resistencia a la fluencia del acero

$E_s := 200000 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad del acero

$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 21046.483 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad del concreto

$\epsilon_{ccr} := \frac{f_r}{E_c} = 0.0001473 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$ Deformación de ruptura del concreto

$\epsilon_v := 0.004$ Deformación límite a flexión zona no confinada

$n_v := 3$ Número de capas de acero

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$

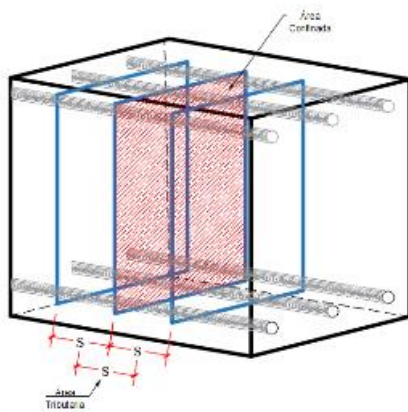


3.0 Propiedades Mecánicas Confinadas Modelo de SAKINO

$$d_{\#4} := \frac{3}{8} \text{ in} \quad \text{Diámetro del acero de refuerzo}$$

$$B_{ase} := b - 2 \cdot r_h - 2 \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot d_{\#4} = 140.475 \text{ mm} \quad \text{Base confinada de la viga}$$

$$A_{ltura} := h - 2 \cdot r_v - 2 \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot d_{\#4} = 290.475 \text{ mm} \quad \text{Altura confinada de la viga}$$



$$s := 5 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento de estribos}$$

$$V_{cc} := s \cdot B_{ase} \cdot A_{ltura} = 2040.224 \text{ m} \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Volumen de confinamiento}$$

$$A_{ref} := \pi \cdot \frac{d_{\#4}^2}{4} = 71.256 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de acero de refuerzo}$$

$$P_{er_c} := 2 \cdot B_{ase} + 2 \cdot A_{ltura} = 861.9 \text{ mm} \quad \text{Perímetro confinado}$$

$$\rho := \frac{A_{ref} \cdot P_{er_c}}{V_{cc}} = 0.03 \quad \text{Cuantía Volumétrica}$$

$$d := h - r_v - d_{\#4} - \frac{d_{\#5}}{2} = 332.538 \text{ mm}$$

Cálculo de la distancia promedio del espaciado centroidal entre las barras soportadas por esquinas o dobleces del refuerzo transversal

$$d_h := b - 2 \cdot r_h - 2 \cdot d_{\#4} - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot d_{\#5}\right) = 115.075 \text{ mm}$$

$$d_v := h - 2 \cdot r_v - 2 \cdot d_{\#4} - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot d_{\#5}\right) = 265.075 \text{ mm}$$

$$C_s := \frac{d_h + d_v}{2} = 190.075 \text{ mm}$$

$$k := 11.5 \cdot \left(\frac{d_{\#4}}{C_s}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot \min(B_{ase}, A_{ltura})}\right) = 0.474$$

$$F_{cf} := f'_c + \rho \cdot k \cdot f_y = 25.799 \text{ MPa} \quad \text{Resistencia del concreto confinado}$$

$$K := \frac{F_{cf}}{f'_c} = 1.302$$

$$\varepsilon_{cf} := \text{if}(K \leq 1.5, (1 + 4.7 \cdot (K - 1)) \cdot \varepsilon_m, (3.35 + 20 \cdot (K - 1.5)) \cdot \varepsilon_m)$$

$$\varepsilon_{cf} = 0.00484 \quad \text{deformación unitaria confinada}$$



Cálculo del módulo de elasticidad confinado

$\gamma := 2.4$ Peso específico del concreto

$$E_i := 33500 \cdot \left(\frac{\gamma}{2.4}\right)^2 \cdot \left(\frac{F_{cf}}{60 \cdot MPa}\right)^3 \cdot MPa = 25285.038 \text{ MPa}$$

$$\eta_c := \frac{E_i}{E_i - \frac{F_{cf}}{\epsilon_{cf}}} = 1.267 \quad \sigma_c(\epsilon_c) := F_{cf} \cdot \left(\frac{\eta_c \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cf}}\right)}{\eta_c - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cf}}\right)^{\eta_c}} \right) \text{ Esfuerzo confinado}$$

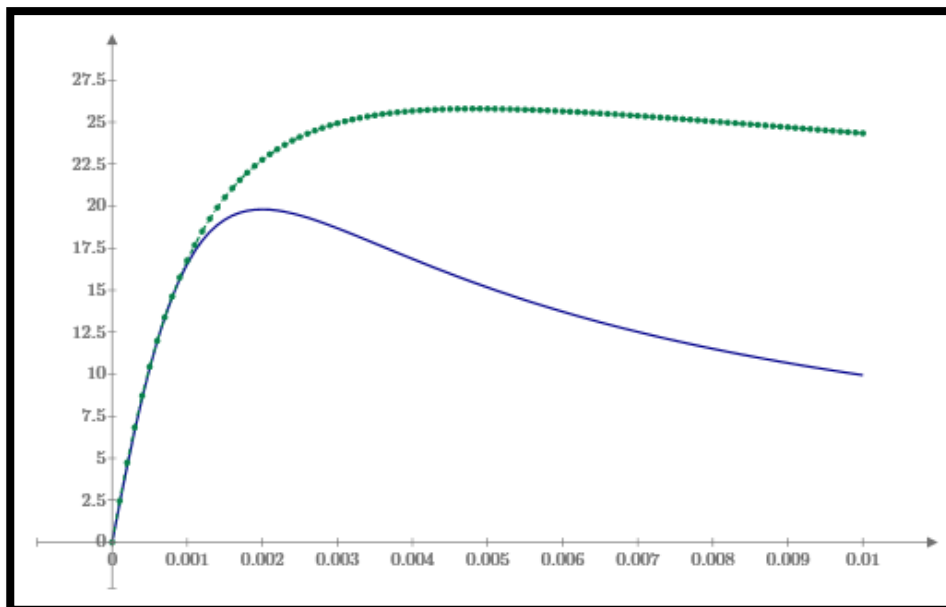
Cálculo del módulo de elasticidad no confinado

$\gamma := 2.4$ Peso específico del concreto

$$E_{ii} := 33500 \cdot \left(\frac{\gamma}{2.4}\right)^2 \cdot \left(\frac{f'_c}{60 \cdot MPa}\right)^3 \cdot MPa = 23153.814 \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_{ii}}{E_{ii} - \frac{f'_c}{\epsilon_m}} = 1.748$$

$$\epsilon_{cu} := 0.004 + \frac{f'_c \cdot 4 \cdot \rho \cdot f_y \cdot 0.1}{F_{cf}} = 0.072607 \quad \sigma(\epsilon) := \frac{f'_c \cdot \left(\frac{\eta \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_m}\right)}{\eta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_m}\right)^{\eta}}\right)}{\text{Deformación última}}$$



$N_f := 30$ Número de fibras no confinadas

$N_{F_c} := 300$

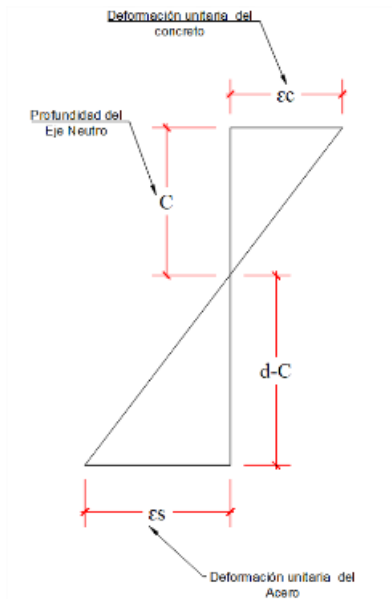
Número de fibras confinadas

$N := 0 \text{ kN}$ Fuerza Axial Aplicada



Puntos del diagrama de momento curvatura

Punto 1:ruptura



$$C := 195.6 \text{ mm}$$

Iterar la profundidad del eje neutro

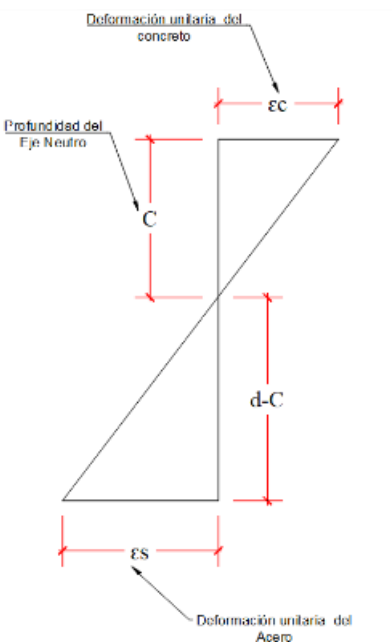
$$\epsilon_{max} := \epsilon_{ocr} = 0.000147 \quad \text{Deformación máxima del concreto}$$

$$Y_{EN} := \frac{h}{2} - C = 4.4 \text{ mm}$$

$$\varphi_1 := \frac{\epsilon_{max}}{C} = (753.0318 \cdot 10^{-9}) \frac{1}{\text{mm}} \quad \text{curvatura}$$

$$F_1 = 0.053 \text{ kN} \quad M_{n,1} = 24.872 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Punto 2:fluencia



$$C := 99.60 \text{ mm}$$

Iterar la profundidad del eje neutro

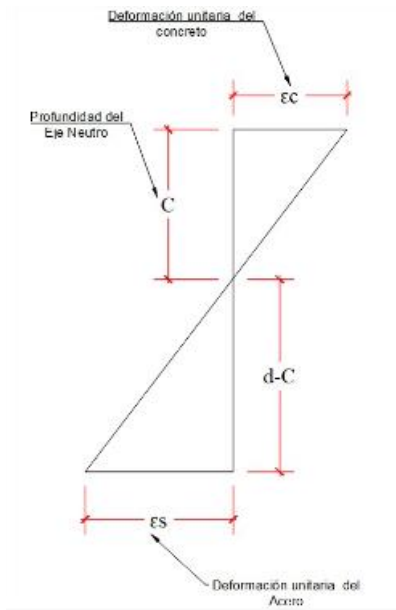
$$\epsilon_{max} := \epsilon_y \cdot \left(\frac{C}{d-C} \right) = 0.000898 \quad \text{Deformación máxima del concreto}$$

$$Y_{EN} := \frac{h}{2} - C = 100.4 \text{ mm}$$

$$\varphi_2 := \frac{\epsilon_{max}}{C} = (9.0153 \cdot 10^{-6}) \frac{1}{\text{mm}} \quad \text{curvatura}$$

$$F_2 = 0.051 \text{ kN} \quad M_{n,2} = 73.584 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Punto 3:Agotamiento del concreto



$$C := 65.135 \text{ mm}$$

Iterar la profundidad del eje neutro

$$Y_{EN} := \frac{h}{2} - C = 134.865 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{max} := 0.004$$

Deformación máxima del concreto

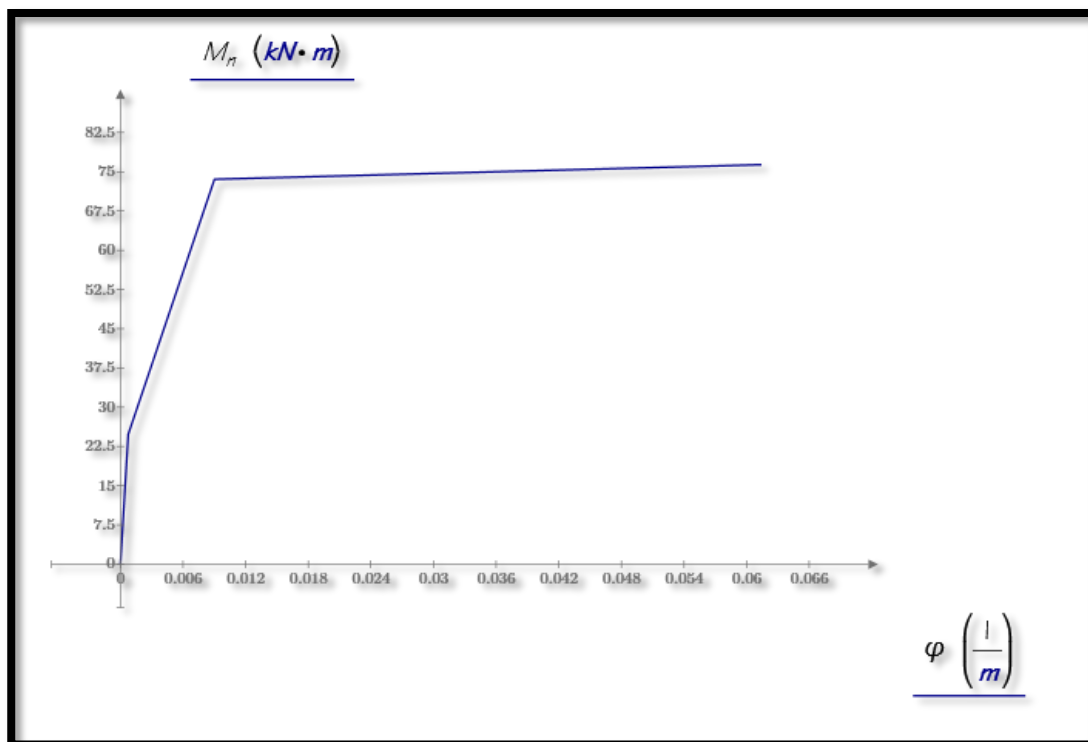
$$\varphi_3 := \frac{\epsilon_{max}}{C} = (61.4109 \cdot 10^{-6}) \frac{1}{\text{mm}}$$

curvatura

$$F_3 = 0.061 \text{ kN}$$

$$M_{n_3} = 76.363 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Figura 57: Ductilidad en viga 12 eje C – Estructura con asistencia tecnica.



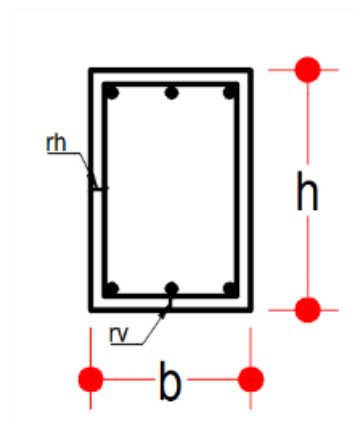
$$\mu := \frac{\varphi_3}{\varphi_2} = 6.812$$

Ductilidad

3.7.2.8 Verificación de ductilidad en vigas estructura sin asistencia técnica asistida

VERIFICACIÓN DE VIGA DOBLEMENTE REFORZADA EJE 1B - 2B - ESTRUCTURA SIN ASISTENCIA TECNICA

1.0 Geometría de la viga



$h := 400 \text{ mm}$ Altura de la viga

$b := 250 \text{ mm}$ Base de la viga

$d_{\#5} := \frac{5}{8} \text{ in}$ Diámetro del acero longitudinal $d_{\#5} := \frac{1}{2} \cdot \text{in}$

$A_s := 3 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\#5}^2}{4} + (2) \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_{\#5}^2}{4} \right) = 847.152 \text{ mm}^2$ Refuerzo longitudinal al superior

$A_{sc} := 0 \text{ mm}^2$ Área de acero central

$A_s := 3 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\#5}^2}{4} + (2) \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_{\#5}^2}{4} \right) = 847.152 \text{ mm}^2$ Refuerzo longitudinal inferior

2.0 Propiedades Mecánicas no confinadas del acero

$r_v := 50 \text{ mm}$ Recubrimiento vertical

$r_h := 50 \text{ mm}$ Recubrimiento horizontal

$f'_c := 19.81 \text{ MPa}$ Resistencia no confinada del concreto

$\epsilon_m := 0.002 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$ Deformación unitaria en resistencia no confinada

$f_r := 3.1 \text{ MPa}$ Resistencia a la tensión ACI 318-19

$f_y := 420 \text{ MPa}$ Resistencia a la fluencia del acero

$E_s := 200000 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad del acero

$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 21046.483 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad del concreto

$\epsilon_{cor} := \frac{f_r}{E_c} = 0.0001473 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$ Deformación de ruptura del concreto

$\epsilon_u := 0.004$ Deformación límite a flexión zona no confinada

$n_v := 3$ Número de capas de acero

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$

3.0 Propiedades Mecánicas Confinadas Modelo de SAKINO



$$d_{\#4} := \frac{3}{8} \text{ m}$$

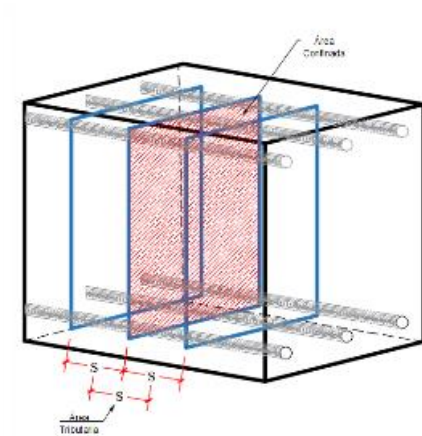
Diámetro del acero de refuerzo

Base confinada de la viga

$$B_{ase} := b - 2 \cdot r_h - 2 \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot d_{\#4} = 140.475 \text{ mm}$$

$$A_{ltura} := h - 2 \cdot r_v - 2 \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot d_{\#4} = 290.475 \text{ mm}$$

Altura confinada de la viga



$$s := 5 \text{ cm}$$

Espaciamiento de estribos

$$V_{cc} := s \cdot B_{ase} \cdot A_{ltura} = 2040.224 \text{ m} \cdot \text{mm}^2$$

Volumen de confinamiento

$$A_{ref} := \pi \cdot \frac{d_{\#4}^2}{4} = 71.256 \text{ mm}^2$$

Área de acero de refuerzo

$$P_{er_c} := 2 \cdot B_{ase} + 2 \cdot A_{ltura} = 861.9 \text{ mm}$$

Perímetro confinado

$$\rho := \frac{A_{ref} \cdot P_{er_c}}{V_{cc}} = 0.03$$

Cuantía Volumétrica

$$d := h - r_v - d_{\#4} - \frac{d_{\#8}}{2} = 332.538 \text{ mm}$$

Cálculo de la distancia promedio del espaciamiento centroidal entre las barras soportadas por esquinas o dobleces del refuerzo transversal

$$d_h := b - 2 \cdot r_h - 2 \cdot d_{\#4} - 2 \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot d_{\#8} = 115.075 \text{ mm}$$

$$d_v := h - 2 \cdot r_v - 2 \cdot d_{\#4} - 2 \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot d_{\#8} = 265.075 \text{ mm}$$

$$C_s := \frac{d_h + d_v}{2} = 190.075 \text{ mm}$$

$$k := 11.5 \cdot \left(\frac{d_{\#4}}{C_s}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot \min(B_{ase}, A_{ltura})}\right) = 0.474$$

$$F_{ct} := f'_c + \rho \cdot k \cdot f_y = 25.799 \text{ MPa}$$

Resistencia del concreto confinado

$$K := \frac{F_{ct}}{f'_c} = 1.302$$

$$\epsilon_{ct} := \text{if}(K \leq 1.5, (1 + 4.7 \cdot (K - 1)) \cdot \epsilon_m, (3.35 + 20 \cdot (K - 1.5)) \cdot \epsilon_m)$$

$$\epsilon_{ct} = 0.00484$$

deformación unitaria confinada



Cálculo del módulo de elasticidad confinado

$\gamma := 2.4$ Peso específico del concreto

$$E_i := 33500 \cdot \left(\frac{\gamma}{2.4}\right)^2 \cdot \left(\frac{F_{ct}}{60 \cdot MPa}\right)^3 \cdot MPa = 25285.038 \text{ MPa}$$

$$\eta_c := \frac{E_i}{E_i - \frac{F_{ct}}{\epsilon_{ct}}} = 1.267$$

$$\sigma_c(\epsilon_c) := F_{ct} \cdot \left(\frac{\eta_c \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{ct}}\right)}{\eta_c - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{ct}}\right)^{\eta_c}} \right) \text{ Esfuerzo confinado}$$

Cálculo del módulo de elasticidad no confinado

$\gamma := 2.4$ Peso específico del concreto

$$E_{ii} := 33500 \cdot \left(\frac{\gamma}{2.4}\right)^2 \cdot \left(\frac{f'_c}{60 \cdot MPa}\right)^3 \cdot MPa = 23153.814 \text{ MPa}$$

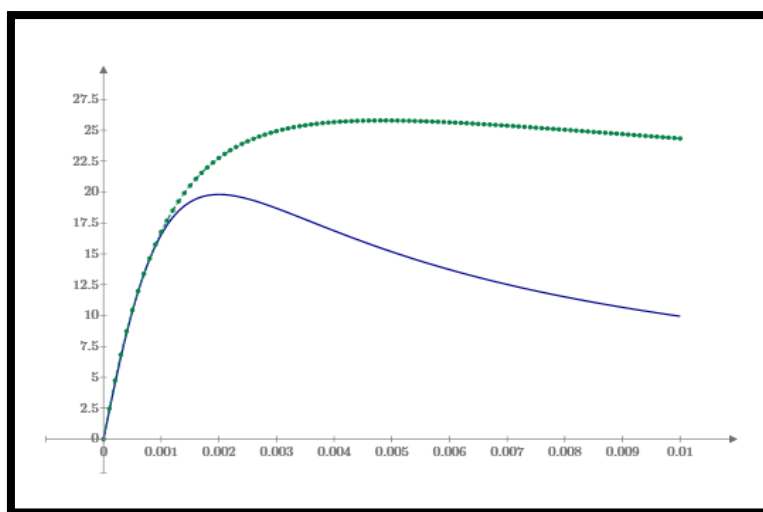
$$\eta := \frac{E_{ii}}{E_{ii} - \frac{f'_c}{\epsilon_m}} = 1.748$$

$$\sigma(\epsilon) := f'_c \cdot \left(\frac{\eta \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_m}\right)}{\eta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_m}\right)^{\eta}} \right)$$

$$\epsilon := 0,0.0001 \dots 0.01$$

$$\epsilon_c := 0,0.0001 \dots 0.01$$

$$\epsilon_{cu} := 0.004 + \frac{1.4 \cdot \rho \cdot f_y \cdot 0.1}{F_{ct}} = 0.072607 \text{ Deformación última}$$



$N_f := 30$ Número de fibras no confinadas

$N_{F_c} := 300$

Número de fibras confinadas

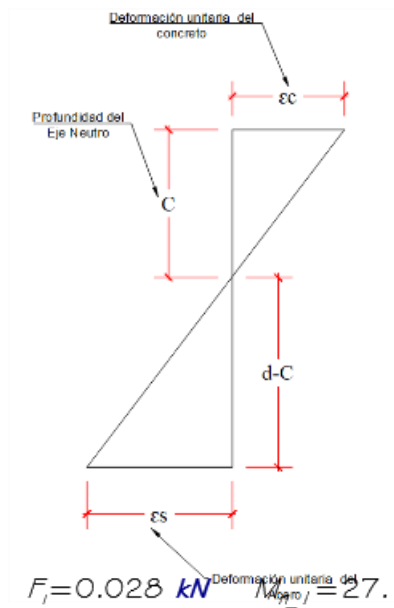
$N := 0 \text{ kN}$

Fuerza Axial Aplicada



Puntos del diagrama de momento curvatura

Punto 1:ruptura



$C := 199.65 \text{ mm}$

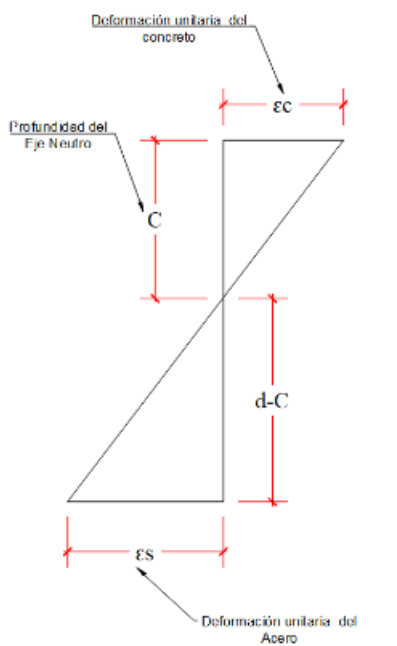
Iterar la profundidad del eje neutro

$\epsilon_{max} := \epsilon_{ccr} = 0.000147$ Deformación máxima del concreto

$Y_{EN} := \frac{h}{2} - C = 0.35 \text{ mm}$

$\varphi_1 := \frac{\epsilon_{max}}{C} = (737.7562 \cdot 10^{-9}) \frac{1}{\text{mm}}$ curvatura

Punto 2:fluencia



$C := 113.04 \text{ mm}$

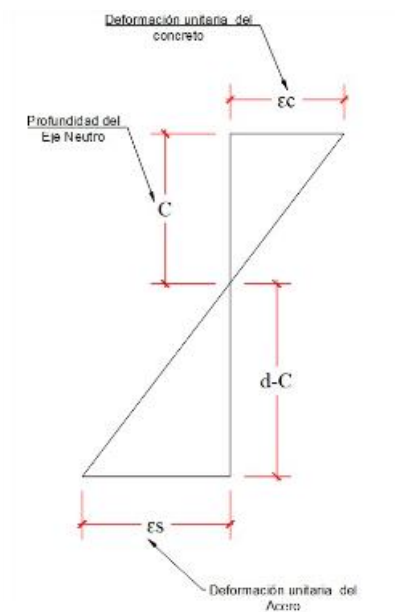
Iterar la profundidad del eje neutro

$\epsilon_{max} := \epsilon_y \cdot \left(\frac{C}{d-C} \right) = 0.001081$ Deformación máxima del concreto

$Y_{EN} := \frac{h}{2} - C = 86.96 \text{ mm}$

$\varphi_2 := \frac{\epsilon_{max}}{C} = (9.5673 \cdot 10^{-6}) \frac{1}{\text{mm}}$ curvatura

Punto 3: Agotamiento del concreto



$$C := 73.47 \text{ mm}$$

Iterar la profundidad del eje neutro

$$Y_{EN} := \frac{h}{2} - C = 126.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{max} := 0.004$$

Deformación máxima del concreto

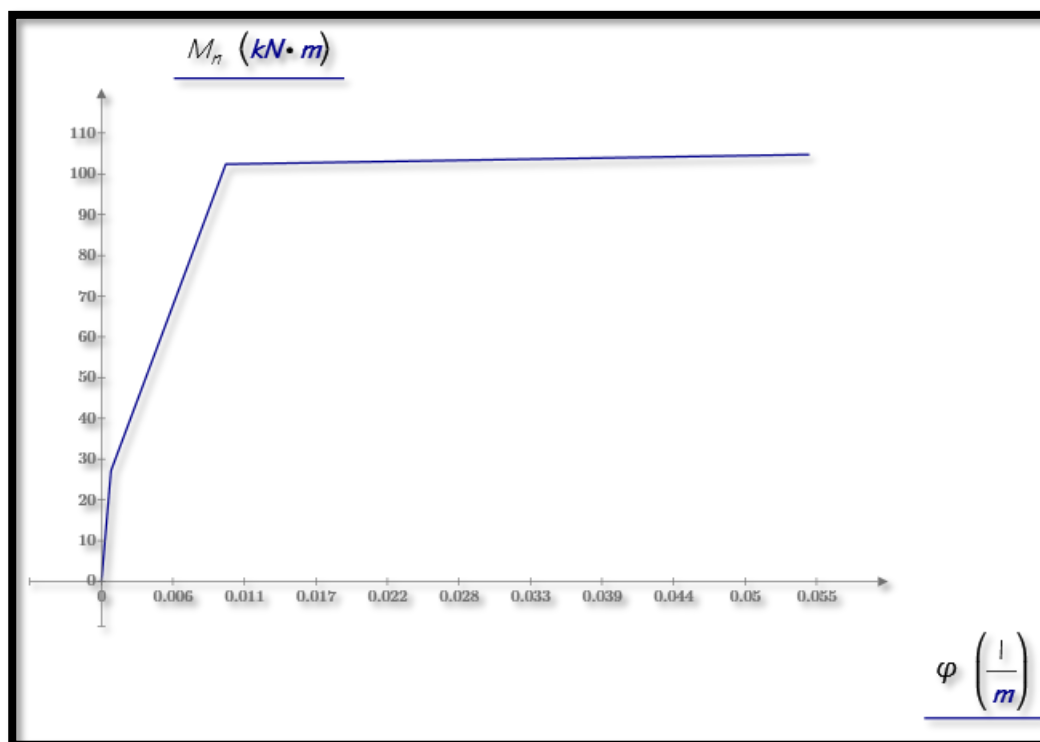
$$\varphi_3 := \frac{\epsilon_{max}}{C} = (54.444 \cdot 10^{-6}) \frac{1}{\text{mm}}$$

curvatura

$$F_3 = 0.054 \text{ kN}$$

$$M_{n_3} = 104.767 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Figura 58: Ductilidad en viga 1B – 2B – Estructura sin asistencia tecnica.



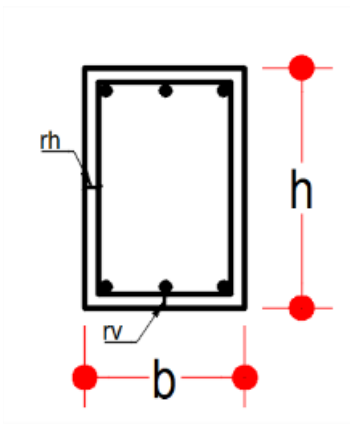
$$\mu := \frac{\varphi_3}{\varphi_2} = 5.691$$

Ductilidad



DETERMINACION DE DUCTILIDAD EJE 2C - 2B - ESTRUCTURA SIN ASISTENCIA TECNICA

1.0 Geometría de la viga



$h := 400 \text{ mm}$ Altura de la viga

$b := 300 \text{ mm}$ Base de la viga

$d_{\#5} := \frac{5}{8} \text{ in}$ Diámetro del acero longitudinal $d_{\#5} := \frac{1}{2} \cdot \text{in}$

$A_s := 3 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\#5}^2}{4} + (2) \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_{\#5}^2}{4} \right) = 847.152 \text{ mm}^2$ Refuerzo longitudinal al superior

$A_{sc} := 0 \text{ mm}^2$ Área de acero central

$A_s := 3 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\#5}^2}{4} + (2) \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_{\#5}^2}{4} \right) = 847.152 \text{ mm}^2$ Refuerzo longitudinal inferior

$r_v := 50 \text{ mm}$ Recubrimiento vertical

$r_h := 50 \text{ mm}$ Recubrimiento horizontal

2.0 Propiedades Mecánicas no confinadas del acero

$f'_c := 20.10 \text{ MPa}$ Resistencia no confinada del concreto

$\epsilon_m := 0.002 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$ Deformación unitaria en resistencia no confinada

$f_r := 3.1 \text{ MPa}$ Resistencia a la tensión ACI 318-19

$f_y := 420 \text{ MPa}$ Resistencia a la fluencia del acero

$E_s := 200000 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad del acero

$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 21199.973 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad del concreto

$\epsilon_{ccr} := \frac{f_r}{E_c} = 0.0001462 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$ Deformación de ruptura del concreto

$\epsilon_u := 0.004$ Deformación límite a flexión zona no confinada

$n_v := 3$ Número de capas de acero

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.002$

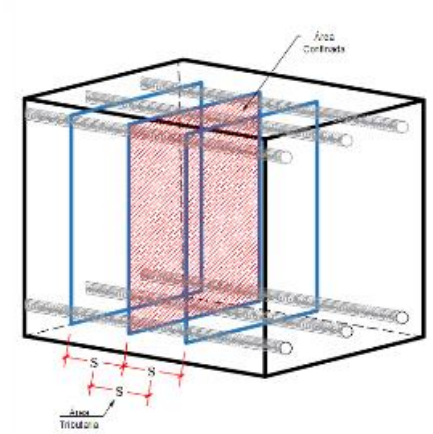
3.0 Propiedades Mecánicas Confinadas Modelo de SAKINO



$$d_{\#4} := \frac{3}{8} \text{ m} \quad \text{Diámetro del acero de refuerzo}$$

$$B_{ase} := b - 2 \cdot r_h - 2 \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot d_{\#4} = 190.475 \text{ mm} \quad \text{Base confinada de la viga}$$

$$A_{ltura} := h - 2 \cdot r_v - 2 \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot d_{\#4} = 290.475 \text{ mm} \quad \text{Altura confinada de la viga}$$



$$s := 5 \text{ cm} \quad \text{Espaciamiento de estribos}$$

$$V_{cc} := s \cdot B_{ase} \cdot A_{ltura} = 2766.411 \text{ m} \cdot \text{mm}^2 \quad \text{Volumen de confinamiento}$$

$$A_{ref} := \pi \cdot \frac{d_{\#4}^2}{4} = 71.256 \text{ mm}^2 \quad \text{Área de acero de refuerzo}$$

$$P_{er_c} := 2 \cdot B_{ase} + 2 \cdot A_{ltura} = 961.9 \text{ mm} \quad \text{Perímetro confinado}$$

$$\rho := \frac{A_{ref} \cdot P_{er_c}}{V_{cc}} = 0.025 \quad \text{Cuantía Volumétrica}$$

$$d := h - r_v - d_{\#4} - \frac{d_{\#5}}{2} = 332.538 \text{ mm}$$

Cálculo de la distancia promedio del espaciamiento centroidal entre las barras soportadas por esquinas o dobleces del refuerzo transversal

$$d_h := b - 2 \cdot r_h - 2 \cdot d_{\#4} - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot d_{\#5}\right) = 165.075 \text{ mm}$$

$$d_v := h - 2 \cdot r_v - 2 \cdot d_{\#4} - 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot d_{\#5}\right) = 265.075 \text{ mm}$$

$$C_s := \frac{d_h + d_v}{2} = 215.075 \text{ mm}$$

$$k := 11.5 \cdot \left(\frac{d_{\#4}}{C_s}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot \min(B_{ase}, A_{ltura})}\right) = 0.442$$

$$F_{cf} := f'_c + \rho \cdot k \cdot f_y = 24.704 \text{ MPa} \quad \text{Resistencia del concreto confinado}$$

$$K := \frac{F_{cf}}{f'_c} = 1.229$$

$$\varepsilon_{cf} := \text{if}(K \leq 1.5, (1 + 4.7 \cdot (K - 1)) \cdot \varepsilon_m, (3.35 + 20 \cdot (K - 1.5)) \cdot \varepsilon_m)$$

$$\varepsilon_{cf} = 0.00415 \quad \text{deformación unitaria confinada}$$

Cálculo del módulo de elasticidad confinado



$\gamma := 2.4$ Peso específico del concreto

$$E_i := 33500 \cdot \left(\frac{\gamma}{2.4}\right)^2 \cdot \left(\frac{F_{ct}}{60 \cdot MPa}\right)^3 \cdot MPa = 24922.085 \text{ MPa}$$

$$\eta_c := \frac{E_i}{E_i - \frac{F_{ct}}{\epsilon_{ct}}} = 1.313$$

$$\sigma_c(\epsilon_c) := F_{ct} \cdot \left(\frac{\eta_c \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{ct}}\right)}{\eta_c - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{ct}}\right)^{\eta_c}} \right) \text{ Esfuerzo confinado}$$

Cálculo del módulo de elasticidad no confinado

$\gamma := 2.4$ Peso específico del concreto

$$E_{ii} := 33500 \cdot \left(\frac{\gamma}{2.4}\right)^2 \cdot \left(\frac{f'_c}{60 \cdot MPa}\right)^3 \cdot MPa = 23266.251 \text{ MPa}$$

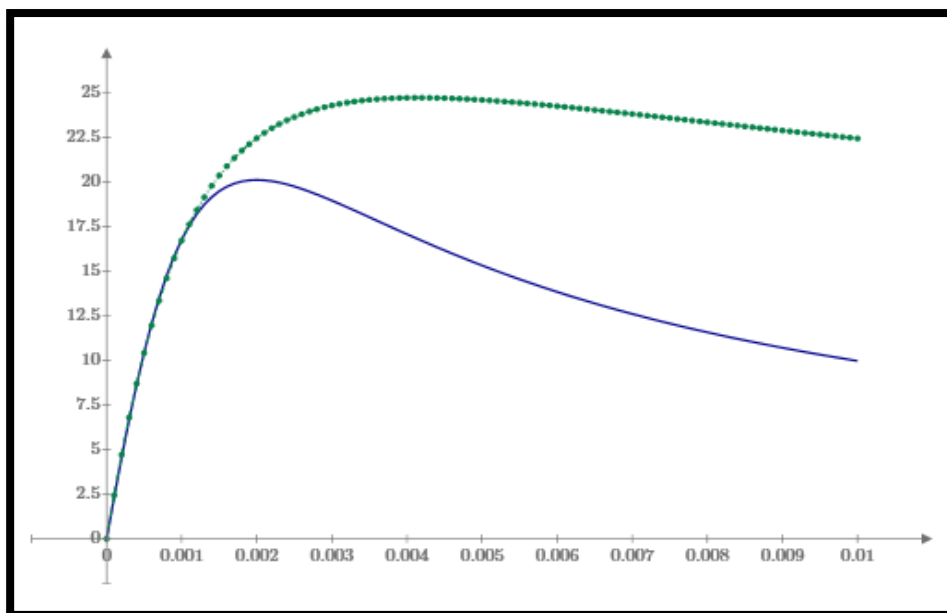
$$\eta := \frac{E_{ii}}{E_{ii} - \frac{f'_c}{\epsilon_m}} = 1.76$$

$$\sigma(\epsilon) := f'_c \cdot \left(\frac{\eta \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_m}\right)}{\eta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_m}\right)^\eta} \right)$$

$$\epsilon := 0,0.0001 \dots 0.01$$

$$\epsilon_c := 0,0.0001 \dots 0.01$$

$$\epsilon_{cu} := 0.004 + \frac{1.4 \cdot \rho \cdot f_y \cdot 0.1}{F_{ct}} = 0.062971 \text{ Deformación última}$$



$N_f := 30$ Número de fibras no confinadas

$N_{F_c} := 300$

Número de fibras confinadas

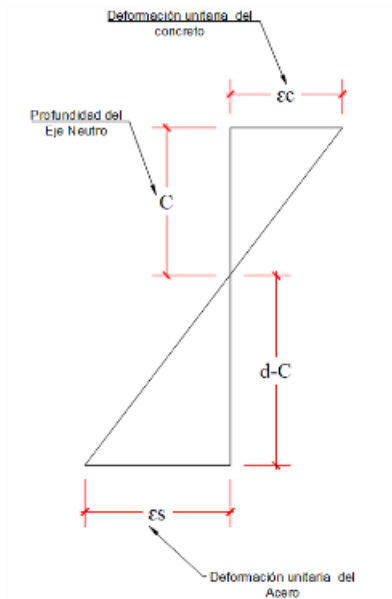
$N := 0 \text{ kN}$

Fuerza Axial Aplicada



Puntos del diagrama de momento curvatura

Punto 1:ruptura



$$C := 195.7 \text{ mm}$$

Iterar la profundidad del eje neutro

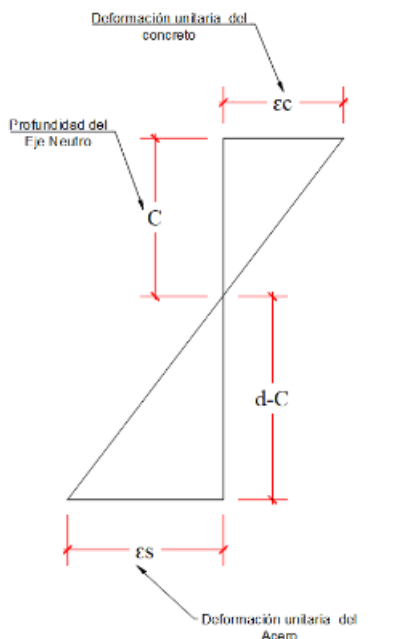
$$\varepsilon_{max} := \varepsilon_{CCR} = 0.000146 \quad \text{Deformación máxima del concreto}$$

$$Y_{EN} := \frac{h}{2} - C = 4.3 \text{ mm}$$

$$\varphi_1 := \frac{\varepsilon_{max}}{C} = (747.1977 \cdot 10^{-9}) \frac{1}{\text{mm}} \quad \text{curvatura}$$

$$F_1 = 0.04 \text{ kN} \quad M_{n_1} = 30.444 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Punto 2:fluencia



$$C := 105.65 \text{ mm}$$

Iterar la profundidad del eje neutro

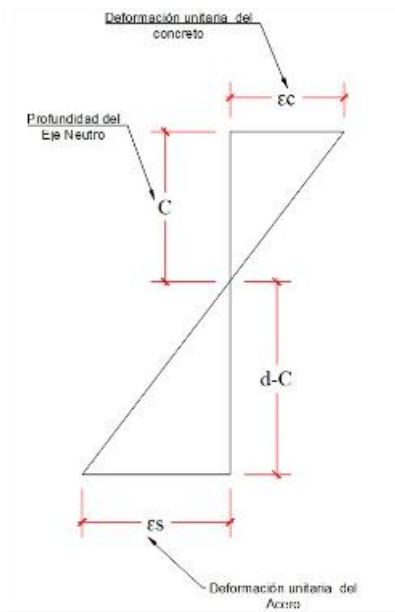
$$\varepsilon_{max} := \varepsilon_y \cdot \left(\frac{C}{d-C} \right) = 0.000978 \quad \text{Deformación máxima del concreto}$$

$$Y_{EN} := \frac{h}{2} - C = 94.35 \text{ mm}$$

$$\varphi_2 := \frac{\varepsilon_{max}}{C} = (9.2557 \cdot 10^{-6}) \frac{1}{\text{mm}} \quad \text{curvatura}$$

$$F_2 = 0.069 \text{ kN} \quad M_{n_2} = 103.802 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Punto 3:Agotamiento del concreto



$$C := 68.819 \text{ mm}$$

Iterar la profundidad del eje neutro

$$Y_{EN} := \frac{h}{2} - C = 131.181 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{max} := 0.004$$

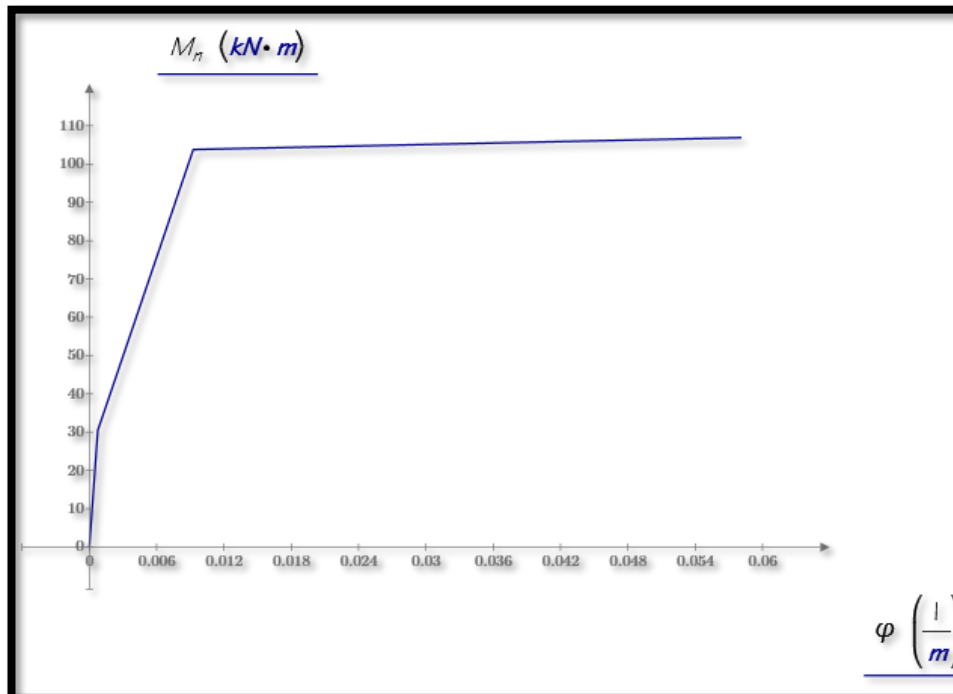
Deformación máxima del concreto

$$\varphi_3 := \frac{\epsilon_{max}}{C} = (58.1235 \cdot 10^{-6}) \frac{1}{\text{mm}} \quad \text{curvatura}$$

$$F_3 = 0.03 \text{ kN}$$

$$M_{n_3} = 106.921 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Figura 59: Ductilidad en viga 2C – 2B – Estructura sin asistencia tecnica.



$$\mu := \frac{\varphi_3}{\varphi_2} = 6.28$$

Ductilidad



Capítulo 4: Resultados de la investigación

4.1 Resultados respecto a los objetivos específicos.

4.1.1 Resultados en calidad de resistencia a compresión de 17 MPA establecido por la norma E060 de concreto armado.

4.1.1.1 Resultados en calidad de resistencia a compresión de 17 MPA establecido por la norma E060 de concreto armado en superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico.

La calidad de concreto en cuanto a su resistencia a compresión $f'c$. son resultados cuando se construye edificaciones de concreto armado sin dirección técnica adecuada, para demostrar que la asistencia técnica desde la proyección de viviendas de concreto armado es indispensable para obtener elementos estructurales que tengan calidad de concreto uniformes en todo elemento, a continuación se mostrara los gráficos de variación de resistencia a compresión $f'c$ en columnas de la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico.

Los resultados que se obtuvieron de discontinuidad del parámetro $f'c$ en los elementos estructurales tipo columna de la muestra 01 tienen rangos de variación notables con respecto a la calidad de concreto mínimo establecido por norma E060 de 17 MPA, equivalente a 173.35kg/cm^2 .

Figura 60: Variación en elementos estructurales tipo columna – primer piso, resultados de ensayos esclerometricos

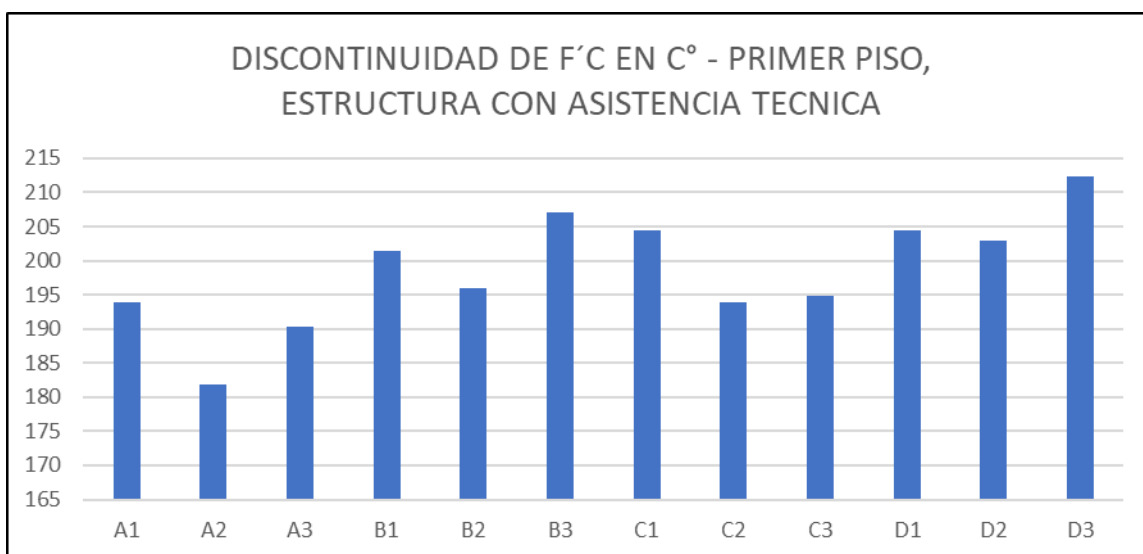




Figura 61: Variación en elementos estructurales tipo columna – segundo piso, resultados de ensayos esclerometricos

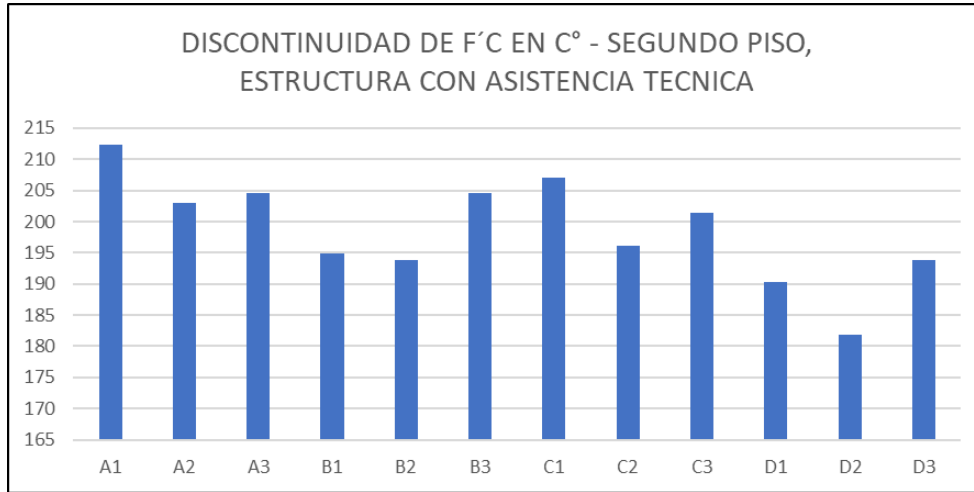


Figura 62: Variación en elementos estructurales tipo columna – tercer piso, resultados de ensayos esclerometricos

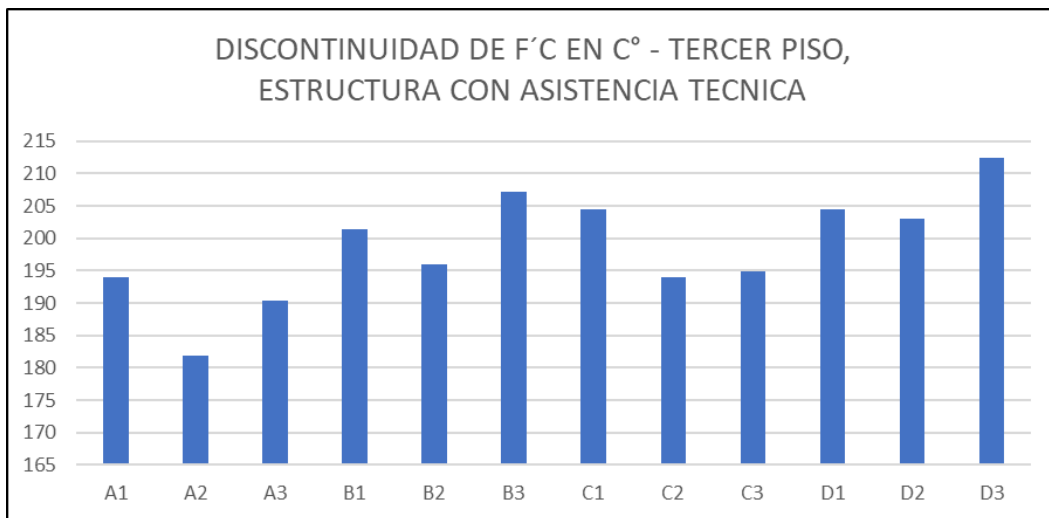




Figura 63: Variación en elementos estructurales tipo columna – cuarto piso, resultados de ensayos esclerometricos

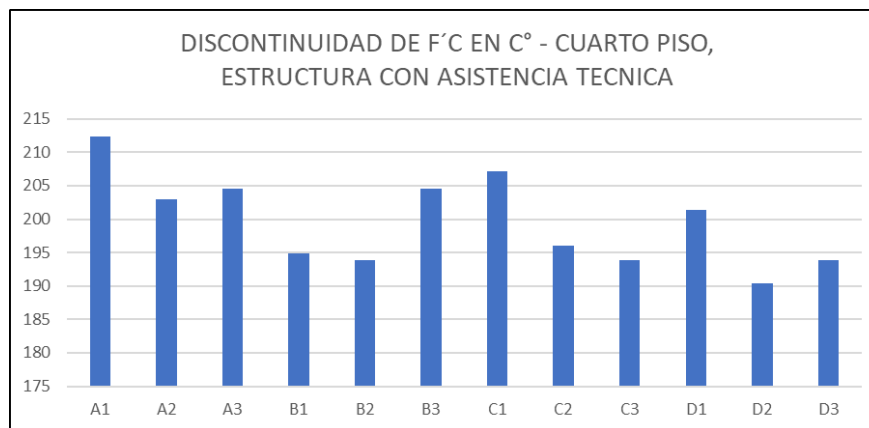
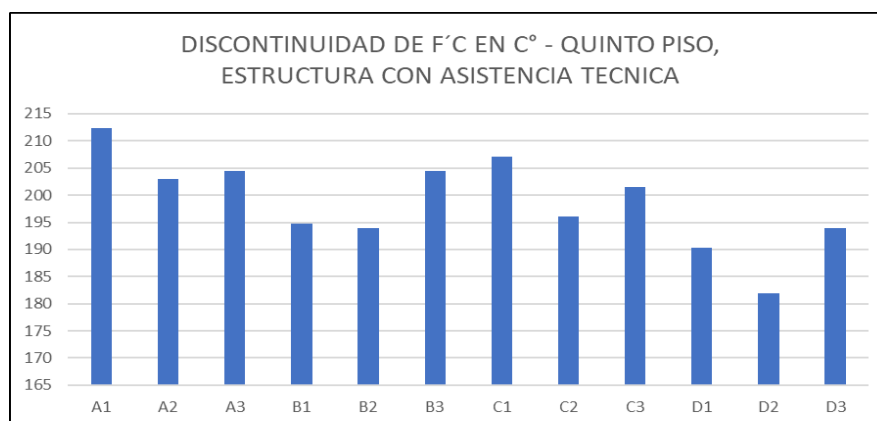


Figura 64: Variación en elementos estructurales tipo columna – quinto piso, resultados de ensayos esclerometricos



Los resultados que se obtuvieron de discontinuidad del parámetro f'_c en los elementos estructurales tipo viga de la muestra 01 tienen rangos de variación notables con respecto al grado de uniformidad del concreto endurecido.



Figura 65: Variación en elementos estructurales tipo viga – Primer piso, resultados de ensayos esclerometricos

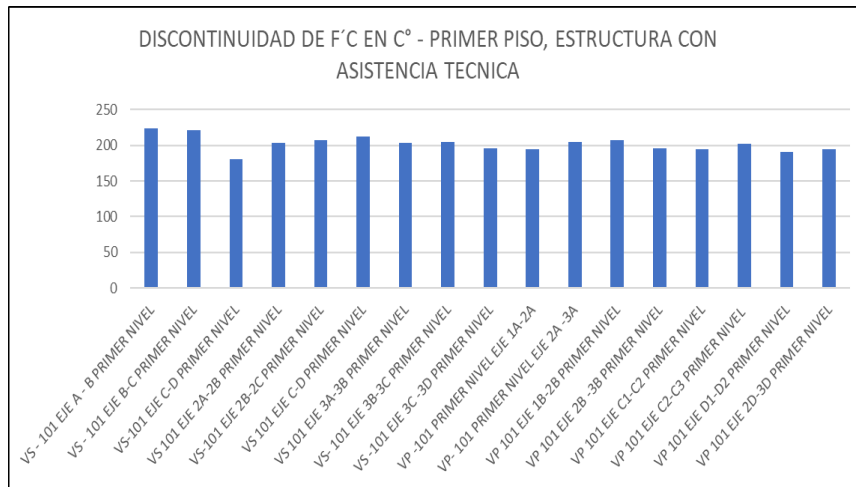


Figura 66: Variación en elementos estructurales tipo viga – Segundo piso, resultados de ensayos esclerometricos

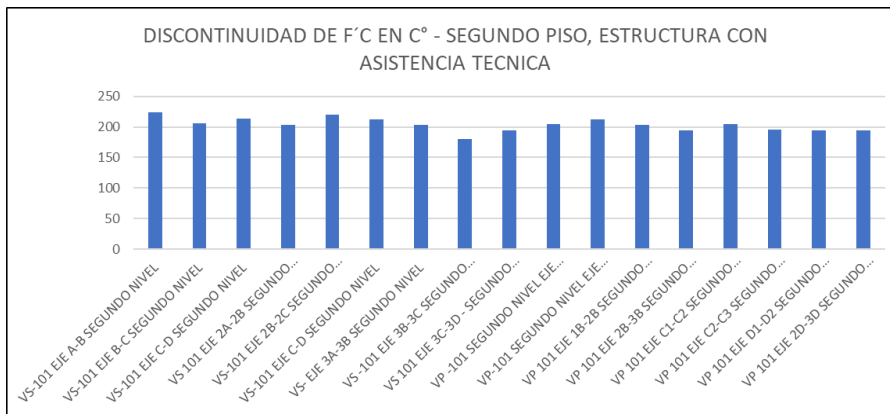


Figura 67: Variación en elementos estructurales tipo viga – tercer piso, resultados de ensayos esclerometricos

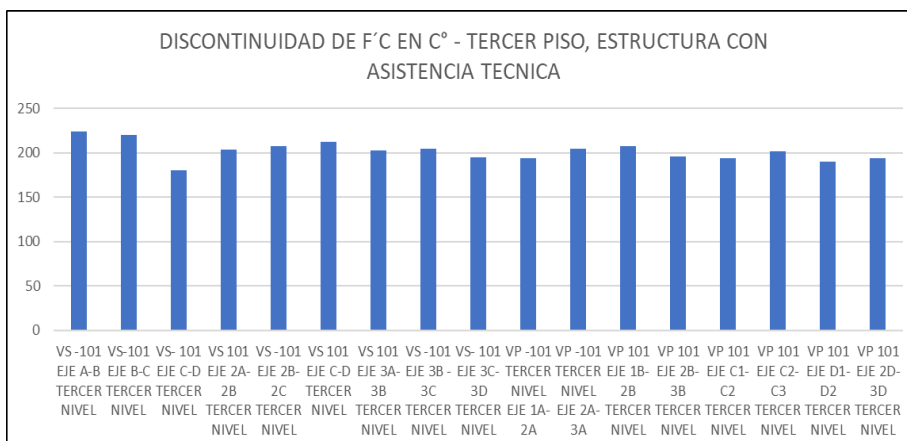
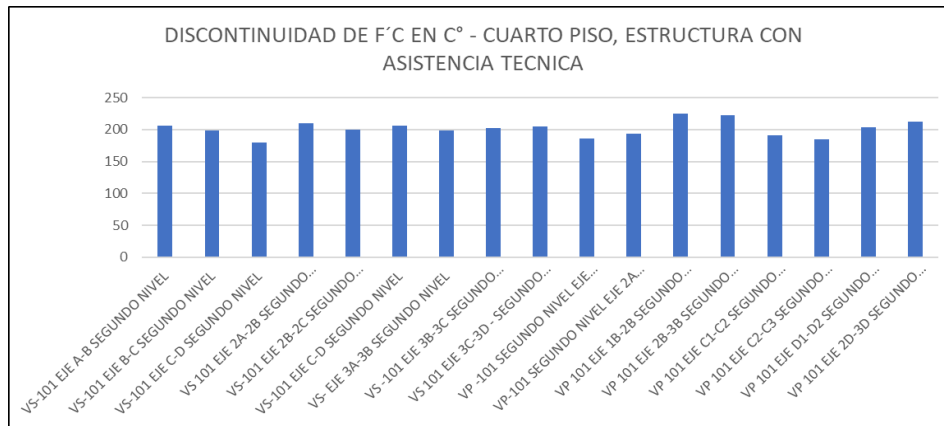
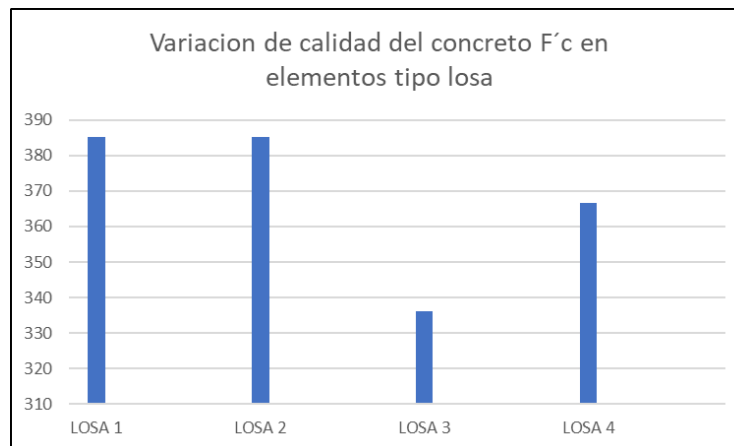


Figura 68: Variación en elementos estructurales tipo viga – cuarto piso, resultados de ensayos esclerometricos



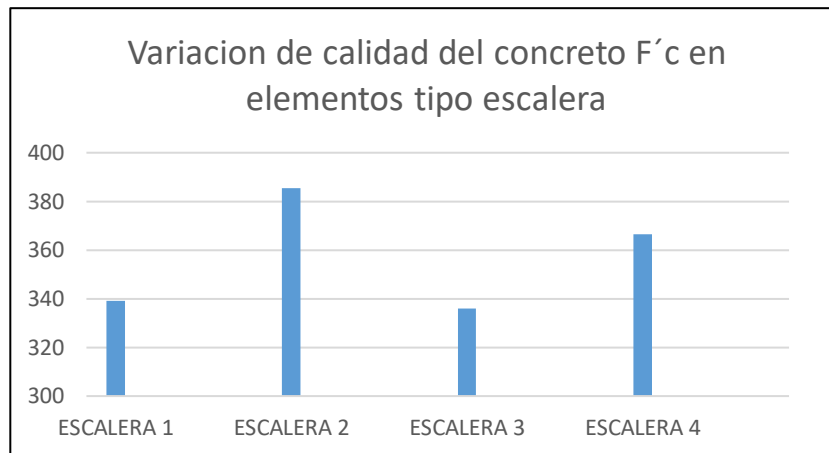
Los resultados que se obtuvieron de discontinuidad del parámetro $f'c$ en los elementos estructurales tipo losa de la muestra 01 tienen rangos de variación notables con respecto al grado de uniformidad del concreto endurecido.

Figura 69: Variación en elementos estructurales tipo losa – resultados de ensayos esclerometricos



Los resultados que se obtuvieron de discontinuidad del parámetro $f'c$ en los elementos estructurales tipo escalera de la muestra 01 tienen rangos de variación notables con respecto al grado de uniformidad del concreto endurecido.

Figura 70: Variación en elementos estructurales tipo escalera – resultados de ensayos esclerometricos



4.1.1.2 Resultados en calidad de resistencia a compresión de 17 MPA establecido por la norma E060 de concreto armado en superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

La calidad de concreto en cuanto a su resistencia a compresión $f'c$, son resultados cuando se construye edificaciones de concreto armado sin dirección técnica adecuada, para demostrar que la asistencia técnica desde la proyección de viviendas de concreto armado es indispensable para obtener elementos estructurales que tengan calidad de concreto uniformes en todo elemento, a continuación se mostrara los gráficos de variación de resistencia a compresión $f'c$ en columnas de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

Los resultados que se obtuvieron de discontinuidad del parámetro $f'c$ en los elementos estructurales tipo columna de la muestra 02 tienen rangos de variación notables con respecto a la calidad de concreto mínimo establecido por norma E060 de 17 MPA, equivalente a 173.35kg/cm².



Figura 71: Variación en elementos estructurales tipo columna – primer piso, resultados de ensayos esclerometricos

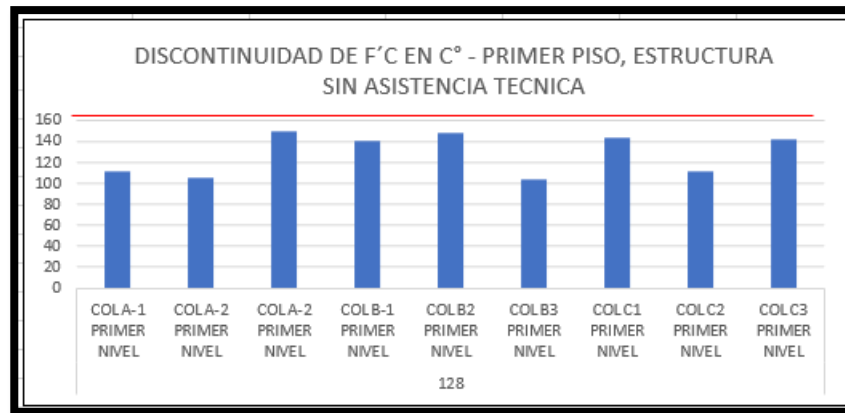


Figura 72: Variación en elementos estructurales tipo columna – Segundo piso, resultados de ensayos esclerometricos

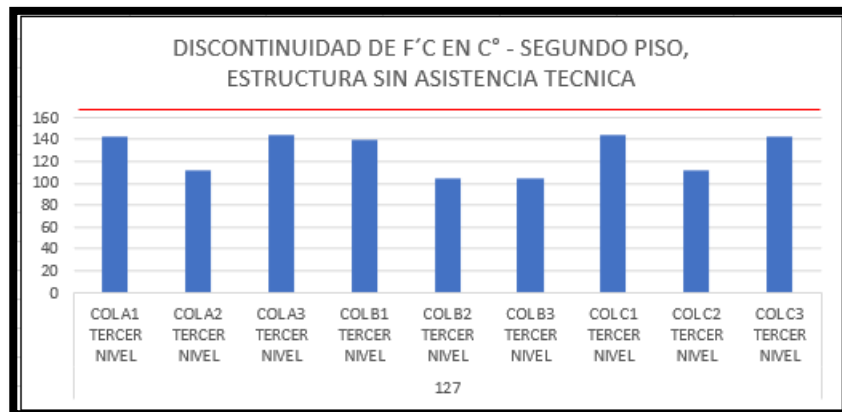


Figura 73: Variación en elementos estructurales tipo columna – Segundo piso, resultados de ensayos esclerometricos





Los resultados que se obtuvieron de discontinuidad del parámetro f_c en los elementos estructurales tipo viga de la muestra 02 tienen rangos de variación notables con respecto a la calidad de concreto mínimo establecido por norma E060 de 17 MPA, equivalente a 173.35kg/cm².

Figura 74: Variación en elementos estructurales tipo viga – primer piso, resultados de ensayos esclerometricos

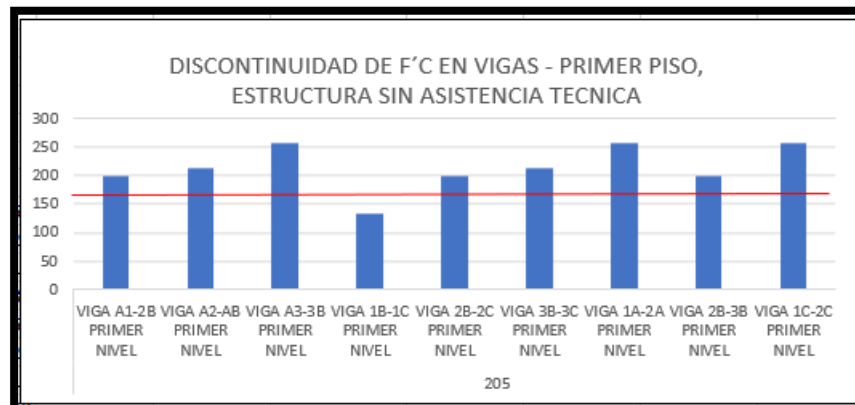
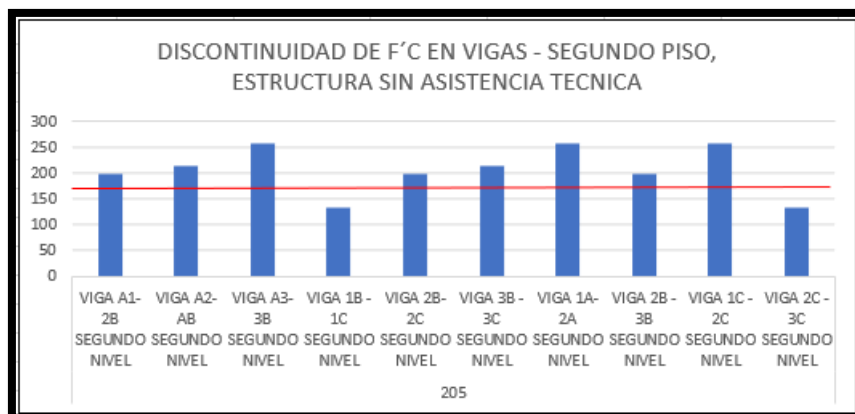


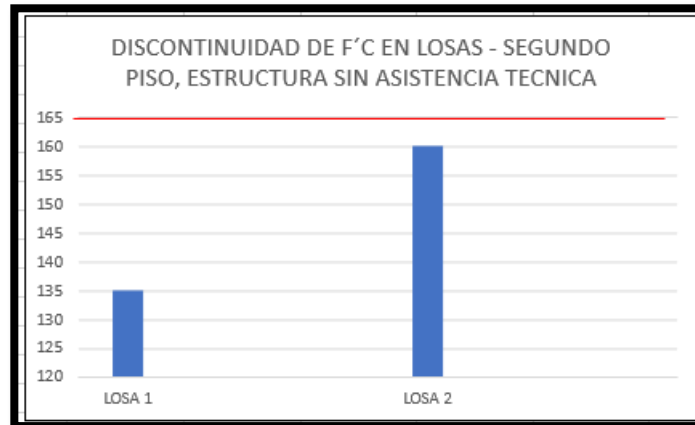
Figura 75: Variación en elementos estructurales tipo viga – Segundo piso, resultados de ensayos esclerometricos



Los resultados que se obtuvieron de discontinuidad del parámetro f_c en los elementos estructurales tipo losa de la muestra 02 tienen rangos de variación notables con respecto a la calidad de concreto mínimo establecido por norma E060 de 17 MPA, equivalente a 173.35kg/cm².

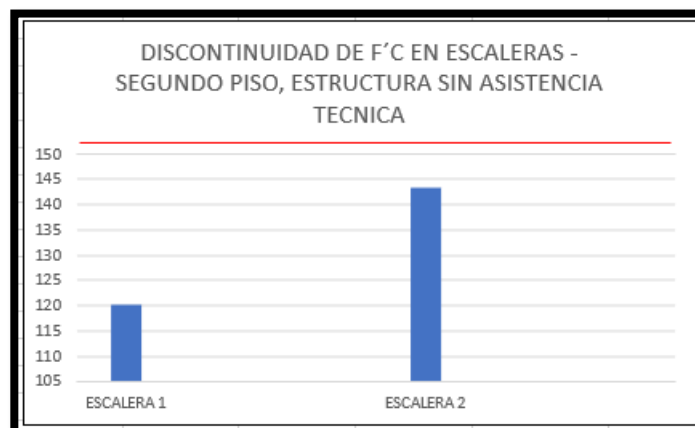


Figura 76: Variación en elementos estructurales tipo losa – resultados de ensayos esclerometricos



Los resultados que se obtuvieron de discontinuidad del parámetro $f'c$ en los elementos estructurales tipo escalera de la muestra 02 tienen rangos de variación notables con respecto a la calidad de concreto mínimo establecido por norma E060 de 17 MPA, equivalente a 173.35kg/cm^2 .

Figura 77: Variación en elementos estructurales tipo losa – resultados de ensayos esclerometricos





4.1.2 Resultados en variación de derivas de 0.007 establecido por la norma E030 en superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico, respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

4.1.2.1 Resultados en variación de derivas de 0.007 establecido por la norma E030 en superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico.

La verificación de derivas establecido por la norma E030, dado con un valor máximo de 0.007 fue analizado para los distintos niveles de la superestructura en ambos sentidos tanto en el eje X como eje Y, se puede apreciar en el ítem 3.7.2.3 el procedimiento para el calculo de dichas derivas de entrepiso en ambos sentidos que da como resultado el cuadro siguiente.

Figura 78: Resultado de variacion de derivas – Superestructura tipo portico con asistencia de personal tecnico.

VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS							
NIVEL	DERIVA (X)	DERIVA (Y)	DERIVA(X)*0.75*R	DERIVA(Y)*0.75*R	DERIVA MAXIMA	CHEQUEO DE DERIVA(X)	CHEQUEO DE DERIVA(Y)
PISO 05	0.000242	0.000429	0.0011	0.0019	0.0070	CUMPLE	CUMPLE
PISO 04	0.000487	0.001039	0.0022	0.0047	0.0070	CUMPLE	CUMPLE
PISO 03	0.00052	0.001157	0.0031	0.0052	0.0070	CUMPLE	CUMPLE
PISO 02	0.000517	0.001436	0.0023	0.0086	0.0070	CUMPLE	NO CUMPLE
PISO 01	0.00016		0.0007	0.0000	0.0070	CUMPLE	CUMPLE

Como se puede apreciar en el chequeo tanto en el eje X como en el eje Y, se cumplen todas las condiciones de la norma E030 a excepción en el chequeo del eje Y en el segundo nivel donde tenemos como resultado 0.0086 de deriva, esto excediendo el límite máximo de 0.007 establecido según norma por lo tanto se recomienda una mayor rigidez en ese sentido.

4.1.2.2 Resultados en variación de derivas de 0.007 establecido por la norma E030 en superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

La verificación de derivas establecido por la norma E030, dado con un valor máximo de 0.007 fue analizado para los distintos niveles de la superestructura en ambos sentidos tanto en el eje X como eje Y, se puede apreciar en el ítem 3.7.2.4 el procedimiento para el cálculo de dichas derivas de entrepiso en ambos sentidos que da como resultado el cuadro siguiente.



Figura 79: Resultado de variacion de derivas – Superestructura tipo portico sin asistencia de personal tecnico.

VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS							
NIVEL	DERIVA (X)	DERIVA (Y)	DERIVA(X)*0.85*R	DERIVA(Y)*0.85*R	DERIVA MAXIMA	CHEQUEO DE DERIVA(X)	CHEQUEO DE DERIVA(Y)
PISO 03	0.000304	0.000459	0.0021	0.0031	0.0070	CUMPLE	CUMPLE
PISO 02	0.000669	0.000737	0.0045	0.0050	0.0070	CUMPLE	CUMPLE
PISO 01	0.000827	0.00083	0.0056	0.0056	0.0070	CUMPLE	CUMPLE

Como se puede apreciar en el chequeo tanto en el eje X como en el eje Y, se cumplen todas las condiciones de la norma E030 teniendo como límite máximo de 0.007 establecido según norma por lo tanto se cumplen las verificaciones dadas.

4.1.3 Resultados en variación de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en relación demanda – capacidad en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico, respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

4.1.3.1. Resultados en variación de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en relación demanda – capacidad en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico.

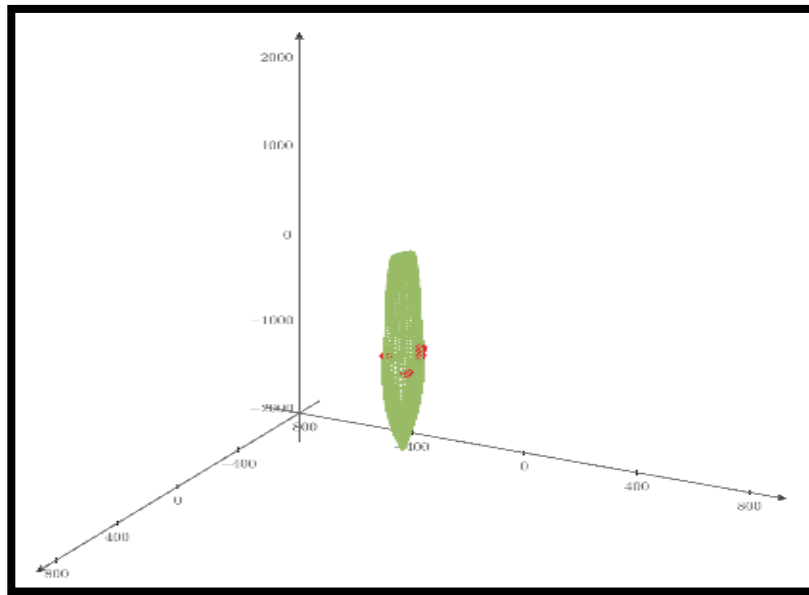
Los puntos de interacción de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna 1A – Estructura con asistencia técnica, se dieron de acuerdo a la combinación de cargas dada por la norma E060 que son 5 puntos

- 1) $1.4(\text{carga muerta}) + 1.7(\text{carga viva})$
- 2) $1.25(\text{carga muerta} + \text{carga viva}) + \text{sismo}$
- 3) $1.25(\text{carga muerta} + \text{carga viva}) + \text{sismo}$
- 4) $0.9 (\text{carga muerta} + \text{sismo})$
- 5) $0.9 (\text{carga muerta} - \text{sismo})$

El cual se tiene como grafica final la siguiente imagen, el proceso de hallar la carga axial máxima y resultados de momentos y procedimiento para la interacción final del diagrama biaxial en columnas se puede observar en el ítem 3.7.2.5 de la presente investigación.



Figura 80: Diagrama de interacción biaxial el columna 1A – Estructura con asistencia técnica



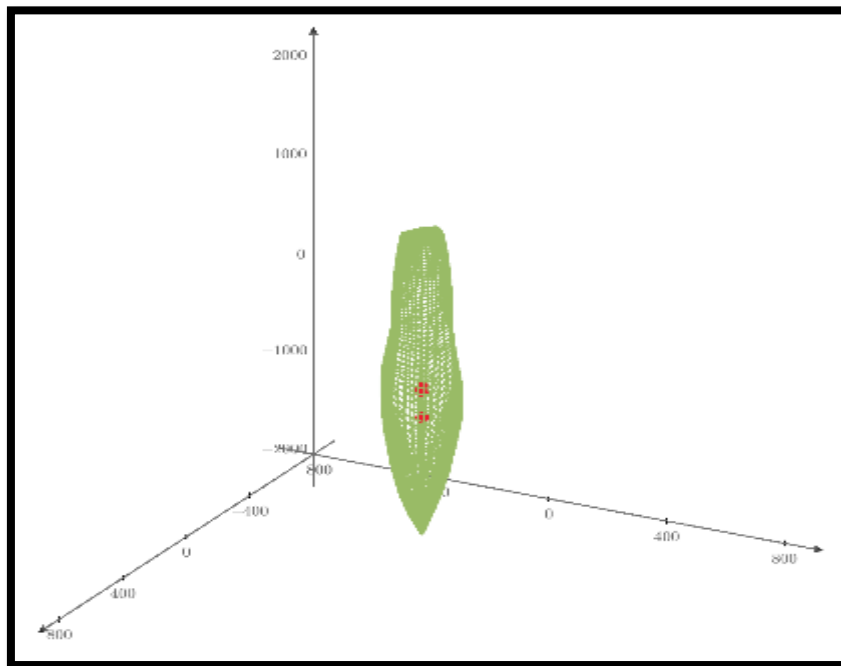
Los puntos de interacción de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna C2 – Estructura con asistencia técnica, se dieron de acuerdo a la combinación de cargas dada por la norma E060 que son 5 puntos

- 1) $1.4(\text{carga muerta}) + 1.7(\text{carga viva})$
- 2) $1.25(\text{carga muerta} + \text{carga viva}) + \text{sismo}$
- 3) $1.25(\text{carga muerta} + \text{carga viva}) + \text{sismo}$
- 4) $0.9 (\text{carga muerta} + \text{sismo})$
- 5) $0.9 (\text{carga muerta} - \text{sismo})$

El cual se tiene como grafica final la siguiente imagen, el proceso de hallar la carga axial máxima y resultados de momentos y procedimiento para la interacción final del diagrama biaxial en columnas se puede observar en el ítem 3.7.2.5 de la presente investigación.



Figura 81: Diagrama de interacción biaxial el columna C2 – Estructura con asistencia técnica



Se puede observar la interacción de los dos gráficos en verificación donde se tiene la columna 1A con una interacción casi al límite de la envolvente del gráfico de fuerzas y momentos de dicho elemento, esto debido a una sección menor al elemento de la comuna C2 donde los puntos de interacción se observan que si están dentro de la envolvente dando así un resultado óptimo de verificación en este análisis específico.

4.1.3.2. Resultados en variación de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en relación demanda – capacidad en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

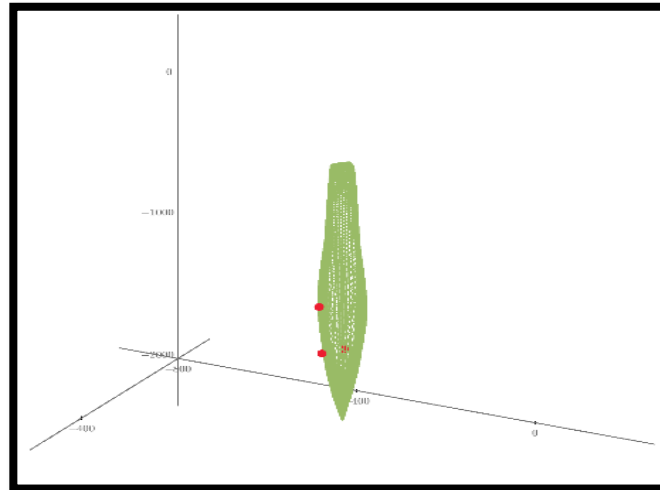
Los puntos de interacción de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna B1 – Estructura con asistencia técnica, se dieron de acuerdo con la combinación de cargas dada por la norma E060 que son 5 puntos

- 1) $1.4(\text{carga muerta}) + 1.7(\text{carga viva})$
- 2) $1.25(\text{carga muerta} + \text{carga viva}) + \text{sismo}$
- 3) $1.25(\text{carga muerta} + \text{carga viva}) + \text{sismo}$
- 4) $0.9 (\text{carga muerta} + \text{sismo})$
- 5) $0.9 (\text{carga muerta} - \text{sismo})$



El cual se tiene como grafica final la siguiente imagen, el proceso de hallar la carga axial máxima y resultados de momentos y procedimiento para la interacción final del diagrama biaxial en columnas se puede observar en el ítem 3.7.2.5 de la presente investigación.

Figura 82: Diagrama de interaccion biaxial el columna B1 – Estructura sin asistencia tecnica



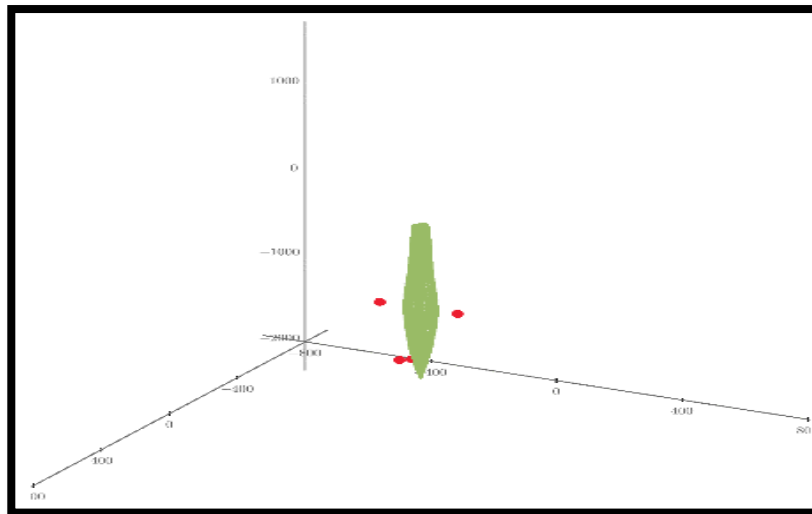
Los puntos de interacción de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna B2 – Estructura con asistencia técnica, se dieron de acuerdo con la combinación de cargas dada por la norma E060 que son 5 puntos

- 1) $1.4(\text{carga muerta}) + 1.7(\text{carga viva})$
- 2) $1.25(\text{carga muerta} + \text{carga viva}) + \text{sismo}$
- 3) $1.25(\text{carga muerta} + \text{carga viva}) + \text{sismo}$
- 4) $0.9 (\text{carga muerta} + \text{sismo})$
- 5) $0.9 (\text{carga muerta} - \text{sismo})$

El cual se tiene como grafica final la siguiente imagen, el proceso de hallar la carga axial máxima y resultados de momentos y procedimiento para la interacción final del diagrama biaxial en columnas se puede observar en el ítem 3.7.2.5 de la presente investigación.



Figura 83: Diagrama de interacción biaxial el columna B2 – Estructura sin asistencia tecnica



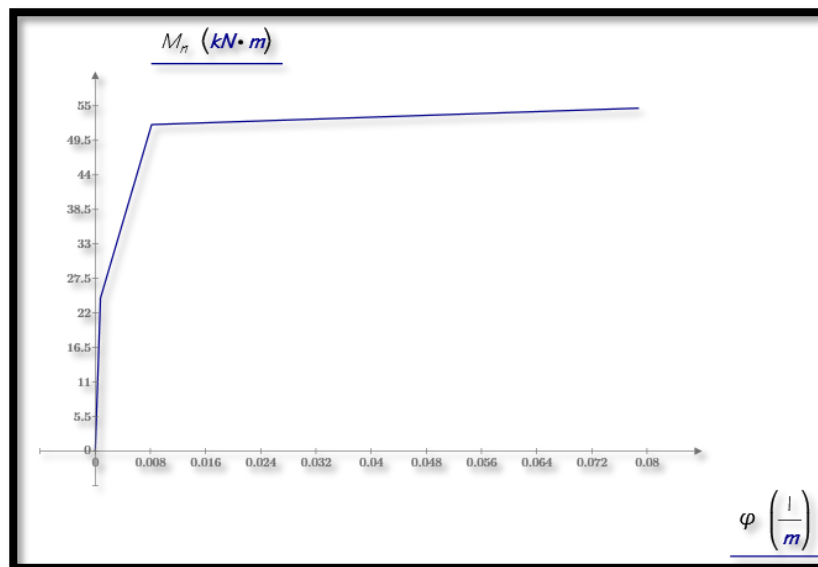
Se puede observar la interacción de los dos gráficos en verificación donde se tiene la columna B1 Y B2 con una interacción fuera del límite de la envolvente del gráfico de fuerzas y momentos de dichos elementos, esto debido a resultados de su variación misma en la resistencia a compresión $F'c$ y sección propia de las columnas en análisis, ya que en este caso encontramos el efecto viga fuerte, columna débil debida a una menor cuantía de aceros en columnas y sección pobre de columna.

4.1.4 Resultados en verificación del coeficiente de reducción ($R=8$ ductilidad) establecido por la norma E030 en elementos tipo viga de superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico asistido, respecto de superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico asistido.

4.1.4.1 Resultados en verificación del coeficiente de reducción ($R=8$ ductilidad) establecido por la E030 en elementos tipo viga de superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico asistido.

De acuerdo a la hoja de cálculo en el ítem 3.7.2.7 de la presente investigación se llega a verificar con los datos obtenidos en elementos tipo viga doblemente reforzada en el eje BC – 2 de la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico obtenemos un gráfico final donde encontramos 3 puntos de variación de pendiente en relación a momento - deformación, como primer punto tenemos al punto de ruptura, como segundo punto tenemos punto de fluencia y como tercer punto tenemos el punto de agotamiento del concreto como se aprecia en la siguiente imagen.

Figura 84: Pendientes en relacion a momento – deformacion para viga BC- 2, en superestructura con asistencia tecnica

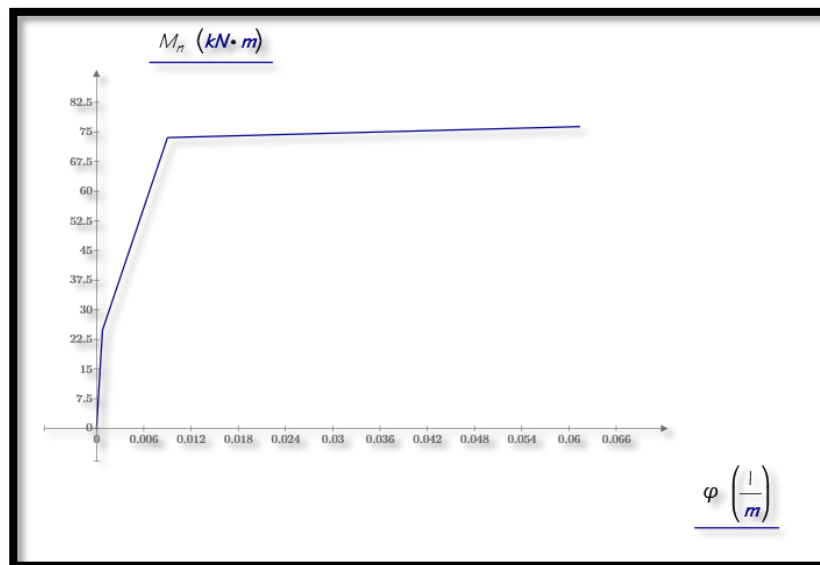


$$\mu = \frac{\varphi_3}{\varphi_2} = 9.651 \quad \text{Ductilidad}$$

Como se puede apreciar la ductilidad de acuerdo a la ecuación de ductilidad que es la razón de curvatura en el punto 3 respecto de curvatura en el punto 2 nos da como resultado 9.651 esto hace indicar que tenemos buena ductilidad de acuerdo a la norma E030 que nos da como límite menor de 8 para ductilidad en elementos estructurales de concreto armado.

De acuerdo a la hoja de cálculo en el ítem 3.7.2.7 de la presente investigación se llega a verificar con los datos obtenidos en elementos tipo viga doblemente reforzada en el eje 12 – C de la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico obtenemos un gráfico final donde encontramos 3 puntos de variación de pendiente en relación a momento - deformación, como primer punto tenemos al punto de ruptura, como segundo punto tenemos punto de fluencia y como tercer punto tenemos el punto de agotamiento del concreto como se aprecia en la siguiente imagen.

Figura 85: Pendientes en relacion a momento – deformacion para viga 12- C, en superestructura con asistencia tecnica



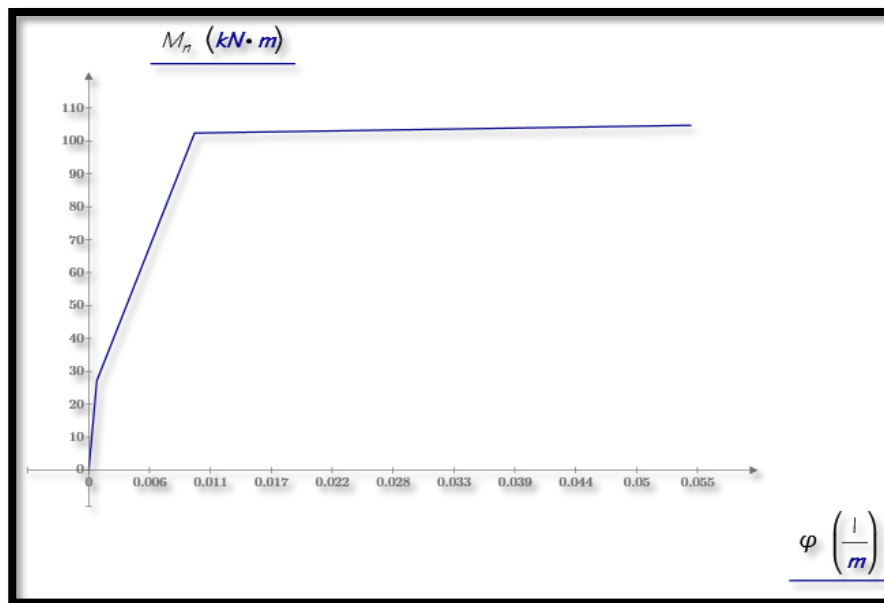
$$\mu := \frac{\varphi_3}{\varphi_2} = 6.812 \quad \text{Ductilidad}$$

Como se puede apreciar la ductilidad de acuerdo a la ecuación de ductilidad que es la razón de curvatura en el punto 3 respecto de curvatura en el punto 2 nos da como resultado 6.812 esto hace indicar que tenemos baja ductilidad de acuerdo a la norma E030 que nos da como límite menor de 8 para ductilidad en elementos estructurales de concreto armado.

4.1.4.2 Resultados en verificación del coeficiente de reducción (R=8 ductilidad) establecido por la E030 en elementos tipo viga de superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico asistido.

De acuerdo a la hoja de cálculo en el ítem 3.7.2.8 de la presente investigación se llega a verificar con los datos obtenidos en elementos tipo viga doblemente reforzada en el eje 1B – 2B de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico obtenemos un gráfico final donde encontramos 3 puntos de variación de pendiente en relación a momento - deformación, como primer punto tenemos al punto de ruptura, como segundo punto tenemos punto de fluencia y como tercer punto tenemos el punto de agotamiento del concreto como se aprecia en la siguiente imagen.

Figura 86: Pendientes en relacion a momento – deformacion para viga 1B – 2B, en superestructura sin asistencia tecnica



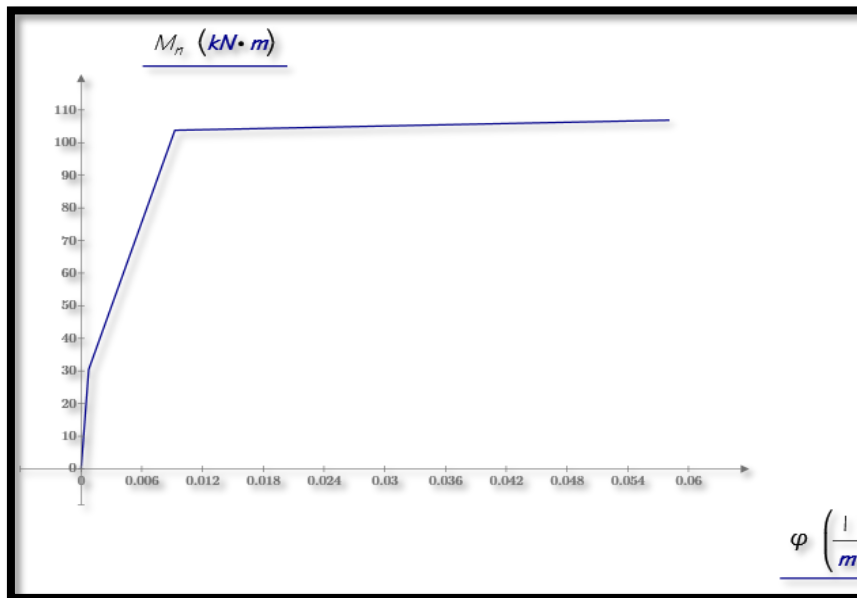
$$\mu := \frac{\varphi_3}{\varphi_2} = 5.691 \quad \text{Ductilidad}$$

Como se puede apreciar la ductilidad de acuerdo con la ecuación de ductilidad que es la razón de curvatura en el punto 3 respecto de curvatura en el punto 2 nos da como resultado 5.691 esto hace indicar que tenemos mala ductilidad de acuerdo a la norma E030 que nos da como límite menor de 8 para ductilidad en elementos estructurales de concreto armado.

De acuerdo a la hoja de cálculo en el ítem 3.7.2.8 de la presente investigación se llega a verificar con los datos obtenidos en elementos tipo viga doblemente reforzada en el eje 2C – 2B de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico obtenemos un gráfico final donde encontramos 3 puntos de variación de pendiente en relación a momento - deformación, como primer punto tenemos al punto de ruptura, como segundo punto tenemos punto de fluencia y como tercer punto tenemos el punto de agotamiento del concreto como se aprecia en la siguiente imagen.



Figura 87: Pendientes en relacion a momento – deformacion para viga 2C – 2B, en superestructura sin asistencia tecnica



$$\mu := \frac{\varphi_3}{\varphi_2} = 6.28$$

Ductilidad

Como se puede apreciar la ductilidad de acuerdo con la ecuación de ductilidad que es la razón de curvatura en el punto 3 respecto de curvatura en el punto 2 nos da como resultado 6.28 esto hace indicar que tenemos mala ductilidad de acuerdo con la norma E030 que nos da como límite menor de 8 para ductilidad en elementos estructurales de concreto armado.

4.2 Resultados respecto al objetivo general

4.2.1 Resultados respecto al objetivo general – Respuesta estructural en función a los parámetros de la calidad en valor de resistencia a compresión $F'c$, derivadas establecido por la norma E030, compresión biaxial en elementos tipo columna, ductilidad en vigas en las dos superestructuras tipo pórtico con asistencia de personal técnico y sin asistencia de personal técnico.

La respuesta estructural en calidad del concreto según la norma E060 es como mínimo el valor de 17 MPA para considerarse concreto estructural esto equivale a 173 kg/cm², el resultado en la superestructura con asistencia de personal técnico dio resultados por encima de este valor con picos de valores por debajo de este valor pero en general se considera concreto estructural ya que se encontraron resultados por encima de 17 MPA se puede observar a mayor detalle



en el ítem 3.7.2.1 de la presente investigación. La respuesta estructural en calidad del concreto en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico se verificaron valores por debajo del valor de 17 MPA como indica la norma como mínimo para ser considerado concreto estructural con picos por encima de los 17 MPA en tanto se considera que esta superestructura no se considera concreto estructural en gran parte de su composición homogénea de concreto.

La respuesta estructural en cuanto a la verificación de derivas dado por la norma E030 que nos da un límite de entrepiso de 0.007 y una ecuación final de $(\text{deriva}(X) \times 0.75 \times R)$ y $(\text{deriva}(Y) \times 0.75 \times R)$ para su verificación final se puede ver más a detalle de su resolución en el ítem 3.7.2.3 de la presente investigación. La superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico no cumple en cuanto a la deriva en el eje Y del piso 02, después todo se encuentra dentro de los límites dados por debajo de 0.007 de acuerdo a la norma E030. La respuesta estructural en derivas en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico se verificó de forma regular y se obtuvieron valores por debajo del límite de 0.007 por tanto se considera óptimo en cuanto a esta verificación.

La respuesta estructural en cuanto a la verificación de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna de la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico se verificó en dos tipos de elemento tipo columna una central y otra esquina para su interacción final dando resultados al borde y óptimos con sus puntos de interacción, se puede ver más a detalle la resolución en el ítem 3.7.2.5 de la presente investigación. La respuesta estructural en cuanto a la verificación de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico se verificó en dos tipos de elemento tipo columna una central y otra esquina para su interacción final dando resultados al borde y fuera con sus puntos de interacción verificándose resultados negativos se puede observar de mejor manera en el desarrollo del ítem 3.7.2.6

La respuesta estructural en cuanto a ductilidad en vigas de la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico en el elemento EJE BC – 2 se verificó ductilidad de 9.651 mayor a ductilidad de 8 como mínimo establecido por norma esta verificación se considera exitosa, respecto de la verificación en la viga eje 1-2-c donde se encontró ductilidad de 6.812, resultando un valor por debajo de lo permitido según la norma E030 con valor mínimo de ductilidad de 8. La respuesta estructural en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico en cuanto a la verificación de ductilidad en elementos tipo viga del eje 1B – 2B se verificó una ductilidad de 5.691 dando esto un resultado por debajo de 8 establecido por norma, en el elemento tipo viga de la



superestructura de concreto armado tipo portico sin asistencia de personal tecnico en el eje 2C – 2B obtenemos una ductilida de 6.28, verificándose un resultado por debajo de 8 establecido por norma. Se puede apreciar el desarrollo de las hojas de calculo en el item 3.7.2.8

Capítulo 5: Discusión

5.1 Descripción de los hallazgos más relevantes y significativos.

5.1.1 Discusión respecto a la verificación de calidad del concreto en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

La respuesta estructural en calidad del concreto según la norma E060 es como mínimo el valor de 17 MPA para considerarse concreto estructural esto equivale a 173 kg/cm², el resultado en la superestructura con asistencia de personal técnico dio resultados por encima de este valor con picos de valores por debajo de este valor pero en general se considera concreto estructural ya que se encontraron resultados por encima de 17 MPA se puede observar a mayor detalle en el ítem 3.7.2.1 de la presente investigación. La respuesta estructural en calidad del concreto en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico se verificaron valores por debajo del valor de 17 MPA como indica la norma como mínimo para ser considerado concreto estructural con picos por encimar de los 17 MPA en tanto se considera que esta superestructura no se considera concreto estructural en gran parte parte de su composición homogénea de concreto.

5.1.2 Discusión respecto a la verificación de derivas en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

La respuesta estructural en cuanto a la verificación de derivas dado por la norma E030 que nos da un limite de entrepiso de 0.007 y una ecuación final de $(\text{deriva}(X) \times 0.75 \times R)$ y $(\text{deriva}(Y) \times 0.75 \times R)$ para su verificación final se puede ver mas a detalle de su resolución en el ítem 3.7.2.3 de la presente investigación. La superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico no cumple en cuanto a la deriva en el eje Y del piso 02, después todo se encuentra dentro los limites dados por debajo de 0.007 de acuerdo a la norma E030. La respuesta estructural en derivas en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico se verifico de forma regular y se obtuvieron valores por debajo del límite de 0.007 por tanto se considera optimo en cuanto a esta verificación.



5.1.3 Discusión respecto a la verificación de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

La respuesta estructural en cuanto a la verificación de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna de la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico se verifico en dos tipos de elemento tipo columna una central y otra esquina para su interacción final dando resultados al borde y óptimos con sus puntos de interacción, se puede ver mas a detalle la resolución en el ítem 3.7.2.5 de la presente investigación. La respuesta estructural en cuanto a la verificación de flexo compresión biaxial en elementos tipo columna de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico se verifico en dos tipos de elemento tipo columna una central y otra esquina para su interacción final dando resultados al borde y fuera con sus puntos de interacción verificándose resultados negativos se puede observar de mejor manera en el desarrollo del ítem 3.7.2.6

5.1.4 Discusión respecto a la verificación de ductilidad en vigas en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico respecto de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico.

La respuesta estructural en cuanto a ductilidad en vigas de la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico en el elemento EJE BC – 2 se verifico ductilidad de 9.651 mayor a ductilidad de 8 como mínimo establecido por norma esta verificación se considera exitosa, respecto de la verificación en la viga eje 1-2-c donde se encontró ductilidad de 6.812, resultando un valor por debajo de lo permitido según la norma E030 con valor mínimo de ductilidad de 8. La respuesta estructural en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico en cuanto a la verificación de ductilidad en elementos tipo viga del eje 1B – 2B se verifico una ductilidad de 5.691 dando esto un resultado por debajo de 8 establecido por norma, en el elemento tipo viga de la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico en el eje 2C – 2B obtenemos una ductilidad de 6.28, verificándose un resultado por debajo de 8 establecido por norma. Se puede apreciar el desarrollo de las hojas de cálculo en el ítem 3.7.2.8

5.2. Limitaciones del estudio.

5.2.1 Viabilidad de las fuentes.

La presente tesis tuvo la correcta selección de teoría debida para la realización de esta tesis se tomaron conceptos de trabajos de calidad del concreto, inspección del concreto, ensayos no



destruivos de esclerometría, datos estadísticos, conceptos teóricos de ensayos a compresión con incidencia en el F_c del concreto, hojas de cálculo para flexo compresión biaxial en columnas, hojas de cálculo para ductilidad en vigas, todos estos conceptos están debidamente especificados en la bibliografía de la presente tesis.

5.2.2 Tiempo.

La presente tesis está estimada en un cronograma de 10 meses desde la presentación del proyecto, recolección de datos ya que se analizó estructuras ya construidas y habitadas por lo tanto se tuvo que hacer trabajos de picado hasta llegar a la estructura de los elementos tipo viga – columna, sacando el recubrimiento de las mismas y después la correcta elaboración de la tesis.

5.2.3 Recursos económicos

La presente tesis tuvo un costo económico de:

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO S/.	PRECIO PARCIAL S/.	TOTAL S/.
1.0 BIENES					7127
LAP TOP	und	1	3000	3000	3000
IMPRESORA	und	1	400	400	400
PAPEL BOND	millar	2	25	50	50
CUADERNO	und	1	5	5	5
ESCLEROMETRO	und	1	3000	3000	3000
CEMENTO	bls	14	23	322	322
PINTURA	gln	14	25	350	350
2.0 SERVICIOS					4790
RESANADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES VIGA - COLUMNA	pto	798	5	3990	3990
INTERNET	mes	8	100	800	800
3.0 PERSONAL DE TRABAJO					7480
INVESTIGADOR	hh	1040	7	7280	7280
AYUDANTES	hh	20	5	100	100
ALBAÑIL	hh	20	5	100	100
TOTAL DE PRESUPUESTO					19397

5.2.4 Recursos Humanos

3.0 PERSONAL DE TRABAJO		
INVESTIGADOR	hh	1040
AYUDANTES	hh	360
ALBAÑIL	hh	72



5.3. Comparación crítica con la literatura existente.

De la tesis intitulada: Evaluación de la variación de capacidad resistente en elementos aporticados de concreto armado producto de la discontinuidad del parámetro de resistencia a compresión f_c determinada a partir de ensayos esclerométricos” se formularon las siguientes conclusiones:

La evaluación de dos estructuras de dos niveles donde se halla la compresión axial máxima en columnas, flexión en vigas y cortante y torsión en vigas, estos estudios analizados sirvieron para conocer las capacidades internas de elementos en las estructuras en mención donde se hallaron de acuerdo a cálculos matemáticos, notándose diferencias en capacidades resistentes de las dos estructuras en mención.

En la presente investigación hacemos la comparación en cuanto a la respuesta estructural de resultados en calidad del concreto, flexo compresión biaxial en columna, derivas en las dos superestructuras una con asistencia técnica asistida y otra sin asistencia técnica asistida y ductilidad en vigas con referencia a la norma E060 Y E030, propiamente dicha. No obteniendo resultados de acuerdo a las hipótesis de la presente investigación ya que la superestructura sin asistencia de personal técnico obtuvo buenos resultados en derivas.

De la tesis intitulada “Análisis de fuerzas internas después de una fisuración en elementos tipo viga” se formularon las siguientes conclusiones:

La evaluación en elementos tipo viga con fisuración tienen perder consistencia en cuanto flexión y ductilidad respecto de un elemento tipo viga sin fisuración, esto debido a la degradación del material de concreto mismo y la oxidación del acero que pierden su capacidad resistente en cuanto a propiedades del material y no actúa como elemento estructural.

En la presente investigación se hace verificación de ductilidad en vigas en elementos sin fisuración notoria y comportándose como bloque de confinamiento en la superestructura obteniendo resultados óptimos como malos, pero sin degradación de materiales.

5.4. Implicancias del estudio.

La realización de esta tesis tiene como resultado el déficit que tienen las estructuras sin inspección ni desarrollo y la respuesta estructural de sus componentes de una superestructura de concreto armado tipo pórtico, también se vio en la superestructura asistida que también falla pero en menor incidencia esto debido a un comportamiento del concreto y mejor diseño de proyecto respecto de la superestructura sin asistencia de personal técnico por otra parte se encontraron resultados debido al efecto viga fuerte columna débil en la superestructura sin asistencia técnica que perjudica en su verificación de ductilidad ya que se encuentra con una



cuantía considerable de acero en vigas pero no pasa la cuantía de ductilidad, caso contrario a la verificación de derivas que si se encontró dentro de los límites de acuerdo a norma.

CONCLUSIONES

CONCLUSIÓN GENERAL 01

La respuesta estructural en la superestructura con asistencia de personal técnico asistido tuvo deficiencias en su resultado de análisis final, esto debido a que en el proceso constructivo no solo se cuida de tener un concreto estructural sino que también a que tener cuidado en el proceso y elaboración de proyecto por los profesionales correspondientes se encontraron deficiencias en la elaboración del material homogéneo de calidad del concreto, se encontraron deficiencias en la verificación de derivas de entrepiso en una dirección y en solo entrepiso, se verifico los puntos de interacción biaxial al límite y se encontraron valores fuera del rango de ductilidad, sin embargo se encontraron resultados al límite. La respuesta estructural en la superestructura sin asistencia de personal técnico asistido también tuvo deficiencias en todos los objetivos de la presente investigación, sin embargo, en la verificación de derivas se encontró dentro de los límites permitidos.

CONCLUSION ESPECIFICA 01

La calidad del concreto establecido de acuerdo a norma E060 para ser considerado concreto estructural tiene que tener una resistencia a compresión mayor a 17MPA, en verificación en la presente investigación la superestructura de concreto armado con asistencia de personal técnico asistido tuvo resultados óptimos y puntos al límite de esta condición dada por la norma. La calidad del concreto en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico asistido no tuvo resultados óptimos en cuanto a la condición de calidad dada por la norma E060, se encontraron resultados muy inferiores a esta condición y con picos por encima.

CONCLUSIÓN ESPECIFICA 02

La respuesta estructural en cuanto a la verificación de derivas en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico se verifico deficiencias en cuanto a la dirección Y en el segundo nivel, esto hace indicar que falta un poco mas de rigidez en ese sentido en dicha edificación. La respuesta estructural en cuanto a la verificación de derivas en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico se verifico que cumple con las condiciones de deriva dado por la norma E060.



CONCLUSIÓN ESPECIFICA 03

La respuesta estructural a flexo compresión biaxial en columnas en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico se obtuvo puntos de interacción dentro del límite o al borde de interacción de fuerzas axiales y momentos. La respuesta estructural a flexo compresión biaxial en columnas en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico se obtuvo puntos de interacción al borde o fuera de interacción de fuerzas axiales y momentos.

CONCLUSIÓN ESPECIFICA 04

La respuesta estructural en verificación de ductilidad en elementos tipo viga en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico asistido se verificó resultados óptimos y por debajo de ductilidad 8 dado por la norma E030, La respuesta estructural en verificación de ductilidad en elementos tipo viga en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico asistido se verificó resultados por debajo de ductilidad 8 dado por la norma E030.

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIÓN GENERAL 01

De acuerdo a los resultados de la respuesta estructural de los componentes estructurales de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico, tener mayor cuidado en la elaboración de proyecto y planos esto debido a que se encontraron deficiencias de derivas en el segundo nivel en la dirección “Y” esto se pudo evitar haciendo una superestructura más rígida y mayor área y confinamiento de acero en los elementos estructurales en dicha dirección, dentro de los objetivos en mención de la presente investigación se encontraron resultados al límite con las verificaciones e incluso menores a lo establecido por las verificaciones analizadas.

RECOMENDACIÓN ESPECIFICA 01

De acuerdo a los resultados de la respuesta estructural en cuanto a calidad de concreto establecido por norma E060 de concreto armado, en concretos endurecidos con valores mayores a 17MPa se verificó que la superestructura de concreto armado tipo pórtico se encontraron resultados al límite pero mayores a esta condición, así verificando resultados esperados de acuerdo a condición de superestructura con asistencia técnica asistida, respecto de los resultados en la respuesta estructural en calidad de concreto en la superestructura de



concreto armado tipo portico sin asistencia de personal tecnico se verificaron condiciones final del concreto endurecido menores a la condición de tener calidad de concreto mayor a 17MPA para ser considerado concreto estructural por la norma E060 de concreto armado. Esta condición nos permite señalar que esta superestructura no estaría considerada en su composición homogénea de concreto endurecido como concreto estructural.

RECOMENDACIÓN ESPECIFICA 02

De acuerdo a los resultados de la respuesta estructural en verificación de derivas de entrepiso dado por norma de 0.007, la superestructura con asistencia de personal técnico asistido paso las verificaciones dadas sin embargo, en el segundo nivel en la dirección “Y” se obtuvo mayor deriva esto hace indicar que falta mayor rigidez por parte de la composición de la estructura en este nivel recomendado aumentar los elementos estructurales en dicha dirección ya en geometría y cuantía de acero de los elementos estructurales. La respuesta estructural en verificación de derivas de entrepiso en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico se verifico resultados dentro de lo permito con valores menores a 0.007 dado por la norma E030 de concreto sismorresistente

RECOMENDACIÓN ESPECIFICA 03

De acuerdo a los resultados de la respuesta estructural de flexo compresión biaxial en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico se encontraron resultados al limite y dentro de lo permisible en relación a demanda – capacidad que nos hace suponer que los elementos tipo columna están buena condición a dicha verificación. La respuesta estructural de flexo compresión biaxial en la superestructura sin asistencia de personal técnico asistido se verifico resultados en relación demanda – capacidad por debajo de lo esperado en los elementos tipo columna, recomendando incrementar la geometría y cuantia de acero para tener un mejor comportamiento en relación de demanda – capacidad.

RECOMENDACIÓN ESPECIFICA 03

De acuerdo a los resultados de la respuesta estructural de ductilidad en vigas en la superestructura de concreto armado tipo pórtico con asistencia de personal técnico se verifico dos condiciones finales una con un valor mayor a ductilidad 8 dado por la norma E030 y otro al limite con ductilidad 7, esto nos hace considerar como bueno sin embargo se recomienda mayor geometría y cuantía de acero para una mejor ductilidad en elementos tipo viga. La



respuesta estructural de ductilidad en vigas en la superestructura de concreto armado tipo pórtico sin asistencia de personal técnico se verifico cuantías por debajo de lo permitido por la norma E030 en elementos de concreto armado, a si recomendando tener mayor geometría y cuantía de acero para un mejor comportamiento en dicha condición.

REFERENCIAS

Referencias

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14). En A. C. INSTITUTE, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14)* (pág. 592). US: American Concrete Institute.
- Blasco, A. B. (s.f.). *ESTRUCTURA Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO*. LIMA .
- Cuevas, O. M. (2005). ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO. En O. M. Cuevas, *ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO* (pág. 802). MEXICO: EDITORIAL LIMUSA, S.A.
- E030 DISEÑO SISMORESISTENTE. (2012). DISEÑO SISMORESISTENTE E 030. En RNE, *DISEÑO SISMORESISTENTE E 030*.
- E060 CONCRETO ARMADO. (s.f.). E060 CONCRETO ARMADO. En M. d. vivienda, *E060 CONCRETO ARMADO*. lima peru.
- Escuela Politecnica del ejercito - Ecuador. (2008). Temas de hormigon armado. En E. P. Ecuador, *Temas de hormigon armado* (pág. 99). Quito: quito.
- GEOENGINEERING services & consulting. (2009). *MARTILLO SCHMIDT (ESCLERÓMETRO)*.
- Hernandez Sampieri, R. (2014). *Metodología de la Investigación*. México: McGRAW-HILL.
- ICG - PERU. (s.f.). *DISEÑO DE CONCRETO ARMADO*. LIMA - PERU : FONDO EDITORIAL ICG.
- MASIS, I. S. (s.f.). *MANUAL DE ELABORACION DEL CONCRETO*. COSTA RICA : DIAGRAMA Y DISEÑO.
- merrit, f. s. (1976). *Manual del ingeniero civil*. ciudad de mexico: standard handbook for civil engineers.
- morales, R. m. (2006). *Diseño de concreto armado*. moquegua: fondo editorial icg.



- NORMA E030 DISEÑO SISMORESISTENTE. (2020). NORMA E030 DISEÑO SISMORESISTENTE. En N. E. SISMORESISTENTE, *NORMA E030 DISEÑO SISMORESISTENTE* (pág. 81). LIMA: EDITORIA SENCICO.
- NORMA E060 DE CONCRETO ARMADO RNE. (2009). NORMA E060 DE CONCRETO ARMADO RNE. En *NORMA E060 DE CONCRETO ARMADO RNE* (pág. 205). Lima - Perú: DIGIGRAF CORP. SA.
- Parra, J. (2003). *Guia de Muestreo*. maracaibo.
- PATIÑO, O. &. (2015). CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO. *Laboratorio de Ensayo de Materiales. Universidad Tecnologica de Panama*.
- PAULAY, P. (1988). *ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO*. MEXICO: EDITORIAL LIMUSA.
- Pontificia universidad catolica de chile. (enero de 2022). *repositorio tesis* . Obtenido de repositorio tesis: <https://repositorio.uc.cl/pagina/tesis>
- Pontificia universidad catolica del Perú. (2022).
- Reglamento nacional de edificaciones . (2012). Norma e030. En R. n. edificaciones, *Reglamento nacional de edificaciones* (pág. 702). lima : Megabyte.
- Reglamento nacional de edificaciones. (2009). Reglamento nacional de edificaciones e060. En R. N. Edificaciones, *norma e060 de concreto armado* (pág. 205). lima: biblioteca nacional del peru.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (s.f.). E060 CONCRETO ARMADO. En *E060 CONCRETO ARMADO*. LIMA PERU.
- SA. (2015). *edificaciones*. CUSCO: JURITAS.
- sampieri, h. (2014). *Metodologia de la investigacion*. ciudad de mexico.
- software DELSOL. (2018). <https://www.sdelsol.com/glosario/superestructura/>. Obtenido de <https://www.sdelsol.com/glosario/superestructura/>: <https://www.sdelsol.com/glosario/superestructura/>
- Universidad andina del cusco. (2022).
- Universidad nacional de ingenieria de lima. (2022).



INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS

- Variación de resistencia de calidad a compresión $F'c$ por elemento estructural.

N° DE PUNTO	SUPERFICIE EVALUADA	INDICE DE REBOTE0	ANGULO DE INCLINACION	VALOR DE $F'c$ kg/cm ²	DESCRIPCION DE ELEMENTO
1	LIMPIA	DATO	0°	DATO	COL A-PRIMER NIVEL
2	LIMPIA	DATO	0°	DATO	
3	LIMPIA	DATO	0°	DATO	
4	LIMPIA	DATO	0°	DATO	
5	LIMPIA	DATO	0°	DATO	
6	LIMPIA	DATO	0°	DATO	

- Disparos con esclerometría por elemento estructural.

		UNIVERSIDAD ANDINA DEL CUSCO											
		FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA											
		ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL											
FORMATO DE RECOLECCION DE DATOS DE ENSAYOS ESCLEROMETRICOS													
VIGA 2C -3C CASA SIN ASISTENCIA TECNICA, SEGUNDO NIVEL – edad del concreto >28 días - Angulo de toma de datos 0°													
Nu me ro de lect ura s	Numero de rebote - punto 01	Resist encia estim ada para 0°	Numero de rebote - punto 02	Resisten cia estimad a para 0°	Numero de rebote - punto 03	Resisten cia estimad a para 0°	Numero de rebote - punto 04	Resitenc ia estimad a para 0°	Nume ro de rebot e - punto 05	Resite ncia estim ada para 0°	Nume ro de rebot e - punto 06	Resite ncia estim ada para 0°	
1	24	130	22	110	22	110	23	120	22	110	25	140	
2	23	120	23	120	24	130	25	40	24	130	24	130	
3	28	180	22	110	27	165	28	180	22	110	29	190	
4	26	158	23	120	27	165	29	190	23	120	27	165	
5	25	140	ANULADO		28	180	33	250	ANULADO		26	158	
6	25	140	24	130	32	238	34	260	25	140	26	158	
7	24	130	ANULADO		33	250	27	165	ANULADO		25	140	
8	22	110	22	110	26	158	28	180	22	110	22	110	
9	22	110	22	110	27	165	30	210	22	110	22	110	
10	ANULADO		22	110	29	190	30	210	22	110	ANULADO		
Pro me dio	24	135	23	115	28	175	29	181	23	118	25	145	



VALIDACION DE INSTRUMENTOS

Instrumentos de Ingeniería

Dicha investigación que se realizó presenta distintos instrumentos de ingeniería aplicados en campo para la toma de datos, siendo imprescindible equipos y herramientas en cada ensayo desarrollado en campo.

Equipos

Esclerómetro digital marca MATEST HT 225

Figura 44: Esclerómetro Analogo HT 225



Instrumentos

- Formato de recolección de datos esclerometricos.
- Cinta métrica de 5 metros.
- Lápiz bicolor.
- Piedra de pomes.
- Cámara fotográfica.
- Lentes de protección.

Instrumentos de proceso de análisis de datos

Equipos

- Computadora portátil

Instrumentos

- Piedra de pómez.
- Cámara fotográfica.
- Hoja de cálculo ms Excel para reunión de información.



- Hoja de cálculo ms Excel para verificación de calidad en el concreto.
- Hoja de cálculo ms Excel y programa etabs para verificación de derivas.
- Hoja de cálculo Excel y hoja de cálculo Matcad, programa etabs para verificación de flexo compresión biaxial en columnas.
- Hoja de cálculo Excel y hoja de cálculo Matcad, programa etabs para verificación de ductilidad en vigas.